



## **FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

### **TESIS**

**SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA DEL BLOQUE 4 DEL  
ESTABLECIMIENTO DE SALUD NIVEL II-1,**

**"HOSPITAL SANTA GEMA YURIMAGUAS"**

**SEGÚN LA NUEVA NORMA E.030-DISEÑO SISMO RESISTENTE DEL  
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.**

(Análisis comparativo de comportamiento estructural sismo resistente y costos  
entre el sistema aislado con método tradicional)

**PRESENTADO POR EL BACHILLER**

**NILDO PAUCAR PALOMINO**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**

**INGENIERO CIVIL**

**LIMA – PERÚ**

**ENERO, 2017**

## DEDICATORIA

Dedicado a todos los hombres y mujeres que luchan un día y son buenos. Hay otros que luchan un año y son mejores. Hay quienes luchan muchos años, y son muy buenos. Pero los hay quienes luchan toda la vida: esos son imprescindibles.

**Bertolt Brecht**

## **AGRADECIMIENTO**

A mis padres Juana y Albino que con su esfuerzo supieron guiarme en todo momento y a su apoyo incondicional ya que sin ellos no hubiese podido lograr ninguna de mis metas y sobre todo por haberme forjado en mis principios y valores para ser una persona de bien.

A mi amada hija Fabiana que es la persona, que con una sonrisa me alienta a seguir adelante y saber que todos los esfuerzos que hago valen la pena.

Y a todas aquellas personas que de alguna manera colaboraron para materializar este trabajo, de manera especial a mis hermanos Edwin y Héctor y a mi asesor: Ing José Chuquillanqui, fue de gran aporte para la elaboración de este trabajo de tesis.

## RESÚMEN

El presente estudio se ha enfocado en un análisis comparativo de la respuesta estructural sismo resistente de un centro hospitalario con aisladores sísmicos y el edificio convencional. Se ha elegido una estructura de caracterización importante, en este caso es el bloque "cuatro" del Hospital Santa Gemma de Yurimaguas, el modelamiento se ha realizado en el programa ETABS versión 2015, y se ha considerado en el diseño el Reglamento Nacional de Edificaciones y la norma E.030 Sismo resistente 2016 y la Norma Chilena Nch-27452003.

Además se hace un estudio de un tipo de aislador sísmico y luego se analiza los desplazamientos horizontales, cortantes basales y finalmente se hace un análisis de costos de ratios para la construcción de Centros hospitalarios con Aisladores sísmicos.

**PALABRA CLAVE: AISLADORES SÍSMICOS**



## **SUMMARY**

The present study has focused on a comparative analysis of the structural earthquake response of a hospital center with seismic isolators and the conventional building. An important characterization structure has been chosen, in this case it is the block "four" of the Hospital Santa Gemma de Yurimaguas, the model has been made in the ETABS program version 2015, and has been considered in the design of the National Regulations of Editions and The Standard of Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

In addition, a study of a type of seismic insulation is made and then the horizontal, short basal shifts are analyzed and finally a cost analysis of the ratios for the construction of hospital centers with insulators seismic is made.

**KEY WORDS: SEISMIC INSULATORS**

## SÍNTESIS

Este trabajo de investigación que está basado en el sistema de aislamiento sísmico de un centro hospitalario de Salud, servirá para la comprensión del aislamiento sísmico de manera muy sencilla, siendo un estudio que busca incentivar y fomentar el uso de este nuevo sistema en el área de la protección sísmica, dando seguridad a los habitantes y a la estructura, ayudando a prevenir daños en los elementos no estructurales y estructurales ante sismos que pueden ocurrir durante la vida útil de la edificación.

Mi mayor anhelo es aportar mediante esta investigación para que en un futuro muy próximo sea reglamentado en nuestro país el uso de aisladores sísmicos en todas las edificaciones.

## ÍNDICE GENERAL

### Contenido

DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTO .....	iii
RESÚMEN.....	iv
SUMMARY .....	v
SÍNTESIS .....	vi
ÍNDICE GENERAL.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	xvi
CAPÍTULO I: PLAN METODOLÓGICO.....	3
1.1 Descripción de la realidad problemática.....	4
1.2 Delimitación de la Investigación.....	4
1.2.1 Espacial.....	4
1.2.2 Temporal.....	4
1.3 Planteamiento de problemas de investigación .....	5
1.3.1 Problema General .....	5
1.3.2 Problemas Específicos .....	5
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN .....	5
1.4.1 Objetivo General.....	5
1.4.2 Objetivos Específicos.....	5
1.5 Formulación de la hipótesis de la investigación .....	6
1.5.1 Hipótesis General .....	6
1.5.2 Hipótesis Específicas.....	6
1.6 Variables de la Investigación .....	6
1.6.1 Variable independiente.....	6
1.6.2 Variables dependientes .....	6
1.7 Diseño de la Investigación .....	6
1.7.1 Tipo de Investigación .....	6
1.7.2 Nivel de Investigación.....	6
1.7.3 Métodos de Investigación .....	6



1.8	Justificación e Importancia de la Investigación.....	7
1.8.1	Justificación.....	7
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO .....		8
2.1	Antecedentes de la Investigación .....	8
2.2	Bases Teóricas .....	9
2.2.1	Historia de los Aisladores.....	9
2.3	Tipos y Comportamiento de Los Aisladores .....	14
2.3.1	Aisladores Elastoméricos.....	15
2.3.2	Sistema de Péndulo Friccional (FPS) .....	18
2.4	Comportamiento del Sistema Aislado .....	19
2.4.1	Introducción del Sistema Aislado.....	19
2.4.2	Definición de Rigidez (K).....	19
2.4.3	Sistema Aislado .....	23
2.5	Consideraciones Generales para el Diseño.....	27
2.6	Normas Técnicas.....	31
2.6.1	Federal Emergency Management Agency .....	31
2.6.2	Uniform Building Code 1997, Capítulo 16.....	33
CAPÍTULO III PRESENTACIÓN DE RESULTADOS .....		43
3.1	Diseño de Aisladores .....	44
3.2	Procedimiento teórico del aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)	44
3.2.1	Determinar el número de aisladores .....	44
3.2.2	Calculo de Cargas de Diseño.....	44
3.2.3	Parámetros del Aislador .....	44
3.2.4	Cálculo del desplazamiento de Diseño.....	44
3.2.5	Cálculo del desplazamiento máximo.....	45
3.2.6	Características del aislador requerido.....	45
3.2.7	Cálculo de la rigidez total se determina mediante la fórmula.....	46
3.2.8	Cálculo del área del aislador .....	46
3.2.9	Cálculo de la altura del aislador .....	46
3.2.10	Calculo del Módulo de corte (G) .....	46
3.2.11	Cálculo del espesor de las capas .....	47
3.2.12	Cálculo del factor de forma .....	47

3.2.13	Cálculo del número de capas se determina con la siguiente fórmula: .....	47
3.2.14	Cálculo del espesor de las placas de acero.....	47
3.2.15	Cálculo de la altura del aislador .....	48
3.2.16	Cálculo de la rigidez y frecuencia vertical .....	48
3.2.17	Verificación del periodo efectivo .....	49
3.2.18	Cálculo de la deformación angular máxima .....	49
3.2.19	Verificación del pandeo y estabilidad .....	49
3.3	Calculo del Aislador elástico de alto amortiguamiento.....	50
3.4	Análisis del sistema sin aislamiento y del sistema aislado .....	50
3.4.1	Modelamiento sin Aislamiento.....	50
3.4.2	Ubicación del bloque 4 .....	50
3.4.3	Normas empleados .....	50
3.4.4	Especificaciones- Materiales Empleados .....	51
3.4.5	Estados de Carga.....	52
3.4.6	Diseño del concreto Armado .....	52
3.4.7	Predimensionamiento .....	53
3.4.8	Estructuración del bloque.....	53
3.4.9	Metrado de cargas .....	56
3.4.10	Análisis sísmico .....	58
3.4.11	Modelamiento Matemático .....	60
3.4.12	Modelos de Análisis y Resultados de Desplazamientos .....	64
3.4.13	Modelamiento Con Aislamiento .....	65
3.4.14	Normas Empleados.....	66
3.4.15	Especificaciones- materiales Empleados .....	66
3.4.16	Estados de carga.....	68
3.4.17	Diseño de Concreto Armado .....	68
3.4.18	Predimensionamiento .....	69
3.4.19	Estructura del Bloque. ....	69
3.4.20	Predimensionamiento de vigas Peraltadas .....	69
3.4.21	Metrado de Cargas .....	70
3.4.22	Modelamiento Matemático .....	74
3.4.23	Modelos de Análisis y Resultados de Desplazamientos .....	78
3.5	Resultados.....	80



3.6	Análisis de costos del block 4 del Establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" .....	82
	CAPITULO IV: PROCESO DE CONTRASTE DE HIPÓTESIS .....	87
4.1	Prueba de Hipótesis General .....	88
4.2	Prueba de Hipótesis Específicas .....	88
	CAPÍTULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	89
5.1	Conclusiones.....	90
5.2	Recomendaciones.....	90
5.3	Fuentes de Información.....	90
5.4	ANEXOS .....	1

## ÍNDICE DE TABLAS

### Capítulo 2

**Tabla 2.1.- Comparación entre las normas técnicas consultadas**

### Capítulo 3

**Tabla 3.1.- Factor de reducción**

**Tabla 3.2.- predimensionamiento de vigas peraltadas**

**Tabla 3.3.- Predimensionamiento de columnas**

**Tabla 3.4.- Tabla de cargas muertas**

**Tabla 3.5.- Cargas Vivas**

**Tabla 3.6.- cargas muertas y vivas**

**Tabla 3.7.- Peso de la estructura**

**Tabla 3.8.- Sistemas Estructurales**

**Tabla 3.9.- Análisis de Desplazamiento según Reglamento**

**Tabla 3.10.- Factor de Reducción 2**

**Tabla 3.11.- Predimensionamiento de Vigas**

**Tabla 3.12.- Cargas Muertas**

**Tabla 3.13.- Cargas Vivas**

**Tabla 3.14.- Cargas Muertas y Vivas**

**Tabla 3.15.- Peso de la Estructura 2**

**Tabla 3.16.- Sistema Estructural**

**Tabla 3.17.- Ratios de construcción y equipamiento del hospital de Ate**

**Tabla 3.18.- Presupuesto Hospital el Carmen-Huancayo**

**Tabla 3.19.- Presupuesto Hospital de Ayabaca-Piura**

**Tabla 3.20.- Presupuesto Hospital de Tacna**

**Tabla 3.21.- Presupuesto Hospital de Policía**

**Tabla 3.22.- Presupuesto Hospital Santa Gema de Yurimaguas**

**Tabla 3.23.- Ratios de construcción y equipamiento de hospitales**

**Tabla 3.24.- Comparativo de ratios de construcción y equipamiento de hospitales**

## ÍNDICE DE FIGURAS

### Introducción:

**Figura 1.1.-** Clasificación de sistemas de respuesta sísmica

### Capítulo 2

**Figura 2.1.-** Masificación de edificios con aisladores sísmicos en  
Japón, luego del terremoto de Kobe de 1995.

**Figura 2.2.-** Partes del Sistema de aislación.

**Figura 2.3.-** Componentes el aislador LRD

**Figura 2.4.-** Diámetro del aislador LRD

**Figura 2.5.-** Componentes del aislador LRB

**Figura 2.6.-** Diámetro del aislador LRB

**Figura 2.7.-** Componentes del aislador FPS y Deslizador sobre superficie  
esférica

**Figura 2.8.-** Rigidez del desplazamiento-estructura de un agrado de  
libertad

**Figura 2.9.-** Sistemas de un grado de libertad

**Figura 2.10.-** Modelos de un grado de libertad

**Figura 2.11.-** Vibración libre

**Figura 2.12.-** Movimiento no amortiguando

**Figura 2.13.-** Sistemas de una grado de libertad amortiguado

**Figura 2.14.-** Modelo de estructura aislada

**Figura 2.15.-** Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento

### Capítulo 3

**Figura 3.1.- Ubicación del block 04, del Centro hospitalario Santa Gema**

**Figura 3.2.- Especificaciones de materiales empleados**

**Figura 3.3.- Definición de ejes**

**Figura 3.4.- Definición de Materiales de Concreto**

**Figura 3.5.- Definición de Secciones de Columna**

**Figura 3.6.- Definición de Secciones de Vigas**

**Figura 3.7.- Definición de losas**

**Figura 3.8.- Definición de Muros de Ascensor**

**Figura 3.9.- Diafragmas Rígidos 1**

**Figura 3.10.-Vista Isométrica de Block 4**

**Figura 3.11.-Modelo para Análisis**

**Figura 3.12.- Ubicación del Block 4**

**Figura 3.13.-Definición de Materiales**

**Figura 3.14.- Modelo Matemático-Definición de Ejes**

**Figura 3.15.- Definición de Materiales del Concreto**

**Figura 3.16.- Definición de Sección de Columna**

**Figura 3.17.- Definición de Sección de Viga**

**Figura 3.18.- Definición de Losa**

**Figura 3.19.- Definición de Muros de Ascensor**

**Figura 3.20.- Diafragmas Rígidos 2**

**Figura 3.21.- Vista Isométrica**

**Figura 3.22.- Modelo para Análisis de Resultados**



**Figura 3.23.- Análisis de Resultados –Desplazamiento horizontal**

**Figura 3.24.- Análisis de Desplazamientos según Norma**

## INTRODUCCIÓN

El 16 de abril de 2016, nuestro vecino país Ecuador vivió uno de los mayores eventos sísmicos de estos últimos años. Aquella tarde vimos cómo un territorio fue sometido a la mayor de las pruebas posibles para la ingeniería y construcción. Sin dejar de lamentar los daños y pérdidas humanas producidas en este gran terremoto, no podemos dejar de reconocer el excelente desempeño que, en términos generales, demostraron algunas edificaciones y obras de construcción como por ejemplo el puente Las Caras de Bahía Caráquez (Manabí).

En eventos de esta naturaleza, la prioridad es la protección de la vida y por otro lado, se debe asegurar el funcionamiento de aquellas edificaciones vitales, como son los establecimientos de salud y puentes. Sin embargo, diseñar edificaciones convencionales que no sufran daños durante un sismo puede resultar muy costoso o difícil si la estructura planteada interfiere con los requerimientos arquitectónicos, mecánicos, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas etc. En consecuencia, para mejorar el comportamiento estructural de ciertas edificaciones conviene considerar un sistema de aislamiento que modifique las características dinámicas de la estructura. Es nuestra responsabilidad prepararnos para enfrentar el futuro y los próximos eventos de forma adecuada y; asimismo, como profesionales de la construcción tener presente las nuevas demandas del mercado, que indican que los sistemas de protección sísmica tendrán cada día un rol más protagónico dentro de la industria.

Según ES-ISO 3010 international Standart "Basis for design of structures Seismic actions on structures"<sup>1</sup> se plantea una clasificación general que consiste en tres sistemas de control de respuesta sísmica (ver fig. 1.0)

---

<sup>1</sup> ES-ISO 3010: Norma de acciones sísmicas en estructuras, ver anexo 5  
página 101



Figura 1.1.- Clasificación de sistemas de respuesta sísmica

Fuente: *Es-ISO 3010:2012 (anexo 4.0)*

El uso de aisladores sísmicos está orientado para edificaciones de baja altura y de gran área como son museos, centro de datos, hospitales que debe seguir operando después de un terremoto de gran altura<sup>2</sup>.

El uso de disipadores sísmicos es para edificios flexibles, comúnmente por encima de los 10 pisos, controlando su desplazamiento entre un nivel inferior y otro superior mediante unas diagonales y dentro de unos amortiguadores que van a absorber la energía sísmica. Se usan diagonales metálicas por lo general, y en los extremos de éstas se suele insertar y colocar un disipador que va a funcionar igual que un amortiguador de un carro: absorberá la energía y provocará que el edificio se mueva menos, causando pocos daños en la parte interior”.

Los disipadores son unos dispositivos que se colocan en la estructura y que tienen por misión oponerse al movimiento del sismo y generar fuerzas contrarias a la fuerza del mismo.

Con esto se logra el aumento del amortiguamiento pues se reducen las fuerzas sísmicas y los desplazamientos. Es como si una estructura diseñada para una

<sup>2</sup> Revista constructivo Ing Ivan Gonzales de CDV



aceleración de 0.4g fuera realmente diseñada para 0.3g, con lo que estamos aumentando el amortiguamiento del 5%, que es lo normal en edificios a uno de 15% o 20%, sostuvo el Ing. Casabonne<sup>3</sup>

Para edificios altos mayores a 50 ó 100 pisos llamados rascacielos existe otra solución que es el "Sistemas de masa sintonizada" es para las estructuras afectadas por la fuerza del viento, se coloca una gran masa en su tercio superior. Esa gran masa, que en algunos casos pesa cientos de toneladas, recibe una señal electrónica de un dispositivo a nivel del suelo de tal modo que cuando se inicia el movimiento telúrico envía un impulso a la masa y ésta comienza a moverse de forma contraria al desplazamiento del terreno<sup>4</sup>.

Esta tesis desarrolla la implementación de sistemas de aislamiento del establecimiento de salud "Santa Gema de Yurimaguas" y se involucra con el procedimiento de diseño y costo de incorporación de esta tecnología, esta implementación se respalda en el decreto supremo N°002-2014-Vivienda del Reglamento Nacional de Edificaciones donde disponen la incorporación del Anexo 03 "Sistemas de Protección Sísmica, específica para el caso de **Establecimientos de Salud**" de la Norma Técnica de Edificación E.030-Diseño Sismo resistente.

---

<sup>3</sup> Revista constructivo Ing Carlos Casabonne Rasselet

<sup>4</sup> Revista constructivo Ing Julio Rivera Feijoo

## CAPÍTULO I: PLAN METODOLÓGICO



## 1.1 Descripción de la realidad problemática

En los últimos 10 años, Como hemos podido apreciar en Chile, Perú y Ecuador ha ocurrido Sismos con una magnitudes 7.9, 8.5 y 7,8 en la escala de Richter, fueron muy devastadores dejando cuantiosas pérdidas humanas e infraestructura.

En ese sentido en nuestro país con propósito de proteger ante eventualidades sísmicas, en los últimos cinco años se ha establecido normas para la construcción de establecimientos de salud de nivel II y III es decir grandes y medianos.

La Primera norma establecida en el año 2014 y que ya está vigente en la norma de Diseño Sismo Resistente E-030 que indica que los establecimientos de salud de nivel II y III serán construidos con aisladores sísmicos, esta tecnología permitirá reducir la sensación sísmica dentro del establecimiento hospitalario con el cual se preservará la integridad de los pacientes y también el valioso y costoso equipamiento hospitalario.

Esta incorporación de aisladores sísmicos en la construcción de establecimientos de salud tiene variaciones en diseño y costos con respecto a los métodos tradicionales hasta antes de la publicación de esta nueva norma Sismo resistente del reglamento Nacional de Edificaciones.

## 1.2 Delimitación de la Investigación

### 1.2.1 Espacial

La investigación se ha desarrollado en el bloque cuatro del establecimiento de salud "Santa Gema de Yurimaguas" de categoría II-1, ubicada en el bloque 01 de la manzana G del Asentamiento Humano Moralillos Aguamiro I Etapa, en el distrito de Yurimaguas, Provincia de Alto Amazonas y Departamento de Loreto.

### 1.2.2 Temporal

La investigación se ha desarrollado durante la etapa de construcción del establecimiento de Salud "Santa Gema de Yurimaguas" desde Enero de 2016 hasta la actualidad.

### 1.3 Planteamiento de problemas de investigación

#### 1.3.1 Problema General

Se cree que:

¿El bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" tendrá un mejor comportamiento estructural con la incorporación de aisladores sísmicos?

#### 1.3.2 Problemas Específicos

**Problema específico 1.-** ¿Con la incorporación de aisladores sísmicos en el bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas", se optimizará los desplazamientos y esfuerzos del bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas"?

**Problema específico 2.-** ¿Con la incorporación de aisladores sísmicos en el establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas", se incrementará el costo del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas"?

### 1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

#### 1.4.1 Objetivo General

Analizar y comparar el comportamiento estructural sismo resistente del bloque cuatro del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" entre un diseño convencional y un diseño que incluye aisladores sísmicos del mismo bloque.

#### 1.4.2 Objetivos Específicos

- Analizar y diseñar el aislador sísmico que se colocará en el bloque cuatro del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas".
- Analizar y comparar el comportamiento estructural sismo resistente mediante desplazamientos relativos y cortantes basal del bloque cuatro del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" entre un diseño convencional y un diseño que incluye aisladores sísmicos del mismo bloque cuatro.

- Determinar ratios de costos de implementación de aisladores sísmicos en el establecimiento de salud Santa Gema de Yurimaguas  
Y otros establecimientos similares.

## 1.5 Formulación de la hipótesis de la investigación

### 1.5.1 Hipótesis General

Con la implementación de aisladores sísmicos, se obtendrá un mejor comportamiento estructural del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas".

### 1.5.2 Hipótesis Específicas

**Hipótesis Específico 1.-** Con la incorporación de aisladores sísmicos en el bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" se reducirá el desplazamiento y esfuerzos.

**Hipótesis Específico 2.-** Con la aplicación de aisladores sísmicos, variará el costo de construcción del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas"

## 1.6 Variables de la Investigación

### 1.6.1 Variable independiente.

La variable independiente es el tiempo

### 1.6.2 Variables dependientes

La variable dependiente es el desplazamiento

## 1.7 Diseño de la Investigación

### 1.7.1 Tipo de Investigación

El tipo de investigación es de tipo documental es decir de tipo bibliográfica.

### 1.7.2 Nivel de Investigación

El nivel de investigación es comprensivo

### 1.7.3 Métodos de Investigación

El método de investigación es lógico deductivo



## 1.8 Justificación e Importancia de la Investigación

### 1.8.1 Justificación

El presente plan de tesis se realiza con la finalidad de diseñar para reducir la sensación sísmica del Establecimiento de tercer nivel Hospital Santa Gema de Yurimaguas y determinar el costo de incorporar aisladores sísmicos.

## CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1 Antecedentes de la Investigación

A partir del análisis y de la comprensión de los objetivos generales y específicos se desprende el siguiente alcance.



- Proveer de información técnica y económica sobre aisladores sísmicos, ya que en nuestro país, existen pocas estructuras con estos sistemas, impulsando el interés, estudio e implementación de los mismos.
- En este trabajo se elegirá un tipo de aislador sobre el cuál se centrará el análisis. Luego, se realizará el modelamiento en un programa de análisis no lineal Etabs 2015 versión 15.2.0. Se buscará modelar el bloque cuatro del establecimiento de salud "Santa Gema de Yurimaguas" que está constituido de pórticos, luego se realizará observaciones sobre la influencia de los aisladores en el comportamiento de la estructura en cuanto a los desplazamientos relativos y cortante basal.
- En la siguiente parte del desarrollo de la presente tesis se realizará el estudio económico de la incorporación de aisladores sísmicos en seis establecimientos de salud y finalmente se obtendrá como resultado los ratios de construcción a todo costo que incluye las obras civiles y equipamiento para todo establecimiento de salud que incluya aisladores sísmicos.
- 
- Este trabajo de investigación servirá para la comprensión del aislamiento de los establecimientos de salud de nuestro país, siendo un estudio que busca incentivar y fomentar el uso de este nuevo sistema en el área de la protección sísmica, dando seguridad a los habitantes y a la estructura, ayudando a prevenir daños en los elementos no estructurales y estructurales ante sismos que pueden ocurrir durante la vida útil de la edificación.
- Mi mayor anhelo es aportar mediante esta investigación para que en un futuro muy próximo sea reglamentado en nuestro país el uso de aisladores sísmicos en todas las edificaciones importantes

## 2.2 Bases Teóricas

### 2.2.1 Historia de los Aisladores

El criterio de aislación sísmica se desarrolló 528 años antes de nuestra era en el imperio Persa, se construyó la "tumba de Ciro" la cual es una edificación de 11m

de alto que se alza sobre un basamento (plataforma que sostiene al edificio) construido con piedra caliza cuadrangular.

El concepto de aislación sísmica ha sido desarrollado en los últimos 40 años y se ha venido difundiendo para ser aplicado de forma práctica; en los últimos 15 años su aplicación se ha ido incrementando de forma exponencial por el buen desempeño que presentaron los pocos edificios aislados ante los sismos. En el año 1909 J.A. Calantarients del Reino Unido le escribió una carta al Director del servicio sismológico de Chile, en la cual, afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad si es que había una junta entre la base de la estructura y el suelo relleno de un material fino (arena, mica o talco) que le permitiese deslizarse durante el evento sísmico; esto hace que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no colapse. A lo que el investigador hacía referencia es un concepto primitivo de aislamiento sísmico<sup>5</sup>.

El inglés John Milne, quien fue profesor de Ingeniería de Minas en la Universidad de Tokyo entre 1876 y 1895, realizó varios experimentos de aislación sísmica, instrumentaba una estructura aislada sísmicamente y la sometía a un movimiento sísmico. En 1885 escribió un reporte describiendo su primer experimento a la Asociación Británica de Avance de la Ciencia. En ese primer experimento, la estructura estaba construida sobre unas esferas de deslizamiento de 10 pulgadas de diámetro; sin embargo, aparentemente el edificio no tenía un buen desempeño frente a cargas de viento así que volvió a realizar el ensayo varias veces hasta que determinó que para esferas de diámetro de  $\frac{1}{4}$  de pulgada la estructura se volvía estable para cargas de viento. En el último siglo se han buscado diversos mecanismos que sirvan para desacoplar a la estructura del suelo con el objetivo de reducir las fuerzas y como consecuencia los daños. En 1996 James M. Kelly da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios aislados. Dos de ellos fueron construidos sobre esferas: un edificio en Sevastopol, Ucrania y un edificio de cinco pisos en México; y el tercero, un edificio de cuatro pisos para el observatorio sismológico del estado

---

<sup>5</sup> Design of Seismic isolated structures, F. Naeim and J. M. Kelly



de Beijing sobre una capa de arena. En 1992, Eisenberg, describe a un edificio construido en 1959 en Ashkhabad, Turkmenistán, el cual, estaba suspendido por cables. En 1969 se construyó el primer edificio aislado con bloques de caucho: la escuela Pestalozzi de tres pisos hecha de concreto en Skopje, Yugoslavia. A finales de la década de los 70' unos pocos edificios aislados fueron construidos en Japón. Fue el inicio del desarrollo de los SREI (Steel Reinforced Elastomer Isolator), en los cuales, se vulcanizan las capas de caucho y las placas de acero intercaladas con el fin de aumentar la rigidez vertical .<sup>6</sup>

Hasta el año 1985 sólo tres proyectos habían sido completados. Entre 1985 y 1994, durante el boom de la economía japonesa, el número de edificios aislados empezó a incrementarse a razón de 10 edificios por año. En 1978 se construyó el viaducto de Toe-toe en North Island, Nueva Zelanda. Fue la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro para que ayude a disipar la energía. Este tipo de aisladores llamados LRB (Lead Rubber Bearing) son de amplio uso actualmente.

Un pequeño número de edificios aislados fueron construidos en nueva Zelanda e Italia principalmente por ser muy importantes. En 1981 se terminó el primer edificio aislado con LRB: Edificio William Clayton en Wellington, Nueva Zelanda. El primer edificio aislado en los Estados Unidos es Foothills Communities Law and Justice Center (FCLJC) ubicado en el Rancho Cucamonga, Los Ángeles. Este edificio construido a inicios de 1984 y terminado a mediados de 1985 fue hecho sobre aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural. El mismo sistema de aisladores de alto amortiguamiento fue empleado en el Fire Command and Control Facility (FCCF).

En Estados Unidos el proceso de la elaboración de códigos que incluyeran pautas para el diseño con aisladores sísmicos empezó con una simple publicación de la Asociación de Ingenieros estructurales del Norte de California llamada "Tentative Seismic Isolation Design Requirements" (SEAOC 1986), la cual, se basaba principalmente en el diseño con métodos estáticos. En el año 1990 los miembros del comité sismológico del SEAOC deciden incluir en su "Blue

---

<sup>6</sup> Design of Seismic isolated structures, F. Naeim and J. M. Kelly

Book", un apéndice con los requerimientos de "General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures".<sup>7</sup>

Esta publicación fue considerablemente modificada y se incluyó como un apéndice no obligatorio del capítulo 23 en la versión del año 1991 del UBC (Uniform Building Code) con el nombre de "Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures".

Tanto el comité sismológico del SEAOC como el del UBC han ido revisando periódicamente sus códigos y han ido actualizándolos (SEAOC 1996, UBC 1994 y 1997). En las últimas versiones el diseño se basa fundamentalmente en el análisis dinámico de las estructuras. Por otro lado, por encargo del Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios, se incorporaron los requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) en el año 1995. Esos requerimientos fueron modificados en la versión del año 1997, en la que los documentos del SEAOC, UBC y NEHRP fueron compatibilizados. En el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los primeros países en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. Cuenta además con la norma Chilena NCh2745 – 2003 que es el resultado de la adaptación a la realidad chilena del código UBC (Uniform Building Code) del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433.Of1996. Entre los edificios actualmente aislados en Chile se tiene: un bloque del conjunto habitacional Comunidad Andalucía construido entre los años 1991 y 1992 para un estudio hecho por la Universidad Católica de Chile, el centro médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica de Chile construido en el año 2000 y el Hospital Militar inaugurado en el año 2008. Antes del terremoto de Kobe (1995) existían 85 edificios aislados en Japón.<sup>8</sup>

El buen desempeño que tuvieron dos estructuras aisladas en Kobe hizo que el uso de aisladores sísmicos se incrementara abruptamente: aproximadamente veinte edificios por mes. Para 1998 ya había 600 edificios aislados. En la Figura 2.1. Se muestra la cantidad de edificios aislados entre los años 1985 y 2008. Se

<sup>7</sup> Design of Seismic isolated structures, F. Naeim and J. M. Kelly

<sup>8</sup> Design of Seismic isolated structures, F. Naeim and J. M. Kelly



observa la tendencia exponencial del uso de éstos dispositivos de protección sísmica que se desarrolla durante los últimos quince años.

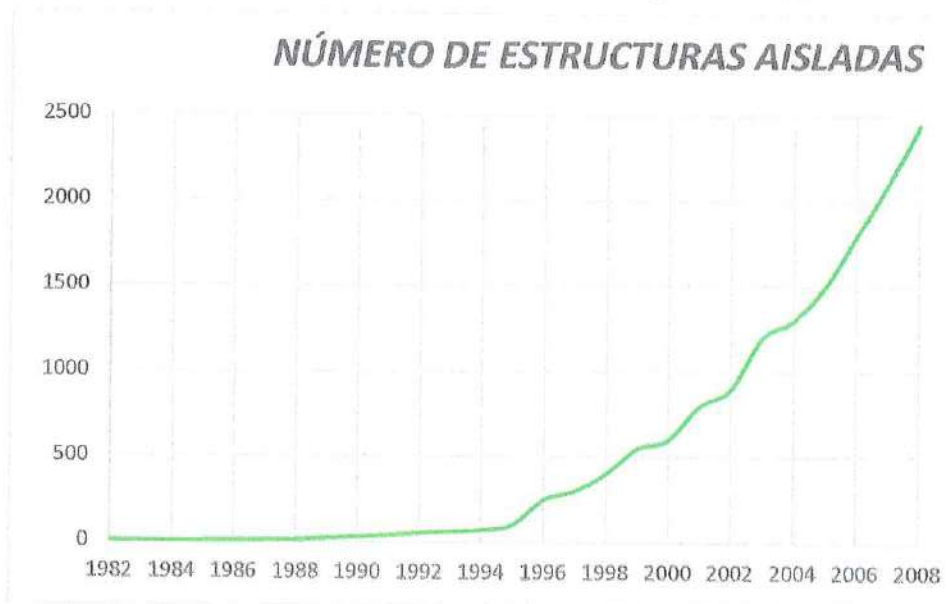


Figura 2.1.- Masificación de edificios con aisladores sísmicos en Japón, luego del terremoto de Kobe de 1995.

*Fuente: Corporación de desarrollo tecnológico, Cámara Chilena Construcción, Claudio Nitsche M*

Durante el sismo de Northridge (California, 1994) cinco estructuras aisladas presentaron un buen comportamiento. Para el año 1998 ya había cuarenta edificios aislados en Estados Unidos. En los últimos años el concepto de aislación sísmica se ha ido extendiendo y ha sido aceptado por varios diseñadores debido al excelente desempeño que las estructuras aisladas han tenido durante los sismos de Northridge (California, 1994), Kobe (Kobe, 1995) y recientemente en Chile (Región del Bio-Bio, 2010). La tendencia de la construcción de edificios aislados en Chile es muy similar a la experimentada en Japón y Estados Unidos.

En el año 2015 en Ecuador se construye el Puente Los Caras en Bahía de Cáraquez-Manabí con 160 aisladores. En el año 2016 en Ecuador se construye el primer edificio de oficinas con aisladores sísmicos, Sky Building.

En nuestro país se tiene algunas edificaciones con aisladores sísmicos

Como son:



- El centro de investigación de la facultad de ingeniería civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- El puente Chilina en Arequipa, el Hospital del Carmen en Huancayo.
- El campus de la Universidad UPC en villa Chorrillos.
- El proyecto Multifamiliar Atlantik Ocean Tower se ubica en la Avenida Bertoloto en San Miguel. Un edificio diseñado para albergar, en sus 15 pisos, más de 160 departamentos.
- Edificio corporativo de la Empresa GyM ubicado en Av. Pettit Thouars , en el distrito de Miraflores
- La nueva sede de la universidad de Ingeniería y Tecnología (Utec) se han utilizado 145 aisladores sísmicos con núcleo de plomo y 4 deslizadores ubicado en el Malecón Armendáriz del distrito de Barranco y que es ganador del premio Riba 2016 como mejor diseño Arquitectónico.<sup>9</sup>

### 2.3 Tipos y Comportamiento de Los Aisladores

El aislamiento sísmico consiste en desacoplar horizontalmente a la estructura del suelo. El sistema de aislamiento usado y los dispositivos de aislación para lograr dicho objetivo pueden variar de acuerdo con las necesidades o preferencias del diseñador. Los dispositivos de aislación, también llamados aisladores, son elementos estructurales muy flexibles en la dirección horizontal y sumamente rígidos en la vertical que permiten grandes deformaciones horizontales ante las sollicitaciones sísmicas.

A la estructura que se encuentra encima del sistema de aislación se le denomina superestructura y a la que se encuentra debajo subestructura, el sistema de aislación es el conjunto de elementos estructurales que incluye a todos los aisladores, sus conexiones y a los elementos estructurales que transmiten fuerzas entre el sistema de aislamiento y la superestructura y subestructura. La interface de aislamiento es el límite imaginario entre la superestructura y la subestructura. La Figura 2.2. muestra las partes del sistema

---

<sup>9</sup> <https://www.architecture.com/Awards/InternationalPrize2016/InternationalPrize2016.aspx>: visita 15/12/2016

de aislación. Entre los principales tipos de aisladores tenemos a los aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento (LRD), los aisladores con núcleo de plomo (LRB), los aisladores de alto amortiguamiento (HDR), el sistema de péndulo de fricción invertido y de doble curvatura.<sup>10</sup>

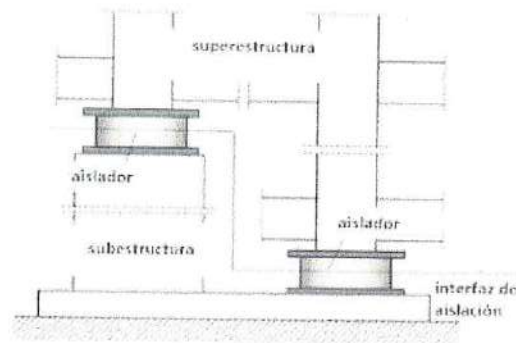


Figura 2.2. Partes del Sistema de aislación.

Fuente: *Seismically Isolated Structures, anexo 7.0, página 12-6*

### 2.3.1 Aisladores Elastoméricos

Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LRD) también llamados aisladores elastoméricos de caucho natural. Al principio fueron usados sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión; sin embargo, luego se notó que si se deseaba aumentar la rigidez vertical se debía reforzar intercalando láminas de acero con capas de caucho, así se obtenía una rigidez vertical que era cientos de veces la rigidez horizontal. El proceso de fabricación de los LRD consiste en intercalar capas de acero y caucho que se colocan en un molde y se les aplica presión a una temperatura de 140°C por aproximadamente seis horas. Durante ese tiempo se produce la reacción del epóxido colocado entre las capas y el caucho se vulcaniza y adquiere su propiedad elástica. La adhesión entre el acero y el caucho debe ser tan resistente que antes que falle el pegamento debería fallar la goma. Al intercalar el caucho con el acero la capacidad para resistir cargas de gravedad aumenta y le da estabilidad a soportes laterales altos ante cargas laterales. Las placas de acero que se colocan en la zona superior e inferior sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante cargas de gravedad. En la Figura 3.3. Se muestran los componentes del LRD.

<sup>10</sup> Design of Seismic isolated structures, F. Naeim and J. M. Kelly



El amortiguamiento de este tipo de aisladores está entre el 5 y 10%, lo cual obliga muchas veces a usar sistemas de amortiguadores adicionales. La fuerza cortante y la deformación lateral tienen una relación lineal (Figura 3.3). Las principales ventajas de usar este tipo de aisladores es que son fáciles de modelar y fabricar.

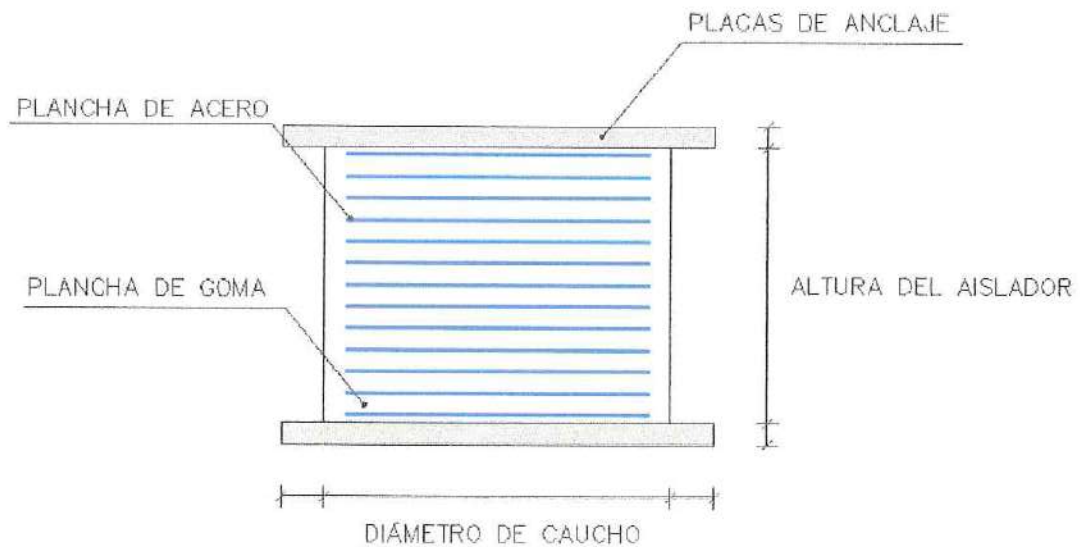


Figura 2.3- Componentes del aislador LRD.

Fuente: *Design of Seismic isolated structures*, F. Naeim and J. M. Kelly

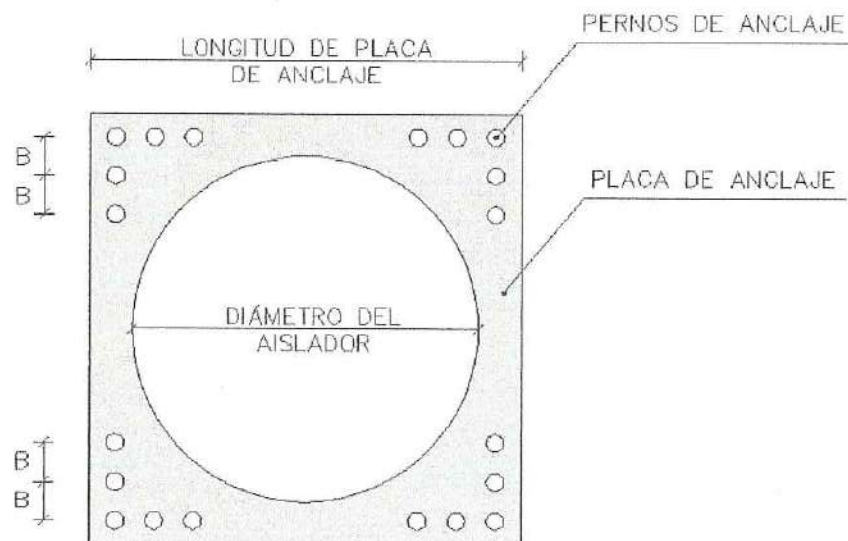


Figura 2.4- Diámetro del aislador LRD.

Fuente: adaptado de *Brochure de Dynamic Isolation System*, 2014

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) se construyen generalmente de caucho de bajo amortiguamiento intercalado con láminas de acero y en el centro se deja un agujero en el que se introduce el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, bajo presión y se convierten en una unidad. El núcleo de plomo se coloca para producir numerosos ciclos histeréticos estables ya que este fluye (a una tensión de 10 MPa) y recristaliza a temperatura ambiente; esto hace que tenga una buena resistencia a la fatiga. En la Figura 3.5 se muestran los componentes del LRB y en la figura 3.6 se observa un ciclo fuerza-deformación del LRB y se distingue que la rigidez inicial es mucho mayor que la del LRD y en consecuencia, el bucle encierra un área mucho mayor. Entre las ventajas del LRB podemos encontrar que el amortiguamiento aumenta con respecto al LRD y varía entre el 15 y 35%. Además produce de forma natural un nivel de rigidez inicial importante para las cargas de servicio o de viento.

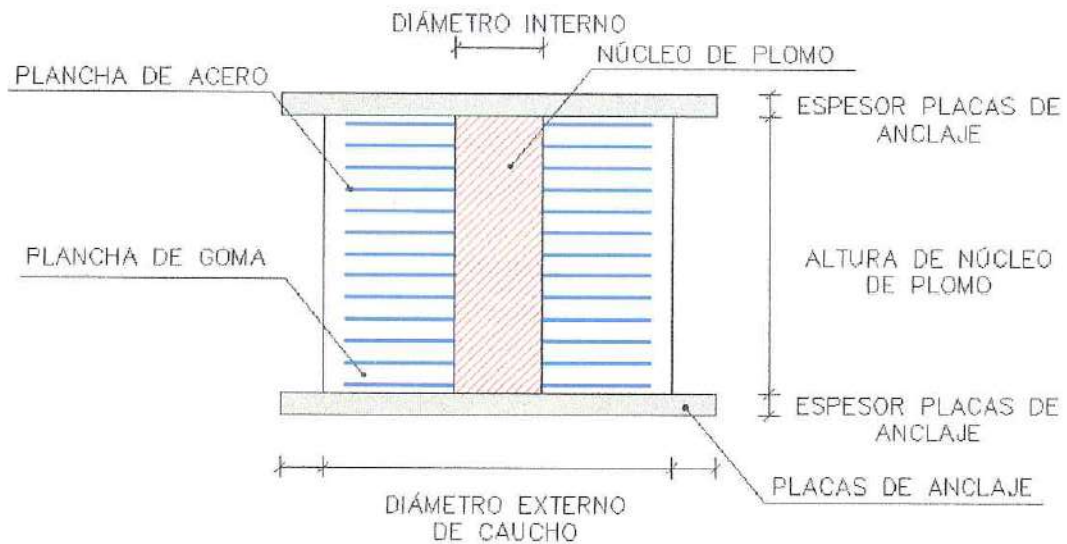


Figura 2.5- Componentes del aislador LRB.

Fuente: *Design of Seismic isolated structures*, F. Naeim and J. M. Kelly



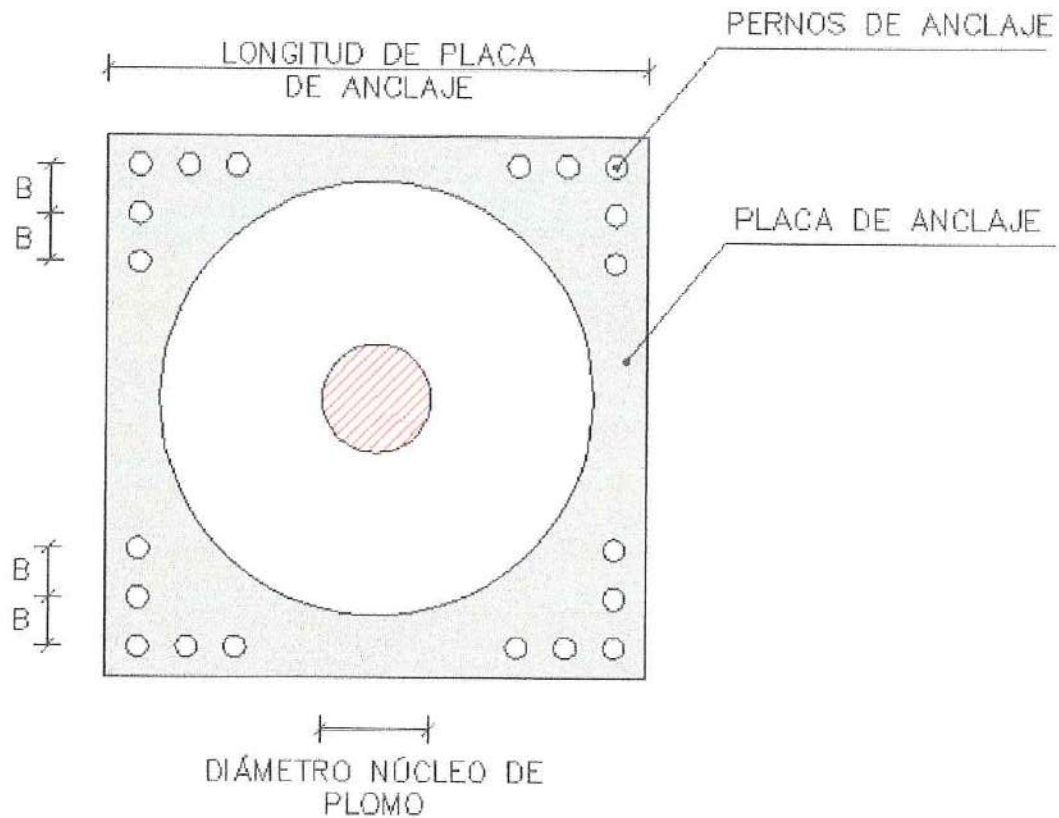


Figura 2.6- Diámetro del aislador LRB.

Fuente: adaptado de Brochure de Dynamic Isolation System, 2014

### 2.3.2 Sistema de Péndulo Friccional (FPS)

Es un sistema de aislamiento que combina el efecto de deslizamiento con una fuerza restitutiva generada por las cargas de gravedad y la geometría. Consiste en un deslizador conectado a la superestructura

Que se mueve sobre una superficie cóncava. En la Figura 2.7. se muestran los componentes del FPS. El movimiento producido en la base debido al sismo producirá un desplazamiento en el deslizador, el cual disipará energía por fricción. Debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento la fuerza vertical tendrá un componente tangencial impulsará a centrar el sistema. La forma del deslizador es lenticular esférica, lo cual permite que un área esté en contacto con la superficie cóncava. El deslizador de acero está recubierto con un fluoropolímero de alta resistencia lo que le permite trabajar con presiones cercanas a 500 kg/cm<sup>2</sup>.



Figura 2.7- Componentes del aislador FPS y Deslizador sobre superficie esférica Fuente: Norma NCh 2745

## 2.4 Comportamiento del Sistema Aislado

### 2.4.1 Introducción del Sistema Aislado

Para poder explicar y comprender matemáticamente

El sistema aislado es necesario conocer el desplazamiento, la velocidad, aceleración en función del periodo de vibración T y del coeficiente de amortiguamiento E de un sistema de un grado de libertad mediante los conocimientos básicos de dinámica estructural como explicamos a continuación:

### 2.4.2 Definición de Rigidez (K)

Se entiende por rigidez la acción (fuerza, momento) que produce un desplazamiento unitario:  $K=F/\Delta$

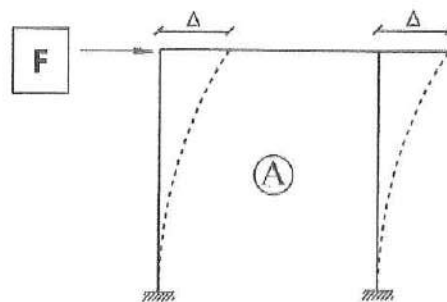


Figura 2.8- Rigidez del desplazamiento-estructura de un agrado de libertad Fuente: Fuerzas sísmicas, Carlos Ramiro

#### 2.1.1.1. Sistema de un grado de Libertad

Se dice que un sistema es de un grado de libertad cuando con una sola coordenada u se puede fijar su posición en cualquier

instante, gráficamente la coordenada  $u$  en función del tiempo  $t$ , fija la posición de la masa en cualquier instante

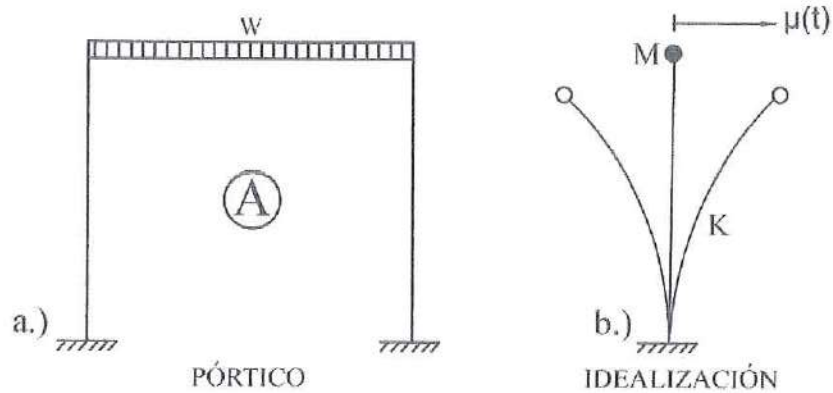


Figura 2.9- Sistemas de un grado de libertad  
Fuente: *Fuerzas sísmicas, Carlos Ramiro*

### 2.1.1.2. Modelos de Un grado de libertad

En los gráficos 2.10 se muestran tres modelos de un grado de libertad.

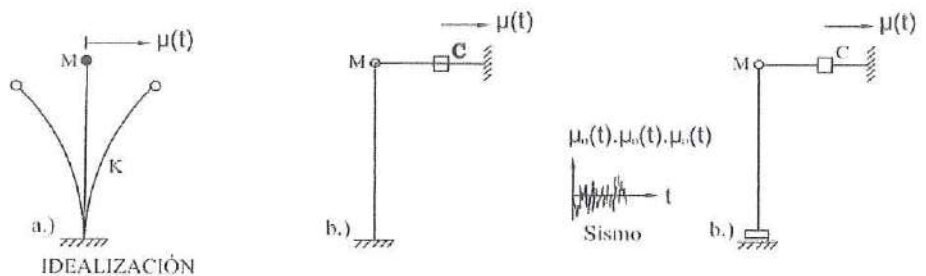


Figura 2.10- Modelos de un grado de libertad  
Fuente: *Fuerzas sísmicas, Carlos Ramiro*

EL modelo mostrado en la figura a se llama conservativo. Está caracterizado por una masa  $M$  y su rigidez  $K$ . Puesto en movimiento por alguna causa vibrará indefinidamente, pues no posee ningún disipador de energía. Se dice entonces que su vibración es libre, no amortiguada.



El sistema de la figura b posee un amortiguador C, que posibilita el cambio de energía entre el sistema y el exterior, a este sistema se llama vibración libre amortiguada.

El modelo indicado en la figura c, corresponde al caso de una aceleración en la base de origen sísmico.

El sismo se define por la aceleración  $\ddot{u}(t)$ , la velocidad  $\dot{u}(t)$  y el desplazamiento  $u(t)$ .

**2.1.1.3. Vibración libre no amortiguada**

Se describe el movimiento sin importar sus causas. No se considera la acción del amortiguamiento

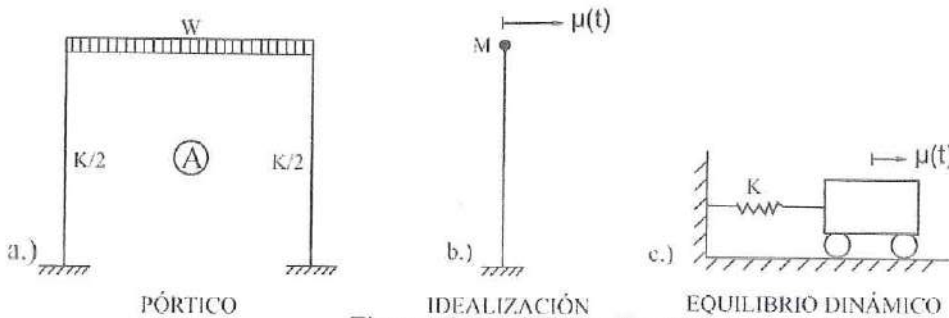


Figura 2.11- Vibración libre  
Fuente: Fuerzas sísmicas, Carlos Ramiro

Mediante el principio de D'Alembert (Equilibrio dinámico)

$M\ddot{u}$ = Fuerza inercial

Se omite el signo de t, pero está claro que el desplazamiento u es una función del tiempo. Tenemos las siguientes definiciones:

$\ddot{u} = d^2u/dt^2$  =Aceleración, k=Rigidez

De  $\sum Fx = 0 = Kx + M\ddot{u} = 0$

También

$$\ddot{u} + \frac{Ku}{M} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Definiendo:  $w^2 = k/M$  reemplazando en (1)

$$\ddot{u} + w^2u=0\dots\dots\dots (2)$$

La solución de esta ecuación diferencial del movimiento (2) es:

$$u = A \sin wt + B \cos wt \dots\dots\dots (3)$$

Donde:

$\dot{u} = du/dt$  =Velocidad

Si  $t=0$  entonces  $u=u_0$  =Desplazamiento inicial



Si  $t=0$  entonces  $u=u_0$  =Velocidad

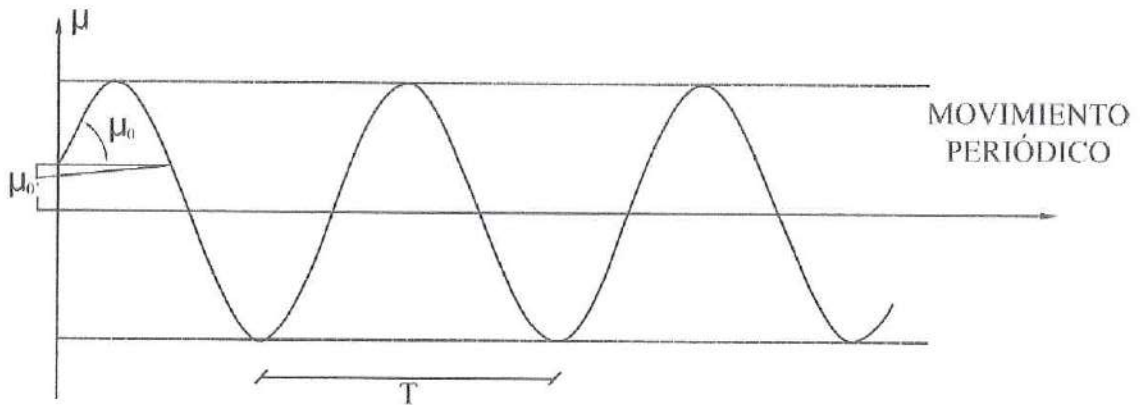


Figura 2.12- Movimiento no amortiguado  
 Fuente: Fuerzas sísmicas, Carlos Ramiro

Del gráfico adjunto se tiene:

$T=2\pi/\omega$  es el periodo natural de vibración (seg)

$f=1/T$  es la Frecuencia natural (ciclos/seg)

#### 2.1.1.4. Vibración libre amortiguada

La vibración libre amortiguada introduce efecto del amortiguamiento y

Supone un comportamiento viscoso que se traduce en una fuerza igual a:

$$F_v(t) = C u(t)$$

Donde:

$C$ = Coeficiente de amortiguamiento  $C=M/t$

$U(t)$ = Velocidad de la Masa  $M$

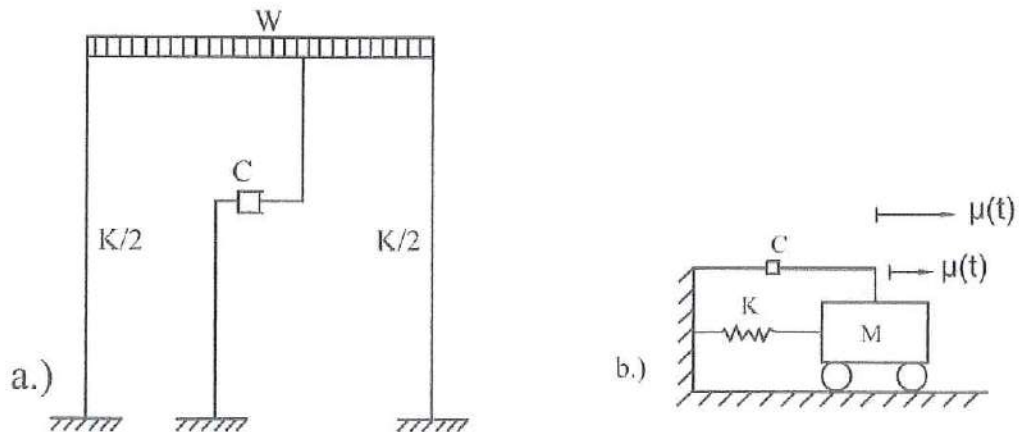
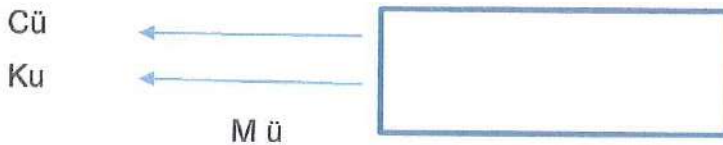


Figura 2.13- Sistemas de una grado de libertad amortiguado  
 Fuente: Fuerzas sísmicas, Carlos Ramiro

Según el principio de equilibrio dinámico de D' Alembert, según el cual una Masa desarrolla un fuerza inercial proporcional a su aceleración y opuesta a ésta.



Del gráfico anterior se tiene:

$$\sum Fx = 0 = M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \dots\dots\dots(a)$$

La solución de la ecuación diferencial (a):

Sea:  $u=e^{mt}$   $m=$  Constante

Por consiguiente:  $u=m e^{mt}$  y  $\ddot{u}=m^2 e^{mt}$

Reemplazando en la ecuación (a)

$$m^2 M e^{mt} + m C e^{mt} + K e^{mt} = 0$$

Factorizando:  $e^{mt} (m^2 M + mC + K) = 0$

Luego:  $m^2 M + mC + K = 0$

Resolviendo esta ecuación se tiene dos soluciones:  $m_1$  y  $m_2$

Por consiguiente la solución de la ecuación (a) será:

$$U = A e^{m_1 t} + B e^{m_2 t}$$

La ecuación (a) se utilizará para analizar las ecuaciones del sistema aislado, así como ha desarrollado F. Naeim and J. M. Kelly en el libro:

"Design of Seismic isolated structures" -1999

### 2.4.3 Sistema Aislado

Tomando en cuenta la introducción al sistema aislado descrito en el ítem anterior de las mismas ecuación diferenciales mencionadas y a partir del concepto de balance de energía, en un evento sísmico una parte de la energía que recibe la estructura  $E_I(t)$  se transforma en movimiento  $E_K(t)$ , otra parte se almacena como energía de deformación recuperable  $E_S(t)$  y el resto de energía se disipa por medio del amortiguamiento en la estructura  $E_D(t)$  o se disipa a través de procesos de deterioro progresivo  $E_H(t)$ . El aislamiento sísmico ayuda a reducir el deterioro estructural debido a que se reduce la energía total de entrada al edificio ( $E_I$ ). Para comprender mejor el comportamiento de un sistema aislado es

posible hacer una inspección de un sistema representado por dos grados de libertad como el desarrollado en el libro de Kelly (1990). Este análisis implica dos niveles: uno a nivel de la estructura y otro a nivel del sistema de aislación. La variable  $m_s$  representa la masa de la estructura y  $m_b$ , la masa del sistema de aislación. En la figura 2.14. se presentan las características del modelo utilizado, en donde  $k_s$  y  $k_b$  representan las rigideces de las masas; y  $c_s$  y  $c_b$  sus amortiguamientos. Además se tiene las variables  $u_s$ ,  $u_b$  y  $u_g$  que representan movimientos absolutos de la estructura, del sistema de aislación y el suelo, respectivamente. Para este análisis se utiliza la suposición de que todos los elementos trabajan en rango elástico y poseen un amortiguamiento lineal.

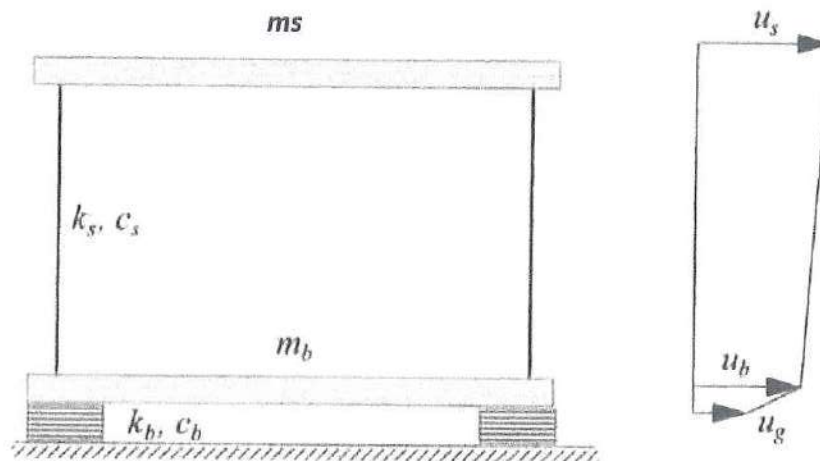


Figura 2.14- Modelo de estructura aislada

Fuente: *Design of Seismic isolated structures*, F. Naeim and J. M. Kelly

A continuación se revisarán los procedimientos y consideraciones en el análisis, así como los resultados más importantes obtenidos:

Procedimiento y Consideraciones del Análisis



Al aplicar el equilibrio dinámico de las dos masas se obtienen las siguientes ecuaciones:

Equilibrio dinámico para la estructura:

$$m_s u_s + c_s(u_s - u_b) + k_s(u_s - u_b) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Equilibrio dinámico para el sistema de aislación:

$$m_s u_s + m_b u_b + c_b(u_b - u_g) + k_b(u_b - u_g) = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Al sustituir los desplazamientos relativos por los absolutos mediante las relaciones  $v_s = u_s - u_b$  y  $v_b = u_b - u_g$ . Y al considerar, para la ecuación (1), que no existe el movimiento relativo entre el suelo y el sistema de aisladores ( $v_b = 0$ ); y para la ecuación (2), que no existe el movimiento relativo entre el sistema de aisladores y la estructura sino que este último se mueve como un sólido rígido ( $v_s = 0$ ), se obtienen las ecuaciones que se detallan a continuación:

Cuando no se considera el movimiento relativo entre el suelo y el sistema de aisladores se representa al movimiento de la estructura como si estuviera con base fija:

$$m_s \ddot{v}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g$$

Cuando no se considera el movimiento relativo entre el sistema de aisladores y la estructura se representa al movimiento del sistema compuesto por la estructura y el sistema de aislamiento:

$$(m_s + m_b) \ddot{v}_b + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_s + m_b) \ddot{u}_g$$

A partir de estos casos se puede estimar ordenes de magnitud de los siguientes parámetros:

- La frecuencia estructural  $\omega_s = \sqrt{\frac{K_s}{m_s}}$  es mucho mas grande que la frecuencia del sistema aislado cuando la estructura se considera rígida  $\omega_b = \sqrt{\frac{K_b}{m_s + m_b}}$ , a partir de allí se define la relación  $\epsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$  que varía entre  $10^{-1}$  y  $10^{-2}$ .
- Los factores de amortiguamiento de la estructura  $\xi_s = \frac{c_s}{m_s \omega_s}$  y el sistema aislado  $\xi_b = \frac{c_b}{2(m_s + m_b) \omega_b}$  son del mismo orden que la magnitud  $\epsilon$



- La relación de masas  $\gamma = \frac{m_s}{m_s+m_b}$  es prácticamente 1.
- Las ecuaciones de movimiento pueden ser escritas en forma parcial

$$[M](\ddot{v}) + [c](\dot{v}) + [k](v) = -[M](r)\ddot{u}_g$$

$$[M] = \begin{pmatrix} m_x + m_b & m_z \\ m_x & m_z \end{pmatrix}, [K] = \begin{pmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{pmatrix}, [c] = \begin{pmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_2 \end{pmatrix}, \{v\} = \begin{pmatrix} v_b \\ v_z \end{pmatrix}, \{r\} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

El método de superposición modal es el de definir los desplazamientos relativos en función de respuestas modales  $u_1(t)$  y  $u_2(t)$  mediante las siguientes relaciones:

$$v_b(t) = u_1(t)A_1^{(1)} + u_2(t)A_1^{(2)}$$

$$v_x(t) = u_1(t)A_2^{(1)} + u_2(t)A_2^{(2)}$$

Con la suposición de que el amortiguamiento de estas respuestas modales son lo suficientemente reducidas para mantener las propiedades ortogonales al plano de análisis en dicha forma de vibración; es decir, en donde se considera sólo una dirección de análisis sin influencia de la otra dirección, se pueden establecer las siguientes ecuaciones de movimiento:

$$\ddot{u}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{u}_1 + \omega_1^2u_1 = \alpha_1\ddot{u}_g$$

$$\ddot{u}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{u}_2 + \omega_2^2u_2 = \alpha_2\ddot{u}_g$$

$\xi_1$  y  $\xi_2$  Son los porcentajes de amortiguamiento modal y  $\alpha_1, \alpha_2$  son los factores de participación modal que se determinan mediante las expresiones.

$$\xi_1 = \frac{C_1}{2\omega_1 M_1} = \frac{-\{A^{(1)}\}^T [C] \{A^{(1)}\}}{2\omega_1 \{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} \quad \xi_2 = \frac{C_2}{2\omega_2 M_2} = \frac{-\{A^{(2)}\}^T [C] \{A^{(2)}\}}{2\omega_2 \{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}}$$

$$\alpha_1 = \frac{P}{M} = \frac{-\{A^{(1)}\}^T [C] \{r\}}{\{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} \quad \alpha_2 = \frac{P_2}{M_2} = \frac{-\{A^{(1)}\}^T [C] \{r\}}{\{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}}$$

$$\{r\} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$([K] - \omega^2 [M]) = 0$$

### Resultados obtenidos

Determinación de las frecuencias de vibración ( $\omega_1$  y  $\omega_2$ ):

Para determinar las frecuencias naturales de vibración se resuelve la ecuación

$$([K] - \omega^2 [M]) = 0$$

de donde se obtienen las frecuencias

$$\omega_1 = \omega_b \sqrt{1 - \gamma \varepsilon} = \omega_b$$
$$\omega_2 = \frac{\omega_x}{\sqrt{1 - \gamma}} \sqrt{1 + \frac{\gamma \omega_b^2}{\omega_s^2}} = \frac{\omega_x}{\sqrt{1 - \gamma}}$$

La primera frecuencia natural de vibración " $\omega_1$ " es el del aislamiento y tiene que definirse como la frecuencia que representa al conjunto estructura y sistema de aislación que se mueven como una única masa debido a que se considera a la estructura rígida.

Así, esta frecuencia de vibración no afecta la flexibilidad de la estructura pues el desplazamiento relativo entre el sistema de aislamiento y la estructura no es significativo. La segunda frecuencia de vibración " $\omega_2$ " sí es estructural y se encuentra afectada por la inclusión de la masa en el sistema de aislación.

### 2.5 Consideraciones Generales para el Diseño

El diseño convencional de las estructuras en nuestro medio se basa en añadir rigidez y resistencia en las direcciones principales con el fin de dificultar el ingreso a la zona inelástica y controlar desplazamientos excesivos durante los eventos sísmicos; es por ello que comúnmente se utilizan placas adecuadamente distribuidas en toda la planta del edificio. El incremento de resistencia va permitir que la estructura sea capaz de tomar mayores fuerzas y se van a necesitar elementos estructurales capaces de resistir dichas fuerzas. Un enfoque distinto se le da a las estructuras sísmicamente aisladas pues la

transmisión de las fuerzas se reduce sustancialmente y ya no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran capacidad de resistencia ni tampoco de una elevada rigidez como en el diseño convencional. En este caso, el parámetro a controlar es el gran desplazamiento que se da en el sistema de aislación. Este desplazamiento del sistema de aisladores es la base para el procedimiento de diseño pues los parámetros estructurales como el amortiguamiento equivalente (resultado del incremento que se da en el amortiguamiento estructural por la adición de la del sistema de aislamiento) y el periodo efectivo dependen de esta variable.

En la figura 3.15 se muestra cómo influye el desplazamiento del sistema de aislación en los dos parámetros de diseño mencionados. Sin embargo, deberá encontrarse un balance entre la flexibilización de la estructura y la disminución del amortiguamiento equivalente debido al incremento de los desplazamientos en la interface de aislación. Entonces, se puede afirmar que el procedimiento será iterativo y el objetivo en el diseño será optimizar el desempeño de la estructura.

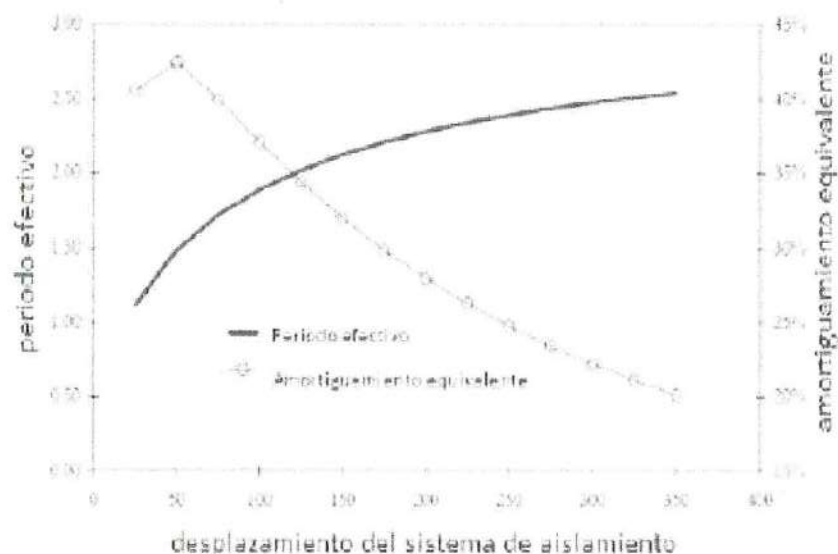


Figura 2.15 - Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento

Fuente: *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*



### Consideraciones generales para el análisis y diseño con aisladores sísmicos

Existen una serie de consideraciones que deberán tomarse en cuenta en el procedimiento de análisis y diseño al utilizar aisladores:

#### • A nivel del sistema de aislamiento

**Capacidad de carga:** Parámetro muy importante pues tiene un valor máximo para cada aislador de acuerdo con lo establecido en las especificaciones técnicas de estos elementos. Por ello, será necesario repartir uniformemente toda la carga del edificio para impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.

**Uniformar desplazamientos:** La opción de flexibilizar a la estructura no podría ser ejecutada si es que existiesen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá garantizar un diafragma rígido a nivel de la interfase de aislación.

**Efectos de torsión:** Habrá que evaluar la separación entre el centro de masas y el centro de rigidez del sistema de aislamiento dado que si es que presentasen efectos de torsión en este nivel, existirá una mayor participación en el movimiento de los aisladores en la dirección perpendicular a la del análisis; y de esta forma el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección se ve reducida.

**Tracción en los aisladores:** Los aisladores poseen una resistencia a tracción que es del orden del 10 – 15% de la de compresión, por eso este parámetro tendrá que ser evaluado constantemente. Valores fuera de este rango modifican las propiedades de los aisladores y en casos extremos pueden llegar a dañarse.

**Deformaciones verticales:** Estas también se deberán tener en cuenta, ya que podrían generar deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la superestructura.

#### • A nivel de la estructura

**Efectos de segundo orden P- $\Delta$ :** Los desplazamientos en la interfase de aislación pueden generar una excentricidad de la carga que resulta en momentos adicionales que deben ser tomados por la estructura. Juntas de separación: El desplazamiento de diseño debe contemplar este parámetro. Puede ser alrededor de 50 cm.

**La vida de los aisladores:** Como esta tecnología es nueva, no se tiene mucha información real sobre los cambios mecánicos que ocurren en los aisladores a lo largo del tiempo. En todo caso, deben instalarse de manera que pudieran ser intercambiados en un futuro (esto se puede hacer incluso cuando se ubican en la cimentación).

**Cimentación:** el desplazamiento de los aisladores puede producir momentos P- $\Delta$  elevados que deben ser tomados por la cimentación (o en el caso de aisladores tipo péndulo invertidos, estos son tomados enteramente por la superestructura).

**Factor de sitio:** se debe conocer el comportamiento del suelo para seleccionar la combinación aisladores - estructura más apropiada.

En edificaciones de poca carga, es posible repartir la carga sobre los aisladores si es que se utiliza un sistema de losas y vigas entre la estructura y el nivel del sistema de aisladores donde las cargas provenientes de la estructura se reparten uniformemente sobre la losa y luego estas se transfieren por medio de las vigas a cada uno de los aisladores, ubicados debajo de cada intersección de la cuadrícula que forman las vigas. La importancia de este sistema también radica en el hecho de que se uniformizan los desplazamientos. Además, es necesario evaluar en este sistema la separación entre el centro de masa y el de rigidez para evitar que efectos de torsión generen esfuerzos excesivos en los aisladores. Algunas consideraciones preliminares para el diseño Los parámetros a considerar en el diseño se pueden incluir en un análisis estático o uno dinámico. El análisis estático es muy restringido pues para su utilización existen muchas condiciones que limitan su aplicación en todas las estructuras; en cambio, el análisis dinámico puede ser realizado en cualquier estructura. De acuerdo con las normas que se toman como referencia, tratadas más adelante (FEMA, UBC y la Norma Chilena), se recomienda realizar un análisis estático para todo diseño de una estructura aislada ya que de esta forma se obtiene un



enfoque pre-liminar que establece un nivel mínimo de fuerzas y desplazamientos antes de utilizar el análisis dinámico.

## 2.6 Normas Técnicas

En este acápite se desea hacer una breve descripción de los métodos y las recomendaciones presentadas por tres normas técnicas, que creemos, son representativas.

### 2.6.1 Federal Emergency Management Agency

La guía del FEMA propone dos métodos para el análisis y diseño de estructuras aisladas: el primero es un método estático denominado "procedimiento de la fuerza lateral equivalente" y está basado en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva como aquella que ofrece el sistema de aislación para el desplazamiento en cuestión. El segundo es un método dinámico, subdividido en uno que involucra un espectro y otro que compromete un análisis tiempo-historia. El método estático no está recomendado para un diseño final, sólo de para un diseño preliminar y el método dinámico por combinación espectral sólo para algunas estructuras regulares rígidas y de pocos pisos. El análisis tiempo-historia es el recomendado en la mayoría de los casos e involucra un mínimo de tres pares (en ambas direcciones) de historias reales escaladas a valores específicos.

#### Método de la Fuerza Lateral Equivalente

Se debe obtener el desplazamiento de diseño a partir de la ecuación mostrada.

$$D = \frac{g}{A \cdot \tau^2} \cdot \frac{S \cdot T}{B}$$

(3.5.1.1)

Donde S es el coeficiente sísmico del espectro (equivalente al ZUCS) para el periodo del sistema equivalente de un grado de libertad conformado por la estructura aislada y B es el factor de reducción por amortiguamiento: si los valores del espectro pertenecen a un amortiguamiento de 5% y el sistema de aislación provee un amortiguamiento efectivo de 10% del crítico, B será mayor a



1. Para obtener luego la fuerza cortante en la base se debe multiplicar este desplazamiento por la rigidez efectiva del sistema de aislación para este desplazamiento. Se debe considerar también que puede existir una excentricidad en planta. La fuerza a utilizar en la superestructura se puede reducir con un factor RSA, que se podrá calcular como  $\frac{3}{8}$  de  $R$ , siempre menor a 2. Esto es así para asegurarse que la superestructura permanezca esencialmente elástica. Sin embargo, el FEMA menciona como requisitos que la fuerza cortante utilizada para el diseño de la superestructura no sea nunca menor a: aquella obtenida por las sollicitaciones de viento, 1.5 veces la necesaria para activar el sistema de aislación (en el (3.5.1.1) caso de los aisladores de fricción), o aquella que se obtendría para una estructura convencional con periodo natural igual al de la estructura aislada.

La repartición de la fuerza se debe realizar con la forma de un triángulo invertido para así incluir los modos de vibración superiores que pudieran existir.

#### Métodos Dinámicos

##### Combinación Espectral

Las únicas sugerencias especiales del FEMA para este método se refieren al correcto modelamiento y atención a los siguientes puntos:

- Modelar la distribución de los aisladores,
- Considerar los efectos de excentricidad accidental,
- Verificar que no exista tracción, o que los aisladores no estén resistiendo tracción en el modelo,
- Verificar los efectos P- $\Delta$ ,
- Modelar la posible variabilidad en las propiedades de los aisladores (por envejecimiento o uso).

Además, la combinación deberá realizarse con 100% del espectro en una dirección y 30% en la otra al mismo tiempo. El amortiguamiento no podrá ser nunca mayor al 30% del crítico y las fuerzas obtenidas deberán respetar un porcentaje mínimo de las aquellas obtenidas con el método estático.

<b>Summary of Minimum Design Criteria for Dinamic Analysis</b>		
Design Parameter	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis

Total design displacement, $D_m$	90% $D_m$	90% $D_m$
Total maximum displacement, $D_{TM}$	80% $D_{TM}$	80% $D_{TM}$
Design force on isolation system, $V_b$	90% $V_b$	90% $V_b$
Design force on irregular superstructure, $V_x$	100% $V_x$	80% $V_x$
Design force regular superstructure, $V_y$	80% $V_y$	60% $V_y$

Nótese que para un diseño con sistema de aislación, el FEMA también contempla un desplazamiento debido al evento máximo creíble DTM.

### **Análisis Tiempo-Historia**

No presenta recomendaciones adicionales mas que utilizar siete pares de historias reales escaladas y certificadas (existe una base de datos de historias que se pueden utilizar) y un mínimo de tres pares. Al igual que el método del espectro, el análisis deberá realizarse 100% en una dirección y 30% en la otra en simultáneo. Este método es el recomendado en todas las situaciones.

El FEMA presenta una metodología muy sencilla y bastante similar al método estático provisto por la norma peruana para estructuras convencionales, aunque como era de esperarse, este no puede ser usado para un diseño definitivo, para lo que será necesario un modelo.

Los requerimientos del modelo tampoco presentan serias novedades frente a lo ya mencionado en los capítulos anteriores.

### **2.6.2 Uniform Building Code 1997, Capítulo 16**

En este código se describen dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos: el primero, un análisis estático que se encuentra regulado por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; el segundo, un análisis dinámico que comprende el análisis de respuesta espectral, el análisis con el espectro de diseño de la zona donde se construye y el análisis tiempo-historia.

El procedimiento de análisis y diseño está basado fundamentalmente en los parámetros de desplazamiento de diseño DD y el desplazamiento máximo DM.

Símbolos y Notaciones (distintas a FEMA):



- SA: Sistema de Aislación.
- BD: Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento de diseño.
- BM: En el desplazamiento máximo.
- b y d: Ancho y largo de la estructura.
- DTD: Desplazamiento total de diseño de un elemento del SA considerando torsión.
- KD<sub>máx</sub>: Máxima rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.
- TD: Periodo en el desplazamiento de diseño.
- TM: Periodo en el desplazamiento máximo.
- CVM y CVD: Coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo.

#### **Criterios para la selección del procedimiento de análisis:**

Los procedimientos y limitaciones son definidos por características como la zona, el tipo de suelo, la aceleración vertical, el sistema estructural y la altura del edificio.

Para un análisis estático la estructura debe ser regular, tener menos de 20 metros de altura, estar ubicada a más de 10 km de una falla activa y en buen suelo. Además, el periodo aislado debe resultar mayor a 3 segundos y ser por lo menos tres veces en la estructura si fuera empotrada. Finalmente el sistema de aislación tiene que responder a las características:

- a.  $KD > \frac{1}{3} \cdot K_{20\%D}$
- b. Es capaz de producir una fuerza de restauración.
- c. Tiene propiedades de fuerza – deformación independiente del porcentaje de fuerza y cargas verticales presentes (es el caso de los elastoméricos)
- d. No limita el desplazamiento del máximo sismo a  $CVM/CVD \cdot DD$ .

Para un análisis dinámico por espectro basta que la estructura esté ubicada en un buen suelo y a más de 10 km de una falla activa y, se cumpla con los cuatro puntos numerados anteriormente. Por el contrario, un análisis tiempo-historia sí se puede aplicar a cualquier tipo de estructura.



### Análisis estático

Cada estructura aislada debe ser diseñada y construida para resistir los desplazamientos y fuerzas mínimas del sismo:

Para los desplazamientos mínimos se utilizan las siguientes ecuaciones de diseño:

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) \times C_{1D} \times T_D}{B_D} \quad (3.5.2.1)$$

$$T_D = 2\pi \times \sqrt{\frac{H'}{k_{D_{\min}} \times g}} \quad (3.5.2.2)$$

$$D_{TD}(D_D) = D_D \times \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3.5.2.3)$$

Los coeficientes CVD y CVM son los que la norma peruana denomina el factor de amplificación sísmica y depende del tipo de suelo en el que se sitúe la estructura. El DTD y el DTM sirven para el diseño de aisladores en donde se consideran los efectos de torsión

y la cercanía al CR del aislador a evaluar. Estos desplazamientos también se deben calcular para el evento máximo posible.

Las fuerzas laterales mínimas se pueden calcular al igual que el FEMA.

$$V_s = \frac{K_{D_{\min}} \times D_D}{R1} \quad (3.5.2.4)$$

Sólo para el diseño de los elementos estructurales que se encuentran encima del SA se utiliza el factor de reducción R1, que dependerá del sistema estructural que se va a emplear. El Vs obtenido debe cumplir con ser mayor al cortante requerido por viento y al de una estructura convencional con periodo igual al aislado. La distribución de la fuerza lateral se realiza mediante una distribución uniforme. Además se controla que las derivas no excedan de 0.010/R1.

### Análisis dinámico

La estructura debe ser diseñada de forma que el SA y la subestructura soporten:

$$D_{TD-dinámico} \geq 90\% \times D_m(D_{D'}) \quad D_{D'} = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (3.5.2.5)$$

Para la superestructura existen límites en la reducción, derivados de la fuerza basal obtenida a través del análisis estático: 80% en un análisis dinámico y 60% para un análisis tiempo-historia. Sin embargo, si la estructura es irregular, el límite es 100% y 80%, respectivamente.

Para el análisis de combinación espectral, la norma recomienda que se realice con el 100% del espectro en la dirección de análisis y el 30% en la otra dirección; y para este análisis se podrá usar un 30% del amortiguamiento crítico como máximo.

El análisis tiempo-historia requiere los mismos requisitos solicitados por el FEMA: mínimo tres pares de aceleraciones, siete recomendados y siempre 100-30% en simultáneo.

Se especifica que los desplazamientos deben ser los obtenidos al sumar vectorialmente ambas direcciones.

Para evaluar la estabilidad de cada aislador se utiliza la máxima carga vertical  $1.2M+1.0V+S$  y la carga vertical mínima  $0.8D-S$  en el desplazamiento total máximo; y para evaluar la sobrecarga en cada aislador debido al volteo de la estructura se utiliza la envolvente de  $S$  como valores picos en la respuesta ante el sismo severo.

Adicionalmente, las derivas se limitan a  $0.015/R1$  si es calculado mediante un análisis de combinación espectral; a  $0.020/R1$  si es que se utiliza el análisis tiempo-historia y además se considera la degradación de la rigidez y resistencia en la etapa no lineal. Por último, la norma recomienda hacer un análisis P – delta cuando la deriva excede de  $0.010/R1$ .

### 3.5.3 Norma Chilena NCh2745-2003

La norma Chilena NCh2745 es el resultado de la adaptación del código UBC del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433 del 1996. Esta norma brinda los requisitos para realizar el análisis y diseño de edificios con



aislación sísmica, el diseño de los elementos no estructurales y los ensayos requeridos para el sistema de aislación. La base de ésta norma es que el sistema de aislación y el sistema estructural destinado a soportar las fuerzas laterales se diseñen para resistir las deformaciones y esfuerzos producidos por el sismo. En caso de que las fuerzas de viento sean lo suficientemente grandes para producir esfuerzos y deformaciones mayores, se usarán estas cargas en lugar de las de sismo.

### **Observaciones generales**

El objetivo de aislar una estructura es que su desempeño no sólo signifique la protección a la vida durante un sismo severo, sino también se reduzca el daño en la estructura y el contenido de modo de mantenerla en estado operativo después del sismo. En los requisitos se definen dos niveles de sismo: el sismo de diseño (SDI), que es el que comúnmente se usa y el sismo máximo posible (SMP) que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 1000 años. El sistema de aislación y cualquier elemento que cruce la interfase de aislación se diseñará para que resista las deformaciones y esfuerzos producidos por el SMP sin falla. La superestructura se diseñará para que se comporte elásticamente durante el SDI. En las estructuras aisladas se verificará el desempeño para el SMP analítica y experimentalmente, de modo que se asegure que en el peor de los escenarios la estructura será al menos tan segura como una convencional. Además es necesario el ensayo del sistema de aisladores para el SMP.

Para sismos severos no debe haber falla en el sistema de aislación, daño significativo en los elementos estructurales ni daño masivo en los no estructurales. Esto significa que las derivas deberán ser mucho menores que las que ocurrirían en un edificio convencional y que el desplazamiento lateral se concentrará en el sistema de aislación. El SDI servirá para calcular la respuesta y el diseño de la sub y superestructura; mientras el SMP servirá para calcular la demanda de los desplazamientos y verificar la estabilidad en el sistema de aislación.



El modelo del sistema de aislación debe considerar, para hallar las fuerzas de diseño de la superestructura, la mayor rigidez del sistema de aislación y para la deformación del sistema de aislación la menor rigidez del mismo. El modelo debe considerar el efecto P- $\Delta$ .

Para el caso de los modelos lineales, las propiedades serán la rigidez secante del aislador,  $k_{ef}$  y la razón de amortiguamiento lineal viscoso equivalente  $\beta_{ef}$ . Estos modelos pueden ser empleados en el caso de aisladores que no dependan de la carga axial como es el caso de los elastoméricos.

El modelo de la superestructura será tan detallado como el que se usa para un edificio convencional.

### Análisis estático

Se recomienda para un diseño preliminar de la estructura y para verificar diseños más complicados. Sin embargo, la norma establece un porcentaje mínimo de la deformación y desplazamiento, dados por las fórmulas de este tipo de análisis, de manera que sirve para resguardar a la estructura de un diseño poco conservador.

La rigidez vertical mínima del sistema de aislación debe ser tal que la frecuencia de vibración de la superestructura rígida aislada sea mayor a 10 Hz.

Al elegir el aislador a utilizar, las ecuaciones C.4, C.5 y C.6 de la norma (Anexo 3.3) permiten hallar la capacidad de carga  $Q$  a cero deformación, la rigidez post fluencia  $k_p$  y la fuerza de fluencia  $F_y$  respectivamente. En este caso serían aisladores con corazón de plomo que reducen numerosos ciclos histeréticos estables.

### Desplazamientos laterales mínimos

#### *Desplazamientos de diseño*

Se debe diseñar para resistir desplazamientos laterales en los dos ejes principales de

la estructura iguales a:  $DD=CD/BD$ .

$C_D$  se obtiene según el tipo de suelo y  $B_D$  se puede calcular u obtenerlo de la Tabla 2 de la norma.

Este cálculo también se debe realizar para el desplazamiento máximo. La ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación que corresponde al desplazamiento máximo  $D_M$ .

#### *Desplazamiento total*

Deben incluir los desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislación y la ubicación menos favorable de la excentricidad de masa. La excentricidad de masa en planta se mide con respecto al centro de rigidez. El desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$  se obtiene con:

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + \gamma \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3.5.3.1)$$

El desplazamiento total puede ser menor al calculado con esta ecuación pero no menor a 1.1  $D_D$  ni a 1.1  $D_M$  (respectivamente).

#### Fuerzas laterales mínimas

El sistema de aislación o los elementos estructurales en el nivel o bajo el nivel de aislación, se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica lateral mínima  $V_b$ .

$$V_b = k_{D_{m\acute{a}x}} D_D^2 \quad (3.5.3.2)$$

Y los elementos estructurales sobre el sistema de aislación:

$$V_s = \frac{k_{D_{m\acute{a}x}} D_D}{R_1} \quad (3.5.3.3)$$

Donde  $R_1$  es siempre menor a 2 y  $V_s$  menor a la fuerza de corte obtenida para una base fija con el mismo periodo de la estructura aislada. Tampoco a 1.5 veces la fuerza requerida para activar el sistema de aislación.

Si la estructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, las deformaciones se concentrarán ahí, por eso la distribución de



fuerzas se distribuirá uniformemente en altura y cada fuerza de aplicará en el centro de masa de cada nivel. Además, la deriva de los centros de masa de dos pisos consecutivos no será mayor a 0.002 sin reducción por R.

### Análisis dinámico

Puede ser análisis espectral o de respuesta en el tiempo. El desplazamiento total de diseño no será menor que el 90% de DTD, y el desplazamiento total máximo no será menor al 80% de DTM. Asimismo, la fuerza de corte de diseño no será menor al 90% de Vb. Al momento de evaluar DTD y DTM, DD y DM se pueden reemplazar, respectivamente, por DD' y DM'.

Estos nuevos valores incluyen la influencia de la flexibilidad de la superestructura. T es el periodo de la estructura con base fija y comportamiento elástico.

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

En caso de una superestructura regular la fuerza de corte tendrá que ser mayor al 80% de Vs. En caso se realice el análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura, para estructuras irregulares podrá considerarse mayor o igual al 80% de Vs y para estructuras regulares mayor o igual al 60% de Vs.

### *Análisis de respuesta espectral*

Este se recomienda para superestructuras flexibles, superestructuras de planta irregular y/o aisladores con una relación fuerza-deformación que puede ser representada muy bien por un modelo lineal equivalente; permite calcular de forma simple la distribución de fuerzas y deformaciones en superestructuras flexibles.

### *Análisis de respuesta en el tiempo*

Se puede usar en el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica y es recomendable cuando el sistema tiene una razón de amortiguamiento modal mayor a 30%, sistemas cuya deformación se espera que exceda la distancia disponible con estructuras adyacentes, sistemas dependientes de la velocidad



de deformación o sistemas que experimentan levantamiento o impacto. Se deben seleccionar pares de componentes horizontales de aceleración de al menos 3 registros; luego se combinarán los espectros de pseudo-aceleración de cada par de registros por el método SRSS para un  $\beta=0.05$ . Cada par de registros se aplicará simultáneamente al modelo considerando la dirección menos ventajosa.

#### *Espectro de diseño específico del lugar*

Corresponde al SDI y al SMP de un lugar. Se realizan cuando las estructuras tienen un periodo aislado  $T_M > 3s$ , ubicados en suelos tipo IV o a una distancia menor a 10 km de una falla activa.

El espectro para el SMP será el espectro del SDI escalado por un factor MM. Este se usará para determinar el desplazamiento total máximo.

La deriva no debe exceder a 0.0025 para el caso del análisis espectral y a 0.003 en el caso del análisis de respuesta en el tiempo.

### **3.5.4 Observaciones**

Se puede apreciar que los tres códigos contemplan las dos formas de análisis, y utilizan el método estático como límites inferiores para lo obtenido por los métodos dinámicos. También se observa, que si bien la norma chilena es una adaptación del UBC, incluye algunos elementos del FEMA (como requerir una fuerza para el diseño de la superestructura, de 1.5 veces la necesaria para activar el sistema de aislación). El FEMA deja a criterio del diseñador el cálculo del desplazamiento debido a los efectos de torsión y no menciona aquél que considera la flexibilidad de la estructura para el método estático; en este caso, el método resulta ser más sencillo. En general, se debe rescatar que el factor de reducción es limitado a 2, que el análisis tiempo-historia debe realizarse en ambas direcciones 100-30 en simultáneo, que la deriva en la superestructura debe respetar valores bien pequeños de aprox. 0.002 y que se debe verificar el sistema de aislación para desplazamientos mayores al de diseño (aquél del sismo máximo creíble). Esto, sumado a las consideraciones vistas en el apéndice

3.4, resulta en una técnica de diseño simple, pero completa. En la siguiente tabla comparativa se observan las similitudes y diferencias más relevantes.

Criterio	FEMA	UBC	NCH
Uso del método estático	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final
Por combinación espectral	Sólo estructuras regulares, no esenciales, y de altura menor	No se sugiere, pero se realizaría con 100% y 30%	Se puede utilizar para el diseño final
Tiempo- Historia	Mínimo 3 pares con 100% y 30%.	Mínimo 3 pares con 100% y 30%.	Mínimo 3 pares con 100% y 30%.
Mínima fuerza cortante basal	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 1.5 la de activación del SA,</li> <li>• Viento,</li> <li>• Espectro con <math>T_A</math></li> </ul>	Sólo en comparación con el método estático	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 1.5 la de activación del SA,</li> <li>• Viento,</li> <li>• Espectro con <math>T_A</math></li> </ul>
Factor de reducción Superestructura	% de $R_{es}$ , Máximo 2.	Entre 1 y 2.	Entre 1 y 2.
Tracción admisible	No se admite.	(No específica)	(No específica)
Control de deriva	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 0.01 EST</li> <li>• 0.015 CE</li> <li>• 0.02 TH</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 0.01/R EST</li> <li>• 0.015/R CE</li> <li>• 0.02/R TH</li> </ul>	0.002
Evento Máximo Creíble	Para comprobar desplazamientos y el SA.	Para comprobar desplazamientos y el SA.	Para comprobar el SA y realizar el ensayo de los aisladores
Rango sugerido para el $T_A$	(No específica)	Entre 2 y 3 s.	Entre 2 y 3 s.
Consideraciones enfatizadas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Modelar cambios de propiedades,</li> <li>• P-<math>\Delta</math></li> </ul>	(No específica)	• P- $\Delta$
Legalidad	(No específica)	(No específica)	Todos los aisladores deben estar certificados y haber sido ensayados en el país.

Tabla 3.5.4.a - Comparación entre las normas técnicas consultadas.

Tabla 2.1- Comparación entre las normas técnicas consultadas  
Fuente: *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*

Criterio FEMA UBC NCH  
Uso del método Estático Por combinación espectral Tiempo- Historia

## CAPÍTULO III PRESENTACIÓN DE RESULTADOS



### 3.1 Diseño de Aisladores

Los datos previos necesarios son los siguientes el número de aisladores, el peso sísmico de la estructura, la carga máxima y mínima, luego asumimos un periodo objetivo.

El siguiente paso consiste en el cálculo de los parámetros sísmicos según norma UBC y la Nch, finalmente obtendremos los datos para el sismo de diseño y el sismo máximo considerado.

Previamente al diseño también necesitamos obtener algunas propiedades como son: el módulo de rigidez a cortante, el amortiguamiento, la máxima deformación lateral a cortante y el módulo de elasticidad volumétrico.

### 3.2 Procedimiento teórico del aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

#### 3.2.1 Determinar el número de aisladores

Para determinar el número de aisladores va en función de la cantidad de zapatas que tiene el diseño de la edificación.

#### 3.2.2 Calculo de Cargas de Diseño

Se determina a partir del metrado de cargas la carga muerta de la estructura a aislar y la carga viva o sobre carga es la actuante sobre la estructura.

#### 3.2.3 Parámetros del Aislador

Se determina la deformación de corte máximo, deformación de corte directo Máximo, el amortiguamiento del sistema, el diámetro interior inicial y la tensión admisible de compresión del aislador.

#### 3.2.4 Cálculo del desplazamiento de Diseño

En el sistema de aislamiento se debe diseñar y construir para soportar, como mínimo, desplazamientos sísmicos laterales que actúen en la dirección de los dos ejes principales de la estructura según la ecuación

$$D_D = \frac{C_D}{B_D}$$

Dónde:

$C_D$ : Coeficiente sísmico de desplazamiento (está en función de la zonificación sísmica)

Siendo  $C_D = 300 \cdot Z$  ( $Z = 3/4$  que está en función de la zonificación sísmica <sup>(1)</sup>)

$B_D$ : Coeficiente de razón de amortiguamiento

### 3.2.5 Cálculo del desplazamiento máximo

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento,  $D_M$

(1) Ver Anexo 3 Norma Ch, tabla 433, tabla 5, Factor que depende de la zonificación sísmica

En la dirección horizontal más crítica se debe calcular de acuerdo con la fórmula:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M}$$

Dónde:

$C_M$ : Coeficiente sísmico de desplazamiento (está en función de la zonificación sísmica)

$B_M$ : Coeficiente de razón de amortiguamiento

### 3.2.6 Características del aislador requerido

W: Peso total del sistema de aislación

$T_D$ : Periodo objetivo deseado

$g_{max}$ : Deformación de corte máxima admisible

$\beta$ : Amortiguamiento efectivo del sistema

$\sigma_{AC}$ : Tensión admisible de compresión del aislador

$P_{max}$ : Carga máxima del aislador durante su vida útil

$P_{min}$ : Carga Mínima del aislador durante su vida útil

$D_D$ : Desplazamiento para sismo de diseño

$D_M$ : Desplazamiento para sismo máximo

### 3.2.7 Cálculo de la rigidez total se determina mediante la fórmula.

$$K_{HTotal} = \frac{4x\pi^2 x W}{T_D^2 xg}$$

Dónde:

W: Peso total del sistema de aislación

T<sub>D</sub>: Periodo objetivo deseado

g: Aceleración de la gravedad

Además la rigidez horizontal individual es:

$$K_H = \frac{K_{HTotal}}{N}$$

### 3.2.8 Cálculo del área del aislador

El área del aislador se calcula mediante la fórmula:

$$A = \frac{P_{MAX}}{\sigma_{AC}}$$

Dónde:

P<sub>max</sub>: Carga máxima del aislador durante su vida útil

σ<sub>AC</sub>: Tensión admisible de compresión del aislador

### 3.2.9 Cálculo de la altura del aislador

El área del aislador se calcula mediante la fórmula:

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_S}$$

Donde:

D<sub>D</sub>: Desplazamiento para sismo de diseño

γ<sub>S</sub>: Deformación de corte directo máxima

### 3.2.10 Calculo del Módulo de corte (G)

$$G = \frac{k_H x H_r}{A}$$



Donde:

$k_H$ : Rigidez horizontal individual

$H_r$ : Altura del Aislador

$A$ : Área del Aislador

### 3.2.11 Cálculo del espesor de las capas

### 3.2.12 Cálculo del factor de forma

Se debe cumplir con la condición que el factor de forma sea mayor a 10

$$S = \frac{D_e - D_i}{4xt}$$

3.2.13 Cálculo del número de capas se determina con la siguiente fórmula:

$$n = \frac{H_r}{t_r}$$

Donde:

$t_r$  : Espesor de la capas de caucho (m)

$n$  : Número de capas de caucho

### 3.2.14 Cálculo del espesor de las placas de acero

Se determina mediante la fórmula:

$$\sigma_{adm} = 1.5x \frac{t_r}{t_s} x \sigma_{AC}$$

### 3.2.15 Cálculo de la altura del aislador

Se determina mediante la fórmula:

$$H=h+2*t_{ext}$$

Donde:

h : Altura entre placas superior e inferior

t<sub>ext</sub>: Placas superior del dispositivo

### 4.1.3 Cálculo de la rigidez horizontal del aislador

Se determina con la fórmula:

$$K_p = \frac{GA_r}{H_r}$$

Donde:

G: Módulo de corte

H<sub>r</sub>: Altura del Aislador

A<sub>r</sub>: Área del Aislador

### 3.2.16 Cálculo de la rigidez y frecuencia vertical

$$K_p = \frac{G * A_r}{H_r}$$

Donde:

G: Módulo de corte

H<sub>r</sub>: Altura del Aislador

A<sub>r</sub>: Área del Aislador

### 3.2.17 Verificación del periodo efectivo

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_H}}$$

Donde:

m: Masa

KH: Rigidez total del Aislador

### 3.2.18 Cálculo de la deformación angular máxima

Se determina con la siguiente fórmula:

$$\gamma_S = \frac{D_{TD}}{H_r}$$

### 3.2.19 Verificación del pandeo y estabilidad

Se determina con la siguiente fórmula:

$$A_s = A_x \frac{h}{H_r}$$

$$P_s = GXA_s$$

Cálculo de la inercia de la placa de acero de sección anular:

$$I = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{D_E}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_i}{2} \right)^4 \right]$$

I: Inercia de la sección del aislador (m<sup>4</sup>)

Luego se calcula la carga de pandeo de Euler es:

$$P_E = \frac{\pi^2 \times E_C \times I}{3 \times t_r^2}$$

P<sub>E</sub>: Carga de pandeo de Euler (Tn)

E<sub>c</sub>: Módulo de compresión (Tn/m<sup>2</sup>)

I: Inercia de la sección del aislador (m<sup>4</sup>)



### 3.3 Calculo del Aislador elástico de alto amortiguamiento

Ver Calculo del Aislador elástico de alto amortiguamiento en el anexo 7:

### 3.4 Análisis del sistema sin aislamiento y del sistema aislado

#### 3.4.1 Modelamiento sin Aislamiento

#### 3.4.2 Ubicación del bloque 4

En todos los bloques los muros y tabiques interiores no son solidarios estructuralmente con el sistema principal por lo que está, separados de la estructura principal mediante juntas de 3.00 cm y debidamente confinados con columnetas y viguetas de amarre.

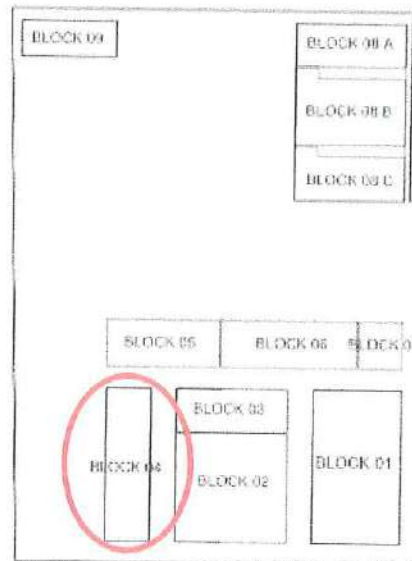


Figura 3.1: Ubicación del block 04, del Centro hospitalario Santa Gema De Yurimaguas Fuente: *Elaboración propia*

#### 3.4.3 Normas empleados

Se sigue las disposiciones de los reglamentos y normas Nacionales e internacionales descritos a continuación.

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú)-Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.):
  - NTE E.020 "CARGAS"
  - NTE E.030 "DISEÑO SISMORESISTENTE"
  - NTE E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
  - NTE E.060 "CONCRETO ARMADO"

- NTE E. 070 "ALBAÑILERÍA"
- NTE E.090 "ESTRUCTURAS METÁLICAS"
- A.C.I 318-2008 (American Concrete Institute)-Building Code Requirements for Structural Concrete.
- UBC 1997 Uniform Building Code

### 3.4.4 Especificaciones- Materiales Empleados

- Resistencia para concreto armado :  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
Para losas, vigas, columnas, escaleras, zapatas y placas.
- Resistencia para concreto simple:  $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad (E) :  $2'173706.51 \text{ Ton/m}^2$  ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ )
- Módulo de Poisson (u): 0.15
- Peso Específico (Yc) :  $2300 \text{ kg/m}^3$  (concreto simple);  $2400 \text{ kg/m}^3$  (concreto armado)

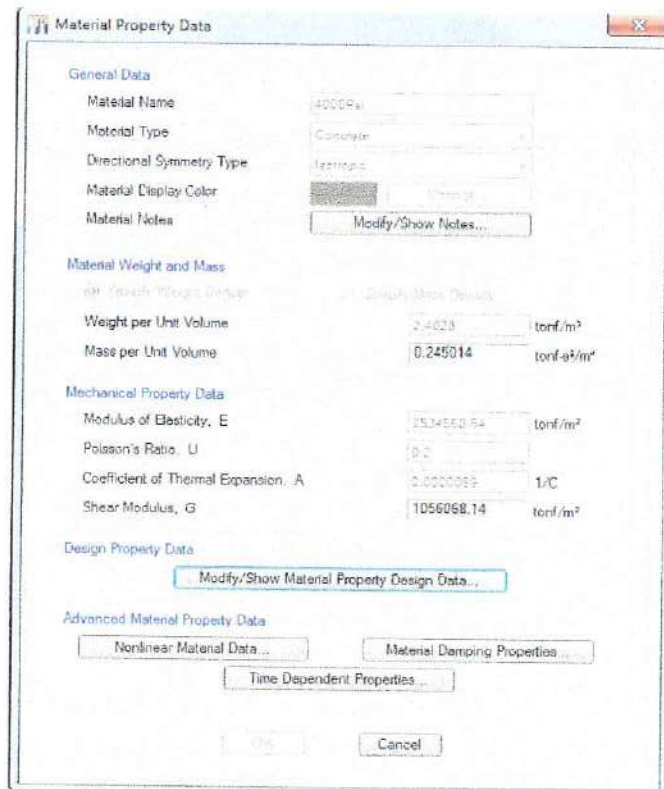


Figura 3.2- Especificaciones de materiales empleados  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.0*

▪ Acero corrugado:

Resistencia a la fluencia ( $f_y$ ): 4200 kg/cm<sup>2</sup> (G°60)

$E=2'100,000$  kg/cm<sup>2</sup>

▪ Recubrimientos mínimos (R)

- Cimientos, zapatas, plateas : 7.00cm
- Vigas de Cimentación : 4.00cm
- Columnas, vigas, placas, muros (Cisternas y tanques)  
:4.00cm
- Losas aligeradas, vigas chatas, vigas de borde: 3.00cm
- Losas macizas, escaleras :3.00cm

### 3.4.5 Estados de Carga

La norma técnica E.020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está diseñada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo. Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen

Serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales, equipo, muebles y otros móviles. Finalmente las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

### 3.4.6 Diseño del concreto Armado

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplean las siguientes combinaciones de cargas establecidas en la norma E-060 del reglamento Nacional de Edificaciones:

1.4M+1.7V	M=Carga muerta
1.25 (M+V) +S	V=Carga viva
1.25 (M+V)-S	S=Carga de sismo
0.90M+S	
0.90M-S	



Además, el reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Solicitación principal	Factor $\phi$ de Reducción
- Flexión	0.90
- Tracción y Tracción + Flexión	0.90
- Cortante	0.85
- Torsión	0.85
- Cortante y Torsión	0.85
- Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70

Tabla 3.1.- factor de reducción  
Fuente: *Norma de concreto Armado E.030 2009*

Resumiendo, para el diseño de los elementos estructurales se debe cumplir que:

**Resistencia de Diseño  $\geq$  Resistencia Requerida (U)**

**Resistencia de Diseño =  $\Phi$ Resistencia Nominal**

### 3.4.7 Predimensionamiento

El predimensionamiento consiste en dar una tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-060 de concreto Armado y entre los requisitos Arquitectónicos y de ocupación. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

### 3.4.8 Estructuración del bloque

#### 3.4.10.1 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas

El block 04 está conformado por pórticos de concreto armado se considera una sobre carga sobre las losas aligeradas para corredores y escaleras de 400 kg/m<sup>2</sup> y sobrecargas en estas mismas de acuerdo al uso de los ambientes:

El block 04, tiene pórticos de columnas de 0.50x0.50 y vigas de 0.45x0.45 m

Y sobre cargas de 300kg/m<sup>2</sup>, 400 kg/m<sup>2</sup> sobre las losas aligeradas bidireccionales en su primer nivel de encofrado y de 150 kg/cm<sup>2</sup> sobre la losa aligerada bidireccional en su último sótano.

El block 04 está conformado por pórticos de concreto armado se considera una sobre carga sobre las losas aligeradas para corredores y escaleras de 400 kg/m<sup>2</sup> y sobrecargas en estas mismas de acuerdo al uso de los ambientes:

El block 04, tiene pórticos de columnas de 0.50x0.50 y vigas de 0.45x0.45 m

Y sobre cargas de 300kg/m<sup>2</sup>, 400 kg/m<sup>2</sup> sobre las losas aligeradas bidireccionales en su primer nivel de encofrado y de 150 kg/cm<sup>2</sup> sobre la losa aligerada bidireccional en su último sótano.

Para pre dimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo, doceavo o catorceavo de la luz libre entre apoyos. Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.30m del peralte, sin que llegue a ser menor de 25cm. Se recomienda no tener un ancho a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga. Resumiendo:

$$H \geq L_n / 10 \quad h \geq L_n / 12 \quad h \geq L_n / 14$$

h: Peralte de viga (m)

L<sub>n</sub>: Mayor luz libre entre apoyos (m)

Cálculo del predimensionamiento de las vigas peraltadas:

Descripción			h(m)			b(m)
f'c=210kg/cm <sup>2</sup>	Nombre de viga	Luz mayor Libre (m)	L/12	L/10	Elegido	<0.45h
Block 04	B4/1-102	6.5	0.55	0.65	0.45	0.45

Tabla 3.2.- predimensionamiento de vigas peraltadas  
Fuente: Elaboración propia

Por razones arquitectónicas y económicas se colocaron vigas no peraltadas y así evitar el sistema de encofrados para vigas peraltadas.

#### 3.4.10.2 Predimensionamiento de Columnas

Para estructuras con una densidad de placas adecuada, las columnas se dimensionan estimando la carga axial que van a soportar, para columnas rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos de menos espesor, por lo que recomienda utilizar columnas con espesores mínimos de 25cm.

Para edificios que tengan muros de corte en las direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = P (\text{servicio}) / (0.45f'c)$$

Para el mismo tipo de edificios, el predimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de exteriores y esquineras se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = P (\text{servicio}) / (0.35f'c)$$

Teniendo en cuenta estos criterios en la estructura tenemos el siguiente cuadro para el predimensionamiento de columnas:

	Pisos	Área Trib.	Pesp prom.	Carga axial	A calculada	A colocada
Block 04	2	55.6	1.25	223.76	1775.89	50x50

Tabla 3.3.- Predimensionamiento de columnas  
Fuente: Elaboración propia



### 3.4.9 Metrado de cargas

En este capítulo, se mostrará el capítulo de las cargas de gravedad que se aplican a la estructura. Las cargas de gravedad son la carga Muerta y la carga viva.

Como regla general, al metrar cargas se debe pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas que la soportan, luego esta vigas al apoyarse sobre las columnas, le transfiere su carga, posteriormente las columnas transfieren las cargas hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas, finalmente las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación. El metrado se hará mediante el método de áreas tributarias o zonas de influencia separada la carga muerta de la carga viva. Los valores de cargas y pesos unitarios a usar son los siguientes y han sido tomados de la TNP E.020 de las cargas del Reglamento nacional de Edificaciones.

#### 3.4.10.1 Cargas Muertas

CARGA MUERTA:			
PESO PROPIO	971.50	tn	
TABIQUERIA	100	kg/m <sup>2</sup>	
ACABADOS	100	kg/m <sup>2</sup>	
LADRILLO TECHO	150	kg/m <sup>2</sup>	

Tabla 3.4.- Tabla de cargas muertas

Fuente: Elaboración propia

#### 3.4.10.2 Cargas Vivas

CARGA VIVA			
SOBRECARGA LOSA	300	kg/m <sup>2</sup>	
SOBRECARGA ESCALERAS Y CORREDORES	400	kg/m <sup>2</sup>	
SOBRECARGA LOSA (AZOTEA)	150	kg/m <sup>2</sup>	

Tabla 3.5.- Cargas Vivas  
Fuente: Elaboración propia

DE LO EXPLICADO:

CARGA MUERTA:		
PESO PROPIO	971.495	Ton
TABICUERIA	129.05	Ton
ACABADOS	133.66	Ton
LADRILLO TECHO	193.57	Ton
CARGA VIVA		
SOBRECARGA	307.4	Ton

Tabla 3.6.- cargas muertas y vivas  
Fuente: Elaboración propia

Peso para el analisis simico  $=0.5s/c+D =$  1581.475 ton

Peso de la Estructura			
	Peso	% W	Masa Sísmica
Peso propio (modelo)	= 1404048.9	100%	1404048.9 kg
Peso de acabados+instalaciones+losa de techo	= 0	100%	0.0 kg
S/C	= 307403.06	50%	153701.5 kg
			1557750.4 kg

Tabla 3.7.- Peso de la estructura

Fuente: Elaboración propia

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS

No lineal versión 2015 v 15.2 elaborado por Computers and structures Inc. Y permite colocar las cargas de gravedad y definir la carga sísmica. Adicionalmente al colocar las dimensiones de los elementos y definir la densidad del concreto como parámetro nos permite modelar de una manera muy cercana a la realidad estos elementos.

Como ejemplo se muestran a continuación la forma como se colocaron las cargas muertas y vivas en las losas con el programa ETABS 2015 v 15.2.0 Este programa reparte las cargas colocadas sobre los elementos estructurales horizontales en los diferentes pabellones.

### **3.4.10 Análisis sísmico**

#### **3.4.10.1 Modelo Estructural.**

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS 2015 v 15.2.0 elaborado por Computers and Structures Inc. La carga sísmica total se ha calculado tomando el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva (para centros hospitalarios), tal como lo señala la norma NTE-030 de diseño sismo resistente.

El análisis sísmico se desarrolló de acuerdo a los indicadores de la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE-030.

#### **3.4.10.2 Normas y Parámetros para el Análisis sísmico.**

El análisis sísmico se efectuó siguiendo las indicaciones de la norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE.030 del 2006.

#### **3.4.10.3 Parámetros sísmicos para todos los bloques.**

Tal como lo indica la respuesta de la Norma E.030 para el presente año, y de acuerdo a la Ubicación de la estructura y las consideraciones de suelo proporcionadas, los parámetros para definir el espectro de diseño fueron:

#### **3.4.10.4 Zonificación.**

La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información geotécnica.

El territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas, cada zona se le asigna un factor Z. en este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

La zona donde está ubicada el establecimiento de Salud según la zonificación de la norma E-030 es la zona3 y su factor de zona es 0.35.



