



República Bolivariana de Venezuela  
Universidad de Carabobo  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil



**EVALUACIÓN DEL USO DE AISLADORES SÍSMICOS DE GOMA  
EN EDIFICACIONES**

Br. De Sousa Nancy  
C.I. 19.481.839  
Br. Perozo Karla  
C.I.19.666.282

Bárbula, Junio de 2011



República Bolivariana de Venezuela  
Universidad de Carabobo  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil



## **EVALUACIÓN DEL USO DE AISLADORES SÍSMICOS DE GOMA EN EDIFICACIONES**

Trabajo Especial de Grado Presentado ante la Ilustre Universidad de  
Carabobo para Optar al Título de Ingeniero Civil

Tutor: Ing. Fernando Villalobos

Br. De Sousa Nancy

C.I. 19.481.839

Br. Perozo Karla

C.I.19.666.282

Bárbula, Junio de 2011



República Bolivariana de Venezuela  
Universidad de Carabobo  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil



## CERTIFICADO DE APROBACIÓN

Nosotros los abajo firmantes, miembros del jurado, designados por el Consejo de Escuela para evaluar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“EVALUACIÓN DEL USO DE AISLADORES SÍSMICOS DE GOMA EN EDIFICACIONES”**, realizado por las Bachilleres **“De Sousa Nancy, C.I 19.481.839”** y **“Perozo Karla, C.I 19.666.282”**, para optar al título de Ingeniero Civil, estimamos que el mismo reúne los requisitos para ser considerado como aprobado.

---

Prof. Fernando Villalobos

Tutor

---

Prof. Edson Martínez

Jurado

---

Prof. José Quintana

Jurado



República Bolivariana de Venezuela  
Universidad de Carabobo  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil



## EVALUACIÓN DEL USO DE AISLADORES SÍSMICOS DE GOMA EN EDIFICACIONES

**Autores:** De Sousa, Nancy.  
Perozo, Karla.  
**Tutor:** Villalobos, Fernando.

### RESUMEN

En presencia de un sismo, los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, generan fuerzas de inercia que promueven esfuerzos importantes en los elementos de la estructura pudiendo conducirla a la falla. Por ello es indispensable diseñar y construir las edificaciones para que resistan eventos sísmicos grandes sin colapsar y eventos sísmicos recurrentes, sin daños en la estructura y daños mínimos o nulos en los elementos no estructurales; razón por la cual se han desarrollado tecnologías de control estructural como aisladores sísmicos, que en la actualidad, han demostrado ser efectivos, ya que absorben mediante deformaciones elevadas la energía que los sismos transmiten a la estructura.

Luego, con el propósito de atenuar daños ocasionados por sismos en edificaciones hospitalarias y debido a su importancia en el ámbito de las edificaciones esenciales, se plantea la siguiente interrogante ¿Cómo es el comportamiento de las edificaciones esenciales con el uso de los aisladores sísmicos?

El presente trabajo de grado evalúa el uso de aisladores sísmicos de goma en edificaciones esenciales. Identifica a los aisladores sísmicos que se encuentran comercialmente disponibles; y además establece en base a un pre-diseño, el más adecuado para la edificación esencial propuesta, que para el caso se trató como hospitalaria. Asimismo, se realiza el diseño y modelado de la edificación de base fija y base aislada mediante el software ETABS; logrando así comparar ambas edificaciones, a partir de parámetros. El sistema de aislación provee mejoras en el comportamiento; reflejado en la notable reducción de las solicitaciones obtenidas del modelo base aislada con respecto a la edificación de base fija. Los parámetros establecidos que presentaron dicha reducción, son: cortantes, desplazamientos, derivas, momentos torsores y volcantes, y aceleraciones, todos por nivel.

Además, con la implementación de los dispositivos se logró aumentar el periodo de vibración de la estructura, permitiendo que se comportara como un cuerpo rígido durante el sismo de diseño, por lo que las cargas laterales impuestas a la edificación son considerablemente pequeñas, y permite realizar diseños más económicos.

**Palabras Clave:** Edificaciones Esenciales, Sismos, Aisladores de Base.



Bolivarian Republic of Venezuela  
University of Carabobo  
Faculty of Engineering  
School of Civil Engineering



## EVALUATION OF THE USE OF RUBBER SEISMIC ISOLATORS IN BUILDINGS

**Authors:** De Sousa, Nancy.  
Perozo, Karla.  
**Tutor:** Villalobos, Fernando.

### ABSTRACT

In the presence of an earthquake, the vibratory movements of the masses of buildings, generate inertial forces that promote significant efforts in structural elements can lead to failure. It is therefore essential to design and construct buildings to withstand major seismic events without collapsing and seismic events recurrent, without damage to the structure and minimal or no damage in nonstructural elements; reason have developed control technologies structural and seismic isolators, which currently has proven to be effective, absorbing by high energy deformation earthquakes transmitted to the structure.

Then, in order to mitigate damage from earthquakes in hospital buildings and due to its importance in the field of essential buildings, it begs the question: ¿How do essential buildings behave during earthquakes with the use of seismic isolators?

This graduate work evaluates the use of rubber seismic isolators essential buildings. Identify seismic isolators that are commercially available, and also established based on a pre-design, best suited for essential building proposal, which in this case was treated as hospital. Also, a design and modeling of the building with fixed base and base isolated by ETABS software, thus achieving compare both buildings, based on parameters. The insulation system provides improved performance, reflected in the significant reduction in the stresses obtained from the isolated base model with respect to the fixed base building. The parameters set that showed such a reduction are: cutting, displacements, drifts, overturning and torque moments, and accelerations, all of them per level.

Furthermore, with the implementation of the devices are able to increase the period of vibration of the structure, allowing it to behave as a rigid body during the design earthquake, so that lateral loads imposed on the building are quite small. This allows the possibility of more economical designs.

**Keywords:** Essential Buildings, Earthquakes, Base Isolators.

## **DEDICATORIA**

Principalmente a Dios Nuestro Señor, por habernos dado la capacidad de adquirir nuevos conocimientos en nuestra carrera y brindarnos constancia para la culminación de la presente tesis de grado.

A nuestros padres y familiares, que cada día nos llenan de amor y estímulo para seguir adelante, estando siempre presentes en esos momentos de alegría para reír y en otros para secar lágrimas y robarnos una sonrisa. A ellos, que siempre nos brindaron su apoyo moral a lo largo nuestra labor como estudiantes.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a Dios por obsequiarnos inteligencia, perseverancia y paciencia para el cumplimiento de nuestra meta de ser Ingenieros Civiles.

A nuestros padres, que nos dieron la oportunidad de vivir, y que junto a nuestros familiares nos brindaron amor, apoyo incondicional y sabiduría, para realizar con éxito el presente trabajo.

Al profesor Fernando Villalobos por brindarnos su apoyo, tiempo y dedicación, además de sus conocimientos para el desarrollo de la presente tesis de grado.

A la Universidad de Carabobo, por brindarnos sus instalaciones para la realización de nuestra carrera y ofrecernos los conocimientos que hoy día poseemos.

A todas aquellas personas que de manera desinteresada, contribuyeron y fueron de gran apoyo en la elaboración de ésta investigación.

## ÍNDICE GENERAL

**DEDICATORIA**

**AGRADECIMIENTOS**

**ÍNDICE GENERAL**

**ÍNDICE DE TABLAS**

**ÍNDICE DE FIGURAS**

**RESUMEN**

**INTRODUCCIÓN**

### **CAPÍTULO I: EL PROBLEMA**

1.1. Planteamiento del Problema.....	1
1.2. Formulación del Problema.....	3
1.3. Objetivos de la Investigación.....	4
1.4. Justificación.....	4
1.5. Alcance y Limitaciones.....	5

### **CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO**

2.1. Antecedentes de la Investigación.....	7
2.2. Bases Teóricas.....	9
2.2.1. Principios de la Aislación Sísmica.....	9
2.2.2. Teoría de la Aislación Sísmica.....	11
2.2.3. Extensión de la Teoría a los Edificios.....	22
Ecuaciones de Movimiento para M-Grados de Libertad.....	22
2.2.4. Consideraciones de Diseño Sísmico en Edificaciones Aisladas.....	24
Nivel de Riesgo Sísmico.....	26
Análisis Estático Equivalente.....	27
Análisis Dinámico.....	35

2.2.5. Caracterización de los Sistemas de Aislamiento	
Sísmico.....	37
Parámetros del Modelo Bilineal.....	39
Soporte de Goma Laminada.....	42
Soporte de Goma con Núcleo de Plomo.....	47
Características Mecánicas y Modelado.....	50
Pandeo y Estabilidad.....	51
Influencia de la Carga Vertical sobre la Rigidez Horizontal..	53
Estabilidad ante Grandes Desplazamientos Laterales.....	53
Estabilidad al Volcamiento.....	55

### **CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO**

3.1. Nivel y Diseño de la Investigación.....	57
3.2. Población y Muestra.....	58
3.3. Técnicas de Recolección de Información y Datos.....	58
3.4. Técnicas de Análisis e Interpretación de los Datos.....	59
3.5. Descripción de la Metodología.....	60
3.5.1. Investigación Documental.....	60
3.5.2. Análisis Plano de la Respuesta Sísmica de Estructuras con Aislación Basal.....	61
Pórtico Base Fija.....	61
Pórtico Base Aislada.....	68
3.5.3. Metodología para el Pre-Diseño de Aisladores.....	76
Pre-Diseño del Soporte de Goma Laminada.....	76
Pre-Diseño del Soporte de Goma Laminada con Núcleo de Plomo.....	90
Método del Análisis Dinámico.....	97
3.5.4. Diseño de una Edificación Hospitalaria de Base Fija y Base Aislada.....	99

Edificación Base Fija.....	99
Estimación de la Carga de Servicio.....	101
Dimensionado de Elementos Estructurales.....	105
Análisis Sísmico de la Edificación.....	107
Modelado de la Estructura en ETABS.....	114
Edificación Base Aislada.....	119
Estimación de la Carga de Servicio.....	119
Caracterización del Sistema de Aislación.....	122
Pre-Diseño del Aislador.....	124
Selección del Aislador Comercial.....	155
Espectro de Diseño.....	157
Modelado de la Estructura en ETABS.....	162

#### **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS**

4.1. Periodos de Vibración.....	168
4.2. Aceleraciones por Nivel.....	170
Aceleración Absoluta en la Dirección “X” e “Y” debido a “S <sub>X</sub> ”...	170
Aceleración Absoluta en la Dirección “X” e “Y” debido a “S <sub>Y</sub> ”...	172
4.3. Cortantes por Nivel.....	174
Cortantes por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S <sub>X</sub> ”.....	175
Cortantes por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S <sub>Y</sub> ”.....	177
4.4. Momentos de Volcamiento en “X” e “Y”.....	179
Momentos por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S <sub>X</sub> ”....	180
Momentos por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S <sub>Y</sub> ”....	181
4.5. Momentos Torsores por Nivel.....	183
4.6. Desplazamientos Totales Máximos por Nivel.....	186
Desplazamientos por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S <sub>X</sub> ”.....	186

Desplazamientos por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a $S_Y$ .....	188
4.7. Derivas Máximas por Nivel.....	190
Derivas por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “ $S_X$ ” .....	191
Derivas por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “ $S_Y$ ” .....	193
4.8. Deformación del Sistema de Aislación.....	195

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **BIBLIOGRAFÍA**

### **ANEXO A: CATÁLOGO FIP INDUSTRIALE**

### **ANEXO B: MODELADO DE AISLADORES EN ETABS**

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Coeficientes de Amortiguamiento, $B_D$ y $B_M$ .....	29
<b>Tabla 2.</b> Factor de Zona Sísmica.....	77
<b>Tabla 3.</b> Tipos de Perfil de Suelo.....	77
<b>Tabla 4.</b> Tipo de Fuente Sísmica.....	78
<b>Tabla 5.</b> Factor de Fuente Sísmica $N_A$ .....	78
<b>Tabla 6.</b> Factor de Fuente Sísmica $N_V$ .....	79
<b>Tabla 7.</b> Coeficiente de Respuesta al Terremoto Máximo Posible, $M_M$ .....	79
<b>Tabla 8.</b> Coeficiente Sísmico $C_V$ .....	80
<b>Tabla 9.</b> Coeficiente Sísmico $C_A$ .....	80
<b>Tabla 10.</b> Coeficiente Sísmico $C_{VM}$ .....	81
<b>Tabla 11.</b> Coeficiente Sísmico $C_{AM}$ .....	81
<b>Tabla 12.</b> Valores Mínimos de Porcentajes para Fuerzas y Desplazamientos.....	99
<b>Tabla 13.</b> Dimensiones de las Columnas en la Edificación.....	106
<b>Tabla 14.</b> Dimensiones de las Vigas en la Edificación.....	106
<b>Tabla 15.</b> Valores del Coeficiente de Aceleración Horizontal.....	109
<b>Tabla 16.</b> Forma Espectral y Factor de Corrección $\phi$ .....	109
<b>Tabla 17.</b> Factor de Importancia.....	110
<b>Tabla 18.</b> Niveles de Diseño.....	111
<b>Tabla 19.</b> Factores de Reducción $R$ .....	111
<b>Tabla 20.</b> Valores de $T^*$ , $\beta$ y $\rho$ .....	112
<b>Tabla 21.</b> Valores de $T^+$ .....	112
<b>Tabla 22.</b> Valores del Espectro de Diseño.....	114
<b>Tabla 23.</b> Periodos de Vibrar de la Estructura Convencional.....	119
<b>Tabla 24.</b> Cargas a Considerar en el Sistema de Aislación.....	125
<b>Tabla 25.</b> Estimación de la Carga de Servicio.....	125
<b>Tabla 26.</b> Comparación entre Suelos de Venezuela y Estados Unidos.....	126
<b>Tabla 27.</b> Comparación del Coeficiente de Aceleración Horizontal y Zonas Sísmicas.....	127
<b>Tabla 28.</b> Distancia de cada Aislador al Centro de Rigidez.....	137
<b>Tabla 29.</b> Aislador Predimensionado V.S Aislador Comercial.....	156
<b>Tabla 30.</b> Coeficientes de Aceleración Horizontal y Zonas Sísmicas.....	158
<b>Tabla 31.</b> Comparación entre Suelos de Venezuela y Chile.....	158

<b>Tabla 32.</b> Factor de Zonificación Sísmica.....	159
<b>Tabla 33.</b> Espectro para Suelos Tipo II y Zona Sísmica 3.....	159
<b>Tabla 34.</b> Valores del Espectro de Diseño (sin reducir).....	160
<b>Tabla 35.</b> Parámetros Sísmicos Comparativos de Venezuela y Chile.....	161
<b>Tabla 36.</b> Valores del Espectro de Diseño Estructura Fija V.S Aislada.....	162
<b>Tabla 37.</b> Periodos de Vibración de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	168
<b>Tabla 38.</b> Aceleración en “X” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	171
<b>Tabla 39.</b> Aceleración en “Y” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	171
<b>Tabla 40.</b> Aceleración en “X” debido a “ $S_Y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	173
<b>Tabla 41.</b> Aceleración en “Y” debido a “ $S_Y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	174
<b>Tabla 42.</b> Cortantes en “X” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	175
<b>Tabla 43.</b> Cortantes en “Y” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	176
<b>Tabla 44.</b> Cortantes en “X” debido a “ $S_Y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	178
<b>Tabla 45.</b> Cortantes en “Y” debido a “ $S_Y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	179
<b>Tabla 46.</b> Momentos en “X” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	180
<b>Tabla 47.</b> Momentos en “Y” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	180
<b>Tabla 48.</b> Momentos en “X” debido a “ $S_Y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	182
<b>Tabla 49.</b> Momentos en “Y” debido a “ $S_Y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	182
<b>Tabla 50.</b> Momentos Torsores debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	184
<b>Tabla 51.</b> Momentos Torsores debido a “ $S_Y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	185
<b>Tabla 52.</b> Desplazamientos en “X” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	187
<b>Tabla 53.</b> Desplazamientos en “Y” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	188
<b>Tabla 54.</b> Desplazamientos en “X” debido a “ $S_Y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	189

<b>Tabla 55.</b> Desplazamientos en “Y” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	190
<b>Tabla 56.</b> Derivas en “X” debido a “S <sub>X</sub> ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	191
<b>Tabla 57.</b> Derivas en “Y” debido a “S <sub>X</sub> ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	192
<b>Tabla 58.</b> Derivas en “X” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	193
<b>Tabla 59.</b> Derivas en “Y” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	194
<b>Tabla 60.</b> Valores Máximos de Deformación en el Sistema de Aislamiento.....	196
<b>Tabla 61.</b> Aislador Esquinero A-1.....	197

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Comportamiento de una Estructura de Base Fija y Otra con Base Aislada.....	11
<b>Figura 2.</b> Esquema de un Sistema con Aislación Basal de Dos Grados de Libertad.....	12
<b>Figura 3.</b> Formas Modales de la Estructura Aislada.....	16
<b>Figura 4.</b> Determinación de $K_{D, \text{mín}}$ y $K_{D, \text{máx}}$ Experimentalmente.....	31
<b>Figura 5.</b> Relaciones Geométricas para el Cálculo de $D_{TD}$ .....	33
<b>Figura 6.</b> Modelo Bilineal de una Unidad de Aislamiento.....	40
<b>Figura 7.</b> Esquema del Soporte de Goma Laminado.....	42
<b>Figura 8.</b> Esquema de soporte goma – guía.....	47
<b>Figura 9.</b> Lazos de Histéresis Fuerza – Desplazamiento del Soporte de Goma Laminado.....	48
<b>Figura 10.</b> Esquema del Modelo para el Soporte Goma-Guía.....	50
<b>Figura 11.</b> Condiciones Límites para un Aislador Bajo una Carga Vertical P.....	52
<b>Figura 12.</b> Soporte de Goma Laminado Circular Bajo Carga Gravitacional y Lateral.....	54
<b>Figura 13.</b> Esquema del Modelo para el Soporte Goma-Guía.....	56
<b>Figura 14.</b> Pórtico de Base Fija.....	62
<b>Figura 15.</b> Coordenadas Globales y Locales del Pórtico Base Fija.....	62
<b>Figura 16.</b> Estados de Desplazamiento Elemental del Pórtico Base Fija.....	63
<b>Figura 17.</b> Deformada del Primer Modo de Vibración del Pórtico Base Fija.....	65
<b>Figura 18.</b> Deformada del Segundo Modo de Vibración del Pórtico Base Fija.....	66
<b>Figura 19.</b> Pórtico Base Aislada.....	68
<b>Figura 20.</b> Deformada del Primer Modo de Vibración del Pórtico Base Aislada.....	72
<b>Figura 21.</b> Deformada del Segundo Modo de Vibración del Pórtico Base Aislada.....	73
<b>Figura 22.</b> Deformada del Tercer Modo de Vibración del Pórtico Base Aislada.....	73
<b>Figura 23.</b> Planta Baja y Planta Tipo de la Edificación.....	100
<b>Figura 24.</b> Disposición de Vigas y Columnas de la Edificación .....	107
<b>Figura 25.</b> Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.....	108
<b>Figura 26.</b> Espectro de Diseño.....	113
<b>Figura 27.</b> Vista Tridimensional de la Estructura Convencional.....	116

<b>Figura 28.</b> Vista Tridimensional de la Estructura Convencional.....	116
<b>Figura 29.</b> Periodo Fundamental de Vibración.....	117
<b>Figura 30.</b> Periodo del Modo de Vibración Dos (2).....	118
<b>Figura 31.</b> Periodo del Modo de Vibración Tres (3).....	118
<b>Figura 32.</b> Detalle de Colocación del Sistema de Aislación.....	124
<b>Figura 33.</b> Dimensiones Iniciales del Aislador con Núcleo de Plomo.....	155
<b>Figura 34.</b> Espectro de Diseño.....	160
<b>Figura 35.</b> Comparación de Espectros de Diseño Estructura Fija V.S Aislada.....	161
<b>Figura 36.</b> Vista Tridimensional de la Estructura Aislada.....	163
<b>Figura 37.</b> Vista Tridimensional de la Estructura Aislada.....	164
<b>Figura 38.</b> Periodo Fundamental de Vibración.....	165
<b>Figura 39.</b> Periodo del Modo de Vibración Dos (2).....	165
<b>Figura 40.</b> Periodo del Modo de Vibración Tres (3).....	166
<b>Figura 41.</b> Análisis de Respuesta Espectral Estructura Fija V.S Aislada.....	170
<b>Figura 42.</b> Aceleración en “X” debido a “S <sub>X</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	170
<b>Figura 43.</b> Aceleración en “Y” debido a “S <sub>X</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	171
<b>Figura 44.</b> Aceleración en “X” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	173
<b>Figura 45.</b> Aceleración en “Y” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	174
<b>Figura 46.</b> Cortantes en “X” debido a “S <sub>X</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	175
<b>Figura 47.</b> Cortantes en “Y” debido a “S <sub>X</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	176
<b>Figura 48.</b> Cortantes en “X” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	178
<b>Figura 49.</b> Cortantes en “Y” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	179
<b>Figura 50.</b> Momentos en “X” debido a “S <sub>X</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	180
<b>Figura 51.</b> Momentos en “Y” debido a “S <sub>X</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	181
<b>Figura 52.</b> Momentos en “X” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	182
<b>Figura 53.</b> Momentos en “Y” debido a “S <sub>Y</sub> ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.....	183

<b>Figura 54.</b> Momentos Torsores debido a “ $S_x$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	184
<b>Figura 55.</b> Momentos Torsores debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	185
<b>Figura 56.</b> Desplazamientos en “X” debido a “ $S_x$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	187
<b>Figura 57.</b> Desplazamientos en “Y” debido a “ $S_x$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	188
<b>Figura 58.</b> Desplazamientos en “X” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	189
<b>Figura 59.</b> Desplazamientos en “Y” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	189
<b>Figura 60.</b> Derivas en “X” debido a “ $S_x$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	192
<b>Figura 61.</b> Derivas en “Y” debido a “ $S_x$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	192
<b>Figura 62.</b> Derivas en “X” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	194
<b>Figura 63.</b> Derivas en “Y” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.....	194

## INTRODUCCIÓN

Actualmente, en muchos proyectos de ingeniería, se emplean técnicas modernas para controlar los efectos de los sismos en edificaciones, entre ellas se destaca el aislamiento sísmico. Esta técnica constituye una herramienta eficiente para garantizar la seguridad de las construcciones, y asegurar su capacidad de resistencia frente a terremotos de gran magnitud.

La energía impuesta por un sismo se reduce en la estructura debido a la colocación de los aisladores sísmicos entre las fundaciones de un edificio, y la estructura arriba de ellos. Dichos dispositivos se caracterizan por poseer una rigidez vertical alta y ser muy flexibles horizontalmente, buscando que la deformación se concentre en el nivel del sistema de aislación, y la estructura se comporte como un cuerpo rígido.

Asimismo, mediante la implementación de los aisladores sísmicos, se busca brindar mayor seguridad a la estructura, y por ende de las personas, a través de la minimización o incluso eliminación de daños en ella; y a su vez, salvaguardar los contenidos de la estructura manteniendo el funcionamiento de ella después del sismo.

Es por ello que el concepto de aislamiento sísmico es ampliamente aceptado en regiones sísmicas para la protección de edificaciones importantes, o que deban cumplir funciones esenciales después de ocurrido un terremoto.

Debido a lo anteriormente expuesto, la presente investigación se ha desarrollado para evaluar el uso de aisladores sísmicos de goma en edificaciones esenciales, específicamente en una edificación hospitalaria, debido a la importancia de sus contenidos y de su posterior funcionamiento ante sismos de gran magnitud.

Para ello, en el capítulo I se procederá al planteamiento de la situación problemática encontrada, definiendo de igual forma los objetivos que se

persiguen alcanzar en el presente trabajo. Luego en el capítulo II, se presentan los antecedentes y las bases teóricas que sustentan la investigación.

En el capítulo III se presentará la metodología puesta en práctica para el diseño de la estructura convencional, y la estructura aislada sísmicamente, para posteriormente en el capítulo IV realizar el análisis de los resultados obtenidos para la comparación entre ambas edificaciones, y conocer las ventajas y mejoras que ofrece el sistema de aislamiento sísmico implementado.