#### 3.4.10.5 Condiciones Geotécnicas:

Para los efectos de esta norma los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato,

El periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Par efectos de la aplicación de la Norma E-.30 de diseño sismo resistente se considera que el perfil de suelo es del tipo Intermedio (S2), el parámetro  $T_p$  asociado con este tipo de suelo es de 0.60seg. Y el parámetro TL asociado con este tipo de suelo es de 2.00 y el factor de amplificación del suelo asociado se considera  $S=1.15$

#### 3.4.10.6 Factor de amplificación sísmica.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica(C) por la siguiente expresión:

$$C=2.5x (T_p/T); C<2.5$$

#### 3.4.10.7 Categoría de las edificaciones.

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, debido a que la edificación es de uso Hospitalario, se está considerando para el presente análisis  $U=1.5$

#### 3.4.10.8 Sistemas estructurales.

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica R

TABLA N° 7

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION $R_0$ (*)	DIRECC.	SISTEMA ESTRUCTURAL	$R_0$
	X-X	Porticos de Concreto Armado	8
Y-Y	Porticos de Concreto Armado	8	

Tabla 3.8.- Sistemas estructurales  
Fuente: Elaboración propia

### 3.4.11 Modelamiento Matemático.

#### 3.4.11.1

#### Definición de ejes x e y.

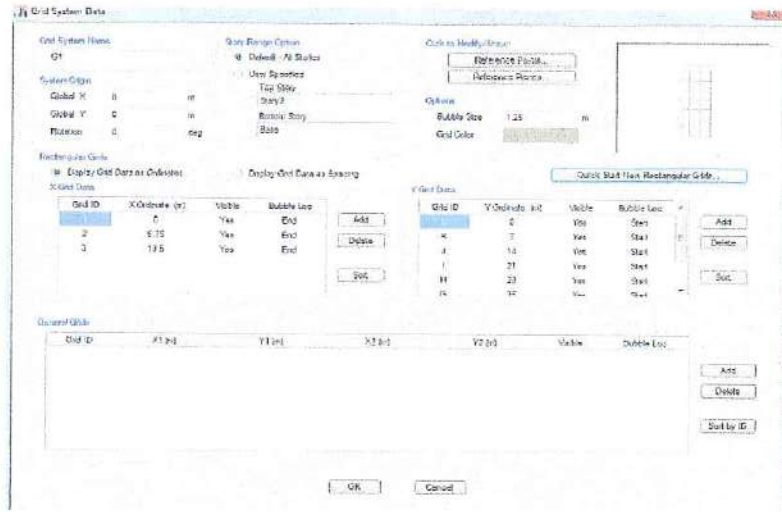


Figura 3.3.- Definición de ejes  
Fuente: Etabs 2015 v15.2.0

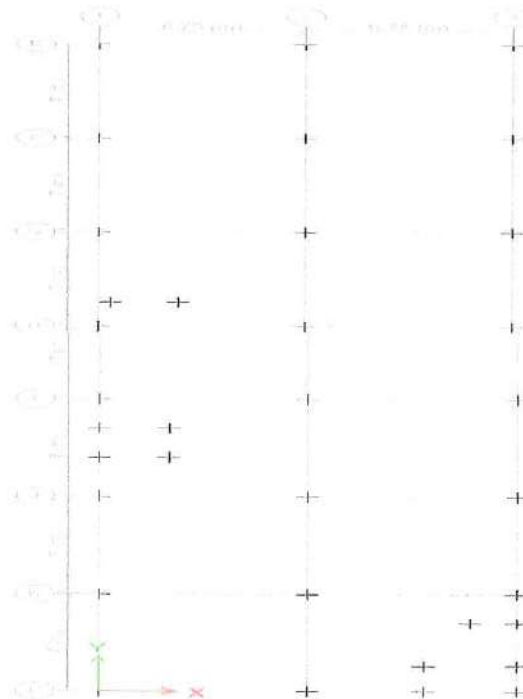


Figura 3.3.- Definición de ejes  
Fuente: Etabs 2015 v15.2.0

### 3.4.11.2 Definición del material de concreto

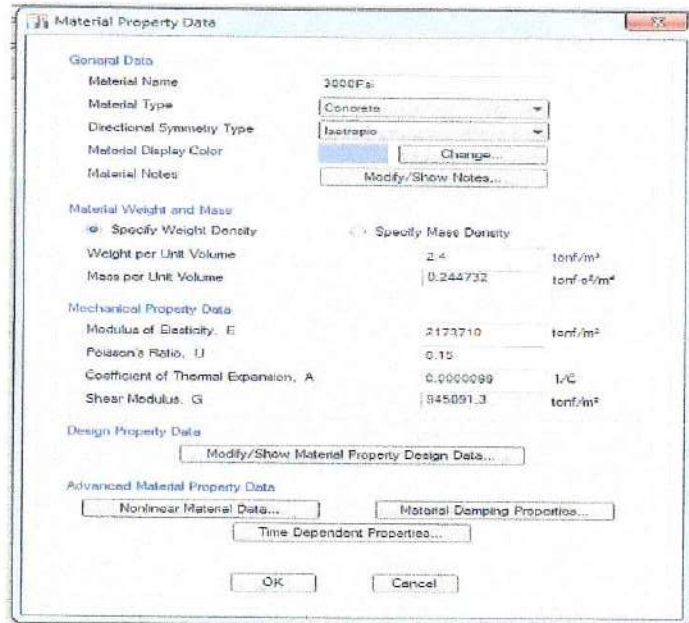


Figura 3.4.- Definición de materiales de concreto  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.0*

### 3.4.11.3 Definición de Secciones (Columnas)

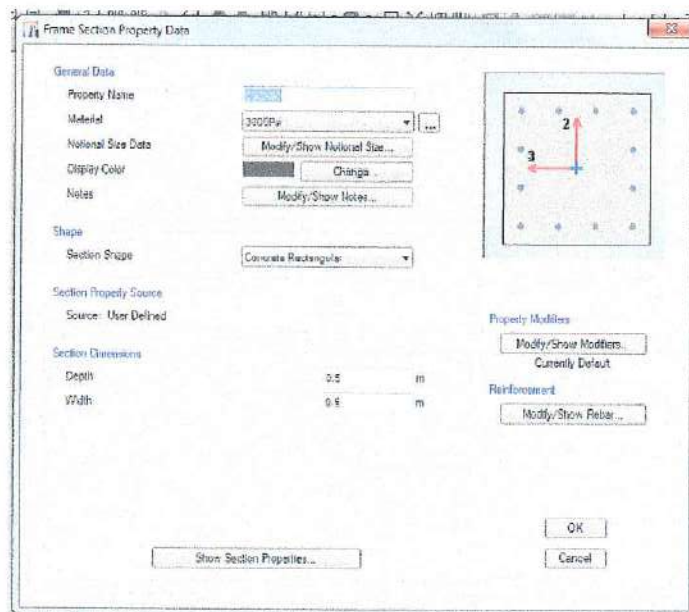


Figura 3.5.- Definición de Secciones de columna  
Fuente: *Etabs 2015 v1*



### 3.4.11.4 Definición de Secciones (Vigas)

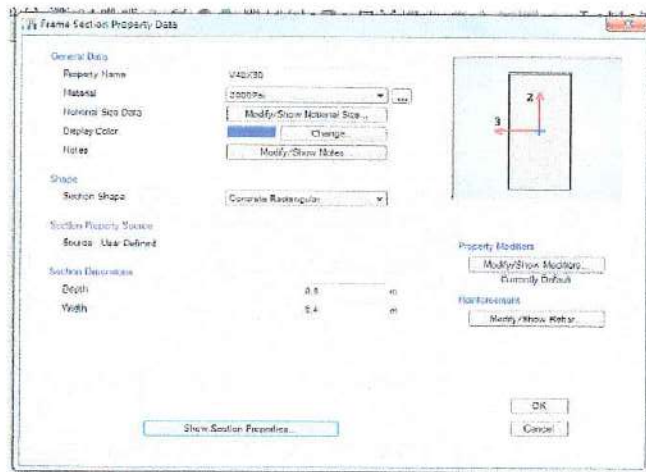


Figura 3.6.- Definición de Secciones de Vigas  
 Fuente: Etabs 2015 v15.2.0

### 3.4.11.5 Definición de losa (Diafragmas)

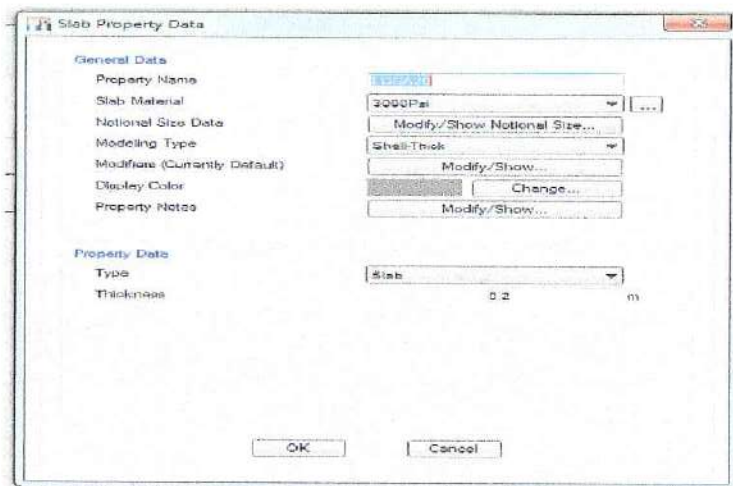


Figura 3.7.- Definición de Losas (Diafragma)  
 Fuente: Etabs 2015 v1

### 3.4.11.6 Definición de muros del ascensor

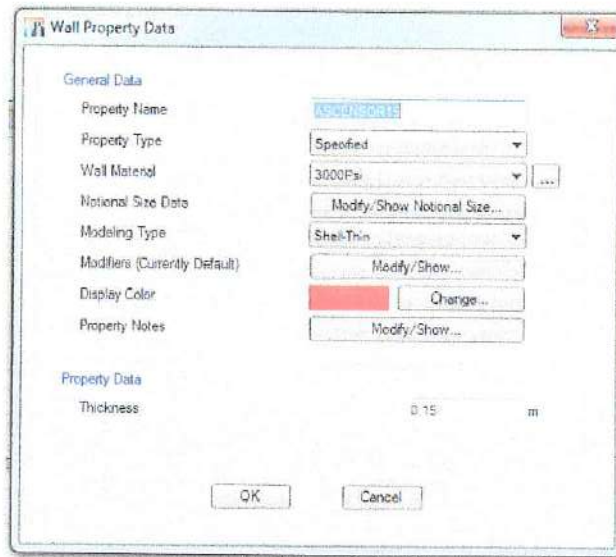


Figura 5.9.- Definición de Muros (Ascensor)  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.0*

### 3.4.11.7 Diafragmas rígidos

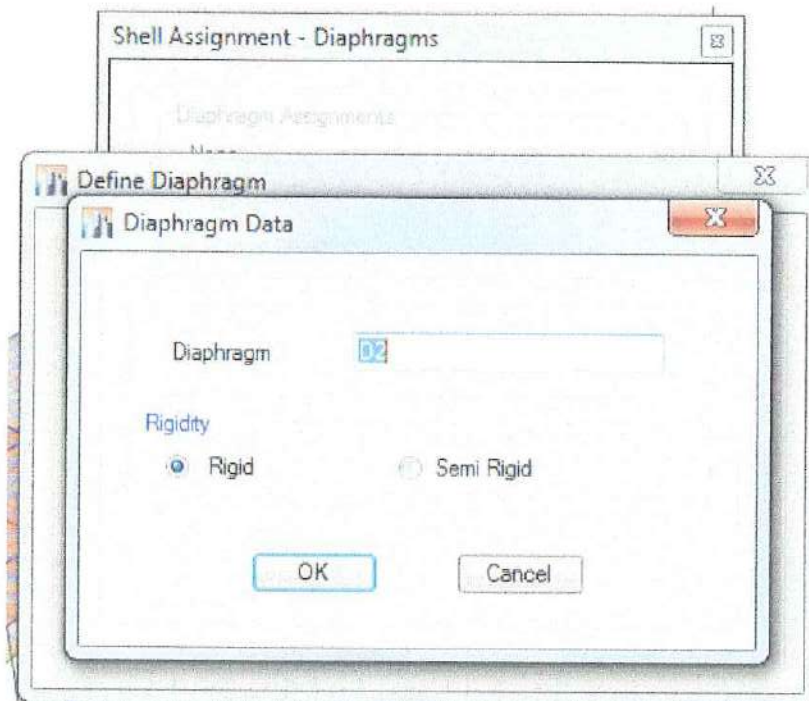


Figura 3.9.- Diafragmas Rígidos 1  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.0*

### 3.4.11.8 Vista isométrica



Figura 3.10.- Vista Isométrica de Block 4  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.*

### 3.4.12 Modelos de Análisis y Resultados de Desplazamientos

Para el análisis sísmico y de gravedad, los módulos se modelarán con elementos con deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial.

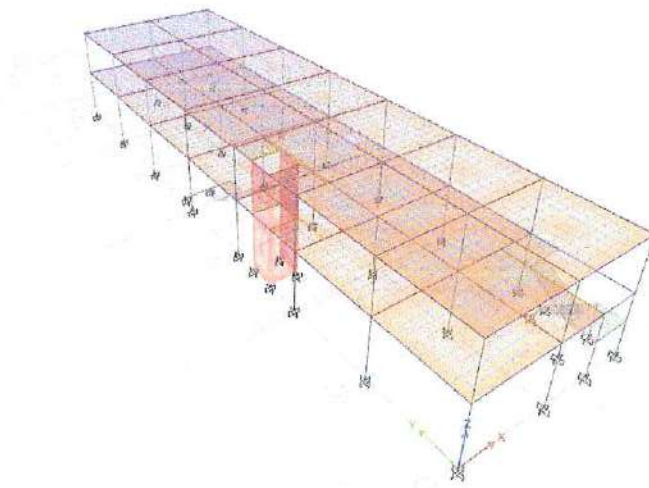


Figura 3.11.- Modelo para Análisis  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.*



#### Máximo desplazamiento ejes X-X

Nivel	X (m)	dx	h	dx/h	Reglamento	Obs
0	0					
1	6.875	0.06875	3.63	0.0189	0.007	no
2	6.736	0.00139	3.63	0.0004	0.007	ok

#### Máximo desplazamiento ejes Y-Y

Nivel	Y (m)	dy	h	dx/h	Reglamento	Obs
0	0					
1	22.45	0.2245	3.63	0.0618	0.007	no
2	24.59	0.02140	3.63	0.0059	0.007	ok

Tabla 3.9.- Análisis de Desplazamiento según Reglamento  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.*

Notamos que la razón entre el desplazamiento y la altura comparada al máximo que el reglamento establece, es superior. Eso indica que se tiene excesivos desplazamientos, por ello es que debemos darle mayor rigidez a la edificación colocando muros en determinados ejes. Luego, volver a ejecutar este procedimiento con los nuevos valores.

Otra alternativa que se nos presenta y que es motivo de esta tesis es introducir aisladores sísmicos y de esta forma evitamos colocar muros que nos daría mayor rigidez.

#### 3.4.13 Modelamiento Con Aislamiento

##### 3.4.13.1 Ubicación del Block 4

En todos los bloques los muros y tabiques interiores no son solidarios estructuralmente con el sistema principal por lo que está, separados de la estructura principal mediante juntas de 3.00 cm y debidamente confinados con columnetas y viguetas de amarre.

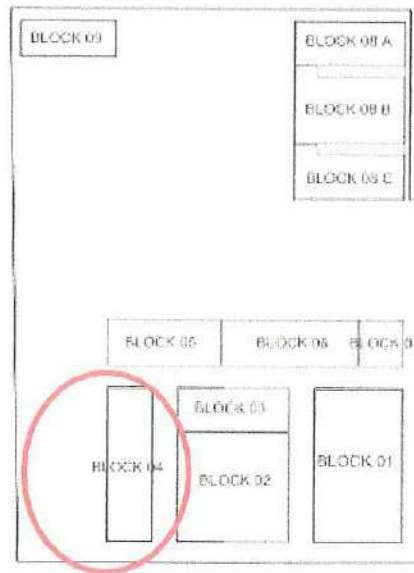


Figura 3.12.- Ubicación del Block 4  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.*

#### 3.4.14 Normas Empleados

Se sigue las disposiciones de los reglamentos y normas Nacionales e internacionales descritos a continuación.

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú)-Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.):
  - NTE E.020 "CARGAS"
  - NTE E.030 "DISEÑO SISMORESISTENTE"
  - NTE E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
  - NTE E.060 "CONCRETO ARMADO"
  - NTE E. 070 "ALBAÑILERÍA"
  - NTE E.090 "ESTRUCTURAS METÁLICAS"
- A.C.I 318-2008 (American Concrete Institute)-Building Code Requirements for Structural Concrete.
- UBC 1997 Uniform Building Code

#### 3.4.15 Especificaciones- materiales Empleados

- Resistencia para concreto armado :  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
Para losas, vigas, columnas, escaleras, zapatas y placas.
- Resistencia para concreto simple:  $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$

- Módulo de Elasticidad (E) :2'173706.51 Ton/m2 (f 'c=210 kg/cm2)
- Módulo de Poisson (u): 0.15
- Peso Específico (Yc) : 2300 kg/m3 (concreto simple); 2400 kg/m3 (concreto armado)

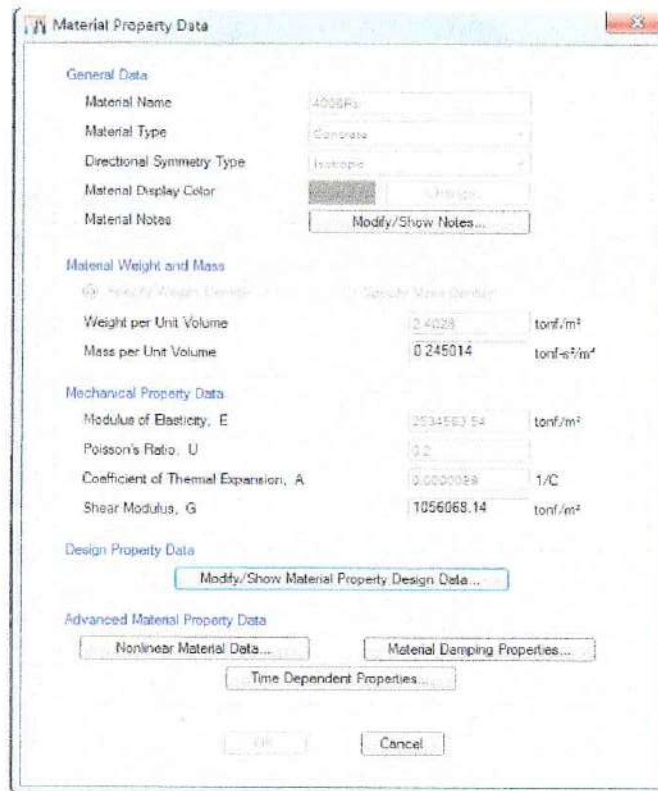


Figura 3.13.- Definición de Materiales  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.*

- Acero corrugado:
  - Resistencia a la fluencia (fy): 4200 kg/cm2 (G°60)
  - E=2'100,000 kg/cm2
- Recubrimientos mínimos (R)
  - Cimientos, zapatas ,plateas : 7.00cm
  - Vigas de Cimentación : 4.00cm
  - Columnas, vigas, placas, muros (Cisternas y tanques) :4.00cm
  - Losas aligeradas, vigas chatas, vigas de borde: 3.00cm
  - Losas macizas, escaleras :3.00cm



#### 3.4.16 Estados de carga

La norma técnica E.020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está diseñada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo.

Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen

Serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales, equipo, muebles y otros móviles.

Finalmente las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

#### 3.4.17 Diseño de Concreto Armado

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplean las siguientes combinaciones de cargas establecidas en la norma E-060 del reglamento Nacional de Edificaciones:

$1.4M+1.7VM$ =Carga muerta

$1.25 (M+V) +S$                        $V$ =Carga viva

$1.25 (M+V)-S$                        $S$ =Carga de sismo

$0.90M+S$

$0.90M-S$

Además, el reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Solicitud principal	Factor $\phi$ de Reducción
- Flexión	0.90
- Tracción y Tracción + Flexión	0.90
- Cortante	0.85
- Torsión	0.85
- Cortante y Torsión	0.85
- Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70

Tabla 3.10.- Factor de Reducción 2  
Fuente: *Etabs 2015 v15.2.*

Resumiendo, para el diseño de los elementos estructurales se debe cumplir que:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$
$$\text{Resistencia de Diseño} = \Phi \text{Resistencia Nominal}$$

#### 3.4.18 Predimensionamiento

El predimensionamiento consiste en dar una tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-060 de concreto Armado y entre los requisitos Arquitectónicos y de ocupación. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

#### 3.4.19 Estructura del Bloque.

El block 04 está conformado por pórticos de concreto armado se considera una sobre carga sobre las losas aligeradas para corredores y escaleras de 400 kg/m<sup>2</sup> y sobrecargas en estas mismas de acuerdo al uso de los ambientes:

El block 04, tiene pórticos de columnas de 0.50x0.50 y vigas de 0.45x0.45 m

Y sobre cargas de 300kg/m<sup>2</sup>, 400 kg/m<sup>2</sup> sobre las losas aligeradas bidireccionales en su primer nivel de encofrado y de 150 kg/cm<sup>2</sup> sobre la losa aligerada bidireccional en su último sótano.

#### 3.4.20 Predimensionamiento de vigas Peraltadas

Para pre dimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo, doceavo o catorceavo de la luz libre entre apoyos. Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.30m del peralte, sin que llegue a ser menor de 25cm. Se recomienda no tener un ancho a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga. Resumiendo:

$$H \geq l_n / 10 \quad h \geq l_n / 12 \quad h \geq l_n / 14$$



h: Peralte de viga (m)

Ln: Mayor luz libre entre apoyos (m)

Cálculo del predimensionamiento de las vigas peraltadas:

Descripción			h(m)			b(m)
f'c=210kg/cm2	Nombre de viga	Luz mayor Libre (m)	L/12	L/10	Elegido	<0.45h
Block 04	B4/1-102	6.5	0.55	0.65	0.45	0.45

Tabla 3.11.- Predimensionamiento de Vigas

Fuente: *Etabs 2015 v15.2.*

Por razones arquitectónicas y económicas se colocaron vigas no peraltadas y así evitar el sistema de encofrados para vigas peraltadas.

#### 3.4.21 Medrado de Cargas

En este capítulo, se mostrará el capítulo de las cargas de gravedad que se aplican a la estructura. Las cargas de gravedad son la carga Muerta y la carga viva.

Como regla general, al medir cargas se debe pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas que la soportan, luego esta vigas al apoyarse sobre las columnas, le transfiere su carga, posteriormente las columnas transfieren las cargas hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas, finalmente las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

El medrado se hará mediante el método de áreas tributarias o zonas de influencia separada la carga muerta de la carga viva. Los valores de cargas y pesos unitarios a usar son los siguientes y han sido tomados de la TNP E.020 de las cargas del Reglamento nacional de Edificaciones.

##### 3.4.21.1 Cargas Muertas

CARGA MUERTA:			
PESO PROPIO	971.50	tn	
TABIQUERIA	100	kg/m <sup>2</sup>	
ACABADOS	100	kg/m <sup>2</sup>	
LADRILLO TECHO	150	kg/m <sup>2</sup>	

Tabla 3.12.- Cargas Muertas

Fuente: *Etabs 2015 v15.2.*



### 3.4.21.2 Cargas Vivas

CARGA VIVA			
	SOBRECARGA LOSA	300	kg/m <sup>2</sup>
	SOBRECARGA ESCALERAS Y CORREDORES	400	kg/m <sup>2</sup>
	SOBRECARGA LOSA (AZOTEA)	150	kg/m <sup>2</sup>

Tabla 3.13.- Cargas Vivas  
Fuente: Etabs 2015 v15.2.

DE LO EXPLICADO:

CARGA MUERTA:		
	PESO PROPIO	971.495 Ton
	TABIQUERIA	129.05 Ton
	ACABADOS	133.66 Ton
	LADRILLO TECHO	193.57 Ton
<hr/>		
	CARGA VIVA	
	SOBRECARGA	307.4 Ton

Tabla 3.14.- Cargas Muertas y Vivas  
Fuente: Etabs 2015 v15.2.

Peso para el analisis sísmico =0.5s/c+D = 1581.475 ton

Peso de la Estructura				
		Peso	% W	Masa Sísmica
Peso propio (modelo)	=	1404048.9	100%	1404048.9 kg
Peso de acabados+instalaciones+losa de techo	=	0	100%	0.0 kg
S/C	=	307403.06	50%	153701.5 kg
				1557750.4 kg

Tabla 3.15.- Peso de la Estructura 2  
Fuente: Etabs 2015 v15.2.

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS No lineal versión 2015 v 15.2 elaborado por Computers and structures Inc. Y permite colocar las cargas de gravedad y definir la carga sísmica. Adicionalmente al colocar las dimensiones de los elementos y definir la densidad del concreto como parámetro nos permite modelar de una manera muy cercana a la realidad estos elementos. Como ejemplo se muestran a continuación la forma como se colocaron las cargas muertas y vivas en las losas con el programa ETABS 2015 v

15.2.0 Este programa reparte las cargas colocadas sobre los elementos estructurales horizontales en los diferentes pabellones.

### **3.4.21.3 Análisis sísmico**

#### **3.4.21.3.1 Modelo Estructural**

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS 2015 v 15.2.0 elaborado por Computers and Structures Inc. La carga sísmica total se ha calculado tomando el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva (para centros hospitalarios), tal como lo señala la norma NTE-030 de diseño sismo resistente.

El análisis sísmico se desarrolló de acuerdo a los indicadores de la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE-030.

#### **3.4.21.3.2 Normas y parámetros para el Análisis Sísmico.**

El análisis sísmico se efectuó siguiendo las indicaciones de la norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE.030 del 2006.

#### **3.4.21.3.3 Parámetros sísmicos para todos los bloques**

Tal como lo indica la respuesta de la Norma E.030 para el presente año, y de acuerdo a la Ubicación de la estructura y las consideraciones de suelo proporcionadas, los parámetros para definir el espectro de diseño fueron:

#### **3.4.21.3.4 Zonificación**

La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información geotécnica.

El territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas, cada zona se le asigna un factor Z. en este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

La zona donde está ubicada el establecimiento de Salud según la zonificación de la norma E-030 es la zona3 y su factor de zona es 0.35.

#### **3.4.21.3.5 Condiciones Geotécnica.**



Para los efectos de esta norma los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato,

El periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Par efectos de la aplicación de la Norma E-30 de diseño sísmo resistente se considera que el perfil de suelo es del tipo Intermedio (S2), el parámetro  $T_p$  asociado con este tipo de suelo es de 0.60seg. Y el parámetro  $T_L$  asociado con este tipo de suelo es de 2.00 y el factor de amplificación del suelo asociado se considera  $S=1.15$

#### 3.4.21.3.6 Factor de Amplificación Sísmica

Factor de amplificación sísmica: De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica(C) por la siguiente expresión:

$$C=2.5x (T_p/T); C<2.5$$

#### 3.4.21.3.7 Categoría de Edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, debido a que la edificación es de uso Hospitalario, se está considerando para el presente análisis  $U=1.5$

#### 3.4.21.3.8 Sistemas Estructurales :

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales y el sistema de estructuración sísmo resistente predominante en cada dirección. Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).

#### Sub estructura

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION $R_0$ (*)	DIRECC.	SISTEMA ESTRUCTURAL	$R_0$
	X-X	Porticos de Concreto Armado	1
	Y-Y	Porticos de Concreto Armado	1

#### Superestructura

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION $R_0$ (*)	DIRECC.	SISTEMA ESTRUCTURAL	$R_0$
	X-X	Porticos de Concreto Armado	2
	Y-Y	Porticos de Concreto Armado	2

Tabla 3.16.- Sistema Estructural

Fuente: *Etabs 2015 v15.2*



### 3.4.22 Modelamiento Matemático

#### 3.4.22.1 Definición de ejes x e y

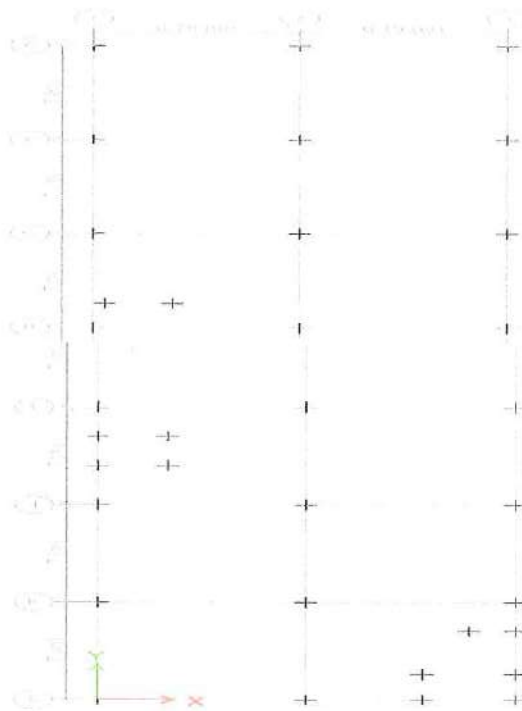
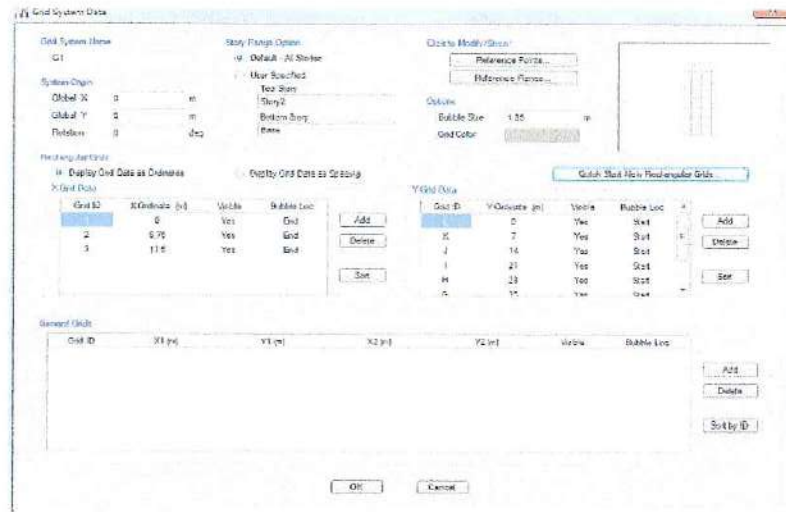


Figura 3.14.- Modelo Matemático-Definición de Ejes  
Fuente: Etabs 2015 v15.2.0

### 3.4.22.2 Definición del material de concreto

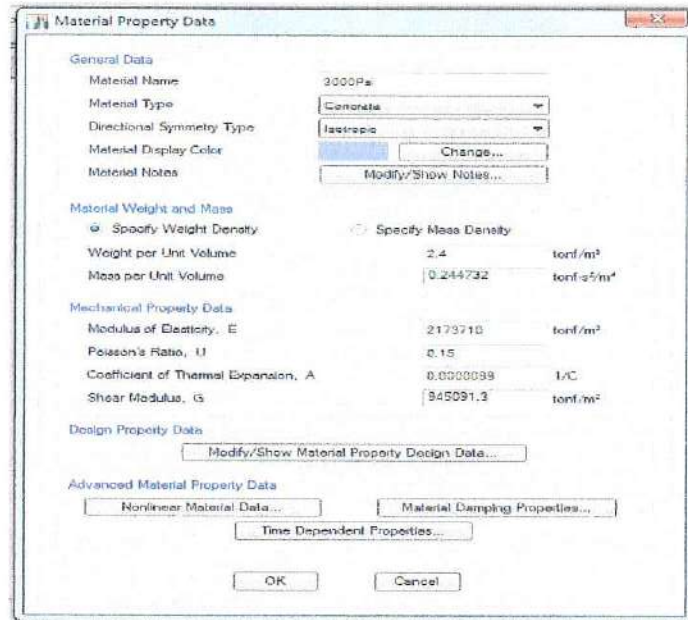


Figura 3.15.- Definición de Materiales del Concreto  
Fuente: Etabs 2015 v15.2.0

### 3.4.22.3 Definición de Secciones (Columnas)

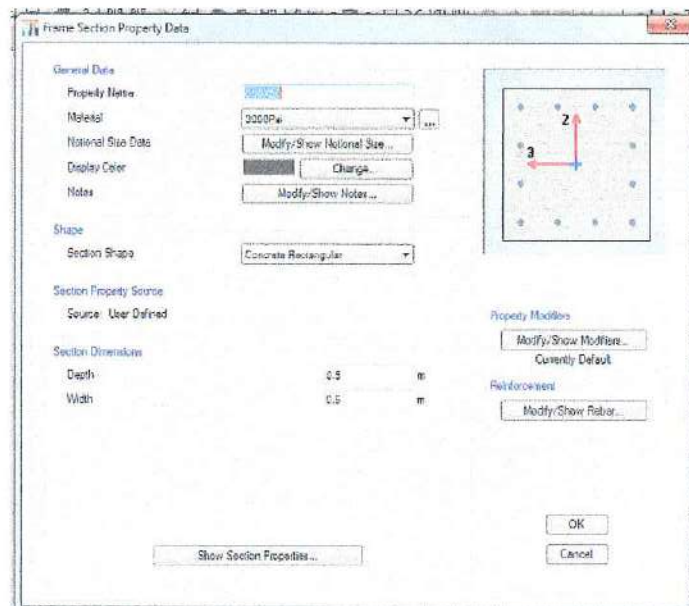


Figura 3.16.- Definición de Sección de Columna  
Fuente: Etabs 2015 v1

### 3.4.22.4 Definición de Secciones (Vigas)

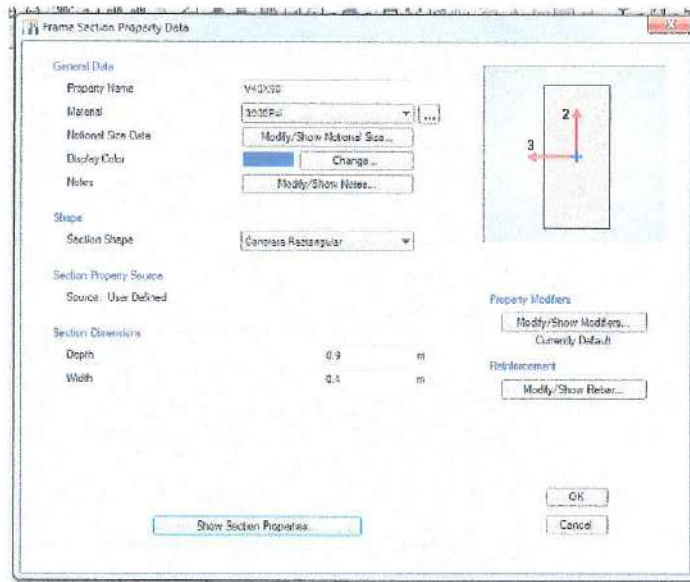


Figura 3.17.- Definición de Sección de Viga

Fuente: *Etabs 2015 v1*

### 3.4.22.5 Definición de losa (Diafragmas)

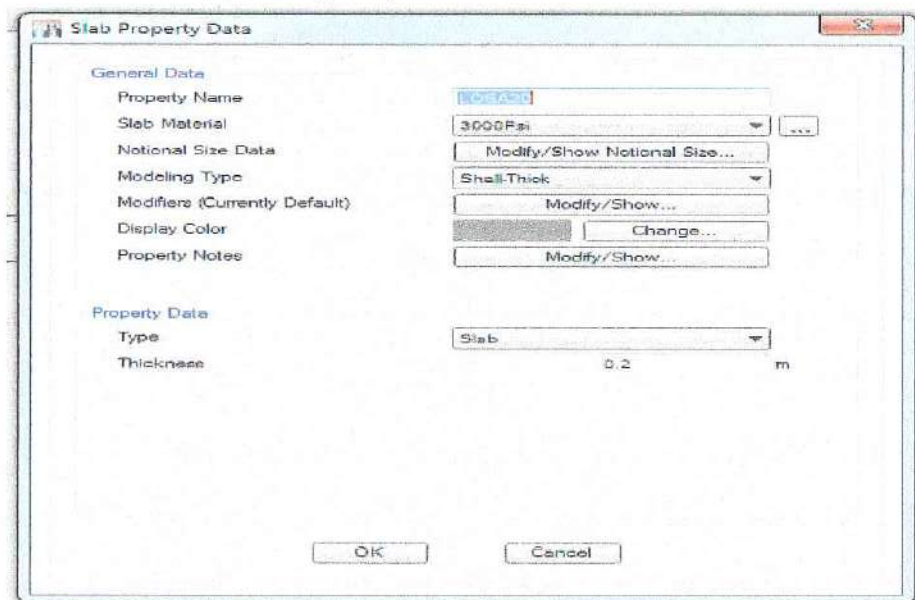


Figura 3.18.- Definición de Losa

Fuente: *Etabs 2015 v1*



### 3.4.22.6 Definición de muros del ascensor

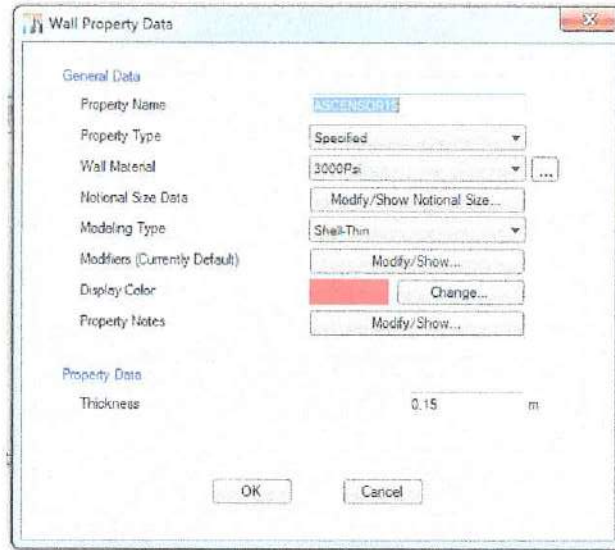


Figura 3.19.- Definición de Muros de Ascensor  
Fuente: Etabs 2015 v1

### 3.4.22.7 Diafragmas rígidos

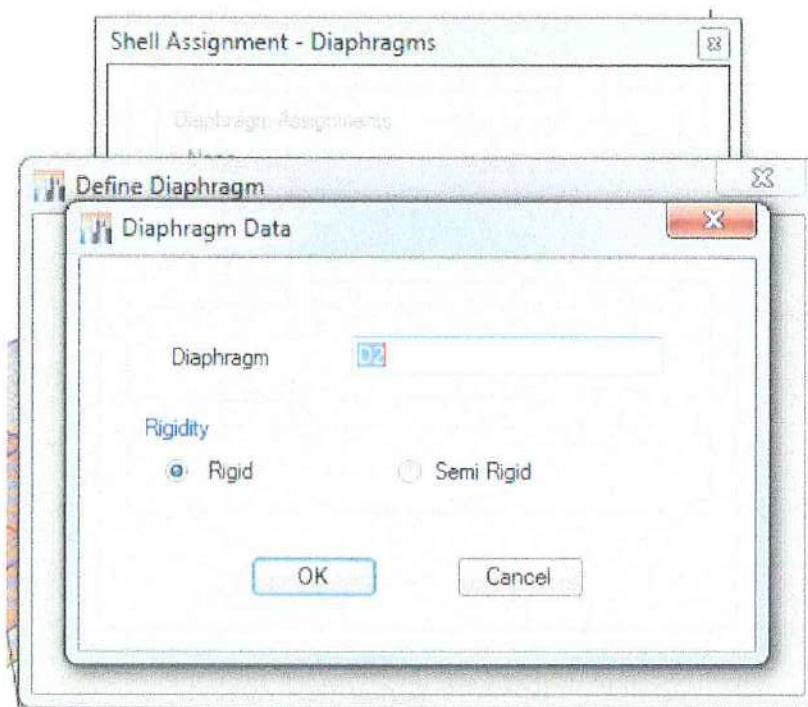


Figura 3.20.- Diafragmas Rígidos 2

Fuente: *Etabs 2015 v1*

### 3.4.22.8 Vista isométrica



Figura 3.21.- Vista Isométrica  
Fuente: *Etabs 2015 v1*

### 3.4.23 Modelos de Análisis y Resultados de Desplazamientos

Para el análisis sísmico y de gravedad, los módulos se modelarán con elementos con deformaciones por flexión, fuerza Cortante y carga axial.

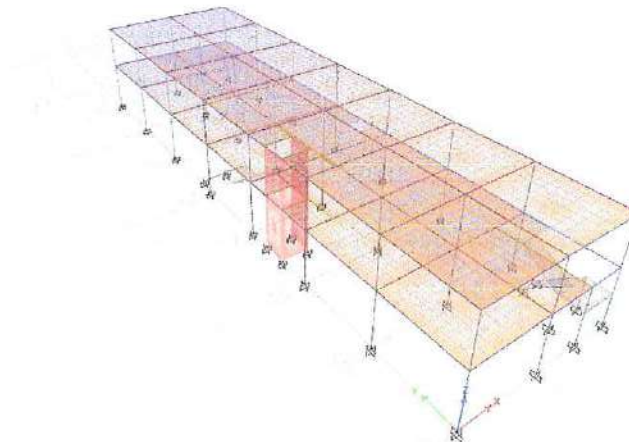


Figura 3.22.- Modelo Para Análisis de Resultados  
Fuente: *Etabs 2015 v1*

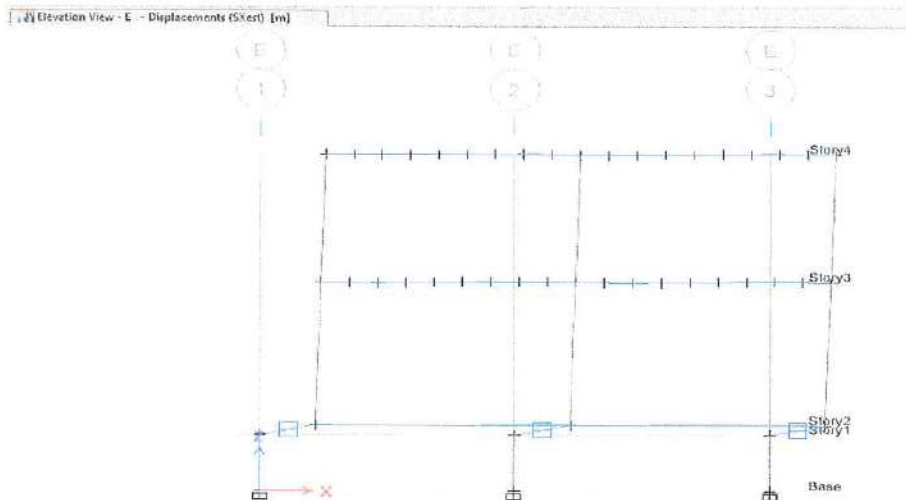


Figura 3.23.- Análisis de Resultados –Desplazamiento horizontal  
Fuente: *Etabs 2015 v1*

**Maximos Desplazamientos Eje X-X**

Nivel	hi (cm)	Desp. Total (m)	Parcial (cm)	Delta/hi	Limite	Obs.
1	-	0.11133	11.13290	-	-	OK
2	425	0.11909	0.77850	0.00183	0.00250	OK
3	425	0.12676	0.96700	0.00228	0.00250	OK

**Maximos Desplazamientos Eje Y-Y**

Nivel	hi (cm)	Desp. Total (m)	Parcial (cm)	Delta/hi	Limite	Obs.
1	-	0.09517	9.51720	-	-	OK
2	425	0.10103	0.58600	0.00138	0.00250	OK
3	425	0.10660	0.55660	0.00131	0.00250	OK

**VER ANEXO 03 (DISEÑO DE DISPOSITIVO SISMICO)**

Figura 3.24.- Análisis de Desplazamientos según Norma  
Fuente: *Etabs 2015 v1*

Notamos que la razón entre el desplazamiento y la altura comparada al máximo que el reglamento establece, es inferior eso indica que se cumple adecuadamente con los desplazamientos.

Por ello es que ya no es necesario darle mayor rigidez a la edificación colocando muros en determinados ejes.

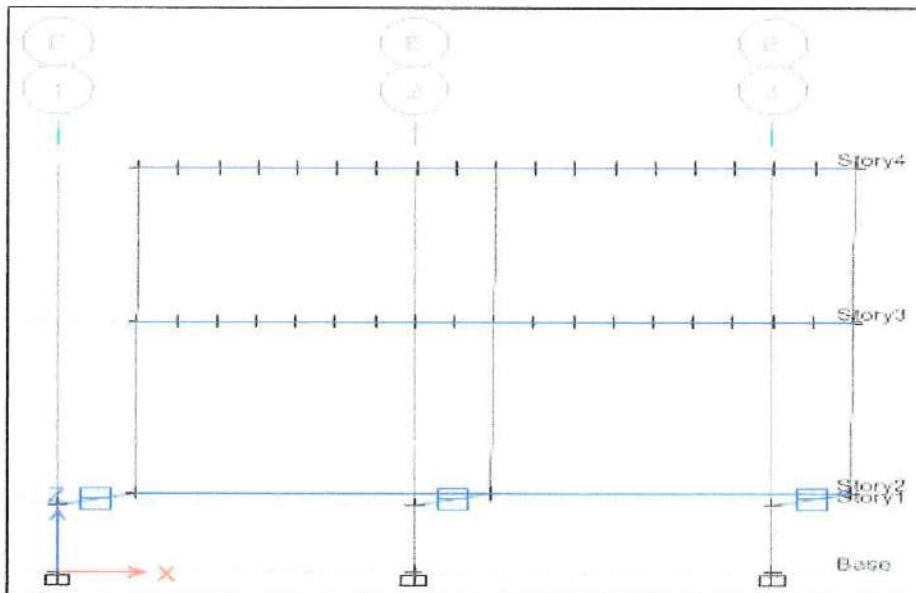
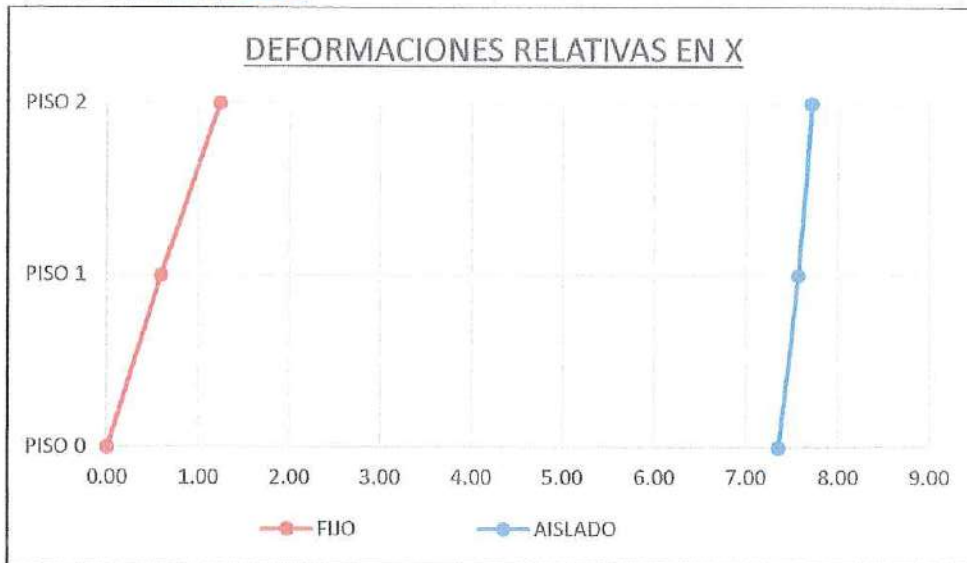
El introducir aisladores sísmicos se tiene este escenario y es motivo de análisis de la presente tesis.



### 3.5 Resultados

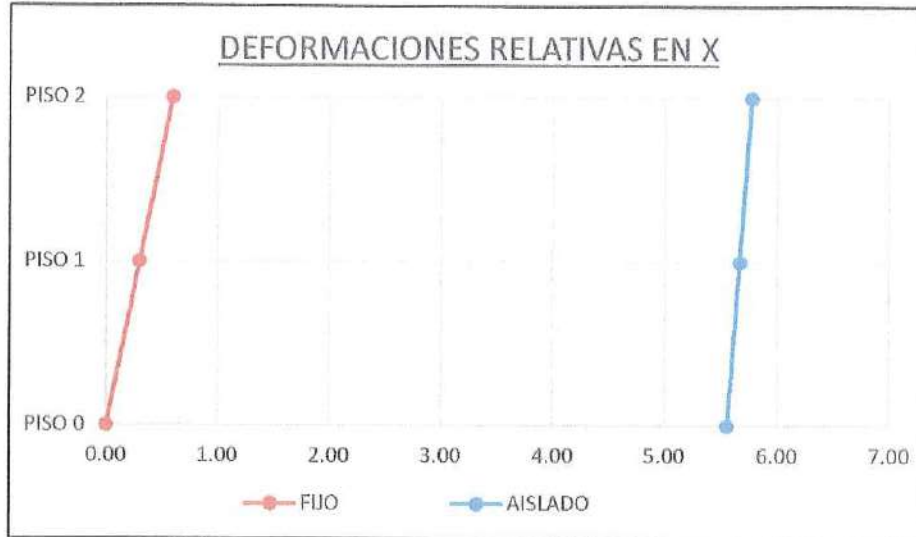
#### 1.1.1. Desplazamientos relativos en la dirección x-x

NIVELES	AISLADO	FIJO	h	0.015h/R	DERIVA			
2	7.7124	1.2380	3.63	0.0272	>	0.0065	Ok!	0.00341
1	7.569	0.5900	3.63	0.0272	>	0.0059	Ok!	0.00163
0	7.351	0.0000						



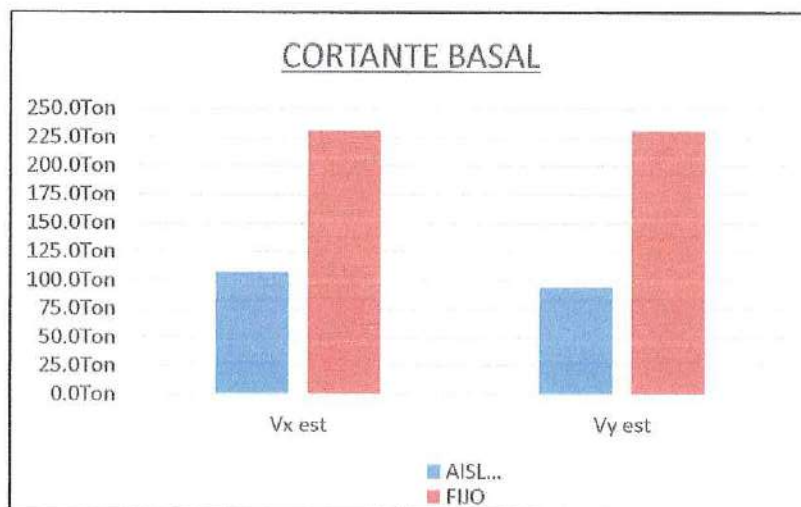
**1.1.2. Desplazamientos relativos en la dirección Y-Y**

NIVELES	AISLADO	FIJO	$\eta$	$0.015W/R$	DERIVA	
2	5.7707	0.5948	3.63	0.0272	>	0.0029 Ok!
1	5.666	0.3000	3.63	0.0272	>	0.0030 Ok!
0	5.554	0.0000				



**1.1.3. Cortante Basal**

BASAL	AISLADO	FIJO	REDUCC
Vx est	107.55	230.48	53%
Vy est	94.41	230.48	59%



De los gráficos mostrados en este capítulo de resultados podemos discutir que para la estructura aislada en el análisis según la norma E.030 se ha obtenido

una reducción en las derivas de entrepiso de aproximadamente un 35% en promedio, de una deriva máxima de 0.0059 a valores de 0.0022 en el eje X, y de 0.0030 a valores de 0.0011 en el eje Y.

El cortante Basal se ha reducido en promedio en 56%, obteniendo en el eje X un Cortante en la base de 230.48 tn para la estructura sin aislamiento, llegando a 107.55 tn para la estructura con aislamiento; y en el eje Y se tiene un cortante basal de 230.48tn para la estructura sin aislamiento o fijo llegando a 94.41 tn para la estructura con aislamiento.

### 3.6 Análisis de costos del block 4 del Establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas"

#### 1.1.4. Antecedentes

Para realizar el análisis de costos de las inversiones que representa la construcción y equipamiento de un Establecimiento de salud (Hospital) convencional, sin aislamiento sísmico, con otro que tiene aislamiento pero de las mismas características, es necesario evaluar los costos directos e indirectos y equipamiento que cada uno representa.

En ese sentido para analizar un establecimiento de salud sin aislamiento se ha tomado en cuenta el hospital de Ate que está aún en Construcción en la etapa de acabados por el Consorcio Ejecutor Ate es una obra que tiene el siguiente presupuesto:



Ratios en Hospitales	
	Hospital Ate II-1 (Costo nuevos soles)
Presupuesto Total	147,624,528.47
Pto Ejecución	87,023,011.90
Obras Provisionales	
Estructuras	17,549,027.98
Arquitectura	16,127,273.98
Señalética	5,237,267.28
Instalaciones sanitarias	7,959,848.40
Instalaciones Eléctricas	4,353,043.80
Instalaciones Mecánicas	12,036,751.66
Instalaciones de Comunicaciones	8,237,130.60
Pto Equipamiento	60,601,516.57
Equipamiento	51,357,217.43
Plan de contingencia e intangibles	
Atea techada (m <sup>2</sup> )	20,036.00

**Tabla 3.17: Ratios de construcción y equipamiento del hospital de Ate**  
Fuente: Elaboración propia

También se ha analizado el Hospital el Carmen de Huancayo, y tiene el siguiente presupuesto:

Ratios	
	Hospital El Carmen III-E
Presupuesto Total	140,040,467.13
Pto Ejecución	99,085,030.49
Estructuras	37,314,477.09
Arquitectura	19,550,109.07
Señalética	
Instalaciones sanitarias	9,104,783.05
Instalaciones Eléctricas	11,608,176.98
Instalaciones Mecánicas	11,286,213.42
Instalaciones de Comunicaciones	10,221,270.90
Pto Equipamiento	40,955,436.64
Equipamiento	40,955,436.64
Atea techada	21,772.37
tc	3.40
Ratio de construcción	1,338.52
Ratio de equipamiento	553.26
Ratio Total (Constr+equip+EIA+Superv)	1,891.77

**Tabla 3.18: Presupuesto Hospital el Carmen-Huancayo**  
Fuente: Elaboración propia

Para el caso de Hospitales con el sistema de Aislamiento se analizado cinco hospitales con los siguientes hospitales:

Hospital de Ayabaca en Piura que está a cargo del "Consortio Hospital Piura" Conformado por las empresas Mantto SAC, Asignia Sucursal Perú, Mediterráneo SAC y Dextre Morimoto Arquitectos SAC con el siguiente presupuesto:

**Tabla 3.19: Presupuesto Hospital de Ayabaca-Piura**

Ratios en Hospitales	
	Hospital de Ayabaca
Presupuesto Total	70,800,886.64
Pto Ejecución	45,175,631.92
Estructuras	14,887,098.47
Arquitectura	12,332,786.14
Instalaciones sanitarias	3,303,254.06
Instalaciones Eléctricas	3,983,354.36
Instalaciones Mecánicas	5,075,941.23
Instalaciones de Comunicaciones	5,593,197.66
Pto Equipamiento	25,625,254.72
Atea techada	7,490.64
tc	3.40
Ratio de construcción	1,773.81
Ratio de equipamiento	1,006.17
Ratio Total (Constr+equip+EIA+Superv)	2,779.97

*Fuente: Elaboración propia*

Hospital de Tacna que está a cargo del "Consortio Salud Tacna" con el siguiente presupuesto:

Ratios en Hospitales	
	Hospital Hipólito Unanue de Tacna
Presupuesto Total	281,163,681.65
Pto Ejecución	163,095,845.46
Estructuras	56,425,484.59
Arquitectura	36,290,930.20
Instalaciones sanitarias	13,479,488.36
Instalaciones Eléctricas	17,627,023.24
Instalaciones Mecánicas	16,590,139.52
Instalaciones de Comunicaciones	18,601,693.94
Pto Equipamiento	118,067,836.19
Atea techada	30,496.58
tc	3.40
Ratio de construcción	1,572.94
Ratio de equipamiento	1,138.68
Ratio Total (Constr+equip+EIA+Superv)	2,711.62

**Tabla 3.20: Presupuesto Hospital de Tacna**

*Fuente: Elaboración propia*

Hospital de Policía en Lima, que está en etapa de licitación (paralizada) donde uno de los postores es el "Consortio Luis Sáenz" conformado por las empresas:



Ortiz Construcciones y Proyectos S.A. Sucursal Perú y Mantto SAC. Con el siguiente presupuesto:

Ratios en Hospitales	
	Hospital de la Policia
Presupuesto Total	292,764,431.21
Pto Ejecución	168,582,868.04
Pto Equipamiento	93,496,363.63
Atea techada	28,344.64
tc	3.40
Ratio de construcción	1,749.30
Ratio de equipamiento	970.16
<b>Ratio Total (Constr+equip+EIA+Superv)</b>	<b>3,037.86</b>

**Tabla 3.21: Presupuesto Hospital de Policía**  
*Fuente: Elaboración propia*

Hospital Santa Gema de Yurimaguas que está a cargo del consorcio "Consortio Alto Amazonas" conformado por las empresas: Riva SA, Mantto SAC, Constructora Mediterráneo SAC, Aidhos Arquitectos, SAP sucursal del Perú, Dextre Morimoto Arquitectos SAC, con el siguiente presupuesto:

Ratios en Hospitales	
	Hospital Yurimaguas
Presupuesto Total	146,143,721.74
Pto Ejecución	85,542,205.17
Atea techada	16,500.00
tc	3.40
Ratio de construcción	1,524.82
Ratio de equipamiento	1,080.24
<b>Ratio Total (Constr+equip+EIA+Superv)</b>	<b>2,605.06</b>

**Tabla 3.22: Presupuesto Hospital Santa Gema de Yurimaguas**  
*Fuente: Elaboración propia*

Analizando cada uno de estos presupuestos de estos seis hospitales

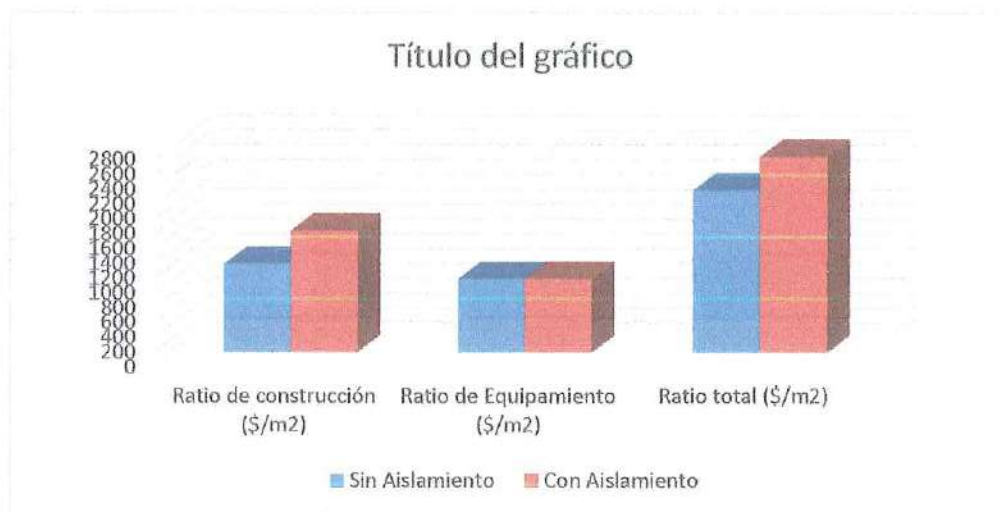


Y teniendo el área techada y el presupuesto obtenido en algunos casos del Perfil aprobado y en otros casos del expediente técnico y con el tipo de cambio a la fecha  $TC=3.42$  según la página oficial de sunat, se tiene el cuadro final de ratios de Presupuesto total para hospitales Sin aislamiento y con aislamiento que son  $2200\$/m^2$  y  $2650\$/m^2$  respectivamente, tal como indica la tabla 7.1 y la figura 7.1 .

Ratios ( $\$/m^2$ )			
Hospital	Ratio de construcción ( $\$/m^2$ )	Ratio de Equipamiento ( $\$/m^2$ )	Ratio total ( $\$/m^2$ )
Sin Aislamiento	1200	1000	2200
Con Aislamiento	1650	1000	2650

**Tabla 3.23: Ratios de construcción y equipamiento de hospitales**

Fuente: Elaboración propia



**Tabla 3.24 Comparativo de ratios de construcción y equipamiento de hospitales**

Fuente: Elaboración propia

## **CAPITULO IV: PROCESO DE CONTRASTE DE HIPÓTESIS**

#### 4.1 Prueba de Hipótesis General

Con la implementación de aisladores sísmicos se ha obtenido mejor comportamiento estructural comparado con un edificio sin aisladores sísmicos, debido a que las derivas y fuerzas en la base son menores.

#### 4.2 Prueba de Hipótesis Específicas

Con la implementación de aisladores sísmicos en el bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" se reducirá el desplazamiento en un 35% y el cortante basal en un 56 %.

Y los costos de implementación de aisladores sísmicos varían entre 10 y 20 % frente al mismo edificio sin Aisladores.



## CAPÍTULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

## 5.1 Conclusiones

- 5.1.1. Para la estructura del block 4 del Hospital Santa Gema Yurimaguas, la respuesta estructural tiene un mejor comportamiento que el edificio sin Aisladores sísmicos, debido a que las derivas y fuerzas en la base son mínimas.
- 5.1.2. Para la estructura con aisladores respecto de la estructura convencional las derivas de entrepiso se han disminuido en promedio de 35%.
- 5.1.3. Para el análisis de las fuerzas en la base se concluye que el resultado ha disminuido en un promedio de 56%.

## 5.2 Recomendaciones

- 5.2.1 Se debe realizar un estudio económico de este tipo de Infraestructura en el cual se toma en cuenta la incorporación del Aislador sísmico.

## 5.3 Fuentes de Información

1. **Alberto Tokeshi Shirota**

2010 *Planifique, desarrolle y apruebe su tesis*. Lima: Fondo Editorial/Universidad de Lima.

2. **P.Lledo/ G.Rivarola/ R.Mercau/ D.H.Cucchi/J.F. Esquembre**

(2006) *Administración lean de Proyectos*. México: Pearson/Prentice Hall

3. **Luis Alarcon** (2007) *Lean Construcción*. Santiago/Chile: Taylor & Francis

4. **Guía de los fundamentos de la dirección de proyectos, el PMBOK**, (2013) cuarta edición-Atlanta USA.

5. **OSCE** (2016) *Ley de Contrataciones con el Estado/Lima*

6. **Carlos Ramiro Vallecilla B.**

2003 *Fuerzas sísmicas principios y aplicaciones*, Bogotá-Colombia

Editorial Bauen

**7. Edward L. Wilson**

2009 *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras*, un enfoque físico con énfasis en la Ingeniería sísmica, República Dominicana

Editorial Búho

**8. Naemin, Fazard y Kelly, James**

1999 *Design of Seismic isolated structures: From theory to practice*.

Capítulo 1, John wiley & Sons, Inc,

**9. Symans, Michael D.**

1998 "Seismic protective systems: seismic isolation-Instructional Material Complementing FEMA 451, Desing Examples". Consulta : 19 de Noviembre 2011

<<https://www.nibs.org/search/all.asp?c=&bst=Isolation+seismic>>

**10. Departamento de Estructuras y Geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile.**

2002 Aislación Sísmica y Disipación. Chile. Consulta: 20 de Noviembre 2016

<<http://www.fiic.la/LXV%20CONSEJO%20DIRECTIVO%20PANAMA/DELALLERA%203.pdf>>

**11. OZDEN, Bayezid**

2006 Low-Cost Seismic base isolation using scrap tire pads (stp). Tesis de obtención de grado de master en Ingeniería Civil. Turkía: Middle East Technical University, The Graduate School of Natural and Appliend Sciences. Consulta: 20 de Noviembre 2016:

<<http://etd.lib.metu.edu.tr/upload/12607193/index.pdf>>

**12. A.K.M.T Alam and M.A.R. Bhuiyan**

2013 Effect of soil-structura interaction on seismic response of a seismically isolated highway bridge pier: Consulta 20 de Noviembre 2016

**13. Federal Emergency Mangement Agency**



1997 FEMA-273 NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.

**14. Instituto Nacional de Normalización de Chile**

2003 NCH2745. Análisis y diseño de Edificios con Aislación sísmica-requisitos.

**15. Uniform Building Code**

1997 UBC-APPENDIX CHAPTER 16. División IV- Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures, 1 de Febrero.

## 5.4.ANEXOS

### 1. Matriz de Consistencia

Tema: SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA DEL BLOQUE 4 DEL ESTABLECIMIENTO DE SALUD NIVEL II-1, "HOSPITAL SANTA GEMA YURIMAGUAS" SEGÚN LA NORMA E.030-DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.

(Análisis comparativo de comportamiento estructural sismo resistente y costos con método tradicional)

Problemas	Objetivo	Hipótesis	VARIABLE INDEPENDIENTE	VARIABLE DEPENDIENTE	INDICADOR	ESCALA DE MEDICIÓN
<b>Problema General.-</b> Se cree que, ¿El bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" tendrá un mejor comportamiento estructural con la incorporación de aisladores sísmicos?	<b>Objetivo General.-</b> Analizar y comparar el comportamiento estructural de un establecimiento de salud convencional con un establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" que incluye aisladores sísmicos.	<b>Hipótesis General.-</b> Con la implementación de aisladores sísmicos, se obtendrá un mejor comportamiento estructural del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas"	Tiempo	Desplazamiento	Área Desplazamiento Esfuerzos Magnitud	m <sup>2</sup> cm kg/cm <sup>2</sup> Richter
<b>Problema específico 1.-</b> ¿Con la incorporación de aisladores sísmicos en el bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas", se optimizará los desplazamientos relativos y costante basal?	<b>Objetivo Específico 1.-</b> Analizar los desplazamientos relativos y costante basal del bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" con la incorporación de aisladores sísmicos.	<b>Hipótesis Específico 1.-</b> Con la incorporación de aisladores sísmicos en el bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas" se reducirá el desplazamiento relativo y el costante basal.	Tiempo	Desplazamiento	Área Desplazamiento Esfuerzos Magnitud	m <sup>2</sup> cm kg/cm <sup>2</sup> Richter
<b>Problema específico 1.-</b> ¿Con la incorporación de aisladores sísmicos en el bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas", se incrementará el costo de construcción?	<b>Objetivo Específico 2.-</b> Determinar el costo de incorporación de aisladores sísmicos en la construcción del bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas".	<b>Hipótesis Específico 2.-</b> Con la aplicación de aisladores sísmicos, variará el costo de construcción del bloque 4 del establecimiento de salud "Santa Gema Yurimaguas"	Aislador	Costo	Costo Ratio Área Desplazamiento Esfuerzos Magnitud	Soles \$/m <sup>2</sup> m <sup>2</sup> cm kg/cm <sup>2</sup> Richter

## 2. Normas Técnicas

### 2.1. Norma E.30 Sismo resistente 2016



# El Peruano

1825-2015. LA HISTORIA PARA CONTAR | **DIARIO OFICIAL**

AÑO DE LA CONSOLIDACIÓN DEL MAR DE GRAL

Domingo 24 de enero de 2016



Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

**DECRETO SUPREMO  
N° 003-2016-VIVIENDA**

**DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA  
LA NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO  
SISMORRESISTENTE” DEL REGLAMENTO  
NACIONAL DE EDIFICACIONES,  
APROBADA POR DECRETO SUPREMO  
N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON  
DECRETO SUPREMO  
N° 002-2014-VIVIENDA**

**NORMAS LEGALES****SEPARATA ESPECIAL**

**DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA LA NORMA TÉCNICA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA**

**DECRETO SUPREMO  
N° 003-2016-VIVIENDA**

EL PRESIDENTE DE LA REPÚBLICA

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Ley N° 30156, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, es competencia del Ministerio formular, normar, dirigir, coordinar, ejecutar, supervisar y evaluar las políticas nacionales y sectoriales en materia de vivienda, construcción, saneamiento, urbanismo y desarrollo urbano, bienes estatales y propiedad urbana, para lo cual dicta normas de alcance nacional y supervisa su cumplimiento;

Que, el Decreto Supremo N° 015-2004-VIVIENDA, aprobó el Índice y la Estructura del Reglamento Nacional de Edificaciones, en adelante RNE, aplicable a las Habilitaciones Urbanas y a las Edificaciones, como instrumento técnico normativo que rige a nivel nacional, el cual contempla sesenta y nueve (69) Normas Técnicas;

Que, mediante Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, se aprobaron sesenta y seis (66) Normas Técnicas del RNE, comprendidas en el referido índice, y se constituyó la Comisión Permanente de Actualización del RNE, encargada de analizar y formular las propuestas para la actualización de las Normas Técnicas; precisándose que a la fecha las referidas normas han sido modificadas por sendos Decretos Supremos;

Que, es preciso señalar que con los Decretos Supremos N° 001-2010-VIVIENDA y N° 017-2012-VIVIENDA, se aprobaron dos normas técnicas adicionales, de acuerdo al Índice y a la Estructura del RNE aprobado mediante Decreto Supremo N° 015-2004-VIVIENDA; y con los Decretos Supremos N° 011-2012-VIVIENDA, N° 005-2014-VIVIENDA y N° 006-2014-VIVIENDA, se incorporaron tres nuevas normas al citado cuerpo legal;

Que, con Informe N° 001-2015-CPARNE de fecha 17 de junio de 2015, el Presidente de la Comisión Permanente de Actualización del RNE, eleva la propuesta de modificación de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del RNE, aprobada con Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA; la misma que ha sido materia de evaluación y aprobación por la mencionada Comisión conforme al Acta de aprobación de la Quincuagésima Segunda Sesión de fecha 10 de junio de 2015, que forma parte del expediente correspondiente;

Que, la propuesta normativa tiene por objeto actualizar la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" de acuerdo con las nuevas tecnologías en sismorresistencia y los avances científicos en el campo de la sismología, a fin de disminuir la vulnerabilidad de las edificaciones nuevas, evitar las pérdidas de vidas humanas en caso de sismos y asegurar la continuidad de los servicios básicos;

Que, conforme a lo señalado por la Comisión Permanente de Actualización del RNE, corresponde disponer la modificación de la Norma Técnica a que se refiere el considerando anterior, a fin de actualizar y complementar su contenido; y,

De conformidad con lo dispuesto en el numeral 6) del artículo 118 de la Constitución Política del Perú; el numeral 3) del artículo 11 de la Ley N° 29158, Ley Orgánica del Poder Ejecutivo; la Ley N° 30156, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento; y el Reglamento de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, aprobado por Decreto Supremo N° 010-2014-VIVIENDA, modificado por el Decreto Supremo N° 006-2015-VIVIENDA;

DECRETA:

**Artículo 1.- Modificación de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE**

Modifíquese la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" contenida en el Numeral III.2 Estructuras,

del Título III Edificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA, la cual forma parte integrante del presente Decreto Supremo.

**Artículo 2.- Publicación y Difusión**

Publicase el presente Decreto Supremo y la Norma Técnica a que se refiere el artículo 1 de la presente norma, en el Portal Institucional del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento ([www.vivienda.gob.pe](http://www.vivienda.gob.pe)), el mismo día de su publicación en el Diario Oficial "El Peruano", de conformidad con lo dispuesto por el Decreto Supremo N° 001-2009-JUS.

**Artículo 3.- Refrendo**

El presente Decreto Supremo es refrendado por el Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

**DISPOSICIÓN COMPLEMENTARIA TRANSITORIA**

**Única.- Normativa aplicable a proyectos de inversión pública y procedimientos administrativos en trámite**

Los proyectos de inversión pública que a la fecha de la entrada en vigencia del presente Decreto Supremo, cuentan con la declaratoria de viabilidad en el marco del Sistema Nacional de Inversión Pública - SNIP, y los procedimientos administrativos en los que se haya solicitado a las Municipalidades la licencia de edificación correspondiente, se rigen por la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA, hasta su conclusión.

Dado en la Casa de Gobierno, en Lima, a los veintidós días del mes de enero del año dos mil dieciséis.

OLLANTA HUMALA TASSO  
Presidente de la República

FRANCISCO ADOLFO DUMLER CUYA  
Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento

**NORMA TÉCNICA E.030**

**"DISEÑO SISMORRESISTENTE"**

**ÍNDICE**

**CAPÍTULO 1. GENERALIDADES**

- 1.1 Nomenclatura
- 1.2 Alcances
- 1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente
- 1.4 Concepción Estructural Sismorresistente
- 1.5 Consideraciones Generales
- 1.6 Presentación del Proyecto

**CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO**

- 2.1 Zonificación
- 2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio
- 2.3 Condiciones Geotécnicas
- 2.4 Parámetros de Sitio ( $S$ ,  $T_p$  y  $T_d$ )
- 2.5 Factor de Amplificación Sísmica ( $C$ )

**CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES**

- 3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso ( $U$ )
- 3.2 Sistemas Estructurales
- 3.3 Categoría y Sistemas Estructurales
- 3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ( $R_p$ )
- 3.5 Regularidad Estructural
- 3.6 Factores de Irregularidad ( $I_a$ ,  $I_b$ )
- 3.7 Restricciones a la Irregularidad
- 3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas,

3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

#### CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- 4.1 Consideraciones Generales para el Análisis
- 4.2 Modelos para el Análisis
- 4.3 Estimación del Peso ( $P$ )
- 4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico
- 4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes
- 4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral
- 4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

#### CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

- 5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales
- 5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles
- 5.3 Separación entre Edificios ( $s$ )
- 5.4 Redundancia
- 5.5 Verificación de Resistencia Última

#### CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS

- 6.1 Generalidades
- 6.2 Responsabilidad Profesional
- 6.3 Fuerzas de Diseño
- 6.4 Fuerza Horizontal Mínima
- 6.5 Fuerzas Sísmicas Verticales
- 6.6 Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por Debajo de la Base y Cercos
- 6.7 Otras Estructuras
- 6.8 Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles

#### CAPÍTULO 7 CIMENTACIONES

- 7.1 Generalidades
- 7.2 Capacidad Portante
- 7.3 Momento de Volteo
- 7.4 Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante

#### CAPÍTULO 8 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

- 8.1 Evaluación de estructuras después de un sismo
- 8.2 Reparación y reforzamiento

#### CAPÍTULO 9 INSTRUMENTACIÓN

- 9.1 Estaciones Acelerométricas
- 9.2 Requisitos para su Ubicación
- 9.3 Mantenimiento
- 9.4 Disponibilidad de Datos

#### ANEXOS

##### ANEXO N° 1 ZONIFICACIÓN SISMICA

##### ANEXO N° 2 PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SISMICAS

#### CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

##### 1.1 Nomenclatura

Para efectos de la presente Norma Técnica, se consideran las siguientes nomenclaturas:

- $C$  Factor de amplificación sísmica.
- $C_s$  Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio.
- $d_i$  Desplazamientos laterales del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ .

- $e_i$  Excentricidad accidental en el nivel " $i$ ".
- $F_i$  Fuerza sísmica horizontal en el nivel " $i$ ".
- $g$  Aceleración de la gravedad.
- $h_i$  Altura del nivel " $i$ " con relación al nivel del terreno.
- $h_n$  Altura del entrepiso " $n$ ".
- $h_t$  Altura total de la edificación en metros.
- $M_{i0}$  Momento torsor accidental en el nivel " $i$ ".
- $m$  Número de modos usados en la combinación modal.
- $n$  Número de pisos del edificio.
- $P$  Peso total de la edificación.
- $P_i$  Peso del nivel " $i$ ".
- $R$  Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.
- $r$  Respuesta estructural máxima elástica esperada.
- $r_i$  Respuestas elásticas máximas correspondientes al modo " $i$ ".
- $S$  Factor de amplificación del suelo.
- $S_a$  Espectro de pseudo aceleraciones.
- $T$  Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.
- $T_p$  Período que define la plataforma del factor  $C$ .
- $T_i$  Período que define el inicio de la zona del factor  $C$  con desplazamiento constante.
- $U$  Factor de uso o importancia.
- $V$  Fuerza cortante en la base de la estructura.
- $Z$  Factor de zona.
- $R_b$  Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.
- $I_a$  Factor de irregularidad en altura.
- $I_p$  Factor de irregularidad en planta.
- $f_i$  Fuerza lateral en el nivel  $i$ .
- $\bar{V}_s$  Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.
- $\bar{N}_{60}$  Promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar.
- $\bar{S}_u$  Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada.

##### 1.2 Alcances

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en numeral 1.3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en el numeral 3.2, deberá ser aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

##### 1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:



- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

**1.4 Concepción Estructural Sismorresistente**

Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

**1.5 Consideraciones Generales**

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas prescritas en esta Norma, siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del numeral 1.3, se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

**1.6 Presentación del Proyecto**

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán estar firmados por el ingeniero civil colegiado responsable del diseño, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán incluir la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismorresistente.
- b. Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- c. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- d. Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.

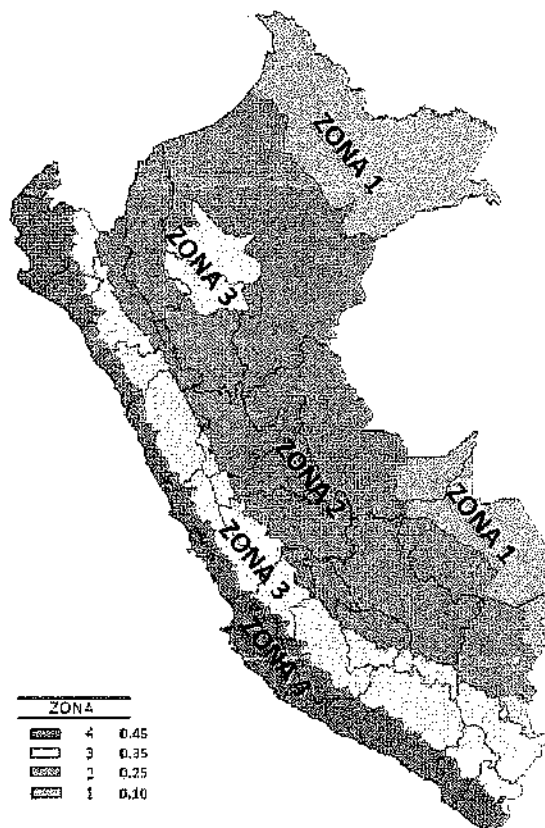
- e. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.
- f. La ubicación de las estaciones acelerométricas, si éstas se requieren conforme al Capítulo 9.

**CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO**

**2.1 Zonificación**

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El Anexo N° 1 contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.

**ZONAS SÍSMICAS**



**FIGURA N° 1**

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

**2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio**

**2.2.1 Microzonificación Sísmica**

Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación

de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Para los siguientes casos podrán ser considerados los resultados de los estudios de microzonificación correspondientes:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

### 2.2.2 Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

Los estudios de sitio deberán realizarse, entre otros casos, en grandes complejos industriales, industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

## 2.3 Condiciones Geotécnicas

### 2.3.1 Perfiles de Suelo

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $\bar{V}_s$ ), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $\bar{N}_{60}$  obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $\bar{S}_u$ ) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2.

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula  $\bar{N}_{60}$  considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$  se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de  $\bar{N}_{60}$  para los estratos con suelos granulares y de  $\bar{S}_u$  para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

#### a. Perfil Tipo $S_0$ : Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte  $\bar{V}_s$  mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de  $\bar{V}_s$ .

#### b. Perfil Tipo $S_1$ : Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada  $q_u$  mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con  $\bar{N}_{60}$  mayor que 50.

- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$  mayor que 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

#### c. Perfil Tipo $S_2$ : Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT  $\bar{N}_{60}$ , entre 15 y 50.

- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada  $\bar{S}_u$ , entre 50 kPa (0,5 kg/cm<sup>2</sup>) y 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

#### d. Perfil Tipo $S_3$ : Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT  $\bar{N}_{60}$  menor que 15.

- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$ , entre 25 kPa (0,25 kg/cm<sup>2</sup>) y 50 kPa (0,5 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

- Cualquier perfil que no correspondan al tipo  $S_4$  y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad  $P_t$  mayor que 20, contenido de humedad  $w$  mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$  menor que 25 kPa.

#### e. Perfil Tipo $S_4$ : Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo  $S_4$  cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

La Tabla N° 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
$S_0$	> 1500 m/s	-	-
$S_1$	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
$S_2$	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
$S_3$	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
$S_4$	Clasificación basada en el EMS		

### 2.3.2 Definición de los Perfiles de Suelo

Las expresiones de este numeral se aplicarán a los 30 m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice  $i$  se refiere a uno cualquiera de los  $n$  estratos con distintas características,  $m$  se refiere al número de estratos con suelos granulares y  $k$  al número de estratos con suelos cohesivos.

#### a. Velocidad Promedio de las Ondas de Corte, $\bar{V}_s$

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinará con la siguiente fórmula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{j=1}^n d_j}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

donde  $d_i$  es el espesor de cada uno de los  $n$  estratos y  $V_{si}$  es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

**b. Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración,  $\bar{N}_{60}$**

El valor  $\bar{N}_{60}$  se calculará considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \left( \frac{d_i}{N_{60i}} \right)}$$

Donde  $d_i$  es el espesor de cada uno de los  $m$  estratos con suelo granular y  $\bar{N}_{60}$  es el correspondiente valor corregido del SPT.

**c. Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada,  $\bar{S}_{ui}$**

El valor  $\bar{S}_{ui}$  se calculará considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{S}_{ui} = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left( \frac{d_i}{S_{ui}} \right)}$$

Donde  $d_i$  es el espesor de cada uno de los  $k$  estratos con suelo cohesivo y  $\bar{S}_{ui}$  es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).

**Consideraciones Adicionales:**

En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo será el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

**2.4 Parámetros de Sitio ( $S$ ,  $T_p$  y  $T_L$ )**

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo  $S$  y de los períodos  $T_p$  y  $T_L$  dados en las Tablas N° 3 y N° 4.

SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

**2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$T < T_p$      $C = 2,5$

$T_p < T < T_L$      $C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right)$

$T > T_L$      $C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$

T es el período de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

**CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES**

**3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)**

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar U = 1.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul> Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5



CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.  También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de  $U$  será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

### 3.2 Sistemas Estructurales

#### 3.2.1 Estructuras de Concreto Armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

**Pórticos.** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

**Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

**Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

**Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

#### 3.2.2 Estructuras de Acero

Los Sistemas que se indican a continuación forman parte del Sistema Estructural Resistente a Sismos.

**Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)**  
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.

**Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)**  
Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)**  
Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)**  
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.

**Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)**  
Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)**  
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

#### 3.2.3 Estructuras de Albañilería

Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

#### 3.2.4 Estructuras de Madera

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

#### 3.2.5 Estructuras de Tierra

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

### 3.3 Categoría y Sistemas Estructurales

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF.
		Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(\*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

**3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ( $R_o$ )**

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente  $R_o$  que corresponda.

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(\*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E.080 "Adobe" del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos  $S_3$ , ni se permite en suelos  $S_4$ .

**3.5 Regularidad Estructural**

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente  $R$  de reducción de fuerzas sísmicas.

**Estructuras Regulares** son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

En estos casos, el factor  $I_o$  o  $I_p$  será igual a 1,0.

**Estructuras Irregulares** son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

**3.6 Factores de Irregularidad ( $I_o, I_p$ )**

El factor  $I_o$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor  $I_p$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas N° 8 y 9 se obtuvieran valores distintos de los factores  $I_o$  o  $I_p$  para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_o$
<b>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75
<b>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
<b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,50
<b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
<b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
<b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $f_v$
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,60
Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $f_p$
<b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{mi,acc}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
<b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{CM}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60
<b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
<b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
<b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90

### 3.7 Restricciones a la Irregularidad

#### 3.7.1 Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

#### 3.7.2 Sistemas de Transferencia

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.

En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones.

#### 3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, $R$

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente  $R_o$  determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores  $f_u, f_p$  obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_o \cdot f_u \cdot f_p$$

#### 3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

"Minimum Design Loads for Building and Other Structures", ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía deberá someterse a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil.

## CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 4.1 Consideraciones Generales para el Análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

### 4.2 Modelos para el Análisis

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.



Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

En los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L).

#### 4.3 Estimación del Peso ( $P$ )

El peso ( $P$ ), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

#### 4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5).
- Análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, descrito en el numeral 4.7, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los numerales 4.5 y 4.6.

#### 4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

##### 4.5.1 Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

##### 4.5.2 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{\sum U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de  $C/R$  no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

##### 4.5.3 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)}$$

Donde  $n$  es el número de pisos del edificio,  $k$  es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para  $T$  menor o igual a 0,5 segundos:  $k = 1,0$ .
- Para  $T$  mayor que 0,5 segundos:  $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$ .

##### 4.5.4 Período Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$  Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left( \sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2 \right)}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

Donde:

-  $f_i$  es la fuerza lateral en el nivel  $i$  correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

-  $d_i$  es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental  $T$  deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

#### 4.5.5 Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_a$ ) que se calcula como:

$$M_a = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

#### 4.5.6 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a  $2/3 Z \cdot U \cdot S$ .

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

#### 4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

##### 4.6.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

##### 4.6.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los  $2/3$  del espectro empleado para las direcciones horizontales.

##### 4.6.3 Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse

usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde  $r$  representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \lambda) \lambda^{3.2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

$\beta$ , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05  
 $\omega_i, \omega_j$ , son las frecuencias angulares de los modos  $i, j$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

#### 4.6.4 Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

#### 4.6.5 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

#### 4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

El análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6.

En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histérico de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

##### 4.7.1 Registros de Aceleración

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales.

Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre 0,2  $T$  y 1,5  $T$  (siendo  $T$  el período fundamental),

el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada según el numeral 4.6.2 con  $R = 1$ .

Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de  $C$ , definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ( $T < 0,2 T_p$ ) en la que se considerará:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \cdot \left( \frac{T}{T_p} \right)$$

#### 4.7.2 Modelo para el Análisis

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.

El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.

La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.

Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.

Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos.

Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

#### 4.7.3 Tratamiento de Resultados

En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizaran menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces de los valores indicados en la Tabla N° 11.

Las deformaciones en los elementos no excederán de 2/3 de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30 %.

Para verificar la resistencia de los elementos se dividirán los resultados del análisis entre  $R = 2$ , empleándose las normas aplicables a cada material.

### CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

#### 5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $0,75 R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $R$  los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de  $C/R$  indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4.

#### 5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la

fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11.

Material Predominante	$(\Delta_s / h_p)$
Concreto Armado	0,007
Aceros	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

#### 5.3 Separación entre Edificios (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima  $s$  para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

Donde  $h$  es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar  $s$ .

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de 2/3 del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que  $s/2$  si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de  $s/2$  que le corresponde más el valor  $s/2$  de la estructura vecina.

#### 5.4 Redundancia

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

#### 5.5 Verificación de Resistencia Última

En caso se realice un análisis de la resistencia última se podrá utilizar las especificaciones del ASCE/SEI 41 SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS. Esta disposición no constituye una exigencia de la presente Norma.

### CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS

#### 6.1 Generalidades

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando conectados o no al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema pero su aporte a la rigidez no es significativo.

Para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sismorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños.

Dentro de los elementos no estructurales que deben tener adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas se incluyen:

- Cercos, tabiques, parapetos, paneles prefabricados.
- Elementos arquitectónicos y decorativos entre ellos cielos rasos, enchapes.



- Vidrios y muro cortina.
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias.
- Instalaciones eléctricas.
- Instalaciones de gas.
- Equipos mecánicos.
- Mobiliario cuya inestabilidad signifique un riesgo.

### 6.2 Responsabilidad Profesional

Los profesionales que elaboran los diferentes proyectos serán responsables de proveer a los elementos no estructurales la adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas.

### 6.3 Fuerzas de Diseño

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección ( $F$ ) asociada a su peso ( $P_e$ ), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde  $a_i$  es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema estructural de la edificación y debe evaluarse mediante un análisis dinámico de la estructura.

Alternativamente podrá utilizarse la siguiente ecuación:

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde  $F_i$  es la fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural calculada de acuerdo al numeral 4.5 y  $P_i$  el peso de dicho nivel.

Los valores de  $C_1$  se tomarán de la Tabla N° 12.

Para calcular las sollicitaciones de diseño en muros, tabiques, parapetos y en general elementos no estructurales con masa distribuida, la fuerza  $F$  se convertirá en una carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para muros y tabiques soportados horizontalmente en dos niveles consecutivos, se tomará el promedio de las aceleraciones de los dos niveles.

Tabla N° 12 VALORES DE $C_1$	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rigidamente al piso.	1,5

### 6.4 Fuerza Horizontal Mínima

En ningún nivel del edificio la fuerza  $F$  calculada con el numeral 6.3 será menor que  $0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$ .

### 6.5 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como 2/3 de la fuerza horizontal.

Para equipos soportados por elementos de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

### 6.6 Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por Debajo de la Base y Cercos

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:

$$F = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$$

### 6.7 Otras Estructuras

Para letreros, chimeneas, torres y antenas de comunicación instaladas en cualquier nivel del edificio, la fuerza de diseño se establecerá considerando las propiedades dinámicas del edificio y de la estructura a instalar. La fuerza de diseño no deberá ser menor que la correspondiente a la calculada con la metodología propuesta en este capítulo con un valor de  $C_1$  mínimo de 3,0.

### 6.8 Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles

Cuando el elemento no estructural o sus anclajes se diseñen utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles, las fuerzas sísmicas definidas en este Capítulo se multiplicarán por 0,8.

## CAPÍTULO 7 CIMENTACIONES

### 7.1 Generalidades

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.

### 7.2 Capacidad Portante

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

### 7.3 Momento de Volteo

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según los numerales 4.5 o 4.6. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma deberá ser mayor o igual que 1,2.

### 7.4 Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo  $S_2$  y  $S_3$  y para las Zonas 4 y 3 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10 % de la carga vertical que soporta la zapata.

Para suelos de capacidad portante menor que 0,15 MPa se proveerá vigas de conexión en ambas direcciones.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas sollicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15 % de la carga vertical que soportan.

## CAPÍTULO 8 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Las estructuras dañadas por sismos deben ser evaluadas, reparadas y/o reforzadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron los daños y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con la filosofía del diseño sismorresistente señalada en el Capítulo 1.

**8.1 Evaluación de estructuras después de un sismo**

Ocurrido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si la edificación se encuentra en buen estado o requiere de reforzamiento, reparación o demolición. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.

**8.2 Reparación y reforzamiento**

La reparación o reforzamiento deberá dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.

El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.

Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones se seguirán los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Solo en casos excepcionales se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en el RNE, con la debida justificación técnica y con aprobación del propietario y de la autoridad competente.

Las edificaciones esenciales se podrán intervenir empleando los criterios de reforzamiento sísmico progresivo y en la medida que sea aplicable, usando los criterios establecidos en el documento "Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation", FEMA P-420, Risk Management Series, USA, 2009.

**CAPÍTULO 9 INSTRUMENTACIÓN**

**9.1 Estaciones Acelerométricas**

Las edificaciones que individualmente o en forma conjunta, tengan un área techada igual o mayor que 10 000 m<sup>2</sup>, deberán contar con una estación acelerométrica, instalada a nivel del terreno natural o en la base del edificio. Dicha estación acelerométrica deberá ser provista por el propietario, siendo las especificaciones técnicas, sistemas de conexión y transmisión de datos debidamente aprobados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

En edificaciones con más de 20 pisos o en aquellas con dispositivos de disipación sísmica o de aislamiento en la base, de cualquier altura, se requerirá además de una estación acelerométrica en la base, otra adicional, en la azotea o en el nivel inferior al techo.

**9.2 Requisitos para su Ubicación**

La estación acelerométrica deberá instalarse en un área adecuada, con acceso fácil para su mantenimiento y apropiada iluminación, ventilación, suministro de energía eléctrica estabilizada. El área deberá estar alejada de fuentes generadoras de cualquier tipo de ruido antrópico. El plan de instrumentación será preparado por los proyectistas de cada especialidad, debiendo indicarse claramente en los planos de arquitectura, estructuras e instalaciones del edificio.

**9.3 Mantenimiento**

El mantenimiento operativo de las partes, de los componentes, del material fungible, así como el servicio de los instrumentos, deberán ser provistos por los propietarios del edificio y/o departamentos, bajo control de la municipalidad y debe ser supervisado por el Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad del propietario se mantendrá por 10 años.

**9.4 Disponibilidad de Datos**

La información registrada por los instrumentos será integrada al Centro Nacional de Datos Geofísicos y se encontrará a disposición del público en general.

**ANEXO N° 01  
ZONIFICACIÓN SISMICA**

Las zonas sísmicas en las que se divide el territorio peruano, para fines de esta Norma se muestran en la Figura 1.

A continuación se especifican las provincias y distritos de cada zona.

REGION (DFTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO	
LORETO	MARISCAL RAMÓN CASTILLA	RAMÓN CASTILLA	1	TODOS LOS DISTRITOS	
		PEBAS			
		SAN PABLO			
		YAVARI			
	MAYNAS		ALTO NAMAY	1	TODOS LOS DISTRITOS
			BELÉN		
			FERNANDO LÓRES		
			INDIANA		
			IQUITOS		
			LAS AMAZONAS		
			MAZÁN		
			NAPD		
			PUNCHANA		
			PUTUMAYO		
LORETO	REQUENA	SAQUENA	1	DIEZ DISTRITOS	
		REQUENA			
		CAPELO	2		
		SOPLIN			
		TAPICHE			
		JENARO HERRERA			
		YAQUERANA			
		ALTO TAPICHE			
		EMILIO SAN MARTÍN			
		MAQUÍA			
PUINAHUA					
LORETO		NAUTA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
		PARINARI			
		TIGRE			
		TROMPETEROS			
		URARINAS			
ALTO AMAZONAS		LAGUNAS	2	UN DISTRITO	
		YURIMAGUAS	3	CINCO DISTRITOS	
		BALSAPUERTO			
		JEBEROS			
		SANTA CRUZ			
TNTE. CÉSAR LÓPEZ ROJAS					

REGION (DFTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
LORETO	UCAVALI	CONTAMANA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		INAHUAYA		
		PADRE MÁRQUEZ		
		PAMPA HERMOSA		
		SARAYACU		

DATEM DEL MARAÑON	ALFREDO VARGAS GUERRA	2	CUATRO DISTRITOS
	YANAYACU		
	MANSERICHE		
	MORONA		
	PASTAZA		
	ANDOAS		
DATEM DEL MARAÑON	BARRANCA	3	DOS
	CAHUAPANAS		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
UCAVALI	PURUS	PURUS	1	UNICO DISTRITO
		ATALAYA	RAMONDI	2
	SEPAHUA			
	TAHUJANIA			
	PADRE ABAD	YURUA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		IRAZOLA		
	CORONEL PORTILLO	PADRE ABAD	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CALLERIA		
		CAMPOVERDE		
		IPARIA		
		MANANTAY		
		MASISEA		
		NUEVA REQUENA		
YARINACUCHA				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
MADRE DE DIOS	TAMBOPATA	INAMBARI	1	TODOS LOS DISTRITOS
		LABERINTO		
		LAS PIEDRAS		
		TAMBOPATA		
	TAHUAMANU	IBERIA	1	TODOS LOS DISTRITOS
		INAPARI		
		TAHUAMANU		
	MANU	FTZCARRALD	2	TODOS LOS DISTRITOS
		HUEPETUHE		
		MADRE DE DIOS		
MANU				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
PUNO	SANDIA	ALTO INAMBARI	1	TRES DISTRITOS
		SAN JUAN DEL ORO		
		YANAHUAYA		
		CUYOCUYO		
		LIMBANI		
		PATAMBUCO		
	SANDIA	PHARA	2	SIETE DISTRITOS
		QUIACA		
		SAN PEDRO DE PUTINA PUNCO		
		SANDIA		
		SANDIA		
	SAN ANTONIO DE PUTINA	ANANEA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		QUILCAPUNCU		
		SINA		
		PEDRO VILCA APAZA		
		PUTINA		
	CARABAYA	AYAPATA	2	TODOS LOS DISTRITOS
COASA				

HUANCANE	HUANCANE	CRUCERO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		TUATA		
		SAN GABAN		
		USICAYOS		
		AJOYANI		
		CORANI		
		MACUSANI		
		OLLACHEA		
		COJATA		
		HUANCANE		
MOHO	MOHO	HUATASANI	2	TODOS LOS DISTRITOS
		INCHUPALLA		
		PUSI		
		ROSASPATA		
		TARACO		
MOHO	MOHO	VILQUE CHICO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		HUAYRAPATA		
		MOHO		
PUNO	PUNO	CONIMA	3	DOCE DISTRITOS
		TILALI		
		COATA		
		CAPACHICA		
		AMANTANI		
		ACORA		
		ATUNCOLLA		
		CHUCUITO		
		HUATA		
		MANAZO		
PAUCARCOLLA				
PICHACANI				
PLATERIA				
PUNO				
SAN ANTONIO				
TQUILLACA				
VILQUE				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO	
PUNO	AZANGARO	AZANGARO	2	TODOS LOS DISTRITOS	
		ACHAYA			
		ARAPA			
		ASILLO			
		CAMINACA			
		CHUPA			
		JOSÉ DOMINGO CHOQUEHUANCA			
		MURANI			
		POTOMI			
		SAMAN			
		SAN ANTON			
		SAN JOSÉ			
		SAN JUAN DE SALINAS			
	SANTIAGO DE PUPUJA				
	TIRAPATA				
	CHUCUITO	CHUCUITO	DESAGUADERO	3	TODOS LOS DISTRITOS
			HUACULLANI		
			JULI		
			KELUYO		
	EL COLLAO	EL COLLAO	PISACOMA	3	TODOS LOS DISTRITOS
POMATA					
ZEPITA					
EL COLLAO	EL COLLAO	CAPAZO	3	TODOS LOS DISTRITOS	
		CONDURIRI			
		ILAVE			
EL COLLAO					



PUNO	LAMPA	SANTA ROSA	2	TRES DISTRITOS
		CALAPUJA		
		INICASIO		
		PUCARÁ	3	SIETE DISTRITOS
		CABANILLA		
		LAMPA		
		OCCUVIRI		
		PALCA		
	PARATA			
	SANTA LUCIA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	VILAVILA			
	ANTAUTA			
	AYAVIRI			
	CUPI			
	LLALLI			
	MACARI			
	NUÑOVA			
	ORURILLO	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	SANTA ROSA			
	UMACHIRI			
JULIACA				
CABANA	3	TODOS LOS DISTRITOS		
CABANILLAS				
ICARACOTO				
YUNGUYO				
YUNGUYO	3	TODOS LOS DISTRITOS		
ANAPIA				
COPANI				
CUTURAPI				
OLLARAYA				
TINICACHI				
UNICACHI				

CONDORCANQUI	FLORIDA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	JAZAN		
	JUMBILLA		
	RECTA		
	SAN CARLOS		
	SHIPASBAMBA		
	VALERA		
	YAMBRASBAMBA		
	EL CENEPA		
	NIEVA		
RÍO SANTIAGO			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
AMAZONAS	CAHACHAPOYAS	ASUNCIÓN	2	TODOS LOS DISTRITOS
		BALSAS		
		CHACHAPOYAS		
		CHETO		
		CHILIQUIN		
		CHUQUIBAMBA		
		GRANADA		
		HUANCAS		
		LA JALCA		
		LEVANTO		
		LEYMEBAMBA		
		MAGDALENA		
		MARISCAL CASTILLA		
		MOLINOPAMPA		
		MONTVIDEO		
		OLLEROS		
		QUINJALCA		
		SAN FRANCISCO DE DAGUAS		
		SAN ISIDRO DE MAINO		
		SOLOCO		
	SONCHE			
	BAGUA	ARAMANGO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		BAGUA		
		COPALLIN		
		EL PARCO		
	BONGARÁ	IMAZA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		LA PECA		
		CHISQUILLA		
		CHURUJA		
		COROSHA		
	CUISPES			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
AMAZONAS	LUYA	CAMPORREDONDO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		COCCABAMBA		
		COLCAGAMAR		
		CONILA		
		INGUILPATA		
		LAMUD		
		LONGUITA		
		LONYA CHICO		
		LUYA		
		LUYA VIEJO		
		MARÍA		
		OCALLI		
		OCCUMAL		
		PISUQUIA		
		PROVIDENCIA		
		SAN CRISTÓBAL		
		SAN FRANCISCO DEL YESO		
		SAN JERÓNIMO		
		SAN JUAN DE LOPECANCHA		
	SANTA CATALINA			
	SANTO TOMÁS			
	TINGO			
	TRITA			
	UTCUBAMBA	BAGUA GRANDE	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CAJARURO		
		CUMBA		
		EL MILAGRO		
		JAMALCA		
	RODRIGUEZ DE MENDOZA	LONYA GRANDE	2	ONCE DISTRITOS
		YAMON		
		CHIRIMOTO		
		COCHAMAL		
		HUAMBO		
LIMABAMBA				
LONGAR				
MARISCAL BENAVIDES				
MILPUC				
CAMA				
SAN NICOLÁS				
SANTA ROSA				
TOTORA				
VISTA ALEGRE	3	UN DISTRITO		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
	BELLAVISTA	BELLAVISTA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		ALTO BIAVO		
		BAJO BIAVO		
		HUALLAGA		
		SAN PABLO		
SAN RAFAEL				

SAN MARTÍN	HUALLAGA	SAPOSOA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		EL ESABLÓN		
		PISCOYACU		
		SACANCHE		
		TINGO DE SAPOSOA		
	ALTO SAPOSOA			
	LAMAS	LAMAS	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ALONSO DE ALVARADO		
		BARRANQUILLA		
		CAYNARACHI		
		CUÑUMBUQUI		
		PINTO RECODO		
		RUMSAPA		
		SAN ROQUE DE CUMBAZA		
		SHANAO		
		TABALOSOS		
	ZAPATEROS			
	MARISCAL CACERES	JUANJUI	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CAMPANILLA		
		HUICUNGO		
PACHIZA				
PAJARILLO				
JUANJUICILLO				
PICOTA	PICOTA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	BUENOS AIRES			
	CASPISAPA			
	PILLUANA			
	PUCACACA			
	SAN CRISTÓBAL			
	SAN HILARIÓN			
	SHAMBOYACU			
	TINGO DE PONAZA			
	TRES UNIDOS			
MOYOBAMBA	MOYOBAMBA	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	CALZADA			
	HABANA			
	JEPELACIO			
	SORITOR			
YANTALO				
RIOJA	RIOJA	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	AWAJÚN			
	ELIAS SOPLIN VARGAS			
	NUEVA CAJAMARCA			
	PARDO MIGUEL			
	POSIC			
	SAN FERNANDO			
	YORONGOS			
	YURACYACU			

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
SAN MARTÍN	SAN MARTÍN	CHIPURANA	2	CUATRO DISTRITOS
		EL PORVENIR		
		HUMBAYOC		
		PAPAPLAYA		
		TARAPOTO		
	ALBERTO LEVEU	3	DIEZ DISTRITOS	
	CACATACHI			
	CHAZUTA			
	JUAN GUERRA			
	LA BANDA DE SHILCAYO			
	MORALES			
	SAN ANTONIO			

TOCACHE	SAUCE	2	TODOS LOS DISTRITOS
	SHAPAJA		
	TOCACHE		
	NUEVO PROGRESO		
	PÓLVORA		
SHUNTE			
UCHIZA			
EL DORADO	SAN JOSÉ DE SISA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	AGUA BLANCA		
	SAN MARTÍN		
	SANTA ROSA		
SHANTOJA			

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
HUÁNUCO	HUÁNUCO	HUÁNUCO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		AMARILIS		
		GHINCHAO		
		CHURUMBAMBA		
		MARGOS		
		PILLO MARCA		
		QUISQUI		
		SAN FRANCISCO DE CAYRÁN		
		SAN PEDRO DE CHAULAN		
		SANTA MARÍA DEL VALLE		
	YARUMAYO			
	YACUS			
	HUACAYBAMBA	HUACAYBAMBA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CANCHABAMBA		
		COCHABAMBA		
PINRA				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO			
HUÁNUCO	LEONCIO PRADO	RUPA-RUPA	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		JOSÉ CRESPO Y CASTILLO					
		MARIANO DÁMASO BERAÚN					
		DANIEL ALOMÍA ROBLES					
		FELIPE LUYANDO					
		HERMILIO VALDIZÁN					
		MARAHÓN			HUACACHUCRO	2	TODOS LOS DISTRITOS
					CHOLÓN		
					SAN BUENAVENTURA		
		PUERTO INCA			PUERTO INCA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CODO DEL FOZUZO						
	HONORIA						
	TOURNAVISTA						
	YUYAPICHIS						
	VAROWILCA	CHAVINILLO	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		CAHUAC					
		CHACABAMBA					
		CHUPAN					
		JACAS CHICO					
		OBAS					
PAMPAMARCA							
CHORAS							

PACHITEA	PANAÓ	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CHAGLLA		
	MOLINO		
	UMARI		
AMBO	AMBO	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CAYNA		
	COLPAS		
	CONCHAMARCA		
	HUÁCAR		
	SAN FRANCISCO		
	SAN RAFAEL		
TOMAY KICHWA			

DANIEL A. CARRIÓN	SIMÓN BOLÍVAR	3	TODOS LOS DISTRITOS
	TINYAHUARCO		
	VICO		
	YANAHUANCA		
	CHACAYAN		
	GOYLLARISQUIZGA		
	PAUCAR		
	SAN PEDRO DE PILLAO		
	SANTA ANA DE TUSI		
	TAPUC		
VILCABAMBA			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO		
HUÁNUCO	HUAMALIES	ARANCAY	2	OCHO DISTRITOS		
		CHAVÍN DE PARIARCA				
		JACAS GRANDE				
		JIRCAN				
		MONZÓN				
		PUNCHAO				
		SINGA				
		TANTAMAYO				
		LLATA			3	TRES DISTRITOS
		MIRAFLORES				
	PUÑOS					
	DOS DE MAYO	CHUCUIS	2	TRES DISTRITOS		
		MARIAS				
		QUIVILLA				
		LA UNIÓN	3	SEIS DISTRITOS		
		PACHAS				
		RIPÁN				
	LAURICOCHA	SHUNQUI	3	TODOS LOS DISTRITOS		
		SILLAPATA				
		YANAS				
		BAÑOS				
		JESÚS				
		JIMA				
QUEROPALCA						
RONDOS						
SAN FRANCISCO DE ASÍS	3	TODOS LOS DISTRITOS				
SAN ANGEL DE CAURI						

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
JUNÍN	CHANCHAMAYO	CHANCHAMAYO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		PERENÉ		
		PICHANAQUI		
		SAN LUIS DE SHUARO		
		SAN RAMÓN		
		VITOC		
		SATIPO		
	LLAYLLA			
	MAZAMARI			
	PAMPA HERMOSA			
	PANGDA			
	TARMA	RÍO NEGRO	2	SEIS DISTRITOS
		RÍO TAMBO		
		SATIPO		
		ACOBAMBA		
		HUASAHUASI		
		PALCA		
		PALCAMAYO		
		SAN PEDRO DE CAJAS		
	TAPÓ	3	TRES DISTRITOS	
HUARICOLCA				
LA UNIÓN				
TARMA				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
PASCO	OXAPAMPA	OXAPAMPA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CHONTABAMBA		
		HUANCABAMBA		
		PALCAZU		
		POZUZO		
		PUERTO BERMUDEZ		
		VILLA RICA		
		HUACHÓN		
	HUARIACA			
	NINACACA			
	PALLANCHACRA			
	PAUCARTAMBO			
	SAN FRANCISCO DE ASÍS DE YARUSYAGÁN			
	TICLACAYÁN			
	YANACANCHA			
	CHAUPIMARCA (c. de Pasco)	3	CINCO DISTRITOS	
	HUAYLLAY			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO	
JUNÍN	CONCEPCIÓN	ANDAMARCA	2	CUATRO DISTRITOS	
		COCHAS			
		COMAS			
		MARISCAL CASTILLA			
		ACO			
		CHAMBARA			
		CONCEPCIÓN			
		HEROINAS DE TOLEDO			
		MANZANARES			
		MATAHUASI			3
	MITO				
	NUEVE DE JULIO				
	ORCOTUNA				
	SAN JOSÉ DE QUERO				
	SANTA ROSA DE OCOPA				
	CHUPACA	3	TODOS LOS DISTRITOS		
	AHUAC				
	CHONGOS BAJO				
	CHUPACA				
	HUACHAC				
HUAMANGA					
CHICO					



JUNIN	HUANCAYO	SAN JUAN DE JARPA	2	DOS DISTRITOS
		SAN JUAN DE YSCOS		
		TRES DE DICIEMBRE		
		YANACANCHA		
		PARIAHUANCA		
		SANTO DOMINGO DE ACOBAMBA		
		CARHUACALLANGA		
		CHACAPAMPA		
		CHICCHE		
		CHILCA		
		CHONGOS ALTO		
		CHUPURO		
		COLCA		
		CULLHUAS		
		EL TAMBO		
		HUACRAPUQUIO		
		HUALHUAS		
		HUANCAN		
		HUANCAYO		
		HUASICANCHA		
		HUAYUCACHI		
		INGENIO		
		PILCOMAYO		
		PUCARA		
		QUICHUAY		
		QUILCAS		
		SAN AGUSTIN		
		SAN JERONIMO DE TURAN		
		SAÑO		
		SAPALLANGA		
		SICAYA		
		VIQUES		
			3	VEINTISEIS DISTRITOS

JUNIN	HUANCAYO	SAN PEDRO DE CHUNAN	2	DOS DISTRITOS
		SALISA		
		SINCOS		
		TUNAMARCA		
		YAJLI		
		YALUYOS		
		CARHUAMAYO		
		ULCUMAYO		
		JUNIN		
		ONDONES		
		CHACAPALPA		
		HUAY-HUAY		
		LA OROYA		
		MARCAPOMACCOCHA		
		MOROCOCHA		
		PACCHA		
		SANTA BARBARA DE CARHUACAYAN		
		SANTA ROSA DE SACCO		
		SUITUCANCHA		
		YAJLI		
			3	TODOS LOS DISTRITOS

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
JUNIN	JAUIJA	APATA	2	CUATRO DISTRITOS
		MOLINOS		
		MONOBAMBA		
		IBICRAN		
		ACOLLA		
		ATAURA		
		CANCHAYLLD		
		CURICACA		
		EL MANTARO		
		HUAMALI		
		HUARI-PAMPA		
		HUERTAS		
		JANJAILLO		
		JAUJA		
		JULCAN		
		LEONOR ORDÓÑEZ		
		LLOCLLAPAMPA		
		MARCO		
		MASMA		
		MASMA CHICCHE		
		MUQUI		
		MUQUIYALUYO		
		PACA		
		PACCHA		
		PANCAN		
		PARCO		
		POMACANCHA		
		SAN LORENZO		
			3	TREINTA DISTRITOS

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO		
CUSCO	CALCA	CALCA	2	TODOS LOS DISTRITOS		
		COYA				
		LAMAY				
		LARES				
		PISAC				
		SAN SALVADOR				
		TARAY				
		YANATILE				
		URUBAMBA			2	TODOS LOS DISTRITOS
		CHINCHERO				
HUAYLLABAMBA						
MACHU PICCHU						
		MARAS				
		OLLANTAYTAMBO				
		URUBAMBA				
		YUCAY				
		CAICAY				
		CHALLABAMBA				
		COLQUEPATA				
		HUANCARAN				
		KOSQPATA				
		PAUCARTAMBO				
		ANCAHUASI				
		ANTA				
		CACHIMAYO				
		CHINCHAYPUJO				
		HUARCÓNDO				
		LIMATAMBO				
		MOLLEPATA				
		PUCYURA				
		ZURITE				
		ANDAHUAYLILLAS				
		CAMANTI				
		CCARHUAYO				
		CCATCA				
		CUSIPATA				
		HUARO				
		LUCRE				
		MARCAPATA				
		OCONGATE				
		OROPESA				
		QUIQUJANA				
		URCOS				
			2	TODOS LOS DISTRITOS		

PARURO	ACCHA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CCAPI		
	COLCHA		
	HUANGUITE		
	OMACHA		
	PACCARITAMBO		
	PILLPINTO		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
CUSCO	CANCHIS	ALTO PICHIGUA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		COMBAPATA		
		MARANGANI		
		PITUMARCA		
		SAN PABLO		
		SAN PEDRO		
		SUYCKUTAMBO		
	TINTA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	CHECCA			
	KUNTURKANKI			
	LANGUI			
	LAYO			
	PAMPAMARCA			
	QUEHUE			
	TÓPAC AMARU	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	YANAQCA			
	ACOMAYO			
	ACOPIA			
	ACOS			
	MOSOC LLACTA			
	POMACANCHI			
	RONDOCAN	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	SANGARARA			
	CCORCA			
	CUSCO			
	POROY			
	SAN JERÓNIMO			
SAN SEBASTIÁN				
SANTIAGO	2	TODOS LOS DISTRITOS		
SAYLLA				
WANCHAQ				
ECHERATE			2	TODOS LOS DISTRITOS
HUAYOPATA				
MARANURA				
OCOBAMBA				
PICHARI				
QUELLOUNO				
QUIMBIRI				
SANTA ANA	2	CUATRO DISTRITOS		
SANTA TERESA				
VILCABAMBA				
CAPACMARCA				
CHAMACA				
COLQUEMARCA				
LIVITACA			3	CUATRO DISTRITOS
LLUSCO				
QUINOTA				
SANTO TOMÁS				
VELILLE				
CONDOROMA	3	TODOS LOS DISTRITOS		
COPORAQUE				
ESPINAR				
OCORURO				
PALLPATA				
PICHIGUA				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO		
HUANCAVELICA	CHURCAMP	ANCO	2	TODOS LOS DISTRITOS		
		CHINCHUASI				
		CHURCAMP				
		COSME				
		EL CARMEN				
		LA MERCED				
		LOCROJA				
		PACHAMARCA				
		PAUCARBAMBA				
		SAN MIGUEL DE MAYOC				
		SAN PEDRO DE CORIS				
		ACOBAMBA			2	TODOS LOS DISTRITOS
		ANDABAMBA				
	ANTA					
	CAJA					
	MARCAS					
	PAUCARÁ					
	POMACCOCHA					
	ROSARIO	2	DIEZ DISTRITOS			
	COLCABAMBA					
	DANIEL HERNANDEZ					
	HUACHOCOLPA					
	HUARIAMBA					
	QUISHUAR					
	SALCABAMBA					
	SAN MARCOS DE IRDOCHAC					
	SARCAHUASI					
	SURCUBAMBA			3	SIETE DISTRITOS	
	TINTAY PUNCU					
	ACOSTAMBO					
	ACRAQUIA					
	AHUAYCHA					
	HUANDO					
NAHUMPUQUIO						
PAMPAS	2	UN DISTRITO				
PAZOS						
CHINCHO						
ANCHONGA			3	ONCE DISTRITOS		
CALLANMARCA						
COCHACCASA						
GONGALLA						
HUANCA HUANCA						
HUAYLLAY GRANDE						
JULCAMARCA						
LIRCAY						
SAN ANTONIO DE ANTAPARCO						
SECCLLA						
STO TOMÁS DE PATA						

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
HUANCAVELICA		ACOBAMBILLA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ACORIA		
		ASCENSION		
		CONAYCA		
		CUENCA		
		HUACHOCOLPA		
		HUANCAVELICA		
HUAYLLAHUARA				
IZCUCHACA				

HUANCAVELICA	LARIA	LARIA	3	ONCE DISTRITOS
		MANTA		
		MARISCAL CÁCERES		
		MOYA		
		NUEVO OCCORO		
		PALCA		
		PILCHACA		
		VILCA		
		YAULI		
	CASTROVIRREYNA	ARMA	3	ONCE DISTRITOS
		AURAHUA		
		CASTROVIRREYNA		
		CHUPAMARCA		
		COCAS		
		HUACHOS		
		HUAMATAMBO		
		MOLLEPAMPA		
		SANTAANA		
		TANTARÁ		
	TICRAPO			
	CAPILLAS	CAPILLAS	4	DOS DISTRITOS
		SAN JUAN		
	HUAYTARÁ	SAN ANTONIO DE CUSICANCHA	3	TRES DISTRITOS
		PILPICHACA		
		QUERCO		
		AYAVI	4	TRECE DISTRITOS
		CÓRDOVA		
		HUAYACUNDO		
		ARMA		
		HUAYTARÁ		
		LARAMARCA		
		OCOYO		
		QUITO ARMA		
SAN FRANCISCO DE SANGAYAICO				
SAN ISIDRO				
SANTIAGO DE CHOCORVOS				
SANTIAGO DE QUIRAHUARA				
SANTO DOMINGO DE CAPILLAS				
TAMBO				

VILCASHUAMÁN	PACAYCASA	3	CINCO DISTRITOS
	QUINUA		
	SAN JOSÉ DE TICLLAS		
	SANTIAGO DE PISCHA		
	TAMBILLO		
	CARMEN ALTO		
	CHIARA		
	SAN JUAN BAUTISTA		
	SOCOS		
	VINCHOS		
HUANCASANCOS	CONCEPCIÓN	3	SETE DISTRITOS
	ACOMARCA		
	CARHUANCA		
	HUAMBALPA		
	INDEPENDENCIA		
CANGALLO	SAURAMA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	VILCASHUAMÁN		
	VISCHONGO		
	CARAPO		
	SACSAMARCA		
	SANCOS		
	SANTIAGO DE LUCANAMARCA		
	CANGALLO		
	CHUSCHI		
	LOS MOROCHUCOS		
MARÍA PARADO DE BELLIDO			
PARAS			
TOTOS			

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
AYACUCHO	HUANTA	AYAHUANCO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		HIGUAIN		
		HUAMANGULLA		
		HUANTA		
		LLOCHEGUA		
		LURICOCHA		
		SANTILLANA		
		SIVIA		
	LA MAR	ANCO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		AYNA		
		CHILCAS		
		CHUNGUI		
		LUIS CARRANZA		
		SAN MIGUEL		
		SANTA ROSA		
	TAMBO			
	HUAMANGA	ACOCRO	2	DIEZ DISTRITOS
		ACOSVINCHOS		
		AYACUCHO		
		JESUS NAZARENO		
		OCROS		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
AYACUCHO	PAUCAR DEL SARA SARA	COLTA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CORCULLA		
		LAMPA		
		MARCA BAMBAMBA		
		OYOLO		
		PARARCA		
		PAUSA		
		SAN JAVIER DE ALPABAMBAMBA		
		SAN JOSÉ DE USHUA		
		SARA SARA		
	SUCRE	BELEN	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CHALCOS		
		CHILCAYOC		
		HUACAÑA		
		MORCOLLA		
		PAICO		
		QUEROBAMBAMBA		
		SAN PEDRO DE LARCAY		
		SAN SALVADOR DE QUJE		
		SANTIAGO DE PALICARAY		
SORAS				
VICTOR FAJARDO	ALCAMENCA	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	APONGO			
	IASQUIPATÁ			
	CANARIA			
	CAYARA			
	COLCA			
HUAMANQUIQUIA				



		HUANCAPÍ		
		HUANCARAYLLA		
		HUAYA		
		SARHUA		
		VILCANCHOS		
	PARINACOCNAS	CHUMPI	3	SEIS DISTRITOS
		CORACORA		
		CORONEL CASTAÑEDA		
		PACAPAUSA		
		SAN FRANCISCO DE RAVACAYCU		
		UPAHUACHO		
		PULLO	4	DOS DISTRITOS
		PUYUSCA		

		HUANIPACA		
		LAMBRAMA		
		PICHIRHUA		
		SAN PEDRO DE CACHORA		
		TAMBURCO		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
AYACUCHO	LUCANAS	AUCARA	3	DIEZ DISTRITOS
		CABANA		
		CARMEN SALCEDO		
		CHAVINA		
		CHIPAO		
		LUCANAS		
		PUCUJO		
		SAN JUAN		
		SAN PEDRO DE PALCO		
		SANTA ANA DE HUAYCAHUACHO		
		HUAC HUAS	4	ONCE DISTRITOS
		LARAMATE		
		LEONCID PRADO		
		LLAUTA		
		OCAÑA		
		OTOCA		
		SAISA		
		SAN CRISTOBAL		
		SAN PEDRO		
		SANCOS SANTA LUCIA		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
APURIMAC	COTABAMBAS	CALLHUAHUACHO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		COTABAMBAS		
		COYLLURQUI		
		HÁQUIRA		
		MARA TAMBOBAMBA		
	GRAU	CHUQUIBAMBILLA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CURASCO		
		CURPAHUASI		
		GAMARRA		
		HUAYLLATI		
		MAMARA		
		MICAELA		
		BASTIDAS		
		PATAYPAMPA		
		PROGRESO		
	SAN ANTONIO			
	SANTA ROSA			
	TURPAY			
	VILCABAMBA			
	VIRUNDO			
ABANCAY	ABANCAY	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	CHACOCHE			
	CIRCA			
	CURAHUASI			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO	
APURIMAC	CHINCHEROS	ANCO-HUALLO	2	TODOS LOS DISTRITOS	
		CHINCHEROS			
		COCHARGAS			
		HUACCANA			
		OCOBAMBA			
		ONGOY			
		RANRACANCHA			
	URANMARCA				
	ANDAHUAYLAS	ANDAHUAYLAS	2	TRECE DISTRITOS	
		ANDARAPA			
		HUANCARAMA			
		HUANCARAY			
		KACQUIABAMBA			
KISHUARA					
PACOBAMBA					
PACUCHA					
SAN ANTONIO DE CACHI					
SAN JERONIMO					
SANTA MARIA DE CHICMO					
TALAVERA					
TURPO					
AYMARAEAS	CHIARA	3	SEIS DISTRITOS		
	HUAYANA				
	PAMPACHIRI				
	POMACOCCHA				
	SAN MIGUEL DE CHACCRAMPA				
	TUMAY HUARACA				
	CHAPIMARCA			2	CINCO DISTRITOS
	COLCABAMBA				
	LUCRE				
	SAN JUAN DE CHACÑA				
TINTAY					
AYMARAEAS	CAPAYA	3	DOCE DISTRITOS		
	CARAYBAMBA				
	CHALHUANCA				
	COTARUSE				
	HUAYLLO				
	JUSTO APU SAHUARAURA				
	POCOHUANCA				
	SAÑAYCA				
	SORAYA				
	TAPAIRHUA				
TORAYA					
YANACA					
ANTABAMBA	ANTABAMBA	3	TODOS LOS DISTRITOS		
	EL ORO				
	HIAQUIRCA				
	JUAN ESPINOZA				
	MEDRANO				
OROPESA					
PACHACONAS					
SABAINO					

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO	
TUMBES	CONTRALMIRANTE VILLAR	CASITAS	4	TODOS LOS DISTRITOS	
		ZORRITOS			
	TUMBES	CORRALES	LA CRUZ	4	TODOS LOS DISTRITOS
			PAMPAS DE HOSPITAL		
			SAN JACINTO		
			SAN JUAN DE LA VIRGEN		
			TUMBES		
			TUMBES		
	ZARUMILLA	ZARUMILLA	AGUAS VERDES	4	TODOS LOS DISTRITOS
			MATAPALO		
			PAPAYAL		
			ZARUMILLA		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO				
PIURA	HUANCABAMBA	CANCHAQUE	3	TODOS LOS DISTRITOS				
		EL CARMEN DE LA FRONTERA						
		HUANCABAMBA						
		HUARMACA						
		LALAGUIZ						
		SAN MIGUEL DE EL FAIQUE						
		SONDOR						
		SONDORILLO						
		AYABACA			AYABACA	JILILI	3	SEIS DISTRITOS
						LAGUNAS		
	MONTERO							
	PACAPAMPA							
	SICCHEZ							
	FRIAS							
	PAIMAS							
	SAPILLICA							
	MORROPÓN	MORROPÓN	SUYO	4	CUATRO DISTRITOS			
			BUENOS AIRES					
			CHALACO					
			SALITRAL					
			SAN JUAN DE BIGOTE					
			SANTA CATALINA DE MOSSA					
			YAMANGO					
			CHULUCANAS			4	CUATRO DISTRITOS	
			LA MATANZA					
			MORROPÓN					
	SANTO DOMINGO							
	PIURA	PIURA	CASTILLA	4	TODOS LOS DISTRITOS			
			CATACADS					
			CURA MORI					
			EL TALLÁN					
			LA ARENA					
			LA UNIÓN					
LAS LOMAS								
PIURA								
TAMBO GRANDE								

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
	PAITA	AMOTAPE	4	TODOS LOS DISTRITOS
		ARENAL		
		COLÁN		
		LA HUACA		
		PAITA		
		TAMARINDO		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO	
PIURA	SECHURA	VICHAYAL	4	TODOS LOS DISTRITOS	
		BELLAVISTA LA UNION			
		BERNAL			
		CRISTO NOS VALGA			
		RINCONADA LLICUAR			
		SECHURA			
	SULLANA	SULLANA	VICE	4	TODOS LOS DISTRITOS
			BELLAVISTA		
			IGNACIO ESCUDERO		
			LANCONES		
			MARCAVELICA		
			MIGUEL CHECA		
			QUERECOTILLO		
	TALARA	TALARA	SALITRAL	4	TODOS LOS DISTRITOS
			SULLANA		
			EL ALTO		
			LA BREA		
			LOBITOS		
			LOS ORGANOS		
			MANCORA		
			PARIÑAS		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO	
LAMBAYEQUE	FERREÑAFE	CAÑARIS	3	DOS DISTRITOS	
		INCAHUASI	4	CUATRO DISTRITOS	
		FERREÑAFE			
		MANUEL A. MESONES MURO			
		PITIPO			
		PUEBLO NUEVO			
	LAMBAYEQUE	LAMBAYEQUE			SALAS
			CHOCHOPE	4	SIETE DISTRITOS
			ILLIMO		
			JAYANCA		
			LAMBAYEQUE		
			MOCHUMI		
			MORROPE		
			MOTUPE		
			OLMOS		
			PACORA		
	SAN JOSÉ				
	CHICLAYO	CHICLAYO	TUCUME	4	TODOS LOS DISTRITOS
			CAYALTÍ		
			CHICLAYO		
			CHONGOYAPE		
			ETEN		
			ETEN PUERTO		
			JOSÉ LEONARDO ORTIZ		
			LA VICTORIA		
			LAGUNAS		
			MONSEFU		
			NUEVA ARICA		
			OYOTÚN		
			PATAPO		
PICSI					
PIMENTEL					
POMALCA					
PUCALÁ					
REQUE					
SANTA ROSA					
SAÑA					
TUMÁN					

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO			
CAJAMARCA	HUALGAYOC	BAMBAMARCA	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		CHUGUR					
		HUALGAYOC					
	SAN IGNACIO	CHIRINOS	2	CINCO DISTRITOS			
		HUARANGO					
		LA COIPA					
		NAMBALLE					
		SAN IGNACIO	2		DOS DISTRITOS		
		SAN JOSE DE LOURDES					
		TABACONAS					
	CELENDIN	CELENDIN	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		CHUMUCH					
		CORTEGANA					
		HUASMIN					
		JORGE CHÁVEZ					
		JOSÉ GÁLVEZ					
		LA LIBERTAD DE PALLAN					
		MIGUEL IGLESIAS					
		OXAMARCA					
		SOROCHUCO					
		SUCRE					
		UTCO					
		CUTERVO			CALLAYUC	2	CATORCE DISTRITOS
					CHOROS		
	CUJILLO						
	CUTERVO						
	LA RAMADA						
	PIMPINGOS						
	SAN ANDRÉS DE CUTERVO						
	SAN JUAN DE CUTERVO						
	SAN LUIS DE LUCMA						
	SANTA CRUZ						
	SANTO DOMINGO DE LA CAPILLA						
SANTO TOMÁS							
SOGOTA							
TORIBIO							
CASANOVA							
QUEROCOTILLO	3		UN DISTRITO				
JAÉN	BELLAVISTA		2	OCHO DISTRITOS			
	CHONTALI						
	COLASAY						
	HUABAL						
	JAÉN						
	LAS PIRIAS						
	SAN JOSÉ DEL ALTO	3	CUATRO DISTRITOS				
	SANTA ROSA						
	POMAHUACA						
	PUCARÁ						
SALLIQUE							
SAN FELIPE							

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
	SAN MARCOS	GREGORIO PITA	2	CUATRO DISTRITOS
		ICHOCÁN		
		JOSÉ MANUEL QUIROZ		
		JOSÉ SABOGAL		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
CAJAMARCA	CHANCAY	EDUARDO VILLANUEVA	3	TRES DISTRITOS
		PEDRO GÁLVEZ		
	CHOTA	ANQUIA	2	DOCE DISTRITOS
		CHADIN		
		CHALAMARCA		
		CHIGUIRIP		
		CHIMBAN		
		CHOROPAMPA		
		CHOTA		
		CONCHAN		
		LAJAS		
		PACCHA		
		PIÓN		
		TACABAMBA		
		COCHABAMBA		
	HUAMBOS	3	SIETE DISTRITOS	
	LLAMA			
	MIRACOSTA			
	QUEROCOTO			
	SAN JUAN DE LIDUPIS			
	TOCMOCHE			
	CAJABAMBA	SITACOCHA	2	UN DISTRITO
		CACHACHI	3	TRES DISTRITOS
		CAJABAMBA		
	CONDEBAMBA	2	UN DISTRITO	
	CAJAMARCA	ENCAÑADA	2	UN DISTRITO
		ASUNCIÓN	3	ONCE DISTRITOS
		CAJAMARCA		
		CHETILLA		
		COSPAN		
		JESÚS		
		LLACANORA		
		LOS BAÑOS DEL INCA		
		MAGDALENA		
		MATARA		
		NAMORA		
		SAN JUAN		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
CAJAMARCA	CONTUMAZA	CHILETE	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CONTUMAZA		
		CUPIGNIQUE		
		GUZMANGO		
		SAN BENITO		
		SANTA CRUZ DE TOLEDO		
		TANTARICA		
	YONAN			
	SAN MIGUEL	BOLÍVAR	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CALQUIS		
		CATILLUC		
		EL PRADO		
		LA FLORIDA		
		LLAPA		
		NANCHOC		
		NIEPOS		
		SAN GREGORIO		
		SAN MIGUEL		
	SAN SILVESTRE DE COCHAN	SAN SILVESTRE DE COCHAN	3	TODOS LOS DISTRITOS
		TONGOD		
		UNIÓN AGUA BLANCA		



SAN PABLO	SAN BERNARDINO	2	TODOS LOS DISTRITOS
	SAN LUIS		
	SAN PABLO		
	TUMBADEN		
SANTA CRUZ	ANDABAMBA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CATACHE		
	CHANCAYBAÑOS		
	LA ESPERANZA		
	NINABAMBA		
	PULÁN		
	SANTA CRUZ		
	SAUCEPAMPA		
	SEXI		
	UTICYACU		
YAYUCAN			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	ÁMBITO
LA LIBERTAD	BOLÍVAR	BAMBAMARCA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		BOLÍVAR		
		CONDORMARCA		
		LONGOTEA		
		UCHUMARCA		
	UCUNCHA			
	PATAZ	BULDIRUYO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CHILLIA		
		HUANCASPATA		
		HUAYLILLAS		
		HUAYO		
		LONGON		
		PARCOY		
		PATAZ		
		PIAS		
		SANTIAGO DE CHALLAS		
		TAURILIA		
		TAYABAMBA		
		URPAY		
	SANCHEZ CARRION	COCHORCO	2	DOS DISTRITOS
		SARTIMBAMBA		
		CHUGAY	3	SEIS DISTRITOS
		CURGOS		
	SANTIAGO DE CHUCO	HUAMACHUCO	3	TODOS LOS DISTRITOS
		MARCABAL		
		SANAGORAN		
		SARIN		
		ANGASMARCA		
		CACHICADÁN		
		MOLLEBAMBA		
	MOLLEPATA			
	QUIRUVILCA			
SANTA CRUZ DE CHUCA				
SANTIAGO DE CHUCO				
STABAMBA				
GRAN CHIMU	CASCAS	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	LUCMA			
	MARMOT			
	SAYAPULLO			
JULCÁN	CALAMARCA	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	CARABAMBA			
	HUASO			
	JULCÁN			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	ÁMBITO
LA LIBERTAD	OTUZCO	AGALLPAMPA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CHARAT		
		HUARANCHAL		
		LA CUESTA		
		MACHE		
		OTUZCO		
		PARANDAY		
		SALPO		
		SINICAP		
		USQUIL		
	CHEPEN	CHEPEN	4	TODOS LOS DISTRITOS
		PACANGA		
		PUEBLO NUEVO		
	ASCOPE	ASCOPE	4	TODOS LOS DISTRITOS
		CASA GRANDE		
		CHICAMA		
		CHOCOPE		
		MAGDALENA DE CAO		
		PAIJÁN		
	PAZURI			
	PACASMAYO	SANTIAGO DE CAO	4	TODOS LOS DISTRITOS
		GUADALUPE		
		JEQUETEPEQUE		
		PACASMAYO		
	TRUJILLO	SAN JOSÉ	4	TODOS LOS DISTRITOS
		SAN PEDRO DE LLOC		
		EL PORVENIR		
		FLORENCIA DE MORA		
		HUANCHACO		
		LA ESPERANZA		
		LAREDO		
		MOCHE		
POROTO				
SALAVERRY				
VIRÚ	SIMBAL	4	TODOS LOS DISTRITOS	
	TRUJILLO			
	VÍCTOR LARGO HERRERA			
	CHAO			
VIRÚ	GUADALUPITO	4	TODOS LOS DISTRITOS	
	VIRÚ			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	ÁMBITO
ANCASH	ANTONIO RAYMONDI	CHACCHO	2	TRES DISTRITOS
		CHINGA		
		LLAMELLIN		
		ACZO	3	TRES DISTRITOS
		MIRGAS		
		SAN JUAN DE RONTOY	2	SEIS DISTRITOS
	ANRA			
	HUACACHI			
	HUACCHIS			
	PAUCAS			
	RAFAYÁN			
	UCO			
	HUARI	CAJAY		
		CHAVIN DE HUANTAR		
HUACHIS				
HUANTAR				

		HUARI		
		MASIN		
		PONTO		
		RAHUAPAMPA		
		SAN MARCOS		
		SAN PEDRO DE CHANA		
	ASUNCION	ACOCHACA CHACAS	3	TODOS LOS DISTRITOS
	CARHUAZ	ACOPAMPA AMASHCA ANTA ATAQUERO CARHUAZ MARCARÁ PARIAHUANCA SAN MIGUEL DE ACO SHILLA TINCO YUNGAR	3	TODOS LOS DISTRITOS
	CARLOS F. FITZGARRALD	SAN LUIS SAN NICOLÁS YALUYA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	CORONGO	ACO BAMBAS CORONGO CUSCA LA PAMPA YANAC YUPÁN	3	TODOS LOS DISTRITOS
	MARISCAL LUZURIAGA	CASCA ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN FIDEL OLIVAS ESCUDERO LLAMA LLUMPA LUCMA MUSGA PISCOBAMBA	3	TODOS LOS DISTRITOS

		SIHUAS		
		CARAZ		
		HUALLANCA		
		HUATA		
		HUAYLAS		
		MATO		
		PAMPAROMAS		
		PUEBLO LIBRE		
		SANTA CRUZ		
		SANTO TORIBIO		
		YURACMARCA		
	HUAVLAS	CASCAPARA MANCOS MATACOTO QUILLO RANRAHIRCA SHUPLUY YANAMA YUNGAY	3	TODOS LOS DISTRITOS
	YUNGAY	COCHABAMBA COLCABAMBA HUANCHAY HUARAZ INDEPENDENCIA JANGAS LA LIBERTAD OLLEROS PAMPAS PARIACOTO PIRA TARICA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	HUARAZ		3	TODOS LOS DISTRITOS

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
		BOLOGNESI		
		CABANA		
		CONCHUCOS		
		HUACASCHIQUE		
		HUANDOVAL		
		LACABAMBA		
		LLAPO		
		PALLASCA		
		PAMPAS		
		SANTA ROSA		
		TAUCA		
	PALLASCA		3	TODOS LOS DISTRITOS
	POMABAMBA	HUAYLLÁN PAROBAMBA POMABAMBA QUINUABAMBA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	SIHUAS	ACOBAMBA ALFONSO UGARTE CASHAPAMPA CHINGALPO HUAYLLABAMBA QUICHES RAGASH SAN JUAN SICSIBAMBA	3	TODOS LOS DISTRITOS

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
		ABELARDO PARDO LEZAMETA ANTONIO RAYMONDI AQUIA CAJACAY CANIS CHIUJIAN COLQUROC HUALLANCA HUASTA HUAYLLACAYAN LA PRIMAVERA MANGAS PAOLLON SAN MIGUEL DE CORPANQUI TICLLOS	3	TODOS LOS DISTRITOS
	BOLOGNESI		3	TODOS LOS DISTRITOS
		CATAC COTAPARACO HUAYLLAPAMPA LLACLIN MARCA PAMPAS CHICO PARARIN RECUAY TAPACCOCHA TICAPAMPA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	RECWAY		3	TODOS LOS DISTRITOS
	ANCASH		3	TODOS LOS DISTRITOS
	ALJA	ALJA CORIS	3	DOS DISTRITOS
		LA MERCED HUACLÁN SUCCHA	4	TRES DISTRITOS
	OCROS	ACAS	3	CINCO DISTRITOS

ANCASH	HUARMEY	CAJAMARQUILLA	4	CINCO DISTRITOS
		CARHUAPAMPA		
		CONGAS		
		LLIPA		
		OCROS		
		S. CRISTOBAL DE RAJÁN		
		SANTIAGO DE CHILCAS		
		COCHAS		
	SANTA	COCHAPETI	3	TRES DISTRITOS
		HUAYAN		
		MALVAS		
		CULEBRAS		
	CASHA	HUARMEY	4	DOS DISTRITOS
		CÁCERES DEL PERÚ		
		MACATE		
		MORO		
CHIMBOTE				
COCHISCO				
NEPEÑA				
NUEVO CHIMBOTE				
CASHA	SAMANCO	4	SEIS DISTRITOS	
	SANTA			
	BUENA VISTA ALTA			
	CASHA			
CASHA	COMANDANTE NOEL YAUTÁN	4	TODOS LOS DISTRITOS	
	CASHA			
	COMANDANTE NOEL YAUTÁN			
	YAUTÁN			

		SAN LORENZO DE PUTINZA	4	TRES DISTRITOS
		SAN PEDRO DE PILAS TANTA		
		TOMAS		
		TUPE		
		VIÑAC		
		VITIS		
		YAUYOS		
		OMAS		
		QUINOCAY		
		TAURIPAMPA		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
LIMA	CAJATAMBO	CAJATAMBO	3	CUATRO DISTRITOS
		GOPA		
		GORGOR		
		HUACAPÓN		
	OYÓN	MANÁS	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ANDAJES		
		CALLIL		
		COCHAMARCA		
	YAUYOS	HAVAN	3	VEINTINUEVE DISTRITOS
		OYÓN		
		PACHANGARA		
		ALIS		
		AYALICA		
		AYAVIRÍ		
		AZANGARD		
		CACRA		
CARANIA				
CATAHUASI				
CHOCOS				
COCHAS				
COLONIA				
HONGOS				
HUAMPARA				
HUANCAYA				
HUANGÁSCAR				
HUANTÁN				
HUAÑEC				
LARAOS				
LINCHA				
MADEAN				
MIRAFLORES				
QUINCHES				
SAN JOAQUÍN				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
LIMA	HUAROCHIRI	CALLAHUANCA	3	VEINTICINCO DISTRITOS
		CARAMPOMA		
		CHICLA		
		HUACHUPAMPA		
		HUANZA		
		HUAROCHIRI		
		LAHUAYTAMBO		
		LANGA		
		LARAOS		
		MATUCANA		
		SAN ANDRÉS DE TUPICOCHA		
		SAN BARTOLOMÉ		
		SAN DAMIÁN		
		S. JERÓNIMO DE SURCO		
		SAN JUAN DE IRIS		
		SAN JUAN DE TANTARANCHE		
		SAN LORENZO DE QUINTI		
		SAN MATEO		
		SAN MATEO DE OTAO		
		SAN PEDRO DE CASTA		
		SAN PEDRO DE HUANCAYRE		
		SANGALLAYA		
		SANTA CRUZ DE COCACHACRA		
SANTIAGO DE ANCHUCAYA				
SANTIAGO DE TUNA				
CANTA	CANTA	ANTIOQUIA	4	SIETE DISTRITOS
		CUENCA		
		MARIATANA		
		RICARDO PALMA		
		SAN ANTONIO DE CHACLLA		
		SANTA EULALIA		
		SANTO DOMINGO DE OLLEROS		
		CANTA		
		HUAROS		
		LACHAQUI		
HUARAL	HUARAL	SAN BUENAVENTURA	3	CUATRO DISTRITOS
		ARAHUAY		
		HUAMANTANGA		
		SANTA ROSA DE QUIVES		
HUARAL	HUARAL	ATAVILLOS ALTO	4	TRES DISTRITOS
		ATAVILLOS BAJO		
HUARAL	HUARAL	ATAVILLOS ALTO	3	NUEVE DISTRITOS
		ATAVILLOS BAJO		



		HUARI		
		LAMPIAN		
		PACARAOS		
		SAN MIGUEL DE JACOS		
		SANTA CRUZ DE ANDAMARCA		
		SUMBILCA		
		VEINTISIETE DE NOVIEMBRE		
		AUCALLAMA	4	TRES DISTRITOS
		CHANCAY		
		HUARAL		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO	
LIMA	HUAURA	CHECRAS	3	CUATRO DISTRITOS	
		LEONCIO PRADO			
		PACCHO			
		SANTA LEONOR			
		ÁMBAR	4	OCHO DISTRITOS	
		CALETA DE CARQUÍN			
		HUACHO			
		HUALMAY			
	HUAURA				
	SANTA MARÍA				
	SAYÁN				
	VEGUETA				
	CAÑETE	CAÑETE	ZÓNIGA	3	UN DISTRITO
			ASIA	4	QUINCE DISTRITOS
			CALANGO		
			CERRO AZUL		
			CHILCA		
			COAYLLO		
			IMPERIAL		
			LUNAHUANA		
MALA					
NUOVO IMPERIAL					
PACARÁN					
QUILMANÁ					
SAN ANTONIO					
SAN LUIS					
SAN VICENTE DE CAÑETE					
SANTA CRUZ DE FLORES					
BARRANCA	BARRANCA	BARRANCA	4	TODOS LOS DISTRITOS	
		PARAMONGA			
		PATIVILCA			
		SUPE			
		SUPE PUERTO			

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
LIMA	LIMA	ANCÓN	4	TODOS LOS DISTRITOS
		ATE		
		BARRANCO		
		BREÑA		
		CARABAYLLO		
		CHACACAYO		
		CHORRILLOS		
		CIENEGUILLA		
		COMAS		
		EL AGUSTINO		
		INDEPENDENCIA		
		JESÚS MARÍA		
		LÁ MOLINA		
		LÁ VICTORIA		

LIMA	LIMA	LIMA	4	TODOS LOS DISTRITOS
		LINCE		
		LOS OLIVOS		
		LURIGANCHO-CHOSICA		
		LURIN		
		MAGDALENA DEL MAR		
		MIRAFLORES		
		PACHACÁMAC		
		PUCUSANA		
		PUEBLO LIBRE		
		PUENTE PIEDRA		
		PUNTA HERMOSA		
		PUNTA NEGRA		
		RÍMAC		
		SAN BARTOLO		
		SAN BORJA		
		SAN ISIDRO		
		SAN JUAN DE LURIGANCHO		
		SAN JUAN DE MIRAFLORES		
		SAN LUIS		
		SAN MARTÍN DE PORRES		
		SAN MIGUEL		
		SANTA ANITA		
		SANTA MARÍA DEL MAR		
		SANTA ROSA		
		SANTIAGO DE SURCO		
		SURQUILLO		
		VILLA EL SALVADOR		
		VILLA MARÍA DEL TRIUNFO		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
CALLAO	CALLAO	BELLAVISTA	4	TODOS LOS DISTRITOS
		CALLAO		
		CARMEN DE LA LEGUA-REYNOSO		
		LA PERLA		
		LA PUNTA		
		VENTANILLA		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO	
ICA	CHINCHA	SAN PEDRO DE HUACARPANA	3	UN DISTRITO	
		ALTO LARÁN	4	DIEZ DISTRITOS	
		CHAVÍN			
		CHINCHA ALTA			
		CHINCHA BAJA			
		EL CARMEN			
		GROCIO PRADO			
		PUEBLO NUEVO			
		SAN JUAN DE YANAC			
		SUNAMPE			
	TAMBO DE MORA				
	PALPA	PALPA	LLIPATA	4	TODOS LOS DISTRITOS
			PALPA		
			RÍO GRANDE		
SANTA CRUZ					
		TIBILLO			

ICA	ICA	ICA	4	TODOS LOS DISTRITOS
		LA TINGUIÑA		
		LOS AQUIJES		
		OCCUJAJE		
		PACHACUTEC		
		PARCONA		
		PUEBLO NUEVO		
		SALAS		
		SAN JOSÉ DE LOS MOLINOS		
		SAN JUAN BAUTISTA		
		SANTIAGO		
		SUBTANJALLA		
		TATE		
		YAUCA DEL ROSARIO		
	NAZCA	CHANGUILLO	4	TODOS LOS DISTRITOS
		EL INGENIO		
		MARCONA		
		NAZCA		
	PISCO	VISTA ALEGRE	4	TODOS LOS DISTRITOS
		HUANCAND		
		HUMAY		
		INDEPENDENCIA		
		PARACAS		
		PISCO		
		SAN ANDRÉS		
		SAN CLEMENTE		
	TUPAC AMARU INCA			

CASTILLA	ANDAGUA	3	ONCE DISTRITOS	
	AYO			
	CHACHAS			
	CHILCAYMARCA			
	CHOCO			
	MACHAGUAY			
	ORCOPAMPA			
	PAMPACOLCA			
	TIPÁN			
	UNÓN			
	VIRACO			
		APLAO	4	TRES DISTRITOS
		HUANCARQUI		
		URACA		

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO			
AREQUIPA	LA UNION	ALCA	3	TODOS LOS DISTRITOS			
		CHARCANA					
		COTAHUASI					
		HUAYNACOTAS					
		PAMPAMARCA					
		PUYCA					
		QUECHUALLA					
		SAYLA					
		TAURIA					
		TOME PAMPA					
		TORO					
		CAYLLOMA			ACHOMA	3	DIECINUEVE DISTRITOS
					CABANACONDE		
					CALLALLI		
	CAYLLOMA						
	CHIVAY						
	COPORAQUE						
	HUAMBO						
	HUANCA						
	ICHUPAMPA						
	LARI						
	LLUTA						
	MACA						
	MADRIGAL						
	SAN ANTONIO DE CHUCA						
	SIBAYO						
	TAPAY						
	TISCO						
TUTI							
YANQUE							
	MAJES	4	UN DISTRITO				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
AREQUIPA		ALTO SELVA ALEGRE	3	VEINTIUN DISTRITOS
		AREQUIPA		
		CAYMA		
		CERRO COLORADO		
		CHARACATO		
		CHIGUATA		
		JACOBO HUNTER		
		JOSÉ LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO		
		MARIANO MELGAR		
		MIRAFLORES		
		MOLLEBAYA		
		PAUCARPATA		
		POCSI		
		QUEQUEÑA		
	SABANDIA			
		SACHACA	4	OCHO DISTRITOS
		SAN JUAN DE TARUCANI		
		SOCABAYA		
		TIABAYA		
		YANAHUARA		
		YURA		
		LA JOYA		
		POLOBAYA		
		SAN JUAN DE SIGUAS		
		SANTA ISABEL DE SIGUAS		
		SANTA RITA DE SIGUAS		
		UCHUMAYO		
		VITOR		
YARABAMBA				
CONDESUYOS	CAYARANI	3	TRES DISTRITOS	
	CHICHAS			
	SALAMANCA			
		ANDARAY	4	CINCO DISTRITOS
		CHUQUIBAMBA		
		IRAY		
ISLAY	RIO GRANDE	4	TODOS LOS DISTRITOS	
	YANACUJHUA			
	COCACHACRA			
	DEAN VALDIVIA			
	ISLAY			
	MEJIA	4	TODOS LOS DISTRITOS	
MOLLENDO				
PUNTA DE BOMBÓN				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
AREQUIPA	CAMANÁ	CAMANÁ	4	TODOS LOS DISTRITOS
		JOSE MARIA QUÍMPER		
		MARIANO NICOLAS VALCÁRCEL		
		MARISCAL CÁCERES		
		NICOLÁS DE PIÉROLA		
		OCONA		
		QUILCA		
		SAMUEL PASTOR		
		CARAVELI		
	ATICO			
	ATIGUIPA			
	BELLA UNIÓN			
	CAHUACHO			
	CARAVELI			
	CHALA			
	CHAPARRA			
	HUANUJUANU			
	JAQUI			
	LOMAS			
QUICACHA				
YAUCA				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
MOQUEGUA	GENERAL SANCHEZ CERRO	CHOJATA	3	DIEZ DISTRITOS
		COALAQUE		
		ICHUÑA		
		LLOQUE		
		MATALAQUE		
		OMATE		
		PUQUJINA		
		QUINISTQUILLAS		
		TUBINAS		
		YUNGA		
	LA CAPILLA	4	UN DISTRITO	
	MARISCAL NIETO	CARUMAS	3	CINCO DISTRITOS
		CUCHUMBAYA		
		SAMEGUA		
		SAN CRISTÓBAL DE GALACOA		
		TORATA		
	MOQUEGUA	4	UN DISTRITO	
	ILO	EL AGARROBAL	4	TODOS LOS DISTRITOS
		PACÓCHA		
ILO				

REGION (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
TACNA	TARATA	CHUCATAMANI	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ESTIQUE		
		ESTIQUE-PAMPA		
		SITAJARA		
		SUSAPAYA		
		TARATA		
		TARUCACHI		
		TICACO		
	CANDARAVE	CAIRANI	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CAMILACA		
		CANDARAVE		
		CURIBAYA		
		HUANUARA		
		QUELHUVANI		

JORGE BASADRE	ILABAYA	4	TODOS LOS DISTRITOS
	ITE		
	LLOCUMBA		
TACNA	PALCA	3	UN DISTRITO
	ALTO DE LA ALIANZA	4	OCHO DISTRITOS
	CALANA		
	CUIDAD NUEVA		
	INCLAN		
	PACHIA		
	POCOLLAY		
	SAMA		
	TACNA		

**ANEXO N° 02**

**PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS**

Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S,  $T_p$ ,  $T_L$ ), del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P).

**ETAPA 1: PELIGRO SÍSMICO (Capítulo 2)**

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

**Paso 1 Factor de Zona Z (Numeral 2.1)**

Determinar la zona sísmica donde se encuentra el proyecto en base al mapa de zonificación sísmica (Figura N° 1) o a la Tabla de provincias y distritos del Anexo N° 1.

Determinar el factor de zona (Z) de acuerdo a la Tabla N° 1.

**Paso 2 Perfil de Suelo (Numeral 2.3)**

De acuerdo a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se determina el tipo de perfil de suelo según el numeral 2.3.1 donde se definen 5 perfiles de suelo. La clasificación se debe hacer en base a los parámetros indicados en la Tabla N° 2 considerando promedios para los estratos de los primeros 30 m bajo el nivel de cimentación.

Cuando no se conozcan las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, el profesional responsable del EMS determinará el tipo de perfil de suelo sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

**Paso 3 Parámetros de Sitio  $S$ ,  $T_p$  y  $T_L$  (Numeral 2.4)**

El factor de amplificación del suelo se obtiene de la Tabla N° 3 y depende de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo. Los períodos  $T_p$  y  $T_L$  se obtienen de la Tabla N° 4 y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

**Paso 4 Construir la función Factor de Amplificación Sísmica C versus Período T (Numeral 2.5)**

Depende de los parámetros de sitio  $T_p$  y  $T_L$ . Se definen tres tramos, períodos cortos, intermedios y largos, y se aplica para cada tramo las expresiones de este numeral.

**ETAPA 2: CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO (Capítulo 3)**

Los pasos de esta etapa dependen de las características de la edificación, como son su categoría, sistema estructural y configuración regular o irregular.

**Paso 5 Categoría de la Edificación y el Factor de Uso U (Numeral 3.1)**

La categoría de la edificación y el factor de uso (U) se obtienen de la Tabla N° 5.

**Paso 6 Sistema Estructural (Numeral 3.2 y 3.3)**

Se determina el sistema estructural de acuerdo a las definiciones que aparecen en el numeral 3.2.

En la Tabla N° 6 (numeral 3.3) se definen los sistemas estructurales permitidos de acuerdo a la categoría de la edificación y a la zona sísmica en la que se encuentra.

#### Paso 7 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, $R_0$ (Numeral 3.4)

De la Tabla N° 7 se obtiene el valor del coeficiente  $R_0$ , que depende únicamente del sistema estructural.

#### Paso 8 Factores de Irregularidad $I_a, I_p$ (Numeral 3.6)

El factor  $I_a$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades existentes en altura. El factor  $I_p$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades existentes en planta.

En la mayoría de los casos se puede determinar si una estructura es regular o irregular a partir de su configuración estructural, pero en los casos de Irregularidad de Rigidez e Irregularidad Torsional se debe comprobar con los resultados del análisis sísmico según se indica en la descripción de dichas irregularidades.

#### Paso 9 Restricciones a la Irregularidad (Numeral 3.7)

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. Modificar la estructuración en caso que no se cumplan las restricciones de esta Tabla.

#### Paso 10 Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica $R$ (Numeral 3.8)

Se determina  $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$ .

### ETAPA 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL (Capítulo 4)

En esta etapa se desarrolla el análisis estructural. Se sugieren criterios para la elaboración del modelo matemático de la estructura, se indica cómo se debe calcular el peso de la edificación y se definen los procedimientos de análisis.

#### Paso 11 Modelos de Análisis (Numeral 4.2)

Desarrollar el modelo matemático de la estructura. Para estructuras de concreto armado y albañilería considerar las propiedades de las secciones brutas ignorando la fisuración y el refuerzo.

#### Paso 12 Estimación del Peso $P$ (Numeral 4.3)

Se determina el peso ( $P$ ) para el cálculo de la fuerza sísmica adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva que depende del uso y la categoría de la edificación, definido de acuerdo a lo indicado en este numeral.

#### Paso 13 Procedimientos de Análisis Sísmico (Números 4.4 a 4.7)

Se definen los procedimientos de análisis considerados en esta Norma, que son análisis estático (numeral 4.5) y análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

#### Paso 13 A Análisis Estático (Numeral 4.5)

Este procedimiento solo es aplicable a las estructuras que cumplen lo indicado en el numeral 4.5.1.

El análisis estático tiene los siguientes pasos:

- Calcular la fuerza cortante en la base  $V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$  para cada dirección de análisis (numeral 4.5.2).
- Para determinar el valor de  $C$  (Paso 4 o numeral 2.5) se debe estimar el período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ) en cada dirección (numeral 4.5.4).
- Determinar la distribución en la altura de la fuerza sísmica de cada dirección (numeral 4.5.3).
- Aplicar las fuerzas obtenidas en el centro de masas

de cada piso. Además se deberá considerar el momento torsor accidental (numeral 4.5.5).

- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.5.6) para los elementos en los que sea necesario.

#### Paso 13 B Análisis Dinámico (Numeral 4.6)

Si se elige o es un requerimiento desarrollar un análisis dinámico modal espectral se debe:

- Determinar los modos de vibración y sus correspondientes períodos naturales y masas participantes mediante análisis dinámico del modelo matemático (numeral 4.6.1).

- Calcular el espectro inelástico de pseudo aceleraciones  $S_p = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$  para cada dirección de análisis (numeral 4.6.2).

- Considerar excentricidad accidental (numeral 4.6.5).

- Determinar todos los resultados de fuerzas y desplazamientos para cada modo de vibración.

- Determinar la respuesta máxima esperada correspondiente al efecto conjunto de los modos considerados (numeral 4.6.3).

- Se deben escalar todos los resultados obtenidos para fuerzas (numeral 4.6.4) considerando un cortante mínimo en el primer entrepiso que será un porcentaje del cortante calculado para el método estático (numeral 4.5.3). No se escalan los resultados para desplazamientos.

- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.6.2) usando un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro más crítico para las direcciones horizontales, para los elementos que sea necesario.

### ETAPA 4: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo a los resultados del análisis se determinará si la estructura planteada es válida, para lo cual debe cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez indicados en este capítulo.

#### Paso 14 Revisión de las Hipótesis del Análisis

Con los resultados de los análisis se revisarán los factores de irregularidad aplicados en el paso 8. En base a éstos se verificará si los valores de  $R$  se mantienen o deben ser modificados. En caso de haberse empleado el procedimiento de análisis estático deberá verificarse lo señalado en el numeral 4.5.1.

#### Paso 15 Restricciones a la Irregularidad (Numeral 3.7)

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. De existir irregularidades o irregularidades extremas en edificaciones en las que no están permitidas según esa Tabla, se debe modificar la estructuración y repetir el análisis hasta lograr un resultado satisfactorio.

#### Paso 16 Determinación de Desplazamientos Laterales (Numeral 5.1)

Se calculan los desplazamientos laterales de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

#### Paso 17 Distorsión Admisible (Numeral 5.2)

Verificar que la distorsión máxima de entrepiso que se obtiene en la estructura con los desplazamientos calculados en el paso anterior sea menor que lo indicado en la Tabla N° 11. De no cumplir se debe revisar la estructuración y repetir el análisis hasta cumplir con el requerimiento.

#### Paso 18 Separación entre Edificios (Numeral 5.3)

Determinar la separación mínima a otras edificaciones o al límite de propiedad de acuerdo a las indicaciones de este numeral.



## 2.2. UBC 1997, Capítulo 16

## **Anexo**

3.1

*Norma técnica*

UBC 1997, Capítulo 16

### Division IV—EARTHQUAKE REGULATIONS FOR SEISMIC-ISOLATED STRUCTURES

#### SECTION 1654 — GENERAL

Every seismic-isolated structure and every portion thereof shall be designed and constructed in accordance with the requirements of this division and the applicable requirements of Chapter 16, Part IV.

The lateral-force-resisting system and the isolation system shall be designed to resist the deformations and stresses produced by the effects of seismic ground motions as provided in this division.

Where wind forces prescribed by Chapter 16, Part III, produce greater deformations or stresses, such loads shall be used for design in lieu of the deformations and stresses resulting from earthquake forces.

#### SECTION 1655 — DEFINITIONS

The definitions of Section 1627 and the following apply to the provisions of this division:

**DESIGN DISPLACEMENT** is the design-basis earthquake lateral displacement, excluding additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system.

**DESIGN-BASIS EARTHQUAKE** is defined in Section 1631.2.

**EFFECTIVE DAMPING** is the value of equivalent viscous damping corresponding to energy dissipated during cyclic response of the isolation system.

**EFFECTIVE STIFFNESS** is the value of the lateral force in the isolation system, or an element thereof, divided by the corresponding lateral displacement.

**ISOLATION INTERFACE** is the boundary between the upper portion of the structure, which is isolated, and the lower portion of the structure, which moves rigidly with the ground.

**ISOLATION SYSTEM** is the collection of structural elements that includes all individual isolator units, all structural elements that transfer force between elements of the isolation system, and all connections to other structural elements. The isolation system also includes the wind-restraint system if such a system is used to meet the design requirements of this section.

**ISOLATOR UNIT** is a horizontally flexible and vertically stiff structural element of the isolation system that permits large lateral deformations under design seismic load. An isolator unit may be used either as part of or in addition to the weight-supporting system of the building.

**MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE** is the maximum level of earthquake ground shaking that may ever be expected at the building site within the known geological framework. In Seismic Zones 3 and 4, this intensity may be taken as the level of earthquake ground motion that has a 10 percent probability of being exceeded in a 100-year time period.

**MAXIMUM DISPLACEMENT** is the maximum capable earthquake lateral displacement, excluding additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system.

**TOTAL DESIGN DISPLACEMENT** is the design-basis earthquake lateral displacement, including additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system, or an element thereof.

**TOTAL MAXIMUM DISPLACEMENT** is the maximum capable earthquake lateral displacement, including additional displacement due to actual and accidental torsion, required for verification of the stability of the isolation system, or elements thereof, design of building separations, and vertical load testing of isolator unit prototypes.

**WIND-RESTRAINT SYSTEM** is the collection of structural elements that provide restraint of the seismic-isolated structure for wind loads. The wind-restraint system may be either an integral part of isolator units or may be a separate device.

#### SECTION 1656 — SYMBOLS AND NOTATIONS

The symbols and notations of Section 1628 and the following provisions apply to the provisions of this division:

- $\beta_D$  = numerical coefficient related to the effective damping of the isolation system at the design displacement,  $\beta_D$ , as set forth in Table A-16-C.
- $\beta_M$  = numerical coefficient related to the effective damping of the isolation system at the maximum displacement,  $\beta_M$ , as set forth in Table A-16-C.
- $b$  = the shortest plan dimension of the structure, in feet (mm), measured perpendicular to  $d$ .
- $C_{AD}$  = the seismic coefficient,  $C_w$ , as set forth in Table 16-Q.
- $C_{AM}$  = the seismic coefficient,  $C_w$ , as set forth in Table A-16-F for shaking intensity,  $M_M Z N_s$ .
- $C_{VD}$  = seismic coefficient,  $C_v$ , as set forth in Table 16-R.
- $C_{VM}$  = seismic coefficient,  $C_v$ , as set forth in Table A-16-G for shaking intensity,  $M_M Z N_s$ .
- $D_D$  = design displacement, in inches (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Formula (58-1).
- $D_D'$  = design displacement, in inches (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Formula (59-1).
- $D_M$  = maximum displacement, in inches (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Formula (58-3).
- $D_M'$  = maximum displacement, in inches (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Formula (59-2).
- $D_{TD}$  = total design displacement, in inches (mm), of an element of the isolation system including both translational displacement at the center of rigidity,  $D_D$ , and the component of torsional displacement in the direction under consideration, as specified in Section 1658.3.5.
- $D_{TM}$  = total maximum displacement, in inches (mm), of an element of the isolation system, including both translational displacement at the center of rigidity,  $D_M$ , and the component of torsional displacement in the direction under consideration, as specified by Section 1658.3.3.
- $d$  = the longest plan dimension of the structure, in feet (mm).
- $E_{LOOP}$  = energy dissipated in kip-inches (kN-mm), in an isolator unit during a full cycle of reversible load over a test displacement range from  $\Delta^+$  to  $\Delta^-$ , as measured by the area enclosed by the loop of the force-deflection curve.
- $\Sigma E_D$  = total energy dissipated, in kip-inches (kN-mm), of all units of the isolation system during a full cycle of response at the design displacement,  $D_D$ .

$\Sigma E_M$  = total energy dissipated, in kip-inches (kN-mm), of all units of the isolation system during a full cycle of response at the maximum displacement,  $D_M$ .

$e$  = the actual eccentricity, in feet (mm), measured in plan between the center of mass of the structure above the isolation interface and the center of rigidity of the isolation system, plus accidental eccentricity, in feet (mm), taken as 5 percent of the maximum building dimension perpendicular to the direction of force under consideration.

$F^-$  = negative force, in kips (kN), in an isolator unit during a single cycle of prototype testing at a displacement amplitude of  $\Delta^-$ .

$F^+$  = positive force, in kips (kN), in an isolator unit during a single cycle of prototype testing at a displacement amplitude of  $\Delta^+$ .

$\Sigma|F_D^+|_{max}$   
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's maximum positive force in kips (kN) at positive displacement  $D_D$ . For a given isolator unit, the maximum positive force at positive displacement,  $D_D$ , is determined by comparing each of the maximum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_D$ , and selecting the maximum positive value at positive displacement,  $D_D$ .

$\Sigma|F_D^+|_{min}$   
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's minimum positive force in kips (kN) at positive displacement  $D_D$ . For a given isolator unit, the minimum positive force at positive displacement,  $D_D$ , is determined by comparing each of the minimum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_D$ , and selecting the minimum positive value at positive displacement,  $D_D$ .

$\Sigma|F_D^-|_{max}$   
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's maximum negative force in kips (kN) at negative displacement  $D_D$ . For a given isolator unit, the maximum negative force at negative displacement,  $D_D$ , is determined by comparing each of the maximum negative forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_D$ , and selecting the maximum negative value at negative displacement,  $D_D$ .

$\Sigma|F_D^-|_{min}$   
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's minimum negative force in kips (kN) at negative displacement  $D_D$ . For a given isolator unit, the minimum negative force at negative displacement,  $D_D$ , is determined by comparing each of the minimum negative forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_D$ , and selecting the minimum negative value at negative displacement,  $D_D$ .

$\Sigma|F_M^+|_{max}$   
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's maximum positive force in kips (kN) at positive displacement  $D_M$ . For a given isolator unit, the maximum positive force at positive displacement,  $D_M$ , is determined by comparing each of the maximum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_M$ , and selecting the maximum positive value at positive displacement,  $D_M$ .

placement,  $D_M$ , is determined by comparing each of the maximum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_M$ , and selecting the maximum positive value at positive displacement,  $D_M$ .

$\Sigma|F_M^+|_{min}$   
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's minimum positive force in kips (kN) at positive displacement,  $D_M$ . For a given isolator unit, the minimum positive force at positive displacement,  $D_M$ , is determined by comparing each of the minimum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_M$  and selecting the minimum positive value at positive displacement,  $D_M$ .

$\Sigma|F_M^-|_{max}$   
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's maximum negative force in kips (kN) at negative displacement  $D_M$ . For a given isolator unit, the maximum negative force at negative displacement,  $D_M$ , is determined by comparing each of the maximum negative forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_M$  and selecting the maximum negative value at negative displacement,  $D_M$ .

$\Sigma|F_M^-|_{min}$   
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's minimum negative force in kips (kN) at negative displacement  $D_M$ . For a given isolator unit, the minimum negative force at negative displacement,  $D_M$ , is determined by comparing each of the minimum negative forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment  $D_M$  and selecting the minimum negative value at negative displacement,  $D_M$ .

$g$  = gravity constant (386.4 in/sec.<sup>2</sup>, or 9,810 mm/sec.<sup>2</sup>, for SI).

$k_{eff}$  = effective stiffness of an isolator unit, in kips/inch as prescribed by Formula (65-1).

$k_{Dmax}$  = maximum effective stiffness, in kips/inch (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration.

$k_{Mmax}$  = maximum effective stiffness, in kips/inch (kN/mm), of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration.

$k_{Dmin}$  = minimum effective stiffness, in kips/inch (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration.

$k_{Mmin}$  = minimum effective stiffness, in kips/inch (kN/mm), of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration.

$M_M$  = numerical coefficient related to maximum capable earthquake response as set forth in Table A-16-D.

$N_a$  = near-source factor used in the determination of  $C_{AD}$  and  $C_{AM}$  related to both the proximity of the building or structure to known faults with magnitudes and slip rates as set forth in Tables 16-S and 16-U.

$N_s$  = near-source factor used in the determination of  $C_{VD}$  and  $C_{VM}$  related to both the proximity of the building or structure to known faults with magnitudes and slip rates as set forth in Tables 16-T and 16-U.



- $R_f$  = numerical coefficient related to the type of lateral-force-resisting system above the isolation system as set forth in Table A-16-E for seismic-isolated structures.
- $T_D$  = effective period, in seconds, of seismic-isolated structure at the design displacement in the direction under consideration, as prescribed by Formula (58-2).
- $T_M$  = effective period, in seconds, of seismic-isolated structure at the maximum displacement in the direction under consideration, as prescribed by Formula (58-4).
- $V_b$  = the total lateral seismic design force or shear on elements of the isolation system or elements below the isolation system as prescribed by Formula (58-5).
- $V_s$  = the total lateral seismic design force or shear on elements above the isolation system as prescribed by Formula (58-8) and the limits specified in Section 1658.
- $W$  = the total seismic dead load defined in Section 1630.1. For design of the isolation system,  $W$  is the total seismic dead load weight of the structure above the isolation interface.
- $y$  = the distance, in feet (mm), between the center of rigidity of the isolation system rigidity and the element of interest, measured perpendicular to the direction of seismic loading under consideration.
- $\beta_{eff}$  = effective damping of the isolation system and isolator unit, as prescribed by Formula (65-2).
- $\beta_D$  = effective damping of the isolation system at the design displacement, as prescribed by Formula (65-3).
- $\beta_M$  = effective damping of the isolation system at the maximum displacement, as prescribed by Formula (65-4).
- $\Delta^+$  = maximum positive displacement of an isolator unit during each cycle of prototype testing.
- $\Delta^-$  = maximum negative displacement of an isolator unit during each cycle of prototype testing.

## SECTION 1657 — CRITERIA SELECTION

**1657.1 Basis for Design.** The procedures and limitations for the design of seismic-isolated structures shall be determined considering zoning, site characteristics, vertical acceleration, cracked section properties of concrete and masonry members, occupancy, configuration, structural system and height in accordance with Section 1629, except as noted below.

**1657.2 Stability of the Isolation System.** The stability of the vertical load-carrying elements of the isolation system shall be verified by analysis and test, as required, for lateral seismic displacement equal to the total maximum displacement.

**1657.3 Occupancy Categories.** The importance factor,  $I$ , for a seismic-isolated building shall be taken as 1.0 regardless of occupancy category.

**1657.4 Configuration Requirements.** Each structure shall be designated as being regular or irregular on the basis of the structural configuration above the isolation system, in accordance with Section 1629.5.

### 1657.5 Selection of Lateral Response Procedure.

**1657.5.1 General.** Any seismic-isolated structure may be, and certain seismic-isolated structures defined below shall be, designed using the dynamic lateral response procedure of Section 1659.

**1657.5.2 Static analysis.** The static lateral response procedure of Section 1658 may be used for design of a seismic-isolated structure, provided:

1. The structure is located at least 10 kilometers (km) from all active faults.
2. The structure is located on Soil Profile Type  $S_A$ ,  $S_B$ ,  $S_C$  or  $S_D$ .
3. The structure above the isolation interface is equal to or less than four stories, or 65 feet (19.8 m), in height.
4. The effective period of the isolated structure,  $T_M$ , is equal to or less than 3.0 seconds.
5. The effective period of the isolated structure,  $T_D$ , is greater than three times the elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system, as determined by Formula (30-8) of Section 1630.
6. The structure above the isolation system is of regular configuration.
7. The isolation system is defined by all of the following attributes:
  - 7.1 The effective stiffness of the isolation system at the design displacement is greater than one third of the effective stiffness at 20 percent of the design displacement.
  - 7.2 The isolation system is capable of producing a restoring force, as specified in Section 1661.2.4.
  - 7.3 The isolation system has force-deflection properties which are independent of the rate of loading.
  - 7.4 The isolation system has force-deflection properties which are independent of vertical load and bilateral load.
  - 7.5 The isolation system does not limit maximum capable earthquake displacement to less than  $C_{VM}/C_{VD}$  times the total design displacement.

**1657.5.3 Dynamic analysis.** The dynamic lateral response procedure of Section 1659 shall be used for design of seismic-isolated structures as specified below:

1. **Response spectrum analysis.** Response spectrum analysis may be used for design of a seismic-isolated structure, provided:
  - 1.1 The structure is located on Soil Profile Type  $S_A$ ,  $S_B$ ,  $S_C$  or  $S_D$ .
  - 1.2 The isolation system is defined by all of the attributes specified in Section 1657.5.2, Item 7.
2. **Time-history analysis.** Time-history analysis may be used for design of any seismic-isolated structure and shall be used for design of all seismic-isolated structures not meeting the criteria of Section 1657.5.3, Item 1.
3. **Site-specific design spectra.** Site-specific ground motion spectra of the design-basis earthquake and the maximum capable earthquake, developed in accordance with Section 1631.2, shall be used for design and analysis of all seismic-isolated structures as specified below:
  1. The structure is located on Soil Profile Type  $S_E$  or  $S_F$ .
  2. The structure is located within 10 km of an active fault.

## SECTION 1658 — STATIC LATERAL RESPONSE PROCEDURE

**1658.1 General.** Except as provided in Section 1659, every seismic-isolated structure, or portion thereof, shall be designed and constructed to resist minimum earthquake displacements and

forces as specified by this section and the applicable requirements of Section 1630.

**1658.2 Deformation Characteristics of the Isolation System.** Minimum lateral earthquake design displacements and forces on seismic-isolated structures shall be based on the deformation characteristics of the isolation system.

The deformation characteristics of the isolation system shall explicitly include the effects of the wind-restraint system if such a system is used to meet the design requirements of this document.

The deformation characteristics of the isolation system shall be based on properly substantiated tests performed in accordance with Section 1665.

**1658.3 Minimum Lateral Displacements.**

**1658.3.1 Design displacement.** The isolation system shall be designed and constructed to withstand minimum lateral earthquake displacements which act in the direction of each of the main horizontal axes of the structure in accordance with the formula:

$$D_D = \frac{\left(\frac{\epsilon}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad (58-1)$$

**1658.3.2 Effective period at the design displacement.** The effective period of the isolated structure at the design displacement,  $T_D$ , shall be determined using the deformational characteristics of the isolation system in accordance with the formula:

$$T_D = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin}g}} \quad (58-2)$$

**1658.3.3 Maximum displacement.** The maximum displacement of the isolation system,  $D_M$ , in the most critical direction of horizontal response shall be calculated in accordance with the formula:

$$D_M = \frac{\left(\frac{\epsilon}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad (58-3)$$

**1658.3.4 Effective period at the maximum displacement.** The effective period of the isolated structure at the maximum displacement,  $T_M$ , shall be determined using the deformational characteristics of the isolation system in accordance with the formula:

$$T_M = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin}g}} \quad (58-4)$$

**1658.3.5 Total displacement.** The total design displacement,  $D_{TD}$ , and the total maximum displacement,  $D_{TM}$ , of elements of the isolation system shall include additional displacement due to actual and accidental torsion calculated considering the spatial distribution of the lateral stiffness of the isolation system and the most disadvantageous location of mass eccentricity.

The total design displacement,  $D_{TD}$ , and the total maximum displacement,  $D_{TM}$ , of elements of an isolation system with uniform spatial distribution of lateral stiffness shall not be taken as less than that prescribed by the formulas:

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (58-5)$$

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (58-6)$$

The total design displacement,  $D_{TD}$ , and the total maximum displacement,  $D_{TM}$ , may be taken as less than the value prescribed by Formulas (58-5) and (58-6), but not less than 1.1 times  $D_D$  and 1.1 times  $D_M$ , respectively, provided the isolation system is shown by calculation to be configured to resist torsion accordingly.

**1658.4 Minimum Lateral Forces.**

**1658.4.1 Isolation system and structural elements at or below the isolation system.** The isolation system, the foundation, and all structural elements below the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum lateral seismic force,  $V_b$ , using all of the appropriate provisions for a nonisolated structure where:

$$V_b = k_{Dmax} D_D \quad (58-7)$$

**1658.4.2 Structural elements above the isolation system.** The structure above the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum shear force,  $V_s$ , using all of the appropriate provisions for a nonisolated structure where:

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_f} \quad (58-8)$$

The  $R_f$  factor shall be based on the type of lateral-force-resisting system used for the structure above the isolation system.

**1658.4.3 Limits on  $V_s$ .** The value of  $V_s$  shall not be taken as less than the following:

1. The lateral seismic force required by Chapter 16, Division III, for a fixed-base structure of the same weight,  $W$ , and a period equal to the isolated period,  $T_D$ .
2. The base shear corresponding to the design wind load.
3. The lateral seismic force required to fully activate the isolation system factored by 1.5 (e.g., one and one-half times the yield level of a softening system, the ultimate capacity of a sacrificial wind-restraint system or the static friction level of a sliding system).

**1658.5 Vertical Distribution of Force.** The total force shall be distributed over the height of the structure above the isolation interface in accordance with the formula:

$$F_x = \frac{V_s m'_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (58-9)$$

At each level designated as  $x$ , the force  $F_x$  shall be applied over the area of the building in accordance with the mass distribution at the level. Stresses in each structural element shall be calculated as the effect of force,  $F_x$ , applied at the appropriate levels above the base.

**1658.6 Drift Limits.** The maximum interstory drift ratio of the structure above the isolation system shall not exceed  $0.010/R_f$ .

### SECTION 1659 — DYNAMIC LATERAL-RESPONSE PROCEDURE

**1659.1 General.** As required by Section 1657, every seismic-isolated structure, or portion thereof, shall be designed and constructed to resist earthquake displacements and forces as specified in this section and the applicable requirements of Section 1631.

**1659.2 Isolation System and Structural Elements below the Isolation System.** The total design displacement of the isolation system shall not be taken as less than 90 percent of  $D_{TD}$  as specified by Section 1658.3.3.

The total maximum displacement of the isolation system shall not be taken as less than 80 percent of  $D_{TM}$  as prescribed by Formula (58-6).

The design lateral shear force on the isolation system and structural elements below the isolation system shall not be taken as less than 90 percent of  $V_b$ , as prescribed by Formula (58-7).

The limits of the first and second paragraphs shall be evaluated using values of  $D_{TD}$  and  $D_{TM}$  determined in accordance with Section 1658.3, except that  $D_D'$  may be used in lieu of  $D_D$  and  $D_M'$  may be used in lieu of  $D_M$ , where  $D_D'$  and  $D_M'$  are prescribed by the formulas:

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (59-1)$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (59-2)$$

and  $T$  is the elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system, as determined only by Formula (30-4) of Section 1630.

**1659.3 Structural Elements above the Isolation System.** The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if regular in configuration, shall not be taken as less than 80 percent of  $V_S$  as prescribed by Formula (58-8) or less than the limits specified by Section 1658.4.3.

**EXCEPTION:** The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if irregular in configuration, may be taken as less than 80 percent, but not less than 60 percent, of  $V_S$  provided time-history analysis is used for design of the structure.

The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if irregular in configuration, shall not be taken as less than  $V_S$  as prescribed by Formula (58-8) or less than the limits specified by Section 1658.4.3.

**EXCEPTION:** The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if irregular in configuration, may be taken as less than 100 percent, but not less than 80 percent, of  $V_S$ , provided time-history analysis is used for design of the structure.

#### 1659.4 Ground Motion.

**1659.4.1 Design spectra.** Properly substantiated, site-specific spectra are required for design of all structures with an isolated period,  $T_M$ , greater than 3.0 seconds, or located on Soil Profile Type  $S_I$  or  $S_T$  or located within 10 km of an active fault or located

in Seismic Zone 1, 2A or 2B. Structures that do not require site-specific spectra and for which site-specific spectra have not been calculated shall be designed using spectra based on Figure 16-3 of Chapter 16, Division III.

A design spectrum shall be constructed for the design-basis earthquake. This design spectrum shall not be taken as less than the response spectrum given in Figure 16-3 of Chapter 16, Division III, where the values of  $C_a$  shall be taken as equal to  $C_{AD}$  and  $C_v$  shall be taken as equal to  $C_{VD}$ .

**EXCEPTION:** If a site-specific spectrum is calculated for the design-basis earthquake, then the design spectrum may be taken as less than 100 percent, but not less than 80 percent of the response spectrum given in Figure 16-3 of Chapter 16, Division III, where the values of  $C_a$  shall be taken as equal to  $C_{AD}$  and  $C_v$  shall be taken as equal to  $C_{VD}$ .

A design spectrum shall be constructed for the maximum capable earthquake. This spectrum shall not be taken as less than the spectrum given in Figure 16-3 of Chapter 16, Division III where the values of  $C_a$  shall be taken as equal to  $C_{AM}$  and  $C_v$  shall be taken as equal to  $C_{VM}$ . This spectrum shall be used to determine the total maximum displacement and overturning forces for design and testing of the isolation system.

**EXCEPTION:** If a site-specific spectrum is calculated for the maximum capable earthquake, then the design spectrum may be taken as less than 100 percent, but not less than 80 percent of the response spectrum given in Figure 16-3 of Chapter 16, Division III, where the values of  $C_a$  shall be taken as equal to  $C_{AM}$  and  $C_v$  shall be taken as equal to  $C_{VM}$ .

**1659.4.2 Time histories.** Pairs of appropriate horizontal ground-motion time-history components shall be selected and scaled from not less than three recorded events. Appropriate time histories shall have magnitudes, fault distances and source mechanisms that are consistent with those that control the design-basis earthquake (or maximum capable earthquake). Where three appropriate recorded ground motion time history pairs are not available, appropriate simulated ground motion time history pairs may be used to make up the total number required. For each pair of horizontal ground-motion components, the square root sum of the squares (SRSS) of the 5 percent-damped spectrum of the scaled horizontal components shall be constructed. The motions shall be scaled such that the average value of the SRSS spectra does not fall below 1.3 times the 5 percent-damped spectrum of the design-basis earthquake (or maximum capable earthquake) by more than 10 percent for periods from  $0.5T_D$  seconds to  $1.25T_M$  seconds.

#### 1659.5 Mathematical Model.

**1659.5.1 General.** The mathematical models of the isolated structure, including the isolation system, the lateral-force-resisting system and other structural elements, shall conform to Section 1631.3 and to the requirements of Sections 1659.5.2 and 1659.5.3 below.

**1659.5.2 Isolation system.** The isolation system shall be modeled using deformational characteristics developed and verified by test in accordance with the requirements of Section 1658.2.

The isolation system shall be modeled with sufficient detail to:

1. Account for the spatial distribution of isolator units,
2. Calculate translation, in both horizontal directions, and torsion of the structure above the isolation interface, considering the most disadvantageous location of mass eccentricity,
3. Assess overturning/uplift forces on individual isolator units; and
4. Account for the effects of vertical load, bilateral load and/or the rate of loading if the force deflection properties of the isolation system are dependent on one or more of these attributes.

**1661.2.9 Quality control.** A quality control testing program for isolator units shall be established by the engineer responsible for the structural design.

### 1661.3 Structural System.

**1661.3.1 Horizontal distribution of force.** A horizontal diaphragm or other structural elements shall provide continuity above the isolation interface and shall have adequate strength and ductility to transmit forces (due to nonuniform ground motion) from one part of the building to another.

**1661.3.2 Building separations.** Minimum separations between the isolated building and surrounding retaining walls or other fixed obstructions shall not be less than the total maximum displacement.

## SECTION 1662 — NONBUILDING STRUCTURES

Nonbuilding structures shall be designed in accordance with the requirements of Section 1634 using design displacements and forces calculated in accordance with Section 1658 or 1659.

## SECTION 1663 — FOUNDATIONS

Foundations shall be designed and constructed in accordance with the requirements of Chapter 18 using design forces calculated in accordance with Section 1658 or 1659.

## SECTION 1664 — DESIGN AND CONSTRUCTION REVIEW

**1664.1 General.** A design review of the isolation system and related test programs shall be performed by an independent engineering team including persons licensed in the appropriate disciplines, experienced in seismic analysis methods and the theory and application of seismic isolation.

**1664.2 Isolation System.** Isolation system design review shall include, but not be limited to, the following:

1. Review of site-specific seismic criteria, including the development of site-specific spectra and ground motion time histories, and all other design criteria developed specifically for the project.
2. Review of the preliminary design, including the determination of the total design displacement of the isolation system design displacement and lateral force design level.
3. Overview and observation of prototype testing (Section 1665).
4. Review of the final design of the entire structural system and all supporting analyses.
5. Review of the isolation system quality control testing program (Section 1661.2.9).

The engineer of record shall submit with the plans and calculations a statement by all members of the independent engineering team stating that the above has been completed.

## SECTION 1665 — REQUIRED TESTS OF ISOLATION SYSTEM

**1665.1 General.** The deformation characteristics and damping values of the isolation system used in the design and analysis of seismic-isolated structures shall be based on the following tests of a selected sample of the components prior to construction.

The isolation system components to be tested shall include the wind restraint system if such systems are used in the design.

The tests specified in this section are for establishing and validating the design properties of the isolation system, and shall not be considered as satisfying the manufacturing quality control tests of Section 1661.2.9.

### 1665.2 Prototype Tests.

**1665.2.1 General.** Prototype tests shall be performed separately on two full-size specimens or sets of specimens, as appropriate, of each type and size of isolator unit of the isolation system. The test specimens shall include the wind restraint system, as well as individual isolator units, if such systems are used in the design. Specimens tested shall not be used for construction.

**1665.2.2 Record.** For each cycle of tests the force-deflection behavior of the test specimen shall be recorded.

**1665.2.3 Sequence and cycles.** The following sequence of tests shall be performed for the prescribed number of cycles at a vertical load equal to the average  $D + 0.5L$  on all isolator units of a common type and size:

1. Twenty fully reversed cycles of loading at a lateral force corresponding to the wind design force.
2. Three fully reversed cycles of loading at each of the following increments of displacement:  $0.2 D_D$ ,  $0.5 D_D$ , and  $1.0 D_D$ ,  $1.0 D_M$ .
3. Three fully reversed cycles at the total maximum displacement,  $1.0 D_{TM}$ .
4.  $(15C_{VD}/C_{VA}B_D)$ , but not less than 10, fully reversed cycles of loading at 1.0 times the total design displacement,  $1.0 D_{TD}$ .

If an isolator unit is also a vertical load-carrying element, then Item 2 of the sequence of cyclic tests specified above shall be performed for two additional vertical load cases:

$$(1) 1.2D + 0.5L + |E|$$

$$(2) 0.8D - |E|$$

where  $D$  and  $L$  are defined in Chapter 16, Division III. The vertical test load on an individual isolator unit shall include the load increment due to earthquake overturning,  $|E|$ , and shall be equal to or greater than the peak earthquake vertical force response corresponding to the test displacement being evaluated. In these tests, the combined vertical load shall be taken as the typical or average downward force on all isolator units of a common type and size.

**1665.2.4 Units dependent on loading rates.** If the force-deflection properties of the isolator units are dependent on the rate of loading, then each set of tests specified in Section 1665.2.3 shall be performed dynamically at a frequency equal to the inverse of the effective period,  $T_D$ , of the isolated structure.

If reduced-scale prototype specimens are used to quantify rate-dependent properties of isolators, the reduced-scale prototype specimens shall be of the same type and material and be manufactured with the same processes and quality as full-scale prototypes, and shall be tested at a frequency that represents full-scale prototype loading rates.

The force-deflection properties of an isolator unit shall be considered to be dependent on the rate of loading if there is greater than a plus or minus 10 percent difference in the effective stiffness at the design displacement when tested at a frequency equal to the inverse of the effective period,  $T_D$ , of the isolated structure and when tested at any frequency in the range of 0.1 to 2.0 times the inverse of the effective period,  $T_D$ , of the isolated structure.



**1665.2.5 Units dependent on bilateral load.** If the force-deflection properties of the isolator units are dependent on bilateral load, then the tests specified in Sections 1665.2.3 and 1665.2.4 shall be augmented to include bilateral load at increments of the total design displacement 0.25 and 1.0, 0.50 and 1.0, 0.75 and 1.0, and 1.0 and 1.0.

**EXCEPTION:** If reduced-scale prototype specimens are used to quantify bilateral-load-dependent properties, then such scaled specimens shall be of the same type and material, and manufactured with the same processes and quality as full-scale prototypes.

The force-deflection properties of an isolator unit shall be considered to be dependent on bilateral load, if the bilateral and unilateral force-deflection properties have greater than a plus or minus 10 percent difference in effective stiffness at the design displacement.

**1665.2.6 Maximum and minimum vertical load.** Isolator units that carry vertical load shall be statically tested for the maximum and minimum vertical load, at the total maximum displacement. In these tests, the combined vertical loads of  $1.2D + 1.0L + |E|_{max}$  shall be taken as the maximum vertical force, and the combined vertical load of  $0.8D - |E|_{min}$  shall be taken as the minimum vertical force, on any one isolator unit of a common type and size. The vertical load on an individual isolator unit shall include the load increment due to earthquake overturning,  $|E|_{max}$  and  $|E|_{min}$ , and shall be based on peak response due to the maximum capable earthquake.

**1665.2.7 Sacrificial wind-restraint systems.** If a sacrificial wind-restraint system is to be utilized, then the ultimate capacity shall be established by test.

**1665.2.8 Testing similar units.** The prototype tests are not required if an isolator unit is of similar dimensional characteristics and of the same type and material as the prototype isolator unit that has been previously tested using the specified sequence of tests.

**1665.3 Determination of Force-deflection Characteristics.** The force-deflection characteristics of the isolation system shall be based on the cyclic load tests of isolator prototypes specified in Section 1665.2.3.

As required, the effective stiffness of an isolator unit,  $k_{eff}$ , shall be calculated for each cycle of loading by the formula:

$$k_{eff} = \frac{F^+ - F^-}{\Delta^+ - \Delta^-} \quad (65-1)$$

where  $F^+$  and  $F^-$  are the positive and negative forces at  $\Delta^+$  and  $\Delta^-$ , respectively.

As required, the effective damping ( $\beta_{eff}$ ) of an isolator unit shall be calculated for each cycle of loading by the formula:

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{E_{Loop}}{k_{eff} (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \right] \quad (65-2)$$

where the energy dissipated per cycle of loading,  $E_{Loop}$ , and the effective stiffness,  $k_{eff}$ , shall be based on test displacements of  $\Delta^+$  and  $\Delta^-$ .

**1665.4 System Adequacy.** The performance of the test specimens shall be assessed as adequate if the following conditions are satisfied:

1. The force-deflection plots of all tests specified in Section 1665.2 have a positive incremental force-carrying capacity.

2. For each increment of test displacement specified in Section 1665.2.3, Item 2, and for each vertical load case specified in Section 1665.2.3:

2.1 There is no greater than a plus or minus 10 percent difference between the effective stiffness at each of the three cycles of test and the average value of effective stiffness for each test specimen.

2.2 There is no greater than a 10 percent difference in the average value of effective stiffness of the two test specimens of a common type and size of the isolator unit over the required three cycles of test.

3. For each specimen there is no greater than a plus or minus 20 percent change in the initial effective stiffness of each test specimen over the  $(15C_{VD}/C_{VA}B_D)$ , but not less than 10, cycles of the test specified in Section 1665.2.3, Item 4.

4. For each specimen there is no greater than a 20 percent decrease in the initial effective damping over for the  $(15C_{VD}/C_{VA}B_D)$ , but not less than 10, cycles of the test specified in Section 1665.2.3, Item 4.

5. All specimens of vertical load-carrying elements of the isolation system remain stable at the total maximum displacement for static load as prescribed in Section 1665.2.6.

### 1665.5 Design Properties of the Isolation System.

**1665.5.1 Maximum and minimum effective stiffness.** At the design displacement, the maximum and minimum effective stiffnesses of the isolation system,  $k_{Dmax}$  and  $k_{Dmin}$ , shall be based on the cyclic tests of Section 1665.2.3 and calculated by the formulas:

$$k_{Dmax} = \frac{\sum |F_D^+|_{max} + \sum |F_D^-|_{max}}{2D_D} \quad (65-3)$$

$$k_{Dmin} = \frac{\sum |F_D^+|_{min} + \sum |F_D^-|_{min}}{2D_D} \quad (65-4)$$

At the maximum displacement, the maximum and minimum effective stiffness of the isolation system,  $k_{Mmax}$  and  $k_{Mmin}$ , shall be based on the cyclic tests of Section 1665.2.3 and calculated by the formulas:

$$k_{Mmax} = \frac{\sum |F_M^+|_{max} + \sum |F_M^-|_{max}}{2D_M} \quad (65-5)$$

$$k_{Mmin} = \frac{\sum |F_M^+|_{min} + \sum |F_M^-|_{min}}{2D_M} \quad (65-6)$$

For isolator units that are found by the tests of Sections 1665.2.3, 1665.2.4 and 1665.2.5 to have force-deflection characteristics which vary with vertical load, rate of loading or bilateral load, respectively, the values of  $k_{Dmax}$  and  $k_{Mmax}$  shall be increased and the values of  $k_{Dmin}$  and  $k_{Mmin}$  shall be decreased, as necessary, to bound the effects of measured variation in effective stiffness.

**1665.5.2 Effective damping.** At the design displacement, the effective damping of the isolation system,  $\beta_D$ , shall be based on the cyclic tests of Section 1665.2.3 and calculated by the formula:

**1659.5.3 Isolated structure.**

**1659.5.3.1 Displacement.** The maximum displacement of each floor and the total design displacement and total maximum displacement across the isolation system shall be calculated using a model of the isolated structure that incorporates the force-deflection characteristics of nonlinear elements of the isolation system and the lateral-force-resisting system.

Lateral-force-resisting systems with nonlinear elements include, but are not limited to, irregular structural systems designed for a lateral force less than  $V_L$  as prescribed by Formula (58-8) and the limits specified by Section 1658.4.3, and regular structural systems designed for a lateral force less than 80 percent of  $V_L$ .

**1659.5.3.2 Forces and displacements in key elements.** Design forces and displacements in key elements of the lateral-force-resisting system may be calculated using a linear elastic model of the isolated structure, provided:

1. Pseudo-elastic properties assumed for nonlinear isolation system components are based on the maximum effective stiffness of the isolation system.
2. All key elements of the lateral-force-resisting system are linear.

**1659.6 Description of Analysis Procedures.**

**1659.6.1 General.** A response spectrum analysis or a time-history analysis, or both, shall be performed in accordance with Sections 1631.4 and 1631.5 and the requirements of this section.

**1659.6.2 Input earthquake.** The design-basis earthquake shall be used to calculate the total design displacement of the isolation system and the lateral forces and displacements of the isolated structure. The maximum capable earthquake shall be used to calculate the total maximum displacement of the isolation system.

**1659.6.3 Response spectrum analysis.** Response spectrum analysis shall be performed using a modal damping value for the fundamental mode in the direction of interest not greater than the effective damping of the isolation system or 30 percent of critical, whichever is less. Modal damping values for higher modes shall be selected consistent with those appropriate for response spectrum analysis of the structure above the isolation system on a fixed base.

Response spectrum analysis used to determine the total design displacement and the total maximum displacement shall include simultaneous excitation of the model by 100 percent of the most critical direction of ground motion and 30 percent of the ground motion on the orthogonal axis. The maximum displacement of the isolation system shall be calculated as the vectorial sum of the two orthogonal displacements.

**1659.6.4 Time-history analysis.** Time-history analysis shall be performed with at least three appropriate pairs of horizontal time-history components, as defined in Section 1659.4.2.

Each pair of time histories shall be applied simultaneously to the model, considering the most disadvantageous location of mass eccentricity. The maximum displacement of the isolation system shall be calculated from the vectorial sum of the two orthogonal displacements at each time step.

The parameter of interest shall be calculated for each time-history analysis. If three time-history analyses are performed, then the maximum response of the parameter of interest shall be used for design. If seven or more time-history analyses are performed, then the average value of the response parameter of interest may be used for design.

**1659.7 Design Lateral Force.**

**1659.7.1 Isolation system and structural elements at or below the isolation system.** The isolation system, foundation and all structural elements below the isolation system shall be designed using all of the appropriate provisions for a nonisolated structure and the forces obtained from the dynamic analysis.

**1659.7.2 Structural elements above the isolation system.** Structural elements above the isolation system shall be designed using the appropriate provisions for a nonisolated structure and the forces obtained from the dynamic analysis divided by a factor of  $R_f$ . The  $R_f$  factor shall be based on the type of lateral-force-resisting system used for the structure above the isolation system.

**1659.7.3 Scaling of results.** When the factored lateral shear force on structural elements, determined using either response spectrum or time-history analysis, is less than minimum level prescribed by Sections 1659.1 and 1659.2, then all response parameters, including member forces and moments shall be adjusted upward proportionally.

**1659.8 Drift Limits.** Maximum interstory drift corresponding to the design lateral force, including displacement due to vertical deformation of the isolation system, shall not exceed the following limits:

1. The maximum interstory drift ratio of the structure above the isolation system, calculated by response spectrum analysis, shall not exceed  $0.015/R_f$ .
2. The maximum interstory drift ratio of the structure above the isolation system, calculated by time-history analysis considering the force-deflection characteristics of nonlinear elements of the lateral-force-resisting system, shall not exceed  $0.020/R_f$ .

The secondary effects of the maximum capable earthquake lateral displacement,  $\Delta$ , of the structure above the isolation system combined with gravity forces shall be investigated if the interstory drift ratio exceeds  $0.010/R_f$ .

**SECTION 1660 — LATERAL LOAD ON ELEMENTS OF STRUCTURES AND NONSTRUCTURAL COMPONENTS SUPPORTED BY STRUCTURES**

**1660.1 General.** Parts or portions of an isolated structure, permanent nonstructural components and the attachments to them, and the attachments for permanent equipment supported by a structure shall be designed to resist seismic forces and displacements as prescribed by this section and the applicable requirements of Section 1632.

**1660.2 Forces and Displacements.**

**1660.2.1 Components at or above the isolation interface.** Elements of seismic-isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, which are at or above the isolation interface, shall be designed to resist a total lateral seismic force equal to the maximum dynamic response of the element or component under consideration.

**EXCEPTION:** Elements of seismic-isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, may be designed to resist total lateral seismic force as prescribed by Formula (32-1) or (32-2) of Section 1632.

**1660.2.2 Components that cross the isolation interface.** Elements of seismic-isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, that cross the isolation interface shall be designed to withstand the total maximum displacement.

**1660.2.3 Components below the isolation interface.** Elements of seismic-isolated structures and nonstructural compo-

nents, or portions thereof, which are below the isolation interface shall be designed and constructed in accordance with the requirements of Section 1632.

## SECTION 1661 — DETAILED SYSTEMS REQUIREMENTS

**1661.1 General.** The isolation system and the structural system shall comply with the requirements of Section 1633 and the material requirements of Chapters 19 through 23. In addition, the isolation system shall comply with the detailed system requirements of this section and the structural system shall comply with the detailed system requirements of this section and the applicable portions of Section 1633.

### 1661.2 Isolation System.

**1661.2.1 Environmental conditions.** In addition to the requirements for vertical and lateral loads induced by wind and earthquake, the isolation system shall be designed with consideration given to other environmental conditions including aging effects, creep, fatigue, operating temperature and exposure to moisture or damaging substances.

**1661.2.2 Wind forces.** Isolated structures shall resist design wind loads at all levels above the isolation interface in accordance with the general wind design provisions. At the isolation interface, a wind restraint system shall be provided to limit lateral displacement in the isolation system to a value equal to that required between floors of the structure above the isolation interface.

**1661.2.3 Fire resistance.** Fire resistance for the isolation system shall meet that required for the building columns, walls or other structural elements in which it is installed.

Isolator systems required to have a fire-resistive rating shall be protected with approved materials or construction assemblies designed to provide the same degree of fire resistance as the structural element in which it is installed when tested in accordance with UBC Standard 7-1. See Section 703.2.

Such isolation system protection applied to isolator units shall be capable of retarding the transfer of heat to the isolator unit in such a manner that the required gravity load-carrying capacity of the isolator unit will not be impaired after exposure to the standard time-temperature curve fire test prescribed in UBC Standard 7-1 for a duration not less than that required for the fire-resistive rating of the structural element in which it is installed.

Such isolation system protection applied to isolator units shall be suitably designed and securely installed so as not to dislodge, loosen, sustain damage, or otherwise impair its ability to accommodate the seismic movements for which the isolator unit is designed and to maintain its integrity for the purpose of providing the required fire-resistive protection.

**1661.2.4 Lateral restoring force.** The isolation system shall be configured to produce a restoring force such that the lateral force at the total design displacement is at least  $0.025W$  greater than the lateral force at 50 percent of the total design displacement.

**EXCEPTION:** The isolation system need not be configured to produce a restoring force, as required above, provided the isolation system is capable of remaining stable under full vertical load and accommodating a total maximum displacement equal to the greater of either 3.0 times the total design displacement  $36 C_{VM}$ , inches (For SI:  $914.4 C_{VM}$ , mm).

**1661.2.5 Displacement restraint.** The isolation system may be configured to include a displacement restraint that limits lateral displacement due to the maximum capable earthquake to less

than  $C_{VM}/C_{VD}$  times the total design displacement, provided that the seismic-isolated structure is designed in accordance with the following criteria when more stringent than the requirements of Section 1629.

1. Maximum capable earthquake response is calculated in accordance with the dynamic analysis requirements of Sections 1631 and 1659, explicitly considering the nonlinear characteristics of the isolation system and the structure above the isolation system.

2. The ultimate capacity of the isolation system and structural elements below the isolation system shall exceed the strength and displacement demands of the maximum capable earthquake.

3. The structure above the isolation system is checked for stability and ductility demand of the maximum capable earthquake.

4. The displacement restraint does not become effective at a displacement less than 0.75 times the total design displacement unless it is demonstrated by analysis that earlier engagement does not result in unsatisfactory performance.

**1661.2.6 Vertical load stability.** Each element of the isolation system shall be designed to be stable under the maximum vertical load,  $1.2D + 1.0L + |E|_{max}$  and the minimum vertical load,  $0.80|E|_{min}$ , at a horizontal displacement equal to the total maximum displacement. The vertical earthquake load on an individual isolation unit due to overturning,  $|E|_{max}$  and  $|E|_{min}$ , shall be based on peak response due to the maximum capable earthquake.

**1661.2.7 Overturning.** The factor of safety against global structural overturning at the isolation interface shall not be less than 1.0 for required load combinations. All gravity and seismic loading conditions shall be investigated. Seismic forces for overturning calculations shall be based on the maximum capable earthquake and  $W$  shall be used for the vertical restoring force.

Local uplift of individual elements is permitted provided the resulting deflections do not cause overstress or instability of the isolator units or other building elements.

### 1661.2.8 Inspection and replacement.

1. Access for inspection and replacement of all components of the isolation system shall be provided.

2. The architect or engineer of record or a person designated by the architect or engineer of record shall complete a final series of inspections or observations of building separation areas and of components that cross the isolation interface prior to the issuance of the certificate of occupancy for the seismic-isolated building. Such inspections and observations shall indicate that as-built conditions allow for free and unhindered displacement of the structure to maximum design levels and that all components that cross the isolation interface as installed, are able to accommodate the stipulated displacements.

3. Seismic-isolated buildings shall have a periodic monitoring, inspection and maintenance program for the isolation system established by the architect or engineer responsible for the design of the system. The objective of such a program shall be to ensure that all elements of the isolation system are able to perform to minimum design levels at all times.

4. Remodeling, repair or retrofitting at the isolation system interface, including that of components that cross the isolation interface, shall be performed under the direction of an architect or engineer licensed in the appropriate disciplines and experienced in the design and construction of seismic-isolated structures.

5. Horizontal displacement recording devices shall be installed at the isolation interface in seismic-isolated buildings.

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_D}{k_{Dmax} D_D^2} \right] \quad (65-7)$$

In Formula (65-7), the total energy dissipated in the isolation system per cycle of design displacement response,  $\sum E_D$ , shall be taken as the sum of the energy dissipated per cycle in all isolator units measured at test displacements,  $\Delta^+$  and  $\Delta^-$ , that are equal in magnitude to the design displacement,  $D_D$ .

At the maximum displacement, the effective damping of the

isolation system,  $\beta_M$ , shall be based on the cyclic tests of Section 1665.2.3 and calculated by the formula:

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_M}{k_{Mmax} D_M^2} \right] \quad (65-8)$$

In Formula (65-8), the total energy dissipated in the isolation system per cycle of response,  $\sum E_M$ , shall be taken as the sum of the energy dissipated per cycle in all isolator units measured at test displacements,  $\Delta^+$  and  $\Delta^-$ , that are equal in magnitude to the maximum displacement,  $D_M$ .

TABLE A-16-C—DAMPING COEFFICIENTS,  $B_D$  AND  $B_M$

EFFECTIVE DAMPING, $\beta_D$ or $\beta_M$ (percentage of critical) <sup>1,2</sup>	$B_D$ or $B_M$ FACTOR
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

<sup>1</sup>The damping coefficient shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 1665.5.

<sup>2</sup>The damping coefficient shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

TABLE A-16-D—MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE RESPONSE COEFFICIENT,  $M_M$

DESIGN BASIS EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY, $Z_N$	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE RESPONSE COEFFICIENT, $M_M$
0.075	2.67
0.15	2.0
0.20	1.75
0.30	1.50
0.40	1.25
≥ 0.50	1.20

TABLE A-16-E—STRUCTURAL SYSTEMS ABOVE THE ISOLATION INTERFACE<sup>1</sup>

BASIC STRUCTURAL SYSTEM <sup>2</sup>	LATERAL FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	$R_s$	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4
			× 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels	2.0	65
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less		
	b. All other light-framed walls		
	2. Shear walls	2.0	
	a. Concrete		
	b. Masonry		
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	1.6	
	4. Braced frames where bracing carries gravity load	1.6	
	a. Steel		
	b. Concrete <sup>3</sup>		
c. Heavy timber	1.6		
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	2.0	240
	2. Light-framed walls with shear panels	2.0	65
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less		
	b. All other light-framed walls		
	3. Shear walls	2.0	240
	a. Concrete		
	b. Masonry		
	4. Ordinary braced frames	1.6	160
	a. Steel		
	b. Concrete <sup>3</sup>		
	c. Heavy timber	1.6	
	5. Special concentrically braced frames	2.0	65
	a. Steel		

(Continued)



TABLE A-16-E—STRUCTURAL SYSTEMS ABOVE THE ISOLATION INTERFACE<sup>1</sup>—(Continued)

BASIC STRUCTURAL SYSTEM <sup>2</sup>	LATERAL FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	$R_f$	HEIGHT LIMIT FOR
			SEISMIC ZONES 3 AND 4 × 304.8 for man
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)		
	a. Steel	2.0	N.L.
	b. Concrete	2.0	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	2.0	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF) <sup>4</sup>	2.0	—
4. Dual systems	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)		
	a. Steel <sup>5</sup>	2.0	160
	b. Concrete <sup>6</sup>	2.0	—
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	2.0	240
	1. Shear walls		
a. Concrete with SMRF	2.0	N.L.	
b. Concrete with steel OMRF	2.0	160	
c. Concrete with IMRF <sup>4</sup>	2.0	160	
d. Masonry with SMRF	2.0	160	
e. Masonry with steel OMRF	2.0	160	
f. Masonry with concrete IMRF <sup>4</sup>	2.0	—	
g. Masonry with masonry MMRWF	2.0	160	
2. Steel EBF			
a. With steel SMRF	2.0	N.L.	
b. With steel OMRF	2.0	160	
3. Ordinary braced frames			
a. Steel with steel SMRF	2.0	N.L.	
b. Steel with steel OMRF	2.0	160	
c. Concrete with concrete SMRF <sup>3</sup>	2.0	—	
d. Concrete with concrete IMRF <sup>3</sup>	2.0	—	
4. Specially concentrically braced frames			
a. Steel with steel SMRF	2.0	N.L.	
b. Steel with steel OMRF	2.0	160	
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	1.4	35 <sup>7</sup>
6. Shear wall-frame interaction systems	1. Concrete <sup>6</sup>	2.0	—
7. Undeined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2		—

N.L.—no limit.

<sup>1</sup>See Section 1630.4 for combination of structural systems.

<sup>2</sup>Basic structural systems are defined in Section 1629.6.

<sup>3</sup>Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.

<sup>4</sup>Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1633.2.

<sup>5</sup>Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2213.6 may use an  $R_f$  value of 2.0.

<sup>6</sup>Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1633.2.7.

<sup>7</sup>Total height of the building including cantilevered columns.

TABLE A-16-F—SEISMIC COEFFICIENT,  $C_{AM}$ <sup>1</sup>

SOIL PROFILE TYPE	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY $M_{0.2}Z_N$				
	$M_{0.2}Z_N = 0.075$	$M_{0.2}Z_N = 0.15$	$M_{0.2}Z_N = 0.2$	$M_{0.2}Z_N = 0.3$	$M_{0.2}Z_N \geq 0.4$
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8M_{0.2}Z_N$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0M_{0.2}Z_N$
$S_C$	0.09	0.18	0.24	0.33	$1.0M_{0.2}Z_N$
$S_D$	0.12	0.22	0.28	0.36	$1.1M_{0.2}Z_N$
$S_E$	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.9M_{0.2}Z_N$
$S_F$	See Footnote 2				

<sup>1</sup>Linear interpolation may be used to determine the value of  $C_{AM}$  for values of  $M_{0.2}Z_N$  for other than those shown in the table.

<sup>2</sup>Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for soil.

TABLE A-16-G—SEISMIC COEFFICIENT,  $C_{VM}$ <sup>1</sup>

SOIL PROFILE TYPE	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY $M_H Z_N$				
	$M_H Z_N = 0.075$	$M_H Z_N = 0.15$	$M_H Z_N = 0.20$	$M_H Z_N = 0.30$	$M_H Z_N \geq 0.40$
S <sub>A</sub>	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8M_H Z_N$
S <sub>B</sub>	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0M_H Z_N$
S <sub>C</sub>	0.13	0.25	0.32	0.45	$1.4M_H Z_N$
S <sub>D</sub>	0.18	0.32	0.40	0.54	$1.6M_H Z_N$
S <sub>E</sub>	0.26	0.50	0.64	0.84	$2.4M_H Z_N$
S <sub>F</sub>	See Footnote 2				

<sup>1</sup>Linear interpolation may be used to determine the value of  $C_{VM}$  for values of  $M_H Z_N$  for other than those shown in the table.  
<sup>2</sup>Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for soil.

### 2.3. Fema,274

## **Anexo**

*Norma técnica*

Federal Emergency Management Agency (FEMA), 274



## SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES

*Charles A. Kircher, P.E., Ph.D.*

Chapter 13 of the 2000 *NEHRP Recommended Provisions* addresses the design of buildings that incorporate a seismic isolation system. The *Provisions* provides essentially a stand alone set of design and analysis criteria for an isolation system. Chapter 13 defines load, design, and testing requirements specific to the isolation system and interfaces with the appropriate materials chapters for design of the structure above the isolation system and of the foundation and structural elements below.

A discussion of background, basic concepts, and analysis methods is followed by an example that illustrates the application of the *Provisions* to the structural design of a building with an isolation system. In this example, the building is a three-story emergency operations center (EOC) with a steel concentrically braced frame above the isolation system. Although the facility is hypothetical, it is of comparable size and configuration to actual base-isolated EOCs, and is generally representative of base-isolated buildings.

The EOC is located in San Francisco and has an isolation system that utilizes elastomeric bearings, a type of bearing commonly used for seismic isolation of buildings. The example comprehensively describes the EOC's configuration, defines appropriate criteria and design parameters, and develops a preliminary design using the equivalent lateral force (ELF) procedure of Chapter 13. It also includes a check of the preliminary design using dynamic analysis as required by the *Provisions* and specifies isolation system design and testing criteria.

Located in a region of very high seismicity, the building is subject to particularly strong ground motions. Large seismic demands pose a challenge for the design of base-isolated structures in terms of the capacity of the isolation system and the configuration of the structure above the isolation system. The isolation system must accommodate large lateral displacements (e.g., in excess of 2 ft). The structure above the isolation system should be configured to produce the smallest practical overturning loads (and uplift displacements) on the isolators. The example addresses these issues and illustrates that isolation systems can be designed to meet the requirements of the *Provisions*, even in regions of very high seismicity. Designing an isolated structure in a region of lower seismicity would follow the same approach. The isolation system displacement, overturning forces, and so forth would all be reduced, and therefore, easier to accommodate using available isolation system devices.

The isolation system for the building in the example is composed of high-damping rubber (HDR) elastomeric bearings. HDR bearings are constructed with alternating layers of rubber and steel plates all sheathed in rubber. The first base-isolated building in the United States employed this type of isolation system. Other types of isolation systems used to base isolate buildings employed lead-core elastomeric bearings (LR) and sliding isolators, such as the friction pendulum system (FPS). In regions of very high seismicity, viscous dampers have been used to supplement isolation system damping (and reduce displacement demand). Using HDR bearings in this example should not be taken as an endorsement of this particular type of isolator to the exclusion of others. The concepts of the *Provisions* apply to all types

of isolations systems, and other types of isolators (and possible supplementary dampers) could have been used equally well in the example.

In addition to the 2000 *NEHRP Recommended Provisions and Commentary* (hereafter, the *Provisions and Commentary*), the following documents are either referenced directly or are useful aids for the analysis and design of seismically isolated structures.

- ATC 1996            Applied Technology Council. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Buildings*, ATC40.
- Constantinou        Constantinou, M. C., P. Tsopelas, A. Kasalanati, and E. D. Wolff. 1999. *Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings*, Technical Report MCEER-99-0012. State University of New York.
- CSI                    Computers and Structures, Inc. (CSI). 1999. *ETABS Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Building Systems*.
- FEMA 273            Federal Emergency Management Agency. 1997. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273.
- FEMA 222A          Federal Emergency Management Agency. 1995. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*, FEMA 222A.
- 91 UBC                International Conference of Building Officials. 1991. *Uniform Building Code*.
- 94 UBC                International Conference of Building Officials. 1994. *Uniform Building Code*.
- Kircher              Kircher, C. A., G. C. Hart, and K. M. Romstad. 1989. "Development of Design Requirements for Seismically Isolated Structures" in *Seismic Engineering and Practice*, Proceedings of the ASCE Structures Congress, American Society of Civil Engineers, May 1989.
- SEAOC 1999        Seismology Committee, Structural Engineers Association of California. 1999. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7<sup>th</sup> Ed.
- SEAOC 1990        Seismology Committee, Structural Engineers Association of California. 1990. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 5<sup>th</sup> Ed.
- SEAONC Isolation   Structural Engineers Association of Northern California. 1986. *Tentative Seismic Isolation Design Requirements*.

Although the guide is based on the 2000 *Provisions*, it has been annotated to reflect changes made to the 2003 *Provisions*. Annotations within brackets, [ ], indicate both organizational changes (as a result of a reformat of all of the chapters of the 2003 *Provisions*) and substantive technical changes to the 2003 *Provisions* and its primary reference documents. While the general changes to the document are described, the design examples and calculations have not been revised to reflect the changes to the 2003 *Provisions*.

In the 2003 edition of the *Provisions*, Chapter 13 has been restructured so that it is better integrated into the *Provisions* as a whole and is less of a stand alone set of requirements. Where they affect the design examples in this chapter, other significant changes to the 2003 *Provisions* and primary reference documents may be noted.

## 11.1 BACKGROUND AND BASIC CONCEPTS

Seismic isolation, commonly referred to as base isolation, is a design concept that presumes a structure can be substantially decoupled from potentially damaging earthquake ground motions. By decoupling the structure from ground shaking, isolation reduces the level of response in the structure that would otherwise occur in a conventional, fixed-base building. Conversely, base-isolated buildings may be designed with a reduced level of earthquake load to produce the same degree of seismic protection. That decoupling is achieved when the isolation scheme makes the fundamental period of the isolated structure several times greater than the period of the structure above the isolation system.

The potential advantages of seismic isolation and the advancements in isolation system products led to the design and construction of a number of isolated buildings and bridges in the early 1980s. This activity, in turn, identified a need to supplement existing seismic codes with design requirements developed specifically for such structures. These requirements assure the public that isolated buildings are safe and provide engineers with a basis for preparing designs and building officials with minimum standards for regulating construction.

Initial efforts developing design requirements for base-isolated buildings began with ad hoc groups of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), whose Seismology Committee has a long history of contributing to codes. The northern section of SEAOC was the first to develop guidelines for the use of elastomeric bearings in hospitals. These guidelines were adopted in the late 1980s by the California Office of Statewide Health Planning and Development (OSHPD) and were used to regulate the first base-isolated hospital in California. At about the same time, the northern section of SEAOC published SEAONC Isolation, first set of general requirements to govern the design of base-isolated buildings. Most of the basic concepts for the design of seismically isolated structures found in the *Provisions* can be traced back to the initial work by the northern section of SEAOC.

By the end of the 1980s, the Seismology Committee of SEAOC recognized the need to have a more broadly based document and formed a statewide committee to develop design requirements for isolated structures Kircher. The "isolation" recommendations became an appendix to the 1990 SEAOC Blue Book. The isolation appendix was adopted with minor changes as a new appendix in the 1991 Uniform Building Code and has been updated every three years, although it remains largely the same as the original 91 UBC appendix. (SEAOC 1990 and 1999 are editions of SEAOC's *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, which is also known as the *Blue Book*.)

In the mid-1990s, the Provisions Update Committee of the Building Seismic Safety Council incorporated the isolation appendix of the 94 UBC into the 1994 *Provisions* (FEMA 222A). Differences between the *Uniform Building Code* (UBC) and the *Provisions* were intentionally minimized and subsequent editions of the *UBC* and the *Provisions* are nearly identical. Additional background may be found in the commentary to the 1999 SEAOC *Blue Book*.

The *Provisions* for designing the isolation system of a new building were used as the starting point for the isolation system requirements of the *NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA 273). FEMA 273 follows the philosophy that the isolation system for a rehabilitated building should be comparable to that for a new building (for comparable ground shaking criteria, etc.). The superstructure, however, could be quite different, and FEMA 273 provides more suitable design requirements for rehabilitating existing buildings using an isolation system.

### 11.1.1 Types of Isolation Systems

The *Provisions* requirements are intentionally broad, accommodating all types of acceptable isolation systems. To be acceptable, the *Provisions* requires the isolation system to:

1. Remain stable for maximum earthquake displacements,
2. Provide increasing resistance with increasing displacement,
3. Have limited degradation under repeated cycles of earthquake load, and
4. Have well-established and repeatable engineering properties (effective stiffness and damping).

The *Provisions* recognizes that the engineering properties of an isolation system, such as effective stiffness and damping, can change during repeated cycles of earthquake response (or otherwise have a range of values). Such changes or variability of design parameters are acceptable provided that the design is based on analyses that conservatively bound (limit) the range of possible values of design parameters.

The first seismic isolation systems used in buildings in the United States were composed of elastomeric bearings that had either a high-damping rubber compound or a lead core to provide damping to isolated modes of vibration. Other types of isolation systems now include sliding systems, such as the friction pendulum system (FPS), or some combination of elastomeric and sliding isolators. Some applications at sites with very strong ground shaking use supplementary fluid-viscous dampers in parallel with either sliding or elastomeric isolators to control displacement. While generally applicable to all types of systems, certain requirements of the *Provisions* (in particular, prototype testing criteria) were developed primarily for isolation systems with elastomeric bearings.

Isolation systems typically provide only horizontal isolation and are rigid or semi-rigid in the vertical direction. A rare exception to this rule is the full isolation (horizontal and vertical) of a building in southern California isolated by large helical coil springs and viscous dampers. While the basic concepts of the *Provisions* can be extended to full isolation systems, the requirements are only for horizontal isolation systems. The design of a full isolation system requires special analyses that explicitly include vertical ground shaking and the potential for rocking response.

Seismic isolation is commonly referred to as base isolation because the most common location of the isolation system is at or near the base of the structure. The *Provisions* does not restrict the plane of isolation to the base of the structure but does require the foundation and other structural elements below the isolation system to be designed for unreduced ( $R_f = 1.0$ ) earthquake forces.

### 11.1.2 Definition of Elements of an Isolated Structure

The design requirements of the *Provisions* distinguish between structural elements that are either components of the isolation system or part of the structure below the isolation system (e.g., foundation) and elements of the structure above the isolation system. The isolation system is defined by the *Provisions* as:

The collection of structural elements that includes all individual isolator units, all structural elements that transfer force between elements of the isolation system, and all connections to other structural elements. The isolation system also includes the wind-restraint system, energy-dissipation devices, and/or the displacement restraint system if such systems and devices are used to meet the design requirements of Chapter 13.

Figure 11.1-1 illustrates this definition and shows that the isolation system consists not only of the isolator units but also of the entire collection of structural elements required for the system to function properly. The isolation system typically includes segments of columns and connecting girders just above the isolator units because such elements resist moments (due to isolation system displacement) and their yielding or failure could adversely affect the stability of isolator units.



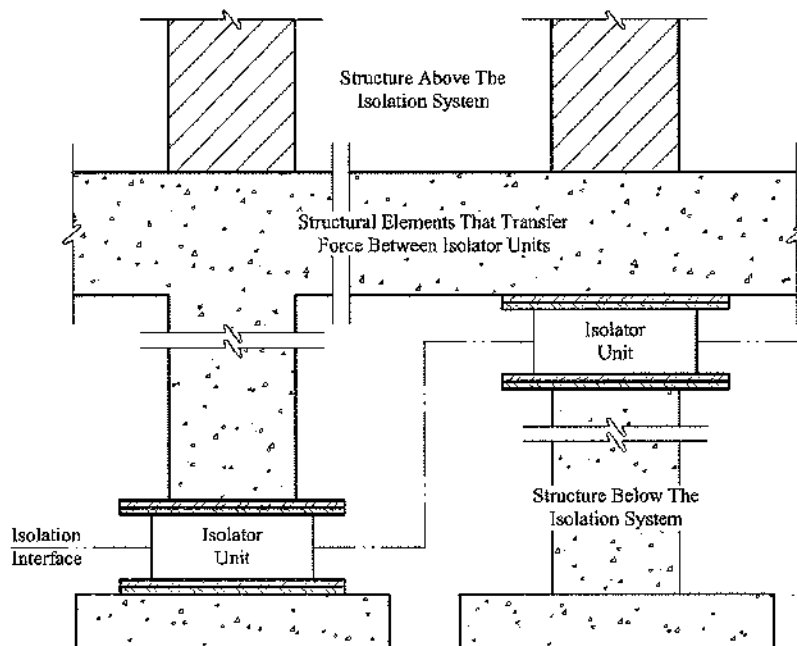


Figure 11.1-1 Isolation system terminology.

The isolation interface is an imaginary boundary between the upper portion of the structure, which is isolated, and the lower portion of the structure, which is assumed to move rigidly with the ground. Typically, the isolation interface is a horizontal plane, but it may be staggered in elevation in certain applications. The isolation interface is important for design of nonstructural components, including components of electrical and mechanical systems that cross the interface and must accommodate large relative displacements.

The wind-restraint system is typically an integral part of isolator units. Elastomeric isolator units are very stiff at very low strains and usually satisfy drift criteria for wind loads, and the static (breakaway) friction force of sliding isolator units is usually greater than the wind force.

### 11.1.3 Design Approach

The design of isolated structures using the *Provisions* (like the *UBC* and *SEAOC's Blue Book*) has two objectives: achieving life safety in a major earthquake and limiting damage due to ground shaking. To meet the first performance objective, the isolation system must be stable and capable of sustaining forces and displacements associated with the maximum considered earthquake and the structure above the isolation system must remain essentially elastic when subjected to the design earthquake. Limited ductility demand is considered necessary for proper functioning of the isolation system. If significant inelastic response was permitted in the structure above the isolation system, unacceptably large drifts could result due to the nature of long-period vibration. Limiting ductility demand on the superstructure has the additional benefit of meeting the second performance objective of damage control.

The *Provisions* addresses the performance objectives by requiring:

1. Design of the superstructure for forces associated with the design earthquake, reduced by only a fraction of the factor permitted for design of conventional, fixed-base buildings (i.e.,  $R_f = 3/8 R \leq 2.0$ ).
2. Design of the isolation system and elements of the structure below the isolation system (e.g., foundation) for unreduced design earthquake forces.
3. Design and prototype testing of isolator units for forces (including effects of overturning) and displacements associated with the maximum considered earthquake.
4. Provision of sufficient separation between the isolated structure and surrounding retaining walls and other fixed obstructions to allow unrestricted movement during the maximum considered earthquake.

#### 11.1.4 Effective Stiffness and Effective Damping

The *Provisions* utilizes the concepts of effective stiffness and damping to define key parameters of inherently nonlinear, inelastic isolation systems in terms of amplitude-dependent linear properties. Effective stiffness is the secant stiffness of the isolation system at the amplitude of interest. Effective damping is the amount of equivalent viscous damping described by the hysteresis loop at the amplitude of interest. Figure 11.1-2 shows the application of these concepts to both hysteretic isolator units (e.g., friction or yielding devices) and viscous isolator units and shows the *Provisions* equations used to determine effective stiffness and damping from tests of prototypes. Ideally, the effective damping of velocity-dependent devices (including viscous isolator units) should be based on the area of hysteresis loops measured during cyclic testing of the isolation system at full-scale earthquake velocities. Tests of prototypes are usually performed at lower velocities (due to test facility limitations), resulting in hysteresis loops with less area, which produce lower (conservative) estimates of effective damping.

### 11.2 CRITERIA SELECTION

As specified in the *Provisions* the design of isolated structures must be based on the results of the equivalent lateral force (ELF) procedure, response spectrum analysis, or (nonlinear) time history analysis. Because isolation systems are typically nonlinear, linear methods (ELF procedure and response spectrum analysis) use effective stiffness and damping properties to model nonlinear isolation system components.

The ELF procedure is intended primarily to prescribe minimum design criteria and may be used for design of a very limited class of isolated structures (without confirmatory dynamic analyses). The simple equations of the ELF procedure are useful tools for preliminary design and provide a means of expeditious review and checking of more complex calculations. The *Provisions* also uses these equations to establish lower-bound limits on results of dynamic analysis that may be used for design. Table 11.2-1 summarizes site conditions and structure configuration criteria that influence the selection of an acceptable method of analysis for designing of isolated structures. Where none of the conditions in Table 11.2-1 applies, all three methods are permitted.

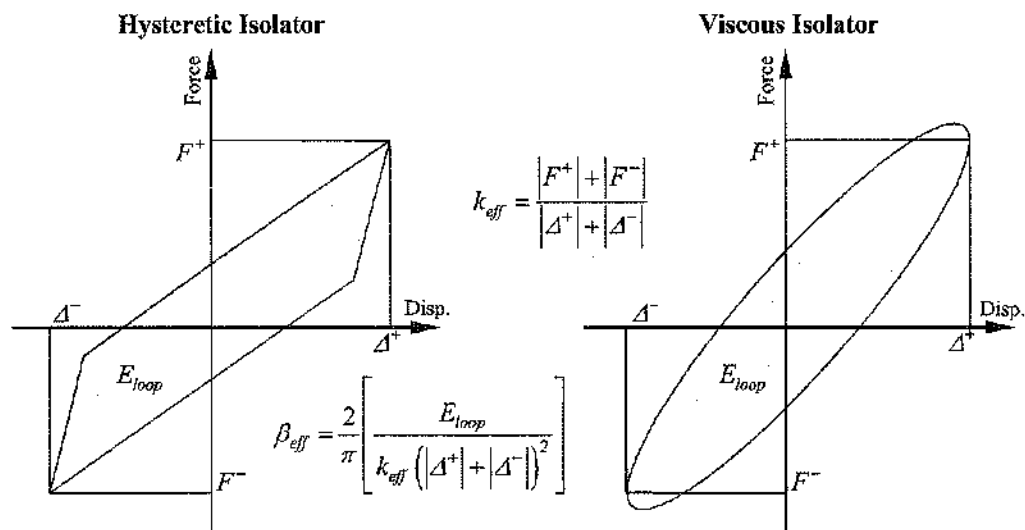


Figure 11.1-2 Effective stiffness and effective damping.

Table 11.2-1 Acceptable Methods of Analysis\*

Site condition or Structure Configuration Criteria	ELF Procedure	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis
Site Conditions			
Near-source ( $S_I > 0.6$ )	NP	P	P
Soft soil (Site Class E or F)	NP	NP	P
Superstructure Configuration			
Flexible or irregular superstructure (height > 4 stories, height > 65 ft, or $T_M > 3.0$ sec., or $T_D \leq 3T$ )	NP	P	P
Nonlinear superstructure (requiring explicit modeling of nonlinear elements; Provisions Sec. 13.2.5.3.1) [13.4.1.2]	NP	NP	P
Isolation System Configuration			
Highly nonlinear isolation system or system that otherwise does not meet the criteria of Provisions Sec. 13.2.5.2, Item 7 [13.2.4.1, Item 7]	NP	NP	P

\* P indicates permitted and NP indicates not permitted by the Provisions.

Seismic criteria are based on the same site and seismic coefficients as conventional, fixed-base structures (e.g., mapped value of  $S_I$  as defined in *Provisions* Chapter 4 [3]). Additionally, site-specific design criteria are required for isolated structures located on soft soil (Site Class E or F) or near an active source such that  $S_I$  is greater than 0.6, or when nonlinear time history analysis is used for design.

### 11.3 EQUIVALENT LATERAL FORCE PROCEDURE

The equivalent lateral force (ELF) procedure is a displacement-based method that uses simple equations to determine isolated structure response. The equations are based on ground shaking defined by 1 second spectral acceleration and the assumption that the shape of the design response spectrum at long periods is inversely proportional to period as shown in *Provisions* Figure 4.1.2.6 [3.3-15]. [In the 2003 edition of the *Provisions*, there is also a  $1/T^2$  portion of the spectrum at periods greater than  $T_L$ . However, in most parts of the United States  $T_L$  is longer than the period of typical isolated structures.] Although the ELF procedure is considered a linear method of analysis, the equations incorporate amplitude-dependent values of effective stiffness and damping to implicitly account for the nonlinear properties of the isolation system. The equations are consistent with the nonlinear static procedure of FEMA 273 assuming the superstructure is rigid and lateral displacements to occur primarily in the isolation system.

#### 11.3.1 Isolation System Displacement

The isolation system displacement for the design earthquake is determined by using *Provisions* Eq. 13.3.3.1 [13.3-1]:

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

where the damping factor,  $B_D$ , is based on effective damping,  $\beta_D$ , using *Provisions* Table 13.3.3.1 [13.3-1]. This equation describes the peak (spectral) displacement of a single-degree-of-freedom (SDOF) system with period,  $T_D$ , and damping,  $\beta_D$ , for the design earthquake spectrum defined by the seismic coefficient,  $S_{D1}$ .  $S_{D1}$  corresponds to 5 percent damped spectral response at a period of 1 second.  $B_D$  converts 5 percent damped response to the level of damping of the isolation system.  $B_D$  is 1.0 when effective damping,  $\beta_D$ , is 5 percent of critical. Figure 11.3-1 illustrates the underlying concepts of *Provisions* Eq. 13.3.3.1 [13.3-1] and the amplitude-dependent equations of the *Provisions* for effective period,  $T_D$ , and effective damping,  $\beta_D$ .



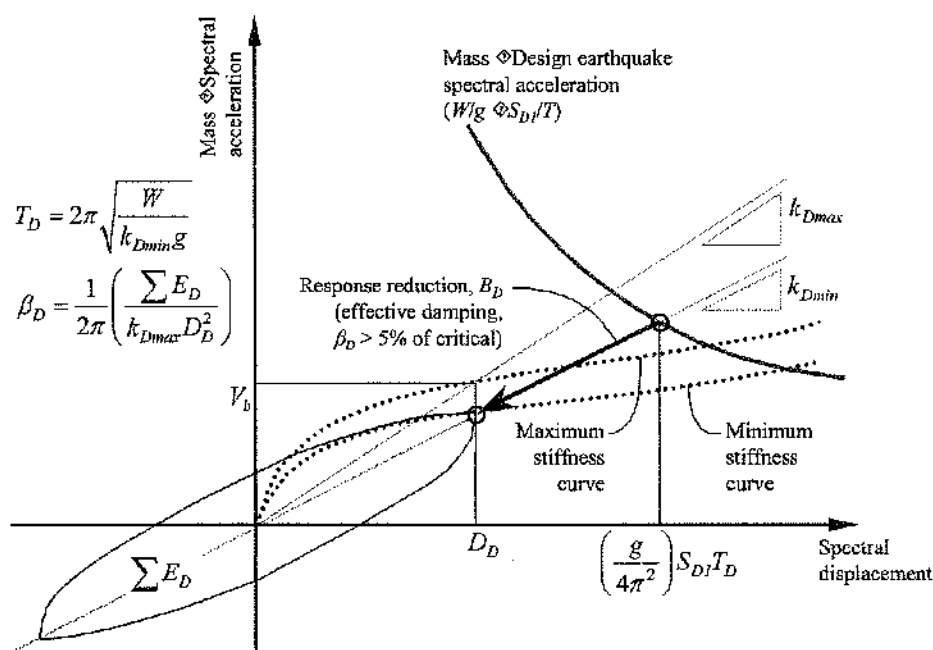


Figure 11.3-1 Isolation system capacity and earthquake demand.

The equations for maximum displacement,  $D_{M}$ , and design displacement,  $D_D$ , reflect differences due to the corresponding levels of ground shaking. The maximum displacement is associated with the maximum considered earthquake (characterized by  $S_{M}$ ) whereas the design displacement corresponds to the design earthquake (characterized by  $S_D$ ). In general, the effective period and the damping factor ( $T_M$  and  $B_M$ , respectively) used to calculate the maximum displacement are different from those used to calculate the design displacement ( $T_D$  and  $B_D$ ) because the effective period tends to shift and effective damping may change with the increase in the level of ground shaking.

As shown in Figure 11.3-1, the calculation of effective period,  $T_D$ , is based on the minimum effective stiffness of the isolation system,  $k_{Dmin}$ , as determined by prototype testing of individual isolator units. Similarly, the calculation of effective damping is based on the minimum loop area,  $E_D$ , as determined by prototype testing. Use of minimum effective stiffness and damping produces larger estimates of effective period and peak displacement of the isolation system.

The design displacement,  $D_D$ , and maximum displacement,  $D_M$ , represent peak earthquake displacements at the center of mass of the building without the additional displacement, that can occur at other locations due to actual or accidental mass eccentricity. Equations for determining total displacement, including the effects of mass eccentricity as an increase in the displacement at the center of mass, are based on the plan dimensions of the building and the underlying assumption that building mass and isolation stiffness have a similar distribution in plan. The increase in displacement at corners for 5 percent mass eccentricity is about 15 percent if the building is square in plan, and as much as 30 percent if the building is long in plan. Figure 11.3-2 illustrates design displacement,  $D_D$ , and maximum displacement,  $D_M$ , at the center of mass of the building and total maximum displacement,  $D_{TMs}$ , at the corners of an isolated building.

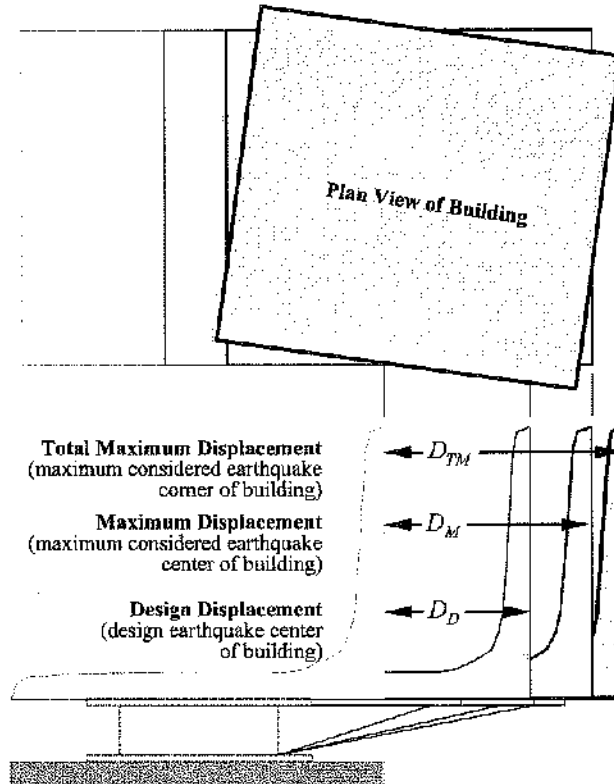


Figure 11.3-2 Design, maximum, and total maximum displacement.

### 11.3.2 Design Forces

Forces required by the *Provisions* for design of isolated structures are different for design of the superstructure and design of the isolation system and other elements of the structure below the isolation system (e.g., foundation). In both cases, however, use of the maximum effective stiffness of the isolation system is required to determine a conservative value of design force.

In order to provide appropriate overstrength, peak design earthquake response (without reduction) is used directly for design of the isolation system and the structure below. Design for unreduced design earthquake forces is considered sufficient to avoid inelastic response or failure of connections and other elements for ground shaking as strong as that associated with the maximum considered earthquake (i.e., shaking as much as 1.5 times that of the design earthquake). The design earthquake base shear,  $V_b$ , is given by *Provisions* Eq. 13.3.4.1 [13.3-7]:

$$V_b = k_{D_{max}} D_D$$

where  $k_{D_{max}}$  is the maximum effective stiffness of the isolation system at the design displacement,  $D_D$ . Because the design displacement is conservatively based on minimum effective stiffness, *Provisions* Eq. 13.3.4.1 implicitly induces an additional conservatism of a worst case combination mixing maximum and minimum effective stiffness in the same equation. Rigorous modeling of the isolation system for dynamic

analyses precludes mixing of maximum and minimum stiffness in the same analysis (although separate analyses are typically required to determine bounding values of both displacement and force).

Design earthquake response is reduced by a modest factor for design of the superstructure above the isolation interface, as given by *Provisions* Eq. 13.3.4.2 [13.3-8]:

$$V_s = \frac{V_b}{R_f} = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_f}$$

The reduction factor,  $R_f$ , is defined as three-eighths of the  $R$  factor for the seismic-force-resisting system of the superstructure, as specified in *Provisions* Table 5.2.2 [4.3-1], with an upper-bound value of 2.0. A relatively small  $R_f$  factor is intended to keep the superstructure essentially elastic for the design earthquake (i.e., keep earthquake forces at or below the true strength of the seismic-force-resisting system). The *Provisions* also impose three limits on design forces that require the value of  $V_s$  to be at least as large as each of:

1. The shear force required for design of a conventional, fixed-base structure of period  $T_D$ .
2. The shear force required for wind design, and/or
3. A factor of 1.5 times the shear force required for activation of the isolation system.

These limits seldom govern design but reflect principles of good design. In particular, the third limit is included in the *Provisions* to ensure that isolation system displaces significantly before lateral forces reach the strength of the seismic-force-resisting system.

For designs using the ELF procedure, the lateral forces,  $F_x$ , must be distributed to each story over the height of the structure, assuming an inverted triangular pattern of lateral load (*Provisions* Eq. 13.3.5 [13.3-9]):

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Because the lateral displacement of the isolated structure is dominated by isolation system displacement, the actual pattern of lateral force in the isolated mode of response is distributed almost uniformly over height. The *Provisions* require an inverted triangular pattern of lateral load to capture possible higher-mode effects that might be missed by not modeling superstructure flexibility. Rigorous modeling of superstructure flexibility for dynamic analysis would directly incorporate higher-mode effects in the results.

Example plots of the design displacement,  $D_D$ , total maximum displacement,  $D_{Tns}$ , and design forces for the isolation system,  $V_b$ , and the superstructure,  $V_s$  ( $R_f = 2$ ), are shown in Figure 11.3-3 as functions of the effective period of the isolation system. The figure also shows the design base shear required for a conventional building,  $V$  ( $R/I = 5$ ). The example plots are for a building assigned to Seismic Design Category D with a one-second spectral acceleration parameter,  $S_{D1}$ , equal to 0.6, representing a stiff soil site (Site Class D) located in a region of high seismicity but not close to an active fault. In this example, the isolation system is assumed to have 20 percent effective damping (at all amplitudes of interest) and building geometry is assumed to require 25 percent additional displacement (at corners/edges) due to the requisite 5 percent accidental eccentricity.

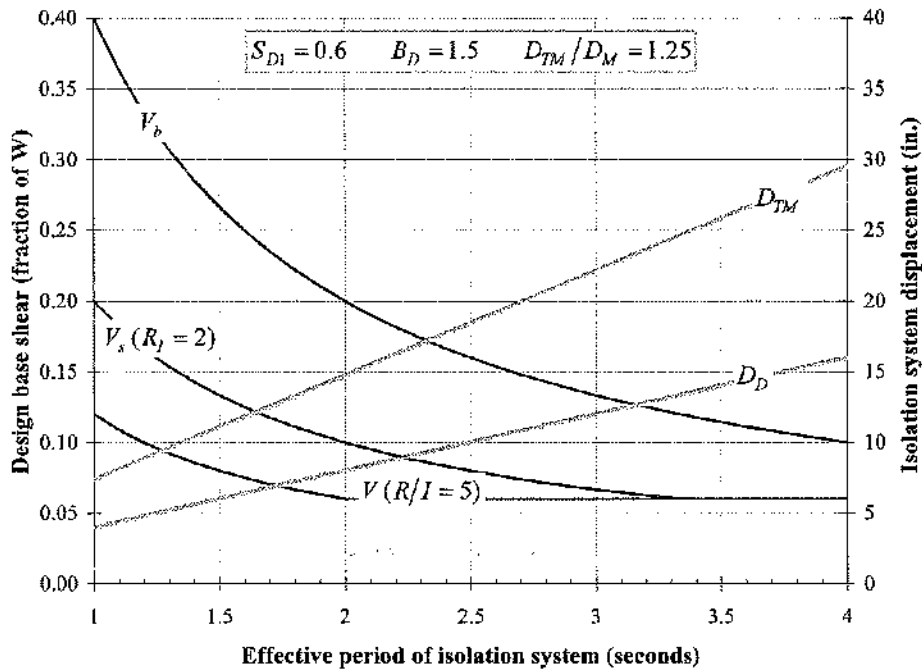


Figure 11.3-3 Isolation system displacement and shear force as function of period (1.0 in. = 25.4 mm).