## **CAPÍTULO I**

### **EL PROBLEMA**

#### **1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Las acciones provenientes de sismos, terremotos o temblores de tierra, ponen en peligro las edificaciones que sobre la corteza terrestre se desplantan, al ser éstas solicitadas por el movimiento de su base. En presencia de un sismo, los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, generan fuerzas de inercia que promueven esfuerzos importantes en los elementos de la estructura pudiendo conducirla a la falla (Bazán y Meli, 1998).

Evidentemente, el daño parcial o colapso de las construcciones durante y después del sismo es la mayor causa de víctimas, disturbios sociales y pérdidas económicas. Por ello es indispensable diseñar y construir las edificaciones para que resistan eventos sísmicos grandes sin colapsar y eventos sísmicos recurrentes, sin daños en la estructura y daños mínimos o nulos en los elementos no estructurales.

Siendo de gran importancia lo expuesto anteriormente, durante las últimas cuatro décadas se ha presentado un desarrollo de la tecnología en el área de los disipadores y aisladores sísmicos, que en la actualidad, han demostrado ser efectivos para disminuir los daños sísmicos en las construcciones. Numerosos dispositivos de este tipo están comercialmente disponibles para su implementación en la práctica.

La disipación de energía está basada en la idea de colocar en la estructura dispositivos destinados a aumentar la capacidad de perder



energía en la misma durante un sismo. Es importante destacar que toda estructura elimina la energía de un sismo mediante deformaciones, pero al colocar un dispositivo de disipación de energía, son éstos los que van a experimentar fuertes deformaciones con los movimientos de la estructura durante el sismo.

Los disipadores de energía permiten construir estructuras de más de quince pisos siendo éstas mucho más económicas, a su vez, obras masivas como hospitales y centros de estudios, construcción y rehabilitación de viviendas; obras de gran envergadura como puentes, instalaciones industriales, tanques de almacenamiento de combustible, entre otros (De la Llera, 1998).

Cabe resaltar, que el estudio objeto de esta investigación se realizará en base a lo que corresponde al uso de los aisladores sísmicos. Estos dispositivos de aislación están basados en la idea de separar una estructura del suelo mediante elementos estructurales denominados aisladores sísmicos de base, que absorben mediante deformaciones elevadas la energía que los sismos transmiten a la estructura.

Considerando que dichos aisladores permiten alcanzar sin mayor dificultad el nivel de diseño correspondiente al nivel sísmico máximo posible; es importante destacar que la estructura aislada a diseñar puede ser capaz de sostener sin fallas las deformaciones y cargas correspondientes.

Así, se busca que la estructura permanezca esencialmente elástica durante el sismo de diseño, a diferencia de los requerimientos para estructuras con base fija que buscan alcanzar solo un nivel de protección razonable. Incluso, a través de reforzar considerablemente las estructuras convencionales o de base fija, el aumento de la resistencia en la misma conlleva a una rigidización estructural; lo que induce que se desarrollen niveles de aceleración que impiden controlar el daño en contenidos e instalaciones, y por ende, mantener la funcionalidad.



No obstante, el aislamiento de base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos firmes, y en estructuras con una relación alto-ancho no muy elevada, debido a que los momentos de vuelco que se generan pueden suponer la pérdida del equilibrio. Además, al incrementarse la altura las ventajas obtenidas al variar el periodo de vibración disminuyen.

Si se cumplen con los requerimientos y restricciones establecidas, este sistema es ideal para construir estructuras con altos niveles de seguridad; tanto en la estructura como en sus contenidos, generalmente es ideal para edificios de hasta quince pisos, y al igual que los disipadores, también pueden ser utilizados en diversas obras civiles como las mencionadas anteriormente (De la Llera, 1998).

En edificaciones esenciales el funcionamiento en condiciones de un evento sísmico es vital para afrontar la situación de emergencia, antes y posterior a un terremoto, ya que cualquier daño a la estructura puede dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas. Por ello es necesario incrementar los márgenes de seguridad impuestos para las edificaciones convencionales, independientemente de las implicaciones económicas asociadas.

Con el propósito de atenuar daños ocasionados por sismos en edificaciones hospitalarias y debido a su importancia en el ámbito de las edificaciones esenciales, se plantea el análisis del uso de los aisladores sísmicos.

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

Ante la necesidad planteada surge la siguiente interrogante ¿Cómo es el comportamiento de las edificaciones esenciales con el uso de los aisladores sísmicos?



### **1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

Evaluar el uso de aisladores sísmicos de goma en edificaciones esenciales.

#### **1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

1. Identificar los diversos aisladores sísmicos que se encuentran a nivel comercial.
2. Establecer el aislador sísmico que sea más adecuado a la edificación en estudio.
3. Diseñar una edificación con los aisladores sísmicos de acuerdo al modelo establecido y otra sin aisladores; haciendo uso de un software.
4. Comparar la edificación con aisladores y sin aisladores sísmicos.

### **1.4. JUSTIFICACIÓN**

Las edificaciones esenciales son aquellas que albergan instalaciones cuyo funcionamiento en condiciones de emergencia debido a un evento sísmico, es crítico y vital para afrontar las consecuencias inherentes del desastre natural. Además, son necesarias para atender la emergencia y preservar la salud, seguridad y atención de la población después de un sismo.

Las instalaciones de salud requieren consideraciones especiales en relación con la mitigación del riesgo debido a sus características de ocupación y al papel que desempeñan durante situaciones de catástrofes en general y de crisis sísmicas en particular, en relación con la preservación de la vida y la salud. Pueden tener en cualquier momento una alta densidad de ocupantes entre pacientes, residentes, pacientes transitorios, médicos,



enfermeros, personal administrativo, empleados, funcionarios, visitantes, estudiantes, niños e incluso recién nacidos.

En caso de un terremoto un hospital debe continuar con el tratamiento de sus pacientes alojados en sus instalaciones y debe atender a las personas lesionadas por el evento. El edificio, las instalaciones y su dotación, deben permanecer en condiciones de servicio, más aún, si existen pocas alternativas para sustituir su función, ya que los daños de un hospital estratégicamente importante pueden causar una enorme crisis debido a la falta de alternativas en la zona y a la necesidad de atención urgente.

Esto pone de manifiesto la naturaleza crítica y la interdependencia entre la edificación y su equipamiento, ya que deficiencias en cualquiera de estos elementos atenta contra la funcionalidad del servicio. Por otra parte, los costos sociales de su disfunción, así como los costos económicos de su reposición o restauración coinciden en justificar medidas de seguridad extrema.

Debido a la importancia de los hospitales dentro de estas edificaciones esenciales, los aisladores constituyen una técnica muy atractiva que no se puede prescindir, ya que es una solución que brinda a la sociedad minimizar el impacto que puede producir el sismo en la estructura.

Desde el punto de vista académico, la presente investigación resultará de gran ayuda para futuros estudios relacionados al tema o a partir del mismo. De igual manera, pretende servir de apoyo a la labor de los profesionales que empleen esta técnica para el desarrollo de edificios y construcciones más seguras que tengan un desempeño controlado y predecible durante un sismo severo.

## **1.5. ALCANCE Y LIMITACIONES**

Aunque existen diversos dispositivos de aislamiento sísmico a nivel comercial como aisladores de goma, friccionales, entre otros; el objetivo de estudio en el presente trabajo, es investigar acerca de los aisladores



sísmicos de goma y evaluar el comportamiento de la edificación esencial con el uso de los mismos.

Los aisladores sísmicos a emplear en la edificación, se seleccionarán de catálogos comerciales, lo que indica que dichos dispositivos ya han sido ensayados e inspeccionados por personal calificado, asegurando la conformidad del producto a los diversos requerimientos y, garantizando la calidad tanto de materiales como de los procesos de fabricación.

El alcance de este proyecto se centra en una edificación esencial de cinco pisos, específicamente un hospital aporricado de concreto armado, de base fija o convencional, y a su vez aislado sísmicamente con la ayuda de un software de análisis. Se empleará un “Análisis de Respuesta Espectral”, para luego realizar comparaciones del comportamiento, solicitaciones, y deformaciones de ambas estructuras, para así evidenciar la eficiencia del sistema de aislación incorporado a la estructura, sin tomar en cuenta el factor económico. El análisis de ambas edificaciones se realizará sin especificar el diseño detallado de los elementos estructurales.

Es importante destacar que en nuestro país no se ha fomentado el uso de estos dispositivos, por lo tanto no existen “Normas Venezolanas” que establezcan las disposiciones exigibles al análisis y diseño de edificaciones con aislamiento sísmico. Por dicha razón, fue necesaria la búsqueda de normativas internacionales, como el UBC-97 de Estados Unidos y la NCh2745 Of 2003 correspondiente al país de Chile.



## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

El aislamiento sísmico es una técnica de diseño sismorresistente que consiste en introducir un elemento de apoyo de alta flexibilidad o baja resistencia que independiza a la estructura del movimiento que se propaga por el suelo donde ésta se funda. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de una estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija.

Numerosos estudios teóricos, análisis numéricos y ensayos de laboratorio demuestran el excelente comportamiento que puede lograr este sistema para la protección de estructuras.

En relación a los objetivos planteados de esta investigación, se presentan las bases fundamentales para el estudio de estructuras con aislación de base; que sustentan el contenido de la misma a partir de los siguientes trabajos de grado:

- Saavedra. (2005). **“El Análisis de Edificios con Aisladores Sísmicos mediante Procedimientos Simplificados”**. Universidad Austral de Chile. Plantea como objetivo principal validar un procedimiento simplificado de análisis sísmico de estructuras con aislación sísmica basal de comportamiento lineal y no lineal. El mismo realiza un análisis sísmico plano



sobre dos tipologías de edificios estructuradas en base a muros de corte; obteniendo las respuestas dinámicas de las estructuras planteadas para cinco registros sísmicos. Luego de obtener la respuesta sísmica correspondiente, valida el procedimiento realizando una comparación de los resultados obtenidos con los proporcionados por el programa ETABS Nonlinear.

Constituye un antecedente sólido que aporta para el desarrollo de esta investigación, los principios en los cuales se basa el funcionamiento de la aislación sísmica en edificaciones.

- Cajade y Conde. (2005). **“Sistemas Pasivos de Control Estructural en Edificaciones Aporticadas de un Grado de Libertad”**. Universidad de Carabobo. Tuvo como objetivo principal estudiar algunos de los sistemas pasivos de control estructural en edificaciones aporticadas de un grado de libertad. Mediante la realización de este trabajo se concluyó que los sistemas de control pasivo (como aisladores sísmicos, disipadores de energía, otros) mejoran la respuesta de las estructuras ante la acción de un sismo, aunque no es posible definir la forma e intensidad de este último. Además, estos sistemas no requieren de una fuente de energía externa y su mantenimiento es considerablemente menor que los sistemas de control semiactivo, activo e híbrido.

El presente trabajo tiene como base su hipótesis comprobada de que los sistemas pasivos como aisladores sísmicos de base; los cuales conforman un punto principal de estudio, mejoran la respuesta de las estructuras.

- Arriagada. (2005). **“Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)”**. Universidad Austral de Chile. Evalúa



la respuesta estructural a través de ciertos parámetros y costos, incluyendo probables daños sísmicos de una estructura convencional versus la similar aislada; analizando la conveniencia de la implementación de la aislación basal para un caso particular: Edificio Vanguardia, a ser construido en el centro de Concepción, Chile. Diseña la estructura convencional, para luego aislarla utilizando diversas alternativas de sistemas de aislamiento, apoyado por el programa SAP2000. Comprueba las ventajas del aislamiento de base, detallando los resultados de acuerdo al caso y a lo sugerido por la norma. Posteriormente, realiza una estimación de costos incluyendo nivel de daños.

Se eligió este trabajo de grado debido a que aporta una herramienta útil en el conocimiento y estudio de la aislación basal, ayuda al entendimiento de la norma sísmica sobre dispositivos de aislación, y a su vez establece características nuevas estructurales, funcionales y de serviciabilidad con las que se puede tener parámetros de metodología, desarrollo y desempeño de la norma aplicada a un edificio real.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. PRINCIPIOS DE LA AISLACIÓN SÍSMICA**

En una estructura aislada sísmicamente se distinguen tres componentes: la subestructura que se encuentra por debajo del sistema de aislamiento, la interfaz de aislamiento, y la superestructura; señalando que, aún cuando generalmente se coloca la interfaz de aislamiento al nivel de fundación del edificio, no es obligatorio que así sea.

El alargamiento del periodo fundamental de vibración de la estructura y el aumento del amortiguamiento, son los principios en los cuales se basa el funcionamiento de la aislación sísmica; la cual absorbe de forma parcial la energía impuesta por el sismo antes de que sea transmitida a la superestructura. La reducción de energía ocurre por el aumento del periodo



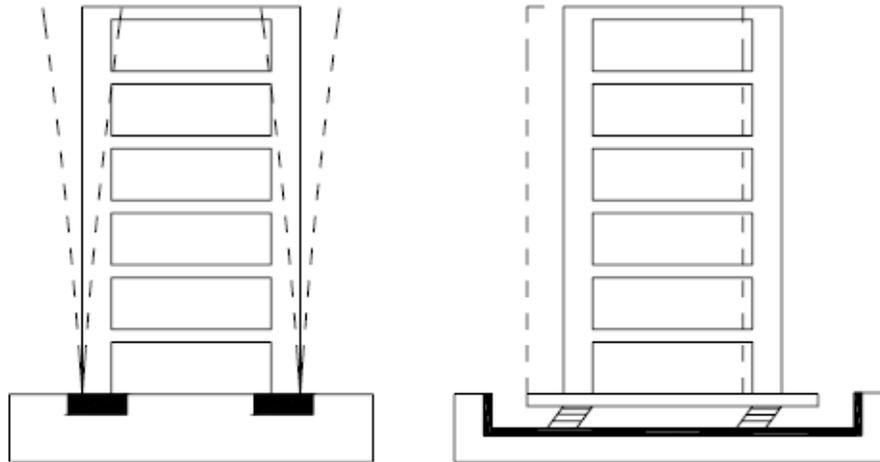
de vibración de la estructura, alejándola del periodo de vibración natural del suelo.

La flexibilización o el alargamiento del período de vibración de la estructura, se logra a través de la introducción de un piso blando entre el suelo de fundación y la superestructura; reconociendo que, la rigidez lateral del piso blando es mucho menor que la rigidez lateral de la superestructura. Además, el sistema tenderá a deformarse sólo en la interface de aislación, transmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la superestructura que sufre un movimiento de bloque rígido, sin deformación ni daño durante la respuesta sísmica.

Por este motivo, el aislamiento de base es más recomendable en estructuras rígidas o con periodos cortos de vibración sobre terrenos firmes; que para aquellas cuyo periodo de vibración sea muy largo; ya que, el uso de aisladores no implicaría un cambio drástico en las fuerzas de entrada a la superestructura.

En cuanto al aumento del amortiguamiento, cabe señalar que viene dado principalmente por el sistema de aislación utilizado; el cual busca reducir la demanda de deformaciones sobre el sistema de aislación y la superestructura sin producir un aumento sobre las aceleraciones de esta última (De la Llera, 1998).

Como se muestra a continuación en la Figura 1, el hecho de implementar aisladores sísmicos en la base, hace ventajoso el comportamiento de la estructura debido a que evita los efectos más dañinos que se pueden producir en la misma a causa de los esfuerzos resultantes de los desplazamientos relativos entre pisos.



**Figura 1:** Comportamiento de una Estructura de Base Fija y Otra con Base Aislada.  
**Fuente:** Saavedra (2005).

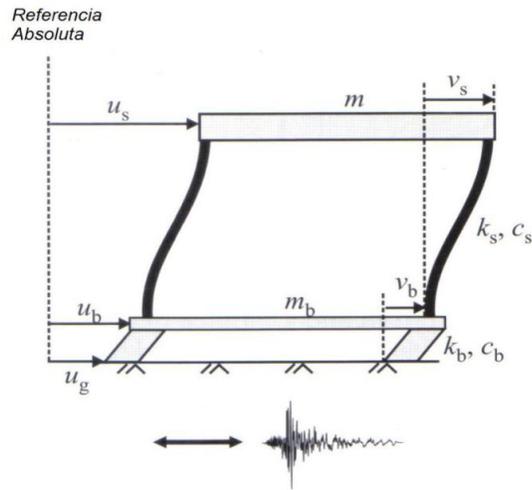
### 2.2.2. TEORÍA DE LA AISLACIÓN SÍSMICA

La teoría lineal de aislación basal (Naeim y Kelly, 1999) se puede utilizar como una herramienta efectiva al momento de analizar edificios con aisladores sísmicos. Dicha teoría se representa mediante un modelo estructural de dos grados de libertad tal como se muestra en la Figura 2, donde “m” representa a la masa de superestructura del edificio y “m<sub>b</sub>” a la masa de la base del edificio. La rigidez y el amortiguamiento de la estructura están representados por k<sub>s</sub>, c<sub>s</sub> y la rigidez y el amortiguamiento del aislador por k<sub>b</sub> y c<sub>b</sub>.

Los desplazamientos absolutos de las dos masas son u<sub>s</sub> y u<sub>b</sub>, pero es conveniente usar desplazamientos relativos, los cuales quedan definidos por:

$$v_b = u_b - u_g \quad v_s = u_s - u_b$$

Donde u<sub>g</sub> es el movimiento del suelo.



**Figura 2:** Esquema de un Sistema con Aislación Basal de Dos Grados de Libertad.  
**Fuente:** Naeim y Kelly (1999).

Luego en términos de estos desplazamientos y aplicando la segunda Ley de Newton, las ecuaciones de equilibrio dinámico del modelo de dos grados de libertad son:

- Para la masa “ $m_b$ ”:

$$m\ddot{v}_s + m_b\ddot{v}_b + c_b(\dot{v}_b - \dot{u}_g) + k_b(v_b - u_g) = 0$$

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

- Para la masa “ $m$ ”:

$$m\ddot{v}_s + c_s(\dot{v}_s - \dot{v}_b) + k_s(v_s - v_b) = 0$$

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_sv_s = -m\ddot{u}_g$$

Si el movimiento relativo entre la superestructura y la losa base es suprimido, es decir,  $v_s = 0$  y sustituyendo  $M = (m + m_b)$ , definida como la masa total del sistema soportada por el sistema de aislación, la ecuación descrita anteriormente para la masa  $m_b$  resulta:

$$M\ddot{v}_b + c_b\dot{v}_b + k_bv_b = -M\ddot{u}_g$$



Similarmente, si el movimiento relativo entre la losa base y el suelo es suprimido,  $v_b = 0$ , la otra ecuación queda determinada por:

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

La ecuación de movimiento para el sistema con dos grados de libertad, puede escribirse matricialmente como:

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g$$

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -Mr\ddot{u}_g$$

Considerando las propiedades del sistema de aislamiento y de la estructura, pueden asumirse los siguientes órdenes de magnitud:

- $m_b < m$ , en el mismo orden de magnitud.
- La frecuencia nominal  $\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m}} \gg \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}}$
- Se define  $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$  y se estima en el orden de  $10^{-2}$ .
- El amortiguamiento viscoso de la estructura  $\beta_s = \frac{c_s}{(2m\omega_s)}$  y el amortiguamiento del sistema de aislamiento  $\beta_b = \frac{c_b}{(2M\omega_b)}$ , del mismo orden de magnitud  $\varepsilon$ .
- Cociente de la masa total  $\gamma = \frac{m}{m+m_b} = \frac{m}{M}$

En términos de estas expresiones, las ecuaciones definitivas de movimiento son:

$$\gamma\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2\omega_b\beta_b\dot{v}_b + \omega_b^2v_b = -\ddot{u}_g$$

$$\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2\omega_s\beta_s\dot{v}_s + \omega_s^2v_s = -\ddot{u}_g$$



La solución de este sistema de ecuaciones se obtiene realizando un análisis modal suponiendo un problema de vibraciones libres sin amortiguamiento; donde:

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

$$\begin{vmatrix} (k_b - \omega^2 M) & (-\omega^2 m) \\ (-\omega^2 m) & (k_s - \omega^2 m) \end{vmatrix} = 0$$

Resolviendo el determinante, la ecuación característica para la frecuencia es:

$$(1 - \gamma)\omega^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0$$

La solución de la ecuación son las dos raíces dadas por:

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \left[ (\omega_b^2 + \omega_s^2) - \sqrt{(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2} \right]$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \left[ (\omega_b^2 + \omega_s^2) + \sqrt{(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2} \right]$$

Luego de obtener las raíces, y teniendo en cuenta que  $\omega_s \gg \omega_b$ , las frecuencias naturales del sistema quedan:

$$\omega_1 = \omega_b \sqrt{1 - \gamma\epsilon} \approx \omega_b$$

$$\omega_2 = \frac{\omega_s}{\sqrt{(1 - \gamma)}} \sqrt{1 + \gamma\epsilon} \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{(1 - \gamma)}}$$

La primera frecuencia natural corresponde a la frecuencia del aislador, que no afecta esencialmente la flexibilidad de la estructura. La segunda frecuencia natural obtenida es de la estructura; ésta se incrementa significativamente por la presencia de la masa de la base. Combinando estos



dos factores, se promueve el incremento de separación de la frecuencia del aislador y la frecuencia del sistema estructural aislado.

Los modos clásicos de vibración del sistema son denotados por  $\phi^1$  y  $\phi^2$ , donde:

$$\phi^{iT} = (\phi_b^i, \phi_s^i) \quad i = 1, 2$$

Los desplazamientos del sistema para el primer modo vienen dados por:

$$\begin{bmatrix} (k_b - \omega_b^2 M) & (-\omega_b^2 m) \\ (-\omega_b^2 m) & (k_s - \omega_b^2 m) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1^{(1)} \\ \phi_2^{(1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Donde se obtiene la ecuación:

$$-\omega_b^2 m \phi_1^{(1)} + (k_s - \omega_b^2 m) \phi_2^{(1)} = 0$$

Asumiendo  $\phi_1^{(1)} = 1$ ;

Despejando el valor de  $\phi_2^{(1)}$ :

$$\phi_2^{(1)} = \frac{\omega_b^2 m}{k_s - \omega_b^2 m} = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2 - \omega_b^2} = \frac{1}{\left(\frac{1}{\varepsilon}\right) - 1} = \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon} \approx \varepsilon$$

Puede entonces escribirse la forma del primer modo como:

$$\phi^{(1)T} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$$

De forma análoga pueden determinarse los desplazamientos para el segundo modo:

$$\begin{bmatrix} \left(k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M\right) & \left(-\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m\right) \\ \left(-\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m\right) & \left(k_s - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m\right) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1^{(2)} \\ \phi_2^{(2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

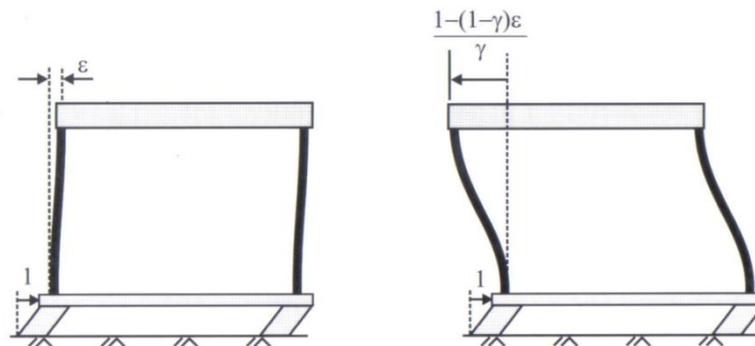
Obteniendo la ecuación  $\left(k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M\right) \phi_1^{(2)} - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m \phi_2^{(2)} = 0$

Asumiendo  $\phi_1^{(2)} = 1$ ; el valor de  $\phi_2^{(2)} = \frac{k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M}{\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m} = \frac{(1-\gamma)\epsilon - 1}{\gamma}$

Puede entonces escribirse la forma del segundo modo como:

$$\Phi^{(2)T} = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} [1 - (1-\gamma)\epsilon] \end{array} \right\}$$

Las formas modales de la estructura aislada son ilustradas en la Figura 3. Como puede observarse el primer modo de vibración representa prácticamente una estructura rígida sobre una base flexible del sistema de aislamiento. En el segundo modo, el desplazamiento en la parte superior de la estructura está fuera de fase y es del mismo orden de magnitud que el desplazamiento del sistema aislador. El segundo modo está muy cerca a un movimiento donde dos masas están vibrando completamente libres en el espacio con respecto al centro de masas del sistema combinado. El significado práctico de este resultado es que para aceleraciones altas en el segundo modo de una estructura aislada, no se genera gran corte en la base.