The plots in Figure 11.3-3 illustrate the fundamental trade off between displacement and force as a function of isolation system displacement. As the period is increased, design forces decrease and design displacements increase linearly. Plots like those shown in Figure 11.3-3 can be constructed during conceptual design once site seismicity and soil conditions are known (or are assumed) to investigate trial values of effective stiffness and damping of the isolation system. In this particular example, an isolation system with an effective period falling between 2.5 and 3.0 seconds would not require more than 22 in. of total maximum displacement capacity (assuming  $T_M \leq 3.0$  seconds). Design force on the superstructure would be less than about eight percent of the building weight (assuming  $T_D \geq 2.5$  seconds and  $R_f \geq 2.0$ ).

## 11.4 DYNAMIC LATERAL RESPONSE PROCEDURE

While the ELF procedure equations are useful tools for preliminary design of the isolations system, the *Provisions* requires a dynamic analysis for most isolated structures. Even where not strictly required by the *Provisions*, the use of dynamic analysis (usually time history analysis) to verify the design is common.

### 11.4.1 Minimum Design Criteria

The *Provisions* encourages the use of dynamic analysis but recognize that along with the benefits of more complex models and analyses also comes an increased chance of design error. To avoid possible under design, the *Provisions* establishes lower-bound limits on results of dynamic analysis used for design. The limits distinguish between response spectrum analysis (a linear, dynamic method) and time history analysis (a nonlinear, dynamic method). In all cases, the lower-bound limit on dynamic analysis is established as a percentage of the corresponding design parameter calculated using the ELF procedure equations. Table 11.4-1 summarizes the percentages that define lower-bound limits on dynamic analysis.



**Table 11.4-1** Summary of Minimum Design Criteria for Dynamic Analysis

Design Parameter	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis
Total design displacement, $D_{TD}$	90% $D_{TD}$	90% $D_{TD}$
Total maximum displacement, $D_{TM}$	80% $D_{TM}$	80% $D_{TM}$
Design force on isolation system, $V_b$	90% $V_b$	90% $V_b$
Design force on irregular superstructure, $V_s$	100% $V_s$	80% $V_s$
Design force on regular superstructure, $V_r$	80% $V_s$	60% $V_s$

The *Provisions* permits more liberal drift limits when the design of the superstructure is based on dynamic analysis. The ELF procedure drift limits of  $0.010h_{sx}$  are increased to  $0.015h_{sx}$  for response spectrum analysis and to  $0.020h_{sx}$  for time history analysis (where  $h_{sx}$  is the story height at level  $x$ ). Usually a stiff system (e.g., braced frames) is selected for the superstructure and drift demand is typically less than about  $0.005h_{sx}$ . *Provisions* Sec. 13.4.7.4 [13.4.4] requires an explicit check of superstructure stability at the maximum considered earthquake displacement if the design earthquake story drift ratio exceeds  $0.010/R_x$ .

#### 11.4.2 Modeling Requirements

As for the ELF procedure, the *Provisions* requires the isolation system to be modeled for dynamic analysis using stiffness and damping properties that are based on tests of prototype isolator units. Additionally, dynamic analysis models are required to account for:

1. Spatial distribution of individual isolator units,
2. Effects of actual and accidental mass eccentricity,
3. Overturning forces and uplift of individual isolator units, and
4. Variability of isolation system properties (due to rate of loading, etc.).

The *Provisions* requires explicit nonlinear modeling of elements if time history analysis is used to justify design loads less than those permitted for ELF or response spectrum analysis. This option is seldom exercised and the superstructure is typically modeled using linear elements and conventional methods. Special modeling concerns for isolated structures include two important and related issues: the uplift of isolator units, and the P-delta effects on the isolated structure. Isolator units tend to have little or no ability to resist tension forces and can uplift when earthquake overturning (upward) loads exceed factored gravity (downward) loads. Local uplift of individual elements is permitted (*Provisions* Sec. 13.6.2.7 [13.2.5.7]) provided the resulting deflections do not cause overstress or instability. To calculate uplift effects, gap elements may be used in nonlinear models or tension may be released manually in linear models.

The effects of P-delta loads on the isolation system and adjacent elements of the structure can be quite significant. The compression load,  $P$ , can be large due to earthquake overturning (and factored gravity loads) at the same time that large displacements occur in the isolation system. Computer analysis programs (most of which are based on small-deflection theory) may not correctly calculate P-delta moments at the isolator level in the structure above or in the foundation below. Figure 11.4-1 illustrates moments due to P-delta effects (and horizontal shear loads) for an elastomeric bearing isolation system and a sliding isolation system. For the elastomeric system, the P-delta moment is split one-half up and one-half down. For the sliding system, the full P-delta moment is applied to the foundation below (due to the orientation of the sliding surface). A reverse (upside down) orientation would apply the full P-delta moment on the structure above.

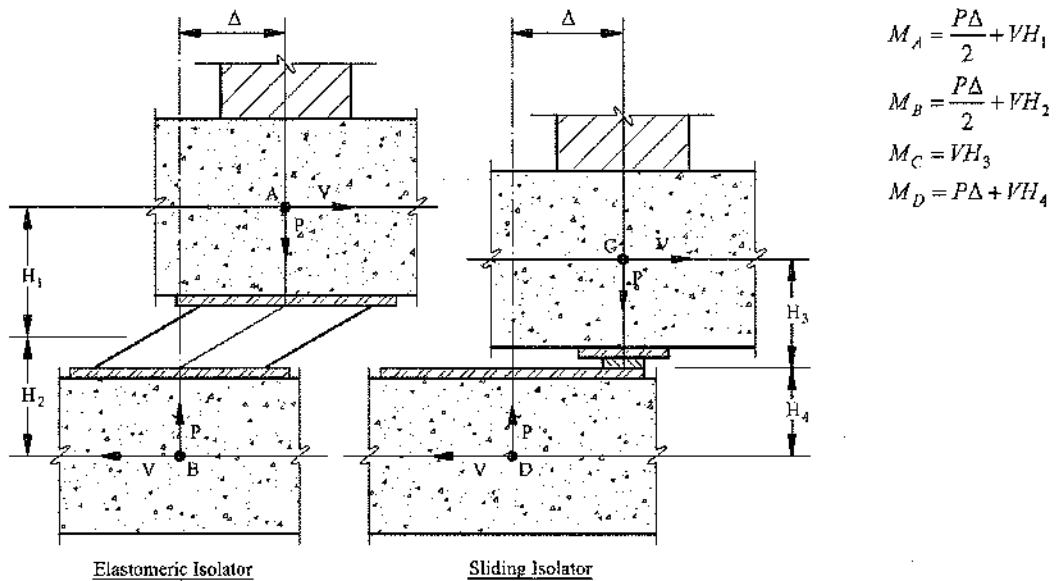


Figure 11.4-1 Moments due to horizontal shear and P-delta effects.

For time history analysis, nonlinear force-deflection characteristics of isolator units are explicitly modeled (rather than using effective stiffness and damping). Force-deflection properties of isolator units are typically approximated by a bilinear, hysteretic curve whose properties can be accommodated by commercially available nonlinear structural analysis programs. Such bilinear hysteretic curves should have approximately the same effective stiffness and damping at amplitudes of interest as the true force-deflection characteristics of isolator units (as determined by prototype testing).

Figure 11.4-2 shows a bilinear idealization of the response of a typical nonlinear isolator unit. Figure 11.4-2 also includes simple equations defining the yield point ( $D_y, F_y$ ) and end point ( $D, F$ ) of a bilinear approximation that has the same effective stiffness and damping as the true curve (at a displacement,  $D$ ).

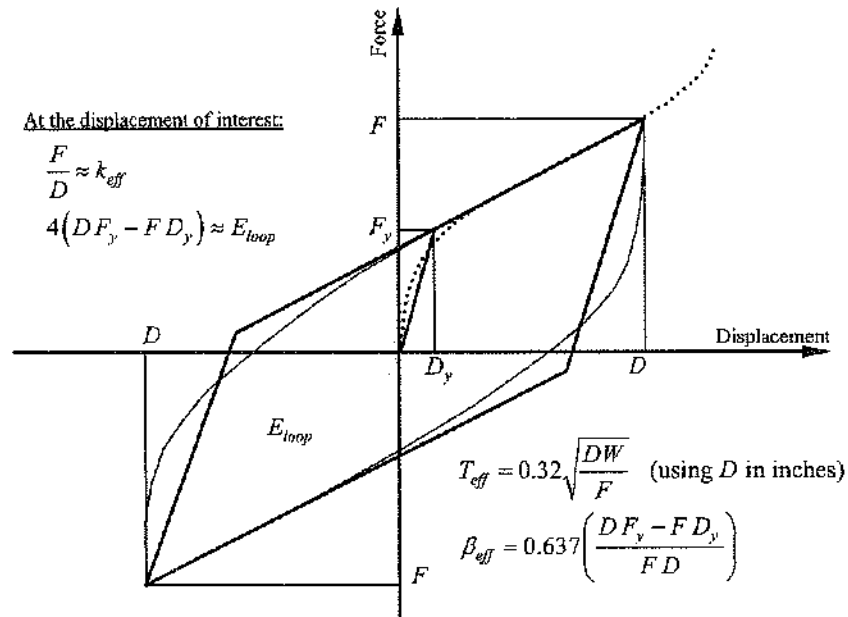


Figure 11.4-2 Bilinear idealization of isolator unit behavior.

### 11.4.3 Response Spectrum Analysis

Response spectrum analysis requires that isolator units be modeled using amplitude-dependent values of effective stiffness and damping that are the same as those for the ELF procedure. The effective damping of the isolated modes of response is limited to 30 percent of critical. Higher modes of response are usually assumed to have five percent damping—a value of damping appropriate for the superstructure, which remains essentially elastic. As previously noted, maximum and minimum values of effective stiffness are typically used to individually capture maximum displacement of the isolation system and maximum forces in the superstructure. Horizontal loads are applied in the two orthogonal directions, and peak response of the isolation system and other structural elements is determined using the 100 percent plus 30 percent combination method.

### 11.4.4 Time History Analysis

Time history analysis with explicit modeling of nonlinear isolator units is commonly used for the evaluation of isolated structures. Where at least seven pairs of time history components are employed, the values used in design for each response parameter of interest may be the average of the corresponding analysis maxima. Where fewer pairs are used (with three pairs of time history components being the minimum number permitted), the maximum value of each parameter of interest must be used for design.

The time history method is not a particularly useful design tool due to the complexity of results, the number of analyses required (e.g., to account for different locations of eccentric mass), the need to combine different types of response at each point in time, etc. It should be noted that while *Provisions* Chapter 5 does not require consideration of accidental torsion for either the linear or nonlinear response history procedures, Chapter 13 does require explicit consideration of accidental torsion, regardless of the analysis method employed. Time history analysis is most useful when used to verify a design by

checking a few key design parameters, such as: isolation displacement, overturning loads and uplift, and story shear force.

### 11.5 EMERGENCY OPERATIONS CENTER USING ELASTOMERIC BEARINGS, SAN FRANCISCO, CALIFORNIA

This example features the seismic isolation of a hypothetical emergency operations center (EOC), located in the center of San Francisco, California, an area of very high seismicity. Using high-damping rubber bearings, other types of isolators could be designed to have comparable response properties. Isolation is an appropriate design strategy for EOCs and other buildings where the goal is to limit earthquake damage and protect facility function. The example illustrates the following design topics:

1. Determination of seismic design parameters,
2. Preliminary design of superstructure and isolation systems (using the ELF procedure),
3. Dynamic analysis of seismically isolated structures, and
4. Specification of isolation system design and testing criteria.

While the example includes development of the entire structural system, the primary focus is on the design and analysis of the isolation system. Examples in other chapters may be referred to for more in-depth descriptions of the provisions governing detailed design of the superstructure (i.e., the structure above the isolation system) and the foundation.

#### 11.5.1 System Description

This EOC is a three-story, steel-braced frame structure with a large, centrally located mechanical penthouse. Story heights of 15 ft at all floors accommodate computer access floors and other architectural and mechanical systems. The roof and penthouse roof decks are designed for significant live load to accommodate a helicopter-landing pad and meet other functional requirements of the EOC. Figure 11.5-1 shows the three-dimensional model of the structural system.

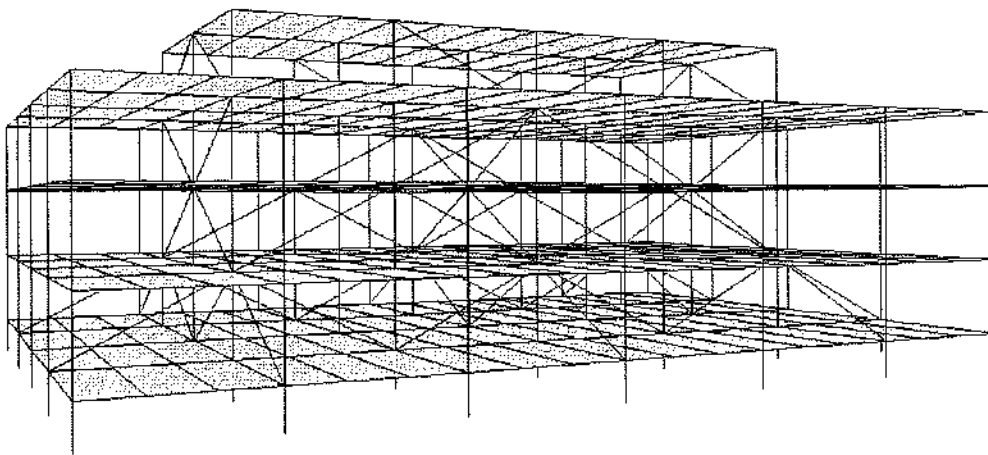


Figure 11.5-1 Three-dimensional model of the structural system.



## 2.4. Norma Chilena Nch-2745 2003

NCh2745		NCh2745	
Contenido	Página	Contenido	Página
Prámbulo	1	7.5 Distribución de fuerzas en vertical	58
0 Introducción	1	7.6 Límite de desplazamiento de entrepiso	59
1 Alcance y campo de aplicación	2	8 Procedimiento de análisis dinámico	59
2 Referencias normativas	2	8.1 Generalidades	59
3 Términos y definiciones	4	8.2 Sistema de aislación y elementos de la subestructura	59
4 Símbolos y términos abreviados	11	8.3 Elementos estructurales de la superestructura	61
5 Generalidades	20	8.4 Movimiento del suelo	61
6 Criterio de selección	26	8.5 Modelo matemático	64
6.1 Bases de diseño	26	8.6 Descripción de los procedimientos de análisis	68
6.2 Estabilidad del sistema de aislación	26	8.7 Fuerza lateral de diseño	71
6.3 Categorías de destino	27	8.8 Límites de desplazamiento de entrepiso	72
6.4 Requisitos de configuración	27	9 Carga lateral en elementos de estructuras y en los componentes no estructurales soportados por estructuras	73
6.5 Selección de procedimientos de respuesta lateral	27	9.1 Generalidades	73
7 Procedimiento de análisis estático	37	9.2 Fuerzas y desplazamientos	73
7.1 Generalidades	37	10 Requisitos detallados de los sistemas	74
7.2 Característica fuerza-deformación del sistema de aislación	37	10.1 Generalidades	74
7.3 Desplazamientos laterales mínimos	50	10.2 Sistema de aislación	74
7.4 Fuerzas laterales mínimas	56	10.3 Sistema estructural	81
	III	11 Estructuras que no forman parte de edificaciones	82
	IV		

## Contenido

	Página
12 Fundaciones	82
13 Revisión de diseño y construcción	83
13.1 Generalidades	83
13.2 Sistema de aislación	83
14 Ensayos requeridos para el sistema de aislación	84
14.1 Generalidades	84
14.2 Ensayos de los prototipos	85
14.3 Determinación de las características fuerza-deformación	89
14.4 Aprobación del sistema	90
14.5 Propiedades para el diseño del sistema de aislación	91
Anexos	
Anexo A (informativo) Bibliografía	96
Figuras	
Figura 1 Espectro base de diseño para zona 2 y los tres tipos de suelos ( $\beta = 0,05$ )	62
Figura C.1 Probabilidad de excedencia de un nivel de aceleración máxima del suelo para tres sitios en suelo duro, en zonas sísmicas 3, 2 y 1, respectivamente, en lapsos de 50 y 100 años	6
Figura C.2 Modo fundamental de un edificio aislado	8
Figura C.3 Cortes de entrepiso para un marco plano aislado de 5 pisos y distintos niveles de razón de amortiguamiento en el sistema de aislación	9

## Contenido

	Página
Figura C.4 Reducción promedio de aceleraciones para estructuras aisladas de periodo objetivo 2,5 s, sometidas a los registros chilenos del terremoto de 1985 indicados en C8.4.2	10
Figura C.5 Requerimiento de rigidez para realizar análisis estático lateral equivalente	35
Figura C.6 Ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores de bajo amortiguamiento LDR	38
Figura C.7 Ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores con corazón de plomo LRB	39
Figura C.8 Ajuste de un modelo bilineal al ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores LRB	40
Figura C.9 Curva fuerza-deformación de una pareja de aisladores de alto amortiguamiento HDR	41
Figura C.10 Definición de modelo bilineal de una pareja de aisladores de alto amortiguamiento HDR	43
Figura C.11 Descenso del aislador como resultado de la deformación lateral y	46
Figura C.12 Mecanismos típicos de aislación friccional y relaciones constitutivas fuerza-deformación	47
Figura C.13 Variación del coeficiente de fricción dinámico $\mu_d$ con la velocidad y presión de contacto	49
Figura C.14 Variación observada de los coeficientes de roce $\mu_{min}$ , $\mu_{max}$ y $\mu_s$ , como función de la presión de contacto	50
Figura C.15 Factor de modificación de respuesta para suelo tipo II obtenido a partir de registros compatibles	52
Figura C.16 Deformada instantánea del edificio aislado FCC (Fire Command & Control Building) durante el sismo de Northridge, 1994	58
Figura C.17 Definición del espectro de diseño de pseudo-aceleración	62

## Contenido

	Página
Figura C.18 Registros sintéticos compatibles con los espectros de diseño para $\beta = 0,5$ . Ellos fueron obtenidos a partir de una componente de registros reales en suelos I, II y III	63
Figura C.19 Amplificación de registros y combinación de componentes	64
Figura C.20 Definición de la zona de independencia de velocidad de carga para un aislador	67
Figura C.21 Cálculo de la rigidez efectiva (secante) máxima y mínima para una pareja de aisladores elastoméricos	91
Figura C.22 Efecto de la carga axial sobre la curva fuerza-deformación medida en un aislador FPS	92
Tablas	
Tabla 1 Coeficiente de destino de la estructura	94
Tabla 2 Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento, $B_D$ y $B_M$	94
Tabla 3 Factor de amplificación para el sismo máximo posible (Probabilidad de excedencia del PGA igual a 10% en 100 años)	95
Tabla 4 Factor de reducción para el diseño de la superestructura	95
Tabla 5 Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433	95
Tabla 6 Definición del espectro de diseño, SDI	95
Tabla C.1 Valor del coeficiente " $\alpha$ "	52
Tabla C.2 Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento, $B_D$ y $B_M$ (UBC)	53
Tabla C.3 Irregularidades verticales estructurales	66
Tabla C.4 Irregularidades estructurales en planta	67
Tabla C.5 Resumen de propiedades mecánicas de la pareja de aisladores de Figura C.21 para $\gamma = 100\%$ (columnas 3 a 6)	91



0.3 Aunque en principio la idea de traducir y adaptar un código existente pareció una tarea sencilla, el tiempo y esfuerzo involucrado en este trabajo ha demostrado lo contrario. Especialmente laborioso ha sido el desarrollo de un comentario, que si bien puede ser aún pulido considerablemente, incluye aspectos relevantes que en opinión del Comité pueden ayudar eficazmente a la comprensión de los conceptos fundamentales del comportamiento sísmico de estructuras aisladas como también a aspectos muy concretos de su diseño.

0.4 Las disposiciones de esta norma no pueden garantizar por sí solas un buen comportamiento sísmico de las estructuras aisladas. Esto se debe a que este comportamiento está influido por la forma de dimensionamiento o diseño de los elementos estructurales, la cual depende de la norma de diseño del material correspondiente, y particularmente, por la forma en que se ejecutó la construcción del edificio. A esto se debe agregar que la capacidad y seguridad sísmica de la estructura y elementos no estructurales se ven afectados por el nivel de deterioro a que se ve expuesto el edificio, a las modificaciones que eventualmente se realicen durante su vida útil y por la savandad y características del evento sísmico.

## 0 Introducción

0.1 El proyecto de norma que sirvió de base a la discusión de esta norma fue el resultado del trabajo del Grupo N° 5 de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Sísmica, ACHISINA, Protección Sísmica: Aislación Sísmica y Disipación de Energía, desde su creación en el año 1999. El proyecto contiene la traducción, comentario, y adaptación del código *Uniform Building Code* del año 1997 a la realidad sísmica chilena. En lo posible, este documento fue compatibilizado además con la norma chilena NCh433.011996 *Diseño sísmico de edificios*. Esto no fue una tarea sencilla debido a que el diseño de estructuras aisladas se basa principalmente en criterios de desempeño que no son consistentes con la filosofía de NCh433.011996 vigente.

0.2 Tal vez una de las lecciones más significativas que dejó la terrible experiencia ocurrida en los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), fue el exitoso comportamiento sísmico de las estructuras con aislación basal. Este resultado ha ocasionado una explosión en el desarrollo y uso de los sistemas de aislación en Japón, y en menor medida en California. Frente a esta rápida evolución de la Ingeniería Sísmica en el mundo hacia el uso de sistemas de reducción de vibraciones, en particular, de aislación sísmica, se torna necesario complementar los códigos sísmicos actualmente existentes con requisitos específicos para estructuras aisladas. Esta necesidad es compartida por los distintos agentes involucrados en el desarrollo y ejecución de proyectos civiles: inmobiliarias, constructoras, fabricantes, proyectistas, y usuarios, quienes favorecen el concepto de la aislación sísmica, pero que requieren como respaldo, un estándar mínimo para el diseño y construcción de estas estructuras.

## 1 Alcance y campo de aplicación

Esta norma establece requisitos para el análisis y diseño sísmico de edificios con aislación sísmica. También establece requisitos para el diseño de los elementos no estructurales soportados por el edificio y los ensayos requeridos para el sistema de aislación. Esta norma no incluye el diseño sísmico de edificios que usan disipadores de energía en la superestructura.

## 2 Referencias normativas

Los documentos normativos siguientes contienen disposiciones que, a través de referencias en el texto de la norma, constituyen requisitos de la norma.

A la fecha de publicación de esta norma estaba vigente la edición que se indica a continuación.

Todas las normas están sujetas a revisión y a las partes que deban tomar acuerdos, basados en esta norma, se les recomienda investigar la posibilidad de aplicar las ediciones más recientes de las normas que se incluyen a continuación.

NOTA - El Instituto Nacional de Normalización mantiene un registro de las normas nacionales e internacionales vigentes.

NCh427.0R1977 *Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios.*

NCh430.E011961 *Hormigón armado - II Parte.*

NCh432.011971 *Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.*

NCh433.011996 *Diseño sísmico de edificios.*

NCh2745

NCh1537.011986 *Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecarga de uso.*  
 NCh1928.011983 *Albañilería armada - Requisitos para el diseño y cálculo.*  
 NCh2123.011997 *Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo.*  
 UBC: 1997 *Uniform Building Code.*

NCh2745	Comentarios
<p><b>3 Términos y definiciones</b></p> <p>Para los propósitos de esta norma, se aplican los términos y definiciones siguientes:</p> <p>3.1 aislador: elemento estructural del sistema de aislación que es horizontalmente flexible y verticalmente rígido y que permite grandes deformaciones laterales bajo sollicitación sísmica. Es un elemento que se puede utilizar como parte del, o adicionalmente al, sistema de carga gravitacional de la estructura</p> <p>3.2 amortiguamiento efectivo: valor de la razón de amortiguamiento viscoso equivalente que se obtiene de la energía disipada para respuesta cíclica del sistema de aislación</p> <p>3.3 desplazamiento de diseño: desplazamiento lateral producido por el sismo de diseño, excluyendo el desplazamiento debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislación</p> <p>3.4 desplazamiento máximo: desplazamiento lateral provocado por el sismo máximo posible, excluyendo el desplazamiento adicional debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislación</p> <p>3.5 desplazamiento total de diseño: desplazamiento lateral provocado por el sismo de diseño, incluyendo desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislación o de algún elemento de él</p> <p>3.6 desplazamiento total máximo: desplazamiento lateral máximo provocado por el sismo máximo posible incluyendo desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental, requerido para</p>	<p><b>C3 Términos y definiciones</b></p> <p>6.3.1 Típicamente, la rigidez vertical mínima del sistema de aislación es tal que la frecuencia de vibración propia de la estructura en sentido vertical, suponiendo una superestructura rígida, debe superar los 10 Hz (C7.2.d.1). Por ejemplo, suponiendo una frecuencia horizontal propia de la estructura aislada de 0.5 Hz, la rigidez vertical de un aislador resulta ser: <math>k_v = (f_v/f_h)^2 k_h = 400 k_h</math>, esto es, 400 veces más grande que su rigidez horizontal.</p>

la verificación de la estabilidad del sistema de aislación, o elementos de él, para el diseño de las separaciones entre edificios, y para los ensayos bajo carga vertical de los prototipos de los aisladores

3.7 interfaz de aislación: espacio generado por el sistema de aislación que se encuentra limitado en su parte superior por la superestructura y en su parte inferior por la subestructura (ver 3.14 y 3.15)

3.8 pares de registros: registros del movimiento según dos direcciones ortogonales

3.9 fuerza efectiva o secante: valor de la fuerza lateral que se genera en el sistema de aislación, o en un elemento de él, dividido por el desplazamiento lateral correspondiente

3.10 sismo de diseño (SDI): nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años

3.11 sismo máximo posible (SMP): nivel máximo del movimiento del suelo que puede ocurrir en el lugar de edificación dentro del esquema geológico conocido. En zonas de alta sismicidad, (Zona Sísmica 3 ó 2 de NCh433), éste puede tener una intensidad que se puede considerar como el nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 100 años

C3.10 y C3.11 La Figura C.1 muestra, como ejemplo el cálculo de la probabilidad de excedencia de un cierto nivel de aceleración máxima del suelo para tres localidades ubicadas en suelo duro, en zonas sísmicas 3, 2 y 1, respectivamente.

Para zona sísmica 3, se observa que una probabilidad de excedencia del 10 en T = 50 años, la aceleración resultante es entre 0,45 g y 0,6 g, dependiendo de la relación de atenuación utilizada.

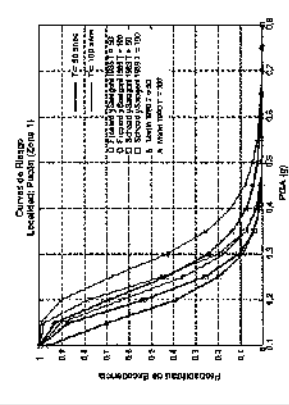
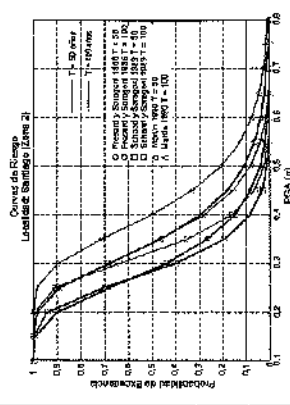
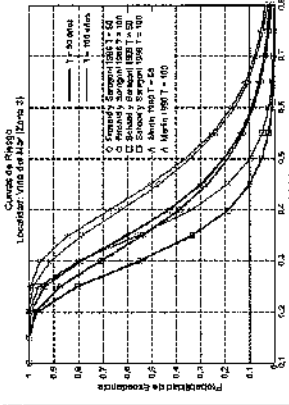


Figura C.1 - Probabilidad de excedencia de un nivel de aceleración máxima del suelo para tres sitios en suelo duro, en zonas sísmicas 3, 2 y 1, respectivamente, en lapsos de 50 y 100 años (Anexo A, [6, 14, 24])

Similarmte, se observa que para las zonas sísmicas, los valores de aceleración suelo correspondientes a un nivel de excedencia de 10% en 50 años varían entre 0,4 g y 0,38 g para zona 2 y entre 0,3 g y 0,28 g para zona 3.

En base a los resultados de Figura C.1, se observa que el rango de aceleraciones máximas del suelo para estos sitios, y una probabilidad de excedencia de 10% en 100 años, varían entre 0,5 g y 0,65 g para zona 2; 0,45 g y 0,58 g para zona 3; 0,3 g y 0,45 g para zona 4.

Consecuentemente las razones promedio de las aceleraciones máximas correspondientes S<sub>MP</sub> y el S<sub>DI</sub> son, 1,15; 1,12 y 1,1 respectivamente para las zonas 3; 2 y 1 respectivamente. Debido a la similitud de estas razones se ha optado por proponer un factor de amplificación  $M_{sr}$  entre los niveles igual a 1,2.

La elección de la aceleración máxima del suelo como parámetro de definición para  $M_{sr}$  es arbitraria. Sin embargo, a falta de mediciones de velocidad y desplazamiento del suelo durante eventos del tipo máxima posible, se razonable escoger por el momento resultados basados en aceleración máxima, se acostumbra a utilizar en los estudios de riesgo.

**C 3.12 sistema de aislación**

**C3.12.a** El objetivo fundamental de la aislación sísmica es *desacoplar* horizontalmente la estructura del suelo de fundación con el objeto de que el movimiento horizontal del suelo durante un sismo no se transmite a la estructura y que ella permanezca idealmente inmóvil en un marco de referencia inercial. Por cierto que un desacople perfecto entre suelo y estructura es impracticable actualmente, sin embargo cualquier sistema de aislación busca conseguir en él la deformación impuesta por el sismo.

**3.12 sistema de aislación:** conjunto de elementos estructurales que incluye a todos los aisladores individuales, todos los elementos estructurales que transmiten fuerza entre los elementos del sistema de aislación y la superestructura y subestructura, y todas las conexiones a otros elementos estructurales. El sistema de aislación también incluye al sistema de restricción al viento en caso que dicho sistema se use para satisfacer los requisitos de esta norma

filtrando el movimiento que se transmite hacia la superestructura.

**C3.12.b** De esta forma, una estructura aislada adecuadamente tendrá un modo fundamental de vibrar como el indicado en la Figura C.2 en que se observa que la superestructura es esencialmente rígida y la deformación se concentra en el nivel de aislación. Es importante observar además, que una estructura aislada tendrá generalmente dos frecuencias modales traslacionales (modo aislado traslacional) prácticamente iguales, asociadas al modo indicado en la figura en ambas direcciones horizontales. La frecuencia torsional fundamental del sistema (modo aislado torsional) puede diferir considerablemente de las frecuencias fundamentales traslacionales, dependiendo de la ubicación en planta de los aisladores y sus rigideces relativas, aunque en distribuciones uniformes la razón de frecuencia torsional y lateral es similar (ver Anexo A, [13]) a 1. Cabe aclarar también, que las frecuencias asociadas a los modos superiores de la estructura (modos 4, 5, ...) no corresponden ni se parecen a las frecuencias de la estructura con base fija. En verdad estos modos superiores son similares a los modos de deformación de la estructura sin restricción en su base (estructura libre).

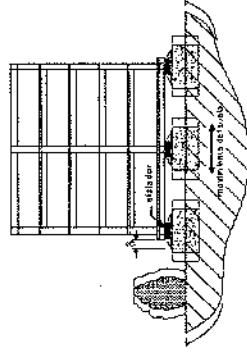


Figura C.2 - Modo fundamental de un edificio aislado



C3.12.c El sistema de aislación debe satisfacer tres requisitos fundamentales:

- 1) tener una gran flexibilidad horizontal modo de alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura a una zona menor aceleración espectral;
- 2) introducir un nivel de disipación de energía modo de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación; y
- 3) proveer una rigidez suficiente para cargar servicio de la estructura de modo de evitar vibraciones molestas.

C3.12.d El incremento de amortiguamiento en un sistema de aislación conduce típicamente a una menor demanda de deformación sobre el sistema de aislación, lo que a su vez implica una reducción de la fuerza de corte que actúa sobre el sistema de aislación y la superestructura. El sistema de amortiguamiento del sistema de aislación debe ser óptimo en lo referente a la demanda del objetivo de diseño en lo referente a la demanda sobre la estructura (deformación y sus contenidos (aceleraciones); de hecho un aumento de las aceleraciones de piso puede inducir problemas con los contenidos de estructura (Figura C.3).

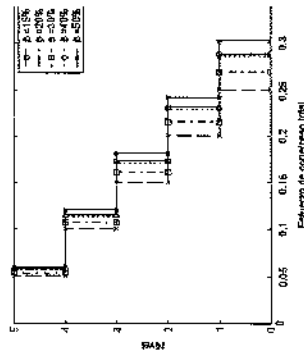


Figura C.3 - Corte de entresílo para un marco aislado de 5 pisos y distintos niveles de amortiguamiento en el sistema de aislación

C3.12.e Por último, es interesante ilustrar para un sistema de un grado de libertad cuál es el nivel de reducción de respuesta que se espera con el uso de la aislación sísmica. La Figura C.4 muestra el promedio de la reducción de respuesta de deformación y aceleración total que se obtiene al aislar estructuras convencionales con periodos fundamentales entre 0,3 s y 1,5 s y un período aislado objetivo de 2,5 s para los sismos chilenos que se indican en C8.4.2. Como se aprecia, la reducción de deformaciones y aceleraciones decrece en la medida que la estructura convencional se hace más flexible; sin embargo, para periodos de la estructura convencional de hasta 0,7 s, las reducciones observadas son del orden de 10.

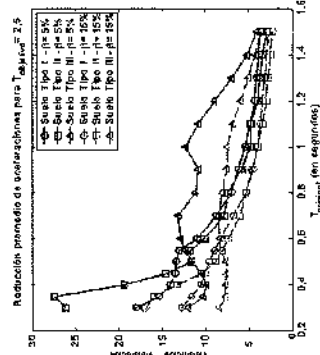


Figura C.4 - Reducción promedio de aceleraciones para estructuras aisladas de periodo objetivo 2,5 s, sometidas a los registros chilenos del terremoto de 1985 indicados en C8.4.2

3.13 sistema para restringir los efectos del viento: conjunto de elementos estructurales que proveen una restricción al desplazamiento horizontal de la estructura aislada ante cargas de viento. El sistema de restricción puede ser parte integral de los aisladores o bien ser un dispositivo independiente

NCh2745	Comentarios	Comentarios
$D_p$	<p>consideración, como se indica en 7.3.1</p> <p>= desplazamiento de diseño, en milímetros (mm), en el centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección bajo consideración, como se indica en 8.2</p>	
$D_M$	<p>= desplazamiento máximo, en milímetros (mm), en el centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección bajo consideración, como se indica en 7.3.3</p>	
$D_M$	<p>= desplazamiento máximo, en milímetros (mm), en el centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección bajo consideración, como se indica en 8.2</p>	
$D_m$	<p>= desplazamiento total de diseño, en milímetros (mm), de un elemento del sistema de aislación incluyendo tanto el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez, <math>D_p</math>, como la componente de desplazamiento torsional en la dirección bajo consideración, como se especifica en 7.3.5</p>	
$D_{TM}$	<p>= desplazamiento total máximo, en milímetros (mm), de un elemento del sistema de aislación incluyendo tanto al desplazamiento traslacional en el centro de rigidez, <math>D_M</math>, como la componente de desplazamiento torsional en la dirección bajo consideración, como se indica en 7.3.3</p>	

NCh2745	Comentarios	Comentarios
3.14 subestructura:	porción de la estructura que se encuentra por debajo del nivel de aislación	
3.15 superestructura:	porción de la estructura que se encuentra por sobre el nivel de aislación	
<b>4 Símbolos y términos abreviados</b>	<p>Para los propósitos de esta norma, se aplican los símbolos y términos abreviados de NCh433 y adicionalmente los siguientes:</p>	<p><b>C4 Símbolos y términos abreviados</b></p>
$B_b$	<p>= coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño, <math>\beta_b</math> (ver Tabla 2)</p>	
$\beta_M$	<p>= coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para el desplazamiento máximo, <math>\beta_M</math> (ver Tabla 2)</p>	
$b$	<p>= dimensión más corta de la planta de la estructura, medida perpendicularmente a <math>d'</math></p>	
$C_D$	<p>= coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico de diseño, según ecuación 1</p>	
$C_M$	<p>= coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico máximo posible, según ecuación 3</p>	
$D_b$	<p>= desplazamiento de diseño, en milímetros (mm), en el centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección bajo</p>	

NCh2745	Comentarios	Comentarios
$d$ $E_{TRCO}$	<p>= dimensión en planta más larga de la estructura</p> <p>= energía disipada, en kN-mm, en un aislador durante un ciclo completo de carga reversible, en un rango de desplazamiento de ensayo de <math>\Delta^+</math> a <math>\Delta^-</math>, medida por el área encerrada por un ciclo de la relación constitutiva fuerza-deformación</p>	<p>= suma para todos los aisladores de los valores absolutos de la fuerza positiva máxima de un aislador al desplazamiento positivo <math>D_o</math>. Para un aislador determinado, la fuerza positiva máxima al desplazamiento positivo, <math>D_p</math>, se determina comparando cada una de las fuerzas positivas que ocurren durante cada ciclo de la secuencia de ensayos asociada con el desplazamiento <math>D_p</math> y seleccionando el valor positivo máximo al desplazamiento positivo <math>D_p</math>.</p>
$\sum E_D$	<p>= total de energía disipada, en kN-mm, por todos los aisladores durante un ciclo completo de respuesta al desplazamiento de diseño, <math>D_n</math></p>	<p>= suma para todos los aisladores de los valores absolutos de la fuerza positiva mínima de un aislador al desplazamiento positivo <math>D_p</math>. Para un aislador determinado, la fuerza positiva mínima al desplazamiento positivo <math>D_p</math> se determina comparando cada una de las fuerzas positivas que ocurren durante cada ciclo de la secuencia de ensayos asociada con el desplazamiento <math>D_p</math> y seleccionando el valor positivo mínimo al desplazamiento positivo <math>D_p</math>.</p>
$\sum E_M$	<p>= total de energía disipada, en kN-mm, por todos los aisladores durante un ciclo completo de respuesta al desplazamiento máximo, <math>D_M</math></p>	<p>= suma para todos los aisladores de los valores absolutos de la fuerza positiva máxima de un aislador al desplazamiento positivo <math>D_p</math>. Para un aislador determinado, la fuerza positiva máxima al desplazamiento positivo <math>D_p</math> se determina comparando cada una de las fuerzas positivas que ocurren durante cada ciclo de la secuencia de ensayos asociada con el desplazamiento <math>D_p</math> y seleccionando el valor positivo máximo al desplazamiento positivo <math>D_p</math>.</p>
$e$	<p>= excentricidad real, en milímetros (mm), medida en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislación, más la excentricidad accidental, igual a un 5% de la dimensión máxima de la planta perpendicular a la dirección de la sollicitación sísmica considerada</p>	<p>= suma para todos los aisladores de los valores absolutos de la fuerza negativa máxima en valor absoluto de un aislador al desplazamiento negativo <math>D_D</math>. Para un aislador determinado, la fuerza negativa máxima al desplazamiento negativo <math>D_D</math> se</p>
$F^-$	<p>= fuerza negativa, en kN, en un aislador, durante un ciclo de ensayo a un desplazamiento con una amplitud <math>\Delta^+</math></p>	<p>= suma para todos los aisladores de los valores absolutos de la fuerza negativa máxima en valor absoluto de un aislador al desplazamiento negativo <math>D_D</math>. Para un aislador determinado, la fuerza negativa máxima al desplazamiento negativo <math>D_D</math> se</p>
$F^+$	<p>= fuerza positiva, en kN, en un aislador, durante un ciclo de ensayo a un desplazamiento con una amplitud <math>\Delta^+</math></p>	<p>= suma para todos los aisladores de los valores absolutos de la fuerza positiva máxima de un aislador al desplazamiento positivo <math>D_p</math>. Para un aislador determinado, la fuerza positiva máxima al desplazamiento positivo <math>D_p</math> se</p>





NCh2745	Comentarios	Comentarios
<p>desplazamiento negativo <math>D_{M^-}</math>. Para un aislador determinado, la fuerza negativa mínima al desplazamiento negativo <math>D_{M^-}</math> se determina comparando cada una de las fuerzas negativas que ocurren durante cada ciclo de la secuencia de ensayos asociada con el incremento de desplazamiento <math>D_{M^-}</math> y seleccionando el valor absoluto mínimo al desplazamiento negativo <math>D_{M^-}</math>.</p>	<p>diseño en la dirección horizontal considerada</p>	<p>diseño en la dirección horizontal considerada</p>
$\xi$	= constante de aceleración de gravedad. (9.810 mm/s <sup>2</sup> )	= rigidez efectiva o secante mínima del sistema de aislación, en kN/mm, al desplazamiento máximo en la dirección horizontal considerada
$H_i$	= altura total de la goma del aislador	= coeficiente de reducción para estructuras aisladas sísmicamente, relacionado con el sistema resistente a las fuerzas laterales de la superestructura como se establece en Tabla 3
$h_x$	= altura en metros sobre la base hasta el nivel $x$	= período efectivo, en segundos, de la estructura aislada al desplazamiento de diseño en la dirección considerada, como se indica en ecuación 2
$h_y$	= altura en metros sobre la base hasta el nivel $x$	= período efectivo, en segundos, de la estructura aislada al desplazamiento máximo en la dirección considerada, como se indica en ecuación 4
$k_d$	= rigidez efectiva o secante de un aislador, en kN/mm, como indica ecuación 11	= fuerza o corte lateral total de diseño sísmico en los elementos del o por debajo del, sistema de aislación, como se indica en ecuación 7
$k_{D_{\text{mín}}}$	= rigidez efectiva o secante máxima del sistema de aislación, en kN/mm, al desplazamiento máximo en la dirección horizontal considerada	= fuerza o corte lateral total de diseño sísmico en los elementos de la superestructura, como se indica en ecuación 7 en los límites especificados en cláusula 7
$k_{V_{\text{mín}}}$	= rigidez efectiva o secante mínima del sistema de aislación, en kN/mm, al desplazamiento de	
$k_{D_{\text{mín}}}$		
$k_{V_{\text{mín}}}$		
$T_D$		
$T_M$		
$Y_5$		
$Y_7$		

NCh2745	Comentarios	NCh2745	Comentarios
$W$ $W_i$ $W_x$ $Y$ $Z$ $\beta_{el}$ $\beta_D$ $\beta_{el}$ $\gamma$	<p>= carga muerta sísmica total definida en NCh433. Para el diseño del sistema de aislación, <math>W</math> es el peso de la carga muerta sísmica total de la superestructura</p> <p>= la parte de <math>W</math> ubicada o asignada al nivel <math>i</math></p> <p>= la parte de <math>W</math> ubicada o asignada al nivel <math>x</math></p> <p>= distancia, en milímetros (mm), entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada</p> <p>= factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433; se establece en Tabla 5</p> <p>= amortiguamiento efectivo del sistema de aislación y del aislador como indica ecuación 12</p> <p>= amortiguamiento efectivo del sistema de aislación, al desplazamiento de diseño como indica ecuación 17</p> <p>= amortiguamiento efectivo del sistema de aislación, al desplazamiento máximo como indica ecuación 18</p> <p>= deformación angular del elastómero calculada como el cociente entre la deformación de corte y la altura de goma</p>	<p><math>\Delta^+</math> = desplazamiento positivo máximo de un aislador durante cada ciclo de ensayo del prototipo</p> <p><math>\Delta^-</math> = desplazamiento negativo mínimo de un aislador durante cada ciclo de ensayo del prototipo</p> <p><b>5 Generalidades</b></p> <p><b>5.1</b> Todas las estructuras con aislación sísmica y cada porción de las mismas se deben diseñar y construir de acuerdo con los requisitos de esta norma. Las disposiciones de NCh433 también son obligatorias, en lo que no contradigan las disposiciones de la presente norma.</p> <p><b>5.2</b> El sistema resistente a fuerzas laterales y el sistema de aislación se deben diseñar para resistir las deformaciones y los esfuerzos producidos por los efectos de movimientos del suelo como lo dispone esta norma.</p> <p><b>5.3</b> Cuando las fuerzas de viento indicadas en NCh432, produzcan deformaciones o esfuerzos mayores, dichas cargas se deben utilizar para el diseño en lugar de las deformaciones y esfuerzos resultantes de las fuerzas sísmicas.</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p><b>C5 Generalidades</b></p> <p><b>C5.a Introducción</b></p> <p><b>C5.a.1</b> Durante la última década el concepto de aislación sísmica se ha comenzado a considerar seriamente como una alternativa en el diseño de estructuras, especialmente en aquellos casos en que se busca un mejor desempeño sísmico para las estructuras y sus contenidos. El buen desempeño que las estructuras aisladas han tenido durante los sismos de Northridge (Los Angeles, 1994) y Kobe (Kobe, 1995), avalan las bondades de esta alternativa en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las personas y la operabilidad de la estructura después de un sismo.</p> <p><b>C5.a.2</b> Actualmente, los conceptos de aislación sísmica se enseñan como parte del currículo de Ingeniería Civil en la mayoría de las Universidades mundialmente reconocidas. Innumerables investigaciones se han desarrollado para demostrar la eficiencia de la aislación sísmica como una técnica sísmorresistente, y numerosos dispositivos de aislación están comercialmente disponibles para su implementación en la práctica. Consecuentemente, se ha desarrollado una creciente necesidad de suplementar los códigos sísmicos actualmente vigentes con requisitos específicos para estructuras aisladas. Esta necesidad es compartida por los organismos encargados de la construcción y el público en general, quienes requieren que esta tecnología se implemente adecuadamente, y por los ingenieros proyectistas, los que requieren un estándar</p>

<p>NCh2745</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p>mínimo para el diseño y construcción de estructuras con esta tecnología.</p> <p><b>C5.a.3</b> Los primeros esfuerzos en la dirección un código para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente fue publicado por el Structural Engineering Association of California, SEAC, en el año 1986 en el documento <i>Tentative Seismic Isolation Design Requirements</i> (ver Anexo A, [21]). Reconociendo la necesidad de obtener un documento que represente una opción consensuada, el comité sísmológico del SEAC desarrolló los requisitos de diseño <i>Seismic Isolation Structures</i> que fueron publicados en el apéndice 11 del libro <i>SEAC</i> (ver Anexo A, [22]) en 1990. Los mismos requisitos fueron publicados posteriormente como un apéndice del <i>mandatorio del Capítulo 23 del Anexo A, [9]</i> en el año 1991. El comité sísmológico del SEAC y del <i>International Conference of Building Officials, ICBO</i>, revisado este documento periódicamente desde entonces y versiones posteriores. Estos requisitos se pueden encontrar en el libro azul del SEAC (ver Anexo A, [23]) del año 1996, y en el código UBC (ver Anexo A, [12]) del año 1997. Por otra parte, el <i>Code of Seguridad Sísmica para Edificios en el Área de Incorporación de requisitos para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico</i> (<i>National Earthquake Hazard Reduction Program, NEHRP</i>, del año 1994), los requisitos fueron modificados en la versión del año 1997 en que los tres documentos <i>NEHRP/UBC/SEAC</i> fueron compatibilizados.</p> <p><b>C5.a.4</b> El largo camino recorrido por estas instituciones y comités en EEUU a través de la decisión del Grupo N° 5 de ACHI encargado de realizar esta norma de base, el trabajo en el documento UBC (ver Anexo A, [12]) del año 1997. Aunque el documento (ver Anexo A, [12]) puede ser criticado</p>
<p>NCh2745</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p>diversos aspectos, su filosofía y criterios han sido ampliamente discutidos y aceptados por la comunidad científica y profesional en el mundo. Esto no implica que el documento no sea perfecto, y ha sido la intención de este grupo de trabajo el introducir cambios y comentarios en aquellos puntos debatibles y arbitrarios.</p> <p><b>C5.b Filosofía de los requisitos de diseño para estructuras aisladas</b></p> <p><b>C5.b.1</b> Es condición esencial de una estructura aislada el que su desempeño objetivo no sólo involucre la protección de la vida durante un sismo severo, sino también la reducción del daño de la estructura y sus contenidos. De esta forma, los requisitos de diseño que se presentan en esta norma son una combinación de ambos objetivos: protección a la vida y reducción del daño.</p> <p><b>C5.b.2</b> Como punto de partida, estos requisitos definen dos niveles sísmicos: un nivel sísmico de diseño (SDI) y un nivel sísmico máximo posible (SMP). El sismo de diseño coincide con el nivel utilizado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales consistente con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Por otra parte, el sismo máximo posible corresponde al máximo nivel de movimiento del suelo que puede ocurrir dentro del marco geológico conocido y ha sido definido como el nivel que tiene una probabilidad de excedencia de un 10% en un período de 100 años.</p> <p>Estos niveles de riesgo, que son consistentes con la tendencia mundial en los códigos de aislamiento sísmico, son distintos a los utilizados en el NCH433, lo que será reflejado a través de un espectro de diseño que difiere del contenido en dicha norma. El nuevo espectro deberá reflejar, además, un nivel de seguridad superior para el sistema de aislamiento, debido a que su falla compromete necesariamente la estabilidad vertical de la estructura completa.</p>

NCh2745	Comentarios	Comentarios
	<p>C5.b.3 Para el diseño de estructuras aisladas requiere que el sistema de aislamiento sea capaz de soportar las deformaciones y desplazamientos correspondientes al SMP sin falla. Análogamente cualquier sistema que cruce la interfaz de aislamiento se debe diseñar para acomodar el desplazamiento correspondiente al SMP.</p> <p>C5.b.4 Estas recomendaciones buscan, además, que la superestructura permita esencialmente elástica durante el sísmo, a diferencia de los requisitos de estructuras con base fija que buscan evitar sólo un nivel de protección razonable de fallas estructurales mayores y pérdida de capacidad sin hacer hincapié en limitar el daño o mantener funciones de la estructura. La filosofía a seguir es que las <i>lateralidades de diseño</i> sean, digamos, un octavo de las fuerzas reales que ocurrirían en el edificio si éste permaneciera elástico durante el sísmo. La seguridad a la vida se provee entonces a través de requerir que el sistema tenga ductilidad adecuada y permanezca elástico gravitacionalmente sin daño masivo o para desplazamientos que exceden con el límite de fluencia del sistema. Sin embargo, el daño a los elementos estructurales son probables en una estructura convencional para un evento mayor.</p> <p>C5.b.5 Para una estructura convencional de sobrevivencia para el SMP no se ve explícitamente y se maneja implícitamente a través de mayor ductilidad y mayor detalle los elementos. Por el contrario, en estructuras aisladas la verificación del desempeño de la estructura para el SMP se debe realizar a través de una verificación explícita de evidencia que en el peor escenario sísmico posible, la estructura aislada es al menos tan segura como la estructura convencional. El diseño explícito del sistema de aislamiento ensayo de aisladores para el SMP es necesario</p>	<p>actualmente debido a que aún no existe suficiente evidencia práctica como para permitir un criterio menos conservador. Es importante notar que, los aisladores friccionales o elastoméricos convencionales utilizados permiten alcanzar el nivel de diseño correspondiente al SMP sin mayor dificultad.</p> <p>C5.b.6 De acuerdo con los requisitos indicados en esta norma, el diseño de una estructura está orientado a cumplir con los objetivos de desempeño siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos del edificio.</li> <li>2. Resistir sismos severos sin que exista:       <ol style="list-style-type: none"> <li>a) falla del sistema de aislamiento;</li> <li>b) daño significativo a los elementos estructurales; y</li> <li>c) daño masivo a elementos no estructurales.</li> </ol> </li> </ol> <p>Para cumplir con estos objetivos, los requisitos propuestos limitan la respuesta inelástica de la superestructura a una fracción menor de lo que se permite para edificios convencionales. Consecuentemente, el desplazamiento lateral de una estructura durante un sismo debe ocurrir en la interfaz de aislamiento y no en la superestructura.</p> <p>C5.b.7 Los objetivos de desempeño establecidos en C5.b.6 exceden a aquellos de estructuras convencionales en sismos moderados y severos. Es importante recalcar que, incluso a través de reforzamiento considerablemente las estructuras convencionales, es difícil alcanzar los objetivos de desempeño de una estructura aislada, en especial aquellos relacionados con</p>



NCh2745	Comentarios	<p>los contenidos y terminaciones. Esto se a que el aumento de resistencia de estructura convencional conlleva rigidización de la estructura, lo que inc niveles de aceleración que dificultan control de daños en contenidos, instalación y terminaciones, y por ende, la funcionalidad del edificio. Tal fue el caso del Hospital SpinaMar, durante el sismo de Northridge e año 1994 (ver Anexo A, [8]).</p> <p><b>C5.c Proyectos de edificación con aislación sísmica en Chile</b></p> <p><b>C5.c.1</b> A la fecha de la redacción de norma existen tres edificios con aislación sísmica en Santiago, el edificio de vivienda social de la Comunidad Andina (ver Anexo A, [15]) diseñado y construido entre los años 1981 y 1992, la Clínica Carlos de la P. Universidad Católica de Concepción construida durante el año 2000 (ver Anexo [3]), y el Edificio San Agustín de la Facultad de Ingeniería de la P. Universidad Católica de Chile construido durante 2001 y 2002 (ver Anexo A, [3]). Además, durante el proyecto del edificio Plaza Técnica Hospital Militar ubicado en La Reina, que convendrá en la estructura aislada grande del país (ver Anexo A, [25]).</p> <p><b>C5.c.2</b> Los antecedentes mundiales muestran que con posterioridad a los terremotos Northridge y Kobe, el uso de la aislación sísmica en el mundo ha crecido considerablemente. Por ejemplo, en el año 1998 se construyeron más de 700 edificios con aislación sísmica, entre los que se incluyen 35 hospitales, 18 edificios gubernamentales y 304 edificios de vivienda.</p> <p><b>C5.c.3</b> Los sistemas de aislación más utilizados en el mundo actualmente son los sistemas de amortiguamiento (LD</p>	<p>alto amortiguamiento (HDR), los aisladores elastoméricos con corazón de plomo (LRE), el aislador de péndulo friccional (FPS), y los deslizadores teflón-acero (PTFE).</p> <p><b>C5.c.4</b> Cada proyecto tiene sus propios factores que motivan el uso de sistemas de aislación y poseen diferentes objetivos de desempeño. El primer paso esencial en el desarrollo del proyecto es definir el criterio de diseño en base a los objetivos del propietario en lo que respecta a la funcionalidad de la estructura, daño y protección de la inversión, preservación histórica de la estructura, riesgo a las personas, y economía en la construcción. Para aquellos propietarios que desean una alta prioridad a la funcionalidad, protección de los contenidos, e inversión, requieren un criterio de diseño más estricto que aquellos que buscan un nivel de desempeño de protección a la vida únicamente. En cualquier caso, es el propietario el que debe estar consciente del nivel de riesgo que se desea asumir en el diseño.</p>
NCh2745	Comentarios	<p>Los procedimientos y limitaciones para el diseño de estructuras con aislación sísmica se deben determinar considerando la zona, características del lugar, aceleración vertical, propiedades de las secciones agrietadas de los elementos de hormigón y mampostería, destino, configuración, sistema estructural y altura.</p>	<p><b>6 Criterio de selección</b></p> <p><b>6.1 Bases de diseño</b></p>
NCh2745	Comentarios	<p>Debido a esta generalidad, esta norma descansa en la exigencia de que los sistemas de aislación sean ensayados para confirmar las propiedades utilizadas en el cálculo y diseño de la estructura aislada. En general los sistemas de aislación que se consideraran adecuados deben:</p>	<p><b>6.2 Estabilidad del sistema de aislación</b></p>
NCh2745	Comentarios	<p>La estabilidad de los elementos del sistema de aislación sujetos a cargas verticales se debe verificar por análisis y ensayos, según se requiera, para desplazamientos sísmicos laterales iguales al desplazamiento máximo total.</p>	<p><b>6.2 Estabilidad del sistema de aislación</b></p> <p>Debido a esta generalidad, esta norma descansa en la exigencia de que los sistemas de aislación sean ensayados para confirmar las propiedades utilizadas en el cálculo y diseño de la estructura aislada. En general los sistemas de aislación que se consideraran adecuados deben:</p>

NCh2745	Comentarios	NCh2745 de cláusula 8.
<p><b>6.3 Categorías de destino</b></p> <p>El factor de importancia, <math>I</math>, para una edificación con aislación sísmica se debe considerar igual a 1,0 sin considerar la categoría de destino.</p> <p>NOTA - Ver Tabla 1.</p>	<p>a) Permanecer estables para el desplazamiento de diseño requerido.</p> <p>b) Proveer una resistencia que no decaiga con un aumento en el desplazamiento.</p> <p>c) No degradarse en rigidez y resistencia carga cíclica.</p> <p>d) Poser una relación constitutiva fuertemente deformación que esté bien definida y repetible.</p>	<p>Comentarios</p> <p>cumple dos funciones primordiales:</p> <p>a) Cálculo de la respuesta y diseño de la subestructura y la superestructura para el terremoto de diseño.</p> <p>b) Cálculo de la demanda de desplazamientos y verificación de la estabilidad del sistema de aislación para el terremoto máximo posible.</p>
<p><b>6.4 Requisitos de configuración</b></p> <p>Cada estructura se debe clasificar como estructura regular o irregular en base a la configuración estructural del sistema de aislación, de acuerdo con Tablas C.3 y C.4 de 8.5.3.1.</p>	<p><b>6.3 Categorías de destino</b></p> <p>Dos razones justifican un valor único de coeficiente de importancia <math>I</math> en estructuras aisladas. Primero, se reconoce que existe incertidumbre en la relación a estructuras convencionales sobre el verdadero nivel de demanda impuesta sobre la estructura. Segundo, como el objetivo de desempeño del diseño es siempre funcionalidad luego del sismo, no tiene sentido diferenciar por concepto de uso las estructuras. No se eliminó la Tabla 1 para facilitar la eventual incorporación de valores diferentes a 1 para destinos o niveles de desempeño distintos a los contemplados actualmente en dicha tabla.</p>	<p><b>C6.5.1.a.2 Distintas metodologías de distintos grados de complejidad se pueden utilizar para modelar la respuesta de estructuras aisladas, desde modelos simplificados hasta modelos tridimensionales no-lineales del edificio completo. El nivel de sofisticación del modelo debe ser coherente con el grado de complejidad de la estructura. En general, superestructuras flexibles, irregulares en planta y altura requerirán de modelos más sofisticados.</b></p>
<p><b>6.5 Selección de procedimientos de respuesta lateral</b></p> <p><b>6.5.1 Generalidades</b></p> <p>Cualquier estructura con aislación sísmica se puede, y ciertas estructuras aisladas definidas más adelante se deben diseñar utilizando el procedimiento de respuesta lateral dinámico</p>	<p><b>C6.5.1.b Modelo del sistema de aislación</b></p> <p><b>C6.5.1.b.1</b> El modelo estructural del sistema de aislación debe ser capaz de representar efectos de la respuesta tridimensional del sistema, como por ejemplo la torsión en planta, la correcta distribución de cargas verticales en los aisladores, interacción bidireccional, e interacción lateral-vertical (aislador de péndulo inercial). Además, el análisis del modelo estructural debe considerar la variabilidad de las propiedades de los aisladores; debe considerarse la mayor rigidez del sistema de aislación en la determinación de las fuerzas de diseño de la superestructura y la menor rigidez posible en la determinación de la deformación del sistema de aislación.</p> <p><b>C6.5.1.b.2</b> Si el sistema de aislación permite el levantamiento de la estructura, el modelo debe ser capaz de representar este levantamiento y el impacto en el contacto entre estructura y dispositivo. El levantamiento es un fenómeno no-lineal y requiere modelación explícita (aunque ocurre en estructuras aisladas como no aisladas), por ejemplo, a través de un</p>	<p><b>C6.5.1.a.1</b> El modelo estructural del sistema de aislación y de la sub y la superestructura</p>

NCh2745	Comentarios	NCh2745
	<p>elemento tipo <i>gap</i> que impone cero fuerza momento de levantamiento libre de estructura. La importancia de que el modelador permita el levantamiento en caso de ocurrir, es determinar en forma adecuada redistribución de esfuerzos y deformaciones: ocurre en la estructura una vez que el viti del aislador desaparece.</p> <p><b>C6.5.1.b.3</b> Otro aspecto importante es consideración del efecto <math>P-\Delta</math> a través del aislador. Este efecto crea un momento significativo sobre la estructura bajo y sobre el aislador. Dependiendo del sistema de anclaje del dispositivo, este momento puede variar entre <math>P</math> veces <math>\Delta/2</math> y <math>P</math> veces <math>\Delta</math> donde <math>P</math> es la carga axial sobre el aislador y <math>\Delta</math> el desplazamiento. Este momento es en el momento flector debido al corte a la altura del aislador.</p> <p><b>C6.5.1.b.4 Modelación de aisladores</b></p> <p><b>C6.5.1.b.4.1 General</b></p> <p>Uno de los objetivos primordiales del modelador debe ser acotar las posibles variaciones observadas en las propiedades mecánicas de los aisladores como resultado de variaciones de la carga vertical, velocidad de carga, movimiento bidireccional, temperatura, y envejecimiento del aislador.</p> <p><b>C6.5.1.b.4.2 Modelos lineales</b></p> <p><b>C6.5.1.b.4.2.1</b> Para los procedimientos lineales establecidos por esta norma el sistema de aislación se puede representar por un modelo lineal equivalente. Las propiedades de este modelo son la rigidez secante del aislador, también confusamente denominada como equivalente, <math>k_{ef}</math>:</p> $k_{ef} = \frac{ F^+  +  F^- }{ \Delta^+  +  \Delta^- }$	<p>Comentarios</p> <p>y la razón de amortiguamiento lineal viscosa equivalente <math>\beta_{ef}</math>:</p> $\beta_{ef} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_a}{K_{ef} D^2} \right] \quad (C.2)$ <p>en que:</p> <p><math>\sum E_a</math> = suma de las energías disipadas por todos los aisladores en un ciclo;</p> <p><math>K_{ef} = \sum k_{ef}</math> = rigidez efectiva o secante de todos los aisladores del sistema de aislación.</p> <p>Todas las cantidades se determinan en base a ciclos de amplitud <math>D</math>.</p> <p><b>C6.5.1.b.4.2.2</b> Los modelos lineales equivalentes deben ser utilizados sólo en el diseño de aisladores elastoméricos, cuyas propiedades no son altamente dependientes de la carga axial. En el caso de aisladores friccionales, se recomienda adicionalmente verificar el diseño de estos dispositivos mediante un análisis no-lineal de respuesta en el tiempo.</p> <p><b>C6.5.1.b.4.3 Modelos no-lineales</b></p> <p><b>C6.5.1.b.4.3.1</b> Para evaluar la respuesta no-lineal de la estructura con aisladores sísmicos se requiere utilizar un modelo que sea representativo de la constitutiva no-lineal del dispositivo. De acuerdo con lo descrito anteriormente, este modelo es típicamente independiente de la velocidad de deformación en el caso de aisladores elastoméricos, pero dependiente de ella en el caso de aisladores friccionales.</p> <p><b>C6.5.1.b.4.3.2</b> Debido a que la respuesta dinámica de la estructura completa queda controlada por el comportamiento del sistema de aislación, cuando se cumple con las</p>

disposiciones de esta norma, es admisible el modelo utilizado durante el diseño sistema de aislación sea simple e ignore ejemplo, la flexibilidad de la superestruct. Esto permite ahorrar gran cantidad de tit en el cálculo de las respuestas y conducir lo general a resultados precisos. Sin embargo, una vez concluido el proceso de diseño recomendable verificar, con un modelo lineal de los aisladores y tridimensional, el comportamiento del sistema completo para un conjunto de sismos.

**C6.5.1.b.4.3.3** El hecho de que la no-linealidad del sistema se localice en el sistema de aislación conduce a que los análisis no-lineales sean de bajo costo computacional en relación a lo que sería un análisis no-lineal de una estructura convencional. Además, la interpretación de las respuestas medidas durante sismos en estructuras aisladas muestra que es posible predecir con gran nivel de precisión (error menor al 10%) el verdadero comportamiento no-lineal de estas estructuras (ver Anexo A, [4]).

#### **C6.5.1.c Modelo de la superestructura**

**C6.5.1.c.1** En general, la superestructura debe modelarse con igual detalle que para edificio convencional; sin embargo, es importante tener presente que la incertidumbre en la respuesta del modelo de la superestructura se reduce gracias al sistema de aislación. El nivel de detalle del modelo de la superestructura debe ser tal que permita evaluar correctamente la distribución de esfuerzos y deformaciones en sus elementos.

**C6.5.1.c.2** Es importante recordar que la superestructura será diseñada para permanecer elástica esencialmente y por lo tanto su rigidez resistente debe ser consistente con el comportamiento. De no ser así, se perderá el beneficio del sistema de aislación en el control del daño de la estructura y

contenidos. Se define que la superestructura permanezca esencialmente elástica durante el sismo si el requerimiento nominal de ductilidad sobre las componentes del sistema de resistencia lateral del edificio es pequeño ( $R \approx 2$ ). Este requerimiento de ductilidad no impide que algún elemento entre en el rango inelástico; sin embargo, el sistema resistente lateral de la estructura como un todo no cambia su característica apreciablemente.

#### **C6.5.1.d Procedimiento de análisis**

**C6.5.1.d.1** En esta norma es posible utilizar modelos lineales o no-lineales para el análisis de estructuras aisladas sísmicamente. El análisis estático con modelos lineales establece valores mínimos del desplazamiento de diseño para el sistema de aislación y se puede utilizar en una clase muy limitada de estructuras. Este procedimiento es recomendado para un diseño preliminar de la estructura y provee un mecanismo de verificación simple de modelos más sofisticados.

**C6.5.1.d.2** El análisis de respuesta espectral se recomienda para estructuras que tienen:

- 1) una superestructura flexible;
- 2) una superestructura de planta irregular; y
- 3) aisladores con una relación constitutiva fuerza-deformación que puede ser adecuadamente representada por un modelo lineal equivalente.

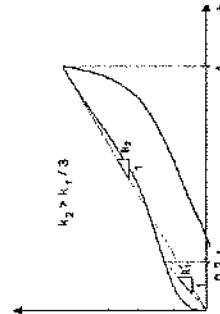
La mayor ventaja de un análisis de respuesta espectral con superestructura flexible es que permite calcular en forma simple la distribución de fuerzas y deformaciones en los elementos.

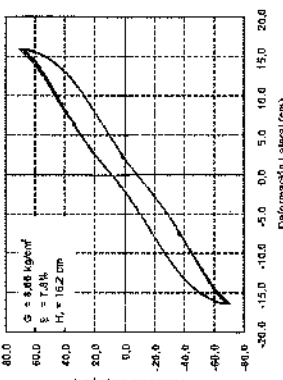
**C6.5.1.d.3** Los procedimientos de análisis no-lineal incluyen en general Análisis Estático No-lineal (AENL), también conocido como *pushover*, y Análisis Dinámico No-lineal (ADNL) o de

NCh2745	Comentarios	Comentarios
<p>sísmica, siempre que:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. La estructura esté ubicada a más de 10 km de todas las fallas activas.</li> <li>2. La estructura esté ubicada en un tipo de suelo I o II.</li> <li>3. La superestructura tenga menos de cinco pisos y una altura menor que 20 m.</li> <li>4. El período efectivo de la estructura aislada, <math>T_{ef}</math>, sea menor o igual a 3,0 s.</li> <li>5. El período efectivo de la estructura aislada, <math>T_D</math>, sea mayor que tres veces el período elástico de base fija de la superestructura, y no menor que 2,0 s.</li> </ol>	<p>respuesta en el tiempo. El modelo no incluye a los aisladores y puede incluir o no superestructura dependiendo de su importancia. Sin embargo, es relevante insistir en que el objetivo de la aislación sísmica es que la linealidad de la superestructura sea pequeña para el análisis no-lineal de respuesta en el tiempo y debe utilizarse en los casos siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Sistemas con una razón de amortiguamiento modal mayor a un 30%.</li> <li>2. Sistemas sin capacidad autocentrante.</li> <li>3. Sistemas cuya deformación se exceda la distancia disponible de separación con estructuras adyacentes.</li> <li>4. Sistemas que son dependientes de la velocidad de deformación.</li> <li>5. Sistemas que experimentan levantamiento y/o impacto.</li> </ol>	<p>El procedimiento de análisis estático lateral equivalente de cláusula 5 se puede utilizar para el diseño de una estructura con aislación</p>
<p>6. La superestructura tenga una configuración regular.</p> <p>7. El sistema de aislación esté definido por todos los atributos siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>7.1 La rigidez efectiva (secante) del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva (secante) a un 20% del desplazamiento de diseño.</li> </ol>	<p>En el ADN, la superestructura se modela como lineal provisto que se demuestre que su respuesta se mantiene en el rango elástico durante el SMP.</p> <p>C6-5.1.d.4 Aunque la mayoría de estructuras con aislación sísmica se diseñan por modelos dinámicos lineales, se establece un requisito mínimo de demanda de deformación y fuerza que es un porcentaje de la demanda indicada por las fórmulas de análisis estático, incluso cuando se realice análisis dinámico. Esta indicación provee un nivel mínimo de seguridad que protege contra un diseño excesivamente no conservador.</p>	<p>6.5.2 Análisis estático</p>
<p>8. La superestructura tenga una configuración regular.</p> <p>9. El sistema de aislación esté definido por todos los atributos siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>9.1 La rigidez efectiva (secante) del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva (secante) a un 20% del desplazamiento de diseño.</li> </ol>	<p>El período elástico de base fija de la superestructura puede ser estimado a partir de expresiones empíricas o de métodos aproximados, como el Método de Rayleigh.</p>	<p>6.5.2 Análisis estático</p>
<p>10. La superestructura tenga una configuración regular.</p> <p>11. El sistema de aislación esté definido por todos los atributos siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>11.1 La rigidez efectiva (secante) del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva (secante) a un 20% del desplazamiento de diseño.</li> </ol>	<p>El período elástico de base fija de la superestructura puede ser estimado a partir de expresiones empíricas o de métodos aproximados, como el Método de Rayleigh.</p>	<p>6.5.2 Análisis estático</p>
<p>12. La superestructura tenga una configuración regular.</p> <p>13. El sistema de aislación esté definido por todos los atributos siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>13.1 La rigidez efectiva (secante) del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva (secante) a un 20% del desplazamiento de diseño.</li> </ol>	<p>El período elástico de base fija de la superestructura puede ser estimado a partir de expresiones empíricas o de métodos aproximados, como el Método de Rayleigh.</p>	<p>6.5.2 Análisis estático</p>



NCh2745	Comentarios
<p>estructura con aislación sísmica, siempre que:</p> <p>a) La estructura esté ubicada en un tipo de suelo I, II, ó III.</p> <p>b) El sistema de aislación esté definido por todos los atributos especificados en 6.5.2, ítem 7.</p>	<p><b>Comentarios</b></p>
<p><b>2. Análisis de respuesta en el tiempo</b></p> <p>El análisis de respuesta en el tiempo se puede utilizar para el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica y se debe utilizar para el diseño de todas las estructuras con aislación sísmica que no cumplan con los criterios de b.5.3, ítem 1.</p>	<p><b>C6.5.3, 3</b> Debido a que suelos blandos tienden a producir espectros de respuesta con amplificaciones importantes en bandas angostas de frecuencia, es esencial poder caracterizar estas bandas para poder evitar que las frecuencias de diseño de la estructura aislada coincidan con las predominantes del suelo. Un ejemplo característico es el contrasentido que sería fundar un edificio aislado de período cercano a 2 s en las blandas arcillas expansivas de Ciudad de México caracterizadas por períodos predominantes de 2 s.</p>
<p><b>3. Espectro de diseño específico del lugar</b></p> <p>Los espectros de movimiento del suelo específicos a un lugar y correspondiente al sismo de diseño y al sismo máximo posible se deben utilizar para el diseño y análisis de todas las estructuras aisladas, cuando:</p> <p>a) La estructura está ubicada en un tipo de suelo IV.</p> <p>b) La estructura está ubicada a menos de 10 km de una falla activa y capaz.</p>	<p><b>C6.5.3, 3b</b> Se define a una falla como activa si hay evidencia de a lo menos un desplazamiento en los últimos 10 000 años. (Período Holoceno). Se define además una falla activa como sísmicamente capaz si los desplazamientos de la falla van asociados a la ocurrencia de sismos.</p>

NCh2745	Comentarios
<p><b>7.2</b> El sistema de aislación tiene la capacidad de producir una fuerza restitutiva, como se especifica en 10.2.4.</p> <p><b>7.3</b> El sistema de aislación tiene propiedades de fuerza-deformación que son independientes de la velocidad de carga.</p> <p><b>7.4</b> El sistema de aislación tiene propiedades de fuerza-deformación que son independientes de las cargas verticales y efectos de sollicitaciones bidireccionales.</p> <p><b>7.5</b> El sistema de aislación debe permitir alcanzar el desplazamiento sísmico máximo posible y no menos de 1,2 veces el desplazamiento total de diseño.</p>	<p><b>Figura C.5 - Requerimiento de rigidez para realizar un estático lateral equivalente.</b></p>  <p><b>C6.5.2, 7.4</b> Se excluye por lo tanto del análisis estático a estructuras con sistemas friccionales de aislación las que se del analizar mediante un análisis de historia de respuesta en el tiempo.</p>
<p><b>6.5.3 Análisis dinámico</b></p> <p><b>6.5.3 Análisis dinámico</b></p> <p>El procedimiento de respuesta lateral dinámica de cláusula 8 se debe utilizar para el diseño de estructuras con aislación sísmica como se especifica a continuación:</p> <p><b>1. Análisis espectral</b></p> <p>El análisis de respuesta espectral se puede utilizar para el diseño de una</p>	<p><b>C6.5.3 Análisis dinámico</b></p>

NCh2745	Comentarios	<p><b>7 Procedimiento de análisis estático</b></p> <p><b>7.1 Generalidades</b></p> <p>A excepción de lo indicado en cláusula 8, toda estructura aislada sísmicamente o parte de ella, se debe diseñar y construir para resistir como mínimo las fuerzas y desplazamientos especificados en esta cláusula. Las disposiciones de NCh433 también son obligatorias, en lo que no contradigan las disposiciones de la presente norma.</p> <p><b>7.2 Característica fuerza-deformación del sistema de aislación</b></p> <p>Los desplazamientos y fuerzas laterales mínimas de diseño provocados por sismos en estructuras aisladas sísmicamente se deben basar en las características de fuerza-deformación del sistema de aislación.</p> <p>Dichas características de fuerza-deformación deben incluir explícitamente los efectos que provoca el sistema para restringir los efectos del viento, si tal sistema se usa para cumplir con los requisitos de diseño de esta norma.</p> <p>Las características de fuerza-deformación del sistema de aislación se deben basar en ensayos debidamente fundamentados y realizados de acuerdo con lo estipulado en cláusula 14.</p> <p>La rigidez vertical mínima del sistema de aislación debe ser tal que la frecuencia de vibración propia de la estructura aislada en sentido vertical, suponiendo una superestructura rígida, debe ser mayor que 10 Hz.</p>
NCh2745	Comentarios	<p><b>C7 Procedimiento de análisis estático</b></p> <p><b>C7.1 Generalidades</b></p> <p>El objetivo de las fórmulas entregadas en continuación es acotar los valores de propiedades del sistema de aislación de modo que el diseño resultante sea conservador bajo las fuentes potenciales de variabilidad que afectan las propiedades del sistema de aislación. Además, las fórmulas reconocen que la rigidez amortiguamiento efectivo dependen del nivel de deformación y deben ser evaluados para niveles sísmicos de diseño y máximo posible. La norma no considera el efecto de diferencias de propiedades entre las propiedades de diseño reales (<i>as-built</i>) derivando la responsabilidad de control de calidad de la estructura y los aisladores al ingeniero calculista.</p> <p><b>C7.2 Característica fuerza-deformación sistema de aislación</b></p> <p><b>C7.2.a Aisladores elastoméricos</b></p> <p><b>C7.2.a.1 Los aisladores elastoméricos uno de los dispositivos más utilizados actualmente en el diseño de estructuras aisladas. El aislador elastomérico consiste un conjunto de capas delgadas de goma natural adheridas a planchas delgadas de acero formando un <i>sandwich</i> de goma-acero. Durante su construcción, las lán de acero y goma se intercalan horizontalmente dentro de un molde de goma que da la forma geométrica al aislador. Se colocan estas laminas en el molde y se aplica presión y temperatura de 140°C por tiempo cercano a las 6 h en el caso de los aisladores de diámetro igual o mayor que 60 cm. Durante este proceso la goma se vulcaniza y adquiere su propiedad elástica. Además, el calor aplicado produce la real adherencia de las laminas de goma y acero. La adherencia debe ser más resistente que</b></p>
Comentarios	NCh2745	<p>goma misma y la falla por cizalle de un aislador debe ocurrir por ruptura de la goma antes que por una falla del pegamento goma-acero.</p> <p><b>C7.2.a.2 Las gomas de bajo amortiguamiento (LDR) exhiben en general un comportamiento prácticamente lineal-elástico a bajas deformaciones y lineal-viscoso a grandes deformaciones. La razón de amortiguamiento efectivo es típicamente menor a 0,07 para deformaciones angulares y que varían entre 0 y 2. Una relación fuerza-deformación característica de un LDR se muestra en Figura C.6. El diseño de estos aisladores se realiza de acuerdo con ecuaciones C.7 a C.11 que se presentan en C7.2.c.</b></p>
		 <p><b>Figura C.6 - Ciclo fuerza-deformación de una paja de aisladores de bajo amortiguamiento LDR</b></p> <p><b>C7.2.b Aisladores con corazón de plomo</b></p> <p><b>C7.2.b.1 Los aisladores con corazón de plomo (LRB) se construyen en general de goma de bajo amortiguamiento y se les deja un orificio central cilíndrico en el que se introduce el corazón de plomo bajo presión. Bajo deformación lateral, el plomo se deforma en un estado de corte puro y fluye a una tensión cercana a los 10 MPa a temperatura ambiente, produciendo numerosos ciclos histeréticos estables. Debido a que el plomo recristaliza a temperatura ambiente (20°C</b></p>

aproximadamente), su fluencia repetida produce falla por fatiga. Una de las ventajas de los aisladores con corazón de plomo es que producen en forma natural un nivel de rigidez inicial importante para cargas de servicio. Un ciclo típico de fuerza-deformación de un aislador con corazón de plomo se muestra en la Figura C.7.

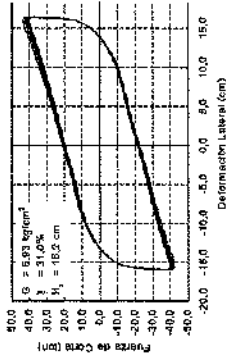


Figura C.7 - Ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores con corazón de plomo LRB

C7.2.b.2 La capacidad del aislador a deformación,  $Q$ , se puede aproximar por:

$$Q = A_p \tau_y$$

en que:

$A_p$  = área de plomo; y

$\tau_y$  = tensión de fluencia.

Por otra parte, la rigidez post-fluencia del aislador  $k_p$  es en general mayor que la rigidez de la goma del aislador sin el corazón de plomo. De esta forma:

$$k_p = f_t \frac{GA_c}{H_p}$$

en que:

$G$  = módulo de corte de la goma, calculado típicamente a  $\gamma = 0,5$ ;

$A_p$  = área de la goma adherida al acero;  
 $H_p$  = altura total de goma en el aislador; y  
 $f_t$  = aproximadamente 1,15.

Como regla práctica, la rigidez inicial del aislador es entre 6,5 y 10 veces su rigidez de post-fluencia.

C7.2.b.3 El ciclo fuerza deformación de un aislador LRB se puede representar por un comportamiento bilineal como se indica en la Figura C.8. El modelo requiere la definición de tres parámetros: la fuerza de fluencia  $F_y$ , la rigidez post-fluencia  $k_p$ , y el desplazamiento de fluencia  $D_y$ . Conocido el desplazamiento de fluencia, la fuerza de fluencia es:

$$F_y = Q + k_p D_y \tag{C.8}$$

en que:

$$D_y = Q/K = \text{con } K = (5,5 \text{ a } 9) k_p$$

El modelo bilineal para la pareja de aisladores LRB de la Figura C.7 se muestra en la Figura C.8.

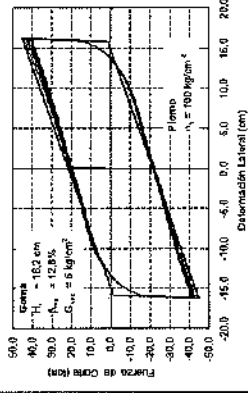


Figura C.8 - Ajuste de un modelo bilineal al ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores LRB

**C7.2.c Aisladores de alto amortiguamiento**

**C7.2.c.1** Los aisladores sísmicos de amortiguamiento están hechos de compuesto especial de goma que se alcanzan típicamente valores para la razón amortiguamiento entre 0,10 y 0,20 deformaciones angulares menores a aproximadamente. Es importante recalcar la inclusión de nuevos aditivos químicos fórmula de la goma de alto amortiguamiento también a otras propiedades mecánicas de ella como la elongación de ruptura. Un tipo de un aislador de alto amortiguamiento se muestra en Figura C.9.

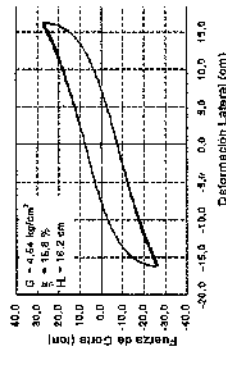


Figura C.9 - Curva fuerza-deformación de una pieza de aisladores de alto amortiguamiento HDR

**C7.2.c.2** Como ocurre con la mayoría de dispositivos de goma, los aisladores elásticos requieren de un proceso de estabilización mecánica del ciclo de deformación conocido como *scrag*. Durante el *scragging* el aislador se somete a varios ciclos de deformación lo que modifica la estructura molecular del compuesto de goma produciendo ciclos de fuerza-deformación estables para deformaciones menores a la que se somete durante el *scragging*. Estos ciclos muestran que las propiedades iniciales del compuesto sin *scragging* recuperan parcialmente con el tiempo recuperación dependiente del compuesto utilizado.

**C7.2.c.3** Típicamente, en el análisis

estructuras aisladas con aisladores HDR, la constitutiva fuerza-deformación se modela como un sistema bilineal cuyas propiedades dependen de la razón de amortiguamiento efectivo  $\beta_d$  y el módulo de corte tangente  $G$ , para un determinado nivel de deformación angular  $\gamma$ . La rigidez postfluencia  $k_p$  se puede calcular como (ver Anexo A, [5] y [14]):

$$k_p = \frac{GA}{H_r} \tag{C.7}$$

en que:

$H_r$  = representa la altura total de goma del aislador. Por otra parte, la resistencia característica  $Q$  para deformación nula se puede expresar como:

$$Q = \frac{\pi \beta_d k_p D^2}{(2 - \pi \beta_d) D - 2D_y} \tag{C.8}$$

en que:

$D_y$  = desplazamiento de fluencia, el que se puede aproximar por un valor que varía entre  $0,05 H_r$  y  $0,1 H_r$ .

Por último, la fuerza de fluencia del aislador se puede estimar como  $F_y = Q + k_p D_y$ . Alternativamente estas expresiones se pueden escribir en términos de la rigidez efectiva (secante) como:

$$Q = \frac{\pi \beta_d k_p D^2}{2(D - D_y)} \tag{C.9}$$

en que:

$k_p$  = se determina de acuerdo con la curva de ensayo y el procedimiento descrito posteriormente; el módulo efectivo (secante) de la goma resulta:

$$G_f = \frac{k_f H_f}{A} \quad (C.10)$$

C7.2.c.4 La modelación bilineal de constitutiva fuerza-deformación para aislador de diámetro  $\phi = 60$  cm,  $A = \pi \cdot 60^2/4 = 2.827$  cm<sup>2</sup>,  $G_f = 6$  kg/cm<sup>2</sup>,  $H_f = 16$  cm, se muestra en Figura C.10.

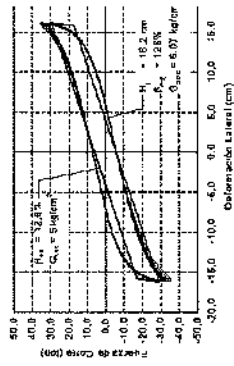


Figura C.10 - Definición de modelo bilineal de una I de aisladores de alto amortiguamiento HDR

C7.2.c.5 En Figura C.10 el valor del parán  $\xi$  corresponde a la razón entre la fuerza de deformación nula y la fuerza para deformación máxima en un ciclo determinado. El parámetro se puede usar alternativamente deformación de fluencia  $D_f$  en la definición del ciclo histérico del modelo bilineal.

C7.2.c.6 Otro modelo más preciso que anterior, utilizado para gomas de amortiguamiento, es la constitutiva de Wen (SAP 2000) que en el unidimensional se puede escribir como:

$$F = \alpha \left[ \frac{1}{1 + \beta |F|} \right]^n + Ax \quad (C.11)$$

$$F = \alpha K_f x + (1 - \alpha) \xi$$

en que:

$\xi$  = representa la componente

lineal de la fuerza;

$\gamma, \eta, \nu$  y  $A$  = parámetros del estado  $\varepsilon$  del elemento que controlan la forma del ciclo;

$\alpha$  = parámetro que regula la importancia relativa entre la parte lineal ( $k_s$ ) y no-lineal ( $\varepsilon$ ) de la constitutiva.

**C7.2.d Rigidez vertical de los aisladores**

C7.2.d.1 La rigidez vertical de un aislador se escoge típicamente para producir una frecuencia vertical de vibración del sistema superior a 10 Hz. La rigidez vertical de un aislador se define como:

$$k_z = \frac{E_c A}{H_r} \quad (C.12)$$

en que:

$E_c$  = representa el módulo de compresión para el conjunto goma-acero. En el caso de un aislador circular, el módulo de compresión  $E_c$  resulta (ver Anexo A, [13]):

$$\frac{1}{E_c} = \left( \frac{1}{6G_g S^2} + \frac{4}{3K} \right) \quad (C.13)$$

en que:

$K$  = módulo de compresibilidad de la goma (que típicamente adopta un valor de 2.000 MPa); y

$S$  = primer factor de forma del aislador, que en el caso de un aislador circular es  $S = \phi/4t$ , en que  $t$  es el espesor de las láminas de goma.



En base a estos resultados se demuestra q razón entre la frecuencia vertical y lateral estructura aislada es aproximadamente igual

$$\frac{f_v}{f_h} = \sqrt{\frac{E}{G}} \sqrt{\frac{1}{6G_s S^2 + \frac{4}{3K}}} \quad (1)$$

es decir,  $f_v = 35.4 f_h$  para un aislador  $S = 25$ ,  $G_s = 0.8$  Mpa, y  $K = 2.000$  Mp el periodo fundamental del sistema aislac de 2,5 s, la frecuencia vertical de vibrack  $f_v = 1.4$  Hz, aproximadamente, superand limite de 10 Hz. Es posible demostrar q rigidez vertical de un aislador es similar rigidez vertical de una columna de horm armado de un piso tipo y sección idéntica del aislador.

**C7.2.d.2** Eventualmente, el sistema F experimentar una amplificación de la aceler vertical del suelo debido a su flexibilidad ve modificando la carga axial sobre los aislador que se debería considerar.

**C7.2.d.3** Por último, la deformabilidad axi aislador, aunque pequeña, se debe consider adición al descenso que experimenta el ais como resultado de su deformación lateral, tal efecto la estructura debe considerar separación vertical mínima entre los elemi de la superestructura y subestructura. Figura C.11 muestra el descenso experime por una aislador de diámetro 60 cm i resultado de la deformación lateral y.

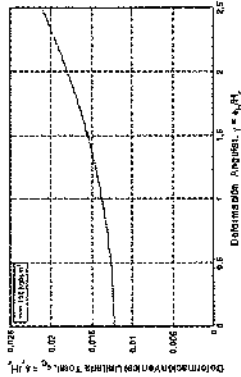


Figura C.11 - Descenso del aislador como resultado de la deformación lateral y

**C7.2.e** Deslizadores y aisladores friccionales

**C7.2.e.1** El aislador friccional limita nominalmente la carga que se desarrolla en la interfaz de aislación a un cierto nivel predeterminado por el diseñador. Esta carga depende del coeficiente de fricción  $\mu$  entre las superficies deslizantes y de la carga normal  $N$  aplicada sobre ella. Entre las ventajas más importantes de estos dispositivos está la separación entre el sistema de transmisión de carga vertical y el mecanismo de aislación. Sin embargo, el sistema friccional *per se* carece de un mecanismo de restitución que permita el centrado de la estructura como consecuencia del movimiento del suelo. Debido a esto, los aisladores friccionales son utilizados generalmente en combinación (paralelo) con un esquema que proporcione fuerzas restitutivas.

**C7.2.e.2** La fuerza lateral que desarrolla un aislador friccional se expresa como:

$$F = \frac{N}{R} r + \mu_s N \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad (C.15)$$

en que:

$N$  = representa la carga normal sobre la superficie de aislación;

$R$  = radio de curvatura de la superficie

sobre la que ocurre el deslizamiento y

$u$  y  $\dot{u}$  = corresponden al desplazamiento y velocidad del dispositivo;

$\mu_d$  = coeficiente de fricción dinámica

Como es habitual la fuerza friccional se invierte al invertirse el sentido de la velocidad

**C7.2.e.3** Dos esquemas de aislación friccional muestran en Figura C.12. La Figura C.12(a) muestra esquemáticamente un deslizamiento friccional sobre un plano horizontal (Figura C.12(b) muestra un deslizador sobre superficie esférica (por ejemplo, pértica friccional). Acompañan a estos mecanismos fricción las constitutivas esquemáticas de deformación de cada uno de ellos.

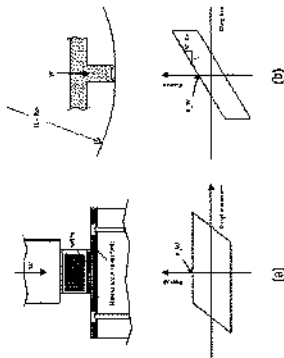


Figura C.12 - Mecanismos típicos de aislación friccional y relaciones constitutivas fuerza-deformación

**C7.2.e.4** Para el caso del deslizador horizontal de curvatura  $R$  es infinito y por lo tanto existe una componente restitutiva que es esférica (ver Anexo A, [27]), el radio de curvatura es constante  $R = R_0$  y la componente restitutiva del dispositivo es lineal e desplazamiento u como indica la ecuación C

**C7.2.e.5** Para el caso de deformaciones pequeñas, la fuerza normal en el dispositivo se puede obtener de la expresión siguiente:

$$N = W \left( 1 + \frac{\dot{u}}{\epsilon} + \frac{N_{vol}}{W} \right) \quad (C.16)$$

en que:

$W$  = corresponde a la carga gravitacional;

$\dot{u}$  = corresponde a la aceleración vertical del suelo; y

$N_{vol}$  = corresponde a la carga normal debida al momento volcante de la estructura.

Si las deformaciones son grandes (por ejemplo, sismos impulsivos de California), la carga normal del deslizador sobre la superficie esférica se debe evaluar correctamente a través de considerar la restricción cinemática que impone esta superficie en las ecuaciones de movimiento de la estructura (ver Anexo A, [1]).

**C7.2.e.6** En la fabricación de los aisladores friccionales se utiliza preferentemente Teflón (PTFE) reforzado en contacto con una lámina de acero inoxidable pulida al nivel de espejo. Las presiones de contacto admisibles entre el Teflón y el acero utilizadas en el diseño en general no exceden de 40 MPa. Por otra parte, el coeficiente de fricción varía generalmente entre 0.05 y 0.12 dependiendo de la velocidad de deformación y la presión de contacto.

1) Teflón es el nombre comercial de un producto. Esta información se entrega para la conveniencia de los usuarios de esta norma y no constituye un respaldo del INN al producto mencionado. Se pueden usar productos equivalentes, si se demuestra mediante validación, que con ellos se obtienen los mismos resultados.

C7.2.a.7 Para una interfaz de teflón y ace  
 coeficiente de fricción dinámico se p  
 escribir como (ver Anexo A, [26]):

$$\mu_d = \mu_{\text{static}} - (\mu_{\text{static}} - \mu_{\text{min}}) \exp(-d/|v|) \quad (1)$$

en que:

$\mu_{\text{min}}$  y  $\mu_{\text{static}}$  = representan el coeficient  
 fricción a pequeñas y gre  
 velocidades, respectiv  
 (ver Figura C.13). Finalm  
 la Figura C.14 mu  
 resultados experimentales  
 variación de los coefici  
 $\mu_{\text{min}}$ ,  $\mu_{\text{static}}$  y como funcio  
 la presión de contact  
 distintas velocidades  
 deslizamiento.

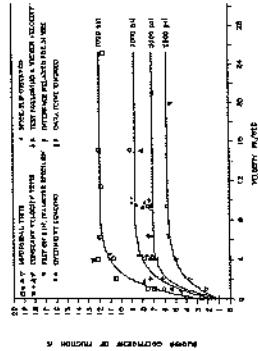


Figura C.13 - Variación del coeficiente de fricció  
 dinámico  $\mu_d$  con la velocidad y presión de  
 contacto (ver Anexo A, [26])

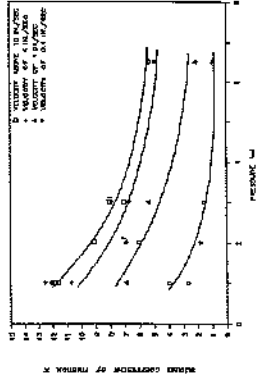


Figura C.14 - Variación observada de los coeficientes  
 de roce  $\mu_{\text{min}}$ ,  $\mu_{\text{static}}$ , y  $\mu_d$  como función de la  
 presión de contacto (ver Anexo A, [26])

C7.2.1 Sistemas híbridos de aislación

Los sistemas de aislación elastoméricos y  
 friccionales se pueden utilizar en combinación  
 con sistemas de disipación de energía. Un  
 ejemplo, es la combinación entre aislación  
 elastomérica y disipación viscosa utilizada  
 recientemente en importantes proyectos como  
 es el refuerzo estructural del edificio de la  
 Municipalidad de la ciudad de Los Angeles en  
 EE.UU. El propósito de esta combinación entre  
 aislador de goma y disipador viscoso es utilizar  
 la acción centrífuga del aislador elastomérico  
 en conjunto con la gran capacidad disipativa  
 del amortiguador viscoso. Otro sistema híbrido  
 que se ha utilizado con éxito en Japón es el de  
 aisladores elastoméricos y disipadores  
 metálicos helicoidales.

7.3 Desplazamientos laterales mínimos

7.3.1 Desplazamientos de diseño

El sistema de aislación se debe diseñar y  
 construir para soportar, como mínimo,  
 desplazamientos sísmicos laterales que  
 actúen en la dirección de los dos ejes  
 principales de la estructura según la  
 ecuación:

C7.3 Desplazamientos laterales mínimos

C7.3.1 Desplazamientos de diseño

El desplazamiento entregado por la ecuación (1)  
 se supone que ocurre en el centro de masa (CM)  
 del sistema estructural. El coeficiente de  
 reducción por amortiguamiento utilizado  $R_d$  se  
 ha determinado a partir de las razones entre los  
 valores espectrales calculados para los registros

compatibles chilenos que se describen en C.1 y distintos niveles de la razón amortiguamiento (ver Anexo A, [7]).

La ecuación (1), que asume que superestructura es rígida, provee una estim conservadora del desplazamiento del sistema aislación, debido a que la flexibilidad deformación de la superestructura tiende a hacer decrecer el desplazamiento del sistema aislación.

Debido a que las estructuras aisladas encuentran en general en la zona amplificación de desplazamiento, se definió un valor constante para el coeficiente sísmico de desplazamiento  $C_D$ .

La Tabla 2 presenta el factor de reducción que fue obtenido de 9 registros compatibles con el SDI para los tres tipos de suelo. Este último factor reconoce dependencia con el período de vibración y calidad del suelo de fundación y aunque la obtención es un poco más laboriosa, condujo a valores mayores que el factor de modificación indicado por el UBC (ver Anexo [12]).

El coeficiente de modificación de respuesta propuesto es:

$$B_D(\beta_D, T_D) = \frac{1}{B_c - \beta_c - 1} \exp[-\alpha |T_D - 0.05 T_D|] \quad (1)$$

Para  $\beta = 0.05$  se debe usar:  $B_c = 4.00, 3.00$  y  $2.00$  para suelos tipos I, II respectivamente.

Para razones de amortiguamiento  $\beta$  mayores que  $0.05$  se debe usar:

$$B_c = 2 \left( \frac{1 + \beta}{1 + 14.68 \beta^{0.865}} \right) \quad (2)$$

$$D_n = \frac{C_D}{B_D} \quad (1)$$

en que:

- 200 Z [mm], para Suelo I y  $T_D > 2s$ ;
- 300 Z [mm], para Suelo II y  $T_D > 2s$ ;
- 330 Z [mm], para Suelo III y  $T_D > 2s$ ;

$B_D$  = se obtiene de Tabla 2 o de la ecuación (C.18).

para los tres tipos de suelo (I, II, y III). Similarmen te, el parámetro "a" se obtiene de la tabla siguiente:

Tabla C.1 - Valor del coeficiente "a"

$\beta$	Suelo I	Suelo II	Suelo III
0.10	396.9	293.1	224.5
0.15	180.7	124.6	99.0
0.20	117.9	76.1	67.1
0.25	94.0	64.3	39.6
0.30	88.5	42.0	30.4
0.50	36.9	22.2	16.1

La buena correlación entre el estimador indicado por las ecuaciones C.18 y C.19 y el valor de  $B_D$  obtenido a partir de los espectros de respuesta correspondientes a los 3 registros compatibles (6 historias) utilizados y los distintos amortiguamientos se muestra en Figura C.15.

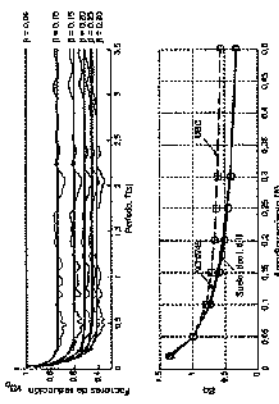


Figura C.15 - Factor de modificación de respuesta para suelo tipo II obtenido a partir de registros compatibles

Alternativamente, el factor de reducción de respuesta por amortiguamiento  $B_D$  se puede obtener en forma conservadora a partir de Tabla C.2 que es idéntica a la presentada en el código UBC (ver Anexo A, [12] y [17]).

Tabla C.2 - Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento,  $\beta_D$  y  $\beta_M$  (UBC)

Amortiguamiento efectivo, $\beta_D$ ó $\beta_M$ (porcentaje del valor crítico) <sup>1) 2)</sup>	Factor $\beta_D$ y $\beta_M$
$\leq 2$	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
$\geq 50$	2.0

1) El factor de modificación de respuesta por amortiguamiento se debe basar en amortiguamiento efectivo del sistema c aislación determinado de acuerdo con los requisitos de 14.5.

2) El factor de modificación de respuesta por amortiguamiento se debe basar en interpolación lineal para valores c amortiguamiento efectivo diferentes a los que aparecen en Tabla C.2.

**7.3.2 Período efectivo correspondiente al desplazamiento de diseño.**

El período efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento de diseño,  $T_D$ , se debe determinar usando las características de fuerza-deformación del sistema de aislación de acuerdo con la fórmula:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{D, \text{min}} \cdot S}} \quad (2)$$

La ecuación (2) indica una estimación período fundamental correspondiente desplazamiento de diseño. Esta ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación correspondiente al desplazamiento de diseño  $D_D$ . Esta estimación se conservadoramente en el menor valor c rigidez efectiva, entregando el máximo valor período efectivo.

**7.3.3 Desplazamiento máximo**

El desplazamiento máximo del sistema de aislación,  $D_M$ , en la dirección horizontal más crítica se debe calcular de acuerdo con la fórmula:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \quad (3)$$

en que:

$$200 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo I y } T_M > 2 \text{ s;}$$

$$C_M = 300 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo II y } T_M > 2 \text{ s;}$$

$$330 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo III y } T_M > 2 \text{ s;}$$

$M_M$  se obtiene de Tabla 3.

**7.3.4 Período efectivo correspondiente al desplazamiento máximo**

El período efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento máximo,  $T_M$ , se debe determinar utilizando las características de fuerza-deformación del sistema de aislación de acuerdo con la ecuación:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{M, \text{min}} \cdot S}} \quad (4)$$

La ecuación (4) indica una estimación del período fundamental correspondiente al desplazamiento máximo. Esta ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación correspondiente al desplazamiento máximo  $D_M$ . Esta estimación se conservadoramente en el menor valor de la rigidez efectiva, entregando el máximo valor del período efectivo.

**C7.3.3 Desplazamiento máximo**

El desplazamiento proporcionado por la ecuación (3) se supone que ocurre en el centro de masa (CM) del sistema estructural. A igual que en C7.3.1, el coeficiente de amortiguamiento  $B_M$  utilizado se ha obtenido de las razones espectrales para registros chilenos compatibles con los aspectos de diseño descritos en C8.4.1.

La ecuación (3), que asume que la superestructura es rígida, provee una estimación conservadora del desplazamiento del sistema de aislación, debido a que la flexibilidad y deformación de la superestructura tienden a hacer decrecer el desplazamiento del sistema de aislación.

**C7.3.4 Período efectivo correspondiente al desplazamiento máximo**

La ecuación (4) indica una estimación del período fundamental correspondiente al desplazamiento máximo. Esta ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación correspondiente al desplazamiento máximo  $D_M$ . Esta estimación se conservadoramente en el menor valor de la rigidez efectiva, entregando el máximo valor del período efectivo.



NCh2745	Comentarios	NCh2745	Comentarios
<p><b>7.3.5 Desplazamiento total</b></p> <p>7.3.5.1 El desplazamiento de diseño total, <math>D_{TD}</math>, y el desplazamiento máximo total, <math>D_{TM}</math>, de los elementos del sistema de aislación debe incluir desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislación y la ubicación menos favorable de la excentricidad de la masa.</p> <p>7.3.5.2 El desplazamiento total de diseño, <math>D_{TD}</math>, y el desplazamiento total máximo, <math>D_{TM}</math>, de los elementos de un sistema de aislación con distribución espacial uniforme de rigidez lateral no se debe considerar menor que lo indicado por las ecuaciones siguientes:</p> $D_{TD} = D_N \left[ 1 + \gamma \frac{12e_{max}}{b^2 + d^2} \right] \quad (5)$ $D_{TM} = D_N \left[ 1 + \gamma \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (6)$	<p><b>7.3.5 Desplazamiento total</b></p> <p>7.3.5.3 El desplazamiento total de diseño, <math>D_{TD}</math>, y el desplazamiento total máximo, <math>D_{TM}</math>, se pueden tomar menores que lo indicado en las ecuaciones (5) y (6), pero no menores que 1,1 veces <math>D_D</math> ni 1,1 veces <math>D_N</math>, respectivamente, siempre que se demuestre mediante cálculos que el sistema de aislación está debidamente configurado para resistir la torsión.</p> <p><b>7.4 Fuerzas laterales mínimas</b></p> <p>7.4.1 Sistemas de aislación y elementos estructurales en el nivel o bajo el sistema de aislación</p> <p>El sistema de aislación, la fundación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación se deben diseñar y construir para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, <math>V_A</math>, usando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas, en que:</p> $V_A = k_{D,max} D_D \quad (7)$	<p><b>7.3.5.3</b> El desplazamiento total de diseño, <math>D_{TD}</math>, y el desplazamiento total máximo, <math>D_{TM}</math>, se pueden tomar menores que lo indicado en las ecuaciones (5) y (6), pero no menores que 1,1 veces <math>D_D</math> ni 1,1 veces <math>D_N</math>, respectivamente, siempre que se demuestre mediante cálculos que el sistema de aislación está debidamente configurado para resistir la torsión.</p> <p><b>7.4 Fuerzas laterales mínimas</b></p> <p>7.4.1 Sistemas de aislación y elementos estructurales en el nivel o bajo el sistema de aislación</p> <p>El sistema de aislación, la fundación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación se deben diseñar y construir para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, <math>V_A</math>, usando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas, en que:</p> $V_A = k_{D,max} D_D \quad (7)$	<p><b>Comentarios</b></p> <p>traslación y la rotación de la planta simultáneamente, simultáneamente que es sabido no ocurre en la respuesta dinámica del sistema (ver Anexo A, [2]).</p> <p>En cualquier caso, las ecuaciones (5) y (6) tienden a sobrestimar la deformación real de la planta si <math>\Omega</math> es menor a 1 y a subestimarla en caso contrario.</p> <p>Finalmente, es importante reconocer que la derivación de estas ecuaciones se basa en que existe una excentricidad de masa en la planta y que la coordenada <math>y</math> se mide con respecto al centro de rigidez de la planta, la excentricidad <math>e</math> en estas ecuaciones incluye la excentricidad estática (torsión natural) y la excentricidad accidental (torsión accidental).</p> <p>7.3.5.3 Se puede interpretar que el sistema se considera debidamente configurado para resistir torsión en la medida que los aisladores más rígidos se encuentren a lo largo del perímetro de la estructura conduciendo a estructuras con una razón de frecuencias desacopladas mayor a 1.</p> <p><b>7.4 Fuerzas laterales mínimas</b></p> <p>7.4.1 Sistema de aislación y elementos estructurales en el nivel o bajo el sistema de aislación</p> <p>A diferencia de las estructuras convencionales en que los esfuerzos utilizados para el diseño de las fundaciones son también reducidos por el factor de reducción <math>R</math>, en el caso de estructuras aisladas no se permite tal reducción debido a lo importante que es garantizar la estabilidad de la subestructura para un desempeño adecuado del sistema de aislación.</p>

<p><b>NCh2745</b></p> <p><b>7.4.2 Elementos estructurales sobre el sistema de aislación</b></p> <p>La estructura sobre el sistema de aislación se debe diseñar y construir para resistir como mínimo una fuerza de corte, <math>V_s</math>, usando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas en que:</p> $V_s = \frac{K_{D,max} \cdot D}{R_c} \quad (8)$ <p>El factor <math>R_c</math>, según Tabla 4, se debe basar en el tipo de sistema resistente para carga lateral usado en la superestructura.</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p><b>7.4.2 Elementos estructurales sobre sistema de aislación</b></p> <p>El factor de reducción de respuesta utilizado para estructuras con aislación sísmica no supera el valor 2, para asegurar que estructura permanezca elástica durante sismo de diseño. Factores mayores de reducción no son deseables en este caso debido a que el movimiento de la estructura está controlado por pulsos de duración 2 s y 3 s, los que se ocurren, producen grandes deformaciones inelásticas en superestructura.</p>
<p><b>7.4.3 Límites para <math>V_s</math></b></p> <p>El valor de <math>V_s</math> no debe ser menor que lo siguiente:</p> <p>1. La fuerza lateral sísmica requerida por NCh433, para una estructura de base fija del mismo peso, <math>W</math>, y un período igual al de la estructura aislada, <math>T_D</math>.</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p><b>7.4.3.1 Límites para <math>V_s</math></b></p> <p>Se garantiza entonces que estructura aislada no se puede diseñar con un corte menor al de una estructura de base fija del mismo período. Esto incluye el mínimo definido por NCh433, en 5.2.3.1.1. Aunque en principio el mínimo es una restricción innecesaria para estructuras de aislación, la verdad es que el sistema de aislación, la verdad es que el sistema de aislación (7), en un edificio aislado superará típicamente el corte mínimo</p>
<p><b>7.5 Distribución de fuerzas en vertical</b></p> <p>7.5.1 Las fuerzas horizontales se deben obtener distribuyendo uniformemente en la altura el esfuerzo de corte basal sobre la interfaz de la aislación.</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p><b>7.5.1 Distribución de fuerzas en vertical</b></p> <p>Se debe notar que para deformaciones menores que las necesarias para la activación del sistema de aislación, la deformada de una estructura aislada es similar a la de una estructura convencional. Sin embargo, si la superestructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, aún bajo deformaciones pequeñas de dicho sistema como las indicadas en Figura C.16, la distribución de fuerzas laterales equivalentes quedará controlada por las primeras formas modales del sistema aislado. Debido a que las deformaciones del sistema se concentran en la interfaz de aislación, estos modos aislados conducen a una distribución prácticamente uniforme de fuerzas laterales equivalentes.</p>
<p><b>7.5 Distribución de fuerzas en vertical</b></p> <p>7.5.1 Las fuerzas horizontales se deben obtener distribuyendo uniformemente en la altura el esfuerzo de corte basal sobre la interfaz de la aislación.</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p><b>7.5.1 Distribución de fuerzas en vertical</b></p> <p>Se debe notar que para deformaciones menores que las necesarias para la activación del sistema de aislación, la deformada de una estructura aislada es similar a la de una estructura convencional. Sin embargo, si la superestructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, aún bajo deformaciones pequeñas de dicho sistema como las indicadas en Figura C.16, la distribución de fuerzas laterales equivalentes quedará controlada por las primeras formas modales del sistema aislado. Debido a que las deformaciones del sistema se concentran en la interfaz de aislación, estos modos aislados conducen a una distribución prácticamente uniforme de fuerzas laterales equivalentes.</p>
<p><b>7.5 Distribución de fuerzas en vertical</b></p> <p>7.5.1 Las fuerzas horizontales se deben obtener distribuyendo uniformemente en la altura el esfuerzo de corte basal sobre la interfaz de la aislación.</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p><b>7.5.1 Distribución de fuerzas en vertical</b></p> <p>Se debe notar que para deformaciones menores que las necesarias para la activación del sistema de aislación, la deformada de una estructura aislada es similar a la de una estructura convencional. Sin embargo, si la superestructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, aún bajo deformaciones pequeñas de dicho sistema como las indicadas en Figura C.16, la distribución de fuerzas laterales equivalentes quedará controlada por las primeras formas modales del sistema aislado. Debido a que las deformaciones del sistema se concentran en la interfaz de aislación, estos modos aislados conducen a una distribución prácticamente uniforme de fuerzas laterales equivalentes.</p>

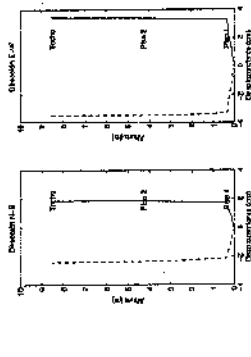
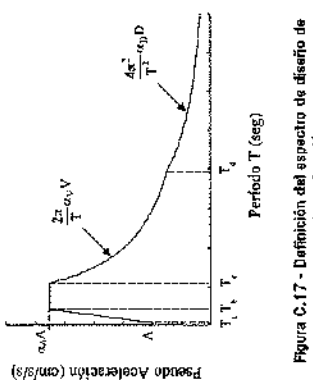
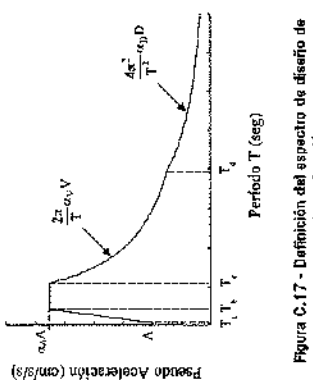
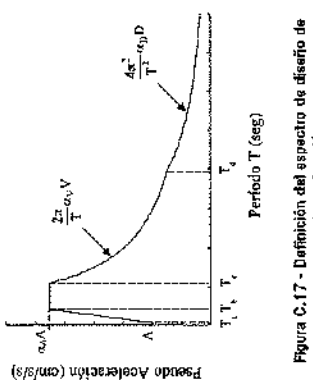


Figura C.16 - Deformada instantánea del edificio aislado FCC (Fire Command & Control Building) durante el sismo de Northridge, 1994

NCh2745	Comentarios	Comentarios	NCh2745
<p>7.5.2 En cada nivel designado con <math>x</math>, la fuerza <math>F_x</math> se debe aplicar sobre el centro de masa (CM) de ese nivel. Los esfuerzos en cada elemento estructural se deben calcular como el efecto de las fuerzas <math>F_x</math>, aplicadas en el nivel correspondiente.</p> <p>7.6 Límite de desplazamiento de entrepiso</p> <p>Para los pisos de la superestructura, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.</p>	<p>sistema de aislación no se debe considerar menor que el 90% de <math>D_{nb}</math>, según se especifica en 7.3.3.</p> <p>8.2.2 El desplazamiento total máximo del sistema de aislación no se debe considerar menor que el 80% de <math>D_{nr}</math> calculado con la ecuación (6).</p> <p>8.2.3 La fuerza de corte de diseño en el sistema de aislación y en los elementos estructurales bajo el sistema de aislación no debe ser menor que 90% de <math>V_s</math> calculado con la ecuación (7).</p> <p>8.2.4 Los límites especificados en 8.2.1 y 8.2.2 se deben evaluar usando los valores de <math>D_{nb}</math> y <math>D_{nr}</math> determinados de acuerdo a lo especificado en 7.3, excepto que <math>D_b'</math> se puede usar en lugar de <math>D_b</math> y <math>D_M'</math> se puede usar en lugar de <math>D_M</math>, donde <math>D_b'</math> y <math>D_M'</math> se calculan con las ecuaciones siguientes:</p> $D_b' = \frac{D_b}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (9)$ $D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (10)$	<p>C7.6 Análisis estático no-lineal</p> <p>Aunque no se incluye en esta norma, posible realizar análisis estático no-linea una estructura aislada. El análisis estático lineal debe ser de tipo <i>pushover</i>, y considerar como desplazamiento objetivo proporcionado por las ecuaciones (1) y (3) el CM del nivel por sobre la aislación.</p> <p>C8 Procedimiento de análisis dinámico</p>	<p>8 Procedimiento de análisis dinámico</p> <p>8.1 Generalidades</p> <p>De acuerdo a lo requerido en cláusula 6, cada estructura aislada sísmicamente, o parte de ella, se puede diseñar y construir para resistir los desplazamientos y fuerzas sísmicas especificadas en esta cláusula. Las disposiciones de NCh433 también son obligatorias, en lo que no contradigan las disposiciones de la presente norma.</p> <p>8.2 Sistema de aislación y elementos de la subestructura</p> <p>8.2.1 El desplazamiento total de diseño del</p>
<p>8.2.1 El valor del período de vibración <math>T</math> de la superestructura con base fija en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, se debe calcular mediante un análisis modal o bien mediante la fórmula implícita en NCh433.</p>	<p>Las ecuaciones (9) y (10) corresponden a modificaciones de las ecuaciones (1) y (3) con el propósito de incluir la influencia de la flexibilidad de la superestructura. Como se observa de estas ecuaciones, la flexibilidad de la superestructura produce una disminución de la demanda de deformación sobre la aislación. Para una razón entre el período fundamental aislado y de base fija (convencional) de 3, la corrección en <math>D</math> es de un 5%, aproximadamente.</p> <p>El valor del período de vibración <math>T</math> de la superestructura con base fija en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, se debe calcular mediante un análisis modal o bien mediante la fórmula implícita en NCh433.</p>	<p>C8.2 Sistema de aislación y elemento de la subestructura</p>	<p>8.2 Sistema de aislación y elementos de la subestructura</p> <p>8.2.1 El desplazamiento total de diseño del</p>

NCh2745	Comentarios	NCh2745
<p><b>8.3 Elementos estructurales de la superestructura</b></p> <p><b>8.3.1</b> El corte de diseño en la superestructura, en caso de ser ésta de configuración regular, no debe ser menor que 80% de <math>V_x</math> calculado con la ecuación (8) ni menor que los límites especificados en 7.4.3.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si la superestructura es de configuración regular, el corte de diseño en la superestructura se pueda considerar menor que 80%, pero no menor que 60%, de <math>V_x</math> siempre que se realice análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura.</p> <p><b>8.3.2</b> Si la superestructura es de configuración irregular, el corte de diseño en ella no debe ser menor que <math>V_x</math> calculada con la ecuación (8) ni menor que los límites especificados en 7.4.3.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si la superestructura es de configuración irregular, el corte de diseño en ella se puede considerar menor que 100%, pero no menor que 80%, de <math>V_x</math> siempre que se realice análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura.</p>	<p><b>8.3.1.2</b> El espectro de diseño se debe construir para el sismo de diseño. Este no se debe considerar menor que el espectro entregado por esta norma.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si se calcula un espectro de diseño específico para el sismo de diseño, el espectro de diseño se puede considerar menor que el 100%, pero no menor del 80%, del espectro de diseño definido por Figura 1.</p> <p><b>8.4.1.3</b> Se debe construir un espectro de diseño para el sismo máximo posible. Este espectro no se debe considerar menor que el espectro de diseño definido en esta norma amplificado por el factor <math>M_A</math>. Este espectro se debe usar para determinar el desplazamiento total máximo y las fuerzas provenientes de los momentos volcantes para diseñar y ensayar el sistema de aislación.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si se calcula un espectro de diseño específico para el sismo máximo posible, el espectro de</p>	<p><b>8.4.1</b> Espectros de diseño</p> <p><b>8.4.1.1</b> Para el diseño de todas las estructuras con un período aislado, <math>T_M</math>, mayor que 3,0 s, o ubicadas en suelos tipo IV, o ubicadas a menos de 10 km de una falla activa, se requiere de espectros específicos del sitio debidamente fundamentados. Las estructuras que no requieran de este tipo de espectro y para las cuales no se ha calculado un espectro específico, se deben diseñar usando el espectro indicado en Figura 1 debidamente escalado por el factor Z de Tabla 5, y conjuntamente con los valores indicados en Tabla 6.</p>
<p><b>8.4.1.2</b> El espectro de diseño se debe construir para el sismo de diseño. Este no se debe considerar menor que el espectro entregado por esta norma.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si se calcula un espectro de diseño específico para el sismo de diseño, el espectro de diseño se puede considerar menor que el 100%, pero no menor del 80%, del espectro de diseño definido por Figura 1.</p> <p><b>8.4.1.3</b> Se debe construir un espectro de diseño para el sismo máximo posible. Este espectro no se debe considerar menor que el espectro de diseño definido en esta norma amplificado por el factor <math>M_A</math>. Este espectro se debe usar para determinar el desplazamiento total máximo y las fuerzas provenientes de los momentos volcantes para diseñar y ensayar el sistema de aislación.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si se calcula un espectro de diseño específico para el sismo máximo posible, el espectro de</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p>de amplificación de desplazamiento igual a 2 que es consistente con el valor obtenido de los factores de amplificación promedio para los registros chilenos (ver Anexo A, [20]). Este espectro debe ser modificado para el diseño de acuerdo con el factor Z introducido en 7.3.1 y establecido en Tabla 5.</p>  <p><b>Figura 1</b> - Espectro base de diseño para zona 2 y los tres tipos de suelos (<math>\mu = 0.05</math>)</p>	<p><b>8.4.1</b> Espectros de diseño</p> <p><b>8.4.1.1</b> Para el diseño de todas las estructuras con un período aislado, <math>T_M</math>, mayor que 3,0 s, o ubicadas en suelos tipo IV, o ubicadas a menos de 10 km de una falla activa, se requiere de espectros específicos del sitio debidamente fundamentados. Las estructuras que no requieran de este tipo de espectro y para las cuales no se ha calculado un espectro específico, se deben diseñar usando el espectro indicado en Figura 1 debidamente escalado por el factor Z de Tabla 5, y conjuntamente con los valores indicados en Tabla 6.</p>
<p><b>8.4.1.2</b> El espectro de diseño se debe construir para el sismo de diseño. Este no se debe considerar menor que el espectro entregado por esta norma.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si se calcula un espectro de diseño específico para el sismo de diseño, el espectro de diseño se puede considerar menor que el 100%, pero no menor del 80%, del espectro de diseño definido por Figura 1.</p> <p><b>8.4.1.3</b> Se debe construir un espectro de diseño para el sismo máximo posible. Este espectro no se debe considerar menor que el espectro de diseño definido en esta norma amplificado por el factor <math>M_A</math>. Este espectro se debe usar para determinar el desplazamiento total máximo y las fuerzas provenientes de los momentos volcantes para diseñar y ensayar el sistema de aislación.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si se calcula un espectro de diseño específico para el sismo máximo posible, el espectro de</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p>de amplificación de desplazamiento igual a 2 que es consistente con el valor obtenido de los factores de amplificación promedio para los registros chilenos (ver Anexo A, [20]). Este espectro debe ser modificado para el diseño de acuerdo con el factor Z introducido en 7.3.1 y establecido en Tabla 5.</p>  <p><b>Figura 1</b> - Espectro base de diseño para zona 2 y los tres tipos de suelos (<math>\mu = 0.05</math>)</p>	<p><b>8.4.1</b> Espectros de diseño</p> <p><b>8.4.1.1</b> Para el diseño de todas las estructuras con un período aislado, <math>T_M</math>, mayor que 3,0 s, o ubicadas en suelos tipo IV, o ubicadas a menos de 10 km de una falla activa, se requiere de espectros específicos del sitio debidamente fundamentados. Las estructuras que no requieran de este tipo de espectro y para las cuales no se ha calculado un espectro específico, se deben diseñar usando el espectro indicado en Figura 1 debidamente escalado por el factor Z de Tabla 5, y conjuntamente con los valores indicados en Tabla 6.</p>
<p><b>8.4.1.2</b> El espectro de diseño se debe construir para el sismo de diseño. Este no se debe considerar menor que el espectro entregado por esta norma.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si se calcula un espectro de diseño específico para el sismo de diseño, el espectro de diseño se puede considerar menor que el 100%, pero no menor del 80%, del espectro de diseño definido por Figura 1.</p> <p><b>8.4.1.3</b> Se debe construir un espectro de diseño para el sismo máximo posible. Este espectro no se debe considerar menor que el espectro de diseño definido en esta norma amplificado por el factor <math>M_A</math>. Este espectro se debe usar para determinar el desplazamiento total máximo y las fuerzas provenientes de los momentos volcantes para diseñar y ensayar el sistema de aislación.</p> <p><b>EXCEPCION:</b> Si se calcula un espectro de diseño específico para el sismo máximo posible, el espectro de</p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p>de amplificación de desplazamiento igual a 2 que es consistente con el valor obtenido de los factores de amplificación promedio para los registros chilenos (ver Anexo A, [20]). Este espectro debe ser modificado para el diseño de acuerdo con el factor Z introducido en 7.3.1 y establecido en Tabla 5.</p>  <p><b>Figura 1</b> - Espectro base de diseño para zona 2 y los tres tipos de suelos (<math>\mu = 0.05</math>)</p>	<p><b>8.4.1</b> Espectros de diseño</p> <p><b>8.4.1.1</b> Para el diseño de todas las estructuras con un período aislado, <math>T_M</math>, mayor que 3,0 s, o ubicadas en suelos tipo IV, o ubicadas a menos de 10 km de una falla activa, se requiere de espectros específicos del sitio debidamente fundamentados. Las estructuras que no requieran de este tipo de espectro y para las cuales no se ha calculado un espectro específico, se deben diseñar usando el espectro indicado en Figura 1 debidamente escalado por el factor Z de Tabla 5, y conjuntamente con los valores indicados en Tabla 6.</p>

diseño se puede considerar menor que el 100%, pero no menor del 80%, del espectro de diseño dado en Figura 1 amplificado por el factor  $M_r$ .