**Figura 3:** Formas Modales de la Estructura Aislada.  
**Fuente:** Naeim y Kelly (1999).



Para expresar los desplazamientos originales en coordenadas modales:

$$v_b = q_1\phi_b^1 + q_2\phi_b^2 \quad v_s = q_1\phi_s^1 + q_2\phi_s^2$$

Donde  $q_1, q_2$  son coeficientes modales dependientes del tiempo.

Los valores modales  $M_i, L_i$  están dados por:

$$M_i = \phi^{iT} M \phi^i \quad M_i L_i = \phi^{iT} M r$$

De primer orden de  $\varepsilon$ , que son:

$$M_1 = M(1 + 2\gamma\varepsilon) \quad M_2 = M \frac{(1-\gamma)[1-2(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma}$$

Y:

$$L_1 = 1 - \gamma\varepsilon \quad L_2 = \gamma\varepsilon$$

Cuando  $v_b$  y  $v_s$  en las ecuaciones de equilibrio dinámico del modelo de dos grados de libertad, son expresados en términos de  $\phi^1$  y  $\phi^2$ , se tienen dos ecuaciones en los coeficientes modales ( $q_1, q_2$ ) de la forma:

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \lambda_1\dot{q}_2 + \omega_1^2q_1 = -L_1\ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + \lambda_2\dot{q}_1 + 2\omega_2\beta_2\dot{q}_2 + \omega_2^2q_2 = -L_2\ddot{u}_g$$

Los términos  $2\omega_1\beta_1$  y  $2\omega_2\beta_2$  son calculados a partir:

$$M_i 2\omega_i\beta_i = \phi^{iT} \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \phi^i$$

De la que se obtiene:

$$2\omega_1\beta_1 = 2\omega_b\beta_b(1 - 2\gamma\varepsilon)$$



$$2\omega_2\beta_2 = \left(\frac{1}{1-\gamma}\right)(2\omega_s\beta_s + 2\gamma\omega_b\beta_b)$$

Que conducen a:

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\varepsilon\right)$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_s + \gamma\beta_2\varepsilon^{1/2}}{(1-\gamma)^{1/2}} \left(1 - \frac{\gamma\varepsilon}{2}\right)$$

Los coeficientes  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$  son calculados a partir de:

$$\lambda_1 M_1 = \phi^i T \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \phi^2$$

$$\lambda_2 M_2 = \phi^{2T} \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \phi^1 = \lambda_1 M_1$$

Por lo tanto:

$$\lambda_1 M_1 = (1, \varepsilon) \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ -a \end{pmatrix} = c_b - \varepsilon a c_s \quad a = \frac{1}{\gamma} [1 - (1-\gamma)\varepsilon]$$

Usando las ecuaciones correspondientes a  $M_1$  y  $M_2$  se tiene:

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{2\omega_b\beta_b M - \varepsilon\{(1/\gamma)[1 - (1-\gamma)\varepsilon]\}2\omega_s\beta_s m}{M(1 + 2\gamma\varepsilon)} \\ &= 2\omega_b\beta_b(1 - 2\gamma\varepsilon) - \varepsilon 2\omega_s\beta_s(1 - 2\gamma\varepsilon) \\ &= 2\omega_b[\beta_b(1 - 2\gamma\varepsilon) - \varepsilon^{1/2}\beta_s] \end{aligned}$$

Y:

$$\lambda_2 = \frac{2\omega_b\beta_b M - \varepsilon\{(1/\gamma)[1 - (1-\gamma)\varepsilon]\}2\omega_s\beta_s m}{[M(1-\gamma)/\gamma][1 - 2(1-\gamma)\varepsilon]}$$



$$= (2\omega_b \beta_b - \varepsilon 2\omega_s \beta_s) [1 + 2(1 - \gamma)\varepsilon] \frac{\gamma}{1 - \gamma}$$

$$= 2\omega_b \{ \beta_b [1 + 2(1 - \gamma)\varepsilon] - \varepsilon^{1/2} \beta_s \} \frac{\gamma}{1 - \gamma}$$

En la mayoría de aplicaciones estructurales, se supone que la amortiguación es lo suficientemente pequeña, el efecto de los componentes fuera de la diagonal (en este caso  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$ ) son insignificantes y que la solución requerida puede ser obtenida de las ecuaciones modales desacopladas de movimiento a saber:

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1 \beta_1 \dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = -L_1 \ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + 2\omega_2 \beta_2 \dot{q}_2 + \omega_2^2 q_2 = -L_2 \ddot{u}_g$$

En la historia del tiempo del movimiento de suelo,  $\ddot{u}_g(t)$  es conocido; luego los componentes modales  $q_1(t)$ ,  $q_2(t)$  pueden ser calculados a partir de:

$$q_1 = \frac{L_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-\omega_1 \beta_1 \tau} \text{sen } \omega_1 \tau \, d\tau$$

$$q_2 = -\frac{L_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-\omega_2 \beta_2 \tau} \text{sen } \omega_2 \tau \, d\tau$$

Y una estimación de los valores máximos de  $q_1$  y  $q_2$  se pueden dar por:

$$|q_1|_{\text{máx}} = L_1 S_D(\omega_1, \beta_1)$$

$$|q_2|_{\text{máx}} = L_2 S_D(\omega_2, \beta_2)$$



Donde  $S_D(\omega, \beta)$  es el espectro de respuesta de desplazamiento para el movimiento del suelo  $\ddot{u}_g(t)$ , a una frecuencia  $\omega$  y un factor de amortiguamiento  $\beta$ .

Para estimar las cantidades de respuestas diversas de los valores pico espectral, es necesario utilizar el método SRSS. Los valores de los desplazamientos máximos del sistema de aislamiento y deformación estructural están dadas por:

$$|v_s|_{\text{máx}} = [(\phi_2^1 |q_1|_{\text{máx}})^2 + (\phi_2^2 |q_2|_{\text{máx}})^2]^{1/2}$$

$$|v_b|_{\text{máx}} = [(\phi_1^1 |q_1|_{\text{máx}})^2 + (\phi_1^2 |q_2|_{\text{máx}})^2]^{1/2}$$

Insertando los resultados obtenidos de las ecuaciones correspondientes a los valores modales  $M_i$ ,  $L_i$  y los valores de los desplazamientos máximos del sistema de aislamiento y deformación estructural, se obtiene:

$$|v_b|_{\text{máx}} = \{[L_1 S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + [L_2 S_D(\omega_2, \beta_2)]^2\}^{1/2}$$

$$|v_b|_{\text{máx}} = \{(1 - \gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 [S_D(\omega_2, \beta_2)]^2\}^{1/2}$$

Y:

$$|v_s|_{\text{máx}} = \left\{ \varepsilon^2 (1 - \gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 \frac{1}{\gamma^2} [1 - (1 - \gamma)\varepsilon]^2 [S_D(\omega_2, \beta_2)]^2 \right\}^{1/2}$$

$$|v_s|_{\text{máx}} = \varepsilon \{(1 - 2\gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + [1 - 2(1 - \gamma)\varepsilon]^2 [S_D(\omega_2, \beta_2)]^2\}^{1/2}$$

En general, el término  $\varepsilon^2 S_D(\omega_1, \beta_1)$  puede despreciarse con espectros de sismos, donde el desplazamiento a altas frecuencias (es decir,  $\omega_2$ ) es mucho menor que en frecuencias más bajas (es decir,  $\omega_1$ ). Esto conlleva a:

$$|v_b|_{\text{máx}} = (1 - \gamma\varepsilon) S_D(\omega_1, \beta_1)$$



Si despreciamos cualquiera de los términos que son más altos que  $\varepsilon^2$ , la estimación de la deformación estructural o la deriva de entrepiso,  $v_s$ , se da como:

$$|v_s|_{\text{máx}} = \varepsilon[S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + S_D(\omega_2, \beta_2)^2]$$

Similarmente, el coeficiente de corte basal  $C_S$  es dado por:

$$C_S = \left| \frac{k_s v_s}{m} \right|_{\text{máx}} = \omega_s^2 |v_s|_{\text{máx}}$$

Y se convierte en:

$$C_S = \omega_s^2 \varepsilon [S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + S_D(\omega_2, \beta_2)^2]^{1/2}$$

$$C_S = [\omega_b^4 S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + \varepsilon^2 \omega_s^4 S_D(\omega_2, \beta_2)^2]^{1/2}$$

$$C_S = [S_A(\omega_1, \beta_1)^2 + \varepsilon^2 S_A(\omega_2, \beta_2)^2]^{1/2}$$

Por lo tanto si se conservan sólo los primeros términos, obtenemos:

$$|v_s|_{\text{máx}} = \frac{\varepsilon S_V}{\omega_b} = \varepsilon S_D(\omega_b, \beta_b)$$

$$|v_b|_{\text{máx}} = \frac{S_V}{\omega_b} = S_D(\omega_b, \beta_b)$$

Y el coeficiente de diseño de cortante basal se define por:

$$C_S = \frac{k_s v_s}{m} = \omega_s^2 v_s$$

Y se convierte en:

$$C_S = \omega_b S_V \left[ 1 + \varepsilon^2 \frac{\omega_2^2}{\omega_1^2} \right]^{1/2} = S_A(\omega_b, \beta_b) \left( 1 + \frac{\varepsilon}{1 - \gamma} \right)^{1/2}$$

$$C_S = S_A(\omega_b, \beta_b)$$



Lo que indica que para pequeños valores de  $\varepsilon$  y un espectro típico de diseño; el sistema de aislamiento puede ser diseñado, al menos en su fase inicial, por un desplazamiento relativo de su base dado por  $S_D(\omega_b, \beta_b)$  y la superestructura por un coeficiente de cortante basal igual a  $S_A(\omega_b, \beta_b)$ . La reducción de cortante en la base de ésta última, en comparación con la de una estructura de base fija, donde  $C_S = S_A(\omega_s, \beta_s)$ ; está dado por  $[S_A(\omega_b, \beta_b)/S_A(\omega_s, \beta_s)]$ , que para un espectro de velocidad constante es  $\omega_b/\omega_s$ , aproximadamente en el orden de  $\varepsilon$ ; lo cual subestima la reducción del cortante en la base, ya que generalmente,  $\beta_b$  es mayor que  $\beta_s$ .

### 2.2.3. EXTENSIÓN DE LA TEORÍA A LOS EDIFICIOS

#### Ecuaciones de Movimiento para M-Grados de Libertad

El análisis del modelo lineal simple de dos grados de libertad, desarrollado anteriormente se puede aplicar al caso de un edificio de varios pisos. Representando el sistema estructural de un edificio mediante la matriz de masa  $M$ , matriz de amortiguamiento  $C$ , y la matriz de rigidez  $K$ , para una estructura de base convencional el desplazamiento relativo “ $u$ ” de cada grado de libertad con respecto al suelo, está dado por:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Mr\ddot{u}_g$$

Donde “ $r$ ” es un vector que acopla cada grado de libertad al movimiento del suelo. Cuando este modelo estructural se superpone en un sistema de aislamiento de base con una masa de la base igual a  $m_b$ , rigidez  $k_b$  y amortiguamiento  $c_b$ ; la ecuación anterior resulta:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -Mr(\ddot{u}_g + \ddot{v}_b)$$



Donde “v” es el desplazamiento relativo de la losa base y  $v_b$  es el desplazamiento relativo de la losa base respecto al suelo. La ecuación general del movimiento para el edificio combinado y la losa base es:

$$r^T M(\ddot{v} + r\ddot{v}_b + r\ddot{u}_g) + m_b(\ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = 0$$

Y se puede escribir de la forma:

$$r^T M\ddot{v} + (m + m_b)\ddot{v}_b + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g$$

La ecuación anterior identifica como  $r^T M$  a la masa total del edificio, por lo que  $(m + m_b)$  es la masa total soportada por el sistema de aislamiento. Dicha ecuación escrita matricialmente es:

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

Donde  $M^*$ ,  $C^*$ , y  $K^*$  corresponden a la matriz de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema de aislamiento,  $v^*$  son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente;  $r^*$  el vector que se utiliza para definir el vector cargas generalizadas y  $\ddot{u}_g$  la aceleración del suelo. Dichas matrices son definidas a partir de las siguientes ecuaciones:

$$M^* = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n (m_i + m_b) & r^T M \\ M r & M \end{bmatrix}$$

$$C^* = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & C \end{bmatrix}$$

$$K^* = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix}$$



Con:

$$v^* = \begin{bmatrix} V_b \\ V \end{bmatrix}$$

$$r^* = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Donde  $M$ ,  $C$ , y  $K$  son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura con base fija;  $m_i$  es la masa del piso "i",  $m_b$  la masa de la losa base, "r" es un vector unitario de orden n (siendo "n" el número de pisos de la estructura),  $c_b$  el amortiguamiento del sistema de aislamiento, y  $k_b$  la rigidez correspondiente a la suma de las rigideces de todos los aisladores de base.

Al realizar un análisis plano con aisladores de base, el amortiguamiento del sistema estará dado por:

$$C_b = 2\beta_b \sqrt{k_b \left( m_b + \sum_{i=1}^n m_i \right)}$$

Y la rigidez de cada aislador será:

$$k_b = \frac{G_a A}{H_r}$$

Donde  $\beta_b$  es el factor de amortiguamiento del aislador,  $G_a$  el módulo de corte de la goma,  $A$  área de la sección transversal del aislador y  $H_r$  la altura del aislador.

#### 2.2.4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO SÍSMICO EN EDIFICACIONES AISLADAS

Las versiones anteriores del Uniform Building Code (UBC) enfatizan un método simple, el "Método Estático Equivalente de Diseño", que aprovecha el hecho de que para una estructura aislada los desplazamientos



están concentrados en el nivel de aislamiento; por tanto, la superestructura se mueve prácticamente como un cuerpo rígido. El diseño fue basado en un solo modo de vibración, y las fuerzas de diseño de la superestructura fueron calculadas a partir de las fuerzas en los aisladores para los desplazamientos de diseño. El resultado es un proceso muy simple de diseño. La normativa sísmica sigue avanzando y situaciones donde se necesitan análisis dinámicos se han incrementado, por lo cual las normas sísmicas fomentan el uso de análisis dinámicos en los casos donde sea requerido.

Para todo diseño de aislamiento sísmico, es necesario desarrollar un análisis estático, en este se establece un nivel mínimo de fuerzas y desplazamientos de diseño. El análisis estático también es usado como diseño preliminar de sistemas de aislamiento, cuando es requerido un análisis dinámico; y para la revisión del diseño, bajo determinadas circunstancias, puede ser el único método de diseño utilizado.

Existen diversas especificaciones para el diseño de sistemas de aislamiento, donde señalan que el procedimiento de análisis estático lateral equivalente debe realizarse siempre que:

- La estructura esté ubicada a más de 10 km de todas las fallas activas.
- La superestructura no tenga más de cuatro pisos o 20 m de altura.
- El periodo de vibración de la estructura aislada sea menor o igual a 3 segundos.
- El periodo de vibración de la estructura aislada sea mayor que tres veces el periodo elástico de base fija de la superestructura, y no menor que 2 segundos.
- La superestructura tenga una configuración regular.

El sistema de aislación debe estar definido por todos los atributos siguientes:



- La rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva para el 20% del desplazamiento de diseño.
- Tiene propiedades de fuerza-deformación que son independientes de la velocidad de carga.
- Tiene propiedades de fuerza-deformación que son independientes de las cargas verticales y efectos de sollicitaciones bidireccionales.
- El sistema de aislación debe permitir alcanzar el desplazamiento sísmico máximo posible y no menos de 1.20 veces el desplazamiento total de diseño.

Para cualquier caso fuera de estas condiciones, se requiere un análisis dinámico, que puede llevarse a cabo en la forma de un análisis del espectro de respuesta o un análisis de historia en el tiempo.

### **Nivel de Riesgo Sísmico**

Los criterios adoptados por diversos códigos sísmicos, como el Uniform Building Code (UBC-97) y el NEHRP-2003 de los Estados Unidos de América, implican un enfoque de dos niveles de peligrosidad sísmica que son los siguientes:

- El Diseño Básico de Sismos (Design Basic Earthquake, DBE) correspondiente al nivel de temblores de tierra que tiene una probabilidad del 10 % de excedencia en 50 años (Sismo con un periodo de retorno de 475 años).
- El Sismo Máximo Posible (Maximum Capable Earthquake, MCE) correspondiente al nivel máximo de temblores de tierra que alguna vez se puede esperar en el lugar de la edificación. Esto puede ser tomado como el nivel de movimiento de tierra que tiene una probabilidad del 10% de excedencia en 100 años (Sismo con un periodo de retorno de 1000 años).



## Análisis Estático Equivalente

Las fórmulas de Análisis Estático estipulan desplazamientos y fuerzas basadas en una respuesta espectral de velocidad constante por encima del rango de 1 a 3 segundos. El valor de la velocidad espectral constante,  $S_V$ , en mm/s puede ser escrita como:

$$S_V = \frac{g S_{D1}}{2\pi}$$

Donde  $S_{D1}$  es el amortiguamiento de diseño de 5 % y  $g$  es la aceleración de la gravedad en  $\text{mm/s}^2$ . El desplazamiento espectral  $S_D$  para el periodo del sistema aislado  $T_D$  está dado por:

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

Donde  $S_D$  es obtenido en mm.

El espectro puede ser modificado por el factor de reducción de amortiguamiento  $B_D$  que toma en cuenta el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para desplazamientos de diseño. Por lo tanto, el desplazamiento  $D$  es el punto de partida para el proceso de diseño y siempre debe ser calculado aun cuando el análisis dinámico sea o no utilizado. Se basa en la suposición de que las deformaciones de la superestructura son despreciables y esta dado por:

$$D = \frac{0.25ZNS_1T_1}{B}$$

Donde  $D$  es obtenido en m,  $Z$  es el coeficiente de zona sísmica,  $N$  el coeficiente de campo,  $S_1$  coeficiente del perfil de suelo,  $T_1$  el periodo efectivo en segundos y  $B$  el coeficiente de amortiguación.

A pesar de que muchos de los proyectos aislados están diseñados con el análisis dinámico; el análisis estático sigue siendo necesario para



garantizar que los valores de diseño no estén por debajo de ciertos niveles mínimos determinados a partir del mismo.

De acuerdo con el UBC-97, los dos desplazamientos básicos que se calculan son el  $D_D$  y  $D_M$ , ó desplazamientos dados por el DBE y MCE en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, los cuales se calculan mediante las siguientes formulas:

- Para el DBE:

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

- Para el MCE:

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

Donde  $D_D$  y  $D_M$  se obtienen en mm,  $g$  es la aceleración de la gravedad expresada en  $\text{mm/s}^2$ ,  $C_{VD}$  y  $C_{VM}$  son coeficientes sísmicos,  $T_D$  y  $T_M$  corresponden al periodo del sistema aislado en segundos y, finalmente los valores de  $B_D$  y  $B_M$  son los coeficientes de amortiguamiento correspondientes a los niveles de respuesta del DBE y MCE, respectivamente.

El amortiguamiento efectivo en el sistema de aislamiento,  $\beta$ , a los niveles de respuesta del DBE y MCE, conocidos como  $\beta_D$  y  $\beta_M$  se calculan a partir de:

- Para el DBE:

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

- Para el MCE:

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



Donde  $K_{D,máx}$  y  $K_{M,máx}$  son términos del máximo valor de la rigidez efectiva.

El factor de reducción de amortiguamiento B ( $B_D$  para el DBE y  $B_M$  para el MCE) es dado en función de  $\beta$  en forma tabulada:

**Tabla 1:** Coeficientes de Amortiguamiento,  $B_D$  y  $B_M$ .

Amortiguamiento Efectivo $\beta_D$ ó $\beta_M$	Factor $B_D$ y $B_M$
< 0.02	0.80
0.05	1.00
0.10	1.20
0.20	1.50
0.30	1.70
0.40	1.90
> 0.50	2.00

**(1)** El factor de modificación de respuesta por amortiguamiento se debe basar en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación determinado.

**(2)** El factor de modificación de respuesta por amortiguamiento se debe basar en la interpolación lineal para valores de amortiguamiento efectivo diferentes a los que aparecen en la presente tabla.

**Fuente:** Uniform Building Code (UBC-97).

Aproximaciones de los valores tabulados pueden ser obtenidas mediante la ecuación:

$$B = \left( \frac{4}{1 - \ln \beta} \right)$$

Donde  $\beta$  es dado como la fracción del amortiguamiento crítico (no en porcentaje).

Los periodos aislados para los desplazamientos de diseño,  $T_D$  y  $T_M$  que corresponden a la respuesta del DBE y MCE, respectivamente, son calculados a partir de:



- Para el DBE:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,\text{mín}} g}}$$

- Para el MCE:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M,\text{mín}} g}}$$

Donde  $W$  es el peso de la edificación y  $g$  la aceleración de la gravedad.

La rigidez efectiva del sistema de aislamiento para el desplazamiento  $D_D$  y  $D_M$  determinados experimentalmente; se determina a partir de las siguientes expresiones:

$$K_{D,\text{eff}} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-}$$

$$K_{M,\text{eff}} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-}$$

Donde  $K_{D,\text{mín}}$ ,  $K_{D,\text{máx}}$ ,  $K_{M,\text{mín}}$  y  $K_{M,\text{máx}}$  son los mínimos y máximos valores de  $K_{D,\text{eff}}$  y  $K_{M,\text{eff}}$ , respectivamente, que son determinados experimentalmente.

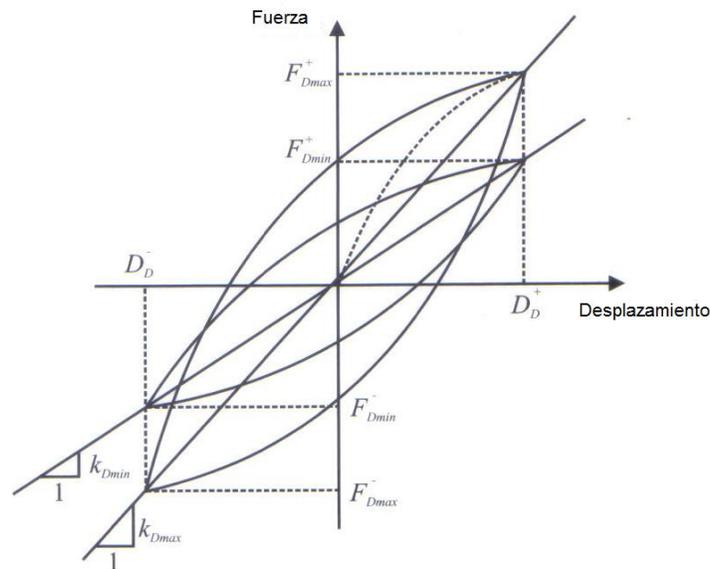
Los valores  $K_{D,\text{mín}}$ ,  $K_{D,\text{máx}}$ ,  $K_{M,\text{mín}}$  y  $K_{M,\text{máx}}$ , no son conocidos por el diseñador durante la fase de diseño preliminar. El procedimiento de diseño se inicia con un valor asumido de  $K_{\text{eff}}$ , que es obtenido de pruebas anteriores sobre componentes similares o mediante el uso de las características del material, y un esquema del aislador propuesto.

Después de que el diseño preliminar está completado satisfactoriamente, los aisladores prototipo serán encargados y probados; y los valores descritos anteriormente serán obtenidos a partir de los resultados del programa previsto de las pruebas a los aisladores prototipo.

La Figura 4 ilustra el límite superior e inferior del ciclo de respuesta de un aislador bajo ciclo de prueba; el cual es usado para obtener el valor de  $K_{D,min}$  y  $K_{D,max}$ .

Los términos  $F^-$ ,  $F^+$ ,  $D^-$  y  $D^+$  son las mínimas y máximas fuerzas y desplazamientos del aislador prototipo, correspondientes a los niveles de respuesta del DBE y MCE, usados para determinar las características mecánicas del sistema. Los resultados de las pruebas en los aisladores prototipo, son luego utilizados para refinar el diseño preliminar; y cuando el análisis dinámico es requerido, se establecen límites para diversos valores de diseño.

Debido a que la rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo suelen ser dependientes del desplazamiento, el cálculo del periodo efectivo del sistema y amortiguamiento es un proceso iterativo.