8.4.2 Registros

8.4.2.1 Se deben seleccionar pares de componentes horizontales de registros de aceleración del suelo de al menos tres eventos sísmicos. Los pares de componentes de registros deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquellos que controlan el sismo de diseño (o sismo máximo posible). Cuando no se disponga de pares de componentes de registros reales, se pueden agregar registros artificiales.

C8.4.2 Registros

C8.4.2.1 Con el único propósito y alcanc diseñar estructuras aisladas, se han genit tres registros artificiales para cada tipo de suelo, con dos componentes horizontales uno, compatibles con los horizontales de entregados en Figura 1. Estos registros se generaron utilizando las dos componi horizontales de aceleración medidas durar sismo del 3 de Marzo de 1985, en estaci con suelos tipos I, II y III.

Sólo a modo de ejemplo, en Figura C.1 muestran registros compatibles típicos. conveniencia para la comparación, todos registros se han normalizado a una aceler máxima del suelo de 0,4 g.

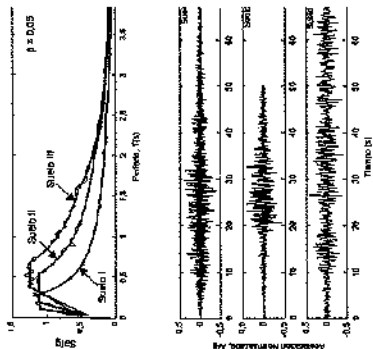


Figura C.18 - Registros sintéticos compatibles con espectros de diseño para  $\beta = 0,05$ . Ellos fueron obtenidos a partir de una componente de registros reales en suelos I, II y III

8.4.2.2 Para cada par de registros se deben construir los espectros de pseudo-aceleración para  $\beta = 0,05$  y se deben combinar según la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Los registros se deben modificar de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con SRSS para las tres parejas de registros, no resulte menor que  $1,17 \sqrt{1,3 - 0,10 \times 1,3}$  veces el espectro del sismo de diseño para  $\beta = 0,05$  (ó  $1,17$  veces el sismo máximo posible cuando corresponda) en el rango de períodos entre  $0,5T_a$  y  $1,25T_{1r}$ .

C8.4.2.2 Este ítem busca conseguir una cierta uniformidad en la intensidad de las componentes en ambas direcciones.

NOTA - Utilizando registros compatibles esta condición se satisface automáticamente. Sin embargo, como se aprecia en Figura C.19 al imponer esta condición a las componentes de un registro real como el de Meripilla (1985) en todo el rango de frecuencias, el resultado es un registro con un espectro de respuesta poco realista.

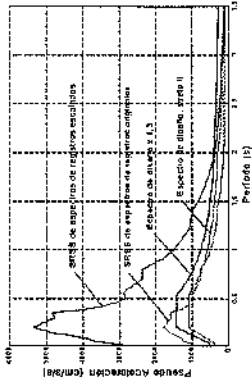


Figura C.19 - Amplificación de registros y combinación de componentes

8.5 Modelo matemático

8.5.1 Generalidades

El modelo matemático de la estructura aislada, incluyendo el sistema de aislación, el sistema resistente de cargas laterales y cualquier otro elemento estructural, debe estar de acuerdo con lo dispuesto en NCh433 y con los requisitos de 8.5.2 y 8.5.3 que se describen a continuación.

8.5.2 Sistemas de aislación

8.5.2.1 El sistema de aislación se debe modelar de acuerdo con las características de deformación desarrolladas y verificadas por ensayos de acuerdo a los requisitos de 7.2.

C8.5 Modelo matemático

C8.5.2 Sistemas de aislación

Los programas de análisis estructural más utilizados actualmente para el análisis y diseño de estructuras aisladas son:

- i) SAP 2000; y
- ii) 3D-BASIS (ver Anexo A, [19]).



Ambos programas permiten modelar en f sencilla las constitutivas no-lineales de aisladores. Sin embargo, SAP 2000 pe analizar casos más complejos en que e estructura bajo el nivel de aislación.

8.5.2.2 El sistema de aislación se debe modelar con suficientes detalles como para:

1. Considerar la distribución espacial de los aisladores.
2. Calcular las traslaciones en ambas direcciones horizontales y la torsión de la superestructura, considerando la posición menos favorable de la excentricidad de la masa.
3. Poder determinar las fuerzas volcantes o que provoquen levantamiento sobre cada aislador.
4. Considerar los efectos de la carga vertical, acciones bidireccionales, y la velocidad de carga en caso que las propiedades de fuerza-deformación del aislador sean dependientes de una o más de estas variables.

**8.5.3 Estructura aislada**

**8.5.3.1 Desplazamiento**

a) El máximo desplazamiento de cada piso, el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo en el sistema de aislación se deben calcular utilizando un modelo de la estructura aislada que incluya las características fuerza-deformación de los elementos no-lineales del sistema de aislación y del sistema resistente a fuerzas laterales.

**8.5.3 Estructura aislada**

**8.5.3.1 Desplazamiento**

En caso de que se realice un análisis espe las características no-lineales del ciclo lu deformación de los aisladores se del considerar a través de propiedades in equivalentes calibradas para obtener disipación cíclica de energía para una sinusoidal que la obtenida de la constit verdadera del aislador.

El análisis espectral con propiedades equivalentes para los aisladores intrínsecamente iterativo debido a dependencia con la deformación angular y d

b) Los sistemas resistentes a fuerzas laterales con elementos no-lineales incluyen, sin estar limitados a ello, sistemas estructurales irregulares diseñados para una fuerza lateral menor que  $V_r$  según lo indica la ecuación (8) y los límites especificados en 7.4.3 y los sistemas estructurales regulares diseñados para una fuerza lateral menor que el 80% de  $V_r$ .

propiedades secantes.  
Las irregularidades de una estructura constituyen discontinuidades físicas importantes en su configuración en altura (ver Tabla C.3) y planta (ver Tabla C.4) y en su sistema resistente a fuerzas laterales. Entre las irregularidades de la superestructura destacan:

Tabla C.3 - Irregularidades verticales estructurales

1	<b>Irregularidad de rigidez - piso blando</b> Un piso blando es aquel cuya rigidez lateral es menor del 70% de la rigidez del piso superior o menor del 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos superiores al piso blando.
2	<b>Irregularidad de peso (masa)</b> Se debe considerar que existe irregularidad de masa cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor del 150% de la masa efectiva de un piso colindante. No es necesario considerar el nivel de techo.
3	<b>Irregularidad vertical geométrica</b> Se considerará que existe irregularidad vertical geométrica cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia a las fuerzas laterales en cualquier piso es mayor del 130% de la de un piso colindante. No es necesario considerar los pisos de azotea de un solo nivel.
4	<b>Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a las fuerzas laterales</b> Una excentricidad en el plano de los elementos resistentes a cargas laterales mayor que la longitud de esos elementos.
5	<b>Discontinuidad en capacidad - piso blando</b> Un piso débil es aquel en que la resistencia del piso es menor del 80% de la resistencia del piso superior. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.

Tabla C.4 - Irregularidades estructurales en planta

1	<p><b>Irregularidad torsional</b> a considerar cuando los diafragmas son rígidos en el plano</p> <p>Se debe considerar que existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo del piso calculado incluyendo la torsión accidental, en un extremo de estructura transversal a un eje es más 1.2 veces el promedio de los desplazamientos relativos del piso de los dos extremos de la estructura.</p>
2	<p><b>Esquinas resacas</b></p> <p>Se debe considerar que existe irregularidad en planta cuando el sistema resistente a las fuerzas laterales posee planos con esquinas resacas tales que los retrocesos o avances ocasionados son mayores que el 15% (en la dimensión del plano resistente en la dirección principal).</p>
3	<p><b>Discontinuidad de diafragma</b></p> <p>Los diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez incluyendo los que llenen áreas recortadas o abiertas mayores del 50% del área bruta encerrada del diafragma cambian en la rigidez efectiva del diafragma mayores del 50% de un piso siguiente.</p>
4	<p><b>Desviaciones fuera del plano</b></p> <p>Discontinuidades en una trayectoria o fuerza lateral como desviaciones fuera del plano de los elementos verticales.</p>
5	<p><b>Sistemas no paralelos</b></p> <p>Los elementos verticales resistentes a las cargas laterales no son paralelos simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales del sistema que resiste las fuerzas laterales.</p>

**8.5.3.2 Fuerzas y desplazamientos en los elementos claves**

Las fuerzas y desplazamientos de diseño en los elementos claves del sistema resistente a las fuerzas laterales se pueden calcular utilizando un modelo elástico lineal de la estructura aislada, siempre que:

1. Las propiedades elásticas equivalentes

asumidas para los componentes no-lineales de los sistemas de aislación se basen en la rigidez efectiva máxima del sistema de aislación.

2. Todos los elementos claves del sistema resistente a las fuerzas laterales de la superestructura y subestructura sean lineales.

**8.6 Descripción de los procedimientos de análisis**

**8.6.1 Generalidades**

El análisis espectral y el análisis de respuesta en el tiempo se deben realizar de acuerdo con los requisitos de esta cláusula.

**8.6.2 Sollicitación sísmica**

El mismo de diseño se debe utilizar para calcular el desplazamiento total de diseño del sistema de aislación y las fuerzas y desplazamientos laterales de la estructura aislada. El mismo máximo posible se debe utilizar para calcular el desplazamiento total máximo del sistema de aislación.

**8.6.3 Análisis de respuesta espectral**

**8.6.3.1** El análisis de respuesta espectral reconoce que la razón de amortiguamiento modal en los modos fundamentales de la estructura aislada, es decir, aquellos que corresponden al movimiento traslacional o rotacional predominante de la interfaz de aislación y que quedan determinados por las características de ésta, es mayor que la razón de amortiguamiento de los modos que involucran deformación de la superestructura. Para las frecuencias de vibración asociadas a esos modos fundamentales, el espectro de diseño de 8.4.1 se debe dividir por el factor  $B_0$  indicado en Tabla 2. Para los modos restantes se deben usar valores de  $B_0$  coherentes con la

**8.6.3 Análisis de respuesta espectral**

Para el análisis de respuesta espectral de una estructura aislada en que los primeros modos poseen razones de amortiguamiento  $\beta$  mayores que el resto de los modos, el espectro de diseño especificado en 8.4.1 debe ser dividido, para las frecuencias de vibración asociadas a esos modos, por el factor  $B_0$  de Tabla 2. Este procedimiento supone que el amortiguamiento interno de la estructura es clásico.

Lamentablemente, el uso de amortiguamiento modal clásico puede conducir en algunos casos a errores importantes en la respuesta de la estructura. Es aconsejable entonces usar una matriz de amortiguamiento C que no sea clásica.

NCh2745	Comentarios	NCh2745
razón de amortiguamiento de la superestructura supuesta fija al suelo. Por lo tanto, se deben utilizar dos valores de amortiguamiento modal en el análisis. Este procedimiento supone que el amortiguamiento interno de la estructura es clásico.	<p>debido a la concentración de amortiguamiento en los aisladores.</p> <p>Una posibilidad para construir la matriz amortiguamiento del sistema completo separar las contribuciones a la <math>n</math> de amortiguamiento de los <math>3</math> <math>m</math> fundamentales aislados de la contribución <math>d</math> modos flexibles de la superestructura. Se <math>p</math> demostrar que es posible construir la matriz amortiguamiento del sistema aislado a <math>i</math> de la expresión siguiente:</p> $C = \begin{bmatrix} \psi^T C_s \psi & -\psi^T C_s \\ -C_s^T \psi & C_s \end{bmatrix} \quad (C)$ <p>en que la matriz <math>\psi</math> representa transformación cinemática lineal entre deformaciones <math>q</math> de la superestructura y movimientos impuestos de la base. <math>x</math>, est</p> $q = \psi x \quad (C)$ <p>y la matriz <math>C_s</math> corresponde a la matriz amortiguamiento clásica modal de superestructura.</p> <p>Lamentablemente debido a que la mayoría de los programas de análisis para estructuras aisladas disponibles comercialmente utilizan concepto de amortiguamiento modal clásico las expresiones (C.20) y (C.21) no han sido ampliamente difundidas. La norma acepta lo tanto, al análisis modal clásico como precaución mencionada.</p>	<p>8.6.3.2 El factor de reducción por amortiguamiento <math>B_0</math> para los modos fundamentales de la estructura aislada debe ser el menor valor entre el valor correspondiente al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación y el valor asociado a <math>\beta = 0,30</math>.</p>
8.6.3.3 El análisis espectral utilizado para determinar el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo debe incluir la acción simultánea sobre el modelo del 100% de la excitación según la dirección crítica del movimiento más el 30% de la excitación según un eje ortogonal a la dirección anterior. El desplazamiento máximo del sistema de aislación se debe calcular como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.	<p>8.6.4 Análisis de respuesta en el tiempo</p> <p>8.6.4.1 El análisis de respuesta en el tiempo se debe realizar con al menos tres pares apropiados de componentes horizontales de registros, como se define en 8.4.2.</p> <p>8.6.4.2 Cada par de registros se debe aplicar simultáneamente al modelo, considerando la ubicación menos ventajosa del centro de masa. El desplazamiento máximo del sistema de aislación se debe calcular de la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales para cada instante.</p> <p>8.6.4.3 Para cada análisis de respuesta en el tiempo se deberá calcular el parámetro de interés. Cuando se realicen tres análisis de respuesta en el tiempo, se deberá utilizar en el diseño la respuesta máxima del parámetro de interés. Cuando se realicen siete o más análisis de respuesta en el tiempo, se podrá utilizar para el diseño el valor promedio de respuesta del parámetro de interés.</p>	<p>Comentarios</p> <p>8.6.4 Análisis de respuesta en el tiempo</p> <p>Este procedimiento corresponde a un análisis de historia de respuesta en el tiempo para registros sintéticos o reales característicos de la sismicidad de la zona de emplazamiento de la estructura. En todo caso, los resultados de este análisis se deben escalar hacia arriba si resultan menores que un factor del obtenido por análisis estático (ver 8.7.3).</p> <p>El corrimiento del centro de masas será de acuerdo con NCh433.0196, acápite 6.3.4.4). Esta subcláusula establece por concepto de torsión accidental un corrimiento de un 5% de la dimensión de la planta en la dirección perpendicular a la acción sísmica considerada.</p> <p>El análisis sísmico de respuesta en el tiempo se puede realizar utilizando un modelo lineal equivalente del sistema de aislación o bien un modelo no-lineal que represente en forma más precisa su constitutiva.</p> <p>Sin embargo, es importante mencionar que existen casos en los que un modelo lineal equivalente del sistema de aislación puede conducir a errores significativos en la estimación de la demanda de deformaciones y fuerzas en el sistema de aislación y la superestructura. Un ejemplo característico es el caso de los aisladores friccionales en que ocurre levantamiento de los apoyos durante un sismo. Otro ejemplo es el uso de sistemas de</p>

NCh2745	Comentarios	NCh2745	Comentarios
<p><b>8.7 Fuerza lateral de diseño</b></p> <p><b>8.7.1 Sistema de aislación y elementos estructurales en el sistema de aislación o en la subestructura</b></p> <p>El sistema de aislación, la fundación y todos los sistemas estructurales de la subestructura se deben diseñar utilizando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico.</p> <p><b>8.7.2 Elementos estructurales por sobre el sistema de aislación</b></p> <p>Los elementos estructurales por sobre el sistema de aislación se deben diseñar utilizando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducidas por el factor <math>R_d</math>. El factor <math>R_d</math> se debe basar en el tipo de esquema resistente a fuerzas laterales utilizado en la superestructura y que se detalla en Tabla 4.</p> <p><b>8.7.3 Escalamiento de los resultados</b></p> <p>Cuando el esfuerzo de corte lateral en los elementos estructurales, determinado utilizando ya sea el espectro de respuesta o el análisis de respuesta en el tiempo, es menor que el valor mínimo que se indica en 8.1 y 8.2, todos los parámetros de respuesta, incluyendo las fuerzas y momentos de los elementos se deben aumentar proporcionalmente.</p>	<p>aislación con restricciones cinemáticas lineales, como es el péndulo friccional (<math>f</math>). En tales casos es necesario modelar en <math>f</math> precisa la constitutiva no-lineal del apoyo acompañamiento entre los movimientos late y verticales.</p>	<p><b>8.8 Límites de desplazamiento de entrepiso</b></p> <p>El desplazamiento máximo de entrepiso correspondiente a la fuerza lateral de diseño, incluyendo el desplazamiento horizontal debido a la deformación vertical del sistema de aislación, no debe exceder los límites siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. El cociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura del piso por sobre el sistema de aislación, calculado mediante análisis de respuesta espectral, no debe exceder 0.0025.</li> </ol>	<p><b>Comentarios</b></p> <p><b>8.8 Límites de desplazamiento de entrepiso</b></p> <p>La deformación de entrepiso para la superestructura es función del nivel de ductilidad previsto por su detallamiento sísmico. El valor escogido de deformación de entrepiso es consistente con el valor 0.002 de NCh433 y <math>R_d = 2</math>, ya que <math>0.002 \cdot R_d / (\phi = 0.9) = 0.0025</math>. lo que implica que la superestructura permanecerá esencialmente elástica y con deformaciones de entrepiso considerablemente inferiores a las de su contraparte de base fija.</p> <p>El mayor valor utilizado reconoce el beneficio de realizar una mejor estimación de la demanda a través de un análisis de respuesta en el tiempo.</p> <p>El límite 0.003 para la deformación de entrepiso corresponde a aplicar a la deformación admisible de 0.0025 el factor de magnificación <math>M_M</math> de 1.2 para el sismo máximo posible.</p>
<ol style="list-style-type: none"> <li>2. El cociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura de piso por sobre el sistema de aislación, calculado por análisis de respuesta en el tiempo considerando las características de fuerza-deformación de los elementos no-lineales del sistema resistente a las fuerzas laterales, no debe exceder de 0.003.</li> </ol> <p>Los efectos de segundo orden correspondientes al desplazamiento lateral del sismo máximo posible, <math>\Delta</math>, de la estructura por sobre el sistema de aislación combinado con las fuerzas de gravedad se deben investigar cuando la razón entre el desplazamiento de entrepiso y la altura del piso exceda 0.004.</p>			

NCh2745	Comentarios	Comentarios
<p><b>9 Carga lateral en elementos de estructuras y en los componentes no estructurales soportados por estructuras</b></p> <p><b>9.1 Generalidades</b></p> <p>Las partes o secciones de una estructura aislada, los componentes permanentes no estructurales y sus fijaciones, y las fijaciones de equipos permanentes soportados por una estructura se deben diseñar para resistir fuerzas y desplazamientos sísmicos como lo indica esta cláusula y los requisitos correspondientes de 8.3 de NCh433-0196.</p> <p><b>9.2 Fuerzas y desplazamientos</b></p> <p><b>9.2.1 Componentes en la interfaz de aislación o por sobre ella</b></p> <p>Los elementos de estructuras aisladas y sus componentes no estructurales, o partes de ambos, que están en la interfaz de aislación o sobre la misma, se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica lateral total igual a la respuesta dinámica máxima del elemento considerado.</p> <p><b>ALTERNATIVA:</b> Los elementos de estructuras aisladas y sus componentes no estructurales, o partes de ambos, se pueden diseñar para resistir la fuerza sísmica lateral total como lo indican las ecuaciones (8-1) a (8-4) de 8.3 de NCh433-0196.</p> <p><b>9.2.2 Componentes que cruzan la interfaz de aislación</b></p> <p>Los elementos de estructuras aisladas y los componentes no estructurales, o partes de ambos que cruzan la interfaz de aislación, se deben diseñar para acomodar el desplazamiento total máximo.</p>	<p><b>9.2.3 Componentes por debajo de la interfaz de aislación</b></p> <p>Los elementos de estructuras aisladas y los componentes no estructurales o partes de ambos que están por debajo de la interfaz de aislación se deben diseñar y construir de acuerdo con los requisitos de 8.3 de NCh433-0196.</p> <p><b>10 Requisitos detallados de los sistemas</b></p> <p><b>10.1 Generalidades</b></p> <p>El sistema de aislación y el sistema estructural deben cumplir con los requisitos de esta cláusula y con los requisitos de materiales descritos en NCh427, NCh430, NCh1928 y NCh2123 vigentes.</p> <p><b>10.2 Sistema de aislación</b></p> <p><b>10.2.1 Condiciones medioambientales</b></p> <p>Además de los requisitos para cargas verticales y laterales producidas por el viento y los movimientos sísmicos, el sistema de aislación se debe diseñar teniendo en consideración otras condiciones medioambientales que incluyan los efectos de envejecimiento, deformación plástica, fatiga, temperatura de operación y exposición a la humedad o a sustancias dañinas.</p>	<p><b>C9 Carga lateral en elementos estructurales soportados por estructuras</b></p> <p><b>C9.2.2 Componentes que cruzan la interfaz de aislación</b></p> <p>Para acomodar los movimientos diferentes entre la superestructura aislada y subestructura o el suelo circundante necesitan proveer conexiones flexibles que acomodar el desplazamiento impuesto y el mismo máximo posible. Otras estructuras que cruzan la interfaz de aislación, tales como escaleras, ascensores, shafts, entre otros</p>
<p><b>10 Requisitos detallados de los sistemas</b></p> <p><b>10.1 Generalidades</b></p> <p>El sistema de aislación y el sistema estructural deben cumplir con los requisitos de esta cláusula y con los requisitos de materiales descritos en NCh427, NCh430, NCh1928 y NCh2123 vigentes.</p> <p><b>10.2 Sistema de aislación</b></p> <p><b>10.2.1 Condiciones medioambientales</b></p> <p>Además de los requisitos para cargas verticales y laterales producidas por el viento y los movimientos sísmicos, el sistema de aislación se debe diseñar teniendo en consideración otras condiciones medioambientales que incluyan los efectos de envejecimiento, deformación plástica, fatiga, temperatura de operación y exposición a la humedad o a sustancias dañinas.</p>	<p><b>10.2.1 Condiciones medioambientales</b></p> <p>Los aisladores elastoméricos de goma natural son sensibles a la radiación ultravioleta y el ozono, y es recomendable que no se encuentren expuestos directamente a la luz solar. Por esta razón estos aisladores deben estar protegidos por una lámina de sacrificio que retarde el proceso de envejecimiento. Similares precauciones con el polvo y la humedad se deben tener con los aisladores friccionales de modo de evitar agrietamiento de las superficies como consecuencia del envejecimiento.</p>	<p><b>C10 Requisitos detallados de los sistemas</b></p> <p><b>C10.2.1 Condiciones medioambientales</b></p> <p>Los aisladores elastoméricos de goma natural son sensibles a la radiación ultravioleta y el ozono, y es recomendable que no se encuentren expuestos directamente a la luz solar. Por esta razón estos aisladores deben estar protegidos por una lámina de sacrificio que retarde el proceso de envejecimiento. Similares precauciones con el polvo y la humedad se deben tener con los aisladores friccionales de modo de evitar agrietamiento de las superficies como consecuencia del envejecimiento.</p>
<p><b>Comentarios</b></p> <p>deben detallar de manera de permitir el movimiento diferencial entre las subestructura y la superestructura.</p>		





NCh2745	Comentarios	Comentarios
<p>carga de gravedad y sismo. Las fuerzas sísmicas para el cálculo del volcamiento se deben basar en el movimiento sísmico máximo posible y se debe utilizar <math>\gamma</math> para la fuerza vertical de restricción.</p> <p>Se permite el levantamiento local de los aisladores siempre que las deformaciones resultantes no causen un esfuerzo excesivo o inestabilidad en los aisladores u otros elementos de la edificación.</p>	<p>El levantamiento de aisladores puede ocurrir en ciertas situaciones extremas especialmente en los dispositivos friccionales. La existencia de episodios de levantamiento en la respuesta de una estructura aislada requiere que el sistema de aislación sea modelado incorporando este efecto no-lineal. Del mismo modo se debe incluir con especial cuidado el impacto entre la estructura y la superficie de deslizamiento, el que puede ocasionar fuertes incrementos instantáneos de la fuerza de deslizamiento y el consecuente bloqueo horizontal de la estructura en algunos aisladores.</p> <p><b>C10-2.8 Inspección y reemplazo</b></p>	<p>del sistema de aislación se pueden repres a través de las propiedades in equivalentes de los dispositivos.</p>
<p>2. La capacidad final del sistema de aislación y de los elementos estructurales bajo él exceda las demandas de resistencia y desplazamiento correspondientes al sismo máximo posible.</p> <p>3. La superestructura se ha verificado de acuerdo a las demandas de estabilidad y ductilidad correspondientes al sismo máximo posible.</p> <p>4. El dispositivo de restricción de desplazamiento no se llegue a activar para un desplazamiento menor a 0,75 veces el desplazamiento total de diseño a menos que se demuestre mediante un análisis que su activación a desplazamientos menores no se traduce en un diseño insatisfactorio.</p> <p><b>10-2.6 Estabilidad para cargas verticales</b></p> <p>Cada elemento del sistema de aislación se debe diseñar para permanecer estable bajo la carga vertical máxima, <math>1,2D + 1,0L +  E _{max}</math> y la vertical mínima, <math>0,8D -  E _{min}</math>, a un desplazamiento horizontal igual al sísmica vertical en un aislador debido al volcamiento, <math> E _{max}</math> y <math> E _{min}</math>, se debe basar en la respuesta extrema debida al movimiento sísmico máximo posible.</p> <p><b>10-2.7 Volcamiento global</b></p> <p>El factor de seguridad contra el volcamiento global de la estructura en la interfaz de aislación no debe ser menor que 1,0 para las combinaciones de carga requeridas. Se deben investigar todas las condiciones de</p>	<p><b>10.2.8 Inspección y reemplazo</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Se debe contar con acceso para inspección y reemplazo de todos los componentes del sistema de aislación.</li> <li>2. El ingeniero civil responsable del proyecto o el profesional designado por él debe realizar una serie final de inspecciones u observaciones de las áreas de separación de la edificación y de los componentes que cruzan el sistema de aislación y dejar constancia de la aprobación en el Libro de Obra antes de emitir el certificado de uso para la edificación con aislación sísmica. Dichas inspecciones y observaciones deben mostrar que las condiciones reales de construcción permiten un desplazamiento libre y sin interferencias de la estructura hasta los niveles máximos de sollicitación y que todos los componentes que cruzan el sistema de aislación de acuerdo a su instalación definitiva puedan acomodar los desplazamientos estipulados.</li> </ol> <p><b>C10-2.7 Volcamiento global</b></p>	<p>del sistema de aislación se pueden repres a través de las propiedades in equivalentes de los dispositivos.</p>
<p>del análisis dinámico de 6.3 de NCh433-0196, considerando explícitamente las características no-lineales del sistema de aislación y de la superestructura.</p>	<p><b>C10-2.8 Inspección y reemplazo</b></p>	<p>del sistema de aislación se pueden repres a través de las propiedades in equivalentes de los dispositivos.</p>

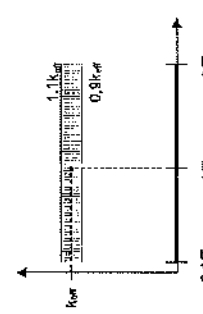
NCh2745	Comentarios	Comentarios
<p>3. Las edificaciones con aislación sísmica deben tener un programa de control, inspección y mantenimiento periódico para el sistema de aislación establecido por el profesional responsable del diseño del sistema. El objetivo de dicho programa debe ser asegurar que todos los elementos del sistema de aislación están en condiciones de cumplir con los niveles mínimos de diseño en todo momento.</p> <p>4. La modificación, reparación o reconstrucción en la zona de influencia del sistema de aislación, incluyendo la de los componentes que cruzan el sistema de aislación, se debe realizar bajo la dirección de un profesional con experiencia en el diseño y construcción de estructuras con aislación sísmica.</p> <p>5. Se recomienda instrumentar el edificio al menos al nivel del sistema de aislación con el propósito de registrar los desplazamientos relativos entre la base y la superestructura.</p> <p><b>10.2.9 Control de calidad</b></p> <p>El ingeniero responsable del diseño estructural debe establecer un programa de ensayos de control de calidad para los aisladores.</p>	<p>Es recomendable que dos aisladores de tipo y tamaño distinto, sometidos a una axial representativa de las cargas sobre aisladores de ese tipo y tamaño instalada el edificio, permanezcan en la estructura una vez finalizada la construcción para ser propósito de monitoreo de las propiedades mecánicas a lo largo del tiempo.</p> <p><b>C10.2.9 Control de calidad</b></p> <p>Se requiere un programa de ensayo e inspección tanto para la fabricación de los aisladores como para su instalación en obra. Debido a lo anterior, esta tecnología es difícil de replicar en estándares para el ensayo e inspección. Se requieren procedimientos de inspección y control de calidad de los aisladores se deben desarrollar para cada proyecto. Estos procedimientos dependen del sistema de aislación utilizado.</p> <p>En el control de calidad de los aisladores fabricados debe, como mínimo, velar aspectos tales como calidad de los materiales utilizados, ensayos de los elastómeros, ensayos del nivel de fricción, adhesivos y acero, pinturas, pernos y anclajes utilizados, procedimientos de instalación, entre otros.</p>	<p>NCh2745</p> <p>Comentarios</p> <p>En ausencia de normas chilenas y siempre que no contradigan otras disposiciones de la presente norma, se pueden considerar los documentos siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. American Society for Testing and Materials (ASTM): <i>ASTM A 36 Standard Specification for Structural Steel</i>.</li> <li>2. ASTM A 108 <i>Standard Specification for Steel Bars, Carbon, Cold-Finished Standard Quality</i>.</li> <li>3. ASTM A 325 <i>Standard Specification for High-Strength Bolts</i>.</li> <li>4. ASTM A 570 <i>Standard Specification for Structural Sheet Metal</i>.</li> <li>5. ASTM A 572 <i>Standard Specification for High-Strength Low Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality</i>.</li> <li>6. ASTM B 29 <i>Standard Specification for Lead</i>.</li> <li>7. ASTM D 395 <i>Standard Test Methods for Rubber Property-Compression</i>.</li> <li>8. ASTM D 412 <i>Standard Test Methods for Rubber Properties in Tension</i>.</li> <li>9. ASTM D 429 <i>Standard Test Methods for Rubber Property-Adhesion to Rigid Substrate</i>.</li> <li>10. ASTM D 518 <i>Standard Test Method for Rubber Deterioration-Surface Cracking</i>.</li> <li>11. ASTM D 573 <i>Test for Rubber Deterioration in Air Oven</i>.</li> <li>12. ASTM D 624 <i>Test Method for Rubber Property-Tear Resistance</i>.</li> <li>13. ASTM D 1149 <i>Standard Test Method for Rubber Deterioration-Surface Ozone</i></li> </ol>

<p><b>NCh2745</b></p>	<p><b>Comentarios</b></p> <p><i>Cracking in a Chamber (Flat Specimens)</i></p> <p>14. ASTM D 1229 <i>Test Method for Rubber Property-Compression Set at Temperatures.</i></p> <p>15. ASTM D 1457 <i>Specification for Rubber Property-Durometer Hardness.</i></p> <p>16. ASTM D 2137 <i>Test Method for Rubber Property-Brittleness Point.</i></p> <p>17. ASTM D 2240 <i>Standard Test Method for Rubber Property-Durometer Hardness.</i></p> <p>18. ASTM D 3183 <i>Standard Practice Rubber-Preparation of Pieces for Purposes from Products.</i></p> <p>19. ASTM D 4014 <i>Standard Specification Plain and Steel Laminated Elastomer Bearings for Bridges.</i></p> <p>20. ASTM E 4 <i>Standard Practices for Verification of Testing Machine.</i></p> <p>21. ASTM E 37 <i>Standard Chemical Method for the Analysis of Lead.</i></p> <p>22. <i>Steel Structures Painting Code (SSPC)SP6-Commercial Blast Cleaning.</i></p> <p>23. <i>American Welding Society (AWS) E Structural Welding Code-Steel.</i></p>	<p><b>Comentarios</b></p>
<p><b>10.3.2 Separaciones entre edificaciones</b></p> <p>Las separaciones mínimas entre las edificaciones aisladas y los muros de contención u otras obstrucciones fijas circundantes no deben ser menores que el desplazamiento total máximo.</p>	<p><b>10.3.2 Separaciones entre edificaciones</b></p> <p>En el caso de una estructura aislada contigua a una convencional la separación entre ambas debe ser como mínimo la suma de las deformaciones totales máximas de ambas.</p> <p>En el caso de existir dos estructuras contiguas que estén aisladas sísmicamente se pueden presentar dos situaciones dependiendo si la aislación es o no común a ambas estructuras. Si es común, la separación entre ellas se puede tomar igual que la separación entre estructuras convencionales. Si la aislación no es común, la separación debe ser como mínimo la suma de las deformaciones totales máximas de ambas estructuras.</p>	<p><b>C10.3.2 Separaciones entre edificaciones</b></p> <p>En el caso de una estructura aislada contigua a una convencional la separación entre ambas debe ser como mínimo la suma de las deformaciones totales máximas de ambas.</p> <p>En el caso de existir dos estructuras contiguas que estén aisladas sísmicamente se pueden presentar dos situaciones dependiendo si la aislación es o no común a ambas estructuras. Si es común, la separación entre ellas se puede tomar igual que la separación entre estructuras convencionales. Si la aislación no es común, la separación debe ser como mínimo la suma de las deformaciones totales máximas de ambas estructuras.</p>
<p><b>11 Estructuras que no forman parte de edificaciones</b></p> <p>Las estructuras que no forman parte de edificaciones se deben diseñar utilizando los desplazamientos y las fuerzas de diseño calculados de acuerdo con cláusulas 7 u 8.</p>	<p><b>11 Estructuras que no forman parte de edificaciones</b></p> <p>Las estructuras que no forman parte de edificaciones se deben diseñar utilizando los desplazamientos y las fuerzas de diseño calculados de acuerdo con cláusulas 7 u 8.</p>	<p><b>C11 Estructuras que no forman parte de edificaciones</b></p> <p>Se entiende por estructuras que no forman parte de edificaciones a todas aquellas que son autosoportantes, aparte de los edificios, que resisten cargas gravitacionales y que resisten los efectos de los movimientos sísmicos; un ejemplo característico son los estanques de agua. Para el diseño de estos elementos se recomienda utilizar un espectro de piso generado a partir del modelo estructural descrito en cláusula 8.</p>
<p><b>12 Fundaciones</b></p> <p>Las fundaciones se deben diseñar y construir de acuerdo con los requisitos de NCh433, utilizando las fuerzas de diseño calculadas de acuerdo con cláusulas 7 u 8.</p>	<p><b>12 Fundaciones</b></p> <p>Las fundaciones se deben diseñar y construir de acuerdo con los requisitos de NCh433, utilizando las fuerzas de diseño calculadas de acuerdo con cláusulas 7 u 8.</p>	<p><b>C12 Fundaciones</b></p> <p>De acuerdo con la ecuación (7), las fuerzas de diseño para el sistema de fundaciones no se deben reducir por el factor <math>R_f</math>.</p>
<p><b>10.3 Sistema estructural</b></p> <p><b>10.3.1 Distribución horizontal de fuerzas</b></p> <p>Un diafragma horizontal u otros elementos estructurales deben proveer continuidad por encima del sistema de aislación y deben tener suficiente resistencia y ductilidad para transmitir las fuerzas (debidas a los movimientos no uniformes del suelo) entre distintas partes de la edificación.</p>	<p><b>10.3 Sistema estructural</b></p> <p><b>10.3.1 Distribución horizontal de fuerzas</b></p> <p>Un diafragma horizontal u otros elementos estructurales deben proveer continuidad por encima del sistema de aislación y deben tener suficiente resistencia y ductilidad para transmitir las fuerzas (debidas a los movimientos no uniformes del suelo) entre distintas partes de la edificación.</p>	<p><b>C10.3 Sistema estructural</b></p>

NCh2745	Comentarios	Comentarios	Comentarios
<p><b>1.3 Revisión de diseño y construcción</b></p> <p><b>1.3.1 Generalidades</b></p> <p>Se debe realizar una revisión del diseño del sistema de aislación y de los programas de ensayos relacionados por un grupo de ingeniería independiente que incluya personas autorizadas en las disciplinas apropiadas, con experiencia en los métodos de análisis sísmico y en la teoría y aplicación de la aislación sísmica.</p>	<p><b>C13 Revisión de diseño y construcción</b></p> <p><b>C13.1 Generalidades</b></p> <p>Esta norma exige la revisión del diseño, análisis del sistema de aislación, y la revisión del programa de ensayos de los aisladores. La razón de esto es que la tecnología de aislación sísmica está evolucionando rápidamente sobre la base de ideas y conceptos que son familiares para muchos profesionales.</p> <p>El equipo de revisión debe incluir individuos con especial conocimiento en uno o más aspectos del diseño, análisis, e implementación de sistemas de aislación. El equipo revisor debe ser independiente del equipo de diseño y construcción del proyecto. El equipo revisor debe tener acceso completo a la información pertinente y la cooperación del equipo de diseño y gerencia del proyecto.</p> <p>Otros aspectos a considerar en la revisión estructural son:</p> <p>a) la interacción entre el proyecto estructural, instalaciones, y arquitectura;</p> <p>b) las especificaciones técnicas.</p>	<p><b>1.3.2 Sistema de aislación</b></p> <p><b>1.3.2.1</b> La revisión del diseño del sistema de aislación debe incluir, sin estar limitado a, lo siguiente:</p> <p>1. Revisión de los criterios sísmicos específicos del lugar, incluyendo el desarrollo de espectros y registros de movimientos del suelo específicos del lugar y todos los otros criterios de diseño desarrollados específicamente para el proyecto.</p> <p>2. Revisión del diseño preliminar, incluyendo la determinación del desplazamiento total</p>	<p>de diseño del sistema de aislación, desplazamiento de diseño y nivel de las fuerzas laterales de diseño.</p> <p>3. Supervisión y observación de los ensayos de los prototipos (ver cláusula 14).</p> <p>4. Revisión del diseño final del sistema estructural completo y de todos los análisis de apoyo.</p> <p>5. Revisión del programa de ensayo de control de calidad del sistema de aislación (ver 10.2.9).</p> <p>1.3.2.2 El ingeniero calculista debía presentar con los planos y los cálculos un informe de los alcances y resultados del proceso de revisión.</p>
<p><b>14 Ensayos requeridos para el sistema de aislación</b></p> <p><b>14.1 Generalidades</b></p> <p><b>14.1.1</b> Las características de la relación constitutiva de fuerza-deformación y los valores de amortiguamiento del sistema de aislación utilizados en el diseño y análisis de estructuras con aislación sísmica se deben basar en los ensayos siguientes de una muestra seleccionada de los componentes, previo a su uso en la construcción.</p> <p><b>14.1.2</b> Los componentes del sistema de aislación a ensayar deben incluir al sistema de restricción de los efectos del viento cuando dichos sistemas se utilizan en el diseño.</p> <p><b>14.1.3</b> Los ensayos especificados en esta cláusula son para establecer y validar las propiedades mecánicas para el diseño del sistema de aislación y no se deben considerar como reemplazo de los ensayos de control de</p>	<p><b>C14 Ensayos requeridos para el sistema de aislación</b></p>	<p><b>14 Ensayos requeridos para el sistema de aislación</b></p> <p><b>14.1 Generalidades</b></p> <p><b>14.1.1</b> Las características de la relación constitutiva de fuerza-deformación y los valores de amortiguamiento del sistema de aislación utilizados en el diseño y análisis de estructuras con aislación sísmica se deben basar en los ensayos siguientes de una muestra seleccionada de los componentes, previo a su uso en la construcción.</p> <p><b>14.1.2</b> Los componentes del sistema de aislación a ensayar deben incluir al sistema de restricción de los efectos del viento cuando dichos sistemas se utilizan en el diseño.</p> <p><b>14.1.3</b> Los ensayos especificados en esta cláusula son para establecer y validar las propiedades mecánicas para el diseño del sistema de aislación y no se deben considerar como reemplazo de los ensayos de control de</p>	<p>84</p>



NCh2745	Comentarios	Comentarios
<p>14.2 Ensayos de los prototipos</p> <p><b>14.2.1 Generalidades</b></p> <p>Los ensayos de prototipos se deben realizar separadamente en dos probetas o juegos de probetas de tamaño real, según sea apropiado, de cada tipo y tamaño distinto de aislador. Las probetas de ensayo deben incluir los aisladores individuales y el sistema de restricción de los efectos del viento cuando dichos sistemas se utilizan en el diseño. Las probetas ensayadas no se pueden utilizar en la construcción.</p> <p><b>14.2.2 Registro</b></p> <p>Para cada ciclo de ensayos se debe registrar el comportamiento fuerza-deformación de la probeta ensayada.</p> <p><b>14.2.3 Secuencias y ciclos</b></p> <p>Las secuencias siguientes de ensayos se deben realizar para el número de ciclos que se indican y bajo una carga vertical igual al promedio <math>D + 0,5L</math> en todos los aisladores de un mismo tipo y tamaño:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Veinte ciclos completos con inversión de carga para una fuerza lateral correspondiente a la fuerza lateral de diseño para viento.</li> <li>2. Tres ciclos completos con inversión de carga en cada uno de los desplazamientos siguientes: <math>0,2 D_p</math>, <math>0,5 D_p</math> y <math>1,0 D_p</math>, <math>1,0 D_{M1}</math>.</li> <li>3. Tres ciclos completos con inversión de carga al desplazamiento máximo total, <math>1,0 D_{TM}</math>.</li> </ol>	<p><b>C14.2 Ensayos de los prototipos</b></p> <p><b>C14.2.1 Generalidades</b></p> <p>Los requisitos de ensayo que se presenta en esta norma son mínimos y es probable que modifiquen en el futuro en la medida que capacidad de los equipos de ensayo conocimiento en el tema evoluciona.</p> <p>En general, los ensayos de aisladores se realizan en parejas de modo de <math>\epsilon</math> excentricidades y momentos flex indeseables en el marco de carga.</p>	<p>calidad de manufactura de 10.2.9.</p>
<p>4. No menos de diez ciclos completos con inversión de carga a <math>1,0 D_p</math> desplazamiento total de diseño, <math>1,0 D_p</math>.</p> <p>Si el aislador forma parte del sistema de transmisión de cargas verticales de la estructura, el ítem 2 de la secuencia de ensayos cíclicos especificado anteriormente se debe realizar para dos casos adicionales de carga vertical:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) <math>1,2 D + 0,5 L +  E </math></li> <li>2) <math>0,8 D -  E </math></li> </ol> <p>en que los valores de <math>D</math> y <math>L</math> a considerar se definen en NCh433. La carga de ensayo vertical en un aislador debe incluir el incremento de carga axial debido al momento volcante inducido por el sismo <math> E </math> y debe ser mayor o igual a la fuerza vertical máxima correspondiente al desplazamiento de ensayo que se está evaluando. En estos ensayos las cargas verticales combinadas se deben considerar como la fuerza de compresión más representativa en todos los aisladores de un mismo tipo y tamaño.</p> <p><b>14.2.4 Aisladores dependientes de la velocidad de carga</b></p> <p>Si las propiedades fuerza-deformación de los aisladores dependen de la velocidad de carga, cada uno de los conjuntos de ensayos especificados en 14.2.3 se deberá realizar dinámicamente a una frecuencia igual al inverso del período efectivo (rigidez secante), <math>T_p</math>, de la estructura aislada.</p>	<p>Esto implica que si el aislador está sujeto a cargas verticales importantes se debe someter a ocho ensayos adicionales de tres ciclos completos cada uno.</p>	<p><b>C14.2.4 Aisladores dependientes de la velocidad de carga</b></p> <p>Los prototipos a escala deben ser tales que la relación constitutiva sea la misma que la del prototipo a escala natural.</p>

NCh2745	Comentarios	Comentarios
<p>y se deben probar a una frecuencia que represente aquella que correspondiera al ensayo a escala natural del prototipo.</p> <p>Las propiedades de fuerza-deformación de un aislador se deben considerar dependientes de la velocidad de carga cuando la rigidez efectiva correspondiente al desplazamiento de diseño y a una frecuencia igual al inverso de su período, <math>T_p</math>, muestra una variación mayor a un 10% al compararla con la obtenida para cualquier frecuencia en el rango de 0,1 a 2 veces el inverso del período efectivo, <math>T_p</math>.</p>	<p>Es decir, el aislador tiene propiedades mecánicas que no dependen de la velocidad de carga cuando la rigidez efectiva medida por un rango de frecuencias <math>0,1/T_p</math> a <math>2/T_p</math> dentro del rango siguiente:</p>  <p>Figura C.20 - Definición de la zona de independencia de la velocidad de carga para un aislador</p>	<p>correspondiente al desplazamientos de diseño para el caso bidireccional y unidireccional muestran una diferencia mayor al 10%.</p> <p><b>14.2.6 Cargas verticales máximas y mínimas</b></p> <p>Los aisladores que forman parte del sistema de transmisión de cargas verticales se deben ensayar estáticamente para la carga vertical máxima y mínima y para el desplazamiento máximo total. En estos ensayos la carga vertical combinada <math>1,2D + 1,0L +  E _{máx}</math> se debe considerar como la carga vertical máxima y la carga vertical combinada <math>0,80D +  E _{mín}</math> como la mínima fuerza vertical en cualquier aislador de un mismo tipo y tamaño. La carga vertical de un aislador individual debe incluir los incrementos de carga debido al volcane sismico, <math> E _{máx}</math>, y <math> E _{mín}</math>, y se debe basar en la respuesta máxima debida al sismo máximo posible.</p> <p><b>14.2.7 Sistema de sacrificio de protección contra el viento</b></p> <p>En caso que se utilice un sistema de sacrificio de protección contra el viento, su resistencia final se debe establecer por medio de ensayos.</p> <p><b>14.2.8 Ensayo de unidades similares</b></p> <p>El comité revisor puede decidir que no se requieren ensayos de prototipos cuando un aislador tiene dimensiones similares y es del mismo tipo y material que el aislador prototipo, el cual se ha probado previamente utilizando la secuencia especificada de ensayos.</p>
<p>Si las propiedades de fuerza-deformación de los aisladores dependen de cargas bidireccionales, los ensayos especificados en 14.2.3 y 14.2.4 se deben incrementar para incluir simultáneamente las siguientes combinaciones bidireccionales del desplazamiento total de diseño: (0,25 y 1,0) <math>D_{7p}</math>, (0,5 y 1,0) <math>D_{7p}</math>, (0,75 y 1,0) <math>D_{7p}</math>, y (1,0 y 1,0) <math>D_{7p}</math>.</p> <p>NOTA - Cuando las probetas a escala del prototipo se utilizan para cuantificar propiedades dependientes de cargas bidireccionales, dichas probetas deben ser del mismo tipo y material y fabricarse con el mismo proceso y calidad que los prototipos de tamaño natural.</p> <p>Las propiedades de la relación constitutiva fuerza-deformación de un aislador se deben considerar dependientes de cargas bidireccionales cuando la rigidez efectiva</p>	<p><b>14.2.5 Aisladores que dependen de cargas bidireccionales</b></p> <p>Cualquier aislador con propiedades isotrópicas como lo son el aislador circular elastomérico el péndulo friccional, no caen dentro de esta categoría.</p>	<p><b>C14.2.5 Ensayo de unidades similares</b></p> <p>Todos los ensayos de prototipo se deben observar e informar por un laboratorio calificado. Tanto el ingeniero responsable del diseño como los miembros del equipo de revisión deben revisar la información no procesada de los ensayos. En caso de que ensayos idénticos se hayan realizado a dispositivos de dimensiones y materiales iguales, y los dispositivos hayan sido fabricados usando el mismo proceso, el equipo revisor puede determinar que los ensayos anteriores son aceptables. Sin embargo, se</p>

NCh2745	Comentarios	Comentarios
14.4 Aprobación del sistema	C14.4 Aprobación del sistema	
<p>El desempeño de las probetas ensayadas se considerará adecuado si se satisfacen las condiciones siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Los gráficos de fuerza-deformación en todos los ensayos especificados en 14.2 tienen un incremento positivo de su capacidad de carga.</li> <li>2. Para cada incremento del desplazamiento de ensayo especificado en 14.2.3, ítem 2, y para cada caso de carga vertical especificado en 14.2.3:             <ol style="list-style-type: none"> <li>2.1 No existe una diferencia mayor al 10% entre la rigidez efectiva en cada uno de los tres ciclos de ensayo y el valor promedio de la rigidez efectiva para cada pareja de ensayo.</li> <li>2.2 No existe más de un 10% de diferencia en el valor promedio de la rigidez efectiva de la pareja ensayada de un mismo tipo y tamaño durante los tres ciclos de ensayos requeridos.</li> </ol> </li> <li>3. Para cada pareja no hay un cambio en la rigidez inicial efectiva mayor al 20% para un número de ciclos no menor a 10 (según 14.2.3, ítem 4).</li> <li>4. Para cada pareja no hay una reducción en el amortiguamiento inicial efectivo mayor al 20% para un número de ciclos no menor a 10 (según 14.2.3, ítem 4).</li> <li>5. Todas las probetas de elementos sujetas a cargas verticales del sistema de aislación permanecen estables para el desplazamiento máximo total y la carga estática, como se indica en 14.2.6.</li> </ol>	<p>El ensayo de aisladores sísmicos se realiza comúnmente en parejas para evitar la generación de excentricidades en el corte aplicado que implicarían un diseño muy robusto del marco de carga.</p>	

NCh2745	Comentarios	Comentarios
14.3 Determinación de las características fuerza-deformación	C14.3 Determinación de las características fuerza-deformación	
<p>Las características fuerza-deformación del sistema de aislación se deben basar en los ensayos de carga cíclica de los prototipos especificados en 14.2.3.</p> <p>La rigidez efectiva de un aislador se debe calcular para cada ciclo de carga mediante la ecuación:</p> $k_{ef} = \frac{ F^+  +  F^- }{ \Delta^+  +  \Delta^- } \quad (11)$ <p>en que <math>F^+</math> y <math>F^-</math> son las fuerzas positiva y negativa correspondientes a <math>\Delta^+</math> y <math>\Delta^-</math>, respectivamente.</p> <p>El amortiguamiento efectivo (<math>\beta_{ef}</math>) de un aislador se debe calcular para un ciclo de carga mediante la ecuación:</p> $\beta_{ef} = \frac{1}{\pi} \left[ \frac{E_{diss}}{k_{ef} ( \Delta^+ ^2 +  \Delta^- ^2)} \right] \quad (12)$ <p>en que la energía disipada por ciclo de carga, <math>E_{diss}</math>, y la rigidez efectiva, <math>k_{ef}</math>, se deben calcular para los desplazamientos <math>\Delta^+</math> y <math>\Delta^-</math> del ensayo.</p>	<p>excluye de esto a cualquier dispositivo presente un cambio de propiedad del material o factor que altere su relación.</p> <p>El uso de esta expresión de la rigidez se permite corregir los sesgos introducidos en la definición del punto de carga nula, importante reconocer que esta expresión de rigidez secante difiere conceptualmente de la rigidez equivalente del sistema.</p> <p>La expresión de <math>\beta_{ef}</math> proviene directamente de la conocida relación de equivalencia entre el trabajo disipado por el sistema y aquel disipado en resonancia por un sistema viscoelástico equivalente:</p> $\beta_{ef} = \frac{E_{diss}}{\pi k_{ef} ( \Delta^+ ^2 +  \Delta^- ^2)} \quad (13)$	<p>excluye de esto a cualquier dispositivo presente un cambio de propiedad del material o factor que altere su relación.</p>

14.5 Propiedades para el diseño del sistema de aislación

14.5.1 Rigidez efectiva máxima y mínima

Para el desplazamiento de diseño  $D_D$ , la rigidez efectiva máxima y mínima del sistema de aislación,  $k_{Dmax}$  y  $k_{Dmin}$ , se deberá basar en los ensayos cíclicos de 14.2.3 y calcular mediante las ecuaciones siguientes:

$$k_{Dmax} = \frac{\sum |F_D^+|_{max} + \sum |F_D^-|_{max}}{2D_D} \quad (13)$$

$$k_{Dmin} = \frac{\sum |F_D^+|_{min} + \sum |F_D^-|_{min}}{2D_D} \quad (14)$$

C14.5 Propiedades para el diseño sistema de aislación

C14.5.1 Rigidez efectiva máxima y mínima: La Figura C.21 incluye un ejemplo de determinación de la rigidez efectiva máxima y mínima para una pareja de aisladores elastoméricos.

En estas ecuaciones las sumatorias se efectúan sobre el número total de aisladores

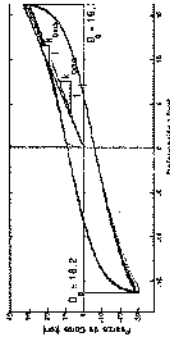


Figura C.21 - Cálculo de la rigidez efectiva (seca) máxima y mínima para una pareja de aisladores elastoméricos

Tabla C.5 - Resumen de propiedades mecánicas de pareja de aisladores de Figura C.21 para  $n = 10$  (columnas 3 a 6)

Ciclo	$\Delta P_p^{(1)}$ (cm)	$\Delta P_p^{(2)}$ (cm)	$\Delta P_p^{(3)}$ (cm)	$D^{(1)}$ (cm)	$D^{(2)}$ (cm)	$D^{(3)}$ (cm)	$E_{nom}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$G$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$W_D$ (kg)
1	32,8	16,2	-30,8	-16,2	0,36	6,4	241,0	0	0
2	31,5	16,2	-29,8	-16,2	0,94	5,2	234,0	0	0
3	30,7	16,2	-28,3	-16,2	0,92	6,1	238,8	0	0
4	30,1	16,2	-28,3	-16,2	0,90	5,0	226,4	0	0
5	29,7	16,2	-27,9	-16,2	0,89	4,9	224,0	0	0
6	29,3	16,2	-27,4	-16,2	0,88	4,9	224,5	0	0

$k_{Mmax}$

(15)

$$k_{Mmax} = \frac{\sum |F_M^+|_{max} + \sum |F_M^-|_{max}}{2D_M}$$

(16)

$$k_{Mmin} = \frac{\sum |F_M^+|_{min} + \sum |F_M^-|_{min}}{2D_M}$$

Para los aisladores en que los ensayos de 14.2.3, 14.2.4 y 14.2.5, hayan indicado que tienen características fuerza-deformación que varían con la carga vertical, la velocidad de carga o con la carga bidireccional, respectivamente, los valores de  $k_{Dmax}$  y  $k_{Dmin}$  se deberán incrementar y los valores de  $k_{Dmin}$  y  $k_{Mmin}$  se deben reducir, según sea necesario, para acotar los efectos de variaciones en la rigidez efectiva.

Las sumatorias se deben calcular nuevamente sobre el número total de aisladores.

El efecto de la carga axial sobre la relación constitutiva fuerza-deformación de un aislador friccional es muy significativo. La Figura C.22 muestra la constitutiva medida de un aislador FPS sometido a un movimiento sísmico en donde se observa el aumento y disminución de la carga máxima como resultado del momento volcante. Los valores de  $k_{Dmax}$ ,  $k_{Dmin}$ ,  $k_{Mmax}$  y  $k_{Mmin}$  se deben calcular para los valores extremos del ciclo fuerza-deformación indicado.

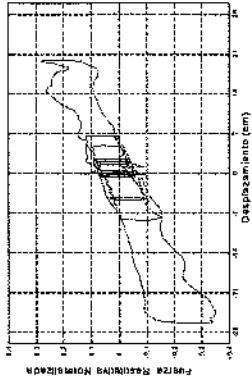


Figura C.22 - Efecto de la carga axial sobre la curva fuerza-deformación medida en un aislador FPS

14.5.2 Amortiguamiento efectivo

Para el desplazamiento de diseño, el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación  $\beta_p$ , se debe basar en los ensayos cíclicos de 14.2.3 y calcular mediante la ecuación:

C14.5.2 Amortiguamiento efectivo

INChZ745

Comentarios

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_D}{k_{Dmax} D_D^2} \right] \quad (17)$$

En la ecuación (17) la energía total disipada en el sistema de aislación por ciclo de respuesta para el desplazamiento de diseño,  $\sum E_D$ , se debe considerar como la suma de la energía disipada por ciclo en todos los aisladores, determinada de los ensayos para el desplazamiento,  $\Delta^*$  y  $\Delta^*$ , iguales en magnitud al desplazamiento de diseño,  $D_D$ .

Para el desplazamiento máximo, el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación,  $\beta_M$ , se debe basar en los ensayos cíclicos de 1.4.2.3 y calcular mediante la ecuación siguiente:

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_M}{k_{Mmax} D_M^2} \right] \quad (18)$$

En la ecuación (18) la energía total disipada en el sistema de aislación por ciclo de respuesta para el desplazamiento máximo,  $\sum E_M$ , se debe considerar como la suma de la energía disipada por ciclo en todos los aisladores, determinada de los ensayos para el desplazamiento,  $\Delta^*$  y  $\Delta^*$ , iguales en magnitud al desplazamiento máximo,  $D_M$ .

La sumatoria se debe efectuar sobre el número total de elementos de aislación.

Para el ejemplo de Figura C.21, la razón amortiguamiento efectivo resulta de la siguiente expresión:

$$\beta_D = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{230,0}{4\pi \cdot 120,7} = 0,152 \quad (C)$$

en que el trabajo disipado promedio  $W_D = 230,0$  t-cm y el trabajo a la promedio es  $W_s = 0,92 \cdot 16,2^2 / 2 = 120,7$  (ver Tabla C.4).

Tabla 1 - Coeficiente de destino de la estructura

Categoría del edificio	Destino o funciones de la estructura	Valor del coeficiente (1)
A	Edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública (como cuarteles de policía, centrales eléctricas y telefónicas, correos y telegrafos, radioemisoras, canales de televisión, plantas de agua potable y de bombeo, entre otros), y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe (como hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, estaciones terminales, entre otros).	1,0
B	Edificios cuyo contenido es de gran valor (como bibliotecas, museos, entre otros), y aquellos donde existe frecuentemente aglomeración de personas. Entre estos últimos se incluyen los edificios siguientes: <ul style="list-style-type: none"> <li>salas destinadas a asambleas para 100 o más personas;</li> <li>estadios y graderías al aire libre para 2 000 o más personas;</li> <li>escuelas, parvularios y recintos universitarios;</li> <li>cárceles y lugares de detención;</li> <li>locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m<sup>2</sup> por piso, o de altura superior a 12 m;</li> <li>centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total superior a 3 000 m<sup>2</sup> sin considerar la superficie de estacionamientos.</li> </ul>	1,0
C	Edificios destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a ninguna de las categorías A o B, y construcciones de cualquier tipo cuya falla pueda poner en peligro otras construcciones de las categorías A, B o C.	1,0
D	Construcciones no destinadas a habitación ni clasificables en ninguna de las categorías anteriores.	1,0

1) Dado que las fuerzas de diseño corresponden a los valores reales observados de demanda elástica sobre la estructura, es consecuente utilizar un factor de importancia idéntico para todas las categorías.

Tabla 2 - Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento,  $\beta_D$  y  $\beta_M$

Amortiguamiento efectivo, $\beta_D$ o $\beta_M$ (porcentaje del valor crítico)	Factor $\beta_D$ o $\beta_M$ (Suelos I, II y III)
$\leq 2$	0,65
5	1,00
10	1,37
15	1,67
20	1,94
25	2,17
30	2,38
$\geq 50$	3,02



Tabla 3 - Factor de amplificación para el sismo máximo posible (Probabilidad de excedencia del PGA igual a 10% en 100 años)

Zona sísmica	$M_{SL}$
1	1,2
2	1,2
3	1,2

Tabla 4 - Factor de reducción para el diseño de la superestructura

Sistemas estructural básico	Descripción de los sistemas resistentes a las fuerzas laterales	$R_y$	$h_{máx}$ m
Pórticos	Aceero estructural	2,0	35
	Hormigón armado	2,0	35
Muros de corte	Aceero estructural	2,0	50
	Hormigón armado	2,0	50
	Albanilería confinada	2,0	15
	Albanilería armada	1,6	12
Sistemas amostrados	Concéntricos	1,6	35
	Excéntricos	2,0	50
Estructuras en voladizo		1,4	10

1) Estos límites de altura son recomendados; sin embargo, si existen estructuras de mayor altura que no satisfacen este requerimiento de altura, pero cumplen con el código propuesto, ellas se pueden diseñar utilizando aislamiento sísmico siempre que se realice un análisis dinámico de la estructura y se demuestre que el uso de aislamiento sísmico no es perjudicial para el comportamiento sísmico de la estructura.

Tabla 5 - Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433

Zona sísmica	Z
1	$3/4$
2	1
3	$5/4$

Tabla 6 - Definición del espectro de diseño, SDI

Suelo	$T_p$	$T_b$	$T_c$	$T_d$	$T_p'$	$T_j'$	$\alpha_{1,A}$	$\alpha_{1,V}$	$\alpha_{2,D}$
I	0,03	0,11	0,29	2,51	10	33	1,085	50	20
II	0,03	0,20	0,54	2,00	10	33	1,100	94	30
III	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1,212	131	33

Anexo A  
(Informativo)

Bibliografía

- [1] Almazán, J. L., De la Liera, J. C., and Inaudi, J. A., 1998, *Modeling Aspects of Structures Isolated with the Frictional Pendulum System*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, pp. 845-867.
- [2] De la Liera, J. C., and Chopra, A. K., 1994, *Using accidental eccentricity in code-specified static and dynamic analysis of buildings*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 120, p.p. 947-967.
- [3] De la Liera, J. C., Lüders, C. y Leigh, P., 2002, *Design, Testing and Implementation of Seismic Isolation in Chile*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Diciembre 2002.
- [4] De la Liera, J. C., and Inaudi, J. A., 1995, *Evaluating the Earthquake Performance of Base Isolated Buildings Using Recorded Motions*, Proceedings of the International Post-Smit Conference, p.p. 79-105, Santiago, Chile.
- [5] FEMA-273, 1997, *NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- [6] Fresard, M. y G. R. Saragoni, *Análisis de los Acelerogramas y de los Daños de los Sismos de 1981 en la Zona Central de Chile*, Capítulo IV, pp. F93 - F111, *Actas. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Sísmica*, Abril 1986, Viña del Mar, Chile.
- [7] Garrido J., 2001, *Proposición de Norma para el Diseño Sísmico de Edificios Aislados en la Base*, Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- [8] Holmes, W., and Somers, P., 1996, *Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report*, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering and Research Institute, Supplement C to Volume 11, Vol. 1.
- [9] ICBO, 1991, *Division III - Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures*, Chapter 23, *Uniform Building Code*, 1991 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- [10] ICBO, 1994, *Division III - Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures*, Chapter 16, *Uniform Building Code*, 1991 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, California.

- [11] ICBO. 1995. *SEAOC Seismology Committee Code Change Proposal for Chapter 16, Division III (Isolation Provisions)* of the 1997 UBC, International Conference of Building Officials Whittier, California.
- [12] ICBO. 1997. *Division IV - Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures*, Chapter 16, *Uniform Building Code*, 1997 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- [13] Kelly, J. M., 1993. *Earthquake Resistant Design with Rubber*, Springer-Verlag, London, United Kingdom.
- [14] Martín, A., *Hacia una Nueva Regionalización y Cálculo del Peligro Sísmico en Chile*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 1990.
- [15] Moroni, Sarrazín, Boroschek. 1996. *Experiments on a base-isolated building in Santiago, Chile*, Engineering Structures, Vol. 20, No. 8, p.p. 726-725.
- [16] Raelin, F., and Kelly, J., 1999. *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- [17] Newmark, N. M. and Hall, W. J., 1982. *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- [18] Pan, T., and Kelly, J. M., 11 *Seismic Response of Torsion Coupled Base Isolated Structure* Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. II, 749-770.
- [19] Reinhorn, A. M., Nagarajah, Constantinou, M. C., Tsopelas and Li, R., 1994. *3D-BASIS-7 (Version 2.0): Computer Program for Nonlinear Dynamic Analysis of Three-Dimensional Base Isolated Structures*, Report No. NCEER 9918, National Center Earthquake Engineering Research State University of New York Buffalo, New York.
- [20] Riddell, R., 1995. *Inelastic Di Spectra Accounting for Conditions*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. p.p. 1491-1510.
- [21] SEAOC. 1986. *Tentative Seismic Isolation Design Requirements* Structural Engineers Association of California, San Francisco, California.
- [22] SEAOC. 1990. *Recommendations Lateral Force Requirements Commentary*, Fifth Edition, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- [23] SEAOC. 1996. *Recommendations Lateral Force Requirements Commentary*, Sixth Edition, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- [24] Schaad, G. y G. R. Saragoni, *Formulaciones de Atenuación Considerando el Terremoto de Chile de 1985*, Vol. I, pp. 379-388, 5tas. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Agosto 1989, Santiago, Chile.
- [25] Stagno, P., Fierck, J., Stagno, D., Rendic, P., Iruñaga, W., De la Llera, J.C., Liders, C., Sady, H., Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Astudillo, M., y Boroschek, R., 2002. *Análisis y Diseño del Hospital Militar*, 8vas. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile, Abril 2002.
- [26] Soong, T. T., and Constantinou, M. C., 1994. *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering*, Springer-Verlag, Wien-New York.
- [27] Zayas, V. A., Low, S. S., and Mählin, S. A., 1987. *The FPS Earthquake Resisting System: Experimental Report*, Report No. UCB/EERC-87/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

3. Control Activo de Estructuras con Aislamiento de Base, José Inaudi,  
Universidad de California Berkeley

## CONTROL ACTIVO DE ESTRUCTURAS CON AISLAMIENTO DE BASE

JOSE INAUDI\*  
FRANCISCO LOPEZ-ALMANSA\*\*  
JOSE RODELLAR\*\*\*  
y  
J.M. KELLY\*

*\*Dept. of Civil Engineering,  
University of California, Berkeley.*

*\*\*Dept. d'Estructures a l'Arquitectura,  
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.*

*\*\*\*Dept. de Matemàtica Aplicada III,  
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.*

### RESUMEN

En este artículo se propone un sistema de control activo como protección antisísmica suplementaria para edificios con aislamiento de base y se analiza su viabilidad de forma numérica. Se considera una única fuerza de control actuando al nivel de la planta inferior. El algoritmo de control se basa en la estrategia de control predictivo, formulada para tener en cuenta el problema del tiempo de retardo en los actuadores. Los resultados obtenidos muestran que es posible lograr una reducción de las aceleraciones absolutas notablemente superior a la que se alcanza con el efecto pasivo del sistema de aislamiento de base. Ello puede ser útil en edificios que alberguen equipos especialmente sensibles.

### SUMMARY

In this paper, an active control strategy for supplementary aseismic protection for base-isolated buildings housing sensitive equipment is formulated. A single control force is applied on the basement level with the purpose of acceleration reduction. The control algorithm is based on a predictive control strategy, which accounts for possible time delays introduced by the actuator dynamics. Its effectiveness is analyzed through numerical simulations. It is demonstrated that significant acceleration reduction can be attained with this hybrid scheme.

Recibido: Noviembre 1991

## INTRODUCCION

Para protección antisísmica de estructuras han sido propuestos distintos sistemas, siendo los elementos pasivos los que gozan de mayor popularidad debido a su sencillez, bajo costo, eficacia y facilidad de reparación en caso de daño. Entre éstos, los sistemas de aislamiento de base<sup>1</sup> han experimentado un notable desarrollo en los últimos años, probando su utilidad para estructuras de edificación de altura media cimentadas sobre terreno firme. En la actualidad existen numerosos edificios con este tipo de protección en Japón, Estados Unidos y otros países<sup>1</sup>.

Los sistemas de aislamiento de base más populares consisten esencialmente en apoyos de goma natural<sup>2</sup> situados entre el edificio y el terreno con el fin de lograr un cierto grado de desacoplamiento entre los movimientos horizontales de ambos. De esta manera, en presencia de excitaciones sísmicas, se pueden reducir al mismo tiempo los desplazamientos relativos de la estructura aislada (fuente de daños para la estructura) y las aceleraciones absolutas de la misma (peligrosas para las instalaciones del edificio).

Diseñando adecuadamente las características de los aisladores se pueden lograr resultados suficientemente satisfactorios. No obstante, puede haber situaciones en las que se precise una mayor reducción de las aceleraciones absolutas, como por ejemplo en edificios que alberguen instalaciones especialmente sensibles. En estos casos no es posible utilizar otros sistemas pasivos que complementen al aislamiento de base ya que tales sistemas actúan cuando existen desplazamientos relativos entre pisos contiguos y éstos ya han sido disminuidos por el sistema de aislamiento. Para proporcionar este tipo de protección auxiliar<sup>3-5</sup> pueden ser empleados sistemas activos<sup>6-7</sup>.

Existen además dos factores que avalan la utilidad del control activo en este tipo de problemas:

- i) La aplicación de una única fuerza de control sobre la planta inferior es suficiente para lograr una acción de control eficaz. Ello se debe fundamentalmente a dos razones: por una parte, en edificios con aislamiento de base el primer modo propio (cuya configuración es muy similar a la del movimiento de sólido rígido) es el único que influye de forma significativa en la respuesta sísmica y por otra parte, si se formula el problema en coordenadas absolutas, la excitación actúa solamente sobre la planta inferior<sup>1</sup>.
- ii) Los niveles de fuerza de control requeridos para reducir el movimiento absoluto de la estructura aislada no son excesivos dada la gran flexibilidad en el primer modo de vibración de este sistema estructural y dado que la excitación sísmica es filtrada por el sistema de aislamiento.

Este trabajo forma parte de un proyecto de investigación sobre aislamiento activo que se desarrolla en el "Earthquake Engineering Research Center" (University of California, Berkeley). Dentro del proyecto, se ha considerado la aplicación de un algoritmo de control predictivo. Este artículo presenta la formulación del algoritmo y un análisis numérico para valorar su eficacia a través de estudios de estabilidad, de rendimiento y de comportamiento frente a sismos.



### ECUACIONES DEL MOVIMIENTO. EDIFICIO CON AISLAMIENTO DE BASE

El movimiento horizontal de un edificio con aislamiento de base y sometido a excitación sísmica y a fuerzas de control activo se rige en coordenadas absolutas por

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{y}(t) = \mathbf{C} \mathbf{1} \dot{y}_g(t) + \mathbf{K} \mathbf{1} y_g(t) + \mathbf{f}_c(t) \quad (1)$$

donde  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  y  $\mathbf{K}$  son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez e  $\mathbf{y}$  es un vector que contiene los desplazamientos de los pisos y de la base respecto a un sistema de referencia inercial. El vector  $\mathbf{1} = (1 \ \dots \ 1)^T$  y el vector  $\mathbf{f}_c(t)$  contiene las fuerzas de control.  $y_g$  e  $\dot{y}_g$  son, respectivamente, el desplazamiento y la velocidad del terreno. El vector  $\mathbf{f}_c$  se puede expresar mediante

$$\mathbf{f}_c(t) = \mathbf{M} \mathbf{L} \mathbf{u}(t - \tau_r) \quad (2)$$

donde  $\mathbf{L}$  es una matriz cuyos elementos son 1 o 0 según la presencia o ausencia de fuerzas de control en cada piso. El vector  $\mathbf{u}(t - \tau_r)$  contiene señales de control generadas en el instante  $t - \tau_r$  las cuales se transforman en fuerzas de control que se ejercen sobre la estructura en el instante  $t$ .  $\tau_r$  es el tiempo de retardo en los mecanismos actuadores.

La ecuación del movimiento (1) puede ser formulada en espacio de estado mediante

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{F} \mathbf{x}(t) + \mathbf{G}_g \mathbf{x}_g(t) + \mathbf{G} \mathbf{u}(t - \tau_r) \quad (3)$$

donde los vectores  $\mathbf{x}$  y  $\mathbf{x}_g$  y las matrices  $\mathbf{F}$ ,  $\mathbf{G}_g$  y  $\mathbf{G}$  son

$$\mathbf{x} = \begin{pmatrix} \mathbf{y} \\ \dot{\mathbf{y}} \end{pmatrix} \quad \mathbf{x}_g = \begin{pmatrix} y_g \\ \dot{y}_g \end{pmatrix} \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \end{pmatrix} \quad (4a)$$

$$\mathbf{G}_g = \begin{pmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} \mathbf{1} & \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \mathbf{1} \end{pmatrix} \quad \mathbf{G} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{L} \end{pmatrix} \quad (4b)$$

La ecuación (3) puede ser resuelta en tiempo discreto eligiendo como período de discretización  $\Delta t$  el período de muestreo  $T$  que gobierna el lazo de control. Considerando interpolación constante de la señal de control  $\mathbf{u}^8$  se obtiene

$$\mathbf{x}(k+1) = \mathbf{A} \mathbf{x}(k) + \mathbf{B} \mathbf{u}(k - r) + \mathbf{w}(k) \quad (5)$$

donde  $\mathbf{w}$  es un vector que contiene la influencia de la excitación. La matriz de transición  $\mathbf{A}$ , la matriz de control  $\mathbf{B}$  y el número de retardos  $r$  vienen dados por

$$\mathbf{A} = e^{\mathbf{F} T} \quad \mathbf{B} = \mathbf{P} \mathbf{G} \quad r = \frac{\tau_r}{T} \quad (6)$$

donde  $\mathbf{P} = \mathbf{F}^{-1} (\mathbf{A} - \mathbf{I})$ .

## ESTRATEGIA DE CONTROL PREDICTIVO

La estrategia de control predictivo ha sido formulada en tiempo discreto para ser utilizada en lazos de control digital. Dicha estrategia consiste básicamente en definir en cada instante discreto de muestreo  $k$  un intervalo ficticio de predicción  $[k, k + \lambda]$ . Dentro de este intervalo se predice el comportamiento dinámico del sistema por un modelo matemático (denominado **modelo predictivo**) a partir del estado medido del sistema en el instante  $k$ , el cual se supone conocido. El valor de la señal de control se obtiene minimizando una función de coste que penaliza el estado del sistema en el instante  $k + \lambda + \hat{r}$ .  $\hat{r}$  es el valor estimado del número de retardos en el lazo de control  $r$  (ambos valores pueden diferir a causa de errores de identificación).

En el escenario de predicción  $[k, k + \lambda]$  se define el modelo predictivo para simular en espacio de estado la evolución del sistema

$$\hat{\mathbf{x}}(k+j|k) = \hat{\mathbf{A}} \hat{\mathbf{x}}(k+j-1|k) + \hat{\mathbf{B}} \hat{\mathbf{u}}(k+j-1-\hat{r}|k) \quad (j = 1, \dots, \lambda + \hat{r}) \quad (7)$$

Este modelo tiene la misma configuración que el modelo de la estructura (5) pero la excitación no ha sido incluida porque se considera como una perturbación desconocida. En (7)  $\hat{\mathbf{x}}(k+j|k)$  es el estado del sistema predicho en el instante  $k$  para el instante  $k+j$ .  $\hat{\mathbf{u}}(k+j-1-\hat{r}|k)$  es la señal de control predicha para el instante  $k+j-1-\hat{r}$  la cual se traduce en una acción efectiva sobre la estructura en el instante  $k+j-1$ .  $\hat{\mathbf{A}}$  y  $\hat{\mathbf{B}}$  son los valores estimados de las matrices  $\mathbf{A}$  y  $\mathbf{B}$  en (5). Las discrepancias entre  $\hat{\mathbf{A}}$  y  $\mathbf{A}$  o entre  $\hat{\mathbf{B}}$  y  $\mathbf{B}$  pueden ser debidas a errores de identificación.

La predicción parte del valor medido del estado del sistema en el instante  $k$ , es decir

$$\hat{\mathbf{x}}(k|k) = \mathbf{x}(k) \quad (8)$$

Las señales de control  $\hat{\mathbf{u}}(\cdot|k)$  generadas en instantes previos a  $k$  son conocidas:

$$\hat{\mathbf{u}}(k-\hat{r}|k) = \mathbf{u}(k-\hat{r}) \quad \dots \quad \hat{\mathbf{u}}(k-1|k) = \mathbf{u}(k-1) \quad (9)$$

Las señales de control involucradas en el modelo predictivo (9) generadas en instantes posteriores a  $k$  son valores desconocidos. Se supone una secuencia constante:

$$\hat{\mathbf{u}}(k|k) = \dots = \hat{\mathbf{u}}(k+\lambda-1|k) = \mathbf{u}(k) \quad (10)$$

El valor de  $\mathbf{u}(k)$  se obtiene minimizando una función de coste  $J$  que penaliza el estado predicho del sistema en el instante  $k + \lambda + \hat{r}$  y la señal de control  $\mathbf{u}(k)$ :

$$J = \frac{1}{2} \hat{\mathbf{x}}^T(k + \lambda + \hat{r}|k) \mathbf{Q} \hat{\mathbf{x}}(k + \lambda + \hat{r}|k) + \frac{1}{2} \mathbf{u}^T(k) \mathbf{R} \mathbf{u}(k) \quad (11)$$

donde  $\mathbf{Q}$  y  $\mathbf{R}$  son matrices de peso simétricas y definidas positivas. La expresión de  $J$  en (11) muestra que valores pequeños de  $\lambda$  corresponden a pretender una rápida

atenuación de la respuesta y, por tanto, generan acciones de control enérgicas. Por el contrario, valores de  $\lambda$  altos proporcionan acciones de control menos intensas.

La minimización de  $J$  conduce a<sup>9-10</sup>

$$\mathbf{u}(k) = -\mathbf{D} \mathbf{x}(k) - \mathbf{K}_1 \mathbf{u}(k-1) - \dots - \mathbf{K}_{\hat{r}} \mathbf{u}(k-\hat{r}) \quad (12)$$

donde la matriz de ganancia  $\mathbf{D}$  y las matrices de memoria  $\mathbf{K}_i$  ( $i = 1, \dots, \hat{r}$ ) son constantes.

En el instante  $k+1$  se define un nuevo intervalo de predicción  $[k+1, k+1+\lambda]$  y se obtiene un nuevo valor  $\mathbf{u}(k+1)$  de la señal de control a partir del valor medido del estado  $\mathbf{x}(k+1)$  y así sucesivamente en todos los instantes de control.

### LAZO CERRADO DE CONTROL

La evolución temporal del lazo de control se rige en tiempo discreto por (5) y (12). Definiendo un vector de estado extendido  $\bar{\mathbf{x}}$ , ambas ecuaciones pueden ser escritas conjuntamente en la forma

$$\bar{\mathbf{x}}(k+1) = \bar{\mathbf{A}} \bar{\mathbf{x}}(k) + \bar{\mathbf{w}}(k) \quad (13)$$

Si no hay diferencias entre  $\hat{r}$  y  $r$ , los vectores  $\bar{\mathbf{x}}$  y  $\bar{\mathbf{w}}$  y la matriz  $\bar{\mathbf{A}}$  son iguales a

$$\bar{\mathbf{x}}(k) = \begin{pmatrix} \mathbf{x}(k) \\ \mathbf{u}(k-1) \\ \mathbf{u}(k-2) \\ \dots \\ \mathbf{u}(k-r) \end{pmatrix} \quad \bar{\mathbf{w}}(k) = \begin{pmatrix} \mathbf{w}(k) \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \dots \\ \mathbf{0} \end{pmatrix} \quad \bar{\mathbf{A}} = \begin{pmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{B} \\ -\mathbf{D} & -\mathbf{K}_1 & \dots & -\mathbf{K}_{r-1} & -\mathbf{K}_r \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{I} & \mathbf{0} \end{pmatrix} \quad (14)$$

Si  $\hat{r} \neq r$ , pueden obtenerse expresiones similares<sup>7</sup>. La ecuación (13) muestra que el lazo cerrado de control se puede expresar en tiempo discreto en forma de una ecuación en diferencias de primer orden, formulación útil para un análisis de la estabilidad del sistema.

### ANÁLISIS DE EFICACIA

#### Modelo estructural y diseño del control

En esta subsección y en las siguientes se analiza numéricamente la eficacia del control predictivo para reducir la respuesta del edificio sin utilizar valores excesivos de las fuerzas de control. El análisis se realiza sobre un edificio con aislamiento de base cuyo movimiento se describe por un modelo lineal como (1). Tal como muestra la Figura 1, se trata de una estructura de tres plantas con la misma masa  $m$ , amortiguamiento  $c$  y rigidez  $k$  en cada piso. La rigidez y el amortiguamiento de los aisladores son  $k_0$  y  $c_0$  y la masa de la planta inferior (situada inmediatamente encima de los apoyos elásticos) es también  $m$ . A efectos de la obtención de las matrices  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  y  $\mathbf{K}$ , los pilares se

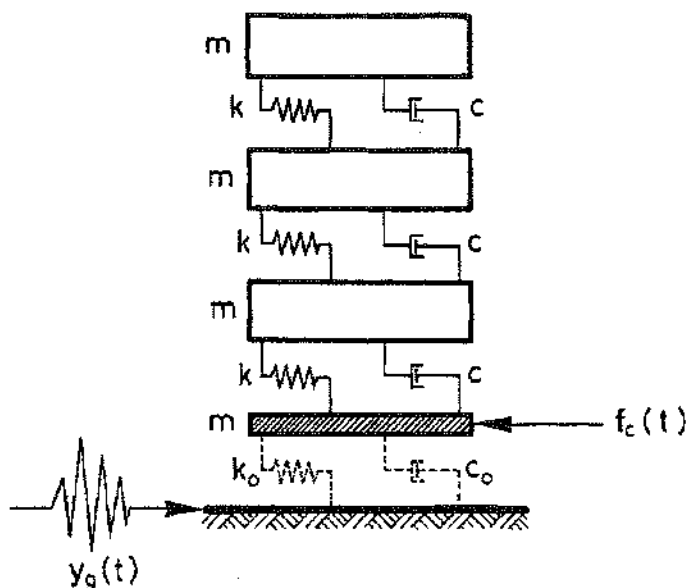


Figura 1. Modelo estructural de un edificio con aislamiento de base con control activo.

suponen perfectamente empotrados en los forjados. Existe una única fuerza de control horizontal aplicada al nivel de la planta inferior.

Los valores de  $m$ ,  $k$ ,  $c$ ,  $k_0$  y  $c_0$  se representan por medio de la frecuencia  $\bar{\omega}$ , el factor adimensional  $\eta$  y los factores de amortiguamiento  $\xi_1^{bf}$  y  $\xi_0$ .  $\xi_1^{bf}$  es el amortiguamiento del primer modo propio de la estructura cimentada de forma tradicional (con base fija, es decir, sin aislamiento de base).  $\bar{\omega}$ ,  $\xi_0$  y  $\eta$  vienen dados por

$$\bar{\omega}^2 = \frac{k_0}{4m} \quad \xi_0 = \frac{c_0}{8m\bar{\omega}} \quad \eta = \frac{4k}{k_0} \quad (15a)$$

Si  $k$  es notablemente superior a  $k_0$  (tal como se considera habitualmente en el diseño de sistemas de aislamiento de base<sup>2</sup>)  $\bar{\omega}$  y  $\xi_0$  tienen respectivamente valores próximos a los de la frecuencia natural y del factor de amortiguamiento del primer modo propio de la estructura con aislamiento de base. Mediante un análisis modal elemental se muestra inmediatamente que  $\eta$  y  $\xi_1^{bf}$  se relacionan con el período fundamental  $T_1^{bf}$  del edificio cimentado de forma clásica mediante

$$\eta = \frac{199.36}{\bar{\omega}^2 (T_1^{bf})^2} \quad \xi_1^{bf} = \frac{0.0158 c T_1^{bf}}{m} \quad (15b)$$

Las matrices de peso  $Q$  y  $R$  se eligen iguales a

$$Q = \begin{pmatrix} \beta Q_y & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \gamma Q_{\dot{y}} \end{pmatrix} \quad R = (\delta) \quad (16)$$

Los coeficientes escalares  $\beta$ ,  $\gamma$  y  $\delta$  se refieren, respectivamente, a la penalización de desplazamientos, velocidades y señal de control. Las matrices  $Q_y$  y  $Q_{\dot{y}}$  se toman iguales a

$$\Phi^T Q_y \Phi = \Sigma \quad \Omega \Phi^T Q_{\dot{y}} \Phi \Omega = \Sigma \quad (17)$$

En (17)  $\Sigma$  es una matriz diagonal ( $\Sigma = \text{diag}(\sigma_1, \dots, \sigma_4)$ ) y  $\Phi$  es la matriz modal del edificio con aislamiento de base pero sin amortiguamiento ni control; dicha matriz se supone normalizada de forma que cumpla  $\Phi^T \Phi = I$ .  $\Omega$  es una matriz diagonal que contiene las frecuencias naturales  $\omega_i$  ( $i = 1, \dots, 4$ ) de los modos no amortiguados. A partir de (17) se llega inmediatamente a

$$\Phi_i^T Q_y \Phi_i = \sigma_i \quad \omega_i \Phi_i^T Q_y \Phi_i \omega_i = \sigma_i \quad (18)$$

La expresión (18) muestra que, en ausencia de excitación y de amortiguamiento,  $\sigma_i$  determina la intensidad con que el modo  $i$  es detectado por la función de coste  $J$ . En los casos analizados en esta sección, a pesar de que la acción de control y el amortiguamiento introducen cambios significativos en la dinámica del sistema, los vectores modales asociados con los modos superiores no son alterados de forma drástica y  $\sigma_i$  puede considerarse aproximadamente equivalente a la intensidad con que el modo  $i$  es detectado por  $J$ .

Para el análisis desarrollado en este artículo se supone que el lazo de control funciona en condiciones ideales, es decir, no hay discrepancias entre los parámetros del sistema  $A$ ,  $B$  y  $r$  y los valores estimados en el modelo predictivo  $\hat{A}$ ,  $\hat{B}$  y  $\hat{r}$ .

El estudio de la eficacia del control predictivo de edificios con aislamiento de base se realiza evaluando numéricamente la influencia de los parámetros que condicionan el diseño del control. Dichos parámetros pueden ser clasificados en dos grupos, los que provienen del algoritmo de control ( $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\delta$ ,  $\sigma_i$ ,  $\lambda$ ,  $\tau$  y  $T$ ) y los que provienen de la estructura ( $T_1^{bf}$ ,  $\xi_1^{bf}$ ,  $\xi_0$  y  $\bar{\omega}$ ). Para algunos parámetros se considera el mismo valor en todos los casos:

$$\gamma = 0 \quad \delta = 1 \quad \lambda = 2 \quad T = 0.02 \text{ s} \quad T_1^{bf} = 0.5 \text{ s} \quad \xi_1^{bf} = 0.02 \quad \xi_0 = 0.2 \quad (19)$$

$\gamma = 0$  significa que las velocidades no son penalizadas en  $J$ . La elección de un valor constante para  $\delta$  no representa una pérdida de generalidad ya que la minimización de  $J$  no depende más que del cociente  $\beta/\delta$ . El valor elegido para  $\xi_0$  es el que proporciona la mayor reducción de la aceleración absoluta que puede alcanzarse con sistemas de aislamiento puramente pasivos (Apéndice A).

El análisis de la influencia de los restantes parámetros  $\beta$ ,  $\Sigma$ ,  $r$  y  $\bar{\omega}$  se considera bajo tres puntos de vista: i) estudio de la estabilidad del lazo cerrado (13); ii) respuesta en frecuencias del sistema regido por (5) y (12); iii) respuesta a excitaciones sísmicas históricas. Dichos tres análisis se desarrollan, respectivamente, en las tres siguientes subsecciones.

### Análisis de la estabilidad

El sistema en lazo cerrado regido por (13) es estable (en el sentido de Lyapunov) si todos los valores propios de la matriz  $\bar{A}$  tienen módulo menor que la unidad. En la Tabla I se muestra el módulo máximo de los valores propios de  $\bar{A}$  para distintos valores de  $\bar{\omega}$  y  $\beta$  cuando  $\Sigma = I$ . Los resultados son prácticamente independientes de  $r$ .

En todos los casos analizados en la Tabla I se considera que  $\sigma_i = 1$  ( $i = 1, \dots, 4$ ) para evaluar la estabilidad cuando se desea controlar todos los modos. Si se toman



Módulo máximo de los valores propios de $\tilde{A}$ $\Sigma = I \quad r = 0 - 3$					
$\tilde{\omega}$	$\beta = 0$	$\beta = 10^3$	$\beta = 10^4$	$\beta = 10^5$	$\beta = 10^6$
1	0.9960	0.9960	0.9955	0.9916	0.9826
1.5	0.9941	0.9941	0.9937	0.9901	0.9823
2	0.9923	0.9922	0.9919	0.9886	0.9820
2.5	0.9905	0.9905	0.9902	0.9873	0.9818
3	0.9889	0.9889	0.9886	0.9860	0.9816
3.5	0.9874	0.9874	0.9871	0.9848	0.9815

Tabla I.

valores de  $\beta$  mayores que  $10^6$  se obtienen resultados similares a los de la última columna. Los resultados de la Tabla I muestran que el sistema es estable.

### Respuesta en frecuencias

En esta subsección se calcula la respuesta en frecuencias del sistema de acuerdo con el procedimiento descrito en el Apéndice B. Se consideran dos tipos de espectros de la respuesta controlada: función de transferencia entre el desplazamiento del terreno  $y_g$  y el desplazamiento absoluto  $y_4$  del piso superior y función de transferencia entre el desplazamiento del terreno  $y_g$  y la señal de control  $u$  (la cual, de acuerdo con (2), es proporcional a la fuerza de control  $f_c$ ). La primera de dichas funciones de transferencia es igual a la que relaciona la aceleración del terreno  $\ddot{y}_g$  con la aceleración absoluta del piso superior  $\ddot{y}_4$ . En cada figura se representan ambos espectros (funciones de transferencia  $y_g - y_4$  e  $y_g - u$  en los ejes verticales y frecuencia de excitación en los ejes horizontales) correspondientes a un mismo caso de control (es decir, a los mismos valores de  $\beta$ ,  $\Sigma$ ,  $r$  y  $\tilde{\omega}$ ). La influencia de  $\beta$ ,  $\Sigma$ ,  $r$  y  $\tilde{\omega}$  se analiza, respectivamente, en las Figuras 2, 3, 4 y 5.

En la Figura 2 se estudia la influencia de  $\beta$ . Los espectros de la parte izquierda muestran que valores de  $\beta$  elevados generan acciones de control enérgicas con importantes incrementos de las frecuencias de resonancia y significativas reducciones de los picos. Los espectros de la parte derecha muestran que las acciones de control más intensas requieren mayores fuerzas de control.

En la Figura 3 se estudia la influencia de  $\Sigma$ . Los espectros de la parte izquierda muestran que valores de  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  y  $\sigma_4$  menores proporcionan mayores reducciones del primer modo. Los espectros de la parte derecha muestran que dicha reducción se obtiene con menores fuerzas de control.

En la Figura 4 se estudia la influencia de  $r$ . Allí se muestra que el tiempo de retardo deteriora el rendimiento del control obteniéndose menor reducción de la respuesta a pesar de utilizar mayores fuerzas de control. No obstante, aún en presencia de un número importante de retardos, la acción de control continúa siendo plenamente eficaz.

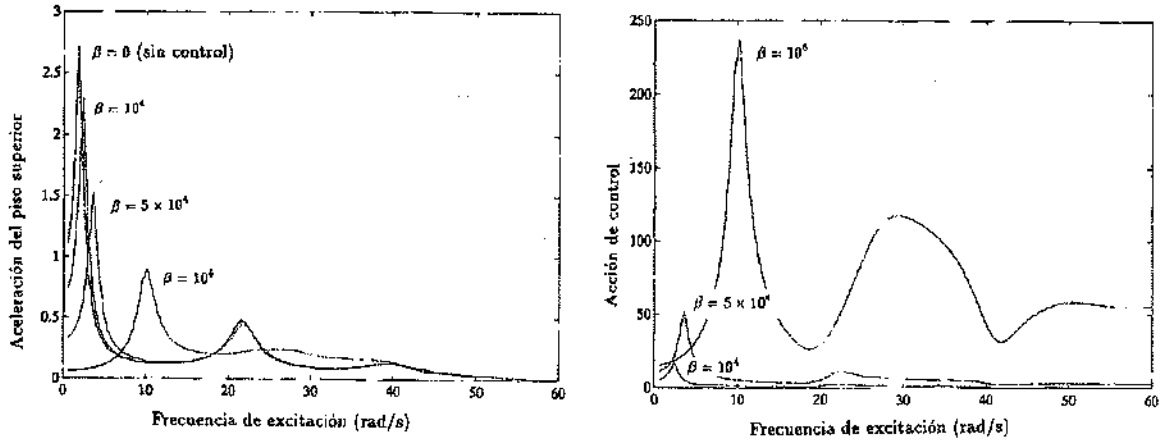


Figura 2. Respuesta en frecuencias. Aceleración absoluta y acción de control.  
 $\Sigma = I, d = 3, \tilde{\omega} = 2.$

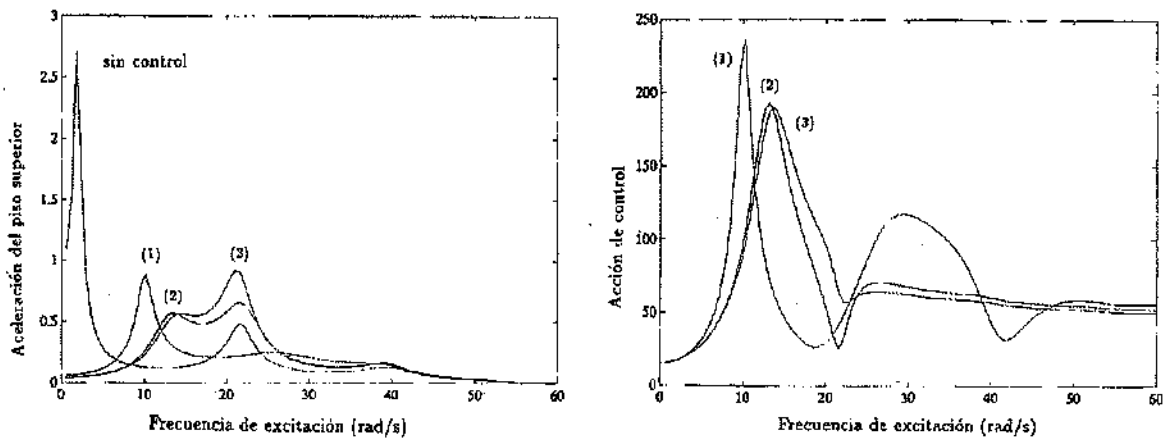


Figura 3. Respuesta en frecuencias. Aceleración absoluta y acción de control.  
 $\beta = 10^6, d = 3.$  En las curvas (1)  $\Sigma = I$ , en (2)  $\sigma_1 = 1, \sigma_2 = 0.1, \sigma_3 = \sigma_4 = 0$  y en (3)  $\sigma_1 = 1, \sigma_2 = 0.01, \sigma_3 = \sigma_4 = 0.$

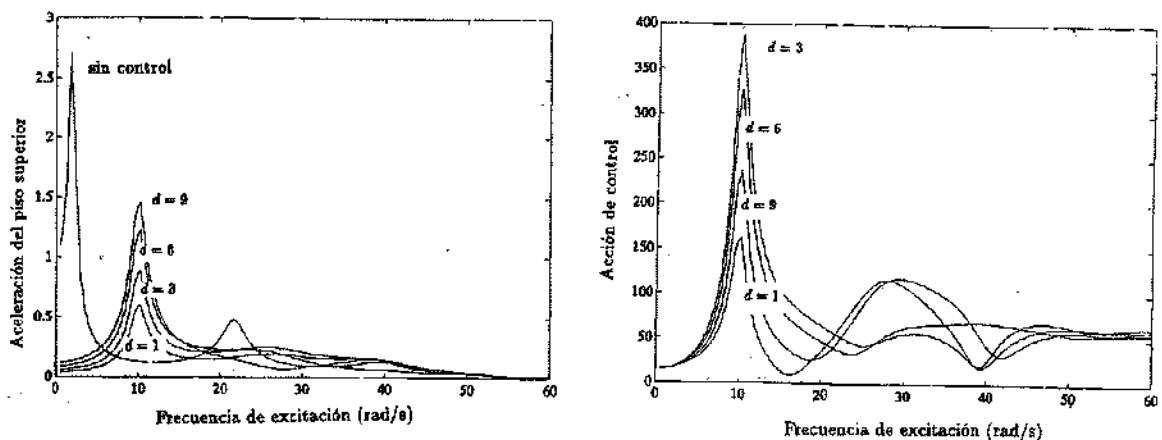


Figura 4. Respuesta en frecuencias. Aceleración absoluta y acción de control.  
 $\beta = 10^6, \Sigma = I, \tilde{\omega} = 2.$

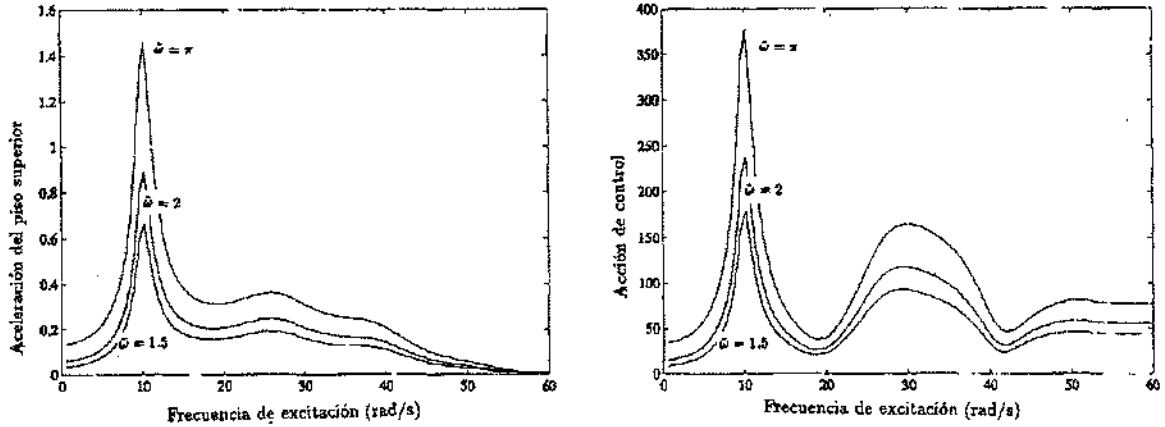


Figura 5. Respuesta en frecuencias. Aceleración absoluta y acción de control.  
 $\beta = 10^6, \Sigma = I, d = 3.$

En la Figura 5 se estudia la influencia de  $\tilde{\omega}$ . Valores pequeños de dicho parámetro (es decir, aisladores de escasa rigidez) corresponden a acciones de control con niveles bajos de respuesta y señales de control de poca intensidad.

**Respuesta sísmica**

En este apartado se describen varios experimentos de control consistentes en someter al edificio con aislamiento de base a excitaciones sísmicas. Los terremotos considerados son El Centro N-S (1940) y Loma Prieta (en la estación "Oakland Wharf") N-S (1989). Para cada excitación se representan dos tipos de curvas: en coordenadas verticales a la izquierda aceleración absoluta máxima en la superestructura y a la derecha desplazamiento relativo máximo del primer piso y, para ambos valores, fuerza de control máxima en coordenadas horizontales. Cada curva corresponde a un valor de  $\tilde{\omega}$  y ha sido generada considerando distintos valores de  $\beta$  entre 0 y  $10^6$ .

Las curvas en la parte izquierda de la Figura 6 confirman las conclusiones de la Figura 2: valores grandes de  $\beta$  (entre 0 y  $10^6$ ), producen acciones de control

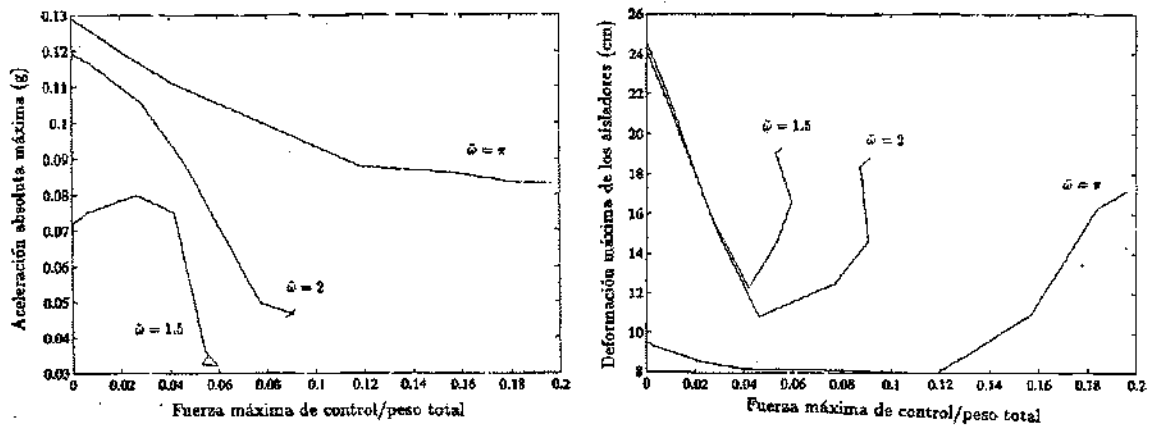


Figura 6. Respuesta al sismo de El Centro.  $\beta = 0 - 10^6, \Sigma = I, d = 3.$

enérgicas. Se pueden obtener apreciables reducciones de la aceleración absoluta sin valores excesivos de la fuerza de control. Las curvas en la parte derecha muestran que, para acciones de control intensas, la deformación de los aisladores tiende a aproximarse al máximo desplazamiento del terreno. Las curvas de la Figura 7 permiten extraer conclusiones similares.

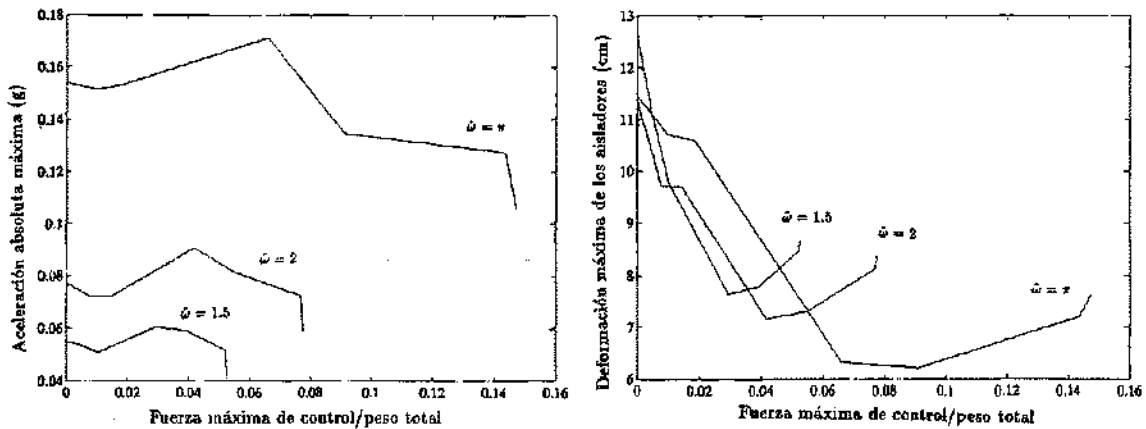


Figura 7. Respuesta al sismo de Loma Prieta. Aceleración absoluta y acción de control.  $\beta = 0 - 10^6$ ,  $\Sigma = I$ ,  $d = 3$ .

## CONCLUSIONES

La conclusión general es que el sistema de control activo descrito en este artículo es capaz de proporcionar protección antisísmica suplementaria a edificios con aislamiento de base reduciendo la aceleración absoluta por debajo de los niveles alcanzados simplemente con el efecto puramente pasivo de los aisladores.

La disminución de la respuesta se logra con valores moderados de la fuerza de control especialmente si el período fundamental de la estructura aislada es largo (es decir, aisladores de rigidez baja). La presencia de tiempos de retardo en el lazo de control deteriora su rendimiento aunque éste conserva su eficacia aun en presencia de un número importante de retardos.

## APENDICE A.- Efecto del amortiguamiento pasivo

En este apéndice se justifica someramente la elección del valor del amortiguamiento pasivo  $\xi_0$  hecha en (19). En la Figura 8 se presentan espectros de respuesta en ausencia de control para distintos valores de  $\xi_0$ .

La Figura 8 muestra que valores de  $\xi_0$  elevados producen menores picos del primer modo pero mayores picos de los modos superiores, consecuentemente, la elección de  $\xi_0$  debe ser un compromiso entre ambos objetivos incompatibles. El valor considerado en (19) es una elección suficientemente satisfactoria.

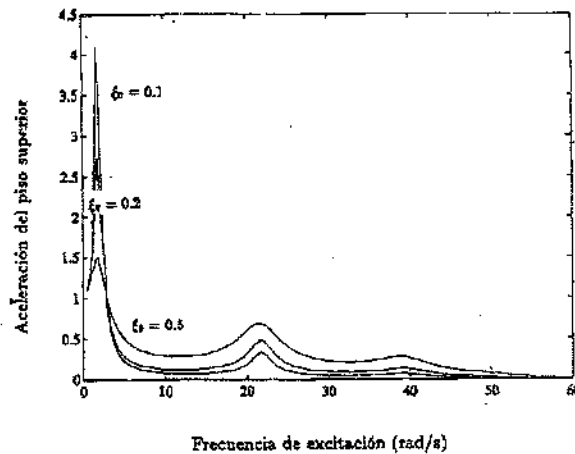


Figura 8. Efecto del amortiguamiento puramente pasivo.  $\bar{\omega} = 2$ .

#### APENDICE B.- Cálculo de la respuesta en frecuencias

El movimiento horizontal del edificio se describe en tiempo continuo por (1) o (3) estando la señal de control dada por (12) en tiempo discreto. Ya que en el segundo miembro de (1) dos de las entradas no son independientes ( $y_g$  e  $\dot{y}_g$ ) la integración numérica de (1) en espacio de estado no puede hacerse a partir de (3) y se precisa una formulación extendida en la que intervengan únicamente entradas independientes. Con dicho fin se introduce la aceleración del terreno  $\ddot{y}_g$  mediante la identidad

$$\dot{x}_g(t) = H x_g(t) + J \dot{y}_g(t) \quad (B.1)$$

donde las matrices  $H$  y  $J$  son

$$H = \begin{pmatrix} 0 & 1 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \quad J = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (B.2)$$

Las ecuaciones (3) y (B.1) pueden ser englobadas según

$$\dot{x}_e(t) = F_e x_e(t) + J_e \ddot{y}_g(t) + G_e u(t - \tau_r) \quad (B.3)$$

donde el vector de estado extendido  $x_e$  y las matrices  $F_e$ ,  $G_e$  y  $J_e$  son

$$x_e = \begin{pmatrix} x \\ x_g \end{pmatrix} \quad F_e = \begin{pmatrix} F & G_g \\ 0 & H \end{pmatrix} \quad J_e = \begin{pmatrix} 0 \\ J \end{pmatrix} \quad G_e = \begin{pmatrix} G \\ 0 \end{pmatrix} \quad (B.4)$$

La ecuación (B.3) contiene dos entradas independientes y puede ser resuelta en tiempo discreto. Tomando como intervalo de discretización el valor del período de muestreo  $T$  y considerando interpolación constante entre instantes de muestreo se obtiene<sup>8</sup>

$$x_e(k+1) = A_e x_e(k) + P_e J_e \ddot{y}_g(k) + P_e G_e u(k-r) \quad (B.5)$$

donde  $P_e = F_e^{-1}(A_e - I)$ .



(B.5) y (12) son dos ecuaciones en diferencias acopladas. Definiendo un nuevo vector de estado  $\bar{x}_e$ , ambas expresiones pueden ser englobadas según

$$\bar{x}_e(k+1) = \bar{A}_e \bar{x}_e(k) + \bar{B}_e \ddot{y}_g(k) \quad (B.6)$$

Si  $\hat{r} = r$ , el vector  $\bar{x}_e$  y las matrices  $\bar{B}_e$  y  $\bar{A}_e$  vienen dadas por

$$\bar{x}_e(k) = \begin{pmatrix} x_e(k) \\ u(k-1) \\ u(k-2) \\ \dots \\ u(k-r) \end{pmatrix} \quad \bar{B}_e = \begin{pmatrix} P_e J_e \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{pmatrix} \quad (B.7a)$$

$$\bar{A}_e = \begin{pmatrix} A_e & 0 & \dots & 0 & P_e G_e \\ -D & 0 & 0 & -K_1 & \dots & -K_{r-1} & -K_r \\ 0 & 0 & 0 & 1 & \dots & 0 & 0 \\ & & & & \dots & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & 0 \end{pmatrix} \quad (B.7b)$$

Tomando transformadas  $z$  en ambos miembros de la ecuación (B.6) resulta

$$z \bar{X}_e(z) = \bar{A}_e \bar{X}_e(z) + \bar{B}_e \ddot{Y}_g(z) \quad (B.8)$$

La ecuación (B.8) puede ser escrita en la forma

$$\bar{X}_e(z) = H(z) \ddot{Y}_g(z) \quad (B.9)$$

donde la función de transferencia  $H(z)$  es

$$H(z) = (zI - \bar{A}_e)^{-1} \bar{B}_e \quad (B.10)$$

Mediante la sustitución  $z = \exp(j\omega T)$  en (B.10) puede obtenerse la respuesta en frecuencias del sistema.

### AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido subvencionado por la "National Science Foundation" (Proyecto CNSF BCS-8703586). La estancia de los autores españoles en Berkeley ha sido posible gracias a la "Dirección General de Investigación Científica y Técnica" (Proyecto PB89-05-03-C02 y Becas BE91-024 y FU89 38405126).

## REFERENCIAS

1. J.M. Kelly, "Base isolation: linear theory and design", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, pp. 223-244, (1990).
2. M.C. Griffith, I.D. Aiken y J.M. Kelly, "Displacement control and uplift restraint for base-isolated structures", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 116, pp. 1135-1148, (1990).
3. J.M. Kelly, G. Leitmann y A.G. Soldatos, "Robust control of base-isolated structures under earthquake excitation", *Journal of Optimization Theory and Applications*, Vol. 53, pp. 159-180, (1987).
4. J. Inaudi y J.M. Kelly, "Active isolation", *Proc. of U.S. National Workshop on Structural Control Research*, Los Angeles, pp. 125-130, (1990).
5. J. Inaudi, "Active control on base-isolated structures", *CE 299 Report (SEMM Program)*, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley, (1990).
6. J. Rodellar (editor), "*Sistemas en la Ingeniería Civil. Identificación, Optimización, Control*", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, (1989).
7. F. López-Almansa, "Contribución al desarrollo de sistemas de control activo de estructuras de edificación mediante cables activos", *Tesis Doctoral*, Universidad Politécnica de Catalunya, (1988).
8. F. López-Almansa, A.H. Barbat y J. Rodellar, "SSP algorithm for linear and nonlinear dynamic response simulation", *International Journal on Numerical Methods in Engineering*, Vol. 26, pp. 2687-2706, (1988).
9. J. Rodellar, A.H. Barbat y J.M. Martín-Sánchez, "Predictive control of structures", *Journal Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 113, pp. 797-812, (1987).
10. J. Rodellar, L.L. Chung, T.T. Soong y A.M. Reinhorn, "Experimental digital control of structures", *Journal Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 115, pp. 1245-1261, (1989).

# Estimation of Response of 2- DOF RCC Base Isolated Building to Earthquake Loading

Mohd. Zameeruddin Mohd. Saleemuddin<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Senior lecturer, MGM's College of Engineering, Nanded, Maharashtra-India,

**Abstract**— The present work focuses on the estimation of response of 2DOF RCC building to earthquake loading as a fixed base structure and base isolated structure, their comparisons. The various parametric studies like frequency, mode of vibrations, modal mass, modal participation factor, base shear using linear theory of base isolation proposed by James Kelly.

**Keywords**—Frequency, Mode of vibration, Modal mass, Modal participation factor, Base shear

## I. INTRODUCTION

In this era of technological revolution, the world of seismic engineering is in need of creative thinking and advanced technologies beyond conventional solution. Seismic isolation is the best available technology for seismic protection of a variety of structures that have different dynamic characteristics. The ability of the isolation system to dissipate energy makes it consistent with contemporary thinking in seismic engineering. Isolation technology has matured in recent years to a highly dependable and reliable level. Academic research on there is well advanced and its practical application is becoming wide spread throughout the world [1].

The recent earthquakes in various part of the world have again emphasized the fact that the major loss of life in earthquake happens when it is relatively moderate one in areas with poor housing. Many people are killed by the collapse of brittle heavy unreinforced masonry or poorly constructed concrete buildings. Modern structural control technologies such as active control or energy dissipation devices can do little to alleviate this but it is possible that seismic isolation could be adapted to improve the seismic resistance of poor housing and other buildings such as school and hospitals in developing countries.

## II. MODELING OF A SINGLE STOREYED BASE ISOLATED BUILDING AS 2-DOF SYSTEM: A LINEAR THEORY

In this section, the response of a single storeyed fixed base isolated building is estimated. For the systems response spectrum analysis is done. The generalized spectrum as given by I. S. 1893-2002 (Part 1) is used throughout the analysis and hard soil is assumed.