**Figura 4:** Determinación de  $K_{D,min}$  y  $K_{D,max}$  Experimentalmente. Fuente: NEHRP (1997).

El Uniform Building Code (UBC-97) también establece que para diseñar, se deben determinar los desplazamientos totales de diseño  $D_{TD}$  y  $D_{TM}$ , los cuales representan el desplazamiento del soporte localizado en la esquina de la estructura; lo que incluye los efectos de torsión en la planta, y pueden obtenerse a partir del desplazamiento del centro de rigidez de la misma con las siguientes expresiones:

- Para el DBE:

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

- Para el MCE:

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

Donde “e” es la excentricidad real más el 5% de excentricidad accidental, e “y” es la distancia desde el centro de rigidez hasta la esquina del apoyo aislado, medida en la dirección perpendicular a la acción de la carga sísmica estudiada, como se ilustra en la Figura 5. Esta fórmula supone que la carga sísmica  $K_{eff}D$  se aplica a través del centro de masa, la cual se encuentra a una distancia “e” del centro de rigidez.

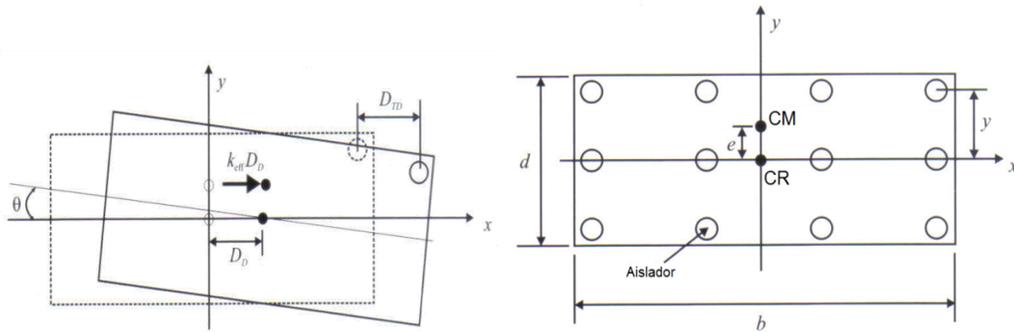
Si la dimensión en planta de la estructura es rectangular, con dimensiones  $b \times d$ , y la distribución de aisladores se asume uniforme; la rigidez torsional global del sistema aislado es  $K_{eff}[(b^2 + d^2)/12]$  y la rotación torsional  $\theta$  se calcularía mediante:

$$\theta = \frac{k_{eff} De}{k_{eff}(b^2 + d^2)/12} = \frac{12De}{b^2 + d^2}$$

El desplazamiento adicional debido a la rotación es  $[12De/(b^2 + d^2)]$  y que conduce a las ecuaciones de los desplazamientos totales de diseño  $D_{TD}$  y  $D_{TM}$ . Si la rigidez torsional real del sistema es calculada y el desplazamiento adicional debido a  $K_{eff}D$  a través de “e” resulta ser menor

que el valor dado por las ecuaciones descritas; entonces dicho valor se puede utilizar, pero debe ser por lo menos 1.1 veces  $D_D$  y 1.1 veces  $D_M$ , respectivamente.

El desplazamiento máximo total  $D_{TM}$ , es requerido para verificar la estabilidad del sistema de aislación.



**Figura 5:** Relaciones Geométricas para el Cálculo de  $D_{TD}$ .  
**Fuente:** Naeim y Kelly (1999).

Las fuerzas de diseño para la superestructura y los elementos por debajo de la interfaz de aislamiento deben ser diseñados basándose en el desplazamiento de diseño  $D$ .

Los elementos del sistema de aislamiento se calculan utilizando la siguiente fórmula:

$$V_b = k_{D,m\acute{a}x} D_D$$

El nivel de resistencia para el diseño de los elementos sobre el sistema de aislamiento en términos de la mínima fuerza lateral de corte basal está dada por:

$$V_s = \frac{k_{D,m\acute{a}x} D_D}{R_1}$$

Donde  $R_1$  es el factor de reducción de la fuerza de diseño que varía entre 1.0 y 2.0. El factor de reducción de respuesta  $R_1$  utilizado para estructuras con aislación sísmica no supera el valor 2.0 para asegurar que la estructura permanezca elástica durante el 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 entre 2 y 3 s, los que de ocurrir, podrían inducir grandes deformaciones inelásticas en la superestructura.

En todos los casos el valor de  $V_s$  no debe ser inferior a:

- La fuerza lateral sísmica requerida por el Uniform Building Code (UBC-97), para una estructura de base fija del mismo peso,  $W$ , y un período igual al de la estructura aislada,  $T_D$ .
- El esfuerzo de corte basal correspondiente a la carga de diseño de viento.
- La fuerza lateral sísmica requerida para activar completamente el sistema de aislación mayorada por 1.50 (es decir, una vez y medio el nivel de fluencia del sistema, la capacidad última de un sistema de sacrificio ante cargas de viento o el nivel de fricción estática de un sistema deslizante).

La distribución vertical de las fuerzas inerciales en el sistema estructural, se basa en el supuesto de que la participación de los modos superiores de vibración es despreciable y las aceleraciones son aproximadamente las mismas en todos los niveles de la estructura. Aunque se consideró que esto no podría ser lo suficientemente conservador; la distribución fue modificada a una donde se calcula la fuerza lateral del plano  $X$ , denotado por  $F_x$ , a partir del corte basal  $V_s$ , como:

$$F_x = V_s \frac{h_x w_x}{\sum_{i=1}^N w_i h_i}$$

Donde  $W_x$  y  $W_i$  son los pesos de nivel  $i$  ó  $x$ ; y  $h_x$  y  $h_i$  son las alturas respectivas de la estructura sobre el nivel de aislamiento.



## Análisis Dinámico

Para todos los diseños de estructuras aisladas sísmicamente es necesario realizar un análisis estático, ya que este método establece un nivel mínimo para fuerzas y desplazamientos de diseño. Sin embargo hay restricciones con respecto al uso de este método como ya fue señalado anteriormente. Es por ello que el análisis dinámico se requiere en muchos casos, y puede ser llevado a cabo en la forma de un análisis de espectro de respuesta o un análisis de historia en el tiempo.

### Análisis Espectral

El análisis espectral se puede utilizar para el diseño de una estructura con aislación sísmica, siempre que:

1. La estructura se encuentre ubicada en un tipo de suelo  $S_A$ ,  $S_B$ ,  $S_C$  ó  $S_D$  conforme a lo descrito en el UBC-97.
2. El sistema de aislación esté definido por todos los atributos señalados para el análisis estático.

Cuando se realiza el análisis dinámico, es posible tener desplazamientos de diseño y fuerzas de diseño que sean menores que las dadas por las fórmulas del análisis estático equivalente. Los límites especificados en el UBC-97, señalan hasta qué punto los valores de diseño pueden disminuir por debajo de los valores estáticos, como se muestra seguidamente para el sistema de aislación, elementos de la subestructura y superestructura.

3. El desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$  para el sistema de aislamiento no debe ser considerado menor que el 90% de  $D_{TD}$ , especificado en el análisis estático.



4. El desplazamiento total máximo  $D_{TM}$  del sistema de aislación no se debe considerar menor que el 80% de  $D_{TM}$  calculado en el análisis estático.
5. La fuerza de corte de diseño en el sistema de aislamiento y en los elementos estructurales bajo el sistema de aislación debe ser mayor que el 90% de  $V_b$  calculado con la ecuación descrita en el procedimiento estático.
6. Los límites especificados en el punto 1 y 2 deben ser evaluados usando las ecuaciones de  $D_{TD}$  y  $D_{TM}$  ya descritas en el procedimiento de análisis estático, excepto que  $D'_D$  puede ser utilizado en lugar de  $D_D$ , y  $D'_M$  puede ser utilizado en lugar de  $D_M$ , donde  $D'_D$  y  $D'_M$  se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}}$$
$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}}$$

Donde  $T$  es el periodo elástico de la superestructura con base fija.

Las ecuaciones de  $D'_D$  y  $D'_M$  corresponden a modificaciones de las ecuaciones de  $D_D$  y  $D_M$  con el propósito de incluir la influencia de la flexibilidad de la superestructura, lo que ocasiona una disminución de la demanda de deformación sobre la aislación.

7. El corte de diseño de la superestructura, en caso de ser ésta configuración regular, debe ser mayor que el 80% de  $V_s$ , calculada mediante el análisis estático.

*Excepción:* Si la superestructura es de configuración regular, el corte de diseño en ella se puede considerar menor que el 80%, pero no menor que el



60% de  $V_s$ , siempre que se realice un análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura.

8. Si la superestructura es de configuración irregular, el corte de diseño en ella no debe ser menor que  $V_s$ , calculada mediante el análisis estático.

*Excepción:* Si la superestructura es de configuración irregular, el corte de diseño en ella se puede considerar menor que el 100%, pero no menor que el 80% de  $V_s$ , siempre que se realice un análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura.

*Espectros de Diseño:* Para el diseño de estructuras con un periodo aislado  $T_M$  mayor que 3 segundos, o ubicadas en suelos  $S_E$  o  $S_F$  (acorde al UBC-97), o dispuestas a menos de 10 Km de una falla activa, se requiere el uso de espectros específicos del sitio debidamente fundamentados.

### Análisis de Respuesta en el Tiempo

El análisis de respuesta en el tiempo se puede utilizar para el diseño de cualquier estructura aislada sísmicamente, y se debe utilizar para el diseño de todas las estructuras que no cumplan con los criterios necesarios para realizar un análisis espectral. Éste se realiza seleccionando pares de componentes de registros de aceleración de al menos tres eventos sísmicos.

### **2.2.5. CARACTERIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO**

Las ecuaciones del movimiento que se han desarrollado en el presente capítulo, están definidas bajo la suposición de una rigidez y amortiguamiento efectivo en el sistema de aislamiento. Así también, se supone la rigidez lineal de la estructura soportada por los aisladores.



Si las condiciones anteriores se cumplen se puede encontrar una relación lineal ante una fuerza sísmica que afecte el sistema. Sin embargo, en la mayoría de los casos encontramos condiciones tales como; configuraciones estructurales complejas, suelo muy suave, cercanía a fallas activas, entre otros. Todos estos factores impiden que un análisis lineal represente con precisión el desempeño de la estructura.

Para superar las limitaciones del análisis lineal se han incorporado las propiedades mecánicas de los aisladores en el procedimiento analítico, lo cual lleva a un análisis no lineal.

La no linealidad en la estructura proviene de dos fuentes:

- Deformación inelástica de la superestructura.
- Altas deformaciones en el sistema de aislamiento.

Sin embargo, debido a que la superestructura es mucho más rígida que el sistema de aislamiento, las deformaciones se dan principalmente en éste último, y se puede decir que la superestructura tendrá una respuesta lineal.

Con esta suposición, en la práctica de diseño sólo se consideran las propiedades no lineales de los aisladores, las cuales representan de manera bastante precisa el comportamiento de la estructura aislada.

Para hacer uso seguro de los aisladores, las propiedades mecánicas de diferentes tipos de dispositivos de éste tipo han sido investigadas intensamente, y para poder representar el comportamiento histerético y viscoelástico de los aisladores, se han elaborado varios tipos de modelos matemáticos.

Para el modelo histerético se encontró que las propiedades de los aisladores eran independientes de la velocidad (en este modelo los desplazamientos máximos y mínimos ocurren al cortante máximo y mínimo respectivamente). Por otra parte, en el modelo viscoelástico se encontró que las propiedades de los aisladores eran dependientes de la velocidad (aquí



los cortantes máximos y mínimos ocurren antes de los desplazamientos máximos y mínimos respectivamente).

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

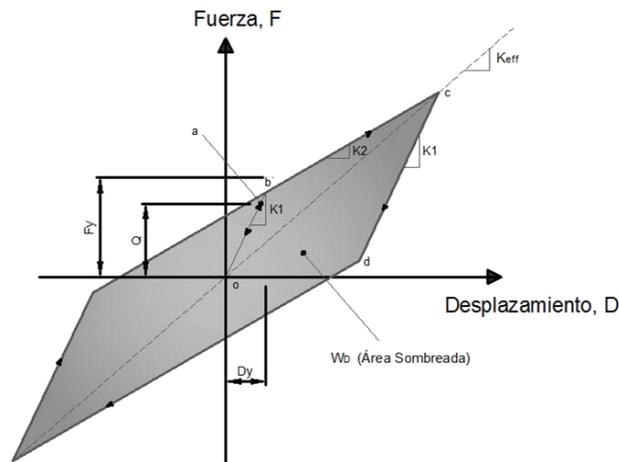
Otras propiedades del aislador tales como amortiguamiento efectivo y rigidez vertical son también introducidas para el desarrollo del modelo del aislador.

### **Parámetros del Modelo Bilineal**

El modelo bilineal, usado para expresar la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral, puede definirse por tres parámetros los cuales se pueden identificar por:

- Rigidez Elástica  $K_1$ , la cual corresponde a la rigidez inicial asociada a la reacción del aislador frente a cargas de baja magnitud.
- Fuerza Característica  $Q$ , correspondiente a la deformación nula.
- Rigidez Post-Fluencia  $K_2$ , asociada a la reacción del aislador frente a las cargas más altas del ciclo.

Estos tres parámetros reflejan adecuadamente las características mecánicas de los aisladores y suministran una estimación satisfactoria del comportamiento no lineal de un aislador. La figura 6 presenta el modelo bilineal de una unidad de aislamiento.



**Figura 6:** Modelo Bilineal de una Unidad de Aislamiento.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

Cuando una fuerza cortante se comienza a aplicar al aislador, se da una relación lineal entre el cortante y el desplazamiento lateral expresada por  $\overline{oa}$ , una vez que el cortante llega al punto **b**, comienza la fluencia en el aislador, más allá del punto **b** se dan grandes desplazamientos con pequeños incrementos en el cortante; su rigidez está definida como rigidez post-fluencia  $K_2$ . Si la descarga inicia en el punto **c**, la trayectoria de descarga no es la previa, sino sigue la trayectoria  $\overline{cd}$  que tiene la misma rigidez inicial de  $\overline{oa}$ . El valor de cortante  $\overline{cd}$  es igual a  $2F_y$ , donde  $F_y$  es la fuerza de fluencia. Más allá del punto **d**, la trayectoria de descarga es paralela a  $\overline{bc}$  con la misma magnitud de  $K_2$ .

La rigidez efectiva  $K_{eff}$ , en la región post-fluencia puede ser expresada en términos de la rigidez post-fluencia  $K_2$  y la fuerza característica  $Q$  con el correspondiente desplazamiento lateral  $D$ ; teniendo de ésta manera la siguiente expresión:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D}$$



El desplazamiento de fluencia  $D_y$ , el cual es convenientemente utilizado en algunos programas de computadoras para definir el modelo bilineal, también se deriva de  $K_1$ ,  $K_2$ , y  $Q$  a partir de la ecuación:

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

La fuerza de fluencia  $F_y$ , en el desplazamiento de fluencia  $D_y$  se determina a través de la siguiente ecuación:

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

El amortiguamiento efectivo  $\beta_{\text{eff}}$ , se define como:

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

Donde  $W_D$  es la energía global disipada por ciclo, que además es considerada como el área del ciclo de histéresis, limitada por el desplazamiento lateral  $D^-$  y  $D^+$  en cada ciclo, así se tiene:

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

En la práctica de diseño, la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo son determinados en el desplazamiento de diseño  $D_D$ , y en el desplazamiento máximo  $D_M$ , descritos anteriormente.

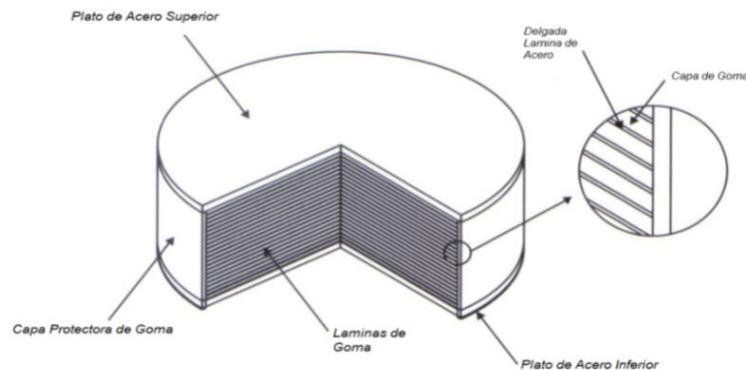
A continuación se presenta la descripción de las propiedades mecánicas de los soportes de goma laminada (aisladores elastoméricos), soportes de goma de alto amortiguamiento (aisladores elastoméricos con alto amortiguamiento) y soportes de goma con núcleo de plomo.

## Soporte de Goma Laminada

El soporte de goma laminada (aisladores elastoméricos), es considerado uno de los dispositivos más utilizados actualmente en el diseño de estructuras aisladas como superestructuras de puentes, para adaptar los movimientos y deformaciones propios inducidos por la temperatura; edificios y otras.

Dicho sistema, está compuesto de un soporte elastomérico incorporado en el conector central, diseñado para un esfuerzo mínimo de deformación y disipación suplementaria de energía.

El soporte de goma laminada puede resistir grandes cargas gravitacionales, mientras provee solo una fracción de rigidez lateral a la estructura que ellos soportan. Como se presenta en la Figura 7, el típico soporte de goma laminada está constituido de una capa de goma elastomérica alternada con platos delgados de acero sólido, formando un sándwich de goma y acero ensamblado bajo grandes presiones y altas temperaturas, en un proceso llamado vulcanización. Durante este proceso la goma adquiere su propiedad elástica.



**Figura 7:** Esquema del Soporte de Goma Laminado.  
**Fuente:** Naeim y Kelly (1999).



Además, el calor aplicado produce la reacción del pegamento epóxico con que se han cubierto las láminas de goma y acero. La adherencia debe ser más resistente que la 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.

Por alternar capas de acero y de goma, la capacidad del aislador para resistir cargas gravitacionales se incrementa, debido a la reducción del espesor de las capas de gomas individuales. Además, la rigidez lateral del mismo, está solamente ligado con la altura y el área de la goma en la unidad, siendo la rigidez vertical del soporte enormemente aumentada por la presencia de las capas de acero. Dichas capas proporcionan confinamiento e impiden la deformación de abultamiento de la goma que esta comprimida. Adicionalmente mejoran la estabilidad del aislador bajo presiones laterales muy elevadas.

Los parámetros claves en el diseño del soporte de goma laminado son, la capacidad de soportar las cargas gravitacionales, la rigidez lateral y el máximo desplazamiento relativo factible entre el tope y la base del mismo. La rigidez lateral del soporte influye directamente en el periodo natural de la estructura aislada. El máximo desplazamiento relativo aceptable del dispositivo, está limitado por el esfuerzo permitido en la goma o por la estabilidad global del soporte.

Una desventaja del soporte de goma laminado, es su relativo bajo amortiguamiento, proporcionado por la goma. Las gomas de bajo amortiguamiento 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 que varían entre 0 y 2.

Entre las ventajas de este tipo de aisladores se encuentran que son simples de manufacturar, fáciles de modelar; y no son muy afectados por el tiempo, el ambiente u otras condiciones ambientales.



Recientemente, gomas con altos índices de amortiguación han sido propuestas y usadas en Japón. Estos soportes laminados con amortiguación elevada presentan significativamente más disipación de energía, que aquellos fabricados con gomas de amortiguación baja, logrando valores equivalentes de amortiguación viscosa de aproximadamente 20% y mayor capacidad de esfuerzos de corte de un 300%. Sin embargo, una goma de elevada amortiguación es más susceptible a las variaciones de temperatura propias del calor producido durante ciclos de carga. Los efectos de envejecimiento afectan la rigidez y capacidad de disipación de energía.

El amortiguamiento del aislador puede también ser incrementado por componentes externos. Los soportes de goma laminados pueden ser conectados a dispositivos externos de amortiguamiento suplementarios, tales como amortiguadores viscosos o histéricos.

#### Características Mecánicas de los Soportes de Goma Laminada:

Las características mecánicas de los apoyos elastoméricos se han estudiado desde hace muchas décadas, y mientras que los análisis que utilizan técnicas no lineales son aún muy dificultosos, las predicciones sencillas basadas en la teoría elástica se han desarrollado por muchos investigadores y verificados por pruebas de laboratorio, y más recientemente por análisis de elementos finitos. La propiedad mecánica más importante del aislador es, por supuesto, su rigidez horizontal, que viene dada por:

$$K_H = \frac{GA}{t_r}$$

Donde G es el módulo de corte de la goma, cuyo valor se encuentra aproximadamente de 0.40 a 1.40 MPa, A es el área total de la sección transversal, y  $t_r$  es el espesor total de la goma. El máximo desplazamiento horizontal D se relaciona con la máxima deformación de corte “ $\gamma$ ” a través de:



$$\gamma = \frac{D}{t_r}$$

Otra propiedad importante del aislador que debe ser analizada para el diseño es su rigidez vertical. Esta rigidez es mucho más grande que la rigidez lateral, y está dada por:

$$K_V = \frac{E_C A}{t_r}$$

Donde A es el área transversal del aislador,  $t_r$  es el espesor total de goma en el aislador, y  $E_C$  es el módulo de compresión instantánea de la goma de acero compuesta por debajo del nivel especificado de carga vertical. El valor de  $E_C$  de una sola capa de caucho, está controlado por el factor de forma de S, el cual puede definirse como:

$$S = \frac{\text{Area cargada}}{\text{Area Descargada}}$$

Para un aislador circular de diámetro  $\phi$  o radio R, y de espesor t se tiene:

$$S = \frac{\frac{(\pi\phi^2)}{4}}{\pi\phi t} = \frac{\phi}{4t} \quad \text{o} \quad S = \frac{R}{2t}$$

Y para un aislador cuadrado de dimensión a, y espesor t:

$$S = \frac{a}{4t}$$

La frecuencia vertical de una estructura aislada (importante criterio de diseño), es controlada por la rigidez vertical de los soportes que componen el sistema. Esta frecuencia generalmente es mayor a 10 Hz, y se relaciona con el factor de forma mediante la siguiente expresión:



$$S = \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_V}{f_H}$$

Donde  $f_H$  es la frecuencia horizontal de vibración igual a  $1/T_D$ .

El modulo de compresión de la goma  $E_C$  para un aislador en forma de círculo, viene dado por:

$$E_C = 6GS^2$$

Y para un aislador de forma cuadrada resulta:

$$E_C = 6.73GS^2$$

Cuando el factor de forma del soporte se hace grande ( $S > 10$ ), el efecto de la compresión de la goma comienza a ser importante:

$$\frac{1}{E_C} = \frac{1}{E'_C} + \frac{1}{K}$$

Donde  $1/E'_C$  es el módulo de compresión suponiendo un comportamiento de incompresibilidad, y  $K$  es el módulo de compresibilidad del material. El valor de  $K$  varía desde un mínimo de 1000 MPa a 2500 MPa. El valor más comúnmente usado, y que parece ajustarse a los resultados de las pruebas de laboratorio en los aisladores, es 2000 MPa.

Cuando se reescribe  $E_C$ , queda como resultado la siguiente expresión:

$$E_C = \frac{E'_C K}{E'_C + K}$$

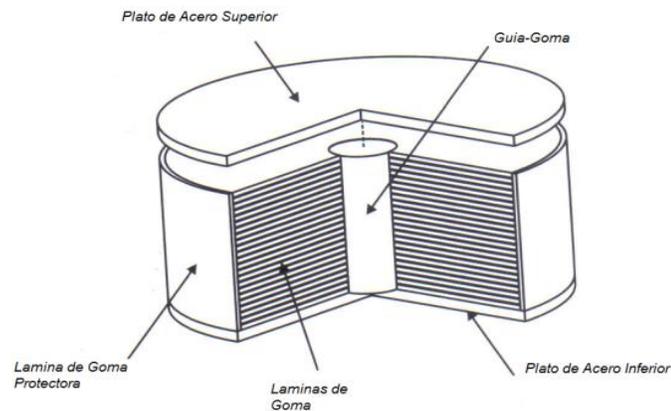
Y para un soporte o aislador circular, se tiene  $E'_C = 6GS^2$  ; por lo tanto:

$$E_C = \frac{6GS^2 K}{6GS^2 + K}$$

## Soporte de Goma con Núcleo de Plomo

El soporte de goma con núcleo de plomo está formado por un soporte de goma laminado con una guía de conexión cilíndrica insertada en el centro como se presenta en la Figura 8. La misma, es introducida para incrementar la amortiguación por deformación cortante histerética del soporte.

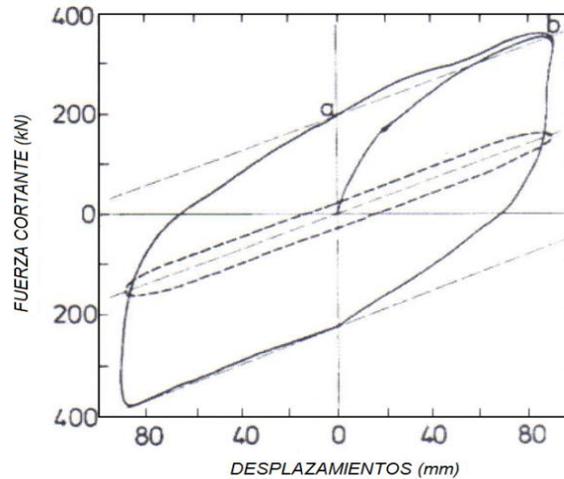
La principal razón del porque la guía de conexión es escogida como el material para insertarlo en el centro del dispositivo es que, a temperatura ambiente, el plomo se deforma en un estado de corte puro y fluye a una tensión cercana a los 10 MPa, produciendo numerosos ciclos histeréticos estables (Skinner y col 1993). También trabaja en calor, igual que a temperatura ambiente, esto significa que las propiedades del núcleo de plomo son continuamente restauradas en el rango inelástico. Además, la guía de conexión tiene muy buenas propiedades de resistencia a la fatiga.



**Figura 8:** Esquema de soporte goma – guía.  
**Fuente:** Naeim y Kelly (1999).

La Figura 9 compara los lazos históricos fuerza-desplazamiento de un soporte de goma laminado de diámetro 695mm, con el mismo soporte incorporando una guía de conexión de 170mm, insertada en el centro.

Como puede observarse, antes de la cedencia de la guía de conexión, la rigidez lateral del soporte de goma con núcleo de plomo es mucho mayor que la rigidez lateral del soporte de goma laminado, sin embargo ambos se deforman elásticamente. Después de la cedencia de la goma-guía, la rigidez lateral de ambos soportes es igual a la rigidez cortante de la goma sola.



**Figura 9:** Lazos de Histéresis Fuerza – Desplazamiento del Soporte de Goma Laminado (línea punteada) y del Soporte Goma – Guía (línea solida).  
**Fuente:** Naeim y Kelly (1999).

Un modelo razonable del comportamiento histerético del soporte de goma con núcleo de plomo es un sólido bilineal con rigidez elástica  $K_1$ , rigidez post-fluencia  $K_2$  y fuerza de fluencia  $F_y$  como fue descrito anteriormente; donde la rigidez elástica  $K_1$  puede ser obtenida por:

$$K_1 \approx \frac{I}{t_r} (G_p A_p + GA)$$

Donde  $t_r$  es la altura total de la goma,  $A_p$  área de la guía de conexión,  $A$  área del soporte de goma,  $G_p$  es el módulo del núcleo de plomo, el cual se aproxima a los 150 MPa a temperatura ambiente, y  $G$  es el módulo de corte de la goma que generalmente se encuentra entre 0.40 a 1.40 MPa.



La rigidez post-fluencia  $K_2$ , es igual a la rigidez cortante lateral de la goma  $K_b$ , donde:

$$K_2 = K_b = \frac{GA}{t_r}$$

Para el tamaño de soportes usuales, la rigidez lateral puede ser estimada tomando:

$$K_1 \cong 10 K_b \quad \text{y} \quad K_2 = K_b$$

La fuerza de fluencia  $F_y$ , puede ser estimada por la fuerza cortante requerida para llegar a la cedencia de la guía de conexión, más la fuerza elástica llevada por la goma para el correspondiente desplazamiento de fluencia:

$$F_y = \tau_y A_p \left( 1 + \frac{GA}{G_p A_p} \right)$$

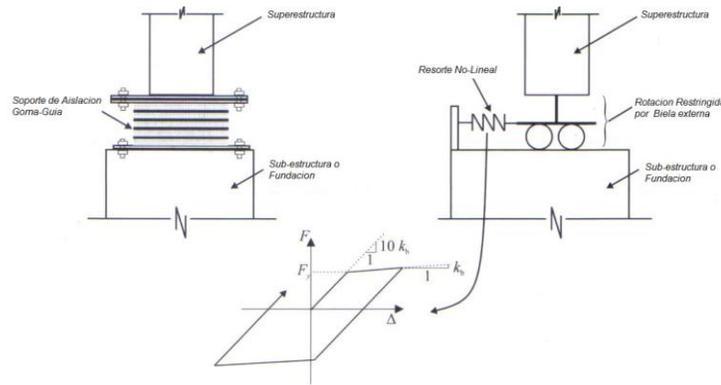
Se define  $\tau_y \cong 10$  MPa y corresponde a la fuerza cortante cedente de la guía de conexión o la tensión de fluencia del plomo a temperatura ambiente. Para los tamaños de soporte usuales, la ecuación anterior puede ser simplificada como:

$$F_y = A_p \tau_y$$

Donde a su vez, está relacionada con la fuerza característica  $Q$ .

Dentro de la filosofía de diseño de los aisladores con núcleo de plomo se dice que la guía de conexión cilíndrica insertada en el centro (corazón de plomo) no debe ser ni muy delgada ni muy ancha en relación al diámetro de la goma, por ello se recomiendan diámetros que oscilen entre 15% - 25% del diámetro de la goma, y para el pre-diseño de éste tipo de soportes, se toma como valor de diámetro del núcleo de plomo, el mínimo que es 100 mm.

La Figura 10, ilustra esquemáticamente el modelo asumido para el soporte de goma con núcleo de plomo en la base de la superestructura.



**Figura 10:** Esquema del Modelo para el Soporte Goma-Guía.  
**Fuente:** Naeim y Kelly (1999).

### Características Mecánicas y Modelado

El proceso de diseño de un sistema de aislamiento se comienza generalmente con un diseño preliminar, utilizando los parámetros de un proyecto anterior o de los datos de un fabricante para estimar el desplazamiento máximo posible del sistema, los valores máximos de las diversas cantidades de control (tales como deformación de corte, por ejemplo); y además para estimar el cortante basal en la estructura, la estabilidad de los aisladores, y la posibilidad del levantamiento del dispositivo.

Luego de que el proceso preliminar de diseño se haya completado, los datos obtenidos del diseño final de los aisladores serán ordenados y sometidos a pruebas y ensayos. Dependiendo de los resultados de las pruebas del prototipo, el diseño preliminar puede o no ser modificado. Con el fin de minimizar el número de iteraciones en el diseño, es esencial disponer de datos precisos y procedimientos de diseño en la fase preliminar.



## Pandeo y Estabilidad

Un aislador de elastómero de varias capas puede ser susceptible a un tipo de pandeo de inestabilidad similar a la de una columna, pero dominado por la baja rigidez cortante de un aislador. El método es paralelo al análisis lineal del pandeo de Euler.

Se considera al aislador como una columna de longitud  $h$ , con un área transversal  $A$ , y se define la rigidez cortante por unidad de longitud como  $P_s = GA_s$ , donde  $A_s$  es el área cortante efectiva dada por:

$$A_s = A \frac{h}{t_r}$$

Donde  $h$  es la altura total del soporte (goma, más acero) y  $t_r$  es, como se definió anteriormente, la altura total de caucho. El aumento de  $A$  es necesario para explicar el hecho de que el acero no se deforma en el sistema compuesto.

La rigidez de flexión es modificada de manera parecida, de modo que  $(EI)_{\text{eff}}$  para un soporte único de espesor “ $t$ ” se convierte en  $EI_s$ , donde:

$$EI_s = E_c \left( \frac{1}{3} \right) I \frac{h}{t_r}$$

Donde  $I$  es la inercia del aislador, dada por:

$$I = \frac{\pi}{4} \left( \frac{\phi}{R} \right)^4$$

En términos de estas cantidades, la rigidez horizontal total  $K_H$  (la cual está definida por  $GA / t_r$ ) se convierte en:

$$K_H = \frac{GA_s}{h}$$

Y la carga de pandeo de Euler de una columna sin deformación de corte es:

$$P_E = \pi \frac{EI_S}{h^2}$$

La situación usual para un soporte en un sistema de aislamiento se muestra en la Figura 11. El aislador se ve limitado contra la rotación en ambos extremos, y es libre de moverse hacia los lados en la parte superior. El resultado de la carga crítica de pandeo  $P_{crítica}$  para la mayoría de los aisladores donde  $S \geq 5$ ,  $P_E \gg P_S$  se determina como:

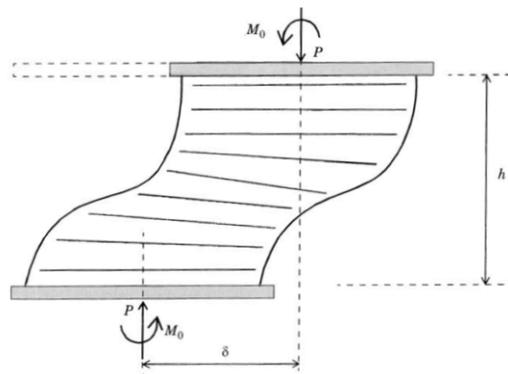
$$P_{crítica} = \sqrt{P_S P_E}$$

En donde la carga de pandeo de Euler viene dada por:

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t_r^2}$$

El factor de seguridad al pandeo está en función de la carga  $P_{crítica}$ , y la carga aplicada sobre el aislador  $W$ , y se determina como:

$$FS = \frac{P_{crítica}}{W} > 2$$



**Figura 11:** Condiciones Límites para un Aislador Bajo una Carga Vertical P.  
**Fuente:** Naeim Y Kelly (1999).

## Influencia de la Carga Vertical sobre la Rigidez Horizontal

Cuando la carga llevada por el aislador es similar a la carga de pandeo, la rigidez horizontal  $K_H$  se reduce. La reducción se obtiene mediante el mismo análisis elástico lineal y está dada por:

$$K_H = \frac{GA_S}{h} \left[ 1 - \left( \frac{W}{P_{\text{Crítico}}} \right)^2 \right]$$

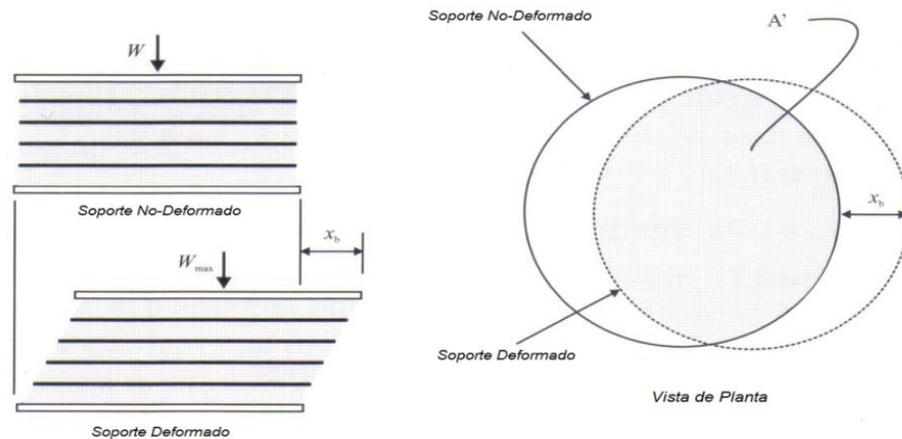
## Estabilidad ante Grandes Desplazamientos Laterales

El análisis de pandeo para un aislador elastomérico se basa en la teoría lineal similar al análisis del pandeo de una columna, en donde se presenta las cargas o esfuerzos de pandeo en la posición original, pero normalmente no hay información acerca de la estabilidad del aislador en su posición desplazada; en estos casos la inestabilidad se manifestará en la pérdida de un incremento positivo en la rigidez horizontal.

Conocer este tipo de inestabilidad es de crucial importancia, no obstante este análisis se realiza experimentalmente en los aisladores a través de ensayos.

Considerando un aislador de goma laminado, se puede estudiar la capacidad del mismo en cuanto al soporte de cargas gravitacionales. Si el tope del aislador es desplazado una cantidad  $x_b$  relativo a la base, el estado deformado produce un área solapada denotada por  $A'$ , como se observa en la Figura 12. La máxima carga vertical permisible que puede resistir por el soporte,  $W_{\text{máx}}$  puede ser aproximada a la siguiente ecuación semi-empírica:

$$W_{\text{máx}} = A' G S \gamma$$



**Figura 12:** Soporte de Goma Laminado Circular Bajo Carga Gravitacional y Lateral.  
**Fuente:** Naeim Y Kelly (1999).

Donde  $A'$  es el área solapada del tope desplazado y la cara inferior del soporte,  $G$  es el módulo de corte de la goma ya definido anteriormente,  $S$  es el factor de forma, y  $\gamma$  es el esfuerzo constante permisible bajo carga gravitacional.

El desplazamiento lateral permisible del soporte laminado de goma  $x_{b \text{ Total}}$  está directamente relacionado al esfuerzo de corte sísmico permitido  $\gamma_s$ , donde:

$$x_{b \text{ Total}} = h_r \gamma_s$$

Ahora, el esfuerzo de corte sísmico permisible  $\gamma_s$ , depende de cuánto es el esfuerzo cortante movilizado por la carga vertical.

Otra limitación del desplazamiento sísmico permisible  $x_{b \text{ Total}}$ , es el límite del factor de solapamiento  $A'/A_r$ . Límites bajos de  $A'/A_r$  cercanos a 0.60 son típicamente usados para el diseño básico de sismos. La relación entre  $A'/A_r$  y  $x_{b \text{ Total}}$  depende de la forma del soporte. Para soportes cilíndricos, de área  $A_r$  y el diámetro  $D$ , se tiene:

$$\frac{A_r}{A'} = 1 - \frac{2}{\pi} (\theta + \text{sen } \theta \cos \theta)$$



Donde  $\text{sen}\theta = X_{b\text{Total}} / D$ , y para valores moderados:

$$X_{b\text{ Total}} \approx 0,8 D \left( 1 - \frac{A'}{A_r} \right)$$

Igualmente para soportes rectangulares de dimensiones  $b \times d$ :

$$\frac{A_r}{A'} \approx 1 - \frac{x_{bb}}{b} - \frac{x_{bd}}{d}$$

Donde  $x_{bb}$  es el desplazamiento paralelo al lado de la dimensión  $b$ , y  $x_{bd}$  es el desplazamiento paralelo al lado de la dimensión  $d$ .

Cuando el desplazamiento puede ser en ambas direcciones, una estimación conservadora del límite del desplazamiento es obtenido por:

$$X_{b\text{ Total}} = 0,8 b \left( 1 - \frac{A'}{A_r} \right)$$

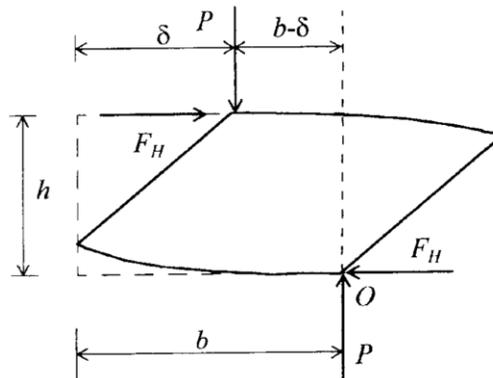
Donde “ $b$ ” es el lado más corto del soporte.

En las ecuaciones de  $X_{b\text{ Total}}$  el factor de solapamiento  $A'/A_r$  se puede asumir como 0.60 para desplazamientos sísmicos permisibles del soporte; luego, sustituyendo quedaría  $X_{b\text{ Total}}$  igual a  $D/3$  y  $b/3$  respectivamente.

### Estabilidad al Volcamiento

Un aislador, aunque en sí es estable con su carga de diseño, puede experimentar otra forma de inestabilidad si se conecta a la fundación y encima de la superestructura, a través de llaves de cortante o clavijas que no pueden sostener las cargas de tracción. Inicialmente los diseñadores consideraron que la goma no debe ser sometida a la tensión, por lo tanto, los primeros diseños de los soportes de goma utilizaron conexiones de corte en lugar de conexiones apernadas.

Los soportes enclavijados, sin embargo, pueden experimentar un modo de comportamiento inestable, asociado con el desplazamiento lateral y pone un límite en el máximo desplazamiento que el aislador puede sostener. Cuando éste no puede soportar la tensión, el movimiento en la parte superior e inferior, se produce de un cambio en la línea de acción de la resultante de la carga vertical, como muestra la figura.



**Figura 13:** Esquema del Modelo para el Soporte Goma-Guía.  
**Fuente:** Naeim y Kelly (1999).

El desplazamiento máximo para un aislador de forma circular estará dado por:

$$D_{\text{máx}} = \frac{\phi}{1 + \frac{K_H h}{W}}$$

Y el Factor de Seguridad vendrá dado por:

$$FS = \frac{D_{\text{máx}}}{D_D} > 1$$



## CAPÍTULO III

### MARCO METODOLÓGICO

#### 3.1. NIVEL Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Es necesario definir el tipo de investigación según los fines que se persiguen, acorde a la formulación y objetivos planteados. En el presente trabajo se busca conocer las características y el uso de los aisladores sísmicos de goma en edificaciones, para posteriormente comparar mediante un análisis, las propiedades de una estructura convencional y otra aislada sísmicamente; definiendo así el tipo de investigación como descriptiva.

Según Danhke (citado por Hernández, Fernández y Baptista, 2003) “los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles importantes de personas, grupos, comunidades ó cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis”.

Una vez que se ha establecido el tipo de investigación que mejor se ajusta al presente trabajo; es necesario conocer el diseño de la investigación, el cual “es la estrategia general que adopta el investigador para responder el problema planteado” (Arias, 2006).

Teniéndose en consideración lo definido anteriormente, se generan varias fases para lograr el cumplimiento de los objetivos ya planteados, las cuales se presentan de manera esquemática a continuación:

1. Investigación Documental.
2. Análisis plano de la respuesta sísmica de estructuras con aislación basal.



3. Metodología para el pre-diseño de aisladores.
4. Diseño de una edificación hospitalaria de base fija y base aislada.

### **3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA**

Una vez definido el problema a investigar y formulados los objetivos, se hace necesario determinar los elementos o individuos con quienes se va a llevar a cabo el estudio; esto conduce a definir una población y seleccionar la muestra. Se define población como “el conjunto de todos los individuos (objetos, personas, eventos, etc.) en los que se desea estudiar el fenómeno. Éstos deben reunir las características de lo que es objeto de estudio” (Latorre, Rincón y Arnal, 2003). A su vez, la muestra es un "subconjunto representativo de un universo o población." (Morles, 1994).

Para el desarrollo de la investigación, la población en estudio estará representada por edificaciones aporticadas de concreto armado, y la muestra será de tipo intencional, caracterizada por la selección de los elementos en base a criterios o juicios del investigador (Arias, 1999); seleccionando como muestra para el presente estudio a una edificación esencial aporticada de concreto armado; la cual será diseñada como una estructura de base fija o convencional y a su vez aislada sísmicamente.

### **3.3. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN Y DATOS**

De acuerdo a Mendoza (2004) “las técnicas de recolección de información permiten la expresión operativa del diseño de la investigación y la especificación concreta de cómo se hará la investigación”.

La recopilación documental se obtiene de la búsqueda de antecedentes relacionados con la investigación. Se realiza por la consulta de documentos escritos, sean formales o no, en los que se plasmó un conocimiento avalado por autores que realizaron una investigación previa.



Ello representa un esfuerzo dirigido a obtener información de datos a partir de documentos escritos o no escritos, susceptibles de ser utilizados dentro de los propósitos de la investigación en concreto.

La obtención de la información y datos del presente trabajo, es proveniente de fuentes bibliográficas, trabajos de grado, catálogos, normativas vigentes e información localizada mediante fuentes electrónicas.

A su vez, luego de realizar el modelado de la edificación convencional y la edificación aislada, se obtienen datos del programa computacional utilizado para realizar el análisis.

### **3.4. TÉCNICAS DE ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS**

Al culminar la fase de obtención y recolección de los datos conforme al estudio, se procede a realizar el análisis e interpretación de los mismos. Dicho análisis corresponde a la aplicación de cómo serán tratados los datos ya obtenidos, y la claridad de su presentación es de vital importancia para la comprensión de los resultados y la interpretación de los mismos.

Para el presente estudio se requiere la implementación de un análisis de tipo cuantitativo. Los datos se expresan de forma numérica y son extraídos del programa computacional para análisis de edificaciones ETABS, para luego ser ordenados y clasificados en hojas de cálculo. Luego, se procede a la operación de tabulación de los datos numéricos para su mejor entendimiento.

La forma de interpretación de los datos luego de ser tabulados, será mediante representación gráfica; la cual permite incorporar la información a través de figuras, que pueden ser interpretadas y comparadas fácilmente entre sí.

La información reflejada en los gráficos será analizada inicialmente realizando una descripción básica de lo observado, destacando valores máximos y mínimos, para luego establecer su significado, interpretarlos y



luego realizar la comparación entre la estructura convencional y la aislada sísmicamente, cumpliendo así con el objetivo del presente estudio.

### **3.5. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA**

#### **3.5.1. INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL**

En el presente trabajo se realiza inicialmente una revisión bibliográfica conforme a todas las bases teóricas que sustentan la aplicación de la aislación sísmica con el uso de dispositivos de goma, a diversos tipos de construcción civil, en especial edificaciones.

Como se ha explicado anteriormente, los aisladores sísmicos son una herramienta muy atractiva en la actualidad para el diseño de edificaciones sismorresistentes, sin embargo, en nuestro país aún no se maneja este tipo de tecnología, por ende no existen empresas que fabriquen este tipo de dispositivo.

Por dicha razón, es necesaria la búsqueda de aisladores de goma comercialmente disponibles a nivel internacional, mediante catálogos que ofrezcan estos productos a la venta. Cabe destacar que la búsqueda debe ser realizada por medios de comunicación electrónicos como el internet.

Actualmente existen diversas empresas en países como España, Chile, Estados Unidos, Nueva Zelanda, Italia, entre otros; que fabrican este tipo de dispositivos de forma estandarizada y con implacables sistemas de control de calidad que aseguran la conformidad del producto a los diversos requerimientos y, garantizando la calidad tanto de materiales como de los procesos de fabricación.

Los procedimientos de inspección y control de calidad de los aisladores se deben desarrollar para cada proyecto. Estos procedimientos generalmente dependen del sistema de aislación utilizado.

En el control de calidad de los aisladores, como se mencionó anteriormente, el fabricante debe velar por aspectos tales como: calidad de



los materiales utilizados, cuyos compuestos deben contener aditivos adecuados anti-envejecimiento que garanticen variaciones limitadas de las características físicas y mecánicas en el tiempo; ensayos de los elastómeros, ensayos del nivel de fricción, adhesivos goma-acero, pinturas, pernos y anclajes a utilizar, procedimientos de instalación, entre otros.

Estas empresas productoras, no sólo fabrican aisladores estándar sino que además brindan la oportunidad de realizar aisladores con características particulares o especiales, que difieren de las que se ofrecen.

### 3.5.2. ANÁLISIS PLANO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS CON AISLACIÓN BASAL

Una vez realizada la investigación documental y, fijadas las bases teóricas del presente trabajo, se procede a la aplicación de los principios de la aislación sísmica mediante un ejemplo de cálculo, donde se representa un pórtico plano de base fija con dos grados de libertad y otro de base aislada, para obtener las propiedades dinámicas y realizar una comparación entre ambos. Dicho ejemplo de aplicación se muestra seguidamente.