### 2.1 Linear Theory of Base Isolation

Linear theory was first proposed by James M. Kelly (1997) [6]. The theory is used to analyze linear as well as non-linear isolation systems. For non-linear systems the analysis by this method is only approximate and such systems the effective stiffness and damping will have to be estimated by equivalent linearization process. The theory is based on the two mass structural models as shown in figure 1

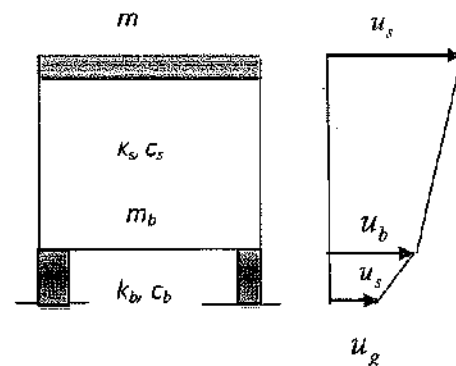


Figure1: Parameters of two-degree-of-freedom isolated model [27]

Where,

- $m$  = Mass of the fixed base structure
- $k_s$  = Stiffness of fixed base structure
- $c_s$  = Damping in fixed base structure
- $m_b$  = Mass of the base slab
- $k_b$  = Stiffness of base isolator
- $c_b$  = Damping in base isolator

With reference to the figure 1 Absolute displacement of the two masses are denoted by  $u_s$  and  $u_b$ , while the displacement of the ground is denoted by  $u_g$ . In terms of these absolute displacements the equations of motion for the structure and the base are given by

$$\begin{aligned} m\ddot{u} &= -c_s(\dot{u}_s - \dot{u}_b) - k_s(u_s - u_b) \\ m_b\ddot{u}_b + m_b\ddot{u}_g &= -c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) - k_b(u_b - u_g) \end{aligned} \quad (1)$$

Here in the analysis all the parameters are derived on the basis of relative displacement which are given as,

$$v_s = u_s - u_h \text{ and } v_b = u_b - u_g \quad (2)$$

Thus in terms of relative displacements the above equations of motion are rewritten as

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g(t) \\ (m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -(m + m_b)\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

This 2-DOF system of equations, which can be solved directly or through modal decomposition provides insight into the response of isolated system and is applicable to more elaborate models. To develop the modes, frequencies, and participation factors of the system. In the matrix notation the above equation of motion is written as;

$$M^* \ddot{v}^* + C^* \dot{v}^* + K^* v^* = -M^* r^* \ddot{u}_g \quad (4)$$

Where,

$$M^* = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \quad K^* = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \quad C^* = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \\ r^* = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad v^* = \begin{bmatrix} v_b & 0 \\ 0 & v_s \end{bmatrix}$$

Where,  $M = m + m_b$

The assumptions made in this theory are:

1. Mass of base slab is less than mass of structure i.e.  $m_b < m$ , but of the same order of magnitude;
2. Natural frequency of structure  $\omega_s$  is given by,
 
$$\omega_s = \sqrt{k_s/m}$$
3. Natural frequency of base  $\omega_b$  is given by,
 
$$\omega_b = \sqrt{k_b/M}$$
4. Natural frequency of structure is greater than that of base,  $\omega_s \gg \omega_b$
5. A ratio  $\varepsilon$  is defined such that  $\varepsilon = \left(\frac{\omega_s}{\omega_b}\right)^2$  and assume that  $\varepsilon$  is order of magnitude  $10^{-2}$ .

6. The damping factors for the structure and isolation system  $\beta_s$  and  $\beta_b$  respectively,  $\beta_s = \left(\frac{c_s}{2m\omega_s}\right)$  and

$\beta_b = \left(\frac{c_b}{2M\omega_b}\right)$  are of same order of magnitude as  $\varepsilon$

7. Mass ratio  $\gamma$  is defined as  $\gamma = \frac{m}{m + m_b}$  less than 1.

### 2.2 Determination of Natural Frequencies and Mode Shapes

The undamped natural modes of the system are

$$\underline{\phi}^n = \{\phi_s^n, \phi_b^n\}^T; n=1,2$$

To determine the natural frequency and mode shape assuming,

$$v_b = \phi_b \sin \omega_n t \text{ and } v_s = \phi_s \sin \omega_n t \quad (5)$$

Substituting equation 5 back into the equation of motion eq. 3 and after some simplification the following equations are obtained,

$$(-\omega_n^2 + \omega_b^2)\phi_b^n + (-\gamma\omega_n^2)\phi_s^n = 0 \quad (6)$$

and

$$(-\omega_n^2)\phi_b^n + (-\omega_n^2 + \omega_s^2)\phi_s^n = 0 \quad (7)$$

Where  $\omega_n$  is the frequency of mode.

For the equation to have non-trivial solution, the determinant of the equation of the above equation should be zero. The characteristic equation for the frequency  $\omega_n$  is given by,

$$(1 - \gamma)\omega_n^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega_n^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (8)$$

The solution of above equation is given by,

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \{ \omega_s^2 + \omega_b^2 - ((\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 + 4(1-\gamma)\omega_s^2\omega_b^2) \}^{1/2}$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \{ \omega_s^2 + \omega_b^2 + ((\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 + 4(1-\gamma)\omega_s^2\omega_b^2) \}^{1/2} \quad (9)$$

The lower of the two roots represents shifted isolation frequency  $\omega_b^*$  while the higher root represents structural frequency modified by the presence of the isolation system  $\omega_s^*$ .

If  $\omega_s \gg \omega_b$  is taken into account and to first order in  $\varepsilon$ , then  $\omega_b^*$  and  $\omega_s^*$  are given by,

$$\begin{aligned} \omega_1^2 &= \omega_b^{*2} = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \\ \omega_2^2 &= \omega_s^{*2} = \omega_s^2 \frac{(1 + \gamma\varepsilon)}{(1 - \gamma)} \end{aligned} \quad (10)$$

The mode shapes are obtained by substituting each of the natural frequencies obtained above in equation 7 thus,

$$\begin{aligned} (-\omega_b^{*2} + \omega_b^2)\phi_b^2 + (-\gamma\omega_b^{*2})\phi_s^1 &= 0 \\ (-\omega_s^{*2})\phi_b^1 + (-\omega_s^2 + \omega_b^{*2})\phi_s^1 &= 0 \end{aligned}$$

If we retain terms of order  $\varepsilon$  and set  $\phi_b^1$  the first mode shape is obtained as;  $\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$  (11)

and to the same order of  $\varepsilon$  second mode shape is obtained as;

$$\phi^2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \frac{[1 - (1 - \gamma)]}{\varepsilon} \end{Bmatrix} \quad (12)$$

As shown in the figure 2, the structure is nearly rigid in  $\phi^1$ , whereas  $\phi^2$  involves deformation in both the structure and isolation system. The displacement of the top of the structure is of same order as the base displacement, but opposite in direction.

The frequency of the first mode as given by equation 10 can be thought of as the modification, owing to the flexibility of the superstructure, of frequency of the isolation system when the structure is rigid, and because the structure is stiff as compared to isolation system, the modification is small. The second mode is very close to a motion where the two masses  $m$ ,  $m_b$  are vibrating completely free in space about the center of mass of the combined system. The frequency of this type of vibration is given by  $\omega_s(1 - \gamma)^{1/2}$  and is modified 10. The practical significance of this result is that high acceleration in the second mode of an isolated structure does not need to be accompanied by a large base shear.

### 2.3 Determination of Participation Factors

When the two modes,  $\phi_1$  and  $\phi_2$  are obtained, the relative displacement,  $v_b$  and  $v_s$  can be written as

$$v_b = q_1\phi_b^1 + q_2\phi_b^2 \quad \text{and} \quad v_s = q_1\phi_s^1 + q_2\phi_s^2 \quad (13)$$

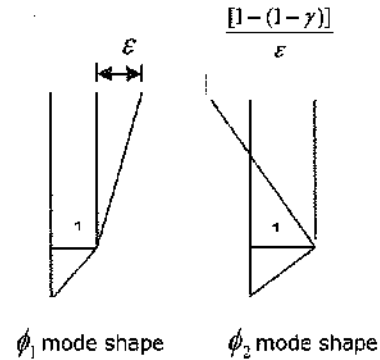


Figure 2: Mode shapes of two-degree-of-freedom isolated system [27]

The matrix equation 4 reduces to

$$\begin{aligned} \ddot{q}_1 + 2\omega_b^*\beta_b^*\dot{q}_1 + \omega_b^{*2}q_1 &= -L_1\ddot{u}_g \\ \text{and} \\ \ddot{q}_2 + 2\omega_s^*\beta_s^*\dot{q}_2 + \omega_s^{*2}q_2 &= -L_2\ddot{u}_g \end{aligned} \quad (14)$$

Where, the damping in the system is implicitly assumed to be low enough to allow retention of the orthogonality of the modes. The participation factors,  $L_1$  and  $L_2$  for the two modes in these equations are given by,

$$L_n = \frac{\phi^{nT} M^* r^*}{\phi^{nT} M^* \phi^n} \quad (15)$$

The computation of  $L_1$  involves the following matrix multiplications:

$$L_1 M_1 = (1, \varepsilon) \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} = M + m\varepsilon$$

where,

$$M_1 = (1, \varepsilon) \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{bmatrix} = M + 2m\varepsilon + m\varepsilon^2$$

Retaining only terms to order  $\varepsilon$

$$L_1 = 1 - \gamma\varepsilon \quad (16)$$

The effective mass in the first mode is given by,

$$M_1^{eff} = \frac{(L_1 M_1)^2}{M_1}$$

is, to same order

$$M_1^{eff} = M[1 - \gamma(1 - \gamma)\varepsilon^2]$$

or to the order  $\varepsilon$ ,  $M_1^{eff} = M$ , the same computation for  $L_2$  give



$$L_2 M_2 = M + ma$$

where

$$M_2 = M + 2ma + a^2m \text{ and } a = \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\epsilon]$$

thus

$$M_2 = M \frac{(1 - \gamma)[1 - 2(1 - \gamma)\epsilon]}{\gamma} \text{ and } L_2 M_2 = M(1 - \gamma)\epsilon$$

therefore

$$L_2 = \gamma\epsilon \quad (17)$$

Together with the shift in frequencies the results reveal why the seismic isolation system is effective. The participation factor for the second mode  $\phi_2$  which is the mode which involves structural deformation and is of order  $\epsilon$  is very small if the frequencies  $\omega_b, \omega_s$  are well separated. When the frequency of the second mode shifts to a higher value than the original fixed-base frequency, this shift will take the isolated structure out of the range of strong earthquake motion if the input has large spectral accelerations at the original structural frequency. Moreover, since the participation factor for the second mode is very small this mode is almost orthogonal to the earthquake input characterized by  $r^* \ddot{u}_g$  as  $\phi^1$  and  $r^*$  differs only by  $\epsilon$  i.e.

$$\phi^{1T} = [1 \quad \epsilon] \text{ and } r^{*T} = [1 \quad 0] \text{ thus } r^{*T} \phi^1 = 0$$

By orthogonality

$$\phi^{nT} M \phi^1 = 0 \text{ for } n=1 \text{ implying that } \phi^{nT} M r^* = 0$$

Therefore, even if the earthquake does have energy at the second mode frequency, the ground motion will not be transmitted into the structure. A seismic isolation system works not by absorbing energy rather it deflects energy through this property of orthogonality.

#### 2.4 Determination of Modal Damping Ratio

A natural rubber isolation system provides a degree of damping that is in the range of 10-20% of critical damping, while the damping in the structure is generally between 2-5%. Normally, this large difference in damping between the two components would lead to a coupling of the equations of motion. Hence a complex modal analysis should be used correctly to analyze such system.

A base-isolated system aims to reduce the forces experienced by the structure to such a level that no damage will occur to the structure or to nonstructural elements such as partitions, etc thus, a lower value for the structure damping is appropriate.

Here in the linear theory of base isolation an approximate form is used where the modal damping factors,  $\beta_1^*$  and  $\beta_2^*$ , are given by equation 20 and 21 In complete analysis the damping system is assumed non-classical, such that the off-diagonal terms of the damping matrix which couple the equations of motion are neglected.

$$2\omega_s^* \beta_n^* = \frac{\phi^{nT} C^* \phi^n}{\phi^{nT} M^* \phi^n}$$

This is equivalent to neglecting the off diagonal terms of  $\phi^{nT} C^* \phi^n$  which would couple the equations of motion.

Utilizing the previous results for  $M_1$  and  $M_2$

$$2\omega_b^* \beta_b^* = 2\omega_b \beta_b (1 - 2\gamma\epsilon) \quad \text{and}$$

$$2\omega_s^* \beta_s^* = \frac{2\omega_s \beta_s + 2\gamma\omega_b \beta_b}{1 - \gamma}$$

using  $\omega_b^* = \omega_b (1 - \gamma\epsilon)^{1/2}$  we have,

$$\beta_b^* = \beta_b \frac{(1 - 2\gamma\epsilon)}{(1 - \gamma\epsilon)^{1/2}}$$

Because

$$\omega_s^* = \omega_s \frac{(1 + \gamma\epsilon)^{1/2}}{(1 - \gamma)^{1/2}} \quad \text{we have,}$$

$$\beta_s^* = \left[ \frac{\beta_b}{(1 - \gamma)^{1/2}} + \frac{\beta_b \gamma \epsilon^{1/2}}{(1 - \gamma)^{1/2}} \right] \quad (21)$$

The above equation shows that the structural damping is increased by the damping in the bearings  $\beta_b$  to the order of  $\epsilon^{1/2}$ .

#### 2.5 Determination of Modal Coordinates ( $q_n$ ), Isolator displacement ( $v_{b,max}$ ), Structural displacement ( $v_{s,max}$ )

The results of  $L_1, L_2, \beta_s^*, \beta_b^*$  allow to estimate the response of the system to specific earthquake inputs. If the time history of the ground motion  $\ddot{u}_g(t)$  is known, then model components  $q_1(t)$  and  $q_2(t)$  are computed by any of the alternative below, by making use of response spectrum;

For design purpose 5 % damped acceleration design spectrum is used.

In this case,

$$|q_{1\max}| = L_1 \frac{1}{\omega_b^{*2}} S_A(\omega_b^*, \beta_b^*) \text{ and } |q_{2\max}| = L_2 \frac{1}{\omega_s^{*2}} S_A(\omega_s^*, \beta_s^*) \quad (22)$$

Where  $S_A$  represents the spectral acceleration for the response spectrum considered.

When the two modes  $\phi^1$  and  $\phi^2$  are obtained, the relative displacements  $v_b$  and  $v_s$  in modal coordinates can be written as,

$$v_b = q_1 \phi_b^1 + q_2 \phi_b^2 \text{ and } v_s = q_1 \phi_s^1 + q_2 \phi_s^2 \quad (23)$$

To estimate various response quantities from peak spectral values the SRSS method is used. Thus the values of the maximum isolation system displacement and structural displacement are given by,

$$|v_b|_{\max} = [(q_1|_{\max} \phi_b^1)^2 + (q_2|_{\max} \phi_b^2)^2] \\ |v_s|_{\max} = [(q_1|_{\max} \phi_s^1)^2 + (q_2|_{\max} \phi_s^2)^2] \quad (24)$$

After submitting of all the values of quantities from equations 11, 12, 16, and 17 in the equation 19, the base displacement obtained as,

$$|v_b|_{\max} = \left\{ \frac{(1-\gamma\epsilon)^2 S_A(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{\gamma^2 \epsilon^2 S_A(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_b^{*4}} \right\}^{0.5} \quad (25)$$

$$|v_s|_{\max} = \left\{ \frac{\epsilon^2 (1-\gamma\epsilon)^2 S_A(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{[1-(1-\gamma)\epsilon]^2 S_A(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_b^{*4}} \right\}^{0.5} \quad (26)$$

### 2.6 Determination of Base Shear ( $V_b$ )

The design base shear coefficient is defined by,

$$C_s = \frac{K_s v_s}{m} = \omega_s^2 v_s \quad (27)$$

for the fixed base structure

$$C_s = \omega_s^2 S_D(\omega_s, \beta_s)$$

when the structure is isolated this becomes after substituting the value of  $v_s$  from equation 26 the following equation is obtained,

$$C_s = \omega_s^2 \left\{ \frac{\epsilon^2 (1-\gamma\epsilon)^2 S_A(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{[1-(1-\gamma)\epsilon]^2 S_A(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_b^{*4}} \right\}^{0.5} \quad (28)$$

Substituting the value of  $\omega_s^*$  and  $\omega_b^*$  from equation 26 gives

$$C_s = \epsilon \left\{ \frac{(1-\gamma\epsilon)^2 S_A(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\epsilon^2 (1-\gamma\epsilon)^2} + \frac{[1-(1-\gamma)\epsilon]^2 S_A(\omega_s^*, \beta_s^*)}{[(1+\gamma\epsilon)^2 / (1-\gamma)^2]} \right\}^{0.5} \quad (29)$$

Thus,

$$C_s = \left\{ S_A^2(\omega_b^*, \beta_b^*) + (1-\gamma)^2 \epsilon^2 (1-2\epsilon) S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*) \right\}^{0.5} \quad (30)$$

Thus the design base shear is given by;

$$V_b = (m + m_b) C_s \quad (31)$$

### III. PERFORMANCE ANALYSIS

In this section, the response of a single storeyed fixed base isolated building is estimated. For the systems response spectrum analysis is done. The generalized spectrum as given by I.S. 1893-2002 (Part 1) is used throughout the analysis and hard soil is assumed.

#### 3.1 Details of the Building

The structural plan of the RCC building used for analysis is given in figure 3. It is perfectly symmetric rectangular building 18 x 12 m in plan.

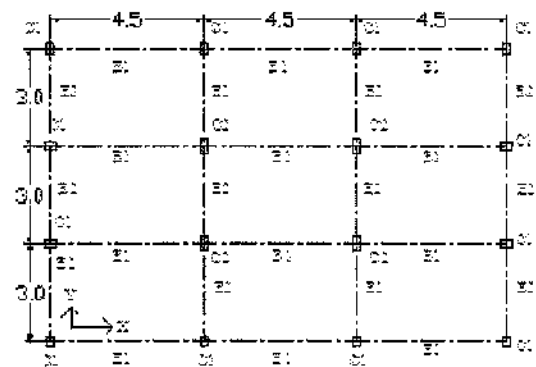


Figure 3: Plan of Single Storey Building

#### 3.2 Assumed Data of the Building

1. Live load 5 kN/m<sup>2</sup>
2. Floor finishes 1 kN/m<sup>2</sup>
3. Seismic zone V
4. Importance factor 1.5

5. Response reduction factor 5
6. Type of soil Hard
7. Grade of concrete M 20
8. Damping in structure ( $\eta_s$ ) 5%
9. Damping in base ( $\eta_b$ ) 10%
10. Mass of superstructure (m)  $335.91 \times 10^3$  kgs.
11. Stiffness of super structure ( $k_s$ )
  - Along the length 676865.72 kN/m
  - Across the length 471572.27 kN/m
12. Mass of base ( $m_b$ )  $102.75 \times 10^3$  kgs
13. Stiffness of base ( $k_b$ ) 7700 kN/m
14. Assumed time period of base ( $T_b$ ) 1.5 sec
15. Response spectrum available in I.S code 1893 (Part 1) is used for analysis

7. Max. Displacement,  $\delta = mg/K$  6.987 mm
8. Design of base shear,  $V_b = A_b W$  444.87 kN

### 3.5 Response of Base Isolated Single Storeyed RCC Building

In this section, single storeyed RCC building in section 3.1 is considered as base isolated and the response of the same is estimated. In addition to this, a parametric study of base isolated building is carried out for proper understanding of linear theory presented in section 2 from its applications point of view.

Elastomeric bearing are used as base isolator. A program in excel is developed for analysis of the above building by linear theory of base isolation. In this study the response quantities of interest are mode shapes, natural frequency, time period, top displacement of structure, displacement of the isolator and base shear. In parametric study, the effect of variation of stiffness, damping and mass ratio of base isolator on mode shape, natural frequency, and base displacement of the superstructure, participation factor and top floor acceleration of the building is evaluated. For this, the time period of base isolator is varied from 1.5 seconds to 4 seconds, at an interval of 0.5 seconds, and the response quantities of interest are determined. For both the systems response spectrum analysis is done. The generalized spectrum as given by I.S. 1893-2002 (Part 2) is used throughout the analysis and hard soil is assumed.

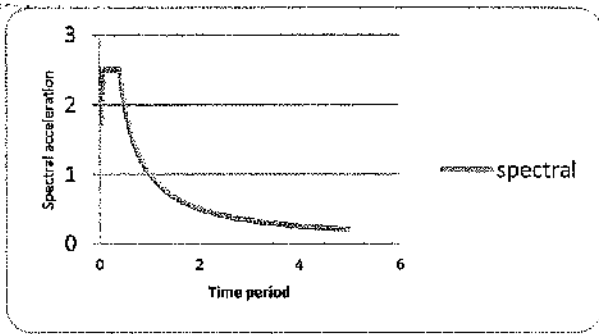


Figure4: Design spectral acceleration chart

### 3.3 Calculations for Fixed Base Building along Length

1. Total seismic mass  $M = m + m_b$   $438.67 \times 10^3$  kgs
2. Natural frequency of superstructure,
  - $\omega_s = \sqrt{k_s/m}$  39.28 rad/sec
3. Time Period of superstructure  $T_s = 2\pi/\omega_s$  0.160 sec
4. Natural frequency of base structure,
  - $\omega_b = 2\pi/T_b$  4.19 rad/sec
5. Time period of base isolator ( $T_b$ ) 1.50 secs
6. Spectral acceleration  $S_A$  as per figure 4 24.525
7. Max. Displacement,  $\delta = mg/K$  4.868 mm
8. Design of base shear  $V_b = A_b W$  444.87 kN

### 3.4 Calculations for Fixed Base Building across Length

1. Total seismic mass,  $M = m + m_b$   $438.67 \times 10^3$  kgs
2. Natural frequency of superstructure,
  - $\omega_s = \sqrt{k_s/m}$  32.78 rad/sec
3. Time Period of superstructure,  $T_s = 2\pi/\omega_s$  0.191 sec
4. Natural frequency of base structure,
  - $\omega_b = 2\pi/T_b$  4.19 rad/sec
5. Time period of base isolator, ( $T_b$ ) 1.50 secs
6. Spectral acceleration  $S_A$  as per figure 4 24.525

### 3.6 Calculations for Base Isolated Building along the Length

1. Frequency ratio  $\varepsilon = (\omega_b^2/\omega_s^2) = 0.011$
2. Mass ratio  $\gamma = m/M = 0.77$
3. Natural frequencies as per equation No.10
  - $\omega_b^* = 4.17$  rad/sec;
  - $\omega_s^* = 81.51$  rad/sec

### 4. Modes shapes as per equation No. 11

$$\begin{bmatrix} \phi_1^1 & \phi_1^2 \\ \phi_1^2 & \phi_2^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0.011 \\ 1 & 1.30 \end{bmatrix}$$

5. Participation factors, as per equation No.16 & 17
  - $L_1 = 0.991$ ;  $L_2 = 0.009$
6. Modal damping factors as per equation No. 20 & 21
  - $\beta_b^* = 9.869$ ;  $\beta_s^* = 12.02$
7. Spectral acceleration from design spectral acceleration chart given in I.S 1893 Part 1
  - $S_A(\omega_b^*, \beta_b^*) = 4.905$ ;  $S_A(\omega_s^*, \beta_s^*) = 9.810$
8. Modal coordinates as per equation no. 22
  - $q_{1max} = 0.280$ ;  $q_{2max} = 12.86$

9. Displacements as per equation No.25  $v_{bmax}$   
= 0.0016;  $v_{smax}$  = 0.280
9. Design base shear coefficient as per equation No.29  
 $C_s = 0.060$
10. Design base shear as per equation No.31  
 $V_b = 240.10$  kN

**3.7 Calculations for Base Isolated Building across the Length**

1. Frequency ratio  $\epsilon = (\omega_b^2 / \omega_s^2) = 0.011$
2. Mass ratio  $\gamma = m/M = 0.77$
3. Natural frequencies as per equation No.10  
 $\omega_b^* = 17$  rad/sec;  
 $\omega_s^* = 81.51$  rad/sec
4. Modes shapes as per equation No.11  
$$\begin{bmatrix} \phi_1^1 & \phi_1^2 \\ \phi_1^2 & \phi_2^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0.011 \\ 1 & 1.30 \end{bmatrix}$$
5. Participation factors as per equation No.16 & 17  
 $L_1 = 0.991$ ;  $L_2 = 0.009$
6. Modal damping factors as per equation No.20 & 21  
 $\beta_b^* = 9.869$ ;  $\beta_s^* = 12.02$
7. Spectral acceleration from design spectral acceleration chart given in IS 1893 Part 1  $S_A(\omega_b^*, \beta_b^*) = 4.905$   
 $S_A(\omega_s^*, \beta_s^*) = 9.810$
8. Modal coordinates as per equation No.22  
 $q_{1max} = 0.280$ ;  $q_{2max} = 12.86$
9. Displacements as per equation No. 25  
 $v_{bmax} = 0.0016$ ;  $v_{smax} = 0.279$
9. Design base shear coefficient as per equation No. 29  
 $C_s = 0.060$
10. Design base shear as per equation No.31  
 $V_b = 240.10$  kN

**TABLE 1**  
COMPARISON OF TWO SYSTEMS

Sr. No.	Parameter	Fixed Base	Base Isolated
1	Natural frequency ( $\omega$ ) (rad/sec)	39.28	$\omega_b^* = 4.17$ $\omega_s^* = 81.51$
2	Time period (T)(sec)	0.160	$T = 1.50$
3	Displacement ( $v$ ) (mm)	4.87	$v_s = 1.6$ $v_b = 280$
4	Design base shear ( $V_b$ )(kN)	444.87	$V_b = 240.10$

**3.8 Parametric Study of 2 DOF Isolated Building**

In this section, the effect of important mechanical properties i.e. stiffness and damping of the isolators on the building response is studied. For that, time period of the base isolator is varied from 1.5 sec to 4 sec, its effect on mode shapes( $\phi$ ), natural frequency ( $\omega$ ) of the combined structure, structural displacements and base shear ( $V_b$ ) is studied which are explained by following tables.

**TABLE 2**  
VARIATION OF MODE SHAPE ( $\phi$ ) WITH PERIOD OF BASE ISOLATOR ( $T_b$ )  
(as per equation no 11 and 12)

$T_b$	Along the Length				Across the Length			
	First mode shape		Second mode shape		First mode shape		Second mode shape	
	$\phi_1^1$	$\phi_1^2$	$\phi_1^1$	$\phi_1^2$	$\phi_1^1$	$\phi_1^2$	$\phi_1^1$	$\phi_1^2$
1.5	1	0.011	1	0.011	1	1.30	1	1.302
2.0	1	0.006	1	0.006	1	1.30	1	1.304
2.5	1	0.004	1	0.004	1	1.30	1	1.305
3.0	1	0.003	1	0.003	1	1.31	1	1.305
3.5	1	0.002	1	0.002	1	1.31	1	1.305
4.0	1	0.002	1	0.002	1	1.31	1	1.305

It is seen from the table that if we provide base isolators of longer period of oscillations, the lateral movement of the floor in the structure would be reduced with respect to its undisplaced position

**TABLE 3**  
VARIATION OF SHIFTED ISOLATION FREQUENCY ( $\omega_b^*$ ) AND STRUCTURAL FREQUENCY ( $\omega_s^*$ ) WITH PERIOD OF BASE ISOLATOR ( $T_b$ )  
(As per equation No.10)

$T_b$	Along the Length		Across the Length	
	Shifted isolation frequency ( $\omega_b^*$ )	Structural frequency ( $\omega_s^*$ )	Shifted isolation frequency ( $\omega_b^*$ )	Structural frequency ( $\omega_s^*$ )
1.50	4.17	81.51	4.17	81.51
2.00	3.13	81.36	3.13	81.36
2.50	2.51	81.29	2.51	81.29
3.00	2.09	81.25	2.09	81.25
3.50	1.79	81.23	1.79	81.23
4.00	1.57	81.21	1.57	81.21

**TABLE 4**  
VARIATION OF PARTICIPATION FACTORS WITH PERIOD OF BASE ISOLATOR ( $T_b$ ) (As per equation No.16 and 17)

$T_b$	Along the Length	Across the Length
	Participation factor in first mode ( $L_1$ )	Participation factor for second mode ( $L_2$ )
1.50	0.991	0.009
2.00	0.995	0.005
2.50	0.997	0.003
3.00	0.998	0.002
3.50	0.998	0.002
4.00	0.999	0.001

**TABLE 5**  
VARIATION OF BASE SHEAR ( $V_b$ ) WITH PERIOD OF BASE ISOLATOR ( $T_b$ ) (As per equation No.31)

$T_b$	Along the Length Base shear ( $V_b$ )	Across the Length Base shear ( $V_b$ )
1.50	240.10	240.10
2.00	135.06	135.06
2.50	86.44	86.44
3.00	60.02	60.02
3.50	44.10	44.10
4.00	33.76	33.76

#### IV. CONCLUSIONS

The parametric study on 2DOF building helps in determining the effects of variation of stiffness and damping of isolators on the important properties of superstructure, from which the following conclusions are drawn:

1. Due to provision of base isolators, the dynamic response of building changes. It is observed that the shifted isolation frequency of building and that of the base isolator changes significantly with time period of the base isolator.
2. The base shear reduces significantly as the isolation time period increases.
3. For the base isolation to be effective in different modes, the ratio of time period of base and that of fixed system ( $T_b/T_s$ ) should be as large as practical.
4. The linear theory of base isolation is suitable for estimation of dynamic response of base isolated buildings.
5. Base isolation lengthens the time period of structure, and thus reduces the pseudo-acceleration for this mode (for design spectrum considered). This results in reduction of earthquake induced forces in the structure.
6. Since the participation factor for the second and higher modes are small, the modal static responses for the second and higher modes are negligible as compared to first mode. Therefore higher modes contribute little to the earthquake response of the structure.
7. The higher mode that produces deformation in the structure is generally not excited by the ground motion, although its pseudo-acceleration is large. Because of rigid body motion which accompanies straining of the base isolated structure the base shear is reduced considerably.

#### REFERENCES

- [1] Rajiv Gupta, "Seismic Base Isolation", Birla Institute of Technology and Science Pilani Rajasthan. Lecture material for the national Programme for capacity building of engineers in earthquake risk management (ministry of Home affairs, Government of India New Delhi), 2003, pp. 224-239.
- [2] Sajal Kanti Deb, "Seismic Base Isolation-An overview", Current Science, Vol.87, No.10, Nov. 2004, pp.25-29.
- [3] Wang, Yen-po, "Fundamentals of Seismic Isolation", International Training Programs for Seismic Design of Building Structures, Taiwan, 2003, pp.139-149.
- [4] Konde M. C. and Jangid R. S., "Seismic Behavior of Isolated Bridges: A-State-of-the-Art Review", Electronic Journal of Structural Engineering, Vol. 3, 2003 pp.140-170.
- [5] Charles A. Kircher, "Seismically Isolated Structures", FEMA 451 NEHRP Recommended Provisions, Design examples, 2000, pp.1-48.
- [6] Kelly J. M., "Earthquake Resistant Design with Rubber", 1997, Springer-Verlag Publications, New York.
- [7] Li L, "Base Isolation Measure for Aseismic Building in China", Proceedings of 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, C.A, 1984.
- [8] Mostaghel, N and Khodaverdian, M, "Dynamics of Resilient-Friction Base Isolators(R-FBI)", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, 1987, pp.379-390.
- [9] Zayas, V. A, Low, S. S, and Mahin, S. A, "A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation", Earthquake spectra, Vol. 6, 1990, pp.317-334.
- [10] Mokha, A., Constantinou, M. C and Reinhorn, A. M, "Teflon Bearings in Seismic Base Isolation I: Testing", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, 1990, pp.483-454.
- [11] Lin, T.N and Hone, C. C, "Base Isolation by Free Rolling Rods under Basement", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, 1993, pp.261-273.





## International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering

Website: [www.ijetae.com](http://www.ijetae.com) (ISSN 2250-2459, ISO 9001:2008 Certified Journal. Volume 3, Issue 7, July 2013)

- [12] Jangid, R. S. and Londhe, Y. B., "Effectiveness of Rolling Rods for base Isolation", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.124, 1998, pp.469-472.
- [13] Su, L., Ahmadi, G. and Tadjbaksh, I. G., "Performance of Sliding Resilient-Friction Base Isolation System", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.117, 1991, pp.165-181.
- [14] Dimu Bratosin, "Non- linear Effects in Seismic Base Isolation", *Proceedings of Romanian Academy, Series A*, Vol. 5, No.03, 2004, pp.1-12.
- [15] Chopra A. K., "Dynamics of Structures", 1995, Prentice- hall publications, Singapore.
- [16] I.S.1893 Part1:2002, "Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures: General Provision and Buildings", BIS, New Delhi.
- [17] Datta T. K., "A State-of-Art-Review on Active Control of Structures" [SET Journal of Earthquake Technology, paper No.430, Vol.40 (1), March 2003, pp. 01-17.
- [18] Ramallo J. C., Johnson E. A., and Spencer B. F., "Smart Base Isolation Systems", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.128, No.10, 2002, pp.1088-1099.
- [19] Diptesh Das and C. V. R Murty, "Brick Masonry In fills in Seismic Design of RC Framed Buildings- Cost Implications", *Indian Concrete Journal*, Vol.138, No. 1, 2004, pp.39-44.
- [20] Diptesh Das and C. V. R Murty, "Brick Masonry In fills in Seismic Design of RC Framed Buildings-part 2 Behavior", *Indian Concrete Journal*, Vol. 139, No.1, 2004, pp.31-38.
- [21] Elwood K.J. and Eberhard M.O., "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns", *PEER Research Digest* 2006-1.
- [22] J.M Kelly, "A Seismic Base Isolation: Review and Bibliography", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 5, 1986, pp.202-216.
- [23] Yang, Lee T.Y, and Tsai I.C., "Response of Multi-degree-of-freedom Structures with Sliding Supports", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, 1990, pp.739-752.
- [24] Lee D.M and Medland I.C., "Base Isolation System for Earthquake Protection of Multi-storey Shear Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7, 1979, pp.555-568.
- [25] Jangid, R. S and Datta, T. K., " Seismic Behaviour of Base- Isolated Building: A State-of-the-Art- Review", *Structures and Building*, Vol. 110, 1995, pp.186-202
- [26] N. Chandra Shekar, K. B. S. Sunil Babu, and Pradeep Kumar Ramancharla, "Equivalent Static Analysis as per IS 1893:2002 -- A Simple Software Tool", *Earthquake Research centre IIT Hyderabad, India*.
- [27] Kelly J.M., "Base isolation: Linear Theory and Design", *Earthquake spectra* Vol. 6(2), 1997, pp.223-244.
- [28] Pankaj Agrawal, Manish Shrikande, "Earthquake Resistant Design of Structures", 2007, Prentice- Hall of India Private Limited, New Delhi.
- [29] Grewal B. S., "Higher Engineering Mathematics", 2007, Khanna publishers, New Delhi.

#### 4. International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering

# Estimation of Response of 2- DOF RCC Base Isolated Building to Earthquake Loading

Mohd. Zameeruddin Mohd. Saleemuddin<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Senior lecturer, MGM's College of Engineering, Nanded, Maharashtra-India,

**Abstract**— The present work focuses on the estimation of response of 2DOF RCC building to earthquake loading as a fixed base structure and base isolated structure, their comparisons. The various parametric studies like frequency, mode of vibrations, modal mass, modal participation factor, base shear using linear theory of base isolation proposed by James Kelly.

**Keywords**—Frequency, Mode of vibration, Modal mass, Modal participation factor, Base shear

## 1. INTRODUCTION

In this era of technological revolution, the world of seismic engineering is in need of creative thinking and advanced technologies beyond conventional solution. Seismic isolation is the best available technology for seismic protection of a variety of structures that have different dynamic characteristics. The ability of the isolation system to dissipate energy makes it consistent with contemporary thinking in seismic engineering. Isolation technology has matured in recent years to a highly dependable and reliable level. Academic research on there is well advanced and its practical application is becoming wide spread throughout the world [1].

The recent earthquakes in various part of the world have again emphasized the fact that the major loss of life in earthquake happens when it is relatively moderate one in areas with poor housing. Many people are killed by the collapse of brittle heavy unreinforced masonry or poorly constructed concrete buildings. Modern structural control technologies such as active control or energy dissipation devices can do little to alleviate this but it is possible that seismic isolation could be adapted to improve the seismic resistance of poor housing and other buildings such as school and hospitals in developing countries.

## II. MODELING OF A SINGLE STOREYED BASE ISOLATED BUILDING AS 2-DOF SYSTEM: A LINEAR THEORY

In this section, the response of a single storeyed fixed base isolated building is estimated. For the systems response spectrum analysis is done. The generalized spectrum as given by I. S. 1893-2002 (Part 1) is used throughout the analysis and hard soil is assumed.

### 2.1 Linear Theory of Base Isolation

Linear theory was first proposed by James M. Kelly (1997) [6]. The theory is used to analyze linear as well as non-linear isolation systems. For non-linear systems the analysis by this method is only approximate and such systems the effective stiffness and damping will have to be estimated by equivalent linearization process. The theory is based on the two mass structural models as shown in figure 1

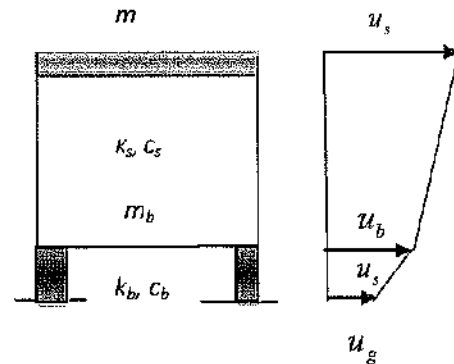


Figure1: Parameters of two-degree-of-freedom isolated model [27]

Where,

- $m$  = Mass of the fixed base structure
- $k_s$  = Stiffness of fixed base structure
- $c_s$  = Damping in fixed base structure
- $m_b$  = Mass of the base slab
- $k_b$  = Stiffness of base isolator
- $c_b$  = Damping in base isolator

With reference to the figure 1 Absolute displacement of the two masses are denoted by  $u_s$  and  $u_b$ , while the displacement of the ground is denoted by  $u_g$ . In terms of these absolute displacements the equations of motion for the structure and the base are given by

$$\begin{aligned} m\ddot{u}_s &= -c_s(\dot{u}_s - \dot{u}_b) - k_s(u_s - u_b) \\ m\ddot{u}_b + m_b\ddot{u}_b &= -c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) - k_b(u_b - u_g) \end{aligned} \quad (1)$$

Here in the analysis all the parameters are derived on the basis of relative displacement which are given as,

$$v_s = u_s - u_b \text{ and } v_g = u_b - u_g \quad (2)$$

Thus in terms of relative displacements the above equations of motion are rewritten as

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g(t) \\ (m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -(m + m_b)\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

This 2-DOF system of equations, which can be solved directly or through modal decomposition provides insight into the response of isolated system and is applicable to more elaborate models. To develop the modes, frequencies, and participation factors of the system. In the matrix notation the above equation of motion is written as;

$$M^* \ddot{v}^* + C^* \dot{v}^* + K^* v^* = -M^* r^* \ddot{u}_g \quad (4)$$

Where,

$$M^* = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \quad K^* = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \quad C^* = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \\ r^* = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad v^* = \begin{bmatrix} v_b & 0 \\ 0 & v_s \end{bmatrix}$$

Where,  $M = m + m_b$

The assumptions made in this theory are:

1. Mass of base slab is less than mass of structure i.e.  $m_b < m$ , but of the same order of magnitude;
2. Natural frequency of structure  $\omega_s$  is given by, 
$$\omega_s = \sqrt{k_s/m}$$
3. Natural frequency of base  $\omega_b$  is given by, 
$$\omega_b = \sqrt{k_b/M}$$
4. Natural frequency of structure is greater than that of base,  $\omega_s \gg \omega_b$
5. A ratio  $\varepsilon$  is defined such that  $\varepsilon = (\omega_s/\omega_b)^2$  and assume that  $\varepsilon$  is order of magnitude  $10^{-2}$ .

6. The damping factors for the structure and isolation system  $\beta_s$  and  $\beta_b$  respectively,  $\beta_s = \left(\frac{c_s}{2m\omega_s}\right)$  and

$\beta_b = \left(\frac{c_b}{2M\omega_b}\right)$  are of same order of magnitude as  $\varepsilon$

7. Mass ratio  $\gamma$  is defined as  $\gamma = \frac{m}{m + m_b}$  less than 1.

### 2.2 Determination of Natural Frequencies and Mode Shapes

The undamped natural modes of the system are

$$\phi^n = \{\phi_s^n, \phi_b^n\}^T; n = 1, 2$$

To determine the natural frequency and mode shape assuming,

$$v_b = \phi_b \sin \omega_b t \text{ and } v_s = \phi_s \sin \omega_s t \quad (5)$$

Substituting equation 5 back into the equation of motion eq. 3 and after some simplification the following equations are obtained,

$$(-\omega_n^2 + \omega_b^2)\phi_b^n + (-\gamma\omega_n^2)\phi_s^n = 0 \quad (6)$$

and

$$(-\omega_n^2)\phi_b^n + (-\omega_n^2 + \omega_s^2)\phi_s^n = 0 \quad (7)$$

Where  $\omega_n$  is the frequency of mode.

For the equation to have non-trivial solution, the determinant of the equation of the above equation should be zero. The characteristic equation for the frequency  $\omega_n$  is given by,

$$(1 - \gamma)\omega_n^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega_n^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (8)$$

The solution of above equation is given by,

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \{ \omega_s^2 + \omega_b^2 - ((\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 + 4(1 - \gamma)\omega_s^2\omega_b^2) \}^{1/2}$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \{ \omega_s^2 + \omega_b^2 + ((\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 + 4(1 - \gamma)\omega_s^2\omega_b^2) \}^{1/2} \quad (9)$$

The lower of the two roots represents shifted isolation frequency  $\omega_b^*$  while the higher root represents structural frequency modified by the presence of the isolation system  $\omega_s^*$ .

If  $\omega_s \gg \omega_b$  is taken into account and to first order in  $\varepsilon$ , then  $\omega_b^*$  and  $\omega_s^*$  are given by,

$$\begin{aligned} \omega_1^2 &= \omega_b^{*2} = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \\ \omega_2^2 &= \omega_s^{*2} = \omega_s^2 \frac{(1 + \gamma\varepsilon)}{(1 - \gamma)} \end{aligned} \quad (10)$$

The mode shapes are obtained by substituting each of the natural frequencies obtained above in equation 7 thus,

$$\begin{aligned} (-\omega_b^{*2} + \omega_b^2)\phi_b^2 + (-\gamma\omega_b^{*2})\phi_s^1 &= 0 \\ (-\omega_s^{*2})\phi_b^1 + (-\omega_s^2 + \omega_b^{*2})\phi_s^1 &= 0 \end{aligned}$$

If we retain terms of order  $\varepsilon$  and set  $\phi_b^1$  the first mode shape is obtained as;  $\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$  (11)

and to the same order of  $\varepsilon$  second mode shape is obtained as;

$$\phi^2 = \left\{ \frac{[1 - (1 - \gamma)]}{\varepsilon} \right\} \quad (12)$$

As shown in the figure 2, the structure is nearly rigid in  $\phi^1$ , whereas  $\phi^2$  involves deformation in both the structure and isolation system. The displacement of the top of the structure is of same order as the base displacement, but opposite in direction.

The frequency of the first mode as given by equation 10 can be thought of as the modification, owing to the flexibility of the superstructure, of frequency of the isolation system when the structure is rigid, and because the structure is stiff as compared to isolation system, the modification is small. The second mode is very close to a motion where the two masses  $m$ ,  $m_b$ , are vibrating completely free in space about the center of mass of the combined system. The frequency of this type of vibration is given by  $\omega_s(1 - \gamma)^{1/2}$  and is modified 10. The practical significance of this result is that high acceleration in the second mode of an isolated structure does not need to be accompanied by a large base shear.

### 2.3 Determination of Participation Factors

When the two modes,  $\phi_1$  and  $\phi_2$  are obtained, the relative displacement,  $v_b$  and  $v_s$ , can be written as

$$v_b = q_1\phi_b^1 + q_2\phi_b^2 \quad \text{and} \quad v_s = q_1\phi_s^1 + q_2\phi_s^2 \quad (13)$$

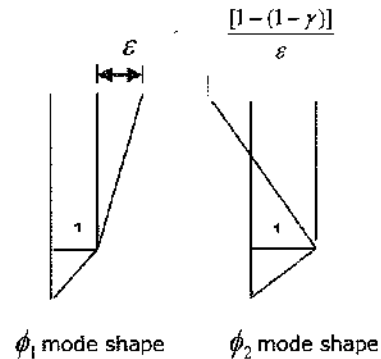


Figure 2: Mode shapes of two-degree-of-freedom isolated system [27]

The matrix equation 4 reduces to

$$\begin{aligned} \ddot{q}_1 + 2\omega_b^*\beta_b^*\dot{q}_1 + \omega_b^{*2}q_1 &= -L_1\ddot{u}_g \\ \text{and} \\ \ddot{q}_2 + 2\omega_s^*\beta_s^*\dot{q}_2 + \omega_s^{*2}q_2 &= -L_2\ddot{u}_g \end{aligned} \quad (14)$$

Where, the damping in the system is implicitly assumed to be low enough to allow retention of the orthogonality of the modes. The participation factors,  $L_1$  and  $L_2$  for the two modes in these equations are given by,

$$L_n = \frac{\phi^{nT} M^* r^*}{\phi^{nT} M^* \phi^n} \quad (15)$$

The computation of  $L_1$  involves the following matrix multiplications:

$$L_1 M_1 = (1, \varepsilon) \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} = M + m\varepsilon$$

where,

$$M_1 = (1, \varepsilon) \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{bmatrix} = M + 2m\varepsilon + m\varepsilon^2$$

Retaining only terms to order  $\varepsilon$

$$L_1 = 1 - \gamma\varepsilon \quad (16)$$

The effective mass in the first mode is given by,

$$M_1^{\text{eff}} = \frac{(L_1 M_1)^2}{M_1}$$

is, to same order

$$M_1^{\text{eff}} = M[1 - \gamma(1 - \gamma)\varepsilon^2]$$

or to the order  $\varepsilon$ ,  $M_1^{\text{eff}} = M$ , the same computation for  $L_2$  give



$$L_2 M_2 = M + ma$$

where

$$M_2 = M + 2ma + a^2m \text{ and } a = \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\epsilon]$$

thus

$$M_2 = M \frac{(1 - \gamma)[1 - 2(1 - \gamma)\epsilon]}{\gamma} \text{ and } L_2 M_2 = M(1 - \gamma)\epsilon$$

therefore

$$L_2 = \gamma\epsilon \quad (17)$$

Together with the shift in frequencies the results reveal why the seismic isolation system is effective. The participation factor for the second mode  $\phi_2$  which is the mode which involves structural deformation and is of order  $\epsilon$  is very small if the frequencies  $\omega_b, \omega_s$  are well separated. When the frequency of the second mode shifts to a higher value than the original fixed-base frequency, this shift will take the isolated structure out of the range of strong earthquake motion if the input has large spectral accelerations at the original structural frequency. Moreover, since the participation factor for the second mode is very small this mode is almost orthogonal to the earthquake input characterized by  $r^* \ddot{u}_g$  as  $\phi^1$  and  $r^*$  differs only by  $\epsilon$  i.e.

$$\phi^{1T} = [1 \ \epsilon] \text{ and } r^{*T} = [1 \ 0] \text{ thus } r^{*T} \phi^1 = 0$$

By orthogonality

$$\phi^{nT} M \phi^1 = 0 \text{ for } n=1 \text{ implying that } \phi^{nT} M r^* = 0$$

Therefore, even if the earthquake does have energy at the second mode frequency, the ground motion will not be transmitted into the structure. A seismic isolation system works not by absorbing energy rather it deflects energy through this property of orthogonality.

#### 2.4 Determination of Modal Damping Ratio

A natural rubber isolation system provides a degree of damping that is in the range of 10-20% of critical damping, while the damping in the structure is generally between 2-5%. Normally, this large difference in damping between the two components would lead to a coupling of the equations of motion. Hence a complex modal analysis should be used correctly to analyze such system.

A base-isolated system aims to reduce the forces experienced by the structure to such a level that no damage will occur to the structure or to nonstructural elements such as partitions, etc thus, a lower value for the structure damping is appropriate.

Here in the linear theory of base isolation an approximate form is used where the modal damping factors,  $\beta_1^*$  and  $\beta_2^*$ , are given by equation 20 and 21. In complete analysis the damping system is assumed non-classical, such that the off-diagonal terms of the damping matrix which couple the equations of motion are neglected.

$$2\omega_b^* \beta_b^* = \frac{\phi^{nT} C^* \phi^n}{\phi^{nT} M^* \phi^n}$$

This is equivalent to neglecting the off diagonal terms of  $\phi^{nT} C^* \phi^n$  which would couple the equations of motion.

Utilizing the previous results for  $M_1$  and  $M_2$

$$2\omega_b^* \beta_b^* = 2\omega_b \beta_b (1 - 2\gamma\epsilon) \quad \text{and}$$

$$2\omega_s^* \beta_s^* = \frac{2\omega_s \beta_s + 2\gamma\omega_b \beta_b}{1 - \gamma}$$

using  $\omega_b^* = \omega_b (1 - \gamma\epsilon)^{1/2}$  we have,

$$\beta_b^* = \beta_b \frac{(1 - 2\gamma\epsilon)}{(1 - \gamma\epsilon)^{1/2}}$$

Because

$$\omega_s^* = \omega_s \frac{(1 + \gamma\epsilon)^{1/2}}{(1 - \gamma)^{1/2}} \quad \text{we have,}$$

$$\beta_s^* = \left[ \frac{\beta_b}{(1 - \gamma)^{1/2}} + \frac{\beta_b \gamma \epsilon^{1/2}}{(1 - \gamma)^{1/2}} \right] \quad (21)$$

The above equation shows that the structural damping is increased by the damping in the bearings  $\beta_b$  to the order of  $\epsilon^{1/2}$ .

#### 2.5 Determination of Modal Coordinates ( $q_n$ ), Isolator displacement ( $v_{b, \max}$ ), Structural displacement ( $v_{s, \max}$ )

The results of  $L_1, L_2, \beta_s^*, \beta_b^*$  allow to estimate the response of the system to specific earthquake inputs. If the time history of the ground motion  $\ddot{u}_g(t)$  is known, then model components  $q_1(t)$  and  $q_2(t)$  are computed by any of the alternative below, by making use of response spectrum;

For design purpose 5 % damped acceleration design spectrum is used.

In this case,

$$|q_{1\max}| = L_1 \frac{1}{\omega_b^{*2}} S_A(\omega_b^*, \beta_b^*) \text{ and } |q_{2\max}| = L_2 \frac{1}{\omega_s^{*2}} S_A(\omega_s^*, \beta_s^*) \quad (22)$$

Where  $S_A$  represents the spectral acceleration for the response spectrum considered.

When the two modes  $\phi^1$  and  $\phi^2$  are obtained, the relative displacements  $v_b$  and  $v_s$  in modal coordinates can be written as,

$$v_b = q_1 \phi_b^1 + q_2 \phi_b^2 \text{ and } v_s = q_1 \phi_s^1 + q_2 \phi_s^2 \quad (23)$$

To estimate various response quantities from peak spectral values the SRSS method is used. Thus the values of the maximum isolation system displacement and structural displacement are given by,

$$|v_b|_{\max} = [(q_1|_{\max} \phi_b^1)^2 + (q_2|_{\max} \phi_b^2)^2]^{0.5}$$

$$|v_s|_{\max} = [(q_1|_{\max} \phi_s^1)^2 + (q_2|_{\max} \phi_s^2)^2]^{0.5} \quad (24)$$

After submitting of all the values of quantities from equations 11, 12, 16, and 17 in the equation 19, the base displacement obtained as,

$$|v_b|_{\max} = \left\{ \frac{(1-\gamma\varepsilon)^2 S_A(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{\gamma^2 \varepsilon^2 S_A(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_b^{*4}} \right\}^{0.5} \quad (25)$$

$$|v_s|_{\max} = \left\{ \frac{\varepsilon^2 (1-\gamma\varepsilon)^2 S_A(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]^2 S_A(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_b^{*4}} \right\}^{0.5} \quad (26)$$

### 2.6 Determination of Base Shear ( $V_b$ )

The design base shear coefficient is defined by,

$$C_s = \frac{K_d v_s}{m} = \omega_s^2 v_s \quad (27)$$

for the fixed base structure

$$C_s = \omega_s^2 S_D(\omega_s, \beta_s)$$

when the structure is isolated this becomes after substituting the value of  $v_s$  from equation 26 the following equation is obtained,

$$C_s = \omega_s^2 \left\{ \frac{\varepsilon^2 (1-\gamma\varepsilon)^2 S_A(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]^2 S_A(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_b^{*4}} \right\}^{0.5} \quad (28)$$

Substituting the value of  $\omega_s^*$  and  $\omega_b^*$  from equation 26 gives

$$C_s = \varepsilon \left\{ \frac{(1-\gamma\varepsilon)^2 S_A(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\varepsilon^2 (1-\gamma\varepsilon)^2} + \frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]^2 S_A(\omega_s^*, \beta_s^*)}{[(1+\gamma\varepsilon)^2 / (1-\gamma)^2]} \right\}^{0.5} \quad (29)$$

Thus,

$$C_s = \left\{ S_D^2(\omega_b^*, \beta_b^*) + (1-\gamma)^2 \varepsilon^2 (1-2\varepsilon) S_D^2(\omega_s^*, \beta_s^*) \right\}^{0.5} \quad (30)$$

Thus the design base shear is given by;

$$V_b = (m + m_h) C_s \quad (31)$$

### III. PERFORMANCE ANALYSIS

In this section, the response of a single storeyed fixed base isolated building is estimated. For the systems response spectrum analysis is done. The generalized spectrum as given by I.S. 1893-2002 (Part 1) is used throughout the analysis and hard soil is assumed.

#### 3.1 Details of the Building

The structural plan of the RCC building used for analysis is given in figure 3. It is perfectly symmetric rectangular building 18 x 12 m in plan.

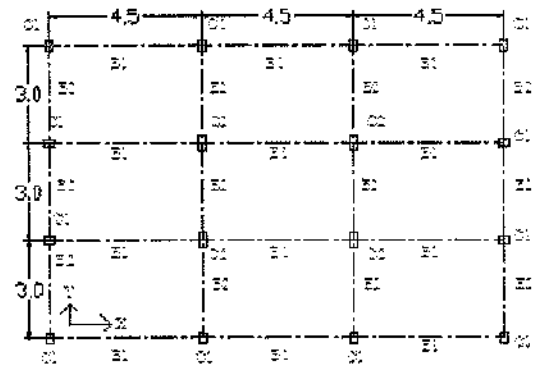


Figure 3: Plan of Single Storey Building

#### 3.2 Assumed Data of the Building

1. Live load 5 kN/m<sup>2</sup>
2. Floor finishes 1 kN/m<sup>2</sup>
3. Seismic zone V
4. Importance factor 1.5

5. Response reduction factor 5
6. Type of soil Hard
7. Grade of concrete M 20
8. Damping in structure ( $\eta_s$ ) 5%
9. Damping in base ( $\eta_b$ ) 10%
10. Mass of superstructure (m)  $335.91 \times 10^3$  kgs.
11. Stiffness of super structure ( $k_s$ )
  - Along the length 676865.72 kN/m
  - Across the length 471572.27 kN/m
12. Mass of base ( $m_b$ )  $102.75 \times 10^3$  kgs
13. Stiffness of base ( $k_b$ ) 7700 kN/m
14. Assumed time period of base ( $T_b$ ) 1.5 sec
15. Response spectrum available in I.S code 1893 (Part 1) is used for analysis

7. Max. Displacement,  $\delta = mg/K$  6.987 mm
8. Design of base shear,  $V_b = A_b W$  444.87 kN

### 3.5 Response of Base Isolated Single Storeyed RCC Building

In this section, single storeyed RCC building in section 3.1 is considered as base isolated and the response of the same is estimated. In addition to this, a parametric study of base isolated building is carried out for proper understanding of linear theory presented in section 2 from its applications point of view.

Elastomeric bearing are used as base isolator. A program in excel is developed for analysis of the above building by linear theory of base isolation. In this study the response quantities of interest are mode shapes, natural frequency, time period, top displacement of structure, displacement of the isolator and base shear. In parametric study, the effect of variation of stiffness, damping and mass ratio of base isolator on mode shape, natural frequency, and base displacement of the superstructure, participation factor and top floor acceleration of the building is evaluated. For this, the time period of base isolator is varied from 1.5 seconds to 4 seconds, at an interval of 0.5 seconds, and the response quantities of interest are determined. For both the systems response spectrum analysis is done. The generalized spectrum as given by I.S. 1893-2002 (Part 2) is used throughout the analysis and hard soil is assumed.

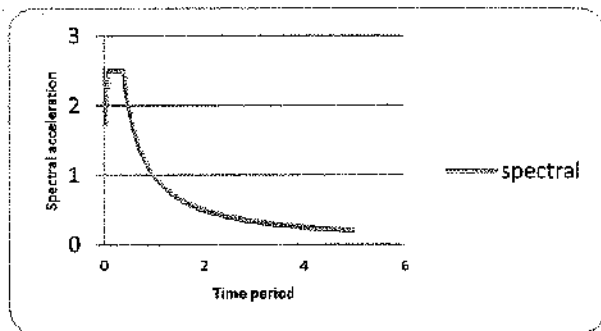


Figure4: Design spectral acceleration chart

### 3.3 Calculations for Fixed Base Building along Length

1. Total seismic mass  $M = m + m_b$   $438.67 \times 10^3$  kgs
2. Natural frequency of superstructure,
  - $\omega_s = \sqrt{k_s/m}$  39.28 rad/sec
3. Time Period of superstructure  $T_s = 2\pi/\omega_s$  0.160 sec
4. Natural frequency of base structure,
  - $\omega_b = 2\pi/T_b$  4.19 rad/sec
5. Time period of base isolator ( $T_b$ ) 1.50 secs
6. Spectral acceleration  $S_A$  as per figure 4 24.525
7. Max. Displacement,  $\delta = mg/K$  4.868 mm
8. Design of base shear  $V_b = A_b W$  444.87 kN

### 3.4 Calculations for Fixed Base Building across Length

1. Total seismic mass,  $M = m + m_b$   $438.67 \times 10^3$  kgs
2. Natural frequency of superstructure,
  - $\omega_s = \sqrt{k_s/m}$  32.78 rad/sec
3. Time Period of superstructure,  $T_s = 2\pi/\omega_s$  0.191 sec
4. Natural frequency of base structure,
  - $\omega_b = 2\pi/T_b$  4.19 rad/sec
5. Time period of base isolator, ( $T_b$ ) 1.50 secs
6. Spectral acceleration  $S_A$  as per figure 4 24.525

### 3.6 Calculations for Base Isolated Building along the Length

1. Frequency ratio  $\varepsilon = (\omega_p^2/\omega_s^2) = 0.011$
2. Mass ratio  $\gamma = m/M = 0.77$
3. Natural frequencies as per equation No.10
  - $\omega_b^* = 4.17$  rad/sec;
  - $\omega_s^* = 81.51$  rad/sec
4. Modes shapes as per equation No. 11
 
$$\begin{bmatrix} \phi_1^1 & \phi_1^2 \\ \phi_2^1 & \phi_2^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0.011 \\ 1 & 1.30 \end{bmatrix}$$
5. Participation factors, as per equation No.16 & 17
  - $L_1 = 0.991$ ;  $L_2 = 0.009$
6. Modal damping factors as per equation No. 20 & 21
  - $\beta_b^* = 9.869$ ;  $\beta_s^* = 12.02$
7. Spectral acceleration from design spectral acceleration chart given in I.S 1893 Part 1
  - $S_A(\omega_b^*, \beta_b^*) = 4.905$ ;  $S_A(\omega_s^*, \beta_s^*) = 9.810$
8. Modal coordinates as per equation no. 22
  - $q_{1max} = 0.280$ ;  $q_{2max} = 12.86$

9. Displacements as per equation No.25  $v_{bmax}$   
= 0.0016;  $v_{smax}$  = 0.280
9. Design base shear coefficient as per equation No.29  
 $C_s = 0.060$
10. Design base shear as per equation No.31  
 $V_b = 240.10$  kN

### 3.7 Calculations for Base Isolated Building across the Length

1. Frequency ratio  $\epsilon = (\omega_b^2 / \omega_s^2)$  0.011
2. Mass ratio  $\gamma = m/M$  0.77
3. Natural frequencies as per equation No.10  
 $\omega_b^* = 17$  rad/sec;  
 $\omega_s^* = 81.51$  rad/sec

4. Modes shapes as per equation No.11

$$\begin{bmatrix} \phi_1^1 & \phi_1^2 \\ \phi_2^1 & \phi_2^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0.011 \\ 1 & 1.30 \end{bmatrix}$$

5. Participation factors as per equation No.16 & 17  
 $L_1 = 0.991$ ;  $L_2 = 0.009$
6. Modal damping factors as per equation No.20 & 21  
 $\beta_b^* = 9.869$ ;  $\beta_s^* = 12.02$
7. Spectral acceleration from design spectral acceleration chart given in I.S 1893 Part 1  $S_A(\omega_b^*, \beta_b^*) = 4.905$   
 $S_A(\omega_s^*, \beta_s^*) = 9.810$
8. Modal coordinates as per equation No.22  
 $q_{1max} = 0.280$ ;  $q_{2max} = 12.86$
9. Displacements as per equation No. 25  
 $v_{bmax} = 0.0016$ ;  $v_{smax} = 0.279$
9. Design base shear coefficient as per equation No. 29  
 $C_s = 0.060$
10. Design base shear as per equation No.31  
 $V_b = 240.10$  kN

TABLE 1  
COMPARISON OF TWO SYSTEMS

Sr. No.	Parameter	Fixed Base	Base Isolated
1	Natural frequency ( $\omega$ ) (rad/sec)	39.28	$\omega_b^* = 4.17$ $\omega_s^* = 81.51$
2	Time period (T)(sec)	0.160	T = 1.50
3	Displacement ( $v$ ) (mm)	4.87	$v_s = 1.6$ $v_b = 280$
4	Design base shear ( $V_b$ )(kN)	444.87	$V_b = 240.10$

### 3.8 Parametric Study of 2 DOF Isolated Building

In this section, the effect of important mechanical properties i.e. stiffness and damping of the isolators on the building response is studied. For that, time period of the base isolator is varied from 1.5 sec to 4 sec, its effect on mode shapes( $\phi$ ), natural frequency ( $\omega$ ) of the combined structure, structural displacements and base shear ( $V_b$ ) is studied which are explained by following tables.

TABLE 2  
VARIATION OF MODE SHAPE ( $\phi$ ) WITH PERIOD OF BASE ISOLATOR ( $T_b$ )  
(as per equation no 11 and 12)

$T_b$	Along the Length				Across the Length			
	First mode shape		Second mode shape		First mode shape		Second mode shape	
	$\phi_1^1$	$\phi_1^2$	$\phi_2^1$	$\phi_2^2$	$\phi_1^1$	$\phi_1^2$	$\phi_2^1$	$\phi_2^2$
1.5	1	0.011	1	0.011	1	1.30	1	1.302
2.0	1	0.006	1	0.006	1	1.30	1	1.304
2.5	1	0.004	1	0.004	1	1.30	1	1.305
3.0	1	0.003	1	0.003	1	1.31	1	1.305
3.5	1	0.002	1	0.002	1	1.31	1	1.305
4.0	1	0.002	1	0.002	1	1.31	1	1.305

It is seen from the table that if we provide base isolators of longer period of oscillations, the lateral movement of the floor in the structure would be reduced with respect to its undisplaced position

TABLE 3  
VARIATION OF SHIFTED ISOLATION FREQUENCY  $\omega_b^*$  AND STRUCTURAL FREQUENCY  $\omega_s^*$  WITH PERIOD OF BASE ISOLATOR ( $T_b$ )  
(As per equation No.10)

$T_b$	Along the Length		Across the Length	
	Shifted isolation frequency ( $\omega_b^*$ )	Structural frequency ( $\omega_s^*$ )	Shifted isolation frequency ( $\omega_b^*$ )	Structural frequency ( $\omega_s^*$ )
1.50	4.17	81.51	4.17	81.51
2.00	3.13	81.36	3.13	81.36
2.50	2.51	81.29	2.51	81.29
3.00	2.09	81.25	2.09	81.25
3.50	1.79	81.23	1.79	81.23
4.00	1.57	81.21	1.57	81.21

**TABLE 4**  
VARIATION OF PARTICIPATION FACTORS WITH PERIOD OF BASE ISOLATOR ( $T_b$ ) (As per equation No.16 and 17)

$T_b$	Along the Length	Across the Length
	Participation factor in first mode ( $L_1$ )	Participation factor for second mode ( $L_2$ )
1.50	0.991	0.009
2.00	0.995	0.005
2.50	0.997	0.003
3.00	0.998	0.002
3.50	0.998	0.002
4.00	0.999	0.001

**TABLE 5**  
VARIATION OF BASE SHEAR ( $V_b$ ) WITH PERIOD OF BASE ISOLATOR ( $T_b$ ) (As per equation No.31)

$T_b$	Along the Length Base shear ( $V_b$ )	Across the Length Base shear ( $V_b$ )
1.50	240.10	240.10
2.00	135.06	135.06
2.50	86.44	86.44
3.00	60.02	60.02
3.50	44.10	44.10
4.00	33.76	33.76

#### IV. CONCLUSIONS

The parametric study on 2DOF building helps in determining the effects of variation of stiffness and damping of isolators on the important properties of superstructure, from which the following conclusions are drawn:

1. Due to provision of base isolators, the dynamic response of building changes. It is observed that the shifted isolation frequency of building and that of the base isolator changes significantly with time period of the base isolator.
2. The base shear reduces significantly as the isolation time period increases.
3. For the base isolation to be effective in different modes, the ratio of time period of base and that of fixed system ( $T_b/T_s$ ) should be as large as practical.
4. The linear theory of base isolation is suitable for estimation of dynamic response of base isolated buildings.

5. Base isolation lengthens the time period of structure, and thus reduces the pseudo-acceleration for this mode (for design spectrum considered). This results in reduction of earthquake induced forces in the structure.
6. Since the participation factor for the second and higher modes are small, the modal static responses for the second and higher modes are negligible as compared to first mode. Therefore higher modes contribute little to the earthquake response of the structure.
7. The higher mode that produces deformation in the structure is generally not excited by the ground motion, although its pseudo-acceleration is large. Because of rigid body motion which accompanies straining of the base isolated structure the base shear is reduced considerably.

#### REFERENCES

- [1] Rajiv Gupta, "Seismic Base Isolation", Birla Institute of Technology and Science Pilani Rajasthan. Lecture material for the national Programme for capacity building of engineers in earthquake risk management (ministry of Home affairs, Government of India New Delhi), 2003, pp. 224-239.
- [2] Sajal Kanti Deb, "Seismic Base Isolation-An overview", Current Science, Vol.87, No.10, Nov. 2004, pp.25-29.
- [3] Wang, Yen-po, "Fundamentals of Seismic Isolation", International Training Programs for Seismic Design of Building Structures, Tiawan, 2003, pp.139-149.
- [4] Kunde M. C. and Jangid R. S., "Seismic Behavior of Isolated Bridges: A-State-of-the-Art Review", Electronic Journal of Structural Engineering, Vol. 3, 2003 pp.140-170.
- [5] Charles. A. Kircher, "Seismically Isolated Structures", FEMA 451 NEHRP Recommended Provisions, Design examples, 2000, pp.1-48.
- [6] Kelly J. M., "Earthquake Resistant Design with Rubber", 1997, Springer-Verlag Publications, New York.
- [7] Li. L., "Base Isolation Measure for Aseismic Building in China", Proceedings of 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, C.A, 1984.
- [8] Mostaghel, N and Khodaverdian, M., "Dynamics of Resilient-Friction Base Isolators(R-FBI)", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, 1987, pp.379-390.
- [9] Zayas, V. A, Low, S. S, and Mahin. S. A. "A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation", Earthquake spectra, Vol. 6, 1990, pp.317-334.
- [10] Mokha, A., Constantinou, M. C and Reinhorn, A. M., "Teflon Bearings in Seismic Base Isolation I: Testing", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, 1990, pp.483-454.
- [11] Lin, T.N and Hone, C. C., "Base Isolation by Free Rolling Rods under Basement", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, 1993, pp.261-273.



## International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering

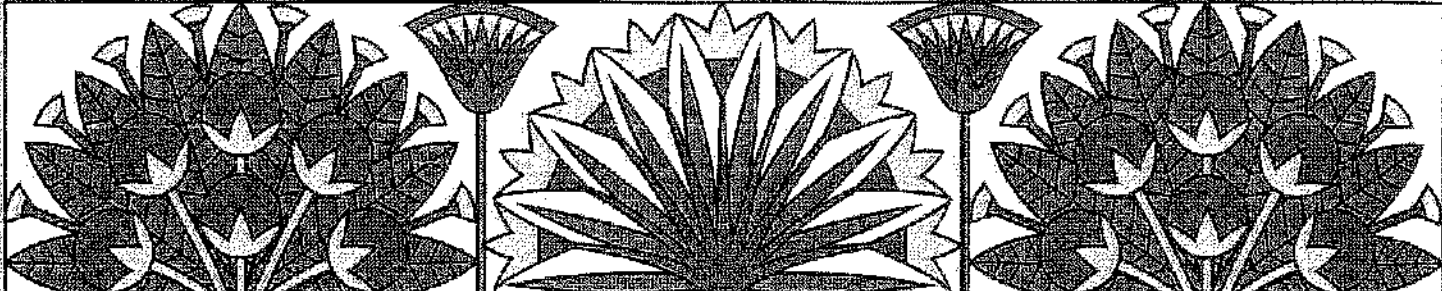
Website: [www.ijetae.com](http://www.ijetae.com) (ISSN 2256-2459, ISO 9001:2008 Certified Journal, Volume 3, Issue 7, July 2013)

- [12] Jangid, R. S. and Londhe, Y. B., "Effectiveness of Rolling Rods for base Isolation", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.124, 1998, pp.469-472.
- [13] Su, L., Ahmadi, G. and Tadjbaksh, I. G., "Performance of Sliding Resilient-Friction Base Isolation System", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.117, 1991, pp.165-181.
- [14] Dinu Bratosin, "Non- linear Effects in Seismic Base Isolation", *Proceedings of Romanian Academy, Series A*, Vol. 5, No.03, 2004, pp.1-12.
- [15] Chopra A. K., "Dynamics of Structures", 1995, Prentice- hall publications, Singapore.
- [16] I.S.1893 Part1:2002, "Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures: General Provision and Buildings", BIS, New Delhi.
- [17] Datta T. K., "A State-of-Art-Review on Active Control of Structures" *ISET Journal of Earthquake Technology*, paper No.430, Vol.40 (1), March 2003, pp. 01-17.
- [18] Ramallo J. C., Johnson E. A., and Spencer B. F., "Smart Base Isolation Systems", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.128, No.10, 2002, pp.1088-1099.
- [19] Diptesh Das and C. V. R Murty, "Brick Masonry In fills in Seismic Design of RC Framed Buildings- Cost Implications", *Indian Concrete Journal*, Vol.138, No. 1, 2004, pp.39-44.
- [20] Diptesh Das and C. V. R Murty, "Brick Masonry In fills in Seismic Design of RC Framed Buildings-part 2 Behavior", *Indian Concrete Journal*, Vol. 139, No.1, 2004, pp.31-38.
- [21] Elwood K.J. and Eberhard M.O., "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns", *PEER Research Digest* 2006-1.
- [22] J.M Kelly, "A Seismic Base Isolation: Review and Bibliography", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 5, 1986, pp.202-216.
- [23] Yang, Lee T.Y, and Tsai L.C., "Response of Multi-degree-of-freedom Structures with Sliding Supports", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, 1990, pp.739-752.
- [24] Lee D.M and Medland I.C., "Base Isolation System for Earthquake Protection of Multi-storey Shear Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7, 1979, pp.555-568.
- [25] Jangid, R. S and Datta, T. K., " Seismic Behaviour of Base- Isolated Building: A State-of-the-Art- Review", *Structures and Building*, Vol. 110, 1995, pp.186-202
- [26] N. Chandra Shekar, K. B. S. Sunil Babu, and Pradeep Kumar Ramancharla, "Equivalent Static Analysis as per IS 1893:2002 – A Simple Software Tool", *Earthquake Research centre IIT Hyderabad, India*.
- [27] Kelly J.M, "Base isolation: Linear Theory and Design", *Earthquake spectra* Vol. 6(2), 1997, pp.223-244.
- [28] Pankaj Agrawal, Manish Shrikande, "Earthquake Resistant Design of Structures". 2007, Prentice- Hall of India Private Limited, New Delhi.
- [29] Grewal B. S., "Higher Engineering Mathematics", 2007, Khanna publishers, New Delhi.



## 5. Norma ES-ISO-3010:2012

Basis for design of structures Seismic action on structures



# *Federal Democratic Republic of Ethiopia*

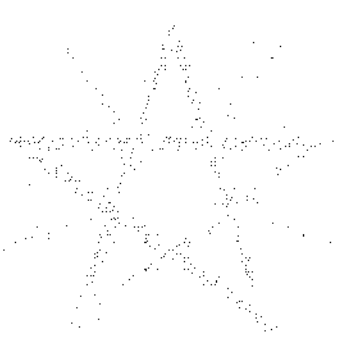


## EDICT OF GOVERNMENT

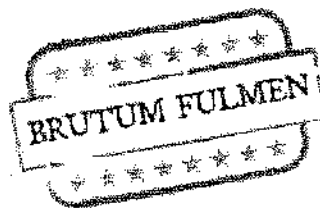
In order to promote public education and public safety, equal justice for all, a better informed citizenry, the rule of law, world trade and world peace, this legal document is hereby made available on a noncommercial basis, as it is the right of all humans to know and speak the laws that govern them.

ET ISO 3010 (2001) (English): Basis  
for design of structures -- Seismic  
actions on structures

\*\*\*\*\*  
ISO INSIDE  
\*\*\*\*\*



BLANK PAGE



**ETHIOPIAN  
STANDARD**

**ES ISO 3010:2012**

First edition

---

**Basis for design of structures—  
Seismic actions on structures**

(Identical with ISO 3010:2001)

---

**ICS: ICS91.080.01;91.120.25**

Published by Ethiopian Standards Agency  
©ESA



## **ES ISO 3010:2012**

### **Foreword**

This Ethiopian Standard has been prepared under the direction of the Technical Committee for Building structures and elements of building (TC 42) and published by the Ethiopian Standards Agency (ESA).

The standard is identical with ISO 3010:2001 Basis for design of structures—Seismic actions on structures published by International organization for standardization(ISO).

For the purpose of this Ethiopian Standard , the adopted text shall be modified as follows.

- The phrase “International Standard” shall be read as “Ethiopian Standard”; and
- A full stop (.) shall substitute comma (,) as decimal marker.

# Basis for design of structures – Seismic actions on structures

## 1 Scope

This International Standard specifies principles of evaluating seismic actions for the seismic design of buildings, towers, chimneys and similar structures. Some of the principles can be referred to for the seismic design of structures such as bridges, dams, harbour installations, tunnels, fuel storage tanks, chemical plants and conventional power plants.

The principles specified in this International Standard do not cover nuclear power plants, since these are dealt with separately in other International Standards.

In regions where the seismic hazard is low, methods of design for structural integrity may be used in lieu of methods based on a consideration of seismic actions.

This International Standard is not a legally binding and enforceable code. It can be viewed as a source document that is utilized in the development of codes of practice by the competent authority responsible for issuing structural design regulations.

NOTE 1 This International Standard has been prepared mainly for engineered structures. The principles are, however, applicable to non-engineered structures.

NOTE 2 The qualification of the level of seismic hazard that would be considered low depends on not only the seismicity of the region but other factors, including types of construction, traditional practices, etc. Methods of design for structural integrity include regional design horizontal forces which provide a measure of protection against seismic actions.

## 2 Normative reference

The following normative document contains provisions which, through reference in this text, constitute provisions of this International Standard. For dated references, subsequent amendments to, or revisions of, any of these publications do not apply. However, parties to agreements based on this International Standard are encouraged to investigate the possibility of applying the most recent edition of the normative document indicated below. For undated references, the latest edition of the normative document referred to applies. Members of ISO and IEC maintain registers of currently valid International Standards.

ISO 2394, *General principles on reliability for structures*

## 3 Terms and definitions

For the purposes of this International Standard, the following terms and definitions apply.

### 3.1

#### **complete quadratic combination method**

method to evaluate the maximum response of a structure by the quadratic combination of modal response values

### 3.2

#### **ductility**

ability to deform beyond the elastic limit under cyclic loadings without serious reduction in strength or energy absorption capacity



**3.3**

**liquefaction**

loss of shear strength and degradation of stiffness under cyclic loadings in saturated, loose, cohesionless soils

**3.4**

**moderate earthquake ground motion**

moderate ground motion caused by earthquakes which may be expected to occur at the site during the service life of the structure

**3.5**

**normalized design response spectrum**

spectrum to determine the base shear factor relative to the maximum ground acceleration as a function of the fundamental natural period of the structure

**3.6**

**paraseismic influences**

ground motion whose characteristics are similar to those of natural earthquake ground motions, but its sources are mainly due to human activities

**3.7**

**P-delta effect**

second-order effect which is caused by the additional moment due to the large displacement and the gravity load

**3.8**

**restoring force**

force exerted from the deformed structure or structural elements which tends to move the structure or structural elements to the original position

**3.9**

**seismic force distribution factor of the  $i$ th level**

$k_{F,i}$

factor to distribute the seismic shear force of the base to the  $i$ th level, which characterizes the distribution of seismic forces in elevation, where

$$\sum k_{F,i} = 1$$

**3.10**

**seismic hazard zoning factor**

$k_z$

factor to express the relative seismic hazard of the region

NOTE This is usually unity at the region of the highest seismic hazard.

**3.11**

**seismic shear distribution factor of the  $i$ th level**

$k_{V,i}$

ratio of the seismic shear factor of the  $i$ th level to the seismic shear factor of the base, which characterizes the distribution of seismic shear forces in elevation

NOTE  $k_{V,i} = 1$  at the base and usually becomes largest at the top.

**3.12**

**severe earthquake ground motion**

severe ground motion caused by an earthquake that could occur at the site

**3.13**

**square root of sum of squares method**

method to evaluate the maximum response of a structure by the square root of the sum of the squares of modal response values

## 3.14

**structural factor** $k_D$ 

factor to reduce design seismic forces or shear forces taking into account ductility, acceptable deformation, restoring force characteristics and overstrength (or overcapacity) of the structure

**4 Symbols and abbreviated terms**

CQC Complete quadratic combination

$F_{E,s,i}$  Design lateral seismic force of the  $i$ th level of a structure for SLS

$F_{E,u,i}$  Design lateral seismic force of the  $i$ th level of a structure for ULS

$F_{G,i}$  Gravity load at the  $i$ th level of the structure

$k_D$  Structural factor

$k_{E,s}$  Representative value of earthquake ground motion intensity for SLS

$k_{E,u}$  Representative value of earthquake ground motion intensity for ULS

$k_{F,i}$  Seismic force distribution factor of the  $i$ th level

$k_R$  Ordinate of the normalized design response spectrum

$k_{V,i}$  Seismic shear distribution factor of the  $i$ th level

$k_Z$  Seismic hazard zoning factor

$n$  Number of levels above the base

SLS Serviceability limit state

SRSS Square root of sum of squares

ULS Ultimate limit state

$V_{E,s,i}$  Design lateral seismic shear force of the  $i$ th level of a structure for SLS

$V_{E,u,i}$  Design lateral seismic shear force of the  $i$ th level of a structure for ULS

$\gamma_{E,s}$  Load factor as related to reliability of the structure for SLS

$\gamma_{E,u}$  Load factor as related to reliability of the structure for ULS

**5 Bases of seismic design**

The basic philosophy of seismic design of structures is, in the event of earthquakes,

- to prevent human casualties,
- to ensure continuity of vital services, and
- to minimize damage to property.

It is recognized that to give complete protection against all earthquakes is not economically feasible for most types of structures. This International Standard states the following basic principles.

- a) The structure should not collapse nor experience other similar forms of structural failure due to severe earthquake ground motions that could occur at the site (ultimate limit state: ULS).
- b) The structure should withstand moderate earthquake ground motions which may be expected to occur at the site during the service life of the structure with damage within accepted limits (serviceability limit state: SLS).

In order to ensure safety and vital services, elements controlling services to buildings, such as cables, pipe lines, air-conditioning, fire-fighting system, elevator system and other similar systems, should be protected against seismic actions.

NOTE 1 In addition to the seismic design and construction of structures stated in this International Standard, it is useful to consider adequate countermeasures against secondary disasters such as fire, leakage of hazardous materials from industrial facilities or storage tanks, and large-scale landslides which may be triggered by the earthquake.

NOTE 2 Following an earthquake, earthquake-damaged buildings may need to be evaluated for safe occupation during a period of time when aftershocks occur. This International Standard, however, does not address actions that can be expected due to aftershocks. In this case a model of the damaged structure is required to evaluate seismic actions.

## 6 Principles of seismic design

### 6.1 Construction site

Characteristics of construction sites under seismic actions should be evaluated, taking into account microzonation criteria (vicinity to active faults, soil profile, soil behaviour under large strain, liquefaction potential, topography, subsurface irregularity, and other factors such as interactions between these).

### 6.2 Structural configuration

For better seismic resistance, it is recommended that structures have simple forms in both plan and elevation.

#### a) Plan irregularities

Structural elements to resist horizontal seismic actions should be arranged such that torsional effects become as small as possible. Irregular shapes in plan causing eccentric distribution of forces are not desirable, since they produce torsional effects which are difficult to assess accurately and which may amplify the dynamic response of the structure (see annex F).

#### b) Vertical irregularities

Changes in mass, stiffness and capacity along the height of the structure should be minimized to avoid damage concentration (see annex D).

When a structure with complex form is to be designed, an appropriate dynamic analysis is recommended in order to check the potential behaviour of the structure.

### 6.3 Influence of non-structural elements

The building, including non-structural as well as structural elements, should be clearly defined as a lateral load-resisting system which can be analysed. In computing the earthquake response of a building, the influence of not only the structural frames but also walls, floors, partitions, stairs, windows, etc., should be considered.

NOTE Non-structural elements neglected in seismic analysis can provide additional strength and stiffness to the structure, which may result in favourable behaviour during earthquakes. The non-structural elements, however, may cause unfavourable behaviour, e.g. spandrel walls may reduce clear height of reinforced concrete columns and cause the brittle shear failure to the columns, or unsymmetrical allocation of partition walls (which are considered to be non-structural elements) may cause large

torsional moments to the structure. Therefore, all elements should be considered as they behave during earthquakes. If neglecting the non-structural elements does not cause any unfavourable behaviour, they need not be included in seismic analysis.

## 6.4 Strength and ductility

The structural system and its structural elements (both members and connections) should have both adequate strength and ductility for the applied seismic actions.

The structure should have adequate strength for the applied seismic actions and sufficient ductility to ensure adequate energy absorption (see annex B). Special attention should be given to suppressing the brittle behaviour of structural elements, such as buckling, bond failure, shear failure, and brittle fracture. The deterioration of the restoring force under cyclic loadings should be taken into account.

Local capacities of the structure may be higher than that assumed in the analysis. Such overcapacities should be taken into account in evaluating the behaviour of the structure, including the failure mode of structural elements, failure mechanism of the structure, and the behaviour of the foundations due to severe earthquake ground motions.

## 6.5 Deformation of the structure

The deformation of the structure under seismic actions should be limited, neither causing malfunction of the structure for moderate earthquake ground motions, nor causing collapse or other similar forms of structural failure for severe earthquake ground motions.

NOTE There are two kinds of deformations to be controlled: the interstorey drift which is the lateral displacement within a storey and the total lateral displacement at some level relative to the base. The interstorey drift should be limited to restrict damage to non-structural elements such as glass panels, curtain walls, plaster walls and other partitions for moderate earthquake ground motions and to control failure of structural elements and the instability of the structure in the case of severe earthquake ground motions. The control of the total displacement is concerned with sufficient separations of two adjoining structures to avoid damaging contact for severe earthquake ground motions. The control of the total displacement may also decrease the amplitude of vibration of the structure and reduce panic or discomfort for moderate earthquake ground motions. In the evaluation of deformations under severe earthquake ground motions, it is generally necessary to account for the second order effect (P-delta effect) of additional moments due to gravity plus vertical seismic forces acting on the displaced structure which occurs as a result of severe earthquake ground motions.

## 6.6 Response control systems

Response control systems for structures, e.g. seismic isolation, can be used to ensure continuous use of the structure for moderate earthquake ground motions and to prevent collapse during severe earthquake ground motions (see annex J).

## 6.7 Foundations

The type of foundation should be selected carefully in accordance with the type of structure and local soil conditions, e.g. soil profile, subsurface irregularity, groundwater level. Both forces and deformations transferred through the foundations should be evaluated properly considering the strains induced to soils during earthquake ground motions as well as kinematic and inertial interactions between soils and foundations.

# 7 Principles of evaluating seismic actions

## 7.1 Variable and accidental actions

Seismic actions shall be taken either as variable actions or accidental actions.

Structures should be verified against design values of seismic actions for ULS and SLS. The verification for the SLSs may be omitted provided that it is satisfied through the verification for the ULSs (see 8.1).

Accidental seismic actions can be considered for structures in regions where seismic activity is low to ensure structural integrity.

NOTE Verification of the SLS may be omitted in low seismicity regions, where the SLS actions are low, and for stiff structures (e.g. shear wall buildings) which are designed to remain nearly elastic under ULS actions.

## 7.2 Dynamic and equivalent static analyses

The seismic analysis of structures shall be performed either by dynamic analysis or by equivalent static analysis. In both cases the dynamic properties of the structure shall be taken into consideration.

Appropriate post-elastic performance shall be provided by adequate choice of the structural system and ductile detailing. The sequence of behaviour of the structure, including the formation of the collapse mechanism, should be established.

NOTE 1 Usually the sequence of behaviour can be verified through non-linear static analysis under lateral loads.

### a) Dynamic analysis

A dynamic analysis is highly recommended for specific structures such as slender high-rise buildings and structures with irregularities of geometry, mass distribution or stiffness distribution. A dynamic analysis is also recommended for structures with innovative structural systems (e.g. response control systems, see 6.6), structures made of new materials, structures built on special soil conditions, and structures of special importance.

### b) Equivalent static analysis

Ordinary and regular structures may be designed by the equivalent static method using conventional linear elastic analysis.

NOTE 2 If it is essential that services (e.g. mechanical and electrical equipment and pipings) retain their functions during and after severe or moderate earthquake ground motions, then the design of these services should preferably be done by dynamic analysis procedures based on the earthquake response of the structure which supports them.

## 7.3 Criteria for determination of seismic actions

The design seismic actions shall be determined based on the following considerations.

### a) Seismicity of the region

The seismicity of the region where a structure is to be constructed is usually indicated by a seismic zoning map, which may be based on either the seismic history or on seismotectonic data of the region, or on a combination of historical and seismotectonic data. In addition, the expected values of the maximum intensity of the earthquake ground motion in the region in a given future period of time should be determined on the basis of the regional seismicity.

NOTE 1 In addition to the consideration of the historical records of earthquakes, investigation of actual earthquake faults in the region could provide valuable guidance for estimating the future occurrence of earthquakes.

NOTE 2 There exist many kinds of parameters which can be used to characterize the intensity of earthquake ground motion. These are seismic intensity scales, peak ground acceleration and velocity, "effective" peak ground acceleration and velocity which is related to smoothed response spectra, input energy, etc. Recently a method has been proposed to determine the parameters from a probabilistic seismic hazard analysis to give uniform hazard for structures of different periods of vibration. The selection of the type of parameter depends mainly on available data and the type of structure.

### b) Soil conditions

Dynamic properties of the supporting soil layers of the structure should be investigated and considered.

NOTE 3 The ground motion at a particular site during earthquakes has a predominant period of vibration which, in general, is shorter on firm ground and longer on soft ground. Attention should be paid to the possibility of local amplifications of

earthquake ground motions, which may occur (*inter alia*) in the presence of soft soils and near the edge of alluvial basins. The possibility of liquefaction should also be considered, particularly in saturated, loose, cohesionless soils.

NOTE 4 The properties of earthquake ground motions such as predominant periods of vibration and duration of motion are also important features as far as the destructiveness of earthquakes is concerned. Furthermore, it should be recognized that structures constructed on soft ground often suffer damage due to uneven or large settlements during earthquakes.

c) **Dynamic properties of the structure**

Dynamic properties, such as periods and modes of vibration and damping properties, should be considered for the overall soil-structure system. The dynamic properties depend on the shape of the structure, mass distribution, stiffness distribution, soil properties, and the type of construction. Non-linear behaviour of the structural elements should also be taken into account (see 8.1a). A larger value of the seismic design force should be considered for a structure having less ductility capacity or for a structure where a structural element failure may lead to complete structural collapse.

d) **Importance of the structure in relation to its use**

A higher level of reliability is required for buildings where large numbers of people assemble, or structures which are essential for public well-being during and after the earthquakes, such as hospitals, power stations, fire stations, broadcasting stations and water supply facilities (see annex A).

NOTE 5 From the point of view of national and political economics, the load factors as related to reliability of the structure  $\gamma_{E,u}$  and  $\gamma_{E,s}$  (see 8.1) should generally be increased in urban areas with a high damage potential and a high concentration of capital investment.

e) **Spatial variation of earthquake ground motion**

Usually the relative motion between different points of the ground may be disregarded. However, in the case of long-span or widely spread structures, this action and the effect of a travelling wave which can come with phase delay should be taken into account.

## 8 Evaluation of seismic actions by equivalent static analysis

### 8.1 Equivalent static loadings

In the seismic analysis of structures based on a method using equivalent static loadings, the variable seismic actions for ULS and for SLS may be evaluated as follows.

a) **ULS**

The design lateral seismic force of the  $i$ th level of a structure for ULS,  $F_{E,u,i}$ , may be determined by

$$F_{E,u,i} = \gamma_{E,u} k_z k_{E,u} k_D k_R k_{F,i} \sum_{j=1}^n F_{G,j} \quad (1)$$

or the design lateral seismic shear force for ULS,  $V_{E,u,i}$ , may be used instead of the above seismic force:

$$V_{E,u,i} = \gamma_{E,u} k_z k_{E,u} k_D k_R k_{V,i} \sum_{j=1}^n F_{G,j} \quad (2)$$

where

$\gamma_{E,u}$  is the load factor as related to reliability of the structure for ULS (see annex A);

$k_z$  is the seismic hazard zoning factor to be specified in the national code or other national documents (see annex A);



- $k_{E,u}$  is the representative value of earthquake ground motion intensity for ULS to be specified in the national code or other national documents by considering the seismicity (see annex A);
- $k_D$  is the structural factor to be specified for various structural systems according to their ductility, acceptable deformation, restoring force characteristics and overstrength (see annex B);
- $k_R$  is the ordinate of the normalized design response spectrum, as a function of the fundamental natural period of the structure considering the effect of soil conditions (see annex C) and damping property of the structure (see annex H);
- $k_{F,i}$  is the seismic force distribution factor of the  $i$ th level to distribute the seismic shear force of the base to each level, which characterizes the distribution of seismic forces in elevation, where  $k_{F,i}$  satisfies the condition  $\sum k_{F,i} = 1$  (see annex D);
- $k_{V,i}$  is the seismic shear distribution factor of the  $i$ th level which is the ratio of the seismic shear factor of the  $i$ th level to the seismic shear factor of the base, and characterizes the distribution of seismic shear forces in elevation, where  $k_{V,i} = 1$  at the base and usually becomes largest at the top (see annex D);
- $F_{G,j}$  is the gravity load at the  $j$ th level of the structure;
- $n$  is the number of levels above the base.

**b) SLS**

The design lateral seismic force of the  $i$ th level of a structure for SLS,  $F_{E,s,i}$ , may be determined by

$$F_{E,s,i} = \gamma_{E,s} k_Z k_{E,s} k_R k_{F,i} \sum_{j=1}^n F_{G,j} \quad (3)$$

or the design lateral seismic shear force of the  $i$ th level for SLS,  $V_{E,s,i}$ , can be used instead of the above seismic force:

$$V_{E,s,i} = \gamma_{E,s} k_Z k_{E,s} k_R k_{V,i} \sum_{j=1}^n F_{G,j} \quad (4)$$

where

- $\gamma_{E,s}$  is the load factor as related to reliability of the structure for SLS (see annex A);
- $k_{E,s}$  is the representative value of earthquake ground motion intensity for SLS to be specified in the national code or other national documents by considering the seismicity (see annex A).

$k_{E,u}$  and  $k_{E,s}$  may be replaced by a unique representative  $k_E$ , as specified in ISO 2394, in the verification procedure, by which the reliability of the structure and the consequences of failure, including the significance of the type of failure, are taken into account to specify the load factors  $\gamma_{E,u}$  and  $\gamma_{E,s}$  (see Table A.2 of annex A).

The values of the gravity load should be equal to the total permanent load plus a probable variable imposed load (see annex D). In snowy areas, a probable snow load is also to be considered.

NOTE Depending on the definition of the seismic actions as variable or accidental, the values for the combination of seismic actions and other actions may be different. For the combination of actions, see ISO 2394.

**8.2 Seismic action components and torsion**

The two horizontal and vertical components of the earthquake ground motion and their spatial variation, leading to torsional excitation of structures, should be considered (see annexes E and F).

The torsional effects of seismic actions should, in general, be taken into account with due regard to the following quantities: eccentricity between the centres of mass and stiffness; the dynamic magnification caused mainly by the coupling between translational and torsional vibrations; effects of eccentricities in other stories; inaccuracy of computed eccentricity; and rotational components of earthquake ground motions.

NOTE 1 The fact that the seismic actions in any direction do not always attain their maxima at the same time should be borne in mind.

NOTE 2 The vertical component of the earthquake ground motion is usually less intense than the horizontal components and is characterized by higher frequencies. In the vicinity of the epicentre, however, the vertical peak acceleration can be higher than the horizontal peak acceleration.

NOTE 3 In a number of structural forms, the magnitude of structural response from torsional vibration can be comparable to or greater than that from translational vibration. For highly irregular structures, two- or three-dimensional non-linear dynamic analyses are recommended.

NOTE 4 Corner columns of buildings are subjected to large seismic actions because of the combined effects of torsional vibrations plus translational vibrations in both directions.

### 8.3 Seismic actions on parts of structures

When the seismic actions for the parts of the structure are evaluated by the equivalent static analyses, appropriate factors for seismic forces or shear forces should be used taking into account higher mode effects of the structure including the parts (see annex D). Larger seismic actions than those given in 8.1 can act on parts of structures such as cantilever parapets, structures projecting from the roof, ornamentations and appendages. In addition, curtain walls, infill panels and partitions adjacent to exit ways or facing streets should be designed for safety using the appropriate values of seismic actions.

In the case of parapets, curtain walls, etc., the seismic actions should be considered to take place in both the normal and tangent directions to their surface. Vertical forces should also be considered for connections of such appendages.

## 9 Evaluation of seismic actions by dynamic analysis

### 9.1 General

When performing a dynamic analysis, it is important to consider the following items (see annex G).

- a) A proper model should be set up, which can represent the dynamic properties of the real structure.
- b) Appropriate earthquake ground motions or design response spectra should be chosen, taking into account the seismicity and local soil conditions.

### 9.2 Dynamic analysis procedures

The usual dynamic analysis procedures may be classified as

- a) the response spectrum analysis for linear or equivalent linear systems, or
- b) the time history analysis for linear or non-linear systems.

NOTE The time history analysis is preferable when large amounts of post-elastic deformation can be expected and in the case of structures such as described in 7.2 a).

### 9.3 Response spectrum analysis

A site-specific design response spectrum shall be established in the response spectrum analysis. The spectrum should be based on the proper damping ratio (see annex H). Due consideration should be given to the amount of

expected post-elastic deformation and associated restoring force characteristics. The design response spectrum should be smoothed.

In the response spectrum analysis, the maximum dynamic response is usually obtained by the superposition method of SRSS, taking the predominant vibration modes into consideration (see annex G). Sufficient numbers of modes should be considered.

Attention should be given to the fact that the SRSS method does not always lead to conservative values, particularly when frequencies of two or more natural modes are closely spaced. This condition often arises in the vibration of buildings having large setbacks and in the torsional vibration (see 8.2). For these types of buildings, the CQC method is recommended (see annex G).

#### 9.4 Earthquake ground motions for time history analysis

Time history analysis may require several earthquake ground motion records to ensure adequate coverage of expected seismic events. Simulated earthquake ground motions may be used as an alternative. In both cases, the stochastic nature of earthquake ground motions should be taken into account.

Appropriate earthquake ground motions should be determined for each limit state, taking into account the seismicity, local soil conditions, return period of historical earthquakes, distance to active faults, errors in the prediction and design service life of the structure.

##### a) Recorded earthquake ground motions

When recorded earthquake ground motions are considered in a dynamic analysis, the following records may be referred to:

- strong earthquake ground motions recorded at or near the site; or
- strong earthquake ground motions recorded at other sites with similar geological, topographic and seismotectonic characteristics.

Usually these earthquake ground motion records have to be scaled according to the corresponding limit state and seismicity of the site.

##### b) Simulated earthquake ground motions

Since it is impossible to predict exactly the earthquake ground motions expected at a site in the future, it may be appropriate to use simulated earthquake ground motions as design seismic inputs. The parameters of the simulated earthquake ground motions as well as the number of design inputs should reflect statistically the geological and seismological data available for the construction site.

NOTE The parameters of the simulated earthquake ground motions are predominant periods, spectral configuration, time duration (time envelope of the simulated motions), intensity, etc.

#### 9.5 Model of the structure

When setting up a model of the structure, it should represent the dynamic properties of the real structure, such as the natural periods and modes of vibration, damping properties and restoring force characteristics, taking into account material ductility and structural ductility. The dynamic properties can be estimated through analytical procedures and/or experimental results. Consideration should be given to the following:

- a) coupling effects of the structure with its foundation and supporting ground;
- b) damping in fundamental and higher modes of vibration (see annex H);
- c) restoring force characteristics of the structural elements in linear and non-linear ranges including ductility properties;
- d) effects of non-structural elements on the behaviour of the structure;
- e) torsional effects in linear and non-linear ranges;

- f) effects of axial deformation of columns and other vertical elements, or overall bending deformation;
- g) effects of irregular distribution of lateral stiffness in elevation (e.g. abrupt change of stiffness in particular stories);
- h) effects of floor diaphragm stiffness.

When soil structure interaction is considered, it is recommended to establish the model which includes the structure, foundation, piles and soil.

## 9.6 Evaluation of analytical results

When dynamic analysis is carried out, the evaluation of seismic actions may be possible solely based on the results of dynamic analysis. However, the evaluation of seismic actions by equivalent static analysis also gives useful information.

When the dynamic analysis gives a lower base shear than the equivalent static analysis does, it is recommended that the design base shear should have some lower limit, e.g. 0,75 to 0,8 of the base shear determined by the equivalent static analysis.

## 10 Estimation of paraseismic influences

This standard may be used as an introductory approach for paraseismic influences whose characteristics are similar to natural earthquakes, e.g. underground explosions, traffic vibration, pile driving and other human activities. Some advisory remarks are presented in annex J.

## Annex A (informative)

### Load factors as related to the reliability of the structure, seismic hazard zoning factor and representative values of earthquake ground motion intensity

#### A.1 Load factors as related to reliability of the structure, $\gamma_{E,u}$ and $\gamma_{E,s}$

##### A.1.1 General

$\gamma_{E,u}$  and  $\gamma_{E,s}$  are the load factors for ULS and SLS, respectively. They are partial factors for action according to the partial factor format in ISO 2394 and can be determined by means of reliability theory. The factors are related to

- a) the required degree of reliability,
- b) the representative value of the earthquake ground motion intensity,
- c) the variability of seismic actions, and
- d) the uncertainty associated with idealization of seismic actions and structures, for the corresponding limit state.

##### A.1.2 Required degree of reliability

The required degree of reliability depends mainly on the importance and/or use of the structure. The importance of the structure should be determined from the viewpoint of possible consequences of failure during and/or after earthquakes, e.g. loss of lives, human injuries, potential economic losses and social inconveniences.

For ULS, where design requirements correspond to risk to life during and following severe earthquake ground motions,  $\gamma_{E,u}$  should be determined according to the following categories of structures.

- a) High degree of importance
  - structures containing large quantities of hazardous materials whose release to the public may lead to serious consequences; e.g. storage tanks of chemical materials;
  - structures closely related to the safety of lives of the public; e.g. hospitals, fire stations, police stations, communication centres, emergency control centres, major facilities in water supply systems, electric power supply systems and gas transmission lines, major roads and railroads;
  - structures with high occupancy; e.g. schools, assembly halls, cultural institutions, theatres.
- b) Normal degree of importance:
  - ordinary structures; e.g. residential houses and apartments, office buildings;
- c) Low degree of importance:
  - structures with low risk to human lives and injuries; e.g. sheds for cattle or plants, warehouses for non-hazardous materials.

For SLS, where design requirements correspond to loss of normal use of the structure during and/or after moderate earthquake ground motions,  $\gamma_{E,s}$  should be determined according to the loss of expected use, and the cost and disruption due to repair.

### A.1.3 Variability of seismic actions and uncertainty associated with idealisation of seismic actions and structures

Because of variability of seismic actions,  $\gamma_{E,u}$  and  $\gamma_{E,s}$  should be determined taking into account the stochastic nature of seismic actions. The variability comes from various sources, e.g. seismic activity at the site, propagation path of seismic waves, local amplification of earthquake ground motion due to soils and structural response. The uncertainties associated with the idealization of seismic actions and calculation models of the structure should be taken into account.

### A.1.4 Examples of load factors associated with representative values

$\gamma_{E,u}$  and  $\gamma_{E,s}$  are, as examples, listed in Tables A.1 and A.2 for a region of relatively high seismic hazard, along with the representative values of earthquake ground motion intensity  $k_{E,u}$  and  $k_{E,s}$  (see A.3). Return periods for the corresponding representative values are also shown, where the return period is defined as the expected time interval between which events greater than a certain magnitude are predicted to occur.

An example using the unity load factor for a normal degree of importance is shown in Table A.1, where the return period for the corresponding limit state is taken into account by  $k_{E,u}$  or  $k_{E,s}$ . In Table A.2, a common representative value  $k_E$  is used and the degree of importance is taken into account by  $\gamma_{E,u}$  or  $\gamma_{E,s}$  for the corresponding limit state.

**Table A.1 — Example 1 for load factors  $\gamma_{E,u}$  and  $\gamma_{E,s}$ , and representative values  $k_{E,u}$  and  $k_{E,s}$  (where  $k_{E,u} \neq k_{E,s}$ )**

Limit state	Degree of importance	$\gamma_{E,u}$ or $\gamma_{E,s}$	$k_{E,u}$ or $k_{E,s}$	Return period for $k_{E,u}$ or $k_{E,s}$
Ultimate	a) High	1,5 to 2,0	0,4	500 years
	b) Normal	1,0		
	c) Low	0,4 to 0,8		
Serviceability	a) High	1,5 to 3,0	0,08	20 years
	b) Normal	1,0		
	c) Low	0,4 to 0,8		

**Table A.2 — Example 2 for load factors  $\gamma_{E,u}$  and  $\gamma_{E,s}$ , and representative values  $k_E$**

Limit state	Degree of importance	$\gamma_{E,u}$ or $\gamma_{E,s}$	$k_E = k_{E,u} = k_{E,s}$	Return period for $k_E$
Ultimate	a) High	3,0 to 4,0	0,2	100 years
	b) Normal	2,0		
	c) Low	0,8 to 1,6		
Serviceability	a) High	0,6 to 1,2	0,2	100 years
	b) Normal	0,4		
	c) Low	0,16 to 0,32		

## A.2 Seismic hazard zoning factor, $k_Z$

The seismic hazard zoning factor,  $k_Z$ , reflects the relative seismic hazard of the region. This factor is evaluated taking into account historical earthquake data, active fault data and other seismotectonic data in and around the construction site. Usually at the region of the highest seismic hazard, the factor is unity and the factor decreases according to the seismic hazard of the respective region. A zoning factor larger than unity can be used when the seismic hazard of the region is extremely high. A contour map for the representative value of earthquake ground motion intensity may be provided instead of specifying the zoning factors.



In practical applications, a set of discrete values may be specified based on the seismic hazard maps available. When the maps do not reflect the effects of soil and geology at the respective site, the influences of near-faults, etc., the factor values should be determined taking into account these effects and influences.

### A.3 Representative values of earthquake ground motion intensity, $k_{E,u}$ and $k_{E,s}$

The representative values  $k_{E,u}$  and  $k_{E,s}$  are usually described in terms of horizontal peak ground acceleration as a ratio to the acceleration due to gravity. If the peak ground velocity or other spectral ordinates are given, those values should be transformed into the acceleration.

The representative values for the earthquake ground motion intensity at a region should be evaluated on a statistical basis (e.g. in terms of the return period) or on previous engineering practice and acquired experience. Currently,  $k_{E,u}$  is approximately 0,4 at a region with the highest seismic hazard in the world for a return period of approximately 500 years.

A seismic hazard map which expresses the expected horizontal acceleration as a ratio to the acceleration due to gravity  $k_z k_{E,u}$  or  $k_z k_{E,s}$  of the respective region may also be used instead of giving  $k_z$  and  $k_{E,u}$  and  $k_{E,s}$  separately.

## Annex B (informative)

### Structural factor

The structural factor,  $k_D$ , is used to reduce design seismic forces or shear forces, taking into account the ductility, acceptable deformation, restoring force characteristics and overstrength (or overcapacity) of the structure.

The factor can be divided into two factors: namely  $k_{D\mu}$  and  $k_{Ds}$  and is expressed as the product of them as follows:

$$k_D = k_{D\mu} k_{Ds} \quad (\text{B.1})$$

where

$k_{D\mu}$  is related to ductility, acceptable deformation and restoring force characteristics;

$k_{Ds}$  is related to overstrength.

The factor can also be expressed as follows:

$$k_D = \frac{1}{R} = \frac{1}{R_\mu R_s} \quad (\text{B.2})$$

where  $R_\mu$  and  $R_s$  are the inverse of  $k_{D\mu}$  and  $k_{Ds}$ , respectively.

Recent studies indicate that  $k_{D\mu}$  also depends on the natural period of vibration of the structure and the possible reduction in strength remains minimal for structures having shorter fundamental natural periods.  $k_{Ds}$  is a function of the difference between the actual strength and calculated strength and varies according to the method of strength calculation. Quantification of these factors is a matter of debate, and one generic term  $k_D$  has been adopted in most codes. The structural factor,  $k_D$ , may be, for example,

- 1/5 to 1/3 for systems with excellent ductility,
- 1/3 to 1/2 for systems with medium ductility, and
- 1/2 to 1 for systems with poor ductility.

These ranges of  $k_D$  are under continuing investigation and may take other values in some circumstances.

The ductility is defined as the ability to deform beyond the elastic limit under cyclic loadings without serious reduction in strength or energy absorption capacity. The ductility factor (usually denoted by  $\mu$ ) is defined as the deformation divided by the elastic limit deformation.

The structural systems given below with different ductilities are only typical examples. It should be noted that detailing of members and joints to get appropriate ductility is important in the assessment of the structural factor. Therefore the structure in one category could be classified in another category depending on the detailing of structural elements (both members and joints).

- a) A structural system with excellent ductility is a structural system where the lateral resistance is provided by steel or reinforced concrete moment-resisting frames with adequate connection details and ductility of structural elements.
- b) A structural system with medium ductility is a structural system where the lateral resistance is provided by steel-braced frames or reinforced concrete shear walls.
- c) A structural system with poor ductility is a structural system where the lateral resistance is provided by unreinforced or partially reinforced masonry shear walls.

The term  $k_D$  is affected significantly by the type of failure mechanism. The values shown above are adopted with the assumption that the structure would form the failure mechanism considered in design, and when the structure fails in

a different mechanism, larger ductility would be demanded of some part of the structure. Care should be taken to ensure that the failure mechanism assigned in design occurs.

According to the results of nonlinear dynamic analyses of structures subjected to strong earthquake ground motions,  $k_D$  (or  $1/R$ ) is  $1/\mu$  if the displacement-constant rule is applied and  $1/\sqrt{2\mu - 1}$  if the energy-constant rule is applied, where  $\mu$  is the ductility factor. Therefore the maximum lateral deflection  $\Delta_{max}$  expected in ULS may be estimated by simple formulae as follows (see Figure B.1):

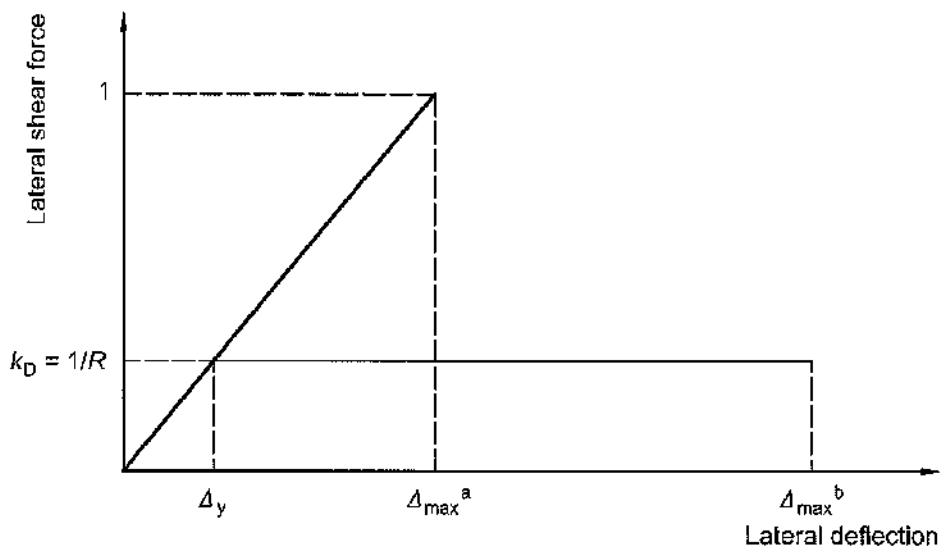
$$\Delta_{max} = \frac{1}{k_D} \Delta_y = R \Delta_y \tag{B.3}$$

$$\Delta_{max} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{k_D^2} + 1 \right) \Delta_y = \frac{1}{2} (R^2 + 1) \Delta_y \tag{B.4}$$

where  $\Delta_y$  is the lateral deflection calculated by elastic analysis for the design lateral seismic forces or shear forces defined in equation (1) or (2).

Generally, equation (B.3) is applicable to structures with a longer natural period and equation (B.4) is to structures with a shorter natural period.

The cumulative ductility (or equivalently energy dissipation) demanded of the structure is also a factor not to be overlooked in ULS design, because the structure tends to lose its strength under cyclic loadings (such behaviour is termed cumulative damage). Much research has been conducted to quantify the cumulative ductility demand, and design procedures to allow for this demand might be provided in the future.



<sup>a</sup> By displacement-constant rule

<sup>b</sup> By energy-constant rule

**Figure B.1 – Relationship between lateral shear force and deflection**

## Annex C (informative)

### Normalized design response spectrum

The normalized design response spectrum can be interpreted as an acceleration response spectrum normalized by the maximum ground acceleration for design purpose.

It may be of the form

$$k_R = 1 \text{ for } T = 0 \quad (\text{C.1})$$

$$\text{Linear interpolation for } 0 < T \leq T'_c \quad (\text{C.2})$$

$$k_R = k_{R0} \text{ for } T'_c < T \leq T_c \quad (\text{C.3})$$

$$k_R = k_{R0} \left( \frac{T_c}{T} \right)^\eta \text{ for } T > T_c \quad (\text{C.4})$$

where

$k_R$  is the ordinate of the normalized design response spectrum;

$k_{R0}$  is a factor dependent on the soil profile and the characteristics of the structure, e.g. the damping of the structure; for a structure with a damping ratio of 0,05 resting on the average quality soil,  $k_{R0}$  may be taken as 2 to 3;

$T$  is the fundamental natural period of the structure;

$T_c$  and  $T'_c$  are the corner periods as related to the soil condition, as illustrated in Figure C.1;

$\eta$  is an exponent that can vary between 1/3 and 1; when  $\eta = 1$ , the response velocity becomes constant as  $\left( \frac{g}{2\pi} k_{R0} T_c \right)$  for  $T > T_c$ , therefore,  $T_c$  is closely related to the response velocity;

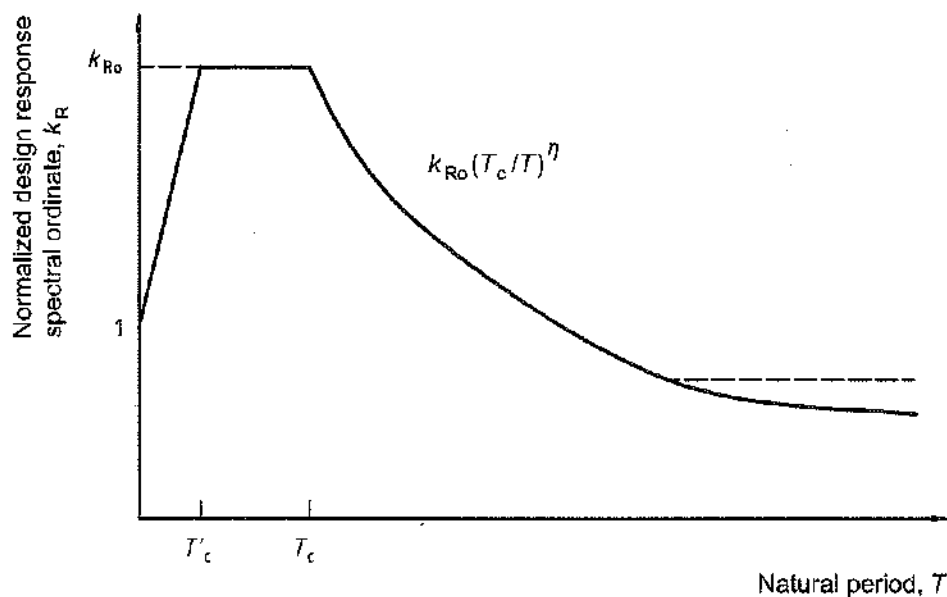
$T_c$ ,  $T'_c$  and  $\eta$  are dependent on tectonic and geological conditions;  $T'_c$  may be taken as (1/5) to (1/2) of  $T_c$ .

For example, for horizontal motions  $T_c$  can be taken as

- 0,3 s to 0,5 s for stiff and hard soil conditions,
- 0,5 s to 0,8 s for intermediate soil conditions, and
- 0,8 s to 1,2 s for loose and soft soil conditions.

For the classification of soil conditions, the thickness of the soil layers should be taken into account.

The fundamental natural period,  $T$ , can be calculated from calibrated empirical formulae, from Rayleigh's approximation, or from an eigenvalue formulation. For the estimation of  $T$ , the reduction of stiffness of concrete elements due to cracking should be taken into account.



**Figure C.1 — Normalized design response spectrum**

Figure C.1 indicates that  $k_R$  is unity at  $T = 0$  and linearly increases to  $k_{Ro}$  at  $T = T'_c$ . It is recommended, however, to use  $k_R = k_{Ro}$  for  $0 < T \leq T'_c$ , as the dotted line of Figure C.1, because of the following reasons:

- uncertainty of ground motion characteristics in this range;
- low sensitivity of strong motion accelerometers in this range, and therefore a possibility of a higher value of  $k_R$  than the apparent one;
- possibility of an unconservative estimate of the structural factor  $k_D$  for short period structures.

For determination of forces at longer periods, it is recommended that a lower limit be considered as indicated by the dashed line in Figure C.1. The value of this level may be taken as 1/3 to 1/5 of  $k_{Ro}$ .

For determination of the displacements at longer periods, Figure C.1 becomes too conservative. For long periods, the response displacement becomes a function of the maximum displacement of earthquake ground motions. There is uncertainty about the ground displacement close to faults in very large magnitude earthquakes, therefore extrapolation of data from smaller earthquakes should be made with care.

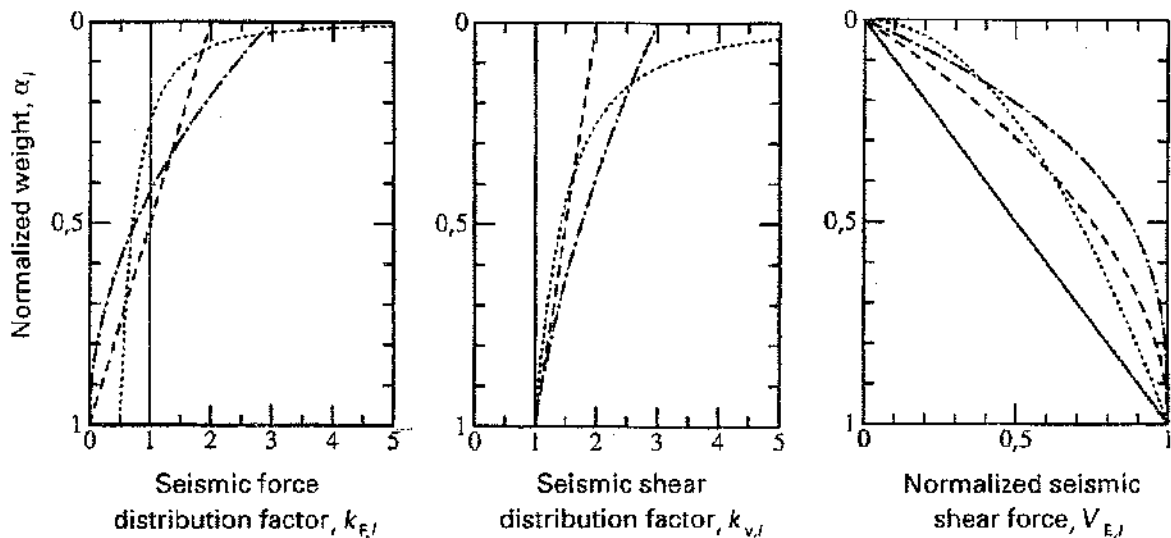
An equivalent linearization approach may also be used for estimating the maximum deformations of structural systems. In this approach, a system involving hysteretic behaviour is replaced with a linear system having an equivalent natural period and an equivalent viscous damping ratio. The maximum deformation of the hysteretic system is estimated as that of the equivalent linear system. A number of proposals are available for determining the equivalent natural period and viscous damping ratio, which are primarily specified as a function of the expected ductility factor. In recent years, design concepts based upon displacement analysis have been advanced, and the equivalent linearization approach is often used for determining the required strength for a given maximum deformation.