#### Pórtico Base Fija

Primeramente se definen los datos a utilizar para la realización del ejemplo de cálculo:

- Las columnas tendrán dimensiones de 0.30 x 0.40 m, y serán de concreto armado, donde la resistencia a compresión del concreto es igual a  $F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ .
- El módulo de Elasticidad del concreto está dado por:

$$E = 15100\sqrt{F'c} = 15100\sqrt{250}$$

- La inercia de las columnas será igual a:

$$I = \frac{a * b^3}{12} = \frac{0.30 * 0.40^3}{12} = 1.60 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = 3.82 * 10^{10} \text{ Kg} * \text{cm}^2$$

El pórtico a analizar es el que se muestra a continuación:

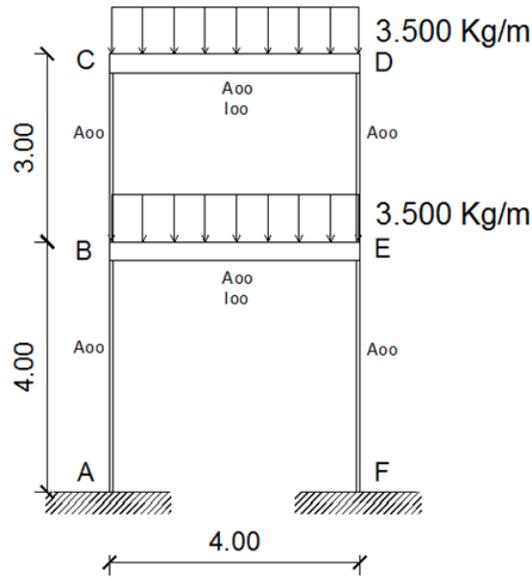


Figura 14: Pórtico de Base Fija.

Inicialmente, se definen las coordenadas generalizadas globales y locales del pórtico:

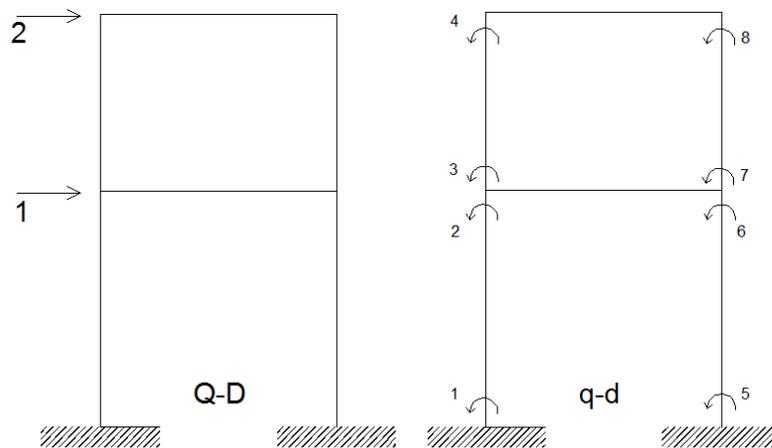
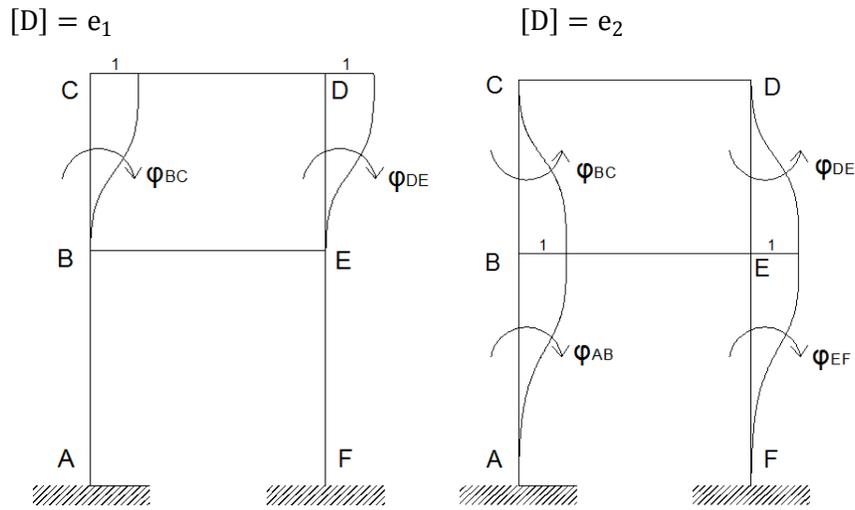


Figura 15: Coordenadas Globales y Locales del Pórtico Base Fija.

$$[D] = \begin{bmatrix} U_b \\ U_c \end{bmatrix}$$

Estados de Desplazamiento Elemental



**Figura 16:** Estados de Desplazamiento Elemental del Pórtico Base Fija.

$$[d_1]^t = [ 0,25 \quad 0,25 \quad : -0,33 \quad -0,33 \quad : 0,25 \quad 0,25 \quad : -0,33 \quad -0,33 ]$$

$$[d_2]^t = [ 0 \quad 0 \quad : 0,33 \quad 0,33 \quad : 0 \quad 0 \quad : 0,33 \quad 0,33 ]$$

Matriz de Transformación A

$$[A] = \begin{bmatrix} 0,25 & 0,00 \\ 0,25 & 0,00 \\ -0,33 & 0,33 \\ -0,33 & 0,33 \\ 0,25 & 0,00 \\ 0,25 & 0,00 \\ -0,33 & 0,33 \\ -0,33 & 0,33 \end{bmatrix}$$

$$[A]^t = \begin{bmatrix} 0,25 & 0,25 & -0,33 & -0,33 & 0,25 & 0,25 & -0,33 & -0,33 \\ 0,00 & 0,00 & 0,33 & 0,33 & 0,00 & 0,00 & 0,33 & 0,33 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigidez de la Estructura

Está dada por:  $[K]_E = [A]^t [k] [A]$

Donde k: Arreglo diagonal de las matrices de los miembros.



Para miembros  $A_{oo}$  se tiene:

$$[k] = \begin{bmatrix} 4EI_o/L & 2EI_o/L \\ 2EI_o/L & 4EI_o/L \end{bmatrix}$$

$$[k] = \begin{bmatrix} [k_{AB}] & & & \\ & [k_{BC}] & & \\ & [0] & [k_{EF}] & [0] \\ & & & [k_{DE}] \end{bmatrix}$$

$$[k] = \begin{bmatrix} 1,00 & 0,50 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,50 & 1,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1,33 & 0,67 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,67 & 1,33 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 1,00 & 0,50 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,50 & 1,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 1,33 & 0,67 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,67 & 1,33 \end{bmatrix} EI_o$$

$$[K]_{\varepsilon} = [A]^t [k] [A] = \begin{bmatrix} 1,25 & -0,87 \\ -0,87 & 0,87 \end{bmatrix} EI_o$$

$$[K]_{\varepsilon} = \begin{bmatrix} 4760484 & -3327984 \\ -3327984 & 3327984 \end{bmatrix}$$

### Matriz de Masa de la Estructura

$$[M] = \begin{bmatrix} m1 & 0 \\ 0 & m2 \end{bmatrix} \quad [M] = \begin{bmatrix} 1427,12 & 0,00 \\ 0,00 & 1427,12 \end{bmatrix}$$

### Método de Superposición Modal

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

$$\begin{vmatrix} 4760484 - 1427,12 \omega^2 & -3327984 \\ -3327984 & 3327984 - 1427,12 \omega^2 \end{vmatrix} = 0$$

Resolviendo el determinante se obtiene la "Ecuación Característica de la Frecuencia" mostrada a continuación:

$$2036657,761\omega^4 - 11543175535\omega^2 + 4.76734 \times 10^{12} = 0$$

Obteniendo la ecuación cuadrática en  $\omega^2$  se tiene:

$$\begin{aligned} \omega^2 = 5219,21 & \rightarrow \omega = 72,24 \text{ rad/s} \\ \omega^2 = 448,49 & \rightarrow \omega = 21,18 \text{ rad/s} \end{aligned}$$

### Periodo de Vibración

Se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \rightarrow \begin{aligned} T_2 &= 0,0870 \text{ s} \\ T_1 &= 0,2967 \text{ s} \end{aligned}$$

Donde el periodo de vibración más largo corresponde al modo 1 de vibrar de la estructura.

### Formas Modales de la Estructura

- Para  $\omega = 21,18$  rad/s. Primer Modo de Vibración o Modo Fundamental.

$$\begin{bmatrix} 4120436,93 & -3327984,00 \\ -3327984,00 & 2687936,93 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1(1) \\ \phi_2(1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{aligned} &1,238 \\ &1,238 \end{aligned}$$

Se establece con cualquier ecuación la relación:  $\phi_2(1)/\phi_1(1) = 1,238$   
Donde  $\phi_1(1)=1$ .

La deformada obtenida para el primer modo es:

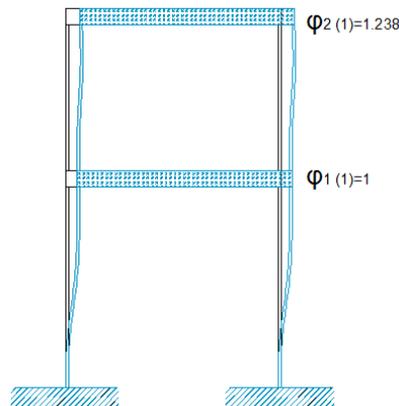


Figura 17: Deformada del Primer Modo de Vibración del Pórtico Base Fija.

- Para  $\omega = 72,24$  rad/s. Segundo Modo de Vibración.

$$\begin{bmatrix} -2687936,93 & -3327984,00 \\ -3327984,00 & -4120436,93 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1(2) \\ \phi_2(2) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{matrix} -0,808 \\ -0,808 \end{matrix}$$

Se establece con cualquier ecuación la relación:  $\phi_2(1)/\phi_1(1) = -0,808$

Donde  $\phi_1(2)=1$ .

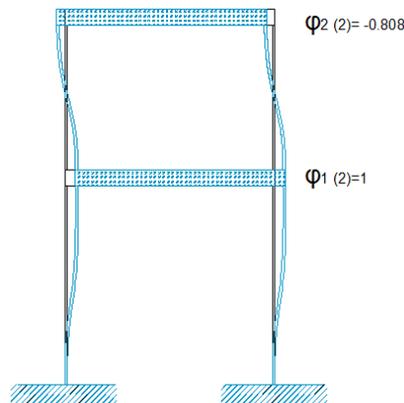


Figura 18: Deformada del Segundo Modo de Vibración del Pórtico Base Fija.

### Matriz de Amortiguamiento

La matriz de amortiguamiento se determina empleando el algoritmo de Wilson y Penzien (1972):

$$C = \sum_{i=1}^n C_i$$

$$C_i = \frac{2 \beta_i W_{ni}}{M_i^*} (M \phi_i) (\phi_i^t M)$$

$$M_i^* = \phi_i^t M \phi_i$$

Donde:

$C_i$ : Corresponde a la contribución del modo  $i$  a la matriz de amortiguamiento  $C$  con base empotrada.



$\Phi_i$ : Modo de vibración  $i$  con base empotrada.

$\beta_i$ : Factor de amortiguamiento de la estructura con base empotrada para el modo  $i$ .

$\omega_{ni}$ : Frecuencia natural en el modo  $i$  con base empotrada.

Para  $\omega = 21,18$  rad/s. Primer Modo de Vibración o Modo Fundamental:

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 1,000 \\ 1,238 \end{bmatrix}$$

$$\phi_{1t} = \begin{bmatrix} 1,000 & 1,238 \end{bmatrix}$$

$$M = \begin{bmatrix} 1427,12 & 0,00 \\ 0,00 & 1427,12 \end{bmatrix}$$

$$\phi_{1t} M = \begin{bmatrix} 1427,12 & 1766,94 \end{bmatrix}$$

$$M_1^* = \begin{bmatrix} 3614,79 \end{bmatrix}$$

$$M \phi_1 = \begin{bmatrix} 1427,12 \\ 1766,94 \end{bmatrix}$$

$$(M \phi_1)(\phi_{1t} M) = \begin{bmatrix} 1427,12 & 1766,94 \\ 1766,94 & 1427,12 \end{bmatrix}$$

$$C_1 = 0,00059 \begin{bmatrix} 2036657,76 & 2521622,66 \\ 2521622,66 & 3122066,42 \end{bmatrix} \rightarrow C_1 = \begin{bmatrix} 1193,19 & 1477,32 \\ 1477,32 & 1829,09 \end{bmatrix}$$

Se tomó un 5% de amortiguamiento para la estructura; característico en edificaciones con mampostería en estructuras, bien, de concreto armado o de acero.

Para  $\omega = 72,24$  rad/s. Segundo Modo de Vibración.

$$\phi_2 = \begin{bmatrix} 1,000 \\ -0,808 \end{bmatrix}$$

$$\phi_{2t} = \begin{bmatrix} 1,000 & -0,808 \end{bmatrix}$$

$$\phi_{2t} M = \begin{bmatrix} 1427,12 & -1152,65 \end{bmatrix}$$

$$M_2^* = \begin{bmatrix} 2358,08 \end{bmatrix}$$

$$M \phi_2 = \begin{bmatrix} 1427,12 \\ -1152,65 \end{bmatrix}$$

$$(M \phi_2)(\phi_2^T M) = \begin{bmatrix} 1427,12 & 1427,12 \\ -1152,65 & -1152,65 \end{bmatrix}$$

$$C_2 = 0,00306 \begin{bmatrix} 2036657,76 & -1644962,12 \\ -1644962,12 & 1328598,46 \end{bmatrix} \rightarrow C_2 = \begin{bmatrix} 6239,67 & -5039,64 \\ -5039,64 & 4070,40 \end{bmatrix}$$

Finalmente la matriz de amortiguamiento del pórtico base fija resulta:

$$C = \begin{bmatrix} 7432,86 & -3562,32 \\ -3562,32 & 5899,49 \end{bmatrix}$$

### Pórtico Base Aislada

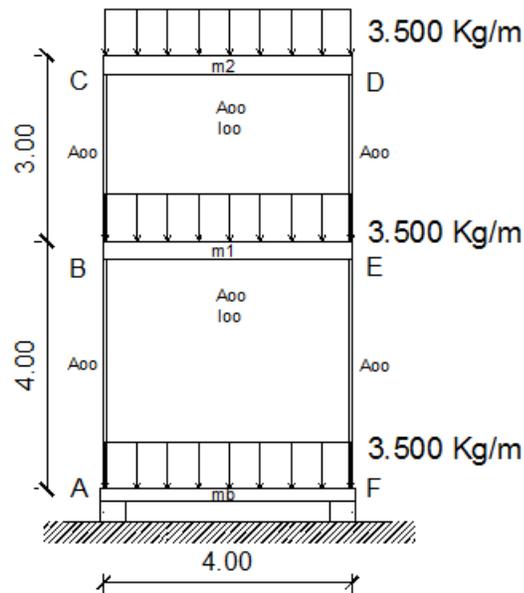


Figura 19: Pórtico Base Aislada.

### Matriz de Masa de la Estructura

$$M^* = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n m_i + m_b & r^T M \\ M r & M \end{bmatrix}$$



Donde:

$m_b$ : Masa del sistema de aislamiento.

$m_i$ : Masa del piso  $i$ .

$M$ : Matriz de masas de la estructura con base fija.

$n$ : Número de pisos de la estructura.

$r$ : Vector unitario de orden  $n$ . Siendo “ $n$ ” el número de pisos de la estructura.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \rightarrow [M] = \begin{bmatrix} 1427,12 & 0,00 \\ 0,00 & 1427,12 \end{bmatrix}$$

$$\sum_{i=1}^n m_i + m_b = 4281,35 \text{ Kg*s}^2/\text{m} \quad \text{Donde: } m_b = 1427,12 \text{ Kg*s}^2/\text{m}$$

$$r = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad r^t = \begin{bmatrix} 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$M r = \begin{bmatrix} 1427,12 \\ 1427,12 \end{bmatrix} \quad r^t M = \begin{bmatrix} 1427,12 & 1427,12 \end{bmatrix}$$

La matriz de masa resulta igual a:

$$M^* = \begin{bmatrix} 4281,35 & 1427,12 & 1427,12 \\ 1427,12 & 1427,12 & 0,00 \\ 1427,12 & 0,00 & 1427,12 \end{bmatrix}$$

### Matriz de Rigidez de la Estructura

$$K^* = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix}$$

Donde:

$k_b$ : Rigidez del sistema de aislamiento



K: Matriz de rigidez lateral de la estructura con base empotrada.

Rigidez del sistema de aislamiento:

$$k_b = \frac{G_a A}{H_r}$$

Donde:

Ga: Módulo de corte de la goma, el cual se tomó igual a 0,50 MPa.

A: Área de la sección transversal del aislador. Se consideró un diámetro D= 40.50 cm, por lo tanto el área es A= 0.1288 m<sup>2</sup>.

Hr: Altura del aislador, considerada igual 0.25m.

La rigidez del sistema de aislamiento resulta:  $k_b = 52550,40 \text{ Kg/m}$

Este valor equivale a la suma de las rigideces de todos los aisladores del pórtico. Una vez obtenido el valor de  $k_b$ , y con la matriz obtenida para el pórtico de base fija, se obtiene la matriz de rigidez:

$$K^* = \begin{bmatrix} 52550,40 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 4760484,00 & -3327984,00 \\ 0,00 & -3327984,00 & 3327984,00 \end{bmatrix}$$

### Matriz de Amortiguamiento

$$C^* = \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C \end{bmatrix}$$

Donde:

C<sub>b</sub>: Amortiguamiento del sistema de aislamiento.

C: Matriz de amortiguamiento con base empotrada.

Amortiguamiento de los aisladores:

$$C_b = 2\beta_b \sqrt{k_b \left( m_b + \sum_{i=1}^n m_i \right)} \rightarrow C_b = 2999,91$$



$\beta_b$  es el factor de amortiguamiento de los aisladores, considerado para el presente caso como el 10%.

$$C^* = \begin{bmatrix} 2999,91 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 7432,86 & -3562,32 \\ 0,00 & -3562,32 & 5899,49 \end{bmatrix}$$

### Método de Superposición Modal

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

$$\begin{vmatrix} 52550,40 - 4281,35 \omega^2 & -1427,12 \omega^2 & -1427,12 \omega^2 \\ -1427,12 \omega^2 & 4760484,00 - 1427,12 \omega^2 & -3327984,00 \\ -1427,12 \omega^2 & -3327984,00 & 3327984,00 - 1427,12 \omega^2 \end{vmatrix} = 0$$

Resolviendo el determinante por expansión de cofactores se obtiene “La Ecuación Característica de la Frecuencia”:

$$-2906545225,36\omega^6 + 1,94980 \times 10^{13} \omega^4 - 2,10172 \times 10^{16} \omega^2 + 2,50525 \times 10^{17} = 0$$

Obteniendo la ecuación cuadrática en  $\omega^2$  se tiene:

$$\begin{array}{lll} \omega^2 = 12,05 & \rightarrow & \omega = 3,47 \text{ rad/s} \\ \omega^2 = 1333,26 & \rightarrow & \omega = 36,51 \text{ rad/s} \\ \omega^2 = 5362,99 & \rightarrow & \omega = 73,23 \text{ rad/s} \end{array}$$

### Periodo de Vibración

Se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \begin{array}{l} \rightarrow T_1 = 1,8097 \text{ s} \\ \rightarrow T_2 = 0,1721 \text{ s} \\ \rightarrow T_3 = 0,0858 \text{ s} \end{array}$$

Donde el periodo de vibración más largo corresponde al modo 1 de vibrar de la estructura.

Formas Modales de la Estructura

- Para  $\omega = 3,47$  rad/s. Primer Modo de Vibración o Modo Fundamental.

$$\begin{bmatrix} 941 & -17203 & -17203 \\ -17203 & 4743281 & -3327984 \\ -17203 & -3327984 & 3310781 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1(1) \\ \phi_2(1) \\ \phi_3(1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \rightarrow \phi(1) = \begin{bmatrix} 1,000 \\ 0,025 \\ 0,030 \end{bmatrix}$$

Donde  $\phi_1(1)=1$ .

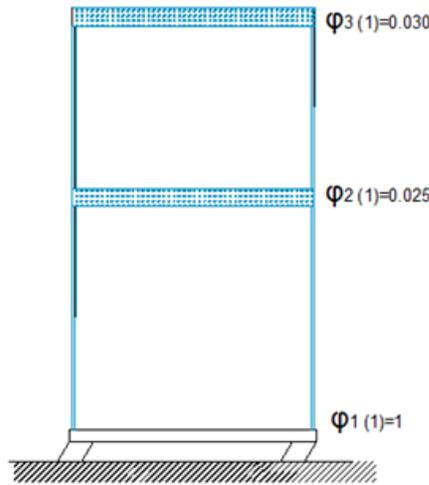


Figura 20: Deformada del Primer Modo de Vibración del Pórtico Base Aislada.

- Para  $\omega = 36,51$  rad/s. Segundo Modo de Vibración.

$$\begin{bmatrix} -5655602 & -1902718 & -1902718 \\ -1902718 & 2857766 & -3327984 \\ -1902718 & -3327984 & 1425266 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1(2) \\ \phi_2(2) \\ \phi_3(2) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \rightarrow \phi(2) = \begin{bmatrix} 1,000 \\ -1,292 \\ -1,681 \end{bmatrix}$$

Donde  $\phi_1(2)=1$ .

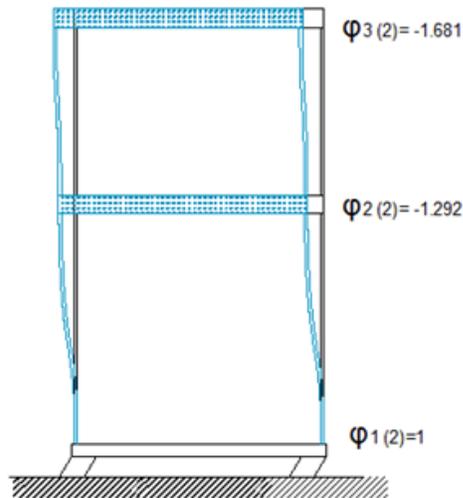


Figura 21: Deformada del Segundo Modo de Vibración del Pórtico Base Aislada.

- Para  $\omega = 73,23$  rad/s. Tercer Modo de Vibración.

$$\begin{bmatrix} -22908271 & -7653607 & -7653607 \\ -7653607 & -2893123 & -3327984 \\ -7653607 & -3327984 & -4325623 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1(3) \\ \phi_2(3) \\ \phi_3(3) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \rightarrow \phi(3) = \begin{bmatrix} 1,000 \\ -5,306 \\ 2,313 \end{bmatrix}$$

Donde  $\phi_1(3) = 1$ .

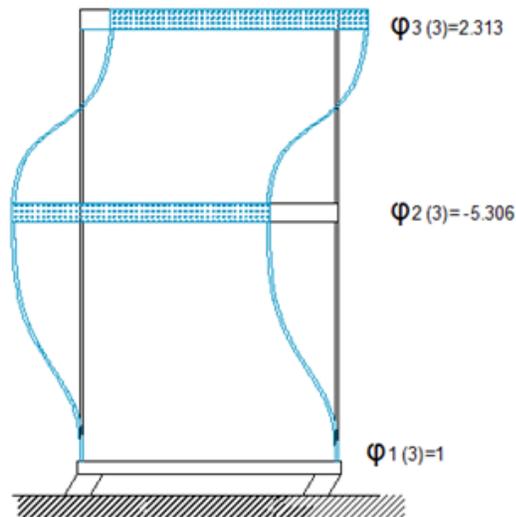


Figura 22: Deformada del Tercer Modo de Vibración del Pórtico Base Aislada.

En el modo fundamental se observa que el periodo aumentó de 0.2967 a 1.8097 segundos, logrando que la estructura sea esencialmente



rígida y la deformación se concentre en el nivel de aislación. En los modos de vibración 2 y 3 se tiene un comportamiento distinto, que corresponde a la deformación de la estructura cuando ésta no posee restricción en su base. Cabe destacar que este es el comportamiento esperado en estructuras aisladas.

Para el ejemplo mostrado se tomaron ciertas consideraciones, como lo son el módulo de corte de la goma y la altura del aislador, parámetros que se encuentran en ciertos rangos y pueden variar de acuerdo a las características del aislador y de la estructura a aislar. Por esto, se realizaron varias iteraciones para observar que tanto varían las propiedades dinámicas ya determinadas, con distintos valores de G y Hr, y así poder realizar posteriormente las comparaciones entre los pórticos.

Estructura Base Fija:

Columnas	B (cm)	H (cm)	T1	0,2967	s
	30	40	T2	0,0870	s
F'c =	250	Kg/cm2	φ1	1,000	
Io =	160000	cm4		1,238	
EIo =	3820031	Kg*m2	φ2	1,000	
				-0,808	

Estructura Base Aislada:

1 era Iteración											
Ga =	0,50	MPa	T1	1,8097	s	φ1	1,000	φ2	1,000	1,000	
D =	40,50	cm	T2	0,1721	s		0,025		-1,292	φ3	-5,306
A =	0,1288	m2	T3	0,0858	s		0,030		-1,681		2,313
Hr =	25,00	cm									
2 da Iteración											
Ga =	1,00	MPa	T1	1,2911	s	φ1	1,000	φ2	1,000	1,000	
D =	40,50	cm	T2	0,1705	s		0,050		-1,279	φ3	-5,270
A =	0,1288	m2	T3	0,0858	s		0,061		-1,667		2,284
Hr =	25,00	cm									



3 era Iteración											
Ga =	1,00	MPa	T1	1,2601	s		1,000		1,000	1,000	
D =	45,50	cm	T2	0,1704	s	φ1	0,052	φ2	-1,277	φ3	-5,267
A =	0,1626	m <sup>2</sup>	T3	0,0858	s		0,064		-1,666		2,282
Hr =	30,00	cm									
4 ta Iteración											
Ga =	0,75	MPa	T1	1,8608	s		1,000		1,000	1,000	
D =	35,50	cm	T2	0,1722	s	φ1	0,023	φ2	-1,292	φ3	-5,308
A =	0,0990	m <sup>2</sup>	T3	0,0858	s		0,028		-1,682		2,314
Hr =	30,50	cm									
5 ta Iteración											
Ga =	0,75	MPa	T1	1,6879	s		1,000		1,000	1,000	
D =	35,50	cm	T2	0,1718	s	φ1	0,029	φ2	-1,290	φ3	-5,301
A =	0,0990	m <sup>2</sup>	T3	0,0858	s		0,035		-1,679		2,309
Hr =	25,00	cm									
6 ta Iteración											
Ga =	0,75	MPa	T1	1,3165	s		1,000		1,000	1,000	
D =	35,50	cm	T2	0,1707	s	φ1	0,048	φ2	-1,280	φ3	-5,273
A =	0,0990	m <sup>2</sup>	T3	0,0858	s		0,058		-1,668		2,286
Hr =	15,00	cm									

Para la elección del aislador más adecuado para el pórtico, se tomó en cuenta principalmente, que se haya logrado el aumento del periodo de vibración, el cual como se puede apreciar, se consiguió en todas las iteraciones realizadas. Luego, se consideraron aquellas en donde se presenten los menores desplazamientos y dimensiones del aislador adecuadas al pórtico.

Por lo anteriormente expuesto, se eligió la 5ta iteración, en donde se utiliza un aislador de 35,50 cm, altura 25,00 cm y un módulo de corte de la goma igual a 0,75 MPa.



### 3.5.3. METODOLOGÍA PARA EL PRE-DISEÑO DE AISLADORES

Como se mencionó anteriormente, es necesaria la búsqueda de aisladores sísmicos comerciales a nivel internacional, debido a que en el país no se maneja el tema de aislación sísmica. Sin embargo, antes de la selección del aislador en el catálogo comercial, se realiza un predimensionado del aislador. En función de las cargas debido a acciones permanentes y variables a la que estará sometida la edificación, y a las características de la planta arquitectónica de la misma, se logra obtener un estimado de las propiedades y parámetros del aislador a utilizar.

Recordando que estos dispositivos se diseñan para resistir el efecto de cargas verticales sin asentamientos apreciables, se realiza la estimación de dichas cargas de tal manera que correspondan a las combinaciones de solicitaciones que produzcan el efecto más desfavorable; el cual puede ocurrir cuando una o más solicitaciones están actuando simultáneamente.

Luego, se deben definir los datos a utilizar en el pre-diseño del aislador conforme a la ubicación del proyecto y tipo de sistema estructural; el cual será detallado seguidamente para aisladores elastoméricos y para aisladores con núcleo de plomo.

#### **Pre-Diseño del Soporte de Goma Laminada**

El procedimiento que se muestra a continuación, está basado en el Uniform Building Code de los Estados Unidos de Norte América (UBC-97); en donde se especifica de manera resumida, por medio de artículos, las fórmulas y tablas a utilizar para garantizar un buen pre-diseño y posterior diseño del soporte de goma laminada sin núcleo de plomo; el cual será más adecuado para la edificación a aislar.

Es necesario resaltar que las fórmulas a utilizar para el dimensionado del soporte, están definidas en el marco teórico del presente trabajo mediante la caracterización de los sistemas de aislamiento sísmico; que por



otra parte, no se encuentran directamente especificadas en el código; pero éste supone la aplicación de la teoría para definir los parámetros de diseño a considerar.

**Paso 1:** Establecer el factor de zona sísmica Z.

Inicialmente se debe conocer la ubicación del proyecto para así conocer la zona sísmica. Luego se determina el factor de zona sísmica, a partir de la Tabla 2.

**Tabla 2:** Factor de Zona Sísmica.

Zona	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Fuente: Tabla 16.I Uniform Building Code.

**Paso 2:** Establecer la categoría del perfil de suelo del sitio.

Se determina el tipo de perfil de suelo del sitio, a partir de la tabla 3; la cual está en función de la descripción del material y las propiedades medias del suelo para los primeros cien (100) pies de dicho perfil de suelo.

**Tabla 3:** Tipos de Perfil de Suelo.

Tipo de Perfil de Suelo	Nombre de Perfil de Suelo/ Descripción Genérica	Propiedades medias del suelo para los primeros 100 pies del perfil del suelo		
		Velocidad de Corte de la Onda $V_s$ (m/s)	Ensayo de penetración estándar, [N o NCH para capas de suelo cohesivo] (golpes/pie)	Fuerza Cortante no drenada $S_u$ (KPa)
<b>S<sub>A</sub></b>	Roca Dura	1500	---	---
<b>S<sub>B</sub></b>	Roca	760 - 1500		
<b>S<sub>C</sub></b>	Suelo muy Denso y Roca Blanda	360 - 760	> 50	100
<b>S<sub>D</sub></b>	Perfil de Suelo Rígido	180 - 360	15 - 50	50 - 100
<b>S<sub>E</sub> (1)</b>	Perfil de Suelo Blando	180	< 15	50
<b>S<sub>F</sub></b>	El suelo requiere evaluación del sitio específico			

(1) Tipo de perfil de suelo  $S_E$  también incluye cualquier perfil de suelo con más de 10 pies (3048 mm) de arcilla blanda definida como un suelo con un índice de plasticidad,  $PI > 20$ ,  $w_{MC} 40\%$  y  $S_u < 500$  psf (24 kPa).

Fuente: Tabla 16.J Uniform Building Code.



**Paso 3:** Establecer los tipos de fuentes sísmicas.

Para cada fuente de riesgo sísmico (por ejemplo fallas sísmicas), se determina el correspondiente tipo de fuente sísmica a partir de la tabla que se muestra seguidamente:

**Tabla 4:** Tipo de Fuente Sísmica (1).

Tipo de Fuente Sísmica	Descripción de Fuente Sísmica	Definición de Fuente Sísmica (2)	
		Máxima Magnitud de Momento, M	Tasa de Deslizamiento, SR (mm/año)
A	Fallas que son capaces de producir eventos de gran magnitud y que tienen una alta tasa de actividad sísmica	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5$
B	Todos las fallas distintas de tipo A y C	$M \geq 7.0$	$SR < 5$
		$M < 7.0$	$SR > 2$
		$M \geq 6.5$	$SR < 2$
C	Fallas que no son capaces de producir terremotos de gran magnitud y que tienen una tasa relativamente baja de actividad sísmica	$M < 6.5$	$SR \leq 2$

(1) Fuentes de subducción serán evaluadas sobre una base específica del sitio.

(2) Ambas condiciones de máxima magnitud del momento y la tasa de deslizamiento deben ser satisfechas simultáneamente al determinar el tipo de fuente sísmica.

**Fuente:** Tabla 16.U Uniform Building Code.

**Paso 4:** Establecer factores de fuentes cercanas  $N_A$  y  $N_V$  a partir de las tablas 5 y 6.

**Tabla 5:** Factor de Fuente Sísmica  $N_A$  (1).

Tipo de Fuente Sísmica	Distancia más Cercana a Fuentes Sísmicas Conocidas (2) (3)			
	$\leq 2$ Km	5 Km	10 Km	$> 15$ Km
A	1.50	1.20	1.20	1.00
B	1.30	1.00	1.00	1.00
C	1.00	1.00	1.00	1.00

(1) El factor de fuente cercana podrá basarse en la interpolación lineal de los valores de distancias distintos a las indicadas en la tabla.

(2) La ubicación y el tipo de fuente sísmica que se utilizará para el diseño, se establecerá sobre la base de datos geotécnicos aprobados (por ejemplo, la cartografía más reciente de las fallas activas del Estudio Geológico de los Estados Unidos o la División de California de Minas y Geología).

(3) La distancia más cercana a las fuente sísmica se tomará como la distancia mínima entre el sitio y la zona descrita por la proyección vertical de la fuente en la superficie (es decir, la proyección de la superficie del plano de falla). La proyección de la superficie no necesita incluir partes de la fuente a una profundidad de 10 km o más. El mayor valor del factor de fuente cercana (teniendo en cuenta todas las fuentes), se utilizará para el diseño.

**Fuente:** Tabla 16.S Uniform Building Code.



**Tabla 6:** Factor de Fuente Sísmica  $N_V$  (1).

Tipo de Fuente Sísmica	Distancia más Cercana a Fuentes Sísmicas Conocidas (2) (3)			
	≤ 2 Km	5 Km	10 Km	> 15 Km
A	2.00	1.60	1.20	1.00
B	1.60	1.20	1.00	1.00
C	1.00	1.00	1.00	1.00

**(1)** El factor de fuentes cercanas podrá basarse en la interpolación lineal de los valores de distancias distintos a las indicadas en la tabla.

**(2)** La ubicación y el tipo de fuente sísmica que se utilizará para el diseño, se establecerá sobre la base de datos geotécnicos aprobados (por ejemplo, la cartografía más reciente de las fallas activas del Estudio Geológico de los Estados Unidos o la División de California de Minas y Geología).

**(3)** La distancia más cercana a la fuente sísmica se tomará como la distancia mínima entre el sitio y la zona descrita por la proyección vertical de la fuente en la superficie (es decir, la proyección de la superficie del plano de falla). La proyección de la superficie no necesita incluir partes de la fuente a una profundidad de 10 km o más. El mayor valor del factor de fuente cercana (teniendo en cuenta todas las fuentes), se utilizará para el diseño.

**Fuente:** Tabla 16.T Uniform Building Code.

**Paso 5:** Calcular el coeficiente de respuesta del sismo máximo posible  $M_M$ .

Para calcular dicho coeficiente se debe multiplicar  $Z$  y  $N_V$  según lo obtenido anteriormente; luego con el valor de  $ZN_V$  se utiliza la tabla 7 que se muestra a continuación para leer el correspondiente valor de  $M_M$ .

**Tabla 7:** Coeficiente de Respuesta al Terremoto Máximo Posible,  $M_M$ .

Intensidad de la Sacudida del Diseño Básico de Sismos, $ZN_V$	Coeficiente de Respuesta al Terremoto Máximo Posible, $M_M$
0.075	2.67
0.15	2.00
0.20	1.75
0.30	1.50
0.40	1.25
≥ 0.50	1.20

**Fuente:** Tabla A-16-D Uniform Building Code.

**Paso 6:** Determinar los coeficientes sísmicos  $C_{VD}$  y  $C_{AD}$ .

Con el factor de zona sísmica y el perfil de suelo del sitio establecido anteriormente, se obtienen los coeficientes sísmicos  $C_V$  y  $C_A$  de las tablas 8 y 9 respectivamente. Llamarlos  $C_{VD}$  y  $C_{AD}$ .



**Tabla 8:** Coeficiente Sísmico  $C_V$ .

Tipo de Perfil de Suelo	Factor de Zona Sísmica, Z				
	Z= 0.075	Z= 0.15	Z= 0.20	Z= 0.30	Z= 0.40
SA	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 NA
SB	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 NA
SC	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 NA
SD	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64 NA
SE	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96 NA
SF	Ver Nota 1				
(1) Investigaciones geotécnicas específicas en el sitio y análisis dinámico de respuesta en el sitio, se llevarán a cabo para determinar los coeficientes sísmicos para el tipo de perfil del suelo SF.					

Fuente: Tabla 16.R Uniform Building Code.

**Tabla 9:** Coeficiente Sísmico  $C_A$ .

Tipo de Perfil de Suelo	Factor de Zona Sísmica, Z				
	Z= 0.075	Z= 0.15	Z= 0.20	Z= 0.30	Z= 0.40
SA	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 NA
SB	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 NA
SC	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40 NA
SD	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44 NA
SE	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36 NA
SF	Ver Nota 1				
(1) Investigaciones geotécnicas específicas en el sitio y análisis dinámico de respuesta en el sitio, se llevarán a cabo para determinar los coeficientes sísmicos para el tipo de perfil del suelo SF.					

Fuente: Tabla 16.Q Uniform Building Code.

**Paso 7:** Determinar los coeficientes sísmicos  $C_{VM}$  y  $C_{AM}$ .

Usando el tipo de perfil de suelo determinado en el paso 2, se multiplica  $M_M$ , Z y  $N_V$ ; luego se obtiene el coeficiente sísmico  $C_{VM}$  usando la tabla 10. De igual forma se realiza para conseguir el valor del coeficiente sísmico  $C_{AM}$ , calculando  $M_M \cdot Z \cdot N_A$  para luego entrar en la tabla 11.

**Tabla 10:** Coeficiente Sísmico  $C_{VM}$ .

Tipo de Perfil de Suelo	Intensidad de Sismo máximo Posible, MmZNV				
	MmZNV = 0.075	MmZNV = 0.15	MmZNV = 0.20	MmZNV = 0.30	MmZNV $\geq$ 0.40
SA	0.06	0.12	0.16	0.24	0.8 MmZNV
SB	0.08	0.15	0.20	0.30	1.0 MmZNV
Sc	0.13	0.25	0.32	0.45	1.4 MmZNV
SD	0.18	0.32	0.40	0.54	1.6 MmZNV
SE	0.26	0.50	0.64	0.84	2.4 MmZNV
SF	Ver Nota 2				
(1) Puede utilizarse interpolación lineal para determinar el valor de $C_{VM}$ para valores de MmZNV distintos a los que se muestran en la tabla.					
(2) Investigaciones geotécnicas específicas en el sitio y análisis dinámico de respuesta en el sitio se llevarán a cabo para determinar los coeficientes sísmicos para el suelo.					

Fuente: Tabla A-16-G Uniform Building Code.

**Tabla 11:** Coeficiente Sísmico  $C_{AM}$ .

Tipo de Perfil de Suelo	Intensidad de Sismo Máximo Posible, MmZNA				
	MmZNA = 0.075	MmZNA = 0.15	MmZNA = 0.20	MmZNA = 0.30	MmZNA $\geq$ 0.40
SA	0.06	0.12	0.16	0.24	0.8 MmZNA
SB	0.08	0.15	0.20	0.30	1.0 MmZNA
Sc	0.09	0.18	0.24	0.33	1.0 MmZNA
SD	0.12	0.22	0.28	0.36	1.1 MmZNA
SE	0.19	0.30	0.34	0.36	0.9 MmZNA
SF	Ver Nota 2				
(1) Puede utilizarse interpolación lineal para determinar el valor de $C_{AM}$ para valores de MmZNA distintos a los que se muestran en la tabla.					
(2) Investigaciones geotécnicas específicas en el sitio y análisis dinámico de respuesta en el sitio se llevarán a cabo para determinar los coeficientes sísmicos para el suelo.					

Fuente: Tabla A-16-F Uniform Building Code.

**Paso 8:** Establecer el factor de reducción de respuesta del sistema estructural,  $R_1$ .

El factor de reducción de respuesta  $R_1$ , correspondiente al sistema estructural que se encuentra sobre la interfaz de aislamiento; en la mayoría de los casos es igual a 2.0, ya que la superestructura será diseñada para permanecer esencialmente elástica, y por lo tanto, su rigidez y resistencia debe ser consistente con este comportamiento.



**Paso 9:** Seleccionar el tipo de dispositivo de aislamiento y los coeficientes de amortiguamiento  $B_D$  y  $B_M$ .

Se selecciona el tipo de aislador a ser usado. Luego, se estima el nivel de amortiguación proporcionado de acuerdo al tipo de soporte. Con esta información se entra en la tabla 1 (definida en el capítulo 2 del presente trabajo) y se lee el correspondiente valor del coeficiente de amortiguamiento. Asignar el mismo valor a  $B_D$  y  $B_M$  en este momento.

**Tabla 1:** Coeficientes de Amortiguamiento,  $B_D$  y  $B_M$ .

Amortiguamiento Efectivo $\beta_D$ ó $\beta_M$	Factor $B_D$ y $B_M$
< 0.02	0.80
0.05	1.00
0.10	1.20
0.20	1.50
0.30	1.70
0.40	1.90
> 0.50	2.00

(1) El factor de modificación de respuesta por amortiguamiento se debe basar en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación determinado.

(2) El factor de modificación de respuesta por amortiguamiento se debe basar en la interpolación lineal para valores de amortiguamiento efectivo diferentes a los que aparecen en la presente tabla.

**Fuente:** Uniform Building Code.

**Paso 10:** Establecer el módulo de corte de la goma  $G$ , y la deformación por corte  $\gamma$ .

Se establece el módulo de corte de la goma  $G$ , y la máxima deformación por corte en base al tipo de aislador establecido anteriormente.



**Paso 11:** Seleccionar el periodo de vibración aislado deseado.

Se realiza una estimación inicial para el periodo fundamental de vibración del sistema aislado a nivel del desplazamiento básico de diseño. En general, es conveniente un periodo entre 2 y 3 segundos.

### Método de la Fuerza Lateral Equivalente

**Paso 12:** Estimar la rigidez efectiva del sistema de aislación.

Usar la ecuación que sigue para estimar la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, para el periodo aislado establecido. Asignar este valor a  $K_{D,máx}$  y a  $K_{D,min}$ , respectivamente.

$$K_H = \frac{Q(2\pi)^2}{T^2g}$$

**Paso 13:** Estimar el desplazamiento lateral de diseño mínimo  $D_D$ .

Con los valores calculados en los pasos anteriores, se obtiene la estimación inicial del desplazamiento de diseño  $D_D$  a partir de la siguiente ecuación:

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

Si este valor es mayor que el aceptable para el proyecto a realizar, se necesita un sistema más rígido. En este caso se regresa al paso 10, y se estima un periodo de vibración menor. De lo contrario se procede con el siguiente paso.

**Paso 14:** Realizar un diseño preliminar del sistema de aislamiento y su distribución en la planta de la edificación.



Usando el desplazamiento previo, rigidez, y propiedades de amortiguación ya establecidos en los pasos anteriores; se procede al diseño preliminar del sistema de aislamiento, para así resistir la carga vertical máxima estimada (que soportarán los dispositivos o aisladores) y los requisitos de desplazamiento.

#### 14.1 Calcular el espesor total de goma del aislador.

Con los valores de la máxima deformación por corte y el desplazamiento de diseño, se determina el espesor total que tendrá la goma utilizando la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{D_D}{t_r}$$

#### 14.2 Estimar el área y diámetro del aislador.

Con la ecuación correspondiente a la rigidez del aislador, y los valores ya establecidos anteriormente se obtiene el área del aislador.

$$K = \frac{GA}{t_r}$$

14.3 Calcular la rigidez real del aislador (con el nuevo valor del área) mediante la fórmula del paso 14.2. Luego se procede a determinar la rigidez total del conjunto de aisladores.

14.4 Calcular el periodo del sistema aislado para el desplazamiento de diseño.

Se determina el periodo de la estructura aislada, haciendo uso de la carga total sobre el sistema de aislamiento ( $W$ ), y la rigidez establecida anteriormente.



$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,\min} g}}$$

14.5 Determinar el desplazamiento de diseño con los datos conocidos, mediante la fórmula del paso 13.

14.6 Determinar el desplazamiento total de diseño.

En base a la planta de la estructura a aislar, se obtiene la dimensión de su lado mayor y menor respectivamente. Luego, se estima el valor de la excentricidad real de la planta, más el 5% de excentricidad accidental a usar para calcular el desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$  mediante la siguiente fórmula:

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

Se debe chequear que el desplazamiento total de diseño sea mayor que 1.1 veces el desplazamiento de diseño calculado anteriormente.

**Paso 15:** Chequear las fuerzas laterales mínimas y la fuerza lateral de corte basal.

En base a lo establecido en el marco teórico del presente trabajo, se debe calcular el valor del cortante basal  $V_b$  y el cortante en la superestructura  $V_s$ ; y además, realizar los chequeos necesarios con los respectivos límites que establece la norma.

**Paso 16:** Detalles del aislador.

16.1 Calcular el factor de forma mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_V}{f_H}$$



16.2 Determinar el módulo de elasticidad de la goma a partir de:

$$E_C = \frac{6GS^2K}{6GS^2 + K}$$

16.3 Calcular la rigidez vertical compuesta al nivel de deformación:

$$K_V = \frac{NE_C A}{t_r}$$

16.4 Estimar el periodo vertical del sistema:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_V g}}$$

16.5 Determinar la frecuencia vertical de vibración del aislador:

$$f_v = 1/T$$

16.6 Calcular el espesor de las capas de caucho o goma, y cantidad de capas, con el uso de las siguientes ecuaciones:

$$t = \frac{\phi}{4S}$$

$$t_r = nt$$

16.7 Determinar el factor de forma (con los nuevos datos), mediante fórmula del ítem 16.1.

16.8 Determinar la frecuencia vertical de vibración del aislador (con los nuevos datos).

16.9 Estimar el número de láminas de acero con la expresión:

$$n^* = n - 1$$



16.10 Altura total del aislador:

Estará dada por la sumatoria de las láminas y placas de acero y espesor de la goma.

**Paso 17:** Verificar los factores de seguridad del sistema de aislamiento.

17.1 Determinar las cargas de pandeo a partir de los pasos que se describen a continuación:

17.1.1 Calcular el módulo de elasticidad de la goma con los nuevos datos haciendo uso de la fórmula del paso 16.2.

17.1.2 Calcular de la inercia del aislador con la siguiente ecuación:

$$I = \frac{\pi}{4} \left( \frac{\Phi_{\text{PLACA ACERO}}}{R} \right)^4$$

17.1.3 Determinar las cargas de pandeo:

- Área de Corte Efectiva:

$$A_S = A \frac{h}{t_r}$$

- Rigidez Cortante por Unidad de Longitud:

$$P_S = GA_S$$

- Rigidez de Flexión:

$$(EI)_{\text{eff}} = E_C \frac{I h}{3 t_r}$$

- Carga de Pandeo de Euler:

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{eff}}}{t_r^2}$$



- Carga Crítica de Pandeo:

$$P_{\text{Crítico}} = \sqrt{P_S P_E}$$

- Factor de Seguridad:

$$FS = \frac{P_{\text{Crítico}}}{W}$$

17.1.4 Calcular la influencia de la carga vertical en la rigidez horizontal del aislador:

$$K_H = \frac{GA_S}{h} \left[ 1 - \left( \frac{W}{P_{\text{Crítico}}} \right)^2 \right]$$

17.2 Verificar la estabilidad al volcamiento de los aisladores, estimando el valor del desplazamiento máximo a partir de la expresión:

$$D_{\text{máx}} = \frac{\phi}{1 + \frac{K_H h}{W}}$$

Luego, el factor de seguridad estará dado por:

$$FS = \frac{D_{\text{máx}}}{D_D}$$

El aislador puede estar conectado a la estructura mediante llaves de corte o clavijas (en este caso se considera más factible que ocurra el fenómeno al volcamiento) ó por medio de pernos, en donde éste factor de seguridad no adquiere tanta importancia porque el tipo de conexión evita el volcamiento; de todas maneras se considera recomendable que sea mayor que uno. Luego, para conexiones apernadas FS se considera  $> 1$  y para conexiones con llaves de corte un  $FS \geq 2$ .



**Paso 18:** Determinar el desplazamiento máximo de diseño.

El código o norma UBC-97 establece que se requiere volver a determinar el periodo y el amortiguamiento para un sismo máximo posible (MCE: Maximum Capable Earthquake).