## Annex D (informative)

### Seismic force distribution factor and seismic shear distribution factor

General characteristics of distributions of seismic force parameters above the base are as follows.

- a) For very low and stiff buildings, whole parts from the top to the base move along with the ground motion. In this case, the distribution of seismic forces is uniform and the seismic shear forces increase linearly from the top to the base (uniform distribution of seismic forces, see solid lines of Figure D.1. In Figure D.1 the normalized shear force  $V_{E,i}$  is the shear force of the  $i$ th level divided by the base shear).
- b) For low-rise buildings, the distribution of seismic forces becomes similar to the inverted triangle and the distribution of seismic shear forces is assumed to be a parabola whose vertex locates at the base (inverted triangular distribution of seismic forces; see dashed curves of Figure D.1).
- c) For high-rise buildings, seismic forces at the upper part become larger because of a higher mode effect. If the building is assumed to be a uniform shear type elastic body fixed at the base and to be subjected to white noise excitation, the distribution of seismic shear forces becomes a parabola whose vertex locates at the top (distribution for shear type structure subjected to white noise excitation; see dotted curves of Figure D.1).



**Key**

- $\nu = 0$  in equation (D.1), or  $k_1 = 0, k_2 = 0$  in equation (D.4)
- - -  $\nu = 1$  in equation (D.1), or  $k_1 = 1, k_2 = 0$  in equation (D.4)
- .....  $\nu = 2$  in equation (D.1)
- · - ·  $k_1 = 0, k_2 = 1$  in equation (D.4)

**Figure D.1 — Distribution of seismic force parameters**

Taking into account the above mentioned characteristics of seismic force parameters, the seismic force distribution factor,  $k_{F,i}$ , can be determined by

$$k_{F,i} = \frac{F_{G,i} h_i^\nu}{\sum_{j=1}^n F_{G,j} h_j^\nu} \tag{D.1}$$



where

$F_{G,i}$  is the gravity load of the structure at the  $i$ th level, which includes the probable variable imposed load (0,2 to 0,3 of the total imposed load);

$h_i$  is the height above the base to the  $i$ th level;

$n$  is the number of levels above the base.

The exponent  $\nu$  may be taken as follows:

- $\nu = 0$  for very low buildings (up to two-storey buildings), or structures for which  $T \leq 0,2$  s;
- $\nu = 0$  to 1 for low-rise buildings (three to five-storey buildings), or structures for which  $0,2 \text{ s} < T \leq 0,5$  s;
- $\nu = 1$  to 2 for intermediate buildings, or structures for which  $0,5 \text{ s} < T \leq 1,5$  s;
- $\nu = 2$  for high-rise buildings (higher than 50 m or more than fifteen-storey buildings), or structures for which  $T > 1,5$  s.

Distributions of seismic force parameters given by equation (D.1) are shown as solid lines in Figure D.1 for  $\nu = 0$ , as dashed curves in Figure D.1 for  $\nu = 1$ , and as dash-dotted curves in Figure D.1 for  $\nu = 2$ .

Since equation (D.1) does not give an appropriate distribution for high-rise buildings, even if the exponent  $\nu$  becomes 2 (see dash-dotted curves of Figure D.1), the seismic force distribution factor,  $k_{F,i}$ , for high-rise buildings can be determined by

$$k_{F,n} = \rho \tag{D.2}$$

$$k_{F,i} = (1 - \rho) \frac{F_{G,i} h_i}{\sum_{j=1}^n F_{G,j} h_j} \tag{D.3}$$

where  $\rho$  is the factor to give a concentrated force at the top; approximately  $\rho = 0,1$ .

Since equations (D.2) and (D.3) do not always give an appropriate distribution and a concentrated force at the top is not practical for buildings with setbacks, it is preferable using the seismic shear distribution factor,  $k_{v,i}$ , instead of seismic force distribution factor  $k_{F,i}$ . The factor  $k_{v,i}$  is interpreted as the shear factor of the  $i$ th level normalized by the base shear factor.

The seismic shear distribution factor,  $k_{v,i}$ , can be determined by

$$k_{v,i} = 1 + k_1 (1 - \alpha) + k_2 \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - 1 \right) \tag{D.4}$$

where

$k_1$  and  $k_2$  are factors from 0 to 1 and are determined mainly by the height or the fundamental natural period of the structure;

$\alpha_i$  is the normalized weight and is given by

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^n F_{G,j}}{\sum_{j=1}^n F_{G,j}} \tag{D.5}$$

The normalized weight is used instead of the height of levels above the base, because the normalized weight is more convenient and rational to express distributions of seismic force parameters. The ordinate in Figure D.1 is the normalized weight. In the case of a structure with uniform mass distribution, the normalized weight may be approximated by the height as follows:

$$\alpha_i \approx \frac{h_n - h_{i-1}}{h_n} \quad (\text{D.6})$$

Distributions of seismic force parameters given by equation (D.4) are shown as solid lines in Figure D.1 for  $k_1 = 0$  and  $k_2 = 0$  (uniform distribution of seismic forces), as dashed curves in Figure D.1 for  $k_1 = 1$  and  $k_2 = 0$  (inverted triangular distribution of seismic forces), and as dotted curves in Figure D.1 for  $k_1 = 0$  and  $k_2 = 1$  (distribution for shear type structure subjected to white noise excitation). Therefore, the factor  $k_1$  and  $k_2$  may be taken as follows:

- $k_1 \approx 0$  and  $k_2 \approx 0$  for very low buildings;
- $k_1 \approx 1$  and  $k_2 \approx 0$  for low-rise buildings;
- $k_1 \approx 0,5$  and  $k_2 \approx 0,5$  for intermediate buildings;
- $k_1 \approx 0$  and  $k_2 \approx 1$  for high-rise buildings.

When the seismic actions for the parts of the structure projecting from the roof are evaluated, the seismic shear factor can be calculated by equation (D.4) assuming  $k_1 \approx 0$  and  $k_2 \approx 1$ , and substituting the normalized weight of the part.

Since the deformation caused by the earthquake ground motions concentrates at the level which has less stiffness,  $k_{F,i}$  or  $k_{V,j}$  should be adjusted to take account of such behaviour.

## Annex E (informative)

### Components of seismic action

The two horizontal components of the earthquake ground motion influence the total seismic actions on the structure, for example

- a) torsional moment of the structure with two-directional eccentricity, and
- b) axial force of corner columns.

When the two horizontal components of the seismic action are designated as  $E_x$  and  $E_y$  according to the orthogonal axes  $x$ - $y$ , the directions of which follow the layout of the structures, sometimes the SRSS (square root of sum of squares) method is applied to obtain the total design seismic action,  $E$ . The method, however, often underestimates the maximum response. To avoid this problem, it is recommended to use the following quadratic combination:

$$E = \sqrt{E_x^2 + 2\varepsilon E_x E_y + E_y^2} \tag{E.1}$$

While the factor  $\varepsilon$  can be from  $-1$  to  $1$  ( $\varepsilon = 0$  means the SRSS method),  $\varepsilon$  may empirically be taken as  $0$  to  $0,3$ .

First-order approximation of equation (E.1) leads to the following formulae, which may be used instead:

$$E = E_x + \lambda E_y, \quad E = \lambda E_x + E_y \tag{E.2}$$

The value of  $\lambda$  may be taken as  $0,3$  to  $0,5$ .

The relationships  $E/E_x$  in terms of  $E_y/E_x$  by equations (E.1) and (E.2) are shown in Figure E.1.

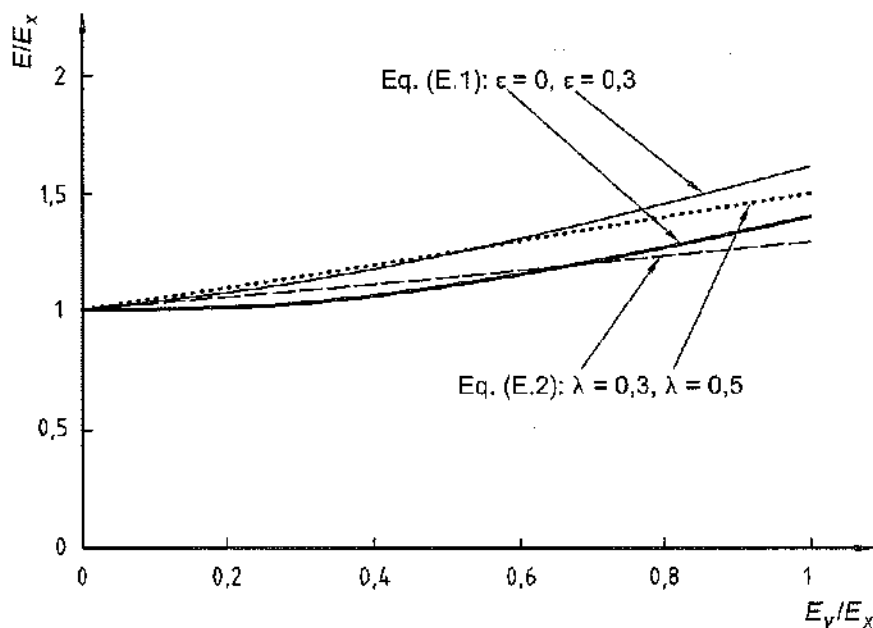


Figure E.1 — Relationships between  $E/E_x$  in terms of  $E_y/E_x$  according to equations (E.1) and (E.2)

The vertical component  $E_z$  is usually not considered explicitly. It is, however, taken into account with its most unfavourable value, for example in the following cases:

- a) prestressed structures;
- b) horizontal structural elements with clear spans of more than 20 m;
- c) constructions with high arching forces;
- d) cantilever elements;
- e) concrete columns and shear walls subjected to high shear forces, especially at construction interfaces.

The vertical peak ground acceleration may be taken as 1/2 to 2/3 of the horizontal peak ground acceleration. However, it should be borne in mind that the vertical acceleration could be larger than the horizontal one near the epicentre over shallow focus earthquakes.

## Annex F (informative)

### Torsional moments

The torsional moment of the  $i$ th level of the structure,  $M_i$ , which is usually calculated in each direction of the orthogonal axes  $x$  and  $y$  of the structure as schematically illustrated in Figure F.1, may be determined by

$$M_i = V_i e_i \tag{F.1}$$

where  $V_i$  is the seismic shear force of the  $i$ th level:

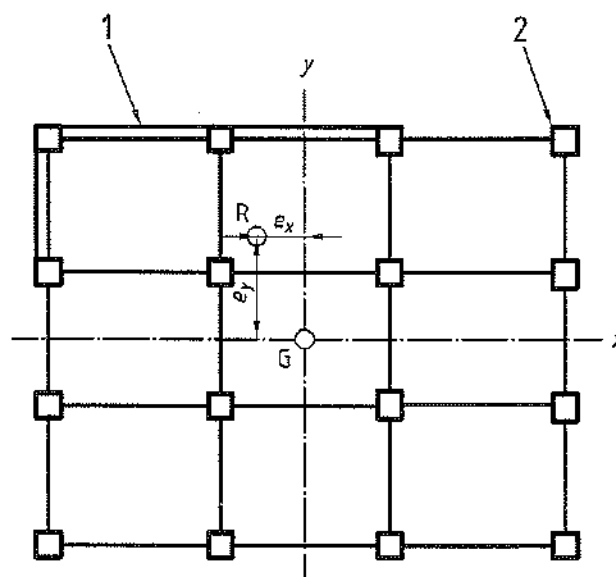
$$V_i = \sum_{j=i}^n F_j \tag{F.2}$$

where

$n$  is the number of levels above the base;

$e_i$  is one of the following two values, whichever is the most unfavourable for the structural element under consideration:

- the eccentricity between the centres of mass and stiffness, multiplied by a dynamic magnification factor representing the coupling of transverse and torsional vibrations, plus the incidental eccentricity of the  $i$ th level;
- the eccentricity between the centres of mass and stiffness, minus the incidental eccentricity.



**Key**

- 1 Shear wall
- 2 Column

**Figure F.1 — Centre of mass  $G$ , centre of stiffness  $R$  and eccentricity  $e_x, e_y$**

The dynamic magnification factor will be specified in the national code or other national documents. For example, this value may be taken as 1 to 2.

The incidental eccentricity which covers the inaccuracy of estimated eccentricity as well as rotational components of ground motion is assumed to be not less than 0,05 of the dimension of the structure perpendicular to the direction of the applied forces.

The strength and ductility of structural elements should be well arranged considering the torsional moment which gives additional seismic action effects to structural elements.



## Annex G (informative)

### Dynamic response

#### G.1 Response spectrum analysis

When natural frequencies of different modes are not closely spaced to each other, the combination to estimate the maximum response quantity may generally be performed using the following formula (SRSS method):

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2} \quad (\text{G.1})$$

where

$S$  is the maximum response quantity under consideration;

$S_i$  is the maximum response quantity in the  $i$ th mode of vibration.

When natural frequencies of two or more modes are closely spaced, the combination may be performed using the following formula (CQC method) which is derived from the random vibration theory:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n S_i \rho_{i,k} S_k} \quad (\text{G.2})$$

$$\rho_{i,k} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_k} (\xi_i + \chi \xi_k) \chi^{3/2}}{(1 - \chi^2)^2 + 4\xi_i \xi_k \chi (1 + \chi^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_k^2) \chi^2} \quad (\text{G.3})$$

where

$\xi_i, \xi_k$  are the damping ratios for the  $i$ th and  $k$ th mode, respectively;

$\chi$  is the ratio of the  $i$ th mode natural frequency to the  $k$ th mode natural frequency.

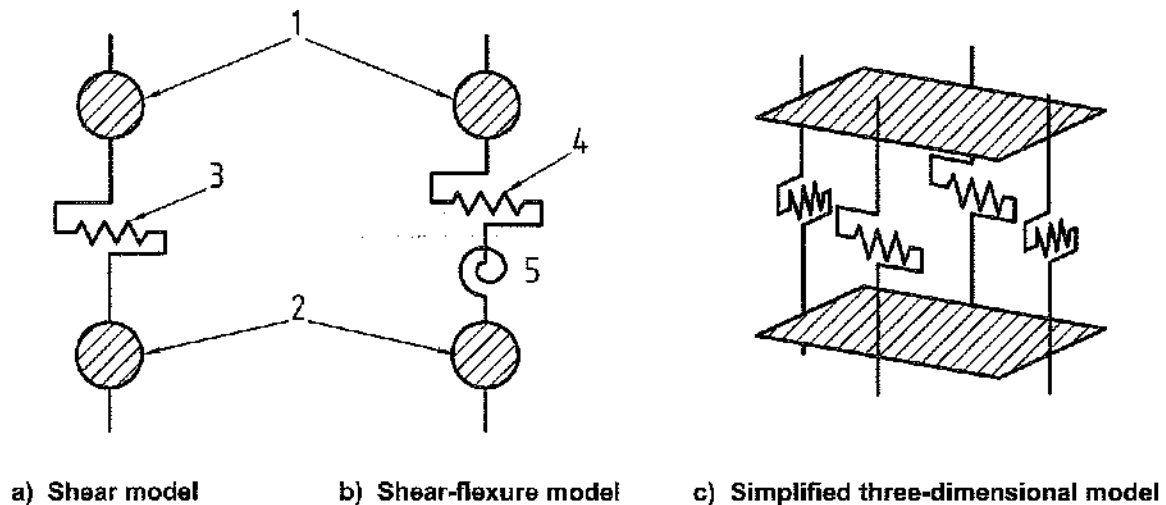
All modes with a significant contribution to the total structural response should be considered for equations (G.1) and (G.2).

The response quantity in each mode of vibration should be obtained by the site-specific response spectrum established for this purpose. In the absence of such a spectrum, the normalized design response spectrum indicated in annex C may be employed.

#### G.2 Time history analysis

##### G.2.1 Types of models of the structure

Models of the structure should be chosen based on the purpose of the analysis. Basically, the models used in the time history analysis are the same as those used in the response spectrum analysis. Some examples of the models are shown in Figures G.1 and G.2.

**Key**

- 1 Mass at level  $(i + 1)$
- 2 Mass at level  $i$
- 3 Equivalent shear spring
- 4 Shear spring
- 5 Flexural spring

**Figure G.1 — Examples of models of the structure**

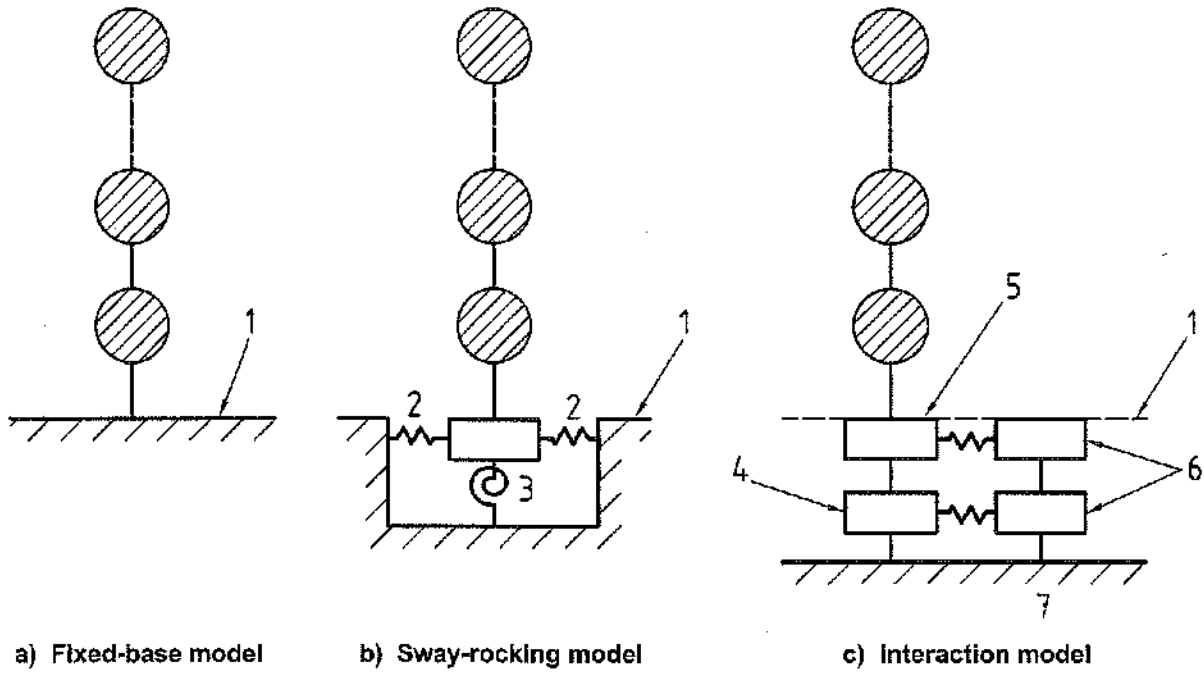
In many cases one-dimensional lumped mass shear models are used for low- to medium-rise buildings, where a lumped mass represents the mass of each storey and the lateral stiffness of storeys are independent [Figure G.1 a)]. For high-rise buildings and slender structures (in which the height-to-width ratio exceeds 3,0), shear-flexural models are recommended to be used, taking into account the axial deformation of columns or the flexural deformation of overall bending of the structure [Figure G.1 b)]. The flexural stiffness may be regarded as elastic even in the post-elastic range of shear stiffness. Simplified three-dimensional models [Figure G.1 c)] are employed to evaluate the torsional response of the structure.

Figure G.2 shows the classification of models from the view point of soil-structure interaction. In general, models fixed at the base may be employed [Figure G.2 a)]. When the effects of ground compliance are to be considered, sway-rocking models with sway springs, rocking springs or combination of them [Figure G.2 b)] may be employed. Soil-structure interaction models [Figure G.2 c)] may be used when earthquake ground motions are defined at the bedrock.

**G.2.2 Restoring force characteristics**

Although any rational restoring force characteristics are accepted, in principle, they should be elasto-plastic. Elastic models may be accepted where response of the post-elastic range is not expected or quite limited. In general, bilinear or trilinear [Figure G.3 a)] restoring force characteristic models are used for steel elements. For reinforced concrete elements, degrading trilinear models [Figure G.3 b)] are used, since the stiffness degradation of those elements can not be neglected. [Many other types of restoring force characteristics have been proposed, therefore Figures G.3 a) and G.3 b) are only examples.]

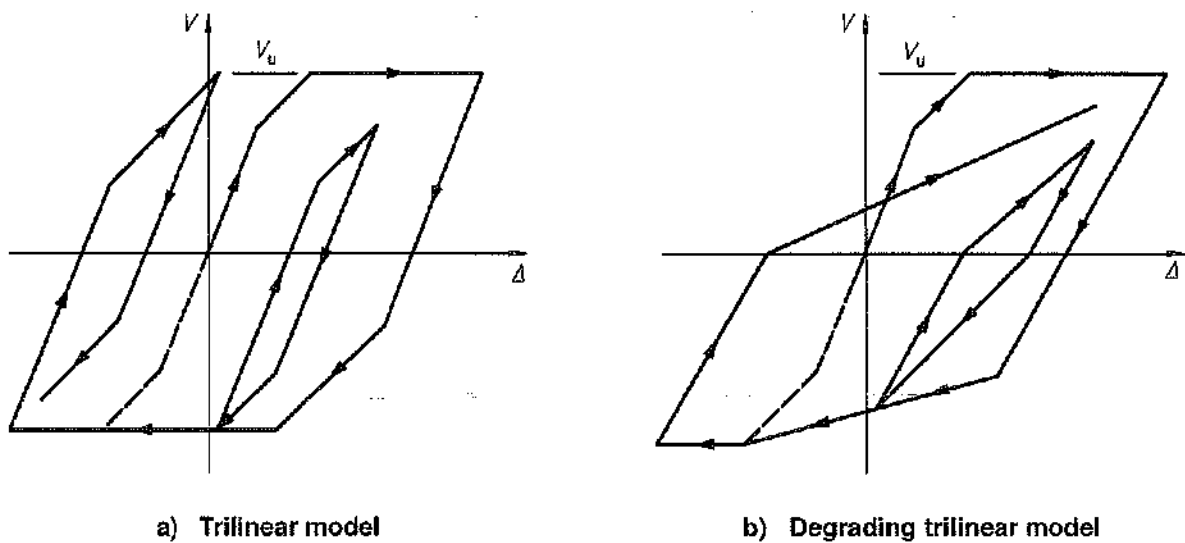
Elasto-plastic restoring force characteristics, which represent the relationship between the lateral shear force and inter-storey drift, are recommended to be established by a static load incremental frame analysis of the whole structure. In the analysis, the distribution of lateral forces or shear forces may be assumed to be in proportion to the distribution explained in annex D or obtained by SRSS or CQC method. Instead of assuming the distribution of lateral forces or shear forces, the distribution of lateral displacements may be assumed to be in proportion to those caused by the design lateral forces or shear forces.



**Key**

- 1 Ground level
- 2 Sway spring
- 3 Rocking spring
- 4 Pile
- 5 Foundation/basement
- 6 Soil
- 7 Bedrock

**Figure G.2 – Examples of models from the view point of soil structure interaction**



**Figure G.3 – Examples of restoring force characteristic models**

## G.2.3 Input earthquake ground motions

### G.2.3.1 Recorded earthquake ground motions

When recorded earthquake ground motions are used as input ground motions, they should be scaled appropriately. In general, the acceleration records are scaled to have the same maximum velocity in order to avoid the fluctuation in the response. This scaling for the maximum velocity is essential when evaluating seismic actions on the structure with a longer fundamental natural period of vibration. This is because, for structures with a longer natural period which exceeds 2,0 s, excessive fluctuation of the response is observed if the records are scaled by their maximum acceleration. Even if the records are scaled by the maximum velocity, the response of the structure is affected by peaks and troughs in the response spectra of the records. Therefore in the evaluation of the response, it should be borne in mind that the use of recorded earthquake ground motions sometimes leads to the results that are governed by the specific characteristics of the records and that these may not occur at the site.

### G.2.3.2 Simulated earthquake ground motions

Simulated earthquake ground motions may be established either at the ground surface or at the bedrock. It is more rational to establish the simulated earthquake ground motions at the bedrock which can be used directly in the soil-structure interaction model analysis. When simulated earthquake ground motions are set up at the ground surface, they should reflect the dynamic characteristics of the soil.

Sometimes the earthquake ground motions established at the bedrock are used as direct input to the fixed base models, being multiplied by a factor of 2,0. This simplified procedure is not recommended unless the soil dynamic characteristics have been fully investigated and the validity of the scale factor confirmed.

The response spectrum of the simulated earthquake ground motions defined at the ground surface or at the bedrock should have a smooth shape and can have a simplified form as follows:

- constant acceleration response for natural periods not more than  $T_c$ ; and
- constant velocity response for the natural periods more than  $T_c$ .

The corner period,  $T_c$ , should be determined considering the effect of the soil condition at the site.

## G.2.4 Consideration for reliability of the structure

As in the equivalent static analysis, the reliability of the structure should also be considered in the dynamic analysis; e.g. scaling the input ground motions by an appropriate factor which is equivalent to the load factors described in annex A.

## Annex H (informative)

### Damping ratio

Damping in the structures consists of

- internal damping of structural elements (both members and joints),
- hysteretic damping related to elasto-plastic restoring force characteristics,
- damping due to non-structural elements, and
- damping due to energy dissipation into the ground.

In general, these types of damping (except the hysteretic damping) are represented by viscous damping coefficients in dynamic analysis. The hysteretic damping may be taken into account as a part of the viscous damping in equivalent linear models, otherwise, it should be incorporated in the elasto-plastic restoring force characteristics.

Results of dynamic tests and measurements of actual structures have shown that the value of the fraction of critical damping (damping ratio) lies between 0,01 and 0,10. The value tends to increase as the frequency increases but with large fluctuations. A damping ratio of 0,01 is often employed in wind design. In evaluating seismic actions, where a larger amount of deformation is considered, a higher value of the damping ratio may be employed. For design purposes, the damping ratio for the fundamental mode of regular structures is often taken as 0,02 to 0,05 depending on the type of construction. One of the classical damping matrices is the Rayleigh damping, for which the damping matrix  $[C]$  is given as follows:

$$[C] = a_0 [M] + a_1 [K] \quad (\text{H.1})$$

where

$[M]$  is the mass matrix;

$[K]$  is the stiffness matrix;

$a_0$  and  $a_1$  are the coefficients to be determined depending upon the damping ratios of two different modes.

The above damping matrix may not provide appropriate damping ratios for modes other than the two modes considered for determining the coefficients  $a_0$  and  $a_1$ . In such cases, other damping matrices in which modal damping ratios can be specified individually for multiple modes may be applied.

Structures that have few sources for frictional energy dissipation, such as bare welded steel structures, may require lower values of damping, whereas those with more sources of friction, such as buildings with wood sheathing for example, may permit higher ones. It should be noted that the damping ratio is affected by the configuration of the structure as well as the type of construction.

The magnitude of the design seismic force is greatly affected by the value of damping ratio. Unfortunately, there are many unknowns in the nature of damping, thus resulting in large uncertainty about the damping ratio. The ordinate  $k_{R0}$  of the normalized design response spectrum for the damping ratios of 0,01 and 0,10 becomes, respectively, around 1,5 to 2,0 and 0,7 to 0,8 times as much as that for the damping ratio of 0,05 (Figure C.1). Effects of viscous damping on the overall response become less significant with the increase in hysteretic damping.

## Annex I (informative)

### Response control systems

Recently response control systems, including seismic isolation, have been gradually applied to various structures, e.g. buildings, highway bridges and power plants. The response control systems are utilized not only for new structures but also for existing structures to retrofit them. There are some response control systems to protect contents of structures, isolating the floors which support those contents, etc.

The response control systems are classified as shown in Figure I.1 and some examples are illustrated in Figures I.2 and I.3. All systems except active (and hybrid) control systems can be classified into passive control systems. The seismic isolation is to reduce the response of the structure by the isolators which are usually installed between the foundation and the structure. Since the isolators elongate the natural period of the structure and dampers increase damping, the acceleration response is reduced as shown in Figure I.4, but a large relative displacement occurs at the isolator installed storey. Energy absorption devices and the addition of masses to structures are also used to control the response. The energy absorption devices increase the damping of the structures by plastic deformation or viscous resistance of the devices. The response of structure is also reduced by vibration of additional masses or liquid materials. The active response control systems reduce the response of structure caused by earthquakes and winds using computer controlled additional masses or tendons.

The response control systems are used to reduce floor response and inter-storey drift. The reduction of floor response can ensure seismic safety, improve habitability, ease mental anxiety, protect furniture from overturning, etc. The reduction of inter-storey drift can decrease the amount of construction materials, reduce damage to non-structural elements, increase design freedom, etc. Some response control systems can be very effective or not, depending on the types of structures, soils, frequency characteristics of ground motions, response control system itself, etc.

The design of the systems should take into account the mechanical characteristics of isolators, or additional devices, e.g. hysteretic, frictional and hydraulic dampers. Dynamic analysis is preferable for these systems, since restoring force characteristics of isolators and devices have much influence on the characteristics of structures. Analytical models for newly developed materials should be verified through experiments.

Since the systems can be influenced by the environment, it is necessary to take into account the effects of ageing, creep, fatigue, temperature, exposure to moisture, etc.



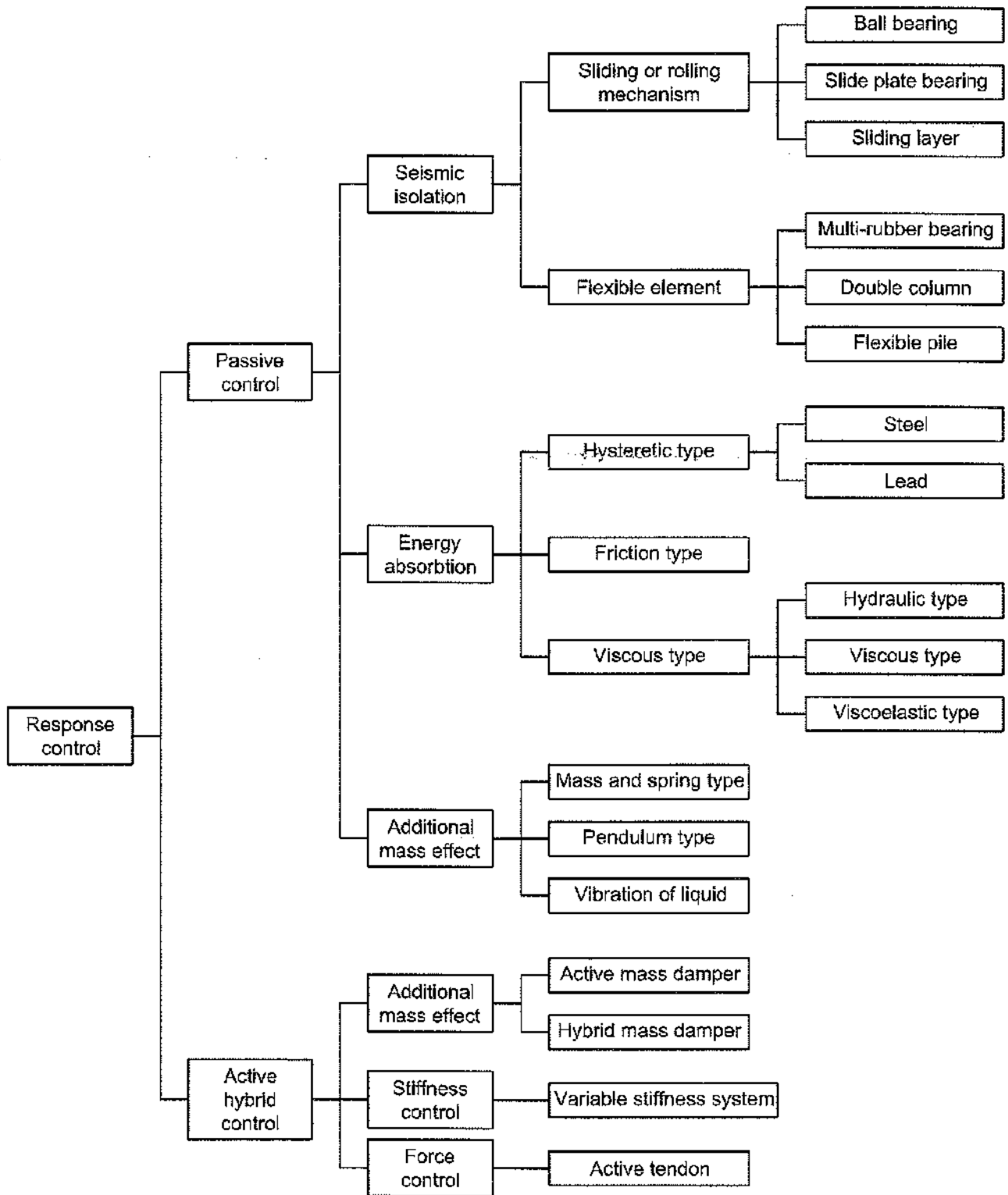
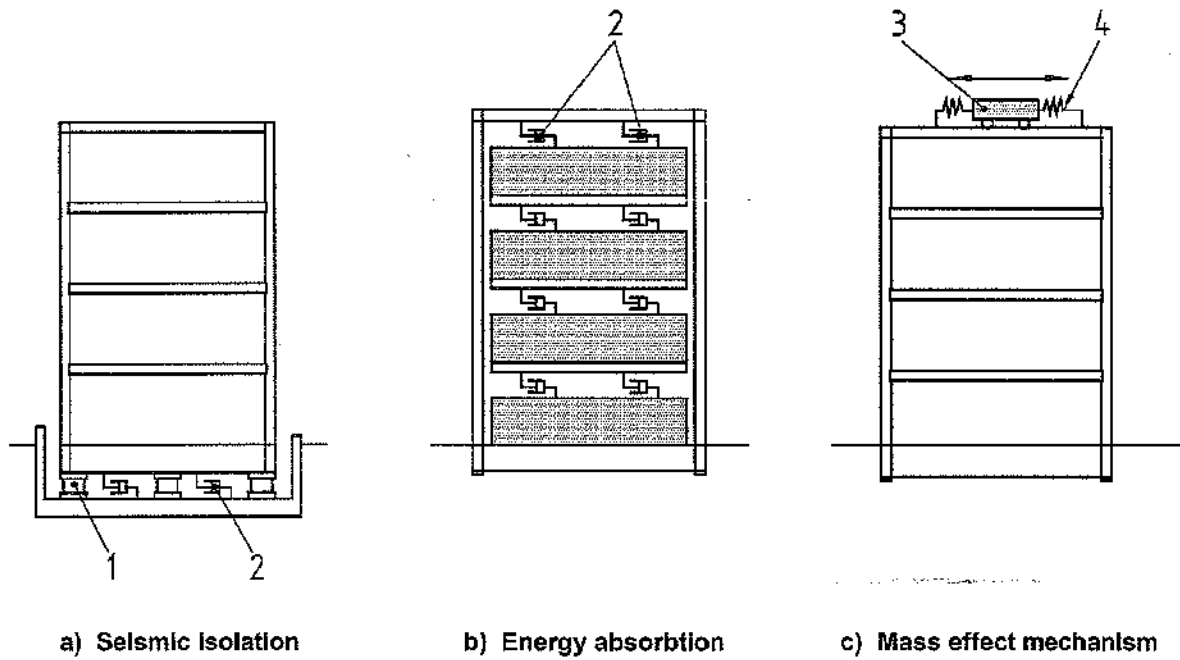


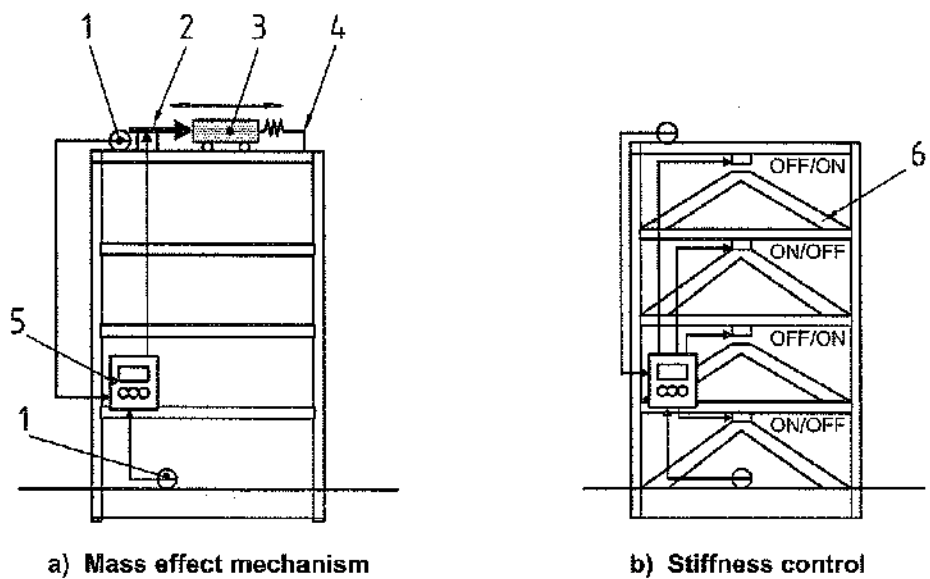
Figure I.1 – Classification of response control systems



**Key**

- 1 Isolator
- 2 Damper
- 3 Mass
- 4 Spring

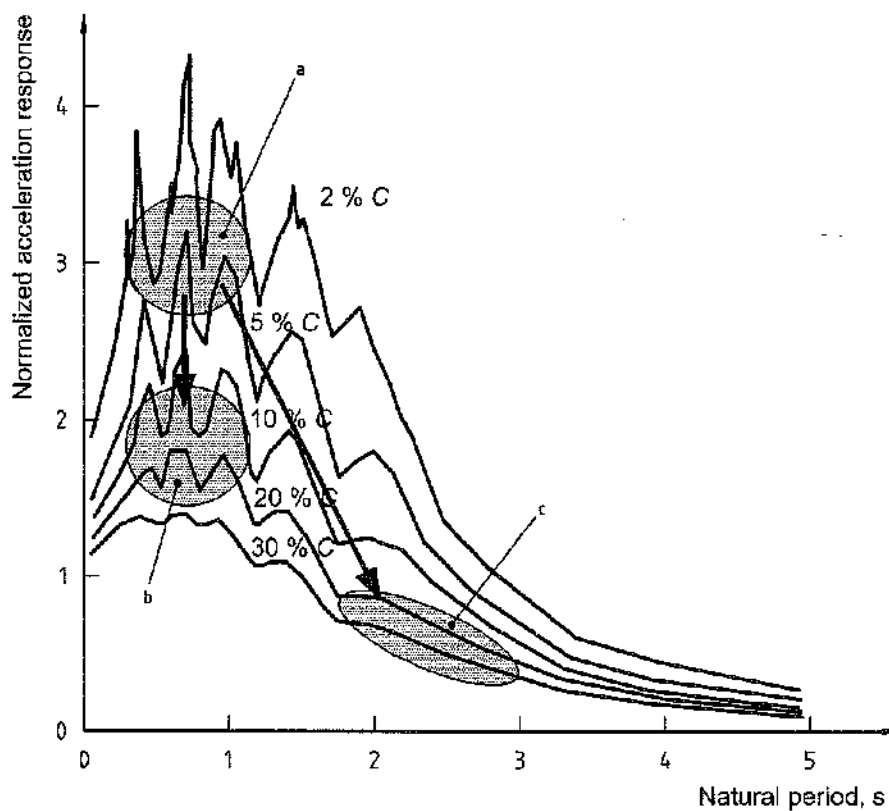
**Figure I.2 – Example of passive control system**



**Key**

- 1 Sensor
- 2 Actuator
- 3 Mass
- 4 Spring
- 5 Computer
- 6 Brace

**Figure I.3 – Example of active control system**



- <sup>a</sup> Response of ordinary structures
- <sup>b</sup> Response control [see Figure I.2 b) and c)]
- <sup>c</sup> Seismic isolation (isolator + damper) [see Figure I.2 a)]

**Figure I.4 — Effects of response control systems on the response of structures**

## Annex J (informative)

### Paraseismic influences

Sources of paraseismic influences are classified as follows:

- underground explosions;
- underground shocks from exploited (also abandoned) mines;
- over ground explosions (e.g. quarries);
- over ground impacts and shocks (e.g. pile driving);
- traffic vibrations transmitted through ground to buildings (from surface motorways, streets, railway lines, underground railways);
- other sources such as industry activities, machines.

Some guidelines on the use of equations (1), (2) or (3), (4) for estimating paraseismic influences are as follows:

- $k_Z$ , the paraseismic hazard zoning factor can be taken from paraseismic hazard zoning maps, individually obtained from case monitoring or direct measurements;
- $k_{E,u}$ ,  $k_{E,s}$ , representative values of ground motion intensity, can also be obtained from case monitoring or direct measurements; consideration should be given to the fact that in general the return period is very short in comparison to earthquakes;
- $k_D$ , the structural factor to reduce design forces is acceptable only in exceptional cases and the value should not be less than 0,5;
- $k_R$ , the normalized design response spectrum can be taken from globally elaborated figures or based on individual measurements.

The normalized design response spectrum is similar to Figure C.1. The parameters for mining shocks, for example, in a) a coal mine and b) a copper mine are as follows:

$$k_{R0} = 3; \quad T'_c = 0,1 \text{ s}; \quad T_c = 0,3 \text{ s for a) and } 0,2 \text{ s for b), and } \eta = 0,5.$$

Multi-components of horizontal and vertical directions should be simultaneously considered for many cases, particularly for closely situated sources of shocks. In case exact data are not available, equation (E.2) can be used.

## Bibliography

- [1] ISO 3898, *Bases for design of structures — Notations — General symbols*
- [2] ISO 8930, *General principles on reliability for structures — List of equivalent terms*



## Organization and Objectives

The Ethiopian Standards Agency (ESA) is the national standards body of Ethiopia established in 2010 based on regulation No. 193/2010. ESA is established due to the restructuring of Quality and Standards Authority of Ethiopia (QSAE) which was established in 1970.

*ESA's objectives are:-*

- ❖ Develop Ethiopian standards and establish a system that enable to check weather goods and services are in compliance with the required standards,
- ❖ Facilitate the country's technology transfer through the use of standards,
- ❖ Develop national standards for local products and services so as to make them competitive in the international market.

## Ethiopian Standards

The Ethiopian Standards are developed by national technical committees which are composed of different stakeholders consisting of educational Institutions, research institutes, government organizations, certification, inspection, and testing organizations, regulatory bodies, consumer association etc. The requirements and/or recommendations contained in Ethiopian Standards are consensus based that reflects the interest of the TC representatives and also of comments received from the public and other sources. Ethiopian Standards are approved by the National Standardization Council and are kept under continuous review after publication and updated regularly to take account of latest scientific and technological changes.

Orders for all Ethiopian Standards, International Standard and ASTM standards, including electronic versions, should be addressed to the Documentation and Publication Team at the Head office and Branch (Liaisons) offices. A catalogue of Ethiopian Standards is also available freely and can be accessed in from our website.

ESA has the copyright of all its publications. No part of these publications may be reproduced in any form without the prior permission in writing of ESA.

### International Involvement

ESA, representing Ethiopia, is a member of the International Organization for Standardization (ISO), and Codex Alimentarius Commission (CODEX). It also maintains close working relations with the international Electro-technical Commission (IEC) and American Society for Testing and Materials (ASTM). It is a founding member of the African Regional Organization for standardization (ARSO).

### More Information?

Contact us at the following address.

The Head Office of ESA is at Addis Ababa.

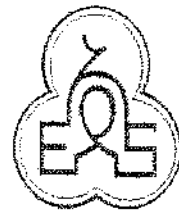
☎ 011- 646 06 85, 011- 646 05 65

☎ 011-646 08 80

✉ 2310 Addis Ababa, Ethiopia

E-mail: [info@ethiostandards.org](mailto:info@ethiostandards.org)

Website: [www.ethiostandards.org](http://www.ethiostandards.org)



Standard Mark



6. Charles A. Kircher, P.E., Ph.D.  
Seismically Isolated Structures

# Seismically Isolated Structures

*Charles A. Kircher, P.E., Ph.D.*

## Contents

12.1	BACKGROUND AND BASIC CONCEPTS .....	4
12.1.1	Types of Isolation Systems.....	4
12.1.2	Definition of Elements of an Isolated Structure .....	5
12.1.3	Design Approach .....	6
12.1.4	Effective Stiffness and Effective Damping .....	7
12.2	CRITERIA SELECTION .....	7
12.3	EQUIVALENT LATERAL FORCE PROCEDURE .....	9
12.3.1	Isolation System Displacement.....	9
12.3.2	Design Forces .....	11
12.4	DYNAMIC LATERAL RESPONSE PROCEDURE .....	15
12.4.1	Minimum Design Criteria.....	15
12.4.2	Modeling Requirements.....	16
12.4.3	Response Spectrum Analysis.....	18
12.4.4	Response History Analysis .....	18
12.5	EMERGENCY OPERATIONS CENTER USING DOUBLE-CONCAVE FRICTION PENDULUM BEARINGS, OAKLAND, CALIFORNIA .....	21
12.5.1	System Description.....	22
12.5.2	Basic Requirements .....	25
12.5.3	Seismic Force Analysis.....	34
12.5.4	Preliminary Design Based on the ELF Procedure .....	36
12.5.5	Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis .....	51
12.5.6	Design and Testing Criteria for Isolator Units .....	61

Chapter 17 of ASCE/SEI 7-05 (the *Standard*) addresses the design of buildings that incorporate a seismic isolation system. It defines load, design and testing requirements specific to the isolation system and interfaces with the other chapters of the *Standard* for design of the structure above the isolation system and of the foundation and structural elements below.

The 2009 *NEHRP Recommended Provisions* (the *Provisions*) incorporates changes to ground motion criteria that significantly affect the analysis of isolated structures. Isolated structures typically are used for important or essential facilities that have functional performance objectives beyond life safety. Accordingly, more advanced methods of analysis are required for design of these structures. Site-specific hazard analysis is common and dynamic (response history) analysis is routine for design, or design verification, of isolated structures.

The *Standard* uses the notation MCE for “maximum considered earthquake” ground motions. The *Provisions* have modified the definition and designation of MCE to  $MCE_R$ , which is defined as “risk-targeted maximum considered earthquake” ground motions. In the corresponding text of the *Standard* where maximum considered earthquake (MCE) is stated the intent of the *Provisions* is that risk-targeted maximum considered earthquake ( $MCE_R$ ) ground motions be used. Consistent with the *Provisions*, ASCE/SEI 7-10 replaced maximum considered earthquake (MCE) by risk-targeted maximum considered earthquake ( $MCE_R$ ) ground motions.

A discussion of background, basic concepts and analysis methods is followed by an example that illustrates the application of the *Standard* to the structural design of a building with an isolation system. The example building is a three-story emergency operations center (EOC) with a steel concentrically braced frame above the isolation system. The isolation system utilizes sliding friction pendulum bearings, a type of bearing commonly used for seismic isolation of buildings. Although the facility is hypothetical, it is of comparable size and configuration to actual base-isolated EOCs and is generally representative of base-isolated buildings. The example comprehensively describes the EOC’s configuration, defines appropriate criteria and design parameters and develops a preliminary design using the equivalent lateral force (ELF) procedure. It also includes a check of the preliminary design using dynamic analysis as required by the *Standard* and a discussion of isolation system design and testing criteria.

The example EOC is assumed to be located in Oakland, California, a region of very high seismicity subject to particularly strong ground motions. Large seismic demands pose a challenge for the design of base-isolated structures in terms of the displacement capacity of the isolation system and the configuration of the structure above the isolation system. The isolation system will need to accommodate large lateral displacements, often in excess of 2 feet. The structure above the isolation system should be configured to resist lateral forces without developing large overturning loads that could cause excessive uplift displacement of isolators. The example addresses these issues and illustrates that isolated structures can be designed to meet the requirements of the *Standard*, even in regions of very high seismicity. Designing an isolated structure in a region of lower seismicity would follow the same approach. The isolation system displacement, overturning forces and so forth, would all be reduced, and therefore easier to accommodate using available isolation system devices.

The isolation system of the building in the example uses a type of friction pendulum system (FPS) bearing that has a double concave configuration. These bearings are composed of large top and bottom concave plates with an articulated slider in between that permits lateral displacement of the plates with gravity acting as a restoring force. FPS bearings have been used for a number of building projects, including the 2010 Mills-Peninsula hospital in Burlingame, California. Using FPS bearings in this example should not be taken as an endorsement of this particular type of isolator to the exclusion of others. The requirements of the *Standard* apply to all types of isolations systems and other types of

isolators (and supplementary damping devices) could have been used equally well in the example. Other common types of isolators include high-damping rubber (HDR) and lead-rubber (LR) bearings.

In addition to the *Standard* and the *Provisions*, the following documents are either referenced directly, provide background, or are useful aids for the analysis and design of seismically isolated structures.

- ATC 1996 Applied Technology Council. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Buildings*, ATC40.
- Constantinou Constantinou, M. C., P. Tsopelas, A. Kasalanati and E. D. Wolff. 1999. *Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings*, Technical Report MCEER-99-0012. State University of New York.
- Sarlis Sarlis, A. A. S. and M. C. Constantinou. 2010. "Modeling Triple Friction Pendulum Isolators in Program SAP2000," State University of New York, Buffalo, New York, June 27, 2010.
- ETABS Computers and Structures, Inc. (CSI). 2009. *ETABS Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Building Systems*. CSI, Berkeley, California.
- ASCE 41 American Society of Civil Engineers (ASCE). 2006. *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE 41-06, ASCE, Washington, D.C.
- FEMA 222A Federal Emergency Management Agency (FEMA). 1995. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*, FEMA 222A.
- FEMA P-695 Federal Emergency Management Agency (FEMA). 2009. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, FEMA P-695, Washington, D.C.
- 1991 UBC International Conference of Building Officials. 1991. *Uniform Building Code*.
- 1994 UBC International Conference of Building Officials. 1994. *Uniform Building Code*.
- 2006 IBC International Code Conference. 2006. *International Building Code*.
- Kircher Kircher, C. A., G. C. Hart and K. M. Romstad. 1989. "Development of Design Requirements for Seismically Isolated Structures" in *Seismic Engineering and Practice*, Proceedings of the ASCE Structures Congress, American Society of Civil Engineers, May 1989.
- PEER 2006 Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center. 2006. *PEER NGA Database*, PEER, University of California, Berkeley, California, <http://peer.berkeley.edu/nga/>
- SEAOC 1999 Seismology Committee, Structural Engineers Association of California. 1999. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7<sup>th</sup> Ed.
- SEAONC Isolation Structural Engineers Association of Northern California. 1986. *Tentative Seismic Isolation Design Requirements*.

- USGS 2009 [http://earthquake.usgs.gov/design\\_maps/usapp/](http://earthquake.usgs.gov/design_maps/usapp/)

## 12.1 BACKGROUND AND BASIC CONCEPTS

Seismic isolation, commonly referred to as base isolation, is a design concept that presumes a structure can be substantially decoupled from potentially damaging earthquake ground motions. By decoupling the structure from ground shaking, isolation reduces response in the structure that would otherwise occur in a conventional, fixed-base building. Alternatively, base-isolated buildings may be designed for reduced earthquake response to produce the same degree of seismic protection. Isolation decouples the structure from ground shaking by making the fundamental period of the isolated structure several times greater than the period of the structure above the isolation system.

The potential advantages of seismic isolation and the advancements in isolation system products led to the design and construction of a number of isolated buildings and bridges in the early 1980s. This activity, in turn, identified a need to supplement existing seismic codes with design requirements developed specifically for such structures. These requirements assure the public that isolated buildings are safe and they provide engineers with a basis for preparing designs and building officials with minimum standards for regulating construction.

Initial efforts to develop design requirements for base-isolated buildings began with ad hoc groups of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), whose Seismology Committee has a long history of contributing to codes. The northern section of SEAOC was the first to develop guidelines for the use of elastomeric bearings in hospitals. These guidelines were adopted in the late 1980s by the California Office of Statewide Health Planning and Development (OSHPD) and were used to regulate the first base-isolated hospital in California. Efforts to develop general requirements to govern the design of base-isolated buildings resulted in the publication of SEAONC Isolation and appendix in the 1991 UBC and an appendix in FEMA 222A. While technical changes have been made subsequently, most of the basic concepts for the design of seismically isolated structures found in the *Standard* can be traced back to the initial work by the northern section of SEAOC. Additional background may be found in the commentary to the SEAOC 1999 *Blue Book*.

The isolation system requirements in ASCE Standard 41, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, are comparable to those for new buildings.

### 12.1.1 Types of Isolation Systems

The *Standard* requirements are intentionally broad, accommodating all types of acceptable isolation systems. To be acceptable, the *Standard* requires the isolation system to:

- Remain stable for maximum earthquake displacements.
- Provide increasing resistance with increasing displacement.
- Have limited degradation under repeated cycles of earthquake load.
- Have well-established and repeatable engineering properties (effective stiffness and damping).

The *Standard* recognizes that the engineering properties of an isolation system, such as effective stiffness and damping, can change during repeated cycles of earthquake response (or otherwise have a range of

values). Such changes or variability of design parameters are acceptable provided that the design is based on analyses that conservatively bound (limit) the range of possible values of design parameters.

The first seismic isolation systems used in buildings in the United States were composed of either high-damping rubber (HDR) or lead-rubber (LR) elastomeric bearings. Other types of isolation systems now include sliding systems, such as the friction pendulum system, or some combination of elastomeric and sliding isolators. Some applications at sites with very strong ground shaking use supplementary fluid-viscous dampers in parallel with either sliding or elastomeric isolators to control displacement. While generally applicable to all types of systems, certain requirements of the *Standard* (in particular, prototype testing criteria) were developed primarily for isolation systems with elastomeric bearings.

Isolation systems typically provide only horizontal isolation and are rigid or semi-rigid in the vertical direction. An example of a rare exception to this rule is the full (horizontal and vertical) isolation of a building in southern California, isolated by large helical coil springs and viscous dampers. While the basic concepts of the *Standard* can be extended to full isolation systems, the requirements are only for horizontal isolation systems. The design of a full isolation system requires special analyses that explicitly include vertical ground shaking and the potential for rocking response.

Seismic isolation is commonly referred to as base isolation because the most common location of the isolation system is at or near the base of the structure. The *Standard* does not restrict the plane of isolation to the base of the structure but does require the foundation and other structural elements below the isolation system to be designed for unreduced ( $R_f = 1.0$ ) earthquake forces.

#### 12.1.2 Definition of Elements of an Isolated Structure

The design requirements of the *Standard* distinguish between structural elements that are either components of the isolation system or part of the structure below the isolation system (e.g., foundation) and elements of the structure above the isolation system. The isolation system is defined by Chapter 17 of the *Standard* as follows:

The collection of structural elements includes all individual isolator units, all structural elements that transfer force between elements of the isolation system and all connections to other structural elements. The isolation system also includes the wind-restraint system, energy-dissipation devices and/or the displacement restraint system if such systems and devices are used to meet the design requirements of this chapter.

Figure 12.1-1 illustrates this definition and shows that the isolation system consists not only of the isolator units but also of the entire collection of structural elements required for the system to function properly. The isolation system typically includes segments of columns and connecting girders just above the isolator units because such elements resist moments (due to isolation system displacement) and their yielding or failure could adversely affect the stability of isolator units.



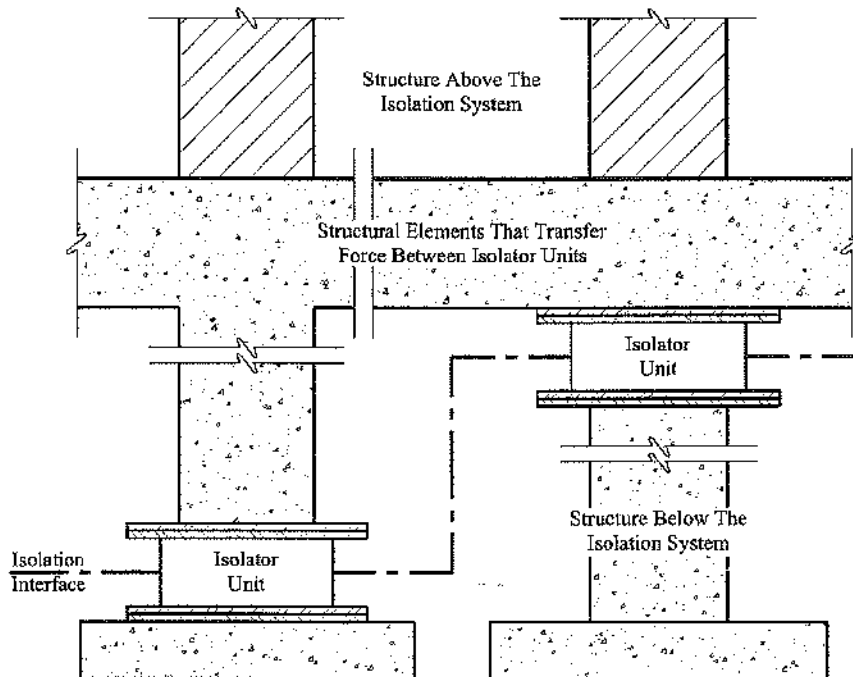


Figure 12.1-1 Isolation system terminology

The isolation interface is an imaginary boundary between the upper portion of the structure, which is isolated and the lower portion of the structure, which is assumed to move rigidly with the ground. Typically, the isolation interface is a horizontal plane, but it may be staggered in elevation in certain applications. The isolation interface is important for design of nonstructural components, including components of electrical and mechanical systems that cross the interface and must accommodate large relative displacements.

The wind-restraint system is typically an integral part of isolator units: Elastomeric isolator units are very stiff at very low strains and usually satisfy drift criteria for wind loads and the static (breakaway) friction force of sliding isolator units is usually greater than the wind force.

### 12.1.3 Design Approach

The design of isolated structures using the *Standard* has two objectives: achieving life safety in a major earthquake and limiting damage due to ground shaking. To meet the first performance objective, the isolation system must be stable and capable of sustaining forces and displacements associated with maximum considered earthquake ( $MCE_R$ ) ground motions and the structure above the isolation system must remain essentially elastic when subjected to design earthquake (DE) ground motions. Limited ductility demand is considered necessary for proper functioning of the isolation system. If significant inelastic response were permitted in the structure above the isolation system, unacceptably large drifts could result due to the nature of long-period vibration. Limiting ductility demand on the superstructure has the additional benefit of meeting the second performance objective of damage control.

The *Standard* addresses the performance objectives by requiring the following:

- Design of the superstructure for forces associated with the design earthquake, reduced by only a fraction of the factor permitted for design of conventional, fixed-base buildings ( $R_f = 3/8R \leq 2.0$ ).
- Design of the isolation system and elements of the structure below the isolation system (i.e., the foundation) for unreduced design earthquake forces ( $R_f = 1.0$ ).
- Design and prototype testing of isolator units for forces (including effects of overturning) and displacements associated with the  $MCE_R$ .
- Provision of sufficient separation between the isolated structure and surrounding retaining walls and other fixed obstructions to allow unrestricted movement during the  $MCE_R$ .

#### 12.1.4 Effective Stiffness and Effective Damping

The *Standard* utilizes the concepts of effective stiffness and effective damping to define key parameters of inherently nonlinear, inelastic isolation systems in terms of amplitude-dependent linear properties. Effective stiffness is the secant stiffness of the isolation system at the amplitude of interest. Effective damping is the amount of equivalent viscous damping described by the hysteresis loop at the amplitude of interest. Figure 12.1-2 shows the application of these concepts to both hysteretic isolator units (e.g., friction or yielding devices) and viscous isolator units and shows the *Standard* equations used to determine effective stiffness and effective damping from tests of prototypes.

Ideally, the effective damping of velocity-dependent devices (including viscous isolator units) should be based on the area of hysteresis loops measured during cyclic testing of the isolation system at full-scale earthquake velocities. Tests of prototypes are usually performed at lower velocities (due to test facility limitations), resulting in hysteresis loops with less area for systems with viscous damping, which produce lower (conservative) estimates of effective damping. Conversely, testing at lower velocities can overestimate effective damping for certain systems (e.g., sliding systems with a coefficient of friction that decreases for repeated cycles of earthquake load).

## 12.2 CRITERIA SELECTION

As specified in the *Standard*, the design of isolated structures must be based on the results of the ELF procedure, response spectrum analysis, or (nonlinear) response history analysis. Because isolation systems typically are nonlinear, linear methods (ELF procedure and response spectrum analysis) use effective stiffness and damping properties to model nonlinear isolation system components.

The ELF procedure is intended primarily to prescribe minimum design criteria and may be used for design of a very limited class of isolated structures (without confirmatory dynamic analyses). The simple equations of the ELF procedure are useful tools for preliminary design and provide a means of expeditious review and checking of more complex calculations. The *Standard* also uses these equations to establish lower-bound limits on results of dynamic analysis that may be used for design. Table 12.2-1 summarizes site conditions and structure configuration criteria that influence the selection of an acceptable method of analysis for designing of isolated structures. Where none of the conditions in Table 12.2-1 applies, all three methods are permitted.

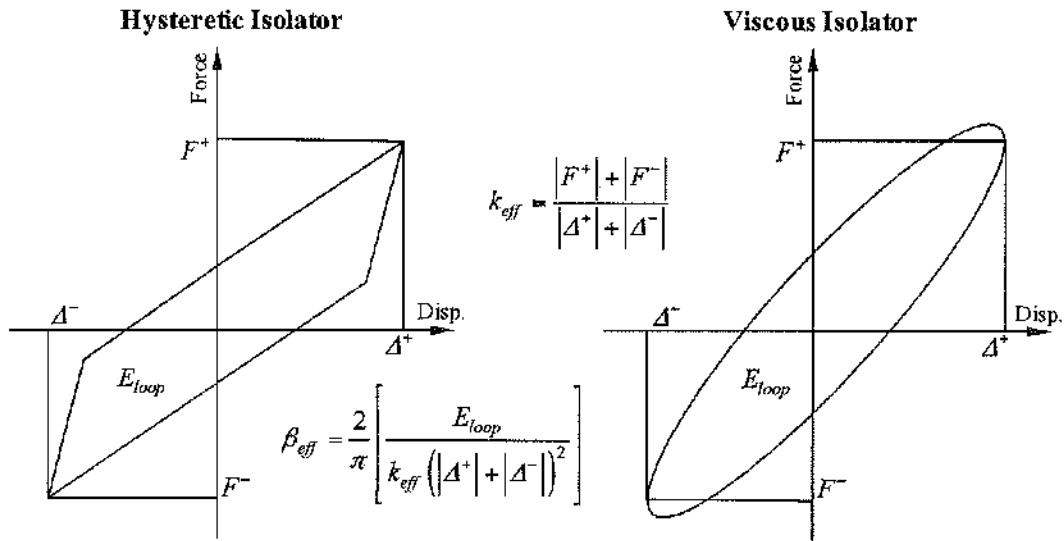


Figure 12.2-1 Effective stiffness and effective damping

Table 12.2-1 Acceptable Methods of Analysis\*

Site Condition or Structure Configuration Criteria	ELF Procedure	Modal Response Spectrum Analysis	Seismic Response History Analysis
Site Conditions			
Near-source ( $S_T \geq 0.6$ )	NP	P	P
Soft soil (Site Class E or F)	NP	NP	P
Superstructure Configuration			
Flexible or irregular superstructure (height > 4 stories, height > 65 ft, or $T_M > 3.0$ sec., or $T_D \leq 3T$ **)	NP	P	P
Nonlinear superstructure (requiring explicit modeling of nonlinear elements; <i>Standard</i> Sec. 17.6.2.2.1)	NP	NP	P
Isolation System Configuration			
Highly nonlinear isolation system or system that otherwise does not meet the criteria of <i>Standard</i> Sec. 17.4.1, Item 7	NP	NP	P

\* P indicates permitted and NP indicates not permitted by the *Standard*.

\*\*  $T$  is the elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system.

Seismic criteria are based on the same site and seismic coefficients as conventional, fixed-base structures (e.g., mapped value of  $S$ , as defined in *Standard* Chapter 11). Additionally, site-specific design criteria

are required for isolated structures located on soft soil (Site Class E or F) or near an active source such that  $S_7$  is greater than or equal to 0.6, or when nonlinear response history analysis is used for design.

### 12.3 EQUIVALENT LATERAL FORCE PROCEDURE

The ELF procedure is a displacement-based method that uses simple equations to determine isolated structure response. The equations are based on ground shaking defined by 1-second spectral acceleration and the assumption that the shape of the design response spectrum at long periods is inversely proportional to period as shown in *Standard* Figure 11.4-1. There is also a  $1/T^2$  portion of the spectrum at periods greater than  $T_L$ . However, in most parts of the United States  $T_L$  is longer than the period of typical isolated structures. Although the ELF procedure is considered a linear method of analysis, the equations incorporate amplitude-dependent values of effective stiffness and damping to account implicitly for the nonlinear properties of the isolation system. The equations are consistent with the nonlinear static procedure of ASCE 41 assuming the superstructure is rigid and lateral displacements occur primarily in the isolation system.

#### 12.3.1 Isolation System Displacement

The isolation system displacement for the design earthquake is determined using *Standard* Equation 17.5-1:

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

where the damping factor,  $B_D$ , is based on effective damping,  $\beta_D$ , using *Standard* Table 17.5-1. This equation describes the peak (spectral) displacement of a single-degree-of-freedom (SDOF) system with period,  $T_D$  and damping,  $\beta_D$ , for the design earthquake spectrum defined by the seismic coefficient,  $S_{D1}$ .  $S_{D1}$  corresponds to 5 percent damped spectral response at a period of 1 second.  $B_D$  converts 5 percent damped response to the level of damping of the isolation system.  $B_D$  is 1.0 when effective damping,  $\beta_D$ , is 5 percent of critical. Figure 12.3-1 illustrates the underlying concepts of *Standard* Equation 17.5-1 and the amplitude-dependent equations of the *Standard* for effective period,  $T_D$  and effective damping,  $\beta_D$ .

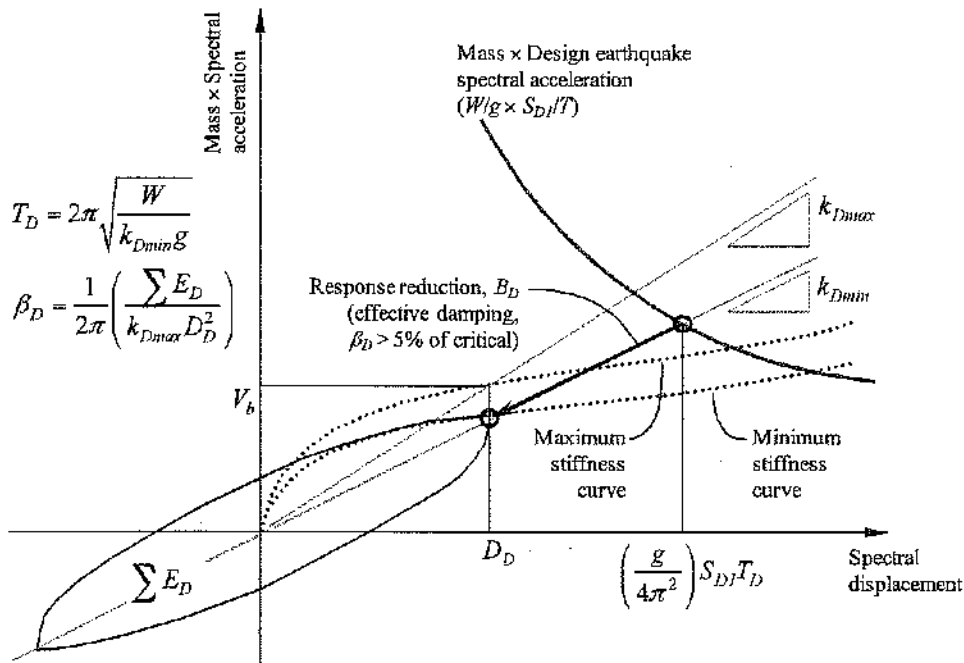


Figure 12.3-1 Isolation system capacity and earthquake demand

The equations for maximum displacement,  $D_M$  and design displacement,  $D_D$ , reflect differences due to the corresponding levels of ground shaking. The maximum displacement is associated with MCE<sub>R</sub> ground motions (characterized by  $S_{M1}$ ) whereas the design displacement corresponds to design earthquake ground motions (characterized by  $S_{D1}$ ). In general, the effective period and the damping factor ( $T_M$  and  $B_M$ , respectively) used to calculate the maximum displacement are different from those used to calculate the design displacement ( $T_D$  and  $B_D$ ) because the effective period tends to shift and effective damping may change with the increase in the level of ground shaking.

As shown in Figure 12.3-1, the calculation of effective period,  $T_D$ , is based on the minimum effective stiffness of the isolation system,  $k_{Dmin}$ , as determined by prototype testing of individual isolator units. Similarly, the calculation of effective damping is based on the minimum loop area,  $E_D$ , as determined by prototype testing. Use of minimum effective stiffness and damping produces larger estimates of effective period and peak displacement of the isolation system.

The design displacement,  $D_D$  and maximum displacement,  $D_M$ , represent peak earthquake displacements at the center of mass of the building without the additional displacement that can occur at other locations due to actual or accidental mass eccentricity. Equations for determining total displacement, including the effects of mass eccentricity as an increase in the displacement at the center of mass, are based on the plan dimensions of the building and the underlying assumption that building mass and isolation stiffness have a similar distribution in plan. The increase in displacement at corners for 5 percent mass eccentricity is approximately 15 percent if the building is square in plan and as much as 30 percent if the building is long in plan. Figure 12.3-2 illustrates design displacement,  $D_D$  and maximum displacement,  $D_M$ , at the center of mass of the building and total maximum displacement,  $D_{TM}$ , at the corners of an isolated building.

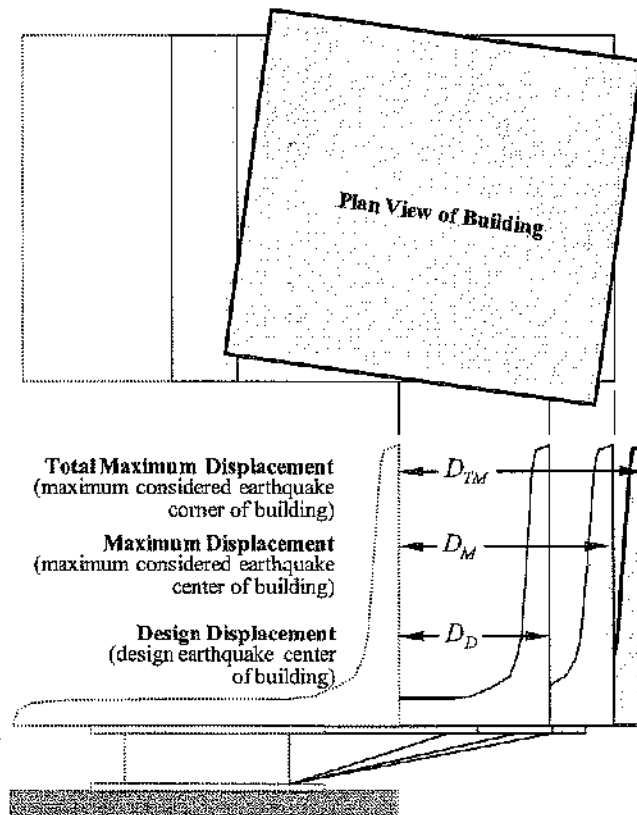


Figure 12.3-2 Design, maximum and total maximum displacement

### 12.3.2 Design Forces

Forces required by the *Standard* for design of isolated structures are different for design of the superstructure and design of the isolation system and other elements of the structure below the isolation system (i.e., the foundation). In both cases, however, use of the maximum effective stiffness of the isolation system is required to determine a conservative value of design force.

In order to provide appropriate overstrength, peak design earthquake response (without reduction) is used directly for design of the isolation system and the structure below. Design for unreduced design earthquake forces is considered sufficient to avoid inelastic response or failure of connections and other elements for ground shaking as strong as that associated with the  $MCE_R$  (i.e., shaking as much as 1.5 times that of the design earthquake). The design earthquake base shear,  $V_b$ , is given by *Standard* Equation 17.5-7:

$$V_b = k_{Dmax} D_D$$

where  $k_{Dmax}$  is the maximum effective stiffness of the isolation system at the design displacement,  $D_D$ . Because the design displacement is conservatively based on minimum effective stiffness, *Standard* Equation 17.5-7 implicitly induces an additional conservatism of a worst-case combination mixing maximum and minimum effective stiffness in the same equation. Rigorous modeling of the isolation



system for dynamic analyses precludes mixing of maximum and minimum stiffness in the same analysis (although separate analyses typically are required to determine bounding values of both displacement and force).

Design earthquake response is reduced by a modest factor for design of the superstructure above the isolation interface, as given by *Standard* Equation 17.5-8:

$$V_s = \frac{V_b}{R_f} = \frac{k_{D\max} D_D}{R_f}$$

The reduction factor,  $R_f$ , is defined as three-eighths of the  $R$  factor for the seismic force-resisting system of the superstructure, as specified in *Standard* Table 12.2-1, with an upper-bound value of 2.0. A relatively small  $R_f$  factor is intended to keep the superstructure essentially elastic for the design earthquake (i.e., keeping earthquake forces at or below the true strength of the seismic force-resisting system). The *Standard* also imposes three limits on design forces that require the value of  $V_s$  to be at least as large as each of the following:

1. The shear force required for design of a conventional, fixed-base structure of the same effective seismic weight (and seismic force-resisting system) and period  $T_D$ .
2. The shear force required for wind design.
3. A factor of 1.5 times the shear force required for activation of the isolation system.

The first two limits seldom govern design but do reflect principles of good design. The third often governs design of very long period systems with substantial effective damping (e.g., the example EOC in Sec. 12.5) and is included in the *Standard* to ensure that the isolation system displaces significantly before lateral forces reach the strength of the seismic force-resisting system.

For designs using the ELF procedure, the lateral forces,  $F_x$ , must be distributed to each story over the height of the structure, assuming an inverted triangular pattern of lateral load (*Standard* Eq. 17.5-9):

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Because the lateral displacement of the isolated structure is dominated by isolation system displacement, the actual pattern of lateral force in the isolated mode of response is distributed almost uniformly over height. Nevertheless, the *Standard* requires an inverted triangular pattern of lateral load to capture possible higher-mode effects that might be missed by not modeling superstructure flexibility and explicitly considering isolation system nonlinearity. Response history analysis that models superstructure flexibility and nonlinear properties of isolators would directly incorporate higher mode effects in the results.

The ELF formulas may be used to construct plots of design displacement and base shear as a function of effective period,  $T_D$  or  $T_M$ , of the isolation system. For example, design displacement ( $D_D$ ), total maximum displacement ( $D_{TM}$ ) and design forces for the isolation system ( $V_b$ ) and the superstructure ( $V_s$ ) are shown in Figure 12.3-3 for a steel special concentrically braced frame (SCBF) superstructure and in

Figure 12.3-4 for a steel ordinary concentrically braced frame (OCBF) superstructure as functions of the effective period of the isolation system.

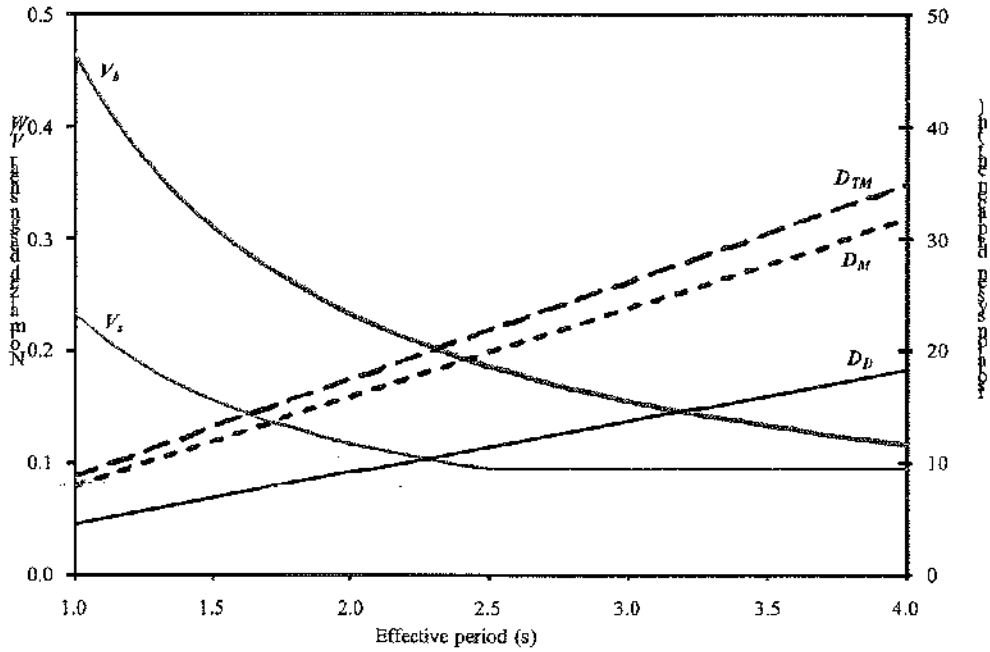


Figure 12.3-3 Isolation system displacement and shear force (SCBF)  
 $(R/I = 6.0/1.5, R_f = 2.0)$  (1.0 in. = 25.4 mm)

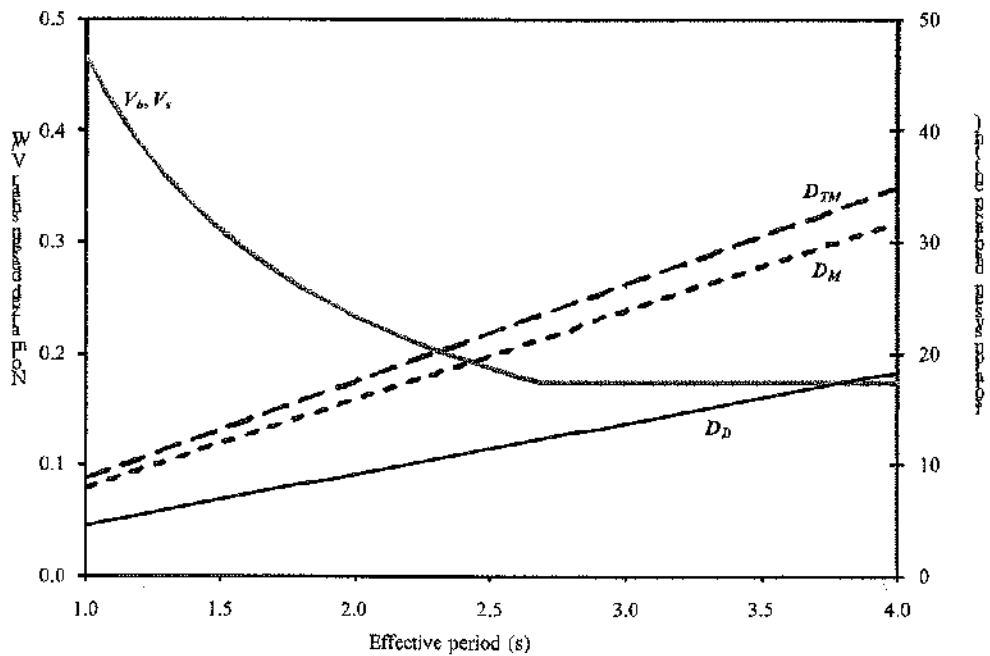


Figure 12.3-4 Isolation system displacement and shear force (OCBF)  
 $(R/I = 3.25/1.5, R_f = 1.0)$  (1.0 in. = 25.4 mm)

Figures 12.3-3 and 12.3-4 illustrate design properties for a building located in a region of high seismicity, relatively close to an active fault, with a 1-second spectral acceleration parameter,  $S_1$ , equal to 0.75 and site conditions corresponding to the C-D boundary (Site Class CD). Note: Seismic hazard and site conditions (and effective damping of the isolation system) were selected to be the same as those of the example EOC facility (Sec. 12.5). Table 12.3-1 summarizes the key response and design parameters that are used with various ELF formulas to construct the plots shown Figures 12.3-3 and 12.3-4.

**Table 12.3-1** Summary of Key Response and Design Parameters Used to Construct Illustrative Plots of Design Displacements and Forces as a Function of Effective Period in Figures 12.3-3 and 12.3-4

Key Response or Design Parameter			
Symbol	Description	Value	
Ground Motion and Site Amplification Parameters			
$S_1$	1-Second Spectral Acceleration (g)	0.75	
$S_s$	Short Period Spectral Acceleration (g)	1.25	
$F_v$	1-Second Site Coefficient (Site Class C-D)	1.4	
$F_a$	Short-Period Site Coefficient (Site Class C-D)	1.0	
Isolation System Design Parameters			
$\beta_D$	Effective Damping - Design Level Response	20%	
$B_D$	Damping Factor - Design Level Response	1.5	
$\beta_M$	Effective Damping - MCE <sub>R</sub> Level Response	13%	
$B_M$	Damping Factor - MCE <sub>R</sub> Level Response	1.3	
$D_{TM}/D_M$	Torsional Response Amplification	1.1	
Superstructure Design Parameters		SCBF	OCBF
$R$	Response Modification Factor - Fixed-Base Structure	6.0	3.25
$I$	Importance Factor - Fixed-Base Structure	1.5	1.5
$R_I$	Response Modification Factor - Isolated Structure	2.0	1.0
$I$	Importance Factor - Isolated Structure	1.0	1.0

\* Chapter 17 of the *Standard* does not require use of occupancy importance factor to determine design loads on the superstructure of an isolated building ( $I = 1.0$ ).

The plots in Figures 12.3-3 and 12.3-4 illustrate the fundamental trade-off between displacement and force as a function of isolation system displacement. As the period is increased, design forces decrease and design displacements increase linearly. Plots like those shown in Figures 12.3-3 and 12.3-4 can be constructed during conceptual design once site seismicity and soil conditions are known (or are assumed) to investigate trial values of effective stiffness and damping of the isolation system. In this particular example, an isolation system with an effective period of approximately 3.5 to 4.0 seconds would require approximately 30 inches of total maximum displacement capacity, which is near the practical limit of moat covers, flexible utility connections, etc., that must accommodate isolation system displacement. Design force,  $V_s$ , on the superstructure would be approximately 10 percent of the building weight for a steel SCBF system and approximately 17 percent for a steel OCBF superstructure (subject to other limits on  $V_s$  per *Standard* Section 17.5.4.3).

The *Standard* does not permit use of steel OCBFs as the superstructure of an isolated building that is an Essential Facility located in a region of high seismicity (close to an active fault). In contrast, Section 1613.6.2 of the 2006 *International Building Code (IBC)* permits steel OCBFs and ordinary moment frames (OMFs) to be used for structures assigned to Seismic Design Category D, E or F, provided that the following conditions are satisfied:

- The value of  $R_f$  is taken as 1.0
- Steel OMFs and OCBFs are designed in accordance with AISC 341.

The underlying concept of Section 1613.6.2 of the 2006 IBC is to trade the higher strength of steel OCBFs designed using  $R_f = 1.0$  for the larger inelastic response capacity of steel SCBFs. This trade-off is not unreasonable provided that the isolation system and surrounding structure are configured to not restrict displacement of the isolated structure in a manner that could cause large inelastic demands to occur in the superstructure. If an isolated building is designed with a superstructure system not permitted by the *Standard* (e.g., steel OCBFs), then the stability of the superstructure should be verified for  $MCE_R$  ground motions using the response history procedure with explicit modeling of the stiffening effects of isolators at very large displacements (e.g., due to high rubber strains in an elastomeric bearing, or engagement of the articulated slider with the concave plates of a friction pendulum bearing) and the effects of nearby structures (e.g., possible impact with moat walls).

## 12.4 DYNAMIC LATERAL RESPONSE PROCEDURE

While the ELF procedure equations are useful tools for preliminary design of the isolations system, the *Standard* requires a dynamic analysis for most isolated structures. Even where not strictly required by the *Standard*, the use of dynamic analysis (usually response history analysis) to verify the design is common.

### 12.4.1 Minimum Design Criteria

The *Standard* encourages the use of dynamic analysis but recognizes that along with the benefits of more complex models and analyses also comes an increased chance of design error. To avoid possible under-design, the *Standard* establishes lower-bound limits on results of dynamic analysis used for design. The limits distinguish between response spectrum analysis (a linear, dynamic method) and response history analysis (a nonlinear, dynamic method). In all cases, the lower-bound limit on dynamic analysis is established as a percentage of the corresponding design parameter calculated using the ELF procedure equations. Table 12.4-1 summarizes the percentages that define lower-bound limits on dynamic analysis.

**Table 12.4-1** Summary of Minimum Design Criteria for Dynamic Analysis

Design Parameter	Response Spectrum Procedure	Response History Procedure
Total design displacement, $D_{TD}$	90% $D_{TD}$	90% $D_{TD}$
Total maximum displacement, $D_{TM}$	80% $D_{TM}$	80% $D_{TM}$
Design force on isolation system, $V_b$	90% $V_b$	90% $V_b$
Design force on irregular superstructure, $V_s$	100% $V_s$	80% $V_s$
Design force on regular superstructure, $V_s$	80% $V_s$	60% $V_s$

The *Standard* permits more liberal drift limits where the design of the superstructure is based on dynamic analysis. The ELF procedure drift limits of  $0.010h_{sx}$  are increased to  $0.015h_{sx}$  for response spectrum analysis and to  $0.020h_{sx}$  for response history analysis (where  $h_{sx}$  is the story height at level  $x$ ). Usually a stiff system (e.g., braced frames) is selected for the superstructure (to limit damage to nonstructural components sensitive to drift) and drift demand typically is less than approximately  $0.005h_{sx}$ . *Standard* Section 17.6.4.4 requires an explicit check of superstructure stability at the  $MCE_R$  displacement if the design earthquake story drift ratio exceeds  $0.010/R_f$ .

#### 12.4.2 Modeling Requirements

As for the ELF procedure, the *Standard* requires the isolation system to be modeled for dynamic analysis using stiffness and damping properties that are based on tests of prototype isolator units. Additionally, dynamic analysis models are required to account for the following:

- Spatial distribution of individual isolator units.
- Effects of actual and accidental mass eccentricity.
- Overturning forces and uplift of individual isolator units.
- Variability of isolation system properties (due to rate of loading, etc.).

The *Standard* requires explicit nonlinear modeling of elements if response history analysis is used to justify design loads less than those permitted for ELF or response spectrum analysis. This option is seldom exercised and the superstructure typically is modeled using linear elements and conventional methods. Special modeling concerns for isolated structures include two important and related issues: uplift of isolator units and P-delta effects on the isolated structure. Typically, isolator units have little or no ability to resist tension forces and can uplift when earthquake overturning (upward) loads exceed factored gravity (downward) loads. Local uplift of individual elements is permitted (*Standard* Sec. 17.2.4.7), provided the resulting deflections do not cause overstress or instability of the isolated structure. To calculate uplift effects, gap elements may be used in nonlinear models or tension may be released manually in linear models.

The effects of P-delta loads on the isolation system and adjacent elements of the structure can be quite significant. The compression load,  $P$ , can be large due to earthquake overturning (and factored gravity loads) at the same time that large displacements occur in the isolation system. Computer analysis programs (most of which are based on small-displacement theory) may not correctly calculate P-delta moments at the isolator level in the structure above or in the foundation below. Figure 12.4-1 illustrates moments due to P-delta effects (and horizontal shear loads) for an elastomeric bearing isolation system and three configurations of a sliding isolation system. For the elastomeric system, the P-delta moment is split one-half up and one-half down. For the flat and single-dish sliding systems, the full P-delta moment is applied to the foundation below (due to the orientation of the sliding surface). A reverse (upside down) orientation of the flat and single-sided sliding systems would apply the full P-delta moment on the structure above. For the double-dish sliding system, P-delta moments are split one-half up and one-half down, in a manner similar to an elastomeric bearing, provided that the friction (and curvature) properties of the top and bottom concave dishes are the same.

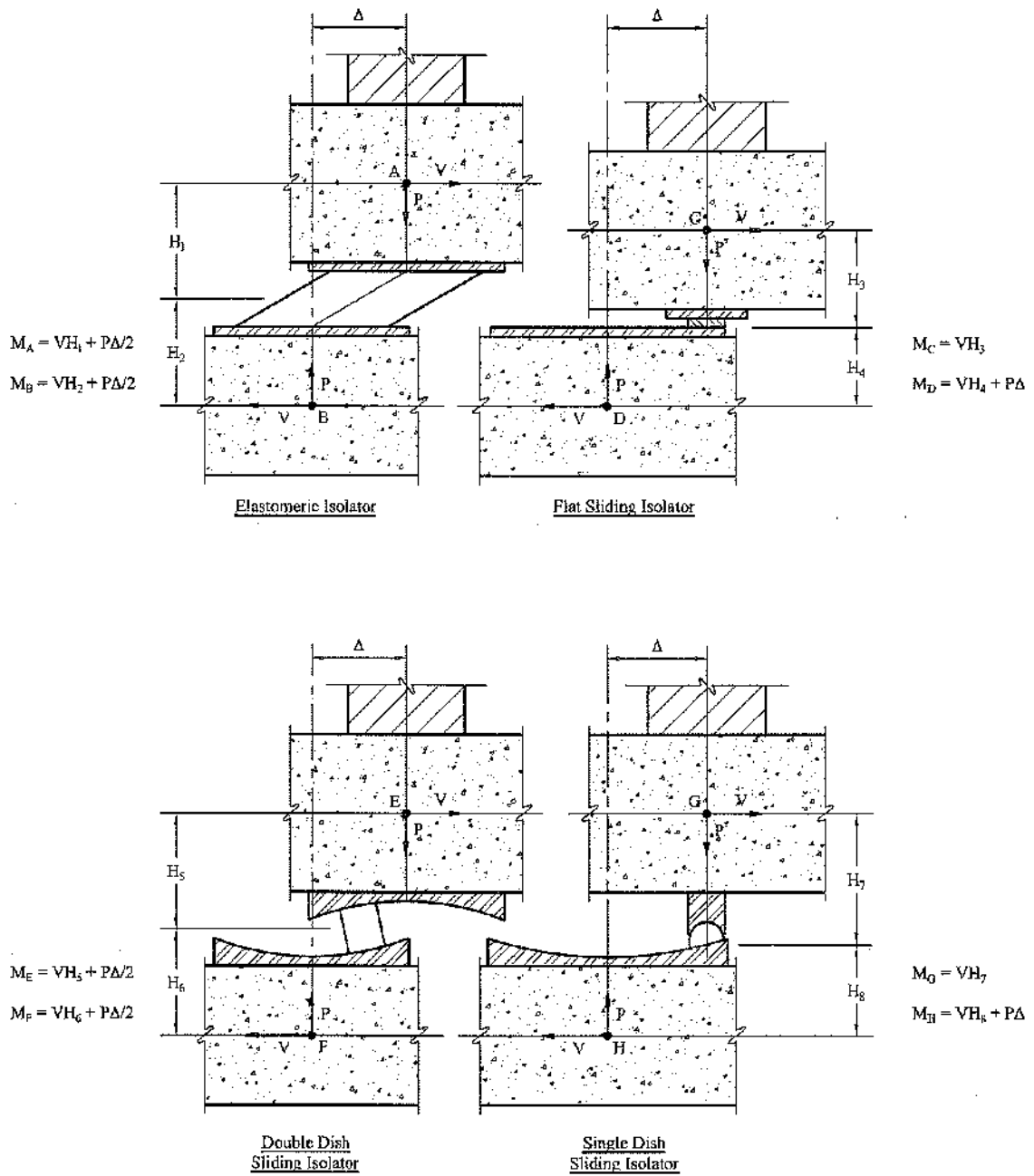


Figure 12.4-1 Moments due to horizontal shear and P-delta effects



#### 12.4.3 Response Spectrum Analysis

Response spectrum analysis methods require that isolator units be modeled using amplitude-dependent values of effective stiffness and damping that are essentially the same as those of the ELF procedure, subject to the limitation that the effective damping of the isolated modes of response not exceed 30 percent of critical. Higher modes of response usually are assumed to have 2 to 5 percent damping, a value of damping appropriate for a superstructure that remains essentially elastic. As previously noted, maximum and minimum values of effective stiffness of the isolation system are used to calculate separately maximum displacement of the isolation system (using minimum effective stiffness) and maximum forces in the superstructure (using maximum effective stiffness). The *Standard* requires horizontal loads to be applied in two orthogonal directions and peak response of the isolation system and other structural elements is determined using the 100 percent plus 30 percent combination method.

The *Provisions* now define ground motions in terms of *maximum* spectral response in the horizontal plane (where previous editions used *average* horizontal response). Consequently, at a given period of interest (for instance, the effective period of the isolation system), it may be overly conservative to combine 30 percent of the maximum spectral response load applied in the orthogonal direction with 100 percent of the maximum spectral response load applied in the horizontal direction of interest to determine peak spectral response of the isolation system and other structural elements. In the opinion of the author, it would be reasonable to not apply 30 percent of spectral response load at the fundamental (isolated) mode in the orthogonal direction when applying 100 percent of the maximum spectral response load in the horizontal direction of interest. However, the 100 percent plus 30 percent combination method would still be appropriate for all higher modes, since spectral response at higher-mode periods is, in general, independent of fundamental (isolated) mode spectral response.

The design shear at any story, determined by RSA, cannot be taken as less than the story shear resulting from application of the ELF distribution of force over height (*Standard* Equation 17.5-9) where anchored to a value of base shear,  $V_s$ , determined by RSA in the direction of interest. This limit is intended to avoid underestimation of higher-mode response when isolators are modeled using effective stiffness and damping properties, rather than actual nonlinear properties. The value of  $V_s$  determined by RSA is typically less than the value of  $V_s$  prescribed by ELF using *Standard* Equation 17.5-8, which combines maximum effective stiffness,  $k_{Dmax}$ , with design displacement,  $D_D$ , based on minimum effective stiffness, although the difference generally is small and the values of design shear determined by RSA are similar to those required by the ELF procedure.

*Standard* Section 17.6.3.4 does not explicitly require the value of base shear,  $V_s$ , determined by RSA to comply with the *Standard* Section 17.5.4.2 limits on  $V_s$ . In the opinion of the author, the *Standard* Section 17.5.4.3 limits on base shear apply to all methods of analysis and should be complied with when RSA is used as the basis for design. It may be noted that *Standard* Section 17.6.4.2 requires  $V_s$  to comply with the *Standard* Section 17.5.4.3 limits on  $V_s$  when the design is based on the response history analysis procedure, which otherwise has more liberal design shear requirements than either the RSA or ELF procedure. As previously discussed (Sec. 12.3.2), the third limit of *Standard* Section 17.5.4.3 is included in the *Standard* to ensure that the isolation system displaces significantly before lateral forces reach the strength of the seismic force-resisting system.

#### 12.4.4 Response History Analysis

For response history analysis, nonlinear force-deflection characteristics of isolator units are modeled explicitly (rather than using effective stiffness and damping). For most types of isolators, force-deflection properties can be approximated by bilinear, hysteretic curves that can be modeled using commercially available nonlinear structural analysis programs. Such bilinear hysteretic curves should have

approximately the same effective stiffness and damping at amplitudes of interest as the true force-deflection characteristics of isolator units (as determined by prototype testing). More sophisticated nonlinear models may be necessary to represent accurately response of isolators with complex configurations or properties (e.g., “triple pendulum” sliding bearings), to capture stiffening effects at very large displacements (e.g., of elastomeric bearings), or to model rate-dependent effects explicitly (Sarliis 2010).

Figure 12.4-2 shows a bilinear idealization of the response of a typical nonlinear isolator unit. Figure 12.4-2 also includes simple equations defining the yield point ( $D_y, F_y$ ) and end point ( $D, F$ ) of a bilinear approximation that has the same effective stiffness and damping as the true curve (at displacement,  $D$ ).

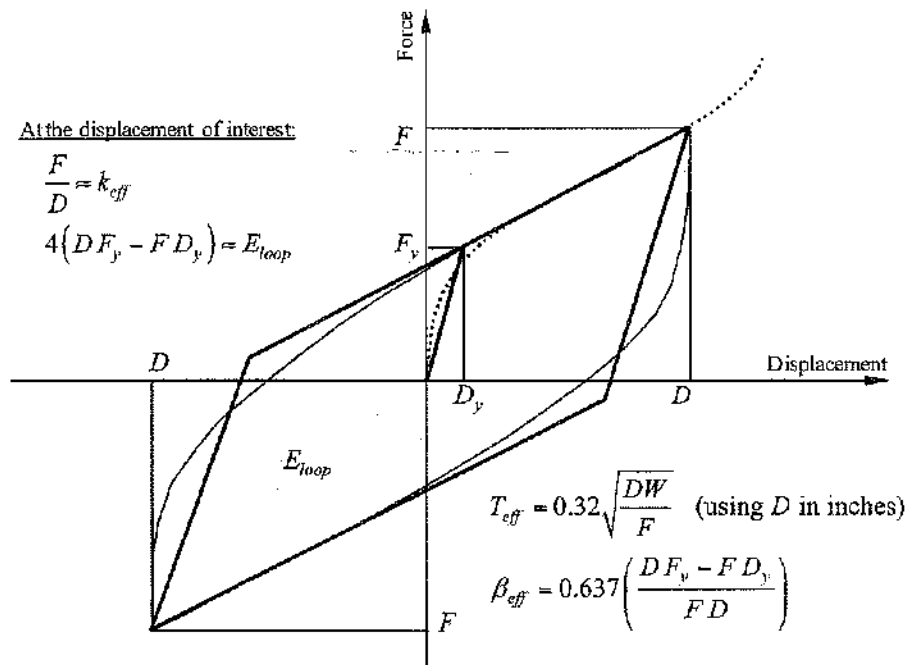


Figure 12.4-2 Bilinear idealization of isolator unit behavior

Response history analysis with explicit modeling of nonlinear isolator units is commonly used for the evaluation of isolated structures. Where at least seven pairs of ground motion acceleration components are employed, the values used in design for each response parameter of interest may be the average of the corresponding analysis maxima. Where fewer pairs are used (with three pairs of ground motion acceleration components being the minimum number permitted), the maximum value of each parameter of interest must be used for design.

The response history method is not a particularly useful design tool due to the complexity of results, the number of analyses required (to account for different locations of eccentric mass), the need to combine different types of response at each point in time, etc. It should be noted that while *Standard* Chapter 16 does not require consideration of accidental torsion for either the linear or nonlinear response history procedures, Chapter 17 does require explicit consideration of accidental torsion, regardless of the analysis method employed. Response history analysis is most useful when used to verify a design by checking a

few key design parameters, such as isolation displacement, overturning loads and uplift and story shear force.

The *Provisions* (Sections 17.3.2 and 16.1.3.2) now require ground motions to be scaled to match maximum spectral response in the horizontal plane (where previous editions defined spectral response in terms of average horizontal response). In concept, at a given period of interest, maximum spectral response of scaled records should, on average, be the same as that defined by the design spectrum of interest (DE or  $MCE_R$ ).

Neither the *Standard* nor the *Provisions* specify how the two scaled components of each record should be applied to a three-dimensional model (i.e., how the two components of each record should be oriented with respect to the axes of the model). This lack of guidance has sometimes caused users to perform an unnecessarily large number of response history analyses for design verification of an isolated structure. In the author's opinion, the following steps describe an acceptable approach for scaling, orienting and applying ground motion components to a three-dimensional model of an isolated structure (when based on the new maximum definition of the ground motions).

- **Step 1 - Selection and Scaling of Records.** Select and scale ground motion records as required by *Provisions* Section 17.3.2. The records would necessarily be scaled differently to match the DE spectrum and the  $MCE_R$  spectrum, respectively. While the *Provisions* permits as few as three records for response history analysis (with design/verification based the most critical of the three), a set of at least seven records is recommended such that the average value of the response parameter of interest may be used for design or design verification.
- **Step 2 - Grouping of Stronger Components.** Group the horizontal components of each record in terms of stronger and weaker components. The stronger component of each record is the component that has the larger spectral response at periods of interest. For isolated structures, periods of interest are approximately from  $T_D$  to  $T_M$ . The records may require rotation of horizontal axes before grouping to better distinguish between stronger and weaker components at the period of interest. Orient stronger horizontal components such that peak response occurs in the same (positive or negative) direction. In general, the same grouping of components can be used for both DE and  $MCE_R$  analyses (just scaled by a different factor), since  $T_D$  and  $T_M$  are typically about the same and response spectra do not vary greatly from period to period at long periods.
- **Step 3 - Verification of Component Grouping.** Verify that the average spectral response of the set of stronger components is comparable to the design spectrum of interest (e.g., DE or  $MCE_R$  spectrum) at periods of interest (i.e.,  $T_M$ , if checking  $MCE_R$  displacement). If the average spectrum of stronger components is not adequate, then the scaling factor should be increased accordingly. Note: Increasing ground motions to match average spectral response of stronger components with the design spectrum of interest is not required by *Provisions* Section 17.3.2 but is consistent with the "maximum" definition of ground motions.
- **Step 4 - Application of Scaled Records.** In general, apply the set of scaled records to the three-dimensional model of the isolated structure in four basic orientations with respect to the primary (orthogonal) horizontal axes of the superstructure:
  1. Apply the set of scaled records with stronger components aligned in the positive direction of the first horizontal axis of the model.

2. Apply the set of scaled records with stronger components aligned in the positive direction of the second horizontal axis of the model.
3. Apply the set of scaled records with stronger components aligned in the negative direction of the first horizontal axis of the model.
4. Apply the set of scaled records with stronger components aligned in the negative direction of the second horizontal axis of the model.

For each of the four sets of analyses, find the average value of the response parameter of interest (if the set of ground motion contains at least seven records) or the maximum value of the response parameter (if the set of ground motions contains less than seven records). The more critical response of the four sets of analyses should be used for design or design verification.

The four orientations of ground motions of Step 4 are required, in general, for design of elements, since the most critical positive or negative direction of peak response typically is not known for individual elements. However, for design verification of key global response parameters that are relatively insensitive to positive/negative orientation of ground motion components (e.g., maximum isolation system displacement, peak story shear, peak story displacement), only the first two sets of analyses are necessary. Although the above steps require some “homework” by the engineer to develop an appropriate set of scaled records, only two sets of response history analyses are typically required to verify the design of most isolated structures.

The above response history analysis recommendations apply to each model of the structure, which necessarily include at least two models whose properties represent upper-bound and lower-bound force-deflection properties of the isolation system, respectively. Different models could also be used to explicitly evaluate various locations of accidental mass eccentricity, as required by *Standard* Section 17.6.2.1.b. However, this approach would require multiple additional models to consider “the most disadvantageous location of accidental eccentric mass.” In the opinion of the author, these additional response history analyses are unnecessary and the effects of accidental mass eccentricity can be calculated by factoring the results of response history analyses (of a model that does not explicitly include accidental mass eccentricity). The amount by which the response parameter of interest should be factored may be determined by assuming that accidental torsion increases response in proportion to the increase in isolation system displacement, as prescribed by the ELF requirements of *Standard* Section 17.5.3.5.

## 12.5 EMERGENCY OPERATIONS CENTER USING DOUBLE-CONCAVE FRICTION PENDULUM BEARINGS, OAKLAND, CALIFORNIA

This example features the seismic isolation of a hypothetical EOC, assumed to be located in Oakland, California, approximately 6 kilometers from the Hayward fault. The isolation system incorporates double-concave friction pendulum sliding bearings, although other types of isolators could have been used in this example. Isolation is an appropriate design strategy for EOCs and other buildings where the goal is to limit earthquake damage and protect facility function. The example illustrates the following design topics:

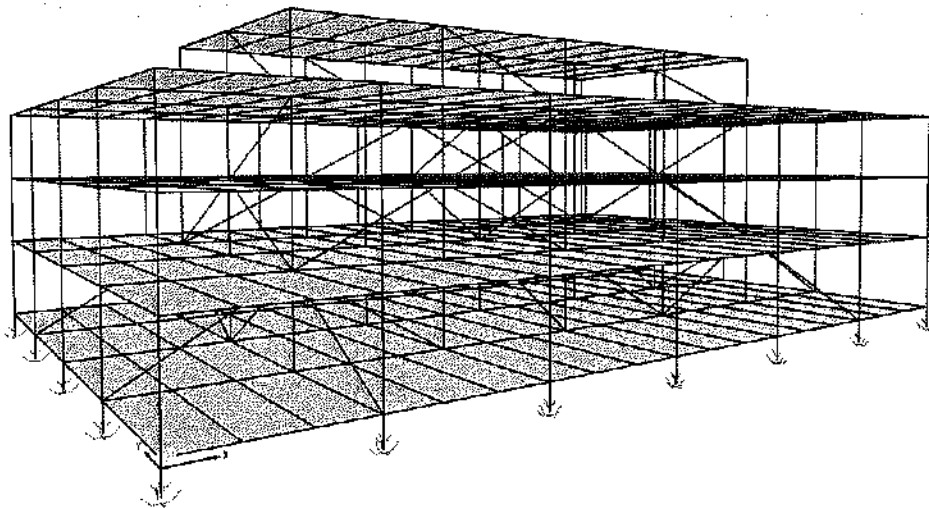
- Determination of seismic design parameters.
- Preliminary design of superstructure and isolation systems (using the ELF procedure).
- Dynamic analysis of a seismically isolated structure.

- Specification of isolation system design and testing criteria.

While the example includes development of the entire structural system, the primary focus is on the design and analysis of the isolation system. Examples in other chapters have more in-depth descriptions of the provisions governing detailed design of the superstructure above and the foundation below.

#### 12.5.1 System Description

This EOC is a three-story, steel-braced frame structure with a large, centrally located mechanical penthouse. Story heights are 14 feet at the first floor to accommodate computer access flooring and other architectural and mechanical systems and 12 feet at the second and third floors (and penthouse). The roof and penthouse roof decks are designed for significant live load to accommodate a helicopter landing pad and to meet other functional requirements of the EOC. Figure 12.5-1 shows the three-dimensional model of the structural system.



**Figure 12.5-1** Three-dimensional model of the structural system

The structure (which is regular in configuration) has plan dimensions of 100 feet by 150 feet at all floors except for the penthouse, which is approximately 50 feet by 100 feet in plan. Columns are spaced at 25 feet in both directions. Figures 12.5-2 and 12.5-3 are framing plans for the typical floor levels (1, 2, 3 and roof) and the penthouse roof.

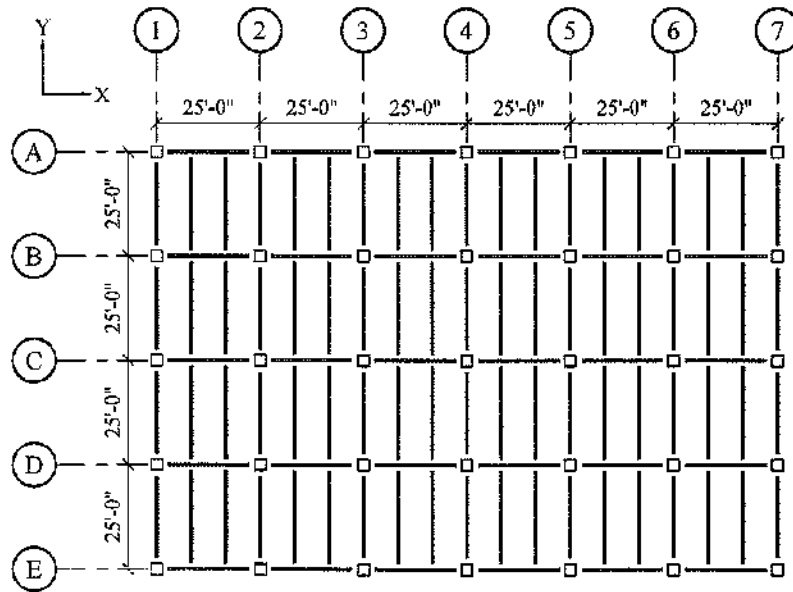


Figure 12.5-2 Typical floor framing plan (1.0 ft = 0.3048 m)

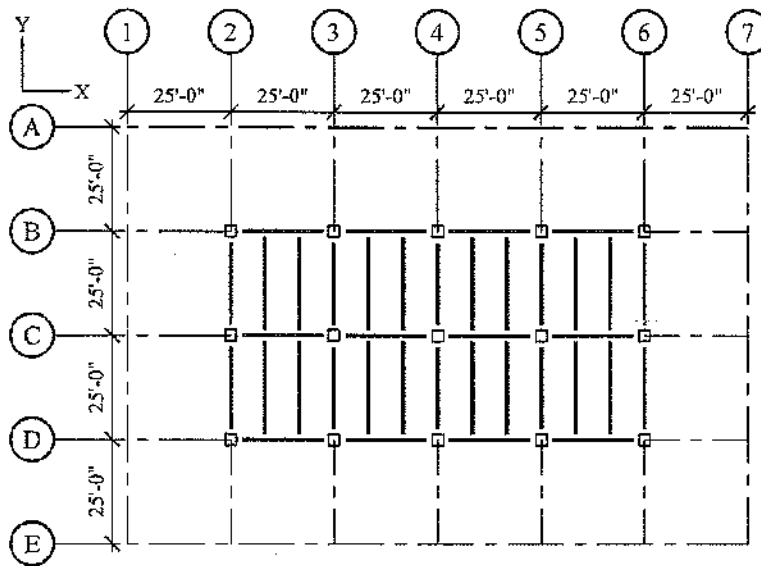


Figure 12.5-3 Penthouse roof framing plan (1.0 ft = 0.3048 m)

The vertical load-carrying system consists of concrete fill on steel deck floors, supported by steel beams at 8.3 feet on center and steel girders at column lines. Isolator units support the columns below the first floor. The foundation is a heavy mat (although spread footings or piles could be used depending on the soil type, depth to the water table and other site conditions).



The lateral system consists of a roughly symmetrical pattern of concentrically braced frames. These frames are located on Column Lines B and D in the longitudinal direction and on Column Lines 2, 4 and 6 in the transverse direction. Figures 12.5-4 and 12.5-5 show the longitudinal and transverse elevations, respectively. Braces are specifically configured to reduce the concentration of earthquake overturning and uplift loads on isolator units by:

- Increasing the number of bays with bracing at lower stories.
- Locating braces at interior (rather than perimeter) column lines (providing more hold-down weight).
- Avoiding common end columns for transverse and longitudinal bays with braces.

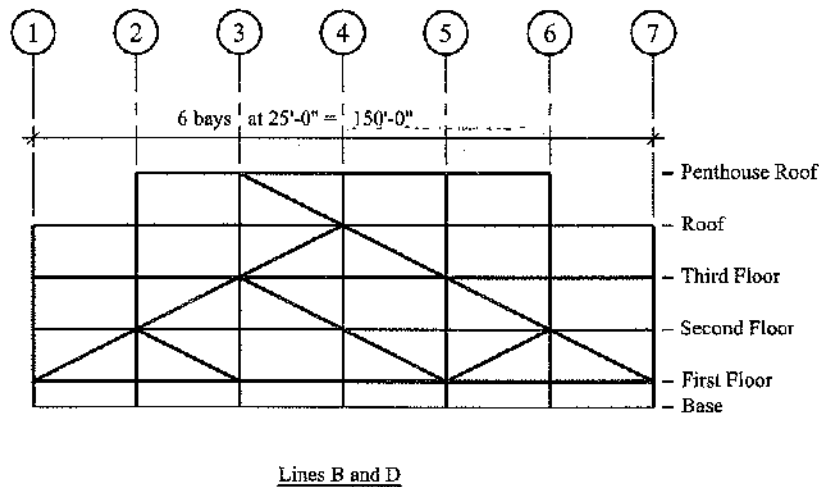
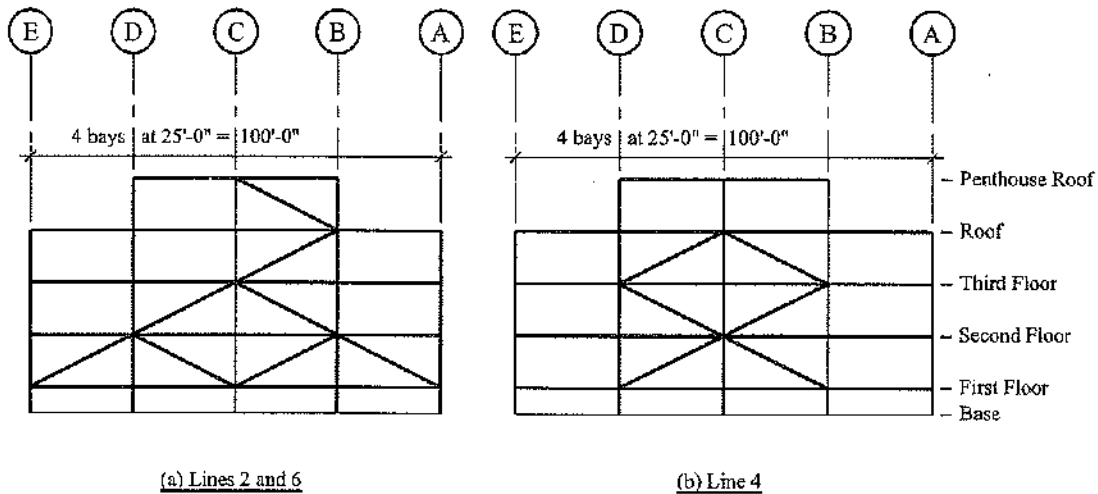


Figure 12.5-4 Longitudinal bracing elevation (Column Lines B and D)



**Figure 12.5-5** Transverse bracing elevations: (a) on Column Lines 2 and 6 and (b) on Column Line 4

The isolation system has 35 identical elastomeric isolator units, located below columns. The first floor is just above grade and the isolator units are approximately 3 feet below grade to provide clearance below the first floor for construction and maintenance personnel. A short retaining wall borders the perimeter of the facility and provides approximately 3 feet of “moat” clearance for lateral displacement of the isolated structure. Access to the EOC is provided at the entrances by segments of the first floor slab, which cantilever over the moat.

Girders at the first-floor column lines are much heavier than the girders at other floor levels and have moment-resisting connections to columns. These girders stabilize the isolator units by resisting moments due to vertical (P-delta effect) and horizontal (shear) loads. Column extensions from the first floor to the top plates of the isolator units are stiffened in both horizontal directions, to resist these moments and to serve as stabilizing haunches for the beam-column moment connections.

## 12.5.2 Basic Requirements

### 12.5.2.1 Specifications.

- General: ASCE Standard ASCE 7-05 (*Standard*)
- Seismic Loads: 2009 NEHRP Recommended Provisions (*Provisions*)
- Other Loads and Load Combinations: 2006 *International Building Code* (2006 IBC)

### 12.5.2.2 Materials.

- Concrete:
  - Strength (floor slabs):  $f'_c = 3$  ksi

FEMA P-751, *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples*

Strength (foundations below isolators):  $f'_c = 5$  ksi

Weight (normal): 150 pcf

- Steel:

Columns:  $F_y = 50$  ksi

Primary first-floor girders (at column lines):  $F_y = 50$  ksi

Other girders and floor beams:  $F_y = 36$  ksi

Braces:  $F_y = 46$  ksi

- Steel deck: 3-inch-deep, 20-gauge deck

### 12.5.2.3 Gravity loads.

- Dead Loads:

Main structural elements (slab, deck and framing): self weight

Miscellaneous structural elements (and slab allowance): 10 psf

Architectural facades (all exterior walls): 20 psf

Roof parapets: 20 psf

Partitions (all enclosed areas): 20 psf

Suspended MEP/ceiling systems and supported flooring: 15 psf

Mechanical equipment (penthouse floor): 50 psf

Roofing: 10 psf

- Reducible live loads:

Floors (1-3): 100 psf

Roof decks and penthouse floor: 50 psf

- Live load reduction: 2006 IBC Section 1607.9 permits area-based live load reduction of not more than 50 percent for elements with live loads from a single story (girders) and not more than 60 percent for elements with live loads from multiple stories (axial component of live load on columns at lower levels and isolator units).

- BOC weight (dead load) and live load (from ETABS model, *Guide* Sec. 12.5.3.1):

Penthouse roof	$W_{PR} = 794$ kips
Roof (penthouse floor)	$W_R = 2,251$ kips

Third floor	$W_3 = 1,947$ kips
Second floor	$W_2 = 1,922$ kips
First floor	$W_1 = 2,186$ kips
Total EOC weight (updated guess - k)	$W = 9,100$ kips
Live load ( $L$ ) without reduction	$L = 5,476$ kips
Reduced live load ( $L$ ) on isolation system	$L = 2,241$ kips

**Table 12.5-1** Summary of dead load ( $D$ ) and reduced live load ( $L$ ) on isolator units in kips (from ETABS model, *Guide* Sec. 12.5.3.1)\* ( $D/L$ )

Column line	1	2	3	4
A	138 / 34	251 / 58	206 / 44	204 / 43
B	253 / 58	290 / 77	323 / 86	342 / 92
C	206 / 43	323 / 86	367 / 99	334 / 90

1.0 kip = 4.45 kN.

\*Loads at Column Lines 5, 6 and 7 (not shown) are similar to those at Column Lines 3, 2 and 1, respectively; loads at Column Lines D and E (not shown) are similar to those at Column Lines B and A, respectively.

#### 12.5.2.4 Seismic design parameters.

##### 12.5.2.4.1 Performance criteria (Standard Sec. 1.5.1).

- Designated Emergency Operation Center: Occupancy Category IV
- Occupancy Importance Factor:  $I = 1.5$  (conventional)
- Occupancy Importance Factor (*Standard* Chapter 17):  $I = 1.0$  (isolated)

Note: *Standard* Chapter 17 does not require use of the occupancy importance factor to determine the design loads on the structural system of an isolated building (i.e.,  $I = 1.0$ ). However, the component importance factor is still required by Chapter 13 to determine seismic forces on nonstructural components of isolated structures ( $I_p = 1.5$  for Occupancy Category IV facilities).

- Seismic Design Category (*Standard* Section 11.6): Seismic Design Category F

##### 12.5.2.4.2 Ground motions for Oakland EOC site (*Provisions* Chapters 11 and 21).

- Site Location, Hazard and Soil Conditions (assumed):

Site latitude and longitude: 37.80°, -122.25°

Source (fault) controlling hazard at the Oakland site: Hayward

Maximum moment magnitude earthquake on controlling source: M7.3

Closest distance from site to Hayward Fault (Joyner-Boore distance): 5.9 km

Site soil type (assumed for preliminary design): Site Class C-D

Site shear wave velocity (assumed for response history analysis):  $v_{s,30} = 450$  m/s

▪ Short-Period Design Parameters (USGS web site):

Short-period  $MCE_R$  spectral acceleration (USGS 2009):  $S_S = 1.24$

Site coefficient (*Standard* Table 11.4-1):  $F_n = 1.0$

Short-period  $MCE_R$  spectral acceleration adjusted for site class ( $F_n S_S$ ):  $S_{MS} = 1.24$

DE spectral acceleration ( $2/3 S_{MS}$ ):  $S_{DS} = 0.83$

▪ 1-Second Design Parameters (USGS web site):

1-Second  $MCE_R$  spectral acceleration:  $S_I = 0.75$

Site coefficient (*Standard* Table 11.4-2):  $F_v = 1.4$

1-Second  $MCE_R$  spectral acceleration adjusted for site class ( $F_v S_I$ ):  $S_{MI} = 1.05$

DE spectral acceleration ( $2/3 S_{MI}$ ):  $S_{DI} = 0.7$

**12.5.2.4.3 Design spectra (*Provisions* Section 11.4).** Figure 12.5-6 plots DE and  $MCE_R$  response spectra as constructed in accordance with the procedure of *Provisions* Section 11.4 using the spectrum shape defined by *Provisions* Figure 11.4-1. *Standard* Section 17.3.1 requires a site-specific ground motion hazard analysis to be performed in accordance with Chapter 21 for sites with  $S_I$  greater than 0.6 (e.g., sites near active sources). Subject to other limitations of *Provisions* Section 21.4, the resulting site-specific DE and  $MCE_R$  spectra may be taken as less than 100 percent but not less than 80 percent of the default design spectrum of *Standard* Figure 11.4-1.

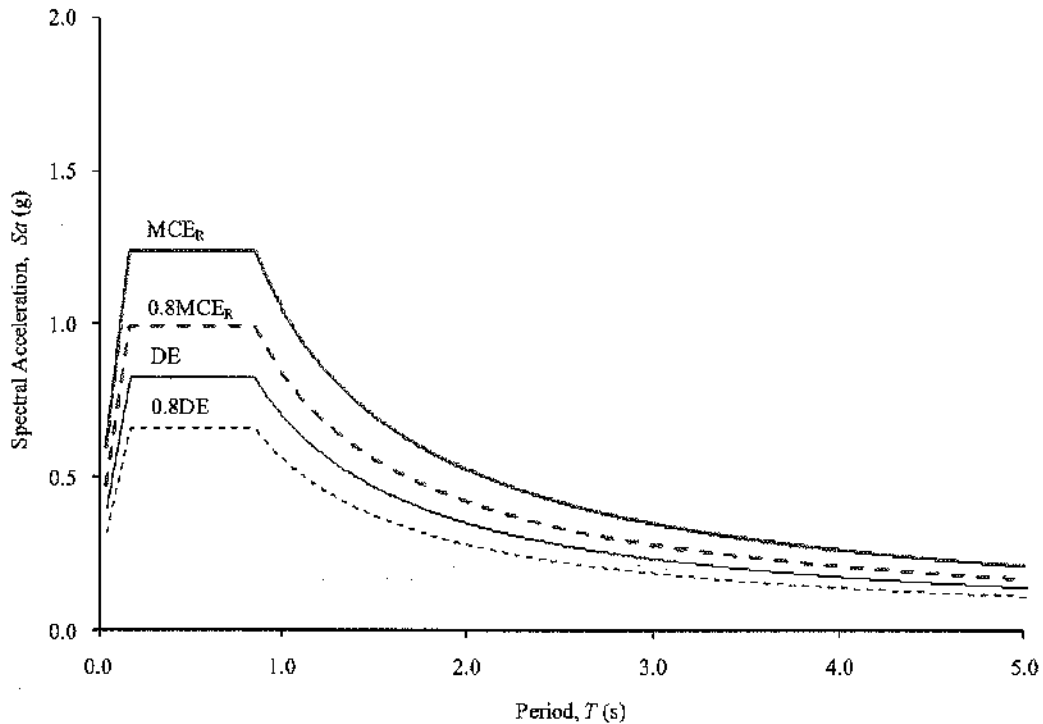


Figure 12.5-6 DE and  $MCE_R$  spectra and 80 percent limits

For this example, site-specific spectra for the design earthquake and the maximum considered earthquake were assumed to be 100 percent of the respective spectra shown in Figure 12.5-6. In general, site-specific spectra for regions of high seismicity, with well defined fault systems (like the Hayward fault), would be expected to be similar to the default design spectra of *Standard* Figure 11.4-1.

**12.5.2.4.4 DE and  $MCE_R$  ground motion records (*Standard* Sec. 17.3.2).** For response history analysis, *Standard* Section 17.6.3.4 requires at least three pairs of horizontal ground motion acceleration components to be selected from actual earthquake records and scaled to match either the DE or the  $MCE_R$  spectrum and at least seven pairs if the average value of the response parameter of interest is used for design (which is typically the case). Selection and scaling of appropriate ground motions should be performed by a ground motion expert experienced in earthquake hazard of the region, considering site conditions, earthquake magnitudes, fault distances and source mechanisms that influence ground motion hazard at the building site.

For this example, a set of seven ground motion records are selected from the near-field (NF) and far-field (FF) record sets of FEMA P-695. FEMA P-695 is a convenient source of the 50 strongest ground motion records of large magnitude earthquakes available from the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) NGA database (PEER 2006), the records most suitable for response history evaluation of structures in regions of high seismicity. The seven records selected from the FEMA P-695 ground motion sets have fault source and site characteristics that best match those of the example EOC, that is, records of magnitude M7.0 or greater earthquakes recorded close to fault rupture at soil sites (Site Class C or D). Table 12.5-2 lists these seven earthquake records and summarizes key properties. As shown in this table, the average magnitude (M7.37), the average site-source distance (5.2 km) and the average shear wave



velocity (446 m/s) closely match the maximum magnitude of the Hayward fault (M7.3), the closest distance from the Hayward fault to the Oakland site (5.9 km) and the Oakland site conditions (Site Class C-D), respectively, as required by record selection requirements of *Standard* Section 17.3.2.

**Table 12.5-2** Seven Earthquake Records Selected for Response History Analysis of Example Base-Isolated EOC Facility

FEMA P-695 Record ID No.	Earthquake			Source Characteristics			Site Conditions		
	Year	Name	Record Station	Mag. ( $M_W$ )	Distance, $D_f$ (km)		Fault Mechanis m	Site Class	$v_{S,30}$ (m/s)
					JB	Rupture			
NF-8	1992	Landers	Lucerne	7.3	2.2	15.4	Strike-slip	C	685
FF-10	1999	Kocaeli	Arcelik	7.5	10.6	13.5	Strike-slip	C	523
NF-25	1999	Kocaeli	Yarimca	7.5	1.4	5.3	Strike-slip	D	297
FF-3	1999	Duzce	Bolu	7.1	12.0	12.0	Strike-slip	D	326
NF-14	1999	Duzce	Duzce	7.1	0.0	6.6	Strike-slip	D	276
FF-4	1999	Hector Mine	Hector	7.1	10.4	11.7	Strike-slip	C	685
NF-28	2002	Denali	TAPS PS#10	7.9	0.2	3.8	Strike-slip	D	329
Mean Property of Seven Records				7.37	5.2	9.8			446

*Standard* Section 17.3.2 provides criteria for scaling earthquake records to match a target spectrum over the period range of interest, defined as  $0.5T_D$  to  $1.25T_M$ . In this example,  $T_D$  and  $T_M$  are 3.5 and 3.9 seconds, respectively, so the period range of interest is from 1.75 to 4.9 seconds. For each period in this range, the average of the square-root-of-the-sum-of-the-squares (SRSS) combination of each pair of horizontal components of scaled ground motion should be equal to or greater than the target spectrum. The target spectrum is defined as 1.0 times the design spectrum of interest (either the DE or the  $MCE_R$  spectrum).

Table 12.5-3 summarizes the factors used to scale the seven records to match either the DE or  $MCE_R$  spectrum, in accordance with *Standard* Section 17.3.2. The seven records were first "normalized" by their respective values of  $PGV_{PEER}$  to reduce inappropriate amounts of record-to-record variability using the procedures of Section A.8 of FEMA P-695. As shown in Table 12.5-3,  $PGV$  normalization tends to increase the intensity of those records of smaller than average magnitude events or from sites farther than average from the source and to decrease the intensity of those records of larger than average magnitude events or from sites closer than average to the source, but has no net effect on the overall intensity of the record set (i.e., median value of normalization factors is 1.0 for the record set).

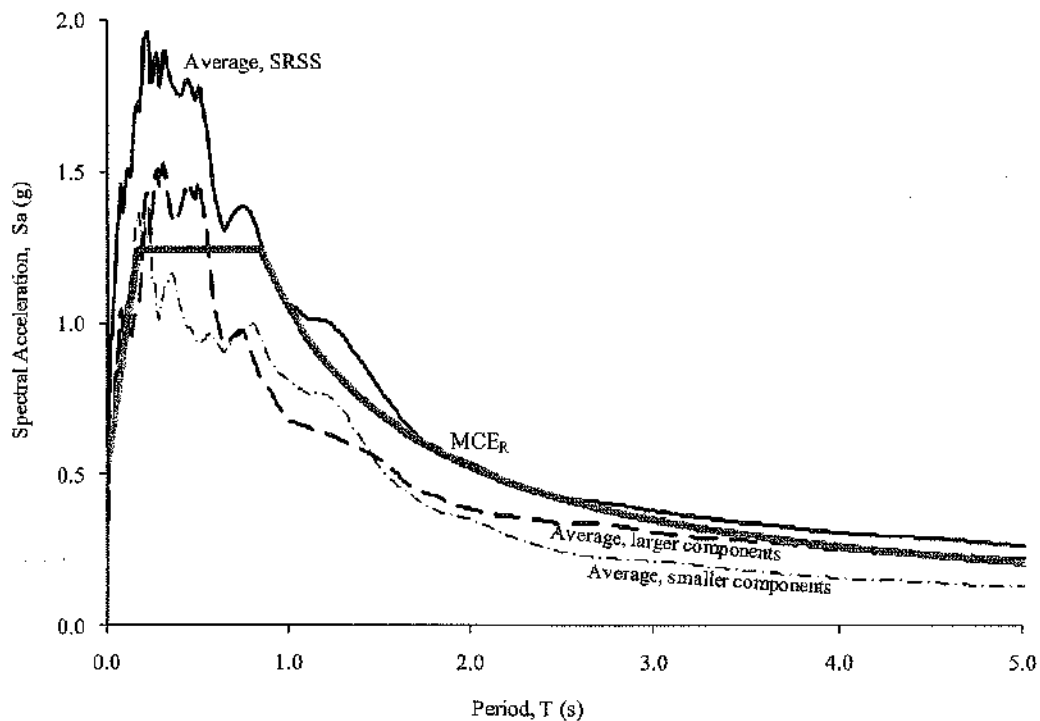
Scaling factors were developed such that the average value of the response spectra of normalized records equals or exceeds the spectrum of interest (either the DE or  $MCE_R$  spectrum) over the period range of interest, 1.75 to 4.9 seconds. These scaling factors are given in Table 12.5-3 and reflect the total amount that each as-recorded ground motion is scaled for response history analysis. Table 12.5-3 shows that a median scaling factor of 1.04 is required to envelop the DE spectrum (records are increased slightly, on average, to match the DE spectrum) and a median scaling factor of 1.56 is required to envelop the  $MCE_R$  spectrum over the period range of interest.

**Table 12.5-3** Summary of Factors Used to Scale Each of the Seven Records to Match the DE or  $MCE_R$  Spectrum

FEMA P-695 Record ID No.	Year	Earthquake		Normalization and Scaling Factors			
		Name	Record Station	$PGV_{PEER}$ (cm/s)	PGV Normal Factor	Oakland Site	
						DE	$MCE_R$
NF-8	1992	Landers	Lucerne	97.2	0.60	0.62	0.94
FF-10	1999	Kocaeli	Arcelik	27.4	2.13	2.21	3.32
NF-25	1999	Kocaeli	Yarimca	62.4	0.93	0.97	1.46
FF-3	1999	Duzce	Bolu	59.2	0.99	1.02	1.54
NF-14	1999	Duzce	Duzce	69.6	0.84	0.87	1.31
FF-4	1999	Hector Mine	Hector	34.1	1.71	1.78	2.67
NF-28	2002	Denali	TAPS PS#10	98.5	0.59	0.62	0.92
Mean Property of Seven Records				58.3	1.00	1.04	1.56

Figure 12.5-7 compares the  $MCE_R$  spectrum for the Oakland site with the average spectrum of the SRSS combination, the average spectrum of stronger components and the average spectrum of other (orthogonal) components of the seven scaled records. This figure shows:

- The average spectrum of the SRSS combination of scaled record to envelop the  $MCE_R$  spectrum from 1.75 seconds ( $0.5T_D$ ) to 4.9 seconds ( $1.25T_M$ ), as required by *Standard* Section 17.3.2.
- The average spectrum of larger scaled components comparable to the  $MCE_R$  spectrum at response periods of interest (e.g., 3.9 seconds for  $MCE_R$  analysis).



**Figure 12.5-7** Comparison of the  $MCE_R$  spectrum with the average spectrum of the SRSS combination of the seven scaled records, the average spectrum of the seven larger components of the seven scaled records and the average spectrum of the other orthogonal components of the seven scaled records listed in Table 12.5-3

### 12.5.2.5 Structural design criteria.

#### 12.5.2.5.1 Design basis.

- Seismic force-resisting system: Special steel concentrically braced frames (height < 100 feet)
- Response modification factor,  $R$  (*Standard* Table 12.2-1):  $R = 6$  (conventional)
- Response modification factor for design of the superstructure,  $R_f$  (*Standard* Sec. 17.5.4.2,  $3/8R \leq 2$ ):  $R_f = 2$  (isolated)
- Plan irregularity (of superstructure) (*Standard* Table 12.3-1): None
- Vertical irregularity (of superstructure) (*Standard* Table 12.3-2): None
- Lateral response procedure (*Standard* Sec. 17.4.1,  $S_f > 0.6$ ): Dynamic analysis
- Redundancy factor (*Standard* Sec. 12.3.4):  $\rho \geq 1.0$  (conventional);  $\rho = 1.0$  (isolated)

*Standard* Section 12.3.4 requires the use of a calculated  $\rho$  value, which could be greater than 1.0 for a conventional structure with a brace configuration similar to the superstructure of the base-isolated EOC.

However, in the author's opinion, the use of  $R_f$  equal to 2.0 (rather than  $R$  equal to 6) as required by *Standard* Section 17.5.4.2 precludes the need to further increase superstructure design forces for redundancy.

#### 12.5.2.5.2 Horizontal earthquake loads and effects (*Standard* Chapters 12 and 17).

- Design earthquake (acting in either the X or Y direction): DE (site specific)
- Maximum considered earthquake (acting in either the X or Y direction): MCE (site specific)
- Mass eccentricity - actual plus accidental:  $0.05b = 5$  ft (X direction);  $0.05d = 7.5$  ft (Y direction)

The superstructure is essentially symmetric about both primary horizontal axes, however, the placement of the braced frames results in a ratio of maximum corner displacement to average displacement of 1.25 including accidental eccentricity, exceeding the threshold of 1.2 per the definition of the *Standard*. If the building were not on isolators, the accidental torsional eccentricity would need to be increased from 5 percent to 5.4 percent of the building dimension. The input to the superstructure is controlled by the isolation system and it is the author's opinion that the amplification of accidental torsion is not necessary for such otherwise regular structures. Future editions of the *Standard* should address this issue. Also refer to the discussion of analytical modeling of accidental eccentricities in *Guide* Chapter 4.

- Superstructure design (reduced DE response):  $Q_E = Q_{DE/2} = DE/2.0$
- Isolation system and foundation design (unreduced DE response):  $Q_E = Q_{DE} = DE/1.0$
- Check of isolation system stability (unreduced MCE response):  $Q_E = Q_{MCE} = MCE/1.0$

**12.5.2.5.3 Combination of horizontal earthquake load effects.** Response due earthquake loading in the X and Y directions is as follows:

$$Q_E = \text{Max} (1.0Q_{EX} + 0.3Q_{EY}, 0.3Q_{EX} + 1.0Q_{EY})$$

In general, the horizontal earthquake load effect,  $Q_E$ , on the response parameter of interest is influenced by only one direction of horizontal earthquake load and  $Q_E = Q_{EX}$  or  $Q_E = Q_{EY}$ . Exceptions include vertical load on isolator units due to earthquake overturning forces.

#### 12.5.2.5.4 Combination of horizontal and vertical earthquake load effects.

- Design earthquake ( $Q_E \pm 0.2S_{DS}D$ ):  $E = Q_E \pm 0.17D$
- Maximum considered earthquake ( $Q_E \pm 0.2S_{MS}D$ ):  $E = Q_E \pm 0.25D$

#### 12.5.2.5.5 Superstructure design load combinations (2006 IBC, Sec. 1605.2.1, using $R_f = 2$ ).

- Gravity loads (dead load and reduced live load):  $1.2D + 1.6L$
- Gravity and earthquake loads ( $1.2D + 0.5L + 1.0E$ ):  $1.37D + 0.5L + Q_{DE/2}$
- Gravity and earthquake loads ( $0.9D - 1.0E$ ):  $0.73D - Q_{DE/2}$

#### 12.5.2.5.6 Isolation system and foundation design load combinations (2006 IBC, Sec. 1605.2.1).

- Gravity loads (for example, long term load on isolator units):  $1.2D + 1.6L$
- Gravity and earthquake loads ( $1.2D + 0.5L + 1.0E$ ):  $1.37D + 0.5L + Q_{DE}$
- Gravity and earthquake loads ( $0.9D - 1.0E$ ):  $0.73D - Q_{DE}$

**12.5.2.5.7 Isolation system stability load combinations (Standard Sec. 17.2.4.6).**

- Maximum short term load on isolator units ( $1.2D + 1.0L + |E|$ ):  $1.45D + 1.0L + Q_{MCE}$
- Minimum short term load on isolator units ( $0.8D - |E|$ ):  $0.8D - Q_{MCE}$

Note that in the above combinations, the vertical earthquake load ( $0.2S_{MS}D$ ) component of  $|E|$  is included in the maximum (downward) load combination but excluded from the minimum (uplift) load combination. It is the author's opinion that vertical earthquake ground shaking is of a dynamic nature, changing direction too rapidly to affect appreciably uplift of isolator units and need not be used with the load combinations of Standard Section 17.2.4.6 for determining minimum (uplift) vertical loads on isolator units due to the  $MCE_R$ .

**12.5.3 Seismic Force Analysis**

**12.5.3.1 Basic approach to modeling.** To expedite calculation of loads on isolator units and other elements of the seismic-force-resisting system, a three-dimensional model of the EOC is developed and analyzed using the ETABS computer program (CSI, 2009). While there are a number of commercially available programs to choose from, ETABS is selected for this example since it permits the automated release of tension in isolator units subject to uplift and has built-in elements for modeling other nonlinear properties of isolator units. Arguably, all of the analyses performed by the ETABS program could be done by hand or by spreadsheet calculation (except for confirmatory response history analyses).

The ETABS model is used to perform the following types of analyses and calculations:

- Gravity Load Evaluation. Calculate maximum long-term load ( $1.2D + 1.6L$ ) on isolator units (Guide Table 12.5-1).
- ELF Procedure (and RSA). Calculate gravity and reduced design earthquake load response for design of the superstructure (ignoring uplift of isolator units).
- Nonlinear Static Analysis (with ELF loads). Calculate gravity and unreduced design earthquake load response for design of the isolation system and foundation (considering uplift of isolator units).
- Nonlinear Static Analysis (with ELF loads). Calculate gravity and unreduced design earthquake load response to determine maximum short-term load (downward force) on isolator units (Guide Table 12.5-5) and minimum short-term load (downward force) of isolator units (Guide Table 12.5-6).
- Nonlinear Static Analysis (with ELF loads). Calculate gravity and unreduced  $MCE_R$  load response to determine maximum short-term load (downward force) on isolator units (Guide

Table 12.5-7) and minimum short-term load (uplift displacement) of isolator units (*Guide* Table 12.5-8)

- Nonlinear Response History Analysis. Calculate gravity and scaled design earthquake or  $MCE_R$  ground motion response (average of seven records) for key response parameters:
  1. Design earthquake and  $MCE_R$  displacement (including uplift) of isolator units (*Guide* Table 12.5-12).
  2. Design earthquake and  $MCE_R$  peak story shears (*Guide* Table 12.5-14).
  3.  $MCE_R$  short-term load (downward force) on isolator units (*Guide* Table 12.5-15).

The *Standard* requires modal response spectrum analysis or seismic response history analysis for the EOC (see *Guide* Table 12.2-1). In general, the modal response spectrum method of dynamic analysis is considered sufficient for facilities that are located at a stiff soil site, which have an isolation system meeting the criteria of *Standard* Section 17.4.1, Item 7. However, nonlinear static analysis is used for the design of the EOC, in lieu of modal response spectrum analysis, to permit explicit modeling of potential uplift of isolator units. For similar reasons, nonlinear seismic response history analysis is used to verify design parameters with explicit modeling of potential uplift of isolator units.

Chapter 17 of the *Standard* does not define methods for nonlinear static analysis of base-isolated structures. For this example, nonlinear static loads are applied in one orthogonal direction at a time and the more critical value of the response of the parameter of interest is used for design. In the author's opinion, uni-directional application of earthquake load (in lieu of a 100 percent, 30 percent combination) is considered appropriate for static loads which are based on the maximum direction of response (the new ground motion criterion of the *Provisions*) when used with a conservative distribution of force over height (i.e., ELF distribution of force as described by *Standard* Eq. 17.5-9).

**12.5.3.2 Detailed modeling considerations.** Rather than a complete description of the ETABS model, key assumptions and methods used to model elements of the isolation system and superstructure are described below.

**12.5.3.2.1 Mass eccentricity.** *Standard* Section 17.6.2.1 requires consideration of mass eccentricity. Because the building in the example is doubly symmetric, there is no actual eccentricity of building mass (but such would be modeled if the building were not symmetric). Modeling of accidental mass eccentricity would require several analyses, each with the building mass located at different eccentric locations (for example, four quadrant locations in plan). This is problematic, particularly for dynamic analysis using multiple ground motion inputs. In this example, only a single (actual) location of mass eccentricity is considered and calculated demands are increased moderately for the design of the seismic force-resisting system and isolation system to account for accidental eccentricity (e.g., peak displacements calculated by dynamic analysis are increased by 10 percent for design of the isolation system).

**12.5.3.2.2 P-delta effects.** P-delta moments in the foundation and the first-floor girders just above isolator units due to the large lateral displacement of the superstructure are modeled explicitly. For this example which uses a "double dish" isolator configuration, the model distributes half of the P-delta moment to the structure above and half of the P-delta moment to the foundation below the isolator units. ETABS permits explicit modeling of the P-delta moment, but certain computer programs may not. In such cases, the designer must separately calculate these moments and add them to other forces for the

design of affected elements. The P-delta moments are quite significant, particularly at isolator units that resist large earthquake overturning loads along lines of lateral bracing.

**12.5.3.2.3 Isolator unit uplift.** *Standard* Section 17.2.4.7 permits local uplift of isolator units, provided the resulting deflections do not cause overstress of isolator units or other structural elements. Uplift of some isolator units is possible (for unreduced earthquake loads) due to the high seismic demand associated with the site. Accordingly, isolator units are modeled with gap elements that permit uplift when there is a net tension load on an isolator unit.

**12.5.3.2.4 Bounding values of bilinear stiffness of isolator units.** The design of elements of the seismic force-resisting system is usually based on a linear, elastic model of the superstructure. When such models are used, *Standard* Section 17.6.2.2.1 requires that the stiffness properties of nonlinear isolation system components be based on the maximum effective stiffness of the isolation system (since this assumption produces larger earthquake forces in the superstructure). Conversely, the *Standard* requires that calculation of isolation system displacements be based on the minimum effective stiffness of the isolation system (since this assumption produces larger isolation system displacements).

The concept of bounding values, as discussed above, applies to all analysis methods. For the ELF procedure (and RSA), values of maximum effective stiffness,  $k_{Dmax}$  and  $k_{Mmax}$  are used for calculating design forces and minimum values of effective stiffness,  $k_{Dmin}$  and  $k_{Mmin}$ , are used for calculating design displacements. Where (nonlinear) response history analysis is used, isolators are explicitly modeled as bilinear hysteretic elements with upper- or lower-bound stiffness curves, respectively. Upper-bound stiffness curves are used to verify the forces used for the design of the superstructure and lower-bound stiffness curves are used to verify design displacements of the isolation system.

#### 12.5.4 Preliminary Design Based on the ELF Procedure

**12.5.4.1 Design of the isolation system.** Preliminary design of the isolation system begins with determination of isolation system properties (e.g., effective period and damping of the isolation system), which depend on the type and size of isolation bearings (e.g., friction pendulum or elastomeric bearings) and the type and size of supplementary dampers if such are also incorporated into the isolation system. The size of bearings is related to the amount of vertical load that must be supported and the maximum amount of lateral earthquake displacement that must be accommodated. Maximum earthquake displacement is a function of both the  $MCE_R$  ground motions at the building site and the effective period and damping of the isolation system. Thus, preliminary design tends to be an iterative process that involves selecting a bearing type and size that can adequately support vertical loads while accommodating maximum earthquake displacement. While some projects “fine tune” the isolation system by using bearings of different types and sizes (due to large variations in vertical load on bearings), this example uses a single bearing type and size for each of the 35 bearing locations.

Vertical loads on bearings include load combinations representing both long-term gravity loads, factored dead and live load ( $1.2D + 1.6L$ ) and short-term loads that include both gravity and seismic load effects. Seismic loads on bearings due to overturning are not known initially (they must be calculated using models of the superstructure). For the example EOC building, a trial size of bearings is based on a conservative estimate of gravity loads. The most heavily loaded column (Column C3, *Guide* Table 12.5-1) has a long-term load of approximately 600 kips and the rated capacity of bearings should be at least 600 kips.

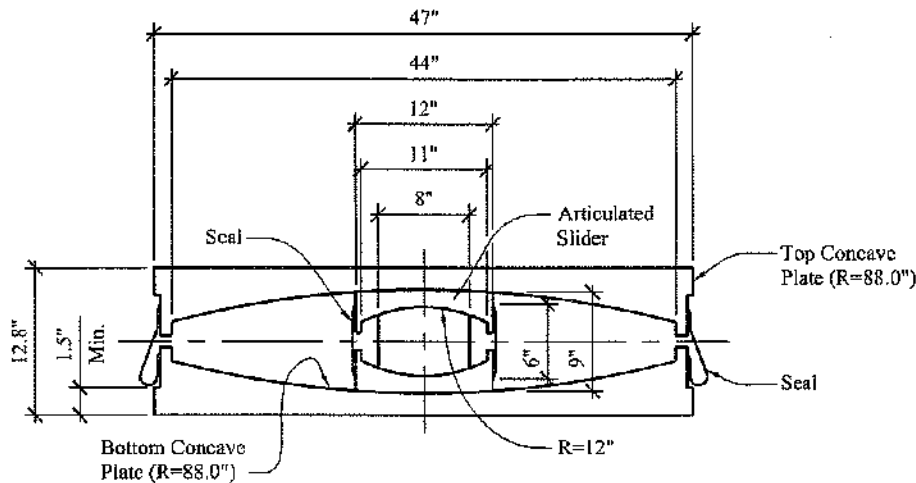
The size of bearings (the maximum lateral displacement capacity) depends on the type of system and products available, but informed choices regarding an appropriate value of effective period can be made



by constructing plots (based on ELF design formulas) such as those shown in Figure 12.3-3 for a steel SCBF superstructure. Consider, first, values of superstructure design shear,  $V_s$ . Figure 12.3-3 shows that values of superstructure design shear will be the same for all isolation systems that have an effective period,  $T_D$ , of approximately 2.5 seconds or greater. Longer effective periods reduce lateral forces (and overturning loads), but superstructure strength will be governed by minimum base shear requirements. An effective period,  $T_D$ , of approximately 2.5 seconds (and effective period,  $T_M$ , of not more than approximately 3.0 seconds) would be appropriate for isolation system with elastomeric bearings that have inherent limits on rubber stiffness and strain capacity. Friction systems can have somewhat longer periods that would not reduce the level of force required for lateral design of the superstructure but would reduce overturning loads on columns, isolators and foundations. Longer effective periods reduce forces at the expense of increased displacement, which may be infeasible or could increase the cost of other structural elements (such as a moat wall), flexible utility connections and other nonstructural components that cross the isolation interface. The differing conditions and criteria of each project must be considered in selecting appropriate (optimal) properties for the isolation system.

For this example, which incorporates friction pendulum bearings, the trial bearing size and properties (such as the curvature of the concave plates) are selected from products that are available from a specific manufacturer (EPS), which have a relatively long effective period,  $T_M$ . A long effective period will minimize loads on the superstructure but could require  $MCE_R$  displacement capacity beyond practical limits. As shown in Figure 12.3-3, an effective period of 4 seconds (or greater) would require over 36 inches of displacement and the moat clearance would need to be at least 36 inches, which would be infeasible for most projects. The design shear and displacement plots in Figure 12.3-3 are constructed with values of effective damping that closely match friction pendulum bearing properties at the response amplitudes of interest; they are valid for this type and size of bearing but not necessarily other bearing types or sizes.

Based on the preceding discussions, the double-concave friction pendulum bearing (FPT8844/12-12/8-6) shown in Figure 12.5-8 is selected for the EOC example. This bearing has concave plate radii,  $r_p$ , of 88 inches (for both top and bottom concave plates), which produces an effective period in the range of 3.5 to 4.0 seconds. Articulated slider dimensions are shown in Figure 12.5-8. The inside diameter of the concave plates (44 in.) provides approximately 33 inches of displacement capacity before the articulated slider engages the boundary of the concave plates ( 44 inches [dish diameter] minus 12 inches [slider diameter] plus approximately 1 inch [due to slider articulation]).



**Figure 12.5-8** Section view of the double-concave friction pendulum bearing (FPT8844/12-12/8-6)

The friction pendulum bearing (FPT8844/12-12/8-6) has a rated vertical load capacity of 800 kips, which can adequately support long-term loads ( $1.2D + 1.6L$ ) which are summarized in *Guide* Table 12.5-1 (the maximum long-term load is approximately 600 kips). The rated capacity of the bearing should also exceed short-term isolation system design loads ( $1.37D + 0.5L + Q_{DE}$ ), the values of which are calculated later in this section (see *Guide* Table 12.5-5). The friction pendulum bearing does not resist uplift and may not function properly should uplift occur. For this example, uplift is not permitted for short-term isolation system design loads ( $0.73D - Q_{DE}$ ), which is shown to be the case later in this section (see *Guide* Table 12.5-6). *Standard* Section 17.2.4.6 requires bearings (and other elements of the isolation system) to remain stable for the total maximum displacement of the isolation system and short-term  $MCE_R$  loads ( $1.45D + 1.0L + Q_{MCE}$  and  $0.80D - Q_{MCE}$ ). Bearing stability must be verified by prototype testing for both maximum downward loads ( $1.45D + 1.0L + Q_{MCE}$ ), which are calculated later in this section (see *Guide* Table 12.5-7) and maximum uplift displacements (due to  $0.80D - Q_{MCE}$ ), which are also calculated later in this section (See *Guide* Table 12.5-8).

In addition to basic configuration and curvature, key properties of the friction pendulum bearings include the amount of dynamic (sliding) friction and the level of static (breakaway) friction of the sliding surfaces. For double-concave bearings, sliding surfaces include (1) the surface between the top of the articulated slider and the top concave plate and (2) the surface between the bottom of the articulated slider and the bottom concave plate (and to a lesser degree, friction surfaces inside the articulated slider). For this example, bearing friction is taken to be nominally the same value for the top and bottom sliding surfaces.

The sliding friction (based on the friction coefficient) is influenced by several factors, including the following:

- Vertical load (pressure on sliding surfaces): In general, the greater the vertical-load pressure, the lower the value of the friction coefficient.

- Rate of lateral load (bearing velocity): In general, the greater the velocity, the higher the value of the friction coefficient (although the friction coefficient tends to be fairly constant at moderate and high earthquake velocities).
- Bearing temperature (surface temperature of sliding surfaces): In general, the hotter the bearing, the lower the value of the friction coefficient. Bearings get hot due to repeated cycles of earthquake load. Bearing temperature is a function of the duration of earthquake shaking (the number of cycles of dynamic load) and the friction force on the sliding surface. The greater the number of cycles of dynamic load, the hotter the bearing. The greater the friction force (due to larger vertical load or friction coefficient), the hotter the bearing.

Other factors influencing friction and sliding bearing performance include manufacturing tolerances (not all bearings can be made exactly the same) and the effects of aging and possible contamination of sliding surfaces (which should be minimal for bearings with protective seals and not exposed to the environment).

For the preliminary design of the isolation system (and subsequent analyses of the isolation system), nominal and bounding values of the sliding friction coefficient are used to construct hysteresis loops that define effective stiffness, effective period and the effective damping of the isolations system (i.e., all 35 bearings acting together) as a function of isolation system displacement. For this example, the nominal value of the friction coefficient of top and bottom concave plates is  $\mu_{p,nom} = 0.06$ , with a lower-bound value of  $\mu_{p,min} = 0.04$  and an upper-bound value of  $\mu_{p,max} = 0.08$  and the friction coefficient of the articulated slider (internal surfaces) is  $\mu_s = 0.02$ . Static breakaway friction is assumed to be less than or equal to  $\mu_{p,max}$ . A relatively large variation in the friction coefficient, a factor of 2, is used to bound all sources of friction coefficient variability, described above, including possible change in properties over the life of the bearing. As discussed later in *Guide* Section 12.5.6, isolation system properties based on assumed values must be verified by testing of isolator prototypes.

The effective stiffness (normalized by building weight),  $k_{eff,D}/W$ , may be calculated approximately as a function of bearing displacement,  $D$ , in inches for the double-concave friction pendulum bearing, as follows:

$$k_{eff,D}/W = \mu_p + \left( \frac{1}{2r_p - h_s + 2r_s - h_c} \right) D$$

where the term,  $\mu_p$ , represents nominal, upper-bound or lower-bound value of the sliding friction coefficient,  $r_p$  is the radius of the concave plates,  $h_s$  is the height of the articulated slider,  $r_s$  is the radius of the articulated slider and  $h_c$  is the height of the core of the articulated slider. Similarly, the bi-linear concepts shown in *Guide* Figure 12.1-2 are used to calculate effective period,  $T_{eff,D}$  and effective damping,  $\beta_{eff,D}$ , as a function of bearing displacement,  $D$ , in inches for the double concave friction pendulum bearing, as follows:

$$T_{eff,D} = 0.32 \sqrt{\frac{D}{k_{eff,D}/W}}$$

$$\beta_{eff,D} = 0.637 \left( \frac{DF_y - D_y k_{eff,D}/W}{D k_{eff,D}/W} \right)$$

where:

$$D_y = 2(\mu_p - \mu_s) d_s$$

$$A_y = \mu_p + \left( \frac{1}{2r_p - h_s + 2r_s - h_c} \right) D_y$$

Figures 12.5-9, 12.5-10 and 12.5-11 are plots of effective stiffness, effective period and effective damping, respectively, based on the above formulas and the geometric and sliding friction properties of the double-concave friction pendulum bearing. These curves are useful design aids that are referred to in subsequent sections when determining amplitude-dependent properties of the isolation system.

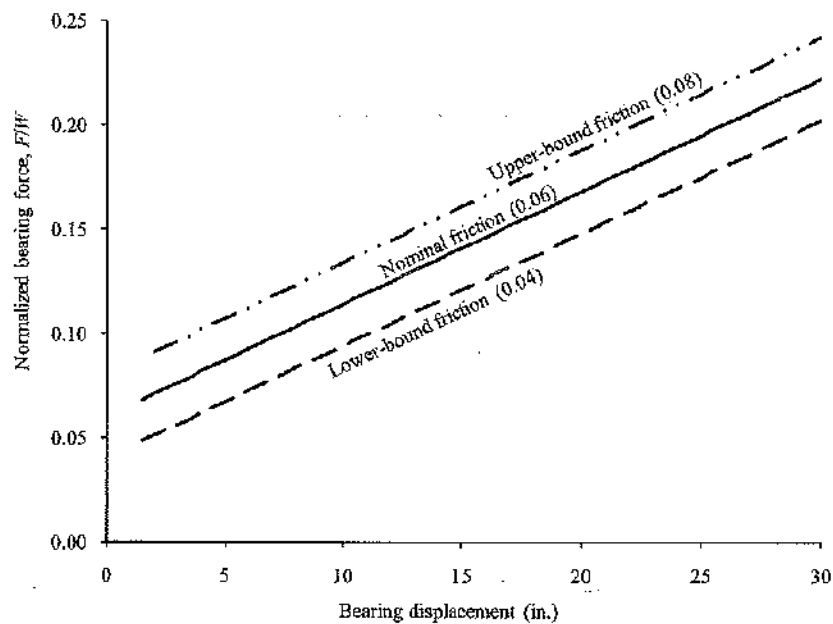
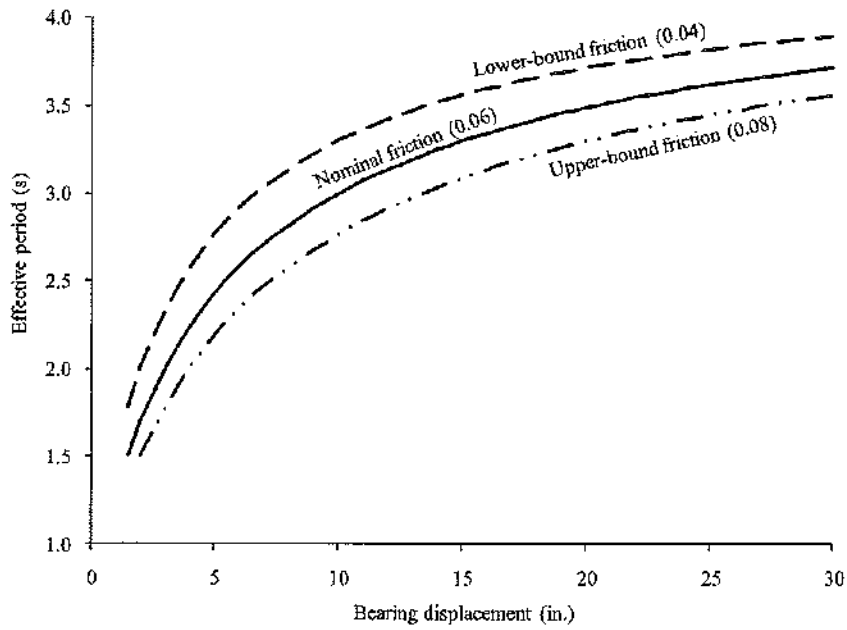
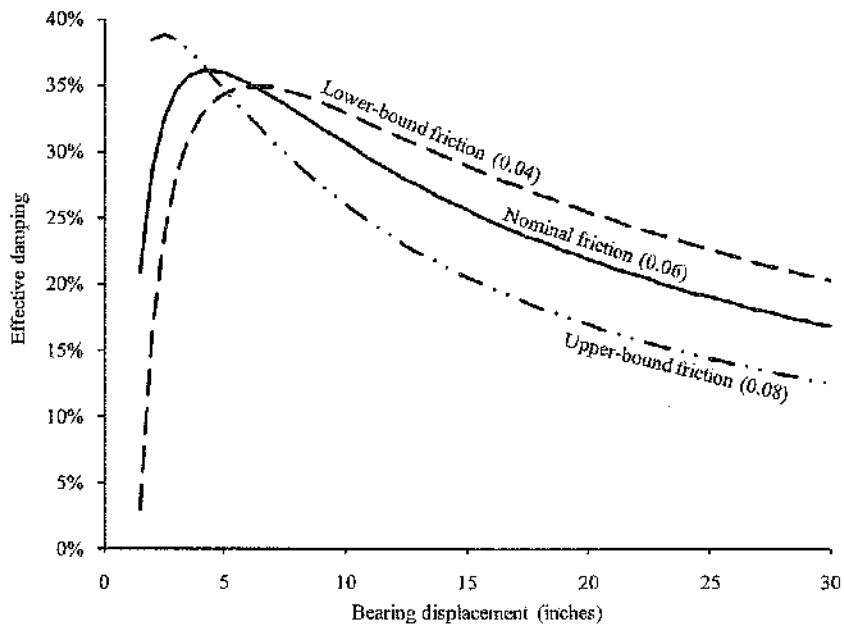


Figure 12.5-9 Effective stiffness as a function of the displacement of the double-concave friction pendulum bearing (FPT8844/12-12/8-6)



**Figure 12.5-10** Effective period as a function of the displacement of the double-concave friction pendulum bearing (FPT8844/12-12/8-6)



**Figure 12.5-11** Effective damping as a function of the displacement of the double-concave friction pendulum bearing (FPT8844/12-12/8-6)

### 12.5.4.2 Calculation of design values.

**12.5.4.2.1 Design displacements.** Preliminary design begins with the engineer's selection of the effective period (and effective damping) of the isolated structure and the calculation of the design displacements. This process is necessarily iterative, since the effective period (and effective damping) is amplitude dependent. In this example, the effective DE period of the BOC facility (i.e., effective period at design earthquake displacement) is estimated using lower-bound properties of *Guide* Figure 12.5-10 to be approximately  $T_D = 3.5$  seconds at a design displacement of  $D_D = 16.0$  inches, calculated using *Standard* Equation 17.5-1 as follows:

$$D_D = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} = (9.8) \frac{0.7(3.5)}{1.5} = 16.0 \text{ in.}$$

The 1.5 value of the damping coefficient,  $B_D$ , is given in *Standard* Table 17.5-1 assuming 20 percent effective damping at 16.0 inches of isolation system displacement, which is consistent with lower-bound effective damping shown in *Guide* Figure 12.5-11.

The same approach is used to estimate the MCE<sub>R</sub> period, in this case  $T_M = 3.9$  seconds at a maximum displacement of approximately  $D_M = 30$  inches, calculated using *Standard* Equation 17.5-3 as follows:

$$D_M = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{M1} T_M}{B_M} = (9.8) \frac{1.05(3.9)}{1.3} = 30.9 \text{ in.}$$

The 1.3 value of the damping coefficient,  $B_M$ , is given in *Standard* Table 17.5-1 assuming 13 percent effective damping at approximately 30 inches of isolation system displacement, which is consistent with lower-bound effective damping shown in *Guide* Figure 12.5-11. It may be noted from this figure that the effective damping of the isolation system and related benefits of reduced response decrease significantly with response amplitude at large displacements.

The total displacement of specific isolator units (considering the effects of torsion) is calculated based on the plan dimensions of the building, the total torsion (due to actual, plus accidental eccentricity) and the distance from the center of resistance of the building to the isolator unit of interest. Using *Standard* Equations 17.5-5 and 17.5-6, the total design displacement,  $D_{TD}$  and the total maximum displacement,  $D_{TM}$ , of isolator units located on Column Lines 1 and 7 are calculated for the critical (transverse) direction of earthquake load to be approximately 20 percent greater than  $D_D$  and  $D_M$ , respectively. *Standard* Equations 17.5-5 and 17.5-6 assume that mass is distributed in plan in proportion to isolation system stiffness, offset by 5 percent, providing no special resistance to rotation of the building above the isolation system. These assumptions are reasonable, in general, but are not appropriate for isolation systems that have inherent resistance to torsion. For example, systems which have less load on bearings at the perimeter (as is the case of most buildings) and/or more stiffness at the perimeter (due to stiffer bearings) would not experience this amount of additional response due to torsion.

For sliding systems, friction forces are roughly proportional to applied load and the center of resistance would tend to move with any change in the actual center of mass, such as that associated with accidental mass eccentricity. Accordingly, additional displacement due to accidental mass eccentricity is taken as 10 percent, the minimum value of additional displacement permitted by *Standard* Section 17.5.3.3. Applying a 10 percent increase to the design and maximum displacement values produces total design and maximum displacement (i.e., at building corners) values of  $D_{TD} = 17.6$  inches ( $1.1 \times 16.0$ ) and

$D_{TM} = 34.0$  inches ( $1.1 \times 30.9$ ), respectively, the latter of which is about the displacement capacity of the bearing.

**12.5.4.2.2 Minimum and maximum effective stiffness.** *Standard* Equation 17.5-2 expresses the effective period at the design displacement in terms of building weight (dead load) and the minimum effective stiffness of the isolation system,  $k_{Dmin}$ . Rearranging terms and solving for minimum effective stiffness results in the following:

$$k_{Dmin} = \left( \frac{4\pi^2}{g} \right) \frac{W}{T_D^2} = \left( \frac{1}{9.8} \right) \frac{9,100}{3.5^2} = 75.8 \text{ kips/in.}$$

Similarly, the minimum effective stiffness at the maximum displacement is calculated as follows:

$$k_{Mmin} = \left( \frac{4\pi^2}{g} \right) \frac{W}{T_D^2} = \left( \frac{1}{9.8} \right) \frac{9,100}{3.9^2} = 61.1 \text{ kips/in.}$$

Estimates of the maximum effective stiffness at the design displacement,  $D_D = 16.0$  inches and maximum displacement,  $D_M = 30.9$  inches, can be made using *Guide* Figure 12.5-9, which shows the upper-bound effective stiffness to be approximately 20 percent greater than the lower-bound effective stiffness at 16.0 inches and the upper-bound effective stiffness to be approximately 15 percent greater than lower-bound effective stiffness at 30.9 inches of displacement:

$$k_{Dmax} = 1.2(75.8) = 91.0 \text{ kips / in.}$$

$$k_{Mmax} = 1.15(61.1) = 70.3 \text{ kips / in.}$$

As noted earlier, the range of effective stiffness illustrated in *Guide* Figure 12.5-9 represents the isolation system as a whole rather than the range of effective stiffness associated with individual bearings and is intended to address a number of factors that influence potential variation in bearing properties, including the effects of aging and contamination, etc. A report, *Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings* (Constantinou, 1999), provides guidance for establishing a range of effective stiffness (and effective damping) properties that captures various sources of the variation over the design life of the isolator units. The range of effective stiffness of the isolation system has a corresponding range of effective periods (with different levels of spectral demand). As discussed in *Guide* Section 12.3, the longest effective period (corresponding to the minimum effective stiffness) of the range is used to define isolation system design displacement and the shortest effective period (corresponding to the maximum effective stiffness) of the range is used to define the design forces on the superstructure.

**12.5.4.2.3 Lateral design forces.** The lateral force required for the design of the isolation system, foundation and other structural elements below the isolation system is given by *Standard* Equation 17.5-7:

$$V_b = k_{Dmax} D_D = 91.0(16.0) = 1,456 \text{ kips}$$

The lateral force required for checking stability and ultimate capacity of elements of the isolation system may be calculated as follows:

$$V_{MCE} = k_{Mmax} D_M = 70.3(30.9) = 2,172 \text{ kips}$$



The (unreduced) base shear of the design earthquake is approximately 16 percent of the weight of the EOC and the (unreduced) base shear of the MCE is approximately 24 percent of the weight. Subject to the limits of *Standard* Section 17.5.4.3, the design earthquake base shear,  $V_s$ , is reduced by the  $R_f$  factor in accordance with *Standard* Equation 17.5-8:

$$V_s = \frac{k_{D_{max}} D_D}{R_f} = \frac{91.0(16.0)}{2.0} = 728 \text{ kips}$$

This force is only approximately 8 percent of the dead load weight of the EOC, which is less than the limits of Item 3 of Section 17.5.4.3 that require a minimum base shear of at least 1.5 times the “break-away friction level of a sliding system.” In this example, breakaway friction is assumed to be less than or equal to the maximum value of sliding friction,  $\mu_{p,max} = 0.08$ , such that the minimum design earthquake base shear,  $V_s$ , is calculated as follows:

$$V_s = 1.5 \mu_{p,max} W = 1.5(0.08)9,100 = 1,092 \text{ kips}$$

which is substantially less than the lateral force that would be required for the design of a conventional, fixed-base, EOC building of the same size and height, seismic force-resisting system and site seismic conditions. Story shear forces on the superstructure are distributed vertically over the height of the structure in accordance with *Standard* Equation 17.5-9, as shown in Table 12.5-4.

**Table 12.5-4** Vertical Distribution of Reduced Design Earthquake Forces ( $V_s = 1,092$  kips)

Floor level, $x$ (Story)	Floor weight, $w_x$ (kips)	Cumulative weight (kips)	Height above isolation system, $h_x$ (ft)	Story force, $F_x$ , (kips) ( <i>Standard</i> Eq. 17.5-9)	Cumulative story force (kips)	Cum. force divided by cumulative weight
PH Roof (Penthouse)	794		54			
		794		196	196	25%
Roof (Third)	2,251		42			
		3,045		432	628	21%
Third Floor (Second)	1,947		30			
		4,992		267	895	18%
Second Floor (First)	1,922		18			
		6,914		158	1,053	15%
First Floor (Isolation)	2,186		4			
		9,100		40	1,092	12%

1.0 ft = 0.3048 m, 1.0 kip = 4.45 kN.

*Standard* Equation 17.5-9 distributes lateral seismic design forces ( $V_s = 1,092$  kips) over the height of the building’s superstructure in an inverted triangular pattern, effectively doubling shear force at the roof level, as indicated by values of cumulative story force divided by weight above shown in Table 12.5-4. Because the superstructure is much stiffer laterally than the isolation system, it tends to move as a rigid

body, rather than in the first mode, with a pattern of lateral seismic forces that is typically more uniformly distributed over the height of the building. The use of a triangular load pattern for design is intended to account for higher-mode response that may be excited by superstructure flexibility and isolation system nonlinearity. *Standard* Equation 17.5-9 is also used to distribute forces over the height of the building for unreduced DE and  $MCE_R$  forces, as summarized in Table 12.5-5. Unreduced forces are required for design of isolator units.

**Table 12.5-5** Vertical Distribution of Unreduced Design Earthquake and  $MCE_R$  Forces

Story	Design Earthquake Forces			$MCE_R$ Forces		
	Story force, $F_x$ (kips) ( <i>Standard</i> Eq. 17.5-9)	Cumulative story force (kips)	Cum. force divided by cumulative weight	Story force, $F_x$ (kips) ( <i>Standard</i> Eq. 17.5-9)	Cumulative story force (kips)	Cum. force divided by cumulative weight
Penthouse	261	261	33%	389	389	49%
Third	576	837	27%	859	1,248	41%
Second	356	1,192	24%	530	1,778	35%
First	211	1,403	20%	315	2,093	30%
Isolation	53	1,456	16%	79	2,172	24%

**12.5.4.2.4 Design earthquake forces for isolator units.** Tables 12.5-6 and 12.5-7 show the maximum and minimum downward forces for design of the isolator units. These forces result from the simultaneous application of gravity loads and unreduced design earthquake story forces, summarized in Table 12.5-5, to the ETABS model of the EOC. (See *Guide* Sec. 12.5.2.5 for the design load combinations.) As described in *Guide* Section 12.5.2.5, loads are applied separately in the two horizontal directions and results for both directions are reported in these tables (i.e., x direction / y direction). All values in Table 12.5-7 are positive, indicating that uplift does not occur at any bearing location for unreduced DE loads.

**Table 12.5-6** Maximum Downward Force (kips) for Isolator Design ( $1.37D + 0.5L + Q_{DE}$ )<sup>\*</sup>

Line	Maximum downward force (kips)			
	1	2	3	4
A	225 / 225	383 / 498	334 / 356	336 / 359
B	480 / 389	590 / 668	674 / 700	633 / 812
C	349 / 328	641 / 709	632 / 631	586 / 570

1.0 kip = 4.45 kN

<sup>\*</sup> Forces at Column Lines 5, 6 and 7 (not shown) are similar to those at Column Lines 3, 2 and 1, respectively, loads at Column Lines D and E (not shown) are similar to those at Column Lines B and A, respectively.

**Table 12.5-7** Minimum Downward Force (kips) for Isolator Design ( $0.73D - Q_{DE}$ )\*

Line	Maximum downward force (kips)			
	1	2	3	4
A	84 / 85	160 / 65	149 / 128	150 / 135
B	67 / 146	144 / 58	197 / 199	224 / 56
C	125 / 146	235 / 160	269 / 265	234 / 223

1.0 kip = 4.45 kN

\* Forces at Column Lines 5, 6 and 7 (not shown) are similar to those at Column Lines 3, 2 and 1, respectively; loads at Column Lines D and E (not shown) are similar to those at Column Lines B and A, respectively.

**12.5.4.2.5 MCE<sub>R</sub> forces and displacements for isolator units.** Simultaneous application of gravity loads and unreduced MCE<sub>R</sub> story forces, as summarized in Table 12.5-5, to the ETABS model of the EOC results in the maximum downward forces on isolator units shown in Guide Table 12.5-8 and the maximum uplift displacements shown in Table 12.5-9. The load orientations and MCE<sub>R</sub> load combinations are described in Guide Section 12.5.2.5. Table 12.5-9 shows that uplift did not occur at most bearing locations and was very small at the few locations where MCE<sub>R</sub> overturning forces exceeded factored gravity loads.

**Table 12.5-8** Maximum (MCE<sub>R</sub>) Downward Force (kips) on Isolator Units ( $1.45D + 1.0L + Q_{MCE}$ )\*

Line	Maximum downward force (kips)			
	1	2	3	4
A	269 / 270	467 / 644	404 / 439	406 / 445
B	616 / 476	754 / 869	845 / 883	793 / 1,063
C	430 / 395	804 / 905	785 / 783	732 / 705

1.0 kip = 4.45 kN.

\* Forces at Column Lines 5, 6 and 7 (not shown) are similar to those at Column Lines 3, 2 and 1, respectively; loads at Column Lines D and E (not shown) are similar to those at Column Lines B and A, respectively.

**Table 12.5-9** Maximum (MCE<sub>R</sub>) Uplift Displacement (in.) of Isolator Units ( $0.8D - Q_{MCE}$ )\*

Line	Maximum uplift displacement (in.)			
	1	2	3	4
A	No Uplift	No Uplift	No Uplift	No Uplift
B	No Uplift	0 / 0.007	No Uplift	0 / 0.011
C	No Uplift	No Uplift	No Uplift	No Uplift

1.0 in. = 25.4 mm.

\* Displacements at Column Lines 5, 6 and 7 (not shown) are similar to those at Column Lines 3, 2 and 1, respectively; displacements at Column Lines D and E (not shown) are similar to those at Column Lines B and A, respectively.

**12.5.4.2.6 Limits on dynamic analysis.** The displacements and forces determined by the ELF procedure provide a basis for expeditious assessment of size and capacity of isolator units and the required strength of the superstructure. The results of the ELF procedure also establish limits on design parameters when dynamic analysis is used as the basis for design. Specifically, the total design displacement,  $D_{TD}$  and the total maximum displacement of the isolation system,  $D_{TM}$ , determined by dynamic analysis cannot be less than 90 percent and 80 percent, respectively, of the corresponding ELF procedure values:

$$D_{TD, dynamic} \geq 0.9D_{TD, ELF} = 0.9(17.6) = 15.8 \text{ in.}$$

$$D_{TM, dynamic} \geq 0.8D_{TM, ELF} = 0.8(34.0) = 27.2 \text{ in.}$$

Similarly, the lateral force,  $V_b$ , required for design of the isolation system, foundation and all structural elements below the isolation system and the lateral force,  $V_s$ , required for design of the superstructure determined by dynamic analysis are limited to 90 percent and 80 percent, respectively, of the ELF procedure values:

$$V_{b, dynamic} \geq 0.9V_{b, ELF} = 0.9(1,456) = 1,310 \text{ kips } (= 0.144W)$$

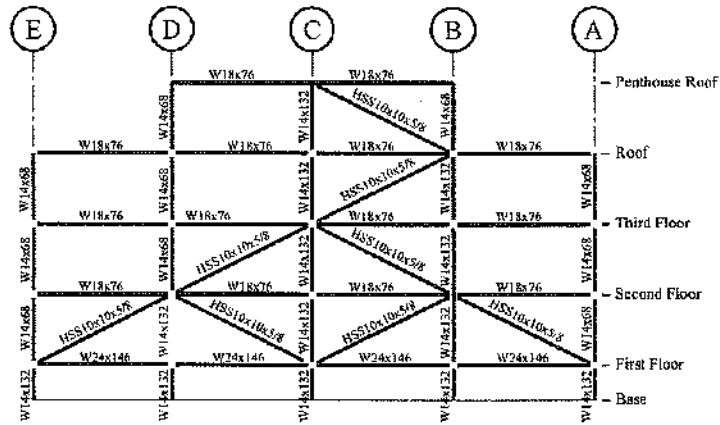
$$V_{s, dynamic} \geq 0.8V_{s, ELF} = 0.8(1,092) = 874 \text{ kips } (= 0.096W)$$

As an exception to the above, lateral forces less than 80 percent of the ELF results are permitted for design of superstructures of regular configuration, if justified by response history analysis (which is seldom, if ever, the case). However,  $V_{s, dynamic}$  is also subject to the limits of Section 17.5.4.3 for response history analysis (and also, by inference, for response spectrum analysis) which govern the value of  $V_{s, ELF}$  in this example and thus govern the minimum value of design base shear (regardless of the analysis method used for design):

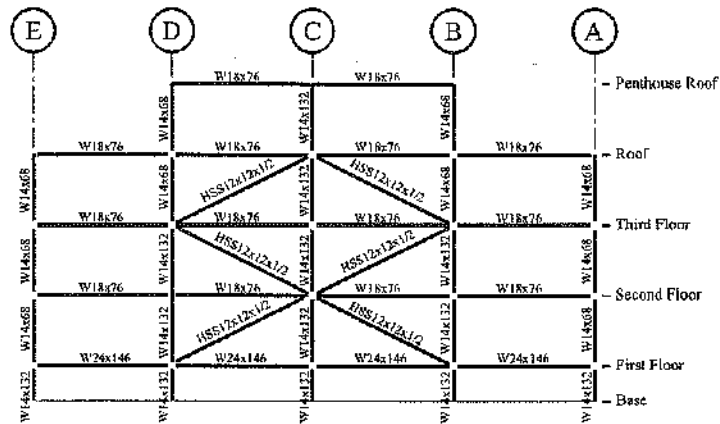
$$V_{s, dynamic} \geq V_{s, ELF} = 1.0(1,092) = 1,092 \text{ kips } (= 0.12W)$$

**12.5.4.3 Preliminary design of the superstructure.** The lateral forces, developed in the previous section, in combination with gravity loads, provide a basis for preliminary design of the superstructure, using methods similar to those used for a conventional building. In this example, selection of member sizes was made based on the results of ETABS model calculations. Detailed descriptions of the design calculations are omitted, since the focus of this section is on design aspects unique to isolated structures (i.e., the design of the isolation system, which is described in the next section).

Figures 12.5-12 and 12.5-13 are elevation views at Column Lines 2 and B, respectively. Figure 12.5-14 is a plan view of the building that shows the framing at the first floor level.



a) Lines 2 and 6



b) Line 4

Figure 12.5-12 Elevation of framing on Column Lines 2, 4 and 6

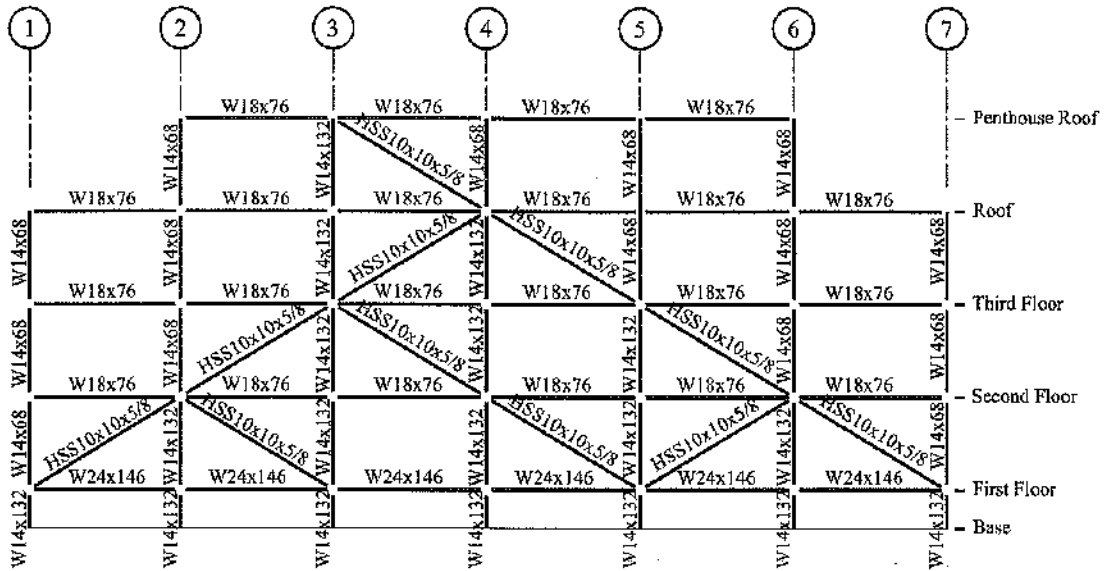


Figure 12.5-13 Elevation of framing on Column Lines B and D

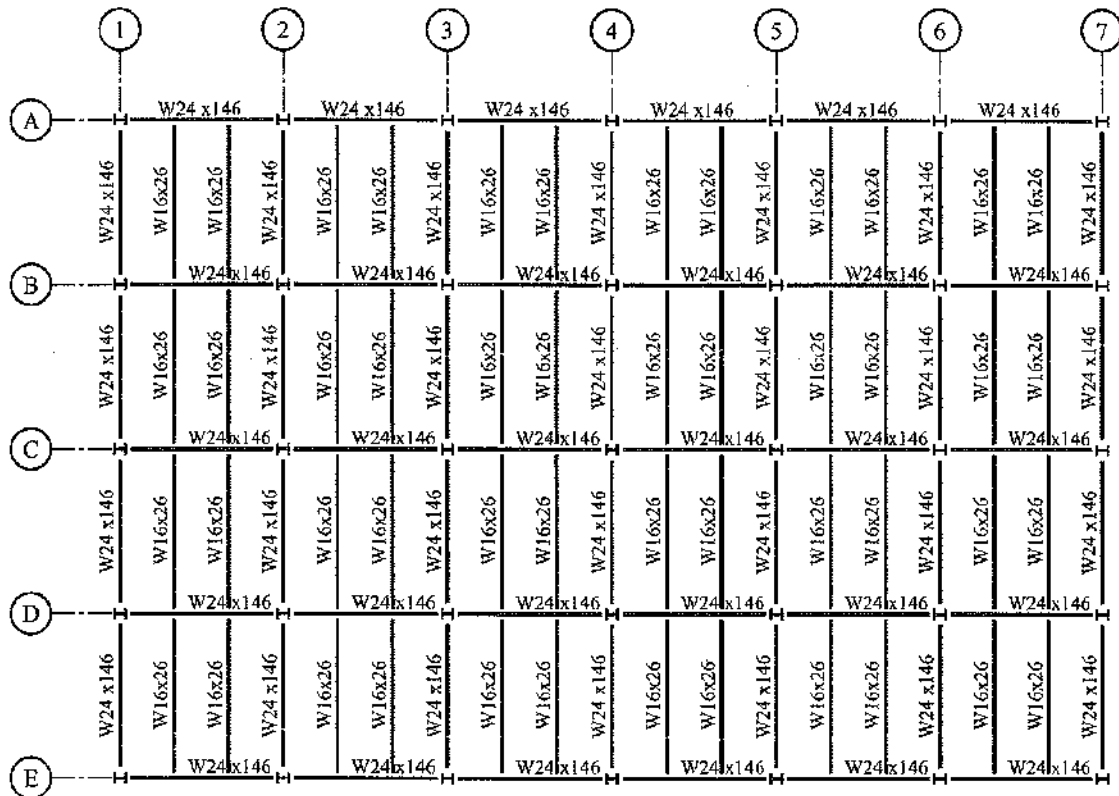


Figure 12.5-14 First floor framing plan

As shown in the elevations (Figures 12.5-12 and 12.5-13), relatively large (HSS 10×10×5/8) tubes are conservatively used throughout the structure for diagonal bracing. A quick check of these braces indicates that stresses will be at or below yield for earthquake loads. For example, the four braces at the third story, on Lines 2, 4 and 6 (critical floor and direction of bracing) resist a reduced design earthquake force of approximately 175 kips (628 kips / 4 braces × cos[25°]), on average. The corresponding average brace stress is only approximately 8 ksi (for reduced design earthquake forces) and only approximately 11 ksi and 16 ksi for unreduced DE and MCE<sub>R</sub> earthquake forces, respectively, indicating that the structure is expected to remain elastic even for MCE<sub>R</sub> demand.

As shown in Figure 12.5-14, the first-floor framing has relatively heavy, W24×146 girders along lines of bracing (Lines B, D, 2, 4 and 6). These girders resist P-delta moments as well as other forces. A quick check of these girders indicates that only limited yielding is likely, even for the MCE<sub>R</sub> loads (and approximately 3 feet of MCE<sub>R</sub> displacement). Girders on Line 2 that frame into the column at Line B (critical columns and direction of framing) resist a P-delta moment due to the MCE<sub>R</sub> force of approximately 800 kip-ft (1,063 kips / 2 girders × 3 feet / 2). Additional moment in these girders due to MCE<sub>R</sub> shear force in isolators is approximately 500 kip-ft (1,063 kips × 0.24 × 4 feet / 2 girders). Thus, total moment is approximately 1,300 kips due to gravity and MCE<sub>R</sub> loads (and 3 feet of MCE<sub>R</sub> displacement), which is conservatively less than the plastic capacity of these girders (i.e.,  $\phi_b M_p = 1,570$  kip-ft).

**12.5.4.4 Isolator connection detail.** The isolation system has a similar detail at each column for the example EOC, as shown in Figure 12.5-15. The column has a large, stiffened base plate that bears directly on the top of the isolator unit. The column base plate is circular, with a diameter comparable to that of the top plate of the isolator unit. Heavy, first-floor girders frame into and are moment connected to the columns (moment connections are required at this floor only). The columns and base plates are strengthened by plates that run in both horizontal directions, from the bottom flange of the girder to the base. Girders are stiffened above the seat plates and at temporary jacking locations. The top plate of the isolator unit is bolted to the column base plate and the bottom plate of the isolator unit is bolted to the foundation. The foundation (and grout) directly below the isolator must have sufficient strength to support concentrated bearing loads from the concave plate and articulated slider above (for all possible lateral displacements of the isolator). Similarly, the column base plate and structure just above the isolator must have sufficient strength to transfer concentrated bearing loads to the concave plate and articulated slider below.

The foundation connection accommodates the removal and replacement of isolator units, as required by *Standard* Section 17.2.4.8. Anchor bolts pass through holes in this plate and connect to threaded couplers that are attached to deeply embedded rods. Figure 12.5-15 illustrates connection details typical of isolated structures; other details could be developed that work just as well and certainly details would be different for structures that have a different configuration or material.



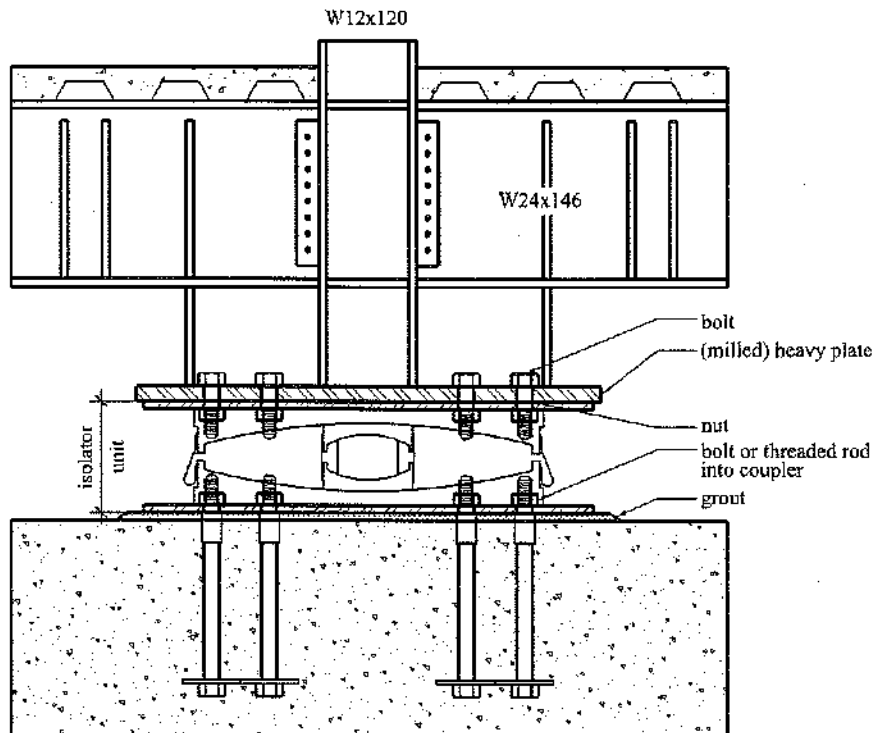


Figure 12.5-15 Typical detail of the isolation system at columns  
(for clarity, some elements are not shown)

With the exception of the portion of the column above the first-floor slab, each element shown in Figure 12.5-11 is an integral part of the isolation system (or foundation) and is designed for the gravity and unreduced design earthquake loads. In particular, the first-floor girder, the connection of the girder to the column and the connection of the column to the base plate are designed for gravity loads and forces caused by horizontal shear and P-delta effects due to the unreduced design earthquake loads (as shown earlier in *Guide* Figure 12.4-1).

#### 12.5.5 Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

The *Standard* requires dynamic analysis for design of isolated buildings like the example EOC that are located at sites with 1-second spectral acceleration,  $S_1$ , greater than or equal to 0.6g (see *Guide* Table 12.2-1). The *Standard* also requires that the dynamic analysis requirement be satisfied using response history analysis (RHA) for isolated buildings like the example EOC that have an isolation systems that does not fully comply with the criteria of Item 7 of *Standard* Section 17.4.1. In practice it is common to use the RHA procedure to verify the design of structures with sliding or high-damping isolation systems.

This example uses RHA to determine final design displacements of the isolation system and to confirm that ELF-based forces used for preliminary design of the superstructure and isolation system are valid. While results of RHA could be used to refine the preliminary design of the superstructure (e.g., reduce size of lateral bracing, etc.), this example uses RHA primarily for “design verification” of key global

response parameters (i.e., confirmation of ELF-based story shear force). If the RHA procedure were used as the primary basis for superstructure design, then response results would be required for design of individual elements, rather than for checking a limited number of global response parameters.

**12.5.5.1 Ground motion records.** The RHA procedure evaluates DE and  $MCE_R$  response of the example EOC using the set of seven ground motion records previously described in *Guide* Section 12.5.4.4. Seven records are used for RHA so that the average value of the response parameter of interest can be used for design (or design verification).

Each record has two horizontal components, one of which is identified as the “larger” component in terms of spectral acceleration at the effective period of the isolation system (i.e., 3.9 seconds). The ground motion records are grouped (oriented) in terms of the larger component (Step 2) and are applied to the analytical model (Step 4) in accordance with procedure recommended in *Guide* Sec. 12.4.4.

*Guide* Table 12.5-2 summarizes key source and site properties used as the basis for record selection and *Guide* Table 12.5-3 summarizes factors used to scale each record to match design earthquake and  $MCE_R$  response spectra, respectively. *Guide* Figure 12.5-7 compares the average spectra of the seven scaled records (for the SRSS combination of components and the larger component, respectively) with the  $MCE_R$  response spectrum demonstrating compliance with scaling requirements of *Standard* Section 17.3.2 and the recommendations of *Guide* Section 12.4.4 (Step 3).

**12.5.5.2 ETABS models.** The ETABS computer program is used for RHA of analytical models of the isolated structure, as previously discussed in *Guide* Section 12.5.3. Two basic ETABS models are developed for RHA analysis, both having the same superstructure but representing lower-bound and upper-bound stiffness properties of isolators (FP bearings), respectively.

Elements of the superstructure and isolation system (other than the isolators) are modeled as linear elastic elements based on member sizes developed by preliminary design (*Guide* Section 12.5.4.3). Elements are not expected to yield significantly, even for  $MCE_R$  response and the assumption of linear elastic behavior is quite reasonable. For RHA, ETABS internally calculates modal damping based on the hysteretic properties of the nonlinear elements (isolators) and an additional amount of user-specified modal damping. For the EOC example, additional damping is limited to 2 percent of critical for all modes, since the steel superstructure remains essentially linear elastic.

Two types of isolator nonlinearity are modeled explicitly. First, gap elements, just above each isolator, model potential uplift of the isolation system. The gap elements transmit downward (compressive) forces but release and permit upward displacement of the structure, if upward (tension) forces occur. The purpose of the gap elements is to check for possible uplift due to overturning loads exceeding factored gravity loads and to calculate the maximum amount of vertical displacement, should uplift occur. The second type of isolator nonlinearity is that associated with horizontal force-deflection properties of isolators.

For this example, nonlinear force-deflection properties of the isolator units are modeled using the ETABS nonlinear “Isolator2” element. This element was originally developed for FP bearing with a single concave plate and requires the user to input the initial stiffness (effective stiffness before the articulated slider displaces on the concave plate), the friction coefficient properties and the radius of the concave plate. For the double concave FP bearing of this example, an “effective” radius,  $r_{eff}$ , is used to account for simultaneous sliding of the articulated slider on the two concave plates. The effective radius,  $r_{eff}$ , of the two dishes is 185 inches, based on the radius of each concave plate ( $r_p = 88$  inches), the height of the articulated slider ( $h_s = 9$  inches), the radius of the articulated slider ( $r_s = 12$  inches) and the height of the internal core ( $h_c = 6$  inches):

$$r_{eff} = 2r_p - h_s + 2r_s - h_c = 2 \times 88 \text{ in.} - 9 \text{ in.} + 2 \times 12 \text{ in.} - 6 \text{ in.} = 185 \text{ inches}$$

The Isolator2 element simulates bilinear, hysteretic behavior commonly used to model the nonlinear properties of friction-pendulum bearings, although the double-concave configuration generally requires more sophisticated representation of bearing properties. For example, very complex models of this bearing have been developed and implemented in 3D-BASIS (Constantinou, et al.) and SAP2000 (CSI). Use of these more sophisticated models would be required for double-concave friction pendulum bearings configured to have different friction coefficients for the surfaces of top and bottom concave plates, respectively, or for projects which explicitly model the stiffening effects of articulated slider engagement with the boundary of concave plates. Such modeling is not required for the EOC example and the bilinear curve of the Isolator2 element (available in ETABS) is used for design verification.

The Isolator2 element requires the user to input three sliding friction parameters: (1) the “fast” value of the sliding coefficient of friction, (2) the “slow” value of the sliding coefficient of friction and (3) a “rate” parameter that essentially governs transition between slow and fast properties (e.g., when the bearing reaches peak displacement and reverses direction of travel). For the Isolator2 element, “fast” represents velocities in excess of approximately 1 to 2 inches per second. Typically, during strong ground motions, such as those of this example, sliding velocities are well in excess of 2 inches per second and isolation system response is dominated by “fast” sliding friction properties.

Lower-bound and upper-bound values of sliding friction coefficient are used to represent lower-bound and upper-bound values FP bearing of “stiffness,” as previously discussed in *Guide* Section 12.5.4.1. Lower-bound and upper-bound values of sliding friction coefficient, 4 percent and 8 percent respectively, are used to model “fast” sliding friction properties of the FP bearings. One-half of these values, 2 percent and 4 percent respectively, are used to model “slow” sliding friction properties. These values are consistent with observed behavior (“slow” properties are approximately one-half of “fast” properties) and have little influence on peak dynamic response.

Figure 12.5-16 illustrates hysteresis loops based on upper-bound and lower-bound stiffness properties of FP bearings, normalized by vertical load ( $P$ ). The slope of these loops is proportional to the inverse of the effective radius (185 inches) and the thickness (vertical height) of these loops is twice the value of the sliding friction coefficient. The upper-bound loop, plotted to  $D_D = 16$  inches, is based on 8 percent sliding friction and the lower-bound loop, plotted to  $D_M = 30.9$  inches, is based on 4 percent sliding friction. The hysteresis loops shown in Figure 12.5-16 could be modeled using appropriate values of bilinear element.

While the bearings of this example all have identical properties, stiffness varies as a function of vertical load (since friction force is a function of vertical load). Thus, values of the initial stiffness (a required parameter of the Isolator2 element of ETABS) are a function of vertical load. While technically different for each bearing, the same value of initial stiffness is assumed for bearings that have similar amounts of vertical load. Table 12.5-10 provides values of initial FP bearing stiffness for three bearing load groups (regions): Region A: bearings at interior column locations with heavier loads (15 locations), Region B: bearings at perimeter column locations, except corners (16 locations) and Region C: bearings at corner columns with lighter loads (4 locations). Similarly, Table 12.5-11 shows values of effective isolator stiffness, corresponding to 16 inches of peak design earthquake and 30.9 inches of peak  $MCE_R$  response, respectively. Values of effective stiffness shown in Table 12.5-11 are not required for response history analysis but would be required (along with corresponding values of the damping coefficient) for response spectrum analysis using ETABS.

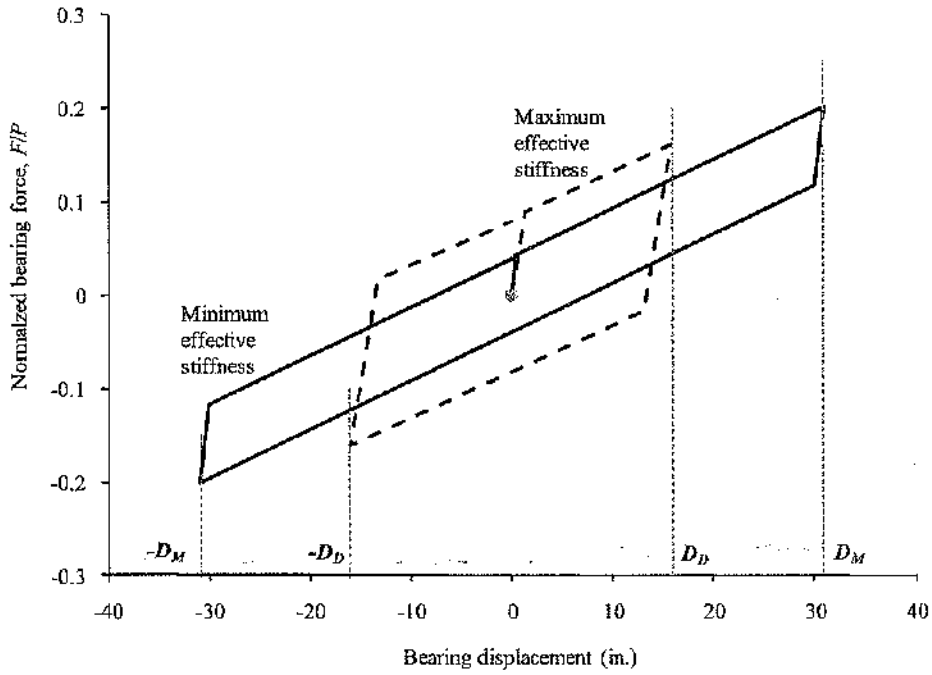


Figure 12.5-16 Example hysteresis loops used to model EOC bearings  
(1.0 in. = 25.4 mm)

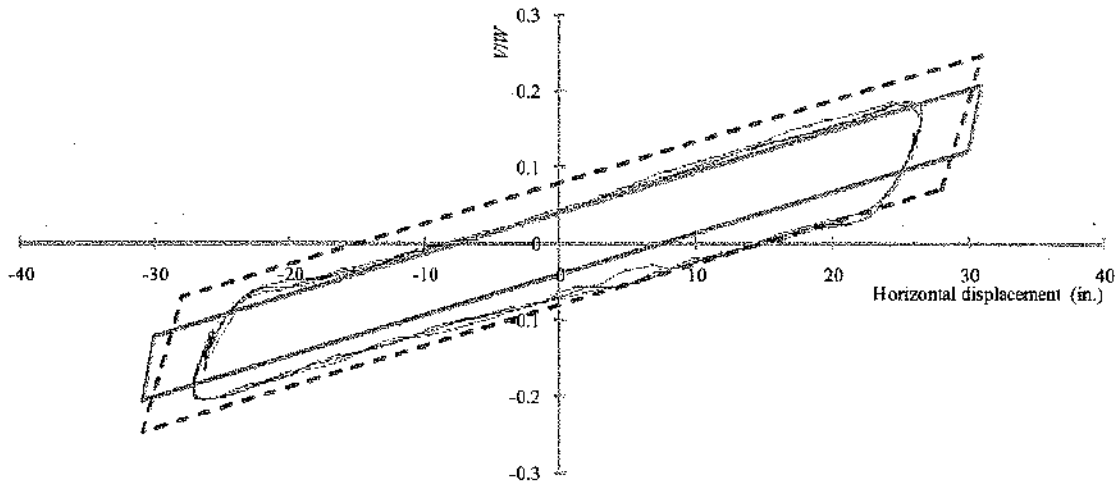
Table 12.5-10 Summary of Initial Stiffness Properties of FP Bearings Used in ETABS Response History Analysis of the Example EOC

Region	Bearing Load Group			Bearing Initial Stiffness (kips/in.)	
	Column Location	Number of Bearings	Average Load (kips)	Lower-Bound (4% Friction)	Upper-Bound (8% Friction)
A	Interior	15	325	13.5	9.0
B	Perimeter	16	230	9.6	6.4
C	Corner	4	135	5.6	3.8
All	All	35	260	10.8	7.2

**Table 12.5-11** Summary of Effective Stiffness Properties of FP Bearings of the Example EOC Building (Appropriate for Response Spectrum Analysis)

Bearing Load Group	Bearing Effective Stiffness (kips/in.)			
	Design Earthquake Response (at $D_D = 16.0$ in.)		MCE <sub>R</sub> Response (at $D_M = 30.9$ in.)	
Region	Lower-Bound (4% Friction)	Upper-Bound (8% Friction)	Lower-Bound (4% Friction)	Upper-Bound (8% Friction)
A	2.57	3.38	2.18	2.60
B	1.82	2.39	1.54	1.84
C	1.07	1.40	0.90	1.08
All	2.06	2.71	1.74	2.08

For isolators with known properties, parameters defining bilinear stiffness may be based on test data provided by the manufacturer. For example, Figure 12.5-17 compares hysteresis loops based on upper-bound and lower-bound stiffness properties (normalized by weight) with actual hysteresis loops of cyclic load tests of a prototype of the double-concave friction pendulum bearing. In this case, design loops are constructed for the same peak displacement (approximately 30 inches) as that of the prototype test. Test results indicate an average effective stiffness (normalized by vertical load) of  $k_{eff}/P = 0.0074$  kip/in./kip at 30 inches of peak displacement that is well bounded by maximum and minimum values of effective stiffness  $k_{Mmin} = 0.0067$  kip/in./kip (1.74 kips/in. / 260 kips) to  $k_{Mmax} = 0.0080$  kip/in./kip (2.08 kips/in. / 260 kips), respectively. Test results also indicate an average effective damping of approximately 18 percent for the three cycles of prototype testing, which supports the use of an effective damping value,  $\beta_M = 15$  percent, for calculating MCE<sub>R</sub> response (ELF procedure).



**Figure 12.5-17** Comparison of modeled and tested hysteresis loops for EOC bearings  
(1.0 in. = 25.4 mm, 1.0 kip/in. = 0.175 kN/mm)

**12.5.5.3 Analysis process.** The two primary ETABS models, incorporating lower-bound (4 percent sliding friction) and upper-bound (8 percent sliding friction) properties are analyzed for the set of seven ground motion records applied to the models in each of four orientations of the larger component of

records with respect to the primary horizontal axes of the model: (1) positive X-axis direction, (2) negative X-axis direction, (3) positive Y-axis direction and (4) negative Y-axis direction, respectively.

The average value of the parameter of interest is calculated for each of four record set orientations and the more critical value of positive and negative orientations of the record set is used for design verification in the (x or y) direction of interest (e.g., story shear in the x direction). The more critical value of each of the four record set orientations is used for design verification when the response parameter of interest is not direction dependent (e.g., peak isolation system displacement). This process is repeated for ground motion records scaled to DE and  $MCE_R$  spectral accelerations.

Although a large number of data are generated by these analyses, only limited number of response parameters is required for design verification. Response parameters of interest include the following:

- Design Earthquake:
  1. Peak isolation system displacement
  2. Peak story shear forces (envelope over building height)
- Maximum Considered Earthquake:
  1. Peak isolation system displacement
  2. Peak downward load on any isolator unit ( $1.45D + 1.0L + Q_{MCE}$ )
  3. Peak uplift displacement of any isolator unit ( $0.8D - Q_{MCE}$ ).

**12.5.5.4 Summary of results of response history analyses.** RHA results are generally consistent with and support design values based on ELF formulas. The ETABS model with lower-bound stiffness properties (4 percent sliding friction) governs peak isolation system displacements. The lower-bound stiffness model also governs peak uplift displacement of isolators. The ETABS model with upper-bound stiffness properties (8 percent sliding friction) governs peak story shear forces and peak downward loads on isolators, although the value of the response parameters typically are similar for the two ETABS models. Specific results are summarized and compared to ELF values in the following sections.

**12.5.5.4.1 Peak isolation system displacement.** Table 12.5-12 summarizes peak isolation system displacements calculated by RHA for DE and  $MCE_R$  ground motions (average displacement of seven records). RHA results show the larger value of peak displacements in the X-axis and Y-axis directions and the peak displacement in the X-Y plane. Total displacement (at corners due to rotation) is based on the minimum 10 percent increase due to accidental mass eccentricity for both ELF and RHA results. Results of the evaluation of uplift are also included in Table 12.5-12.

**Table 12.5-12** Summary of Peak DE and  $MCE_R$  Displacements of the Isolation System Calculated Using RHA (Average Displacement of Seven Records) and Comparison with DE and  $MCE_R$  Displacements Calculated Using ELF Formulas

Response Parameter	ELF Formulas	Method of Analysis	
		Maximum (X, Y)	X-Y Plane
Design Earthquake - Isolation System Displacement (inches)			
Design (Center)	16.0	15.0	15.9
Total (Corner)	17.6	16.5	17.5
Uplift	NA	No uplift (all records)	
$MCE_R$ - Isolation System Displacement (inches)			
$MCE_R$ (Center)	30.9	28.2	29.6
Total (Corner)	34.0	31.1	32.5
Uplift	NA	Less than 0.01 in. (2/7 records)	

The average value of peak DE displacement in the X-Y plane is 15.9 inches, as compared to 16.0 inches calculated using ELF formulas. The average value of peak  $MCE_R$  displacement is 29.6 inches, as compared to 30.8 inches calculated using ELF formulas. The total DE displacement is found to be 17.5 inches and the total  $MCE_R$  displacement is found to be 32.5 inches (including a 10 percent increase in displacement to account for the effects of accidental mass eccentricity not explicitly modeled in the RHA analysis).

Peak isolation system displacements calculated using RHA are slightly less than the corresponding values determined by ELF formulas, but within the RHA limits (minimum) based on ELF formulas (see *Guide* Section 12.5.4.2.6). The total  $MCE_R$  displacement of 32.6 inches is just less than the 33-inch displacement capacity of the FP bearing (displacement at which the articulated slider would engage the restraining edge of concave plates).

Uplift did not occur at bearing locations for the DE ground motions. A very small amount of uplift occurred during two of the seven  $MCE_R$  ground motion records, which is less than but consistent with the amount of uplift previously determined by nonlinear static (pushover) analysis (see *Guide* Table 12.5-8).

The *Standard* does not require the response of individual records to be used for design, or design verification, where seven or more records are used for RHA. Nonetheless, it is prudent to consider the implications of the results of individual record analyses and it is helpful to use ELF formulas to evaluate RHA results (serving as a sanity check on results). Table 12.5-12 summarizes peak displacements calculated by RHA for individual records scaled to DE and  $MCE_R$  ground motions. The results in this table are based on an application of records with the larger components aligned with the X-axis direction of the model. RHA results show values of peak displacement in the X-axis and Y-axis directions and in the X-Y plane. A couple of observations may be made. First, the peak displacement in the direction of the larger component is almost the same, on average, as the peak response in the X-Y plane. The second observation that may be made is that the displacement response varies greatly between records and that this variation is correlated directly with the variation of spectral response at long periods.

For example, peak design earthquake displacement of Record Number NF-25 (the Yarmica record from the 1999 Kocaeli earthquake) is 30.7 inches in the X-Y plane (30.5 inches in the X-axis direction), which is less than the unrestrained displacement capacity of the FP bearing, but approximately twice the average



displacement of the seven records. As shown in *Guide* Table 12.5-12, this record was scaled by 0.97 for DE analysis of the ETABS model (i.e., the as-recorded ground motions are actually slightly stronger than the scaled record). Large displacements (e.g., in excess of 30 inches) are realistic for long-period systems near active sources.

Review of the response spectra of the scaled records shows that the Yarmica record also has the largest values of response spectral acceleration and displacement at long periods. Table 12.5-13 summarizes values of response spectral acceleration and displacement at the effective DE period,  $T_D = 3.5$  seconds, for records scaled to the design earthquake and at the effective  $MCE_R$  period,  $T_M = 3.9$  seconds, for records scaled to the  $MCE_R$ . Using the same concepts as those of the ELF formulas (e.g., reducing response based on the effective damping of the isolation system), peak isolation displacements are calculated directly from the response spectra of individual records and the results are summarized in Table 12.5-13. The very close agreement between displacements calculated using RHA and ELF methods (applied to response spectra of individual records) illustrates the usefulness of ELF methods and the related concepts of effective period and damping, to provide a “sanity check” of RHA results.

**Table 12.5-13** Summary of Peak DE and  $MCE_R$  Displacements of the Isolation System Calculated Using RHA and Comparison with DE and  $MCE_R$  Displacements Calculated Using ELF Methods Applied to the Response Spectra Of Individual Records

Response Parameter	Seven Scaled Earthquake Ground Motion Records (FEMA P-695 ID No.)							Average Value
	NF-8	FF-10	NF-25	FF-3	NF-14	FF-4	NF-28	
RHA - Peak Isolation System Displacement - Design Earthquake (in.)								
X Direction	14.9	18.3	30.5	7.5	14.2	5.8	13.6	15.0
Y Direction	3.2	4.9	11.3	7.1	9.5	5.6	7.7	7.1
X-Y Direction	15.0	18.8	30.7	8.9	14.9	7.4	15.8	15.9
ELF Estimate of Peak Isolation System Displacement - Design Earthquake (in.) - $T_D = 3.5$ sec.								
$S_{aD} [T_D]$ (g)	0.182	0.124	0.305	0.106	0.186	0.096	0.133	0.187
$S_{dD} [T_D]$ (in.)	21.9	14.9	36.6	12.7	22.3	11.5	16.0	22.4
$D_D = S_{dM}/B_D$	14.6	9.9	24.4	8.5	14.9	7.7	10.6	15.0
RHA - Peak Isolation System Displacement - $MCE_R$ (in.)								
X Direction	28.6	36.5	58.1	11.4	27.3	13.0	22.7	28.2
Y Direction	4.5	9.7	21.8	10.3	18.8	9.0	13.2	12.5
X-Y Direction	28.7	38.1	58.5	13.6	28.6	13.6	26.0	29.6
ELF Estimate of Peak Isolation System Displacement - $MCE_R$ (in.) - $T_M = 3.9$ sec.								
$S_{aM} [T_M]$ (g)	0.310	0.295	0.536	0.118	0.225	0.150	0.159	0.256
$S_{dM} [T_M]$ (in.)	46.2	43.9	79.9	17.6	33.6	22.4	23.8	38.2
$D_M = S_{dM}/B_D$	35.5	33.8	61.5	13.5	25.8	17.2	18.3	29.4

Table 12.5-13 shows that the peak  $MCE_R$  displacement for two scaled records (Yarmica and Arcelik) exceeds the 33-inch displacement capacity of the FP bearing—that is, the articulated slider will engage and be restrained by the concave plates. Such engagement would reduce displacement of the isolation system but also increase story shear force and overturning loads and increase the possibility of damage to the isolation system and the superstructure. It should be expected that displacements calculated for one or two records of a set of seven records scaled to match an  $MCE_R$  response spectrum for a site close to an active fault will exceed the average displacement of the set, even by as much as by a factor of two. The *Standard* requires design for the average and therefore tacitly accepts that displacements calculated for some records will be larger than the average displacement required for design of the isolation system.

It would be prudent, however, for designers to consider the consequences of the very unlikely event that the  $MCE_R$  displacement is exceeded in an actual earthquake. In the case of the example EOC, displacements larger than  $MCE_R$  displacement would be expected to cause damage to the bearings, but not catastrophic failure of the isolation system or superstructure. The concave plates (and surrounding moat) would limit displacement of the isolation system (i.e., the isolation system would not displace laterally to failure). As the bearings (and surrounding moat) limit displacement, forces would increase significantly in the seismic force-resisting system of the structure above, comparable to peak response of a conventional (fixed-base) building. Yielding and inelastic response would likely occur, but the *Standard* requirement that special framing (e.g., SCBF) be used for the superstructure provides the requisite ductility to inelastically resist the response due to impact restraint of isolators (and the surrounding moat).

**12.5.5.4.2 Peak story shear force.** Table 12.5-14 summarizes story shear force results in the X-axis and Y-axis directions and compares these values with story shear forces calculated by ELF formulas for unreduced design earthquake loads. Figure 12.5-17 shows story shears calculated by ELF formulas and by RHA methods.

Table 12.5-14 and Figure 12.5-18 show the inherent (and intentional) conservatism of the ELF formulas, which assume an inverted triangular pattern of lateral loads to account for potential higher-mode effects. The example EOC has minimal contribution from higher modes, as reflected in the lower values of story shear at upper floor and roof elevations. For the example EOC, design story shear forces are based on the limits of *Standard* Section 17.5.4.3 ( $V_s = 1.5 \times 0.08W = 0.12W$ , where  $0.08W$  represents the “breakaway” friction level of a sliding system), which apply to all methods of analysis, including RHA.

**Table 12.5-14** Summary of Peak Design Story Shear Forces and Comparison with Design Earthquake Story Shear Values Calculated Using ELF Methods

Response Parameter	Method of Analysis		
	ELF Formulas	Peak RHA Result	
		X-axis Direction	Y-axis Direction
	Design Earthquake - Story Shear (kips)		
Penthouse	261	150	147
Third Story	837	546	531
Second Story	1,192	874	855
First Story	1,403	1,183	1,173
$V_b$ (Isolators)	1,456	1,440	1,449

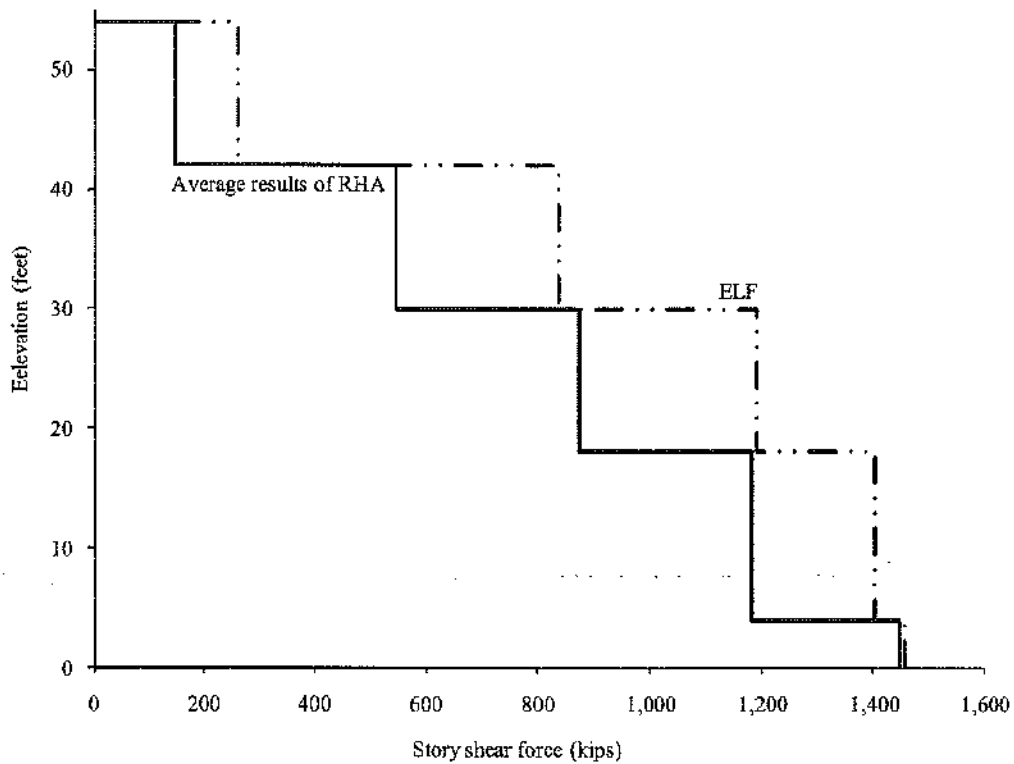


Figure 12.5-18 Comparison of story shear force based on RSA and ELF procedures

**12.5.5.4.3 Peak downward loads on isolators.** Table 12.5-15 summarizes maximum downward forces on isolator units determined from the  $MCE_R$  response history analyses. This table reports the two values for each isolator location representing both the X-axis and Y-axis orientations of the larger component of shaking of the ground motion record.

**Table 12.5-15** Maximum Downward Force (kips) on Isolator Units ( $1.45D + 1.0L + Q_{MCE}$ )<sup>\*</sup>

Line	Maximum downward force (kips)			
	1	2	3	4
A	247 / 245	512 / 532	376 / 383	378 / 385
B	534 / 512	639 / 637	753 / 764	796 / 825
C	380 / 371	718 / 726	707 / 707	620 / 620

1.0 kip = 4.45 kN.

<sup>\*</sup> Forces at Column Lines 5, 6 and 7 (not shown) are similar to those at Column Lines 3, 2 and 1, respectively; loads at Column Lines D and E (not shown) are similar to those at Column Lines B and A, respectively.

Table 12.5-15 indicates a maximum downward force of 825 kips (at Column B4), which is somewhat less than the maximum value of downward force predicted using the ELF (pushover) methods (1,063 kips in *Guide* Table 12.5-7). The difference between RHA and ELF results reflects differences in overturning loads and patterns of story shear forces shown in the previous section. For this example, RHA results are used to verify ELF (pushover) values, but they could play a more meaningful role in reducing overturning loads for projects with a more challenging configuration of the superstructure.

#### 12.5.6 Design and Testing Criteria for Isolator Units

Detailed design of the isolator units typically is the responsibility of the manufacturer subject to the design and testing (performance) criteria included in the construction documents (drawings and/or specifications). Performance criteria typically include a basic description and size(s) of isolator units; design life, durability, environmental loads and fire-resistance criteria; quality assurance and quality control requirements (including QC testing of production units); design criteria (loads, displacements, effective stiffness and damping); and prototype testing requirements. This section summarizes the design criteria and prototype testing requirements for the isolator units (FP bearings) of the example EOC.

##### 12.5.6.1 Bearing design loads.

- Maximum Long-Term Load (from Table 12.5-1, Col. C3):  $1.2D + 1.6L = 600$  kips
- Maximum Short-Term Load (from Tables 12.5-8/12.5-15, Col. B4):  $1.45D + 1.0L + |E| = 1,000$  kips
- Minimum Short-Term Load (from Table 12.5-9, Col. B4):  $0.8D - |E| = 0$  kips (less than 0.1 inch of uplift)
- For Cyclic-Load Testing (*Standard* Sec. 17.8.2.2):

Typical Load (Table 12.5-1, average all bearings):  $1.0D + 0.5L = 290$  kips

Upper-Bound Load (Table 12.5-6, average all bearings):  $1.37D + 0.5L + Q_{DE} = 500$  kips

Lower-Bound Load (Table 12.5-7, average all bearings):  $0.73D - Q_{DE} = 150$  kips

Item 2 of *Standard* Section 17.8.2.2 requires that cyclic tests at different displacement amplitudes be performed for typical vertical load ( $1.0D + 0.5L$ ) and for upper-bound and lower-bound values of vertical load (for load-bearing isolators) where upper-bound and lower-bound loads are based on the load combinations of *Standard* Section 17.2.4.6 (vertical load stability). The load combinations of *Standard* Section 17.2.4 define “worst case”  $MCE_R$  loading conditions for checking isolator stability. In the opinion of the author, these load combinations are, in general, too extreme for cyclic load testing to verify isolator response properties (at lower levels of response). For the EOC example, upper-bound and lower-bound values of vertical load are based (roughly) on average bearing load at peak design earthquake response, as defined by the loads in Tables 12.5-6 and 12.5-7, respectively. The range of vertical load, from 150 kips to 500 kips, addresses the intent of the cyclic testing requirements (i.e., to measure possible variation in effective stiffness and damping properties).

##### 12.5.6.2 Bearing design displacements (Table 12.5-12).

- Design earthquake displacement:  $D_D = 16$  in.

- Total design earthquake displacement:  $D_{TD} = 17.5$  in.
- Maximum considered earthquake displacement:  $D_M = 30$  in.
- Total maximum considered earthquake displacement:  $D_{TM} = 32.5$  in.

#### 12.5.6.3 Bearing effective stiffness and damping criteria.

- Minimum effective stiffness normalized by load (typical vertical load):

Design earthquake displacement:  $k_{Dmin} \geq 0.0079$  kips/in./kip

Maximum considered earthquake displacement:  $k_{Mmin} \geq 0.0067$  kips/in./kip

- Maximum effective stiffness normalized by weight (typical vertical load):

Design earthquake displacement:  $k_{Dmax} \leq 0.0104$  kips/in./kip

Maximum considered earthquake displacement:  $k_{Mmax} \leq 0.0080$  kips/in./kip

The  $k_{Dmin}$ ,  $k_{Dmax}$ ,  $k_{Mmin}$  and  $k_{Mmax}$  criteria are properties of the isolation system as a whole (calculated from the properties of individual isolator units using *Standard* Equations 17.8-3 through 17.8-6). The above limits on effective stiffness of the isolation system include changes in isolator properties over the life of the structure (due to contamination, aging, etc.), as well as other effects that may not be addressed by prototype testing (e.g., changes in properties under repeated cycles of dynamic load). Ideally, prototype bearings would have properties near the center of the specified range of effective stiffness.

Effective damping (typical vertical load):

- Design earthquake displacement:  $\beta_D \geq 20$  percent
- Maximum considered earthquake displacement:  $\beta_M \geq 13$  percent

**12.5.6.4 Prototype bearing testing criteria.** *Standard* Section 17.8 prescribes a series of prototype tests to establish and validate design properties used for design of the isolation system and defines “generic” acceptance criteria (Sec. 17.8.2) with respect to force-deflection properties of test specimens. Table 12.5-16 summarizes the sequence and cycles of prototype testing found in *Standard* Section 17.8.2, applicable to the FP bearing of the example EOC.

Table 12.5-16 Prototype Test Requirements

No. of Cycles	Standard Criteria		Example EOC Criteria	
	Vertical Load	Lateral Load	Vertical Load	Lateral Load
Cyclic Load Tests to Establish Effective Stiffness and Damping ( <i>Standard Sec. 17.8.2.2, w/o Item 1</i> )				
3 cycles	Typical	$0.25D_D$	290 kips	4 in.
3 cycles	Upper-bound	$0.25D_D$	500 kips	4 in.
3 cycles	Lower-bound	$0.25D_D$	150 kips	4 in.
3 cycles	Typical	$0.5D_D$	290 kips	8 in.
3 cycles	Upper-bound	$0.5D_D$	500 kips	8 in.
3 cycles	Lower-bound	$0.5D_D$	150 kips	8 in.
3 cycles	Typical	$1.0D_D$	290 kips	16 in.
3 cycles	Upper-bound	$1.0D_D$	500 kips	16 in.
3 cycles	Lower-bound	$1.0D_D$	150 kips	16 in.
3 cycles	Typical	$1.0D_M$	290 kips	30 in.
3 cycles	Upper-bound	$1.0D_M$	500 kips	30 in.
3 cycles	Lower-bound	$1.0D_M$	150 kips	30 in.
3 cycles	Typical	$1.0D_{TM}$	290 kips	32.5 in.
Cyclic Load Tests to Check Durability ( <i>Standard Sec. 17.8.2.2</i> )				
17 cycles*	Typical	$1.0D_{TD}$	290 kips	17.5 in.
Static Load Test of Isolator Stability ( <i>Standard Sec. 17.8.2.5</i> )				
N/A	Maximum	$1.0D_{TM}$	1,000 kips	32.5 in.
N/A	Minimum	$1.0D_{TM}$	0.1 in. of uplift	32.5 in.

1.0 in. = 25.4 mm, 1.0 kip = 4.45 kN.

\* 17 cycles =  $30S_{D1}/S_{D3}B_D$  (may be performed in 3 sets of tests (6 cycles each), if tests are dynamic).





## 7. Calculo del Aislador elástico de alto amortiguamiento

## AISLADOR ELASTOMERICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

### 1.0 Prediseño de los Aisladores (HDR)

Se estableció como requisito para el diseño del sistema de aislamiento sísmico el lograr una solución que permita alcanzar el menor corte basal de diseño que cumpla con lo exigido por la norma E.030. Esto permite cumplir con la norma y lograr una estructura lo más económica posible, alcanzando siempre las ventajas de desempeño de una estructura aislada.

### 2.0 Aislador Elastomérico (HDR)

N = 25                      Numero de aisladores

#### 2.01 Calculo de las cargas de diseño:

D = 1404.0 ton            Carga muerta de la estructura a aislar  
L = 307.4 ton            Carga viva o Sobrecarga actuante sobre la Estructura  
% L = 0.50                Porcentaje de participacion de la carga viva  
W = 1557.8 ton            Peso total sobre el sistema de aislacion (D+%L)  
P max = 109.7 ton        Carga máxima bajo la cual actua el aislador durante su vida util = f(D, L, E)  
P min = 33.1 ton         Carga mínima bajo la cual actua el aislador durante su vida util

$T_{base\ fija} = 0.5\ s$  Periodo de la estructura con base fija

$T_D > 3 \cdot T_{base\ fija} = 1.6\ s$  Periodo objetivo deseado     $\Rightarrow T_{D\ elegido} = 2.0\ s$

#### 2.02 Parametros de entrada para el amortiguador

$\gamma_{max} = 2.50$  (250%) Deformacion de corte máxima admisible  
 $\gamma_s = 1.50$  (150%) Deformacion de corte directo máxima  
 $\beta = 0.17$  (17%) Amortiguamiento efectivo del sistema  
 $D_i = 2.50\ cm$           Diámetro interior inicial  
Conexión :                *CONEXIÓN FIJA CON PERNOS*  
= 90 kg/cm<sup>2</sup>          Tensión admisible de compresión del Aislador

#### 2.03 Cálculo del Desplazamiento de diseño:

Z = 1.25  
 $C_D = 300 \cdot Z = 375\ mm$           Coef sísmico DE DESPLAZAMIENTO correspondiente al nivel sísmico de diseño.  
 $B_D = 1.42$                       Coef relativo a la razón de amortiguamiento efectivo del sistema para el **DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO**.  
= — 263.5  $\Rightarrow$  26.4 cm          Desplazamiento para **sismo de diseño** (en el centro de rigidez del sistema de aislacion en la direccion considerada)  
 $D_{TD} = 1.1D_D = 28.99\ cm$           Desplazamiento total de diseño de un elemento del sistema de aislación incluyendo el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez,  $D_D$ , como componente torsional en la dirección bajo consideración

#### 2.04 Cálculo del Desplazamiento maximo:

$M_M = 1.20$                       Factor de amplificación (razon entre SMP y SDI)  
 $C_M = 330M_M \cdot Z = 495\ mm$           Coef sísmico DE DESPLAZAMIENTO correspondiente al nivel

$= \frac{1557.8}{45} = 347.9 \Rightarrow 34.8 \text{ cm}$	sísmico <b>máximo posible</b> .
	Desplazamiento para <b>sismo máximo</b> (en el centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección considerada)
$D_{TM} = 1.1D_M = 38.26 \text{ cm}$	Desplazamiento total máximo de un elemento del sistema de aislación incluyendo el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez, $D_M$ , como componente torsional en la dirección bajo consideración

## 2.05 Características del aislador requerido (ficha técnica)

N = 25	Número de aisladores HDR
W = 1557.8 ton	Peso total sobre el sistema de aislación (D+%L)
$T_D = 2.0 \text{ s}$	Periodo objetivo "deseado"
$\gamma_{max} = 2.50 \text{ (250\%)}$	Deformación de Corte máxima admisible
$\beta = 0.17 \text{ (17\%)}$	Amortiguamiento efectivo del sistema
$= 90 \text{ kg/cm}^2$	Tensión admisible de compresión del Aislador
P max = 109.7 ton	Carga máxima bajo la cual actúa el aislador durante su vida útil = f(D, L, E)
P min = 33.1 ton	Carga mínima bajo la cual actúa el aislador durante su vida útil
$D_D = 26.35 \text{ cm}$	Desplazamiento para sismo de diseño ( $D_D$ )
$D_M = 34.79 \text{ cm}$	Desplazamiento para sismo máximo ( $D_M$ )

## 3.0 Diseño del Aislador (HDR)

### 3.01 Cálculo de la rigidez total (De todo el sistema de aislación):

$$= \frac{1557.8}{9.7} = 156.9 \text{ ton/m}$$

Rigidez Horizontal individual inicial (aproximado)

$$= \frac{156.9}{2.5} = 62.71 \text{ ton/m}$$

### 3.02 Cálculo del área del Aislador:

$$A = \frac{1557.8}{12.5} = 1218.9 \text{ cm}^2$$

Cálculo del diámetro exterior

$$D_i = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Diámetro interior}$$

$$A = \left[ \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_i^2) \right] \Rightarrow D_e = 39.5 \text{ cm} \Rightarrow 55.0 \text{ cm}$$

### 3.03 Cálculo de $H_r$ tentativo (Altura total de goma en el aislador)

$$= \frac{1557.8}{87} = 17.77 \text{ cm} \Rightarrow 18 \text{ cm} \quad (\text{VERIFICAR ALTURA, Ver 3.09})$$

### 3.04 Cálculo del Modulo de Corte (G)

$$= \frac{1557.8}{156.9} = 9.26 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 7.90 \text{ kg/cm}^2$$

3.05 Espesor de las capas de goma (tr)

$$tr = 6.0 \text{ mm} = 0.6 \text{ cm}$$

3.06 Cálculo del factor de forma (S)

$$S = \frac{1}{1.5} = 21.88 > 10 \quad \text{Ok, se garantiza la rigidez vertical !}$$

3.07 Cálculo del número de capas de goma (n)

$$n = \frac{30.0}{1.2} = 25 \Rightarrow n = 25$$

$$Hr = n \cdot tr = 15.00 \text{ cm} \quad \text{Nueva altura de goma}$$

3.08 Espesor de las placas de acero

$$ts = 3.0 \text{ mm} = 0.3 \text{ cm}$$

$$= 1.5 \frac{270}{0.3} = 270 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Tension de Max. Tracción}$$

$$= 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Tensión de fluencia}$$

$$= 0.75 \cdot 2400 = 1800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Tensión admisible}$$

$$\text{Condición : } 270 \leq 1800 \quad \text{Ok !}$$

3.09 Cálculo de la altura total del aislador (h)

$$h = (n-1)ts = 25.20 \text{ cm} \quad \text{Altura entre placas superior e inferior}$$

$$t_{ext} = 20.0 \text{ mm} = 2.00 \text{ cm} \quad \text{Placas superior e inferior del dispositivo}$$

$$= h + 2 \cdot t_{ext} = 29.20 \text{ cm} \quad \text{Altura total del aislador}$$

3.10 Cálculo de la rigidez horizontal del aislador con orificio central

$$= \frac{1}{1.5} \cdot 802.5 = 535.0 \text{ kg/cm} = 0.53 \text{ ton/cm} \quad \text{Rigidez horizontal o Rigidez Plastica}$$

Cálculo de la Fuerza Característica

$$= \frac{0.1 (0.05 - 0.1)}{2.52} = 0.00196 \text{ kg/cm}$$

$$= \frac{5906.7}{(2 - 0.00196)^{-2}} = 5906.7 \text{ kg} \quad Fy = 7255 \text{ kg}$$

Cálculo de la Rigidez Efectiva

$$= 1.5 \cdot 458.87 = 689.32 \text{ kg/cm}$$

3.11 Cálculo de la rigidez y frecuencia vertical

$$k = 20000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Modulo de compresibilidad vertical de la goma}$$

$$EI = 140000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 9028.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Módulo de compresión conjunto goma-acero para un aislador circular}$$

$$= \frac{6 \times 90}{35 + 49} = 611403.0 \text{ kg/cm}^2$$

Frecuencia vertical:

$$= \sqrt{6s} = 24.74 \text{ Hz} > 10 \text{ Hz} \quad \text{Ok!}$$

3.12 Verificación del periodo efectivo del sistema (Teff)

$$= 2 \sqrt{\frac{4}{\dots}} = 2.17 \text{ s} \approx 2.0 \text{ s} \quad \text{Ok!} \quad \Rightarrow f_H = 0.4618 \text{ Hz}$$

3.13 Cálculo de la deformación angular máxima ( $\gamma_s$ )

$$= \dots = 1.93$$

$$k = (0.7 \text{ a } 1.0) = 0.8$$

$$E_0 = 35 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Dato del fabricante}$$

$$eb = 5.5$$

$$FS \geq 1.5$$

$$= \frac{6 \times 90}{35 + 49} = 0.50$$

$$= \dots + \dots \approx \dots = 2.44$$

Factor de seguridad a la deformación:

$$= \frac{0.85}{\dots} = 3.12 > 1.5 \quad \text{Ok!}$$

$$\leq \dots \Rightarrow \dots = 2.44 < \dots = 3.12 \quad \text{Ok!}$$

3.14 Verificación del pandeo y estabilidad

$$= \frac{h}{\dots} = 1706.4 \text{ cm}^2$$

$$= (\dots) = \dots = 13481 \text{ kg}$$

$$I = - \left[ (-) - (-) \right] = 449178.34 \text{ cm}^4$$

$$(\dots) = \frac{1}{3} \dots = 1351865450.07 \text{ kg.cm}^2 \quad \text{Rigidez a la inclinación: "Tilting"}$$

$$= \frac{(\dots)}{h} = 21010294.15 \text{ kg}$$

$$= - \left[ \sqrt{1 + 4 \dots} - 1 \right] = 525503.23 \text{ kg}$$

Factor de seguridad a la estabilidad frente al pandeo

$$\dots \geq \dots \Rightarrow 4.79 > 2.0 \quad \text{Ok!}$$

**Factor de seguridad al volcamiento "roll out"**

$$= \frac{\phi}{\dots} = 39.08 \text{ cm}$$

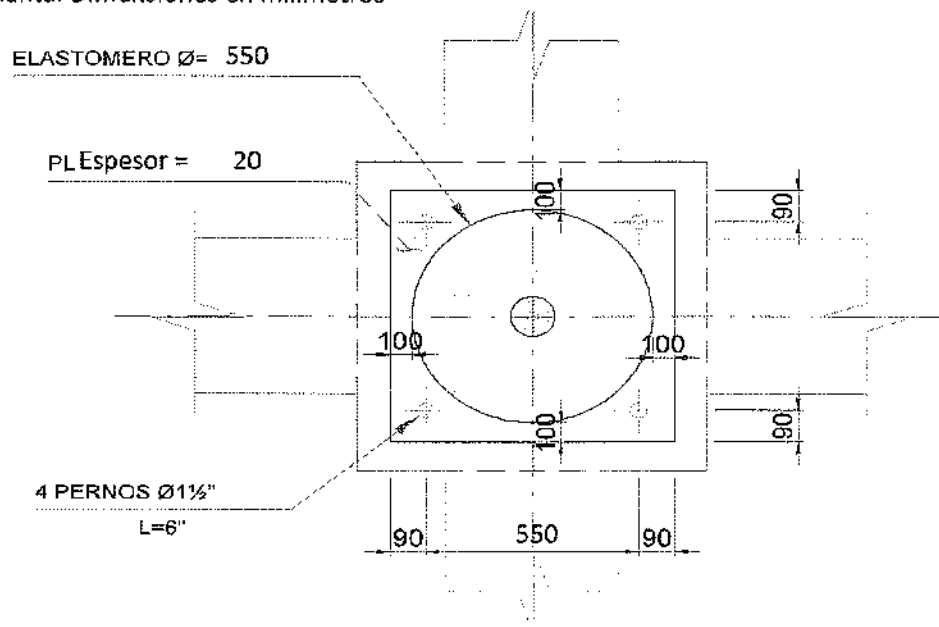
Tipo de Conexión: CONEXIÓN FIJA CON PERNOS ⇒ FS ≥ 1

— = = 1.48 > 1.0 *Ok!* Factor de poca relevancia debido a que se utilizan conexiones fijas y la propia conexión evita el volcamiento

**4.00 Resumen de las propiedades de los aisladores**

PARAMETROS GEOMETRICOS	SIMB.	HDR	UND
Número de Aisladores	N	25.00	-
Desplazamiento Max. Total	D <sub>TM</sub>	38.26	cm
Modulo de Corte	G	7.90	kg/cm <sup>2</sup>
Fuerza Característica	Q	5907.93	kg
Fuerza de Fluencia	F <sub>Y</sub>	7256.30	kg
Diámetro Exterior del Aislador	∅ = D <sub>e</sub>	55.0	cm
Diámetro Interior del Aislador	D <sub>i</sub>	2.5	cm
Espesor de las Capas de Goma	tr	0.6	cm
Número de capas de Goma	n	25	-
Espesor de las Placas de Acero	ts	0.3	cm
Espesor de las Placas Sup. e Inf.	t <sub>ext</sub>	2.0	cm
Altura Total del Aislador	H	29.2	cm
Factor de Forma	S	21.88	-
Modulo de Compresibilidad	K	20000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Compresión	E <sub>c</sub>	9028.92	kg/cm <sup>2</sup>
Periodo Efectivo deseado	T <sub>eff</sub>	2.17	s

**4.01 Vista en planta: Dimensiones en milímetros**



4.02 Vista en elevación: Dimensiones en milímetros