18.1 Calcular la rigidez del aislador, utilizando la fórmula del paso 14.2.

18.2 Determinar el periodo de vibración del sistema aislado para el desplazamiento máximo de diseño:

El periodo del sistema aislado para el desplazamiento máximo, se estima haciendo uso de la carga total sobre el sistema de aislamiento ( $W$ ), y la rigidez ya calculada anteriormente.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M,\min} g}}$$

18.3 Se obtiene el coeficiente de amortiguamiento (de acuerdo a la tabla 1 del UBC-97, definida anteriormente).

18.4 Determinar nuevamente el desplazamiento máximo de diseño, con los datos conocidos:

Con el valor del coeficiente sísmico  $C_{VM}$  ya obtenido anteriormente, el coeficiente de amortiguamiento y periodo del sistema aislado, se obtiene el desplazamiento máximo mediante:

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

18.5 Calcular el desplazamiento total máximo de diseño:



El desplazamiento total máximo se calcula de igual manera como se realizó con el desplazamiento total de diseño en base a la planta de la estructura a aislar.

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

Igualmente se debe chequear que el desplazamiento total máximo sea mayor que 1.1 veces el desplazamiento máximo calculado anteriormente.

18.6 Chequear las fuerzas laterales mínimas y fuerza lateral de corte basal al igual que en el paso 15, pero con el desplazamiento máximo de diseño.

### **Pre-Diseño del Soporte de Goma Laminada con Núcleo de Plomo**

El procedimiento para el pre-diseño del soporte con núcleo de plomo que a continuación se presenta, se rige de igual manera por el Uniform Building Code (UBC-97) de Estados Unidos. Los pasos del 1 al 11 para el pre-diseño de los soportes de goma laminada, cumplen de igual manera para éste caso, por lo que serán detallados los pasos que siguen a partir del número 12.

#### Método de la Fuerza Lateral Equivalente

**Paso 12:** Estimar el desplazamiento lateral de diseño mínimo  $D_D$ .

Con los valores calculados anteriormente, se obtiene la estimación inicial del desplazamiento de diseño  $D_D$  a partir de:

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

Si este valor es mayor que el aceptable para el proyecto a realizar, se necesita un sistema más rígido. En este caso se regresa al paso 10, y se



estima un periodo de vibración menor. De lo contrario se procede con el siguiente paso.

**Paso 13:** Determinar las características del modelo bilineal.

13.1 Calcular la rigidez horizontal de los aisladores.

Se estima la rigidez efectiva del sistema de aislamiento  $K_H$  para el periodo del sistema aislado establecido, mediante la fórmula:

$$K_H = \frac{Q(2\pi)^2}{T^2g}$$

13.2 Calcular la energía global disipada por ciclo.

Se deduce la energía disipada por ciclo  $W_D$ , con los valores de la rigidez horizontal llamada  $K_{eff}$ , el desplazamiento de diseño y el coeficiente de amortiguamiento obtenidos en los pasos anteriores.

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

13.3 Computar la fuerza característica  $Q$ , correspondiente a la deformación nula del soporte.

Estimar el valor preliminar de la fuerza característica  $Q$ , asumiendo que el desplazamiento de fluencia  $D_y$ , es un valor muy pequeño, aproximadamente igual a 0.

$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)} \rightarrow Q = \frac{W_D}{4D}$$

13.4 Calcular la rigidez post-fluencia asociada a la reacción del aislador frente a las cargas más altas del ciclo.



La rigidez post-fluencia del aislador  $K_2$ , se determina con los valores de la rigidez efectiva, la fuerza característica y el desplazamiento de diseño ya obtenidos previamente.

$$K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D}$$

13.5 Calcular el desplazamiento de fluencia, el cual es convenientemente utilizado para definir los parámetros del modelo bilineal.

Mediante la ecuación que se muestra posteriormente, se obtiene el valor real del desplazamiento de fluencia asumido como cero en el paso 13.3. Se considera que la rigidez elástica equivale a diez veces el valor de la rigidez post-fluencia del aislador.

$$D_y = \frac{Q}{(K_1 - K_2)} \rightarrow K_1 \approx 10K_2 \rightarrow D_y = \frac{Q}{9K_2}$$

13.6 Calcular el valor corregido de la fuerza característica  $Q$  con el valor obtenido del desplazamiento de fluencia.

**Paso 14:** Calcular el área requerida de núcleo de plomo.

Se obtiene el área de plomo mínima requerida para todo el sistema de aislamiento despejando de la fórmula que se muestra a continuación, la cual está en función de la fuerza característica y la tensión de fluencia del plomo.

$$Q = A_p \tau_y$$

14.1 Estimar el área del núcleo de plomo en función del diámetro considerado para el aislador. Luego, se decide la distribución de los aisladores a llevar el corazón de plomo teniendo en cuenta el área mínima requerida, y tomando en consideración la simetría de la planta de la



edificación, para así obtener el área de plomo total para el sistema de aislamiento.

14.2 Calcular la fuerza característica  $Q$ , para el área total de plomo del sistema de aislamiento, mediante la ecuación del paso 14.

**Paso 15:** Estimar el dimensionamiento del aislador, a partir de los siguientes ítems.

15.1 Calcular la rigidez post-fluencia del sistema de aislamiento con la ecuación del paso 13.4 y con el nuevo valor de la fuerza característica. Luego, calcular la rigidez para cada uno de los aisladores.

15.2 Calcular el área del aislador.

Primero se define el grosor total de la goma, para luego obtener el área mediante la fórmula:

$$K = \frac{GA}{t_r}$$

15.3 Calcular la rigidez post-fluencia del aislador con el nuevo valor del área a tomar.

15.4 Calcular la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, mediante la fórmula establecida en el paso 13.4.

15.5 Calcular el desplazamiento de fluencia con el nuevo valor de la rigidez post-fluencia, haciendo uso de la fórmula ilustrada en el paso 13.5.

15.6 Determinar nuevamente la energía global disipada por ciclo con los nuevos valores obtenidos mediante la fórmula del paso 13.6.



15.7 Estimar el valor del amortiguamiento efectivo con los valores ya obtenidos anteriormente, despejando de la ecuación descrita en el paso 13.2. Luego, utilizando la tabla 1 se obtiene el respectivo coeficiente de amortiguamiento.

**Paso 16:** Calcular el periodo del sistema de aislamiento para el desplazamiento de diseño.

Se determina el periodo de la estructura aislada, haciendo uso de la carga total sobre el sistema de aislamiento ( $W$ ), y la rigidez ya calculada anteriormente.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,\text{mín}} g}}$$

**Paso 17:** Estimar el desplazamiento lateral de diseño mínimo  $D_D$ .

Con los valores calculados en los pasos anteriores, se obtiene el desplazamiento de diseño  $D_D$  empleando la ecuación:

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

**Paso 18:** Calcular el desplazamiento total de diseño.

En base a la planta de la estructura a aislar, se obtienen las dimensiones de sus lados y los valores de la excentricidad a usar para calcular el desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$  mediante la siguiente fórmula:

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

Se debe chequear que el desplazamiento total de diseño sea mayor que 1.1 veces el desplazamiento de diseño calculado anteriormente. Los



pasos 15, 16, y 17 del pre-diseño de los soportes de goma laminada (sin núcleo de plomo), aplican de igual manera para el presente procedimiento, los cuales corresponden a:

**Paso 19:** Chequeo de fuerzas laterales mínimas y la fuerza lateral de corte basal.

**Paso 20:** Detalles del aislador.

**Paso 21:** Cálculo y verificación de los factores de seguridad.

**Paso 22:** Determinar el desplazamiento máximo de diseño.

El código o norma UBC-97 establece que se requiere volver a determinar el periodo y el amortiguamiento para un sismo máximo posible (MCE: Maximum Capable Earthquake). La primera suposición que se realiza es multiplicar el desplazamiento de diseño  $D_D$  por el valor de  $M_M$  ya obtenido de la tabla 7.

$$D_M = M_M D_D$$

22.1 Calcular la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, utilizando la fórmula del paso 13.4.

22.2 Calcular la energía global disipada por ciclo con el valor del desplazamiento de fluencia  $D_y$  y la fuerza característica  $Q$ ; ya obtenidos en pasos anteriores, y con el valor del desplazamiento máximo. Utilizar la ecuación del paso 13.6.

22.3 Calcular el amortiguamiento efectivo y el correspondiente coeficiente de amortiguamiento (de acuerdo a tabla 1 del UBC-97 mostrada anteriormente).



22.4 Determinar el periodo del sistema aislado para el desplazamiento máximo de diseño:

Se calcula el periodo aislado para el desplazamiento máximo, haciendo uso de la carga total sobre el sistema de aislamiento ( $W$ ), y la rigidez ya calculada anteriormente, a partir de:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M,\text{mín}} g}}$$

22.5 Calcular el desplazamiento máximo, con los datos conocidos:

Con el valor del coeficiente sísmico  $C_{VM}$  ya obtenido anteriormente, el coeficiente de amortiguamiento y el periodo del sistema aislado, se obtiene el desplazamiento máximo mediante la ecuación que se muestra a continuación:

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

22.6 Se calcula nuevamente el valor de la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, la energía disipada por ciclo, el amortiguamiento efectivo, y el periodo del sistema aislado con el nuevo valor del desplazamiento máximo.

22.7 Calcular el desplazamiento total máximo de diseño.

El desplazamiento total máximo se calcula de igual manera como se realizó con el desplazamiento total de diseño en base a la planta de la estructura a aislar.

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



Igualmente se debe chequear que el desplazamiento total máximo sea mayor que 1.1 veces el desplazamiento máximo calculado anteriormente.

22.8 Chequear las fuerzas laterales mínimas y la fuerza lateral de corte basal.

### Método del Análisis Dinámico

En el presente trabajo, se definieron los parámetros que se deben tener en consideración cuando se realiza un análisis estático equivalente y, cuando además se requiere de un análisis dinámico cuando el tipo de estructura a aislar, dispositivos a utilizar ó localización del proyecto en cuestión, presenta detalles en los que se hace necesaria la aplicación de este método, que en la mayoría de los casos es el más utilizado por permitir un mayor grado de confiabilidad en el diseño.

Por tal motivo, se muestra un breve resumen de los pasos a seguir en el pre-diseño del soporte de goma laminada con ó sin núcleo de plomo, una vez que se haya realizado el método lateral equivalente.

**Paso 1:** El desplazamiento total de diseño del sistema de aislación no se debe considerar menor que el 90% de  $D_{TD}$ , ya calculado anteriormente en el método de la fuerza lateral equivalente.

El  $D_{TD}$  se determina del mismo modo que en el ítem 14.6 ó 18 ya definidos anteriormente, a excepción de que el  $D_D$  vendrá dado por:

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



**Paso 2:** El desplazamiento total máximo del sistema de aislación no se debe considerar menor que el 80% de  $D_{TM}$ , ya calculado anteriormente en el método estático.

El  $D_{TM}$  se calcula del mismo modo que en el paso 18.5 y 22.7 ya expresados anteriormente, a excepción de que el  $D_M$  vendrá dado por:

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

Donde, la modificación de las ecuaciones de los desplazamientos máximos se realiza con el propósito de incluir la influencia de la flexibilidad de la superestructura. Esta flexibilidad produce una disminución de la demanda de deformación sobre la aislación.

**Paso 3:** Chequear las fuerzas laterales mínimas.

Se debe determinar el cortante basal  $V_b$  correspondiente a los elementos estructurales bajo el sistema de aislación; el cual está en función de los desplazamientos  $D'_D$  y  $D'_M$  respectivamente, ya estimados. Además, se debe determinar el cortante en la superestructura  $V_s$ , que también está en función de los desplazamientos definidos, y el factor de reducción de respuesta de la estructura aislada.

Finalmente, para verificar que los valores obtenidos cumplan con los porcentajes mínimos que establece el código, estos últimos deben ser comparados con tabla 12 que se muestra seguidamente.



**Tabla 12:** Valores Mínimos de Porcentajes para Fuerzas y Desplazamientos.

TIPO	Estructura Regular		Estructura Irregular		Desplazamientos	
	V <sub>b</sub>	V <sub>s</sub>	V <sub>b</sub>	V <sub>s</sub>	DTD	DTM
ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	90%	80%	90%	100%	90%	80%
ANÁLISIS DE RESPUESTA EN EL TIEMPO	90%	60%	90%	80%	90%	80%

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

En base a los resultados obtenidos por el pre-diseño ya descrito anteriormente, se seleccionará el dispositivo comercial más adecuado, realizando una comparación con los datos debidamente especificados que suministra el catálogo.

Es importante señalar, que cada empresa productora condiciona la forma de proporcionar información acerca de los parámetros del aislador y, además, ofrece productos hasta un cierto rango de dimensiones y desplazamientos máximos. Esto conjuntamente con los datos que se requieren en el software para introducir el dispositivo que compromete al diseño de la edificación aislada, serán los puntos clave para escoger el catálogo más adecuado, y por ende el aislador a usar.

### 3.5.4. DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN HOSPITALARIA DE BASE FIJA Y BASE AISLADA

#### EDIFICACIÓN BASE FIJA

La edificación hospitalaria seleccionada para el presente trabajo consta de 5 niveles. La altura de entrepiso es de 3 metros, siendo la altura total del edificio igual a 15 metros. La planta baja cuenta con sala de emergencia, quirófanos, consultorios, salas de espera, baños; y la planta tipo del 1ero al 4to piso contiene cuartos, baños, quirófanos, bodegas de insumos y salas de espera. El ascensor se encuentra en la parte posterior de la edificación, y las escaleras a su vez se localizan en la parte frontal, tal como se muestra en la figura 23.



Figura 23: Planta Baja y Planta Tipo de la Edificación.

La planta de la edificación presenta forma irregular, siendo las dimensiones paralelas a la dirección “Y” iguales a 24.04m la mayor y 21.83m la menor; y las dimensiones paralelas a la dirección “X” iguales a 14.70m la mayor y 14.29m la menor. Además, se tomó como dato para el diseño del edificio una resistencia a compresión del concreto igual a  $250 \text{ Kg/cm}^2$ , y una resistencia cedente del acero de refuerzo igual a  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Las losas de la planta tipo y la planta de techo se tomaron como losas nervadas armadas en una dirección. Los criterios adoptados para la distribución del armado fueron los siguientes:

- Relación de Luces en Planta:  
Se arma la losa en el sentido de menor luz, siempre y cuando exista apoyo adecuado en ese sentido.
- Se debe dar apoyo adecuado para las losas que se definan en un piso, mediante vigas de carga que se orientarán preferiblemente en el sentido perpendicular al de las losas.



- La extensión de las losas debe reflejar la continuidad que existe entre los tramos que se forman sobre los paños sucesivos de losa. Para visualizar esta continuidad se utiliza la llamada franja unitaria de diseño.

Por lo descrito anteriormente se definió que las losas van armadas en sentido horizontal para la planta mostrada, es decir, paralelas al eje “X”.

Recordando que las edificaciones hospitalarias se describen como instalaciones esenciales que requieren consideraciones especiales debido a sus características de ocupación, y al papel que desempeñan durante situaciones de catástrofes en general; se hace necesario que cada una de sus partes tenga la resistencia, rigidez y estabilidad necesaria para comportarse satisfactoriamente durante su vida útil. Así como permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectarla, tal como las acciones permanentes y variables.

Estas acciones son estimadas con detalle en base a la Norma Venezolana “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”, tomando en cuenta el uso, tabiquería, y acabados de la estructura, tal como se muestra seguidamente.

## **Estimación de la Carga de Servicio**

### Carga Viva

- Planta Baja y Planta Tipo: Uso hospitalario de acuerdo a la Tabla 5.1 de la Norma.

$$C_v = 300 \text{ kg / m}^2$$

- Planta Techo: Con una pendiente < 15%.

$$C_v = 100 \text{ kg / m}^2$$



## Carga Permanente

Para la consideración de la acción permanente en la edificación, se requiere conocer el espesor mínimo de la losa nervada que soportará las cargas impuestas. La losa se proyecta para que tenga una rigidez adecuada; la cual permita limitar las flechas y deformaciones que puedan afectar desfavorablemente la resistencia, el comportamiento en condiciones de servicio y la durabilidad para el uso previsto de la edificación. Dicho espesor se obtiene en función de las condiciones de apoyo y de las luces en los esquemas de las losas, mediante la tabla 9.6.1 de la Norma COVENIN “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural 1753:2006”, obteniéndose un valor igual a 30cm para la edificación del presente trabajo.

- Planta Tipo:

1. Peso propio de la losa nervada armada en una dirección, con espesor igual a 30 cm:

$$Q_{P.P.} = 360 \text{ kg / m}^2$$

2. Baldosas de cerámica sobre mortero de 3 cm de espesor:

$$Q_{BALDOSAS} = 80 \text{ kg / m}^2$$

3. La losa llevará un friso acabado terminado en su capa inferior:

$$Y_{\text{MORTERO CEMENTO}} * 0.02 + Y_{\text{MORTERO CAL Y CEMENTO}} * 0.005$$

$$2150 \text{ kg / m}^3 * 0.02\text{m} + 1900 \text{ kg / m}^3 * 0.005\text{m} = 52.50 \text{ kg / m}^2$$

$$Q_{FRISO} = 52.50 \text{ kg / m}^2$$

4. Tabiquería:

Se realizó el estimado de la carga de tabiquería, ya que se conoce la distribución de los tabiques en base a la planta; y tratándose de un hospital,



este parámetro resulta importante para la acción permanente que actúa sobre la losa.

Los metros de paredes (sin tomar en cuenta las que se encuentran sobre vigas de carga y sobre vigas sismorresistentes) son los siguientes:

4.1. Bloques de concreto frisado por ambas caras (15 cm):

$$PP * h_{\text{ENTREPISO}} * m \text{ paredes} = 270 \text{ kg/m}^2 * 3 \text{ m} * 88.66 \text{ m} = 71814.60 \text{ Kg}$$

4.2. Paredes revestidas de porcelana en baños, séptico, quirófanos, salas de expulsión, cocina, emergencias y aseo, con 1.50 cm de base:

$$PP * h_{\text{ENTREPISO}} * m \text{ paredes} = 40 \text{ kg/m}^2 * 3 \text{ m} * 91.71 \text{ m} = 11005.20 \text{ Kg}$$

$$PP * h_{\text{ENTREPISO}} * m \text{ paredes} = 40 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} * 5.27 \text{ m} = 210.80 \text{ Kg}$$

Carga Total por Tabiquería:

$$\text{Área}_{\text{ENTREPISO}} = 316.57 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{TABIQUERÍA}} = \frac{\Sigma \text{Peso Paredes}}{\text{Área}_{\text{ENTREPISO}}} = \frac{71814.60 \text{ kg} + 11005.20 \text{ kg} + 210.80 \text{ kg}}{316.57 \text{ m}^2}$$

$$Q_{\text{TABIQUERÍA}} = 262.28 \text{ kg / m}^2$$

Finalmente la carga permanente total es:

$$CP = 360 \text{ kg / m}^2 + 80 \text{ kg / m}^2 + 52.50 \text{ kg / m}^2 + 262.28 \text{ kg / m}^2$$

$$CP = 754.78 \text{ kg / m}^2$$

- Planta Techo:

1. Se toma como criterio que  $CP_{\text{ENTREPISO}} = CP_{\text{TECHO}}$ . Luego se tiene:

$$CP_{\text{TECHO}} = 754.78 \text{ kg / m}^2$$



- Losa Maciza de la Escalera:

1. Peso propio de la losa maciza de las escaleras, considerando un espesor igual a 25cm:

$$P. P. = \gamma_{C.A.} * h = 2500 \text{ kg/m}^3 * 0.25 \text{ m}$$

$$Q_{P.P.} = 625 \text{ kg / m}^2$$

2. Escalones:

Número de escalones: 18

Huella: 0.30 m

Contrahuella: 0.1667 m

$$\text{Peso escalón} = \left( \frac{\text{Contrahuella} * \text{Huella}}{2} \right) * \text{Ancho escalón} * \gamma_{C.A.}$$

$$\text{Peso escalón} = \left( \frac{0.1667\text{m} * 0.30\text{m}}{2} \right) * 1.25\text{m} * 2500 \text{ kg / m}^3$$

$$\text{Peso escalón} = 78.14 \text{ kg}$$

Nº de escalones por metro = 1m / Huella = 1m / 0.30m = 3.33 esc / m

Peso de Escalón por m<sup>2</sup>:

$$\text{Peso de esc/m}^2 = \frac{\text{Peso Escalón} * \text{N}^\circ \text{ esc/1m}}{\text{Ancho escalón} * 1\text{m}}$$

$$\text{Peso de esc/m}^2 = \frac{78.14 \text{ kg/esc} * 3.33 \text{ esc}}{1.25\text{m} * 1\text{m}} = 208.16 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{\text{ESCALONES}} = 208.16 \text{ kg/m}^2$$

3. Acabado con Baldosas de Cerámica: 80 Kg/m<sup>2</sup>

4. Barandas y Pasamanos: 50 Kg/m<sup>2</sup>



Finalmente la carga permanente total es:

$$CP = 625 \text{ kg/m}^2 + 208.16 \text{ kg / m}^2 + 80 \text{ kg / m}^2 + 50 \text{ kg / m}^2$$
$$CP = 963.16 \text{ kg / m}^2$$

La carga total de cada planta estará dada por la suma de la carga variable y la carga permanente:

$$Q_{TOTAL} = CV + CP$$

- Planta Tipo:

$$Q_{TOTAL} = CV + CP = 300 \text{ kg / m}^2 + 754.78 \text{ kg / m}^2$$
$$Q_{TOTAL} = 1054.78 \text{ kg / m}^2$$

- Planta Techo:

$$Q_{TOTAL} = CV + CP = 100 \text{ kg / m}^2 + 754.78 \text{ kg / m}^2$$
$$Q_{TOTAL} = 854.78 \text{ kg / m}^2$$

- Losa de Escalera:

$$Q_{TOTAL} = CV + CP = 300 \text{ kg / m}^2 + 963.16 \text{ kg / m}^2$$
$$Q_{TOTAL} = 1263.16 \text{ kg / m}^2$$

### Dimensionado de Elementos Estructurales

Una vez obtenidas las cargas que actúan sobre las losas de la edificación se procede al predimensionado de los elementos estructurales tales como vigas y columnas.

Las dimensiones de las columnas varían de acuerdo a su ubicación y nivel, y se pueden apreciar en la tabla 13.



**Tabla 13:** Dimensiones de las Columnas en la Edificación.

COLUMNAS P.B 1ER Y 2DO PISO			COLUMNAS 3ER Y 4TO PISO		
A-1 = A-2	b = 55	h = 65	A-1 = A-2	b = 45	h = 55
A-3 = A-4	b = 50	h = 60	A-3 = A-4	b = 40	h = 50
A-9	b = 45	h = 45	A-9	b = 35	h = 35
B-1 = B-2 = B-3 = B-8	b = 55	h = 65	B-1 = B-2 = B-3 = B-8	b = 45	h = 55
B-4	D = 70		B-4	D = 60	
C-1 = C-2 = C-3 = C-4 = C-6	b = 55	h = 65	C-1 = C-2 = C-3 = C-4 = C-6	b = 45	h = 55
D-1 = D-2	b = 55	h = 65	D-1 = D-2	b = 45	h = 55
D-3 = D-4	b = 50	h = 60	D-3 = D-4	b = 40	h = 50
D-5	b = 45	h = 45	D-5	b = 35	h = 35

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

A su vez, el dimensionado de las vigas de carga y sismorresistentes, las cuales reciben directamente las acciones provenientes de las losas, se realiza teniendo en cuenta las dimensiones de las caras de las columnas en donde se apoya dicha viga, y del criterio de rigidez y resistencia exigidos por la norma. Estas serán las vigas en el sentido de la dirección “Y” (ver planta de la edificación).

Asimismo, se encuentran las vigas sismorresistentes en dirección “X”. Por otra parte las vigas auxiliares requeridas, fueron dispuestas en el eje B’, para así evitar volados excesivos que afecten la rigidez de las losas de la edificación. En la tabla 14 se aprecian las dimensiones de las vigas, y en la figura 24 se presenta la disposición de las columnas y vigas de la edificación.

**Tabla 14:** Dimensiones de las Vigas en la Edificación.

DIMENSIONES	b	h
Vigas de Carga y Sismorresistentes	35	65
Vigas Sismorresistentes	35	60
Vigas Sismorresistentes	40	65
Vigas Auxiliares	35	60

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

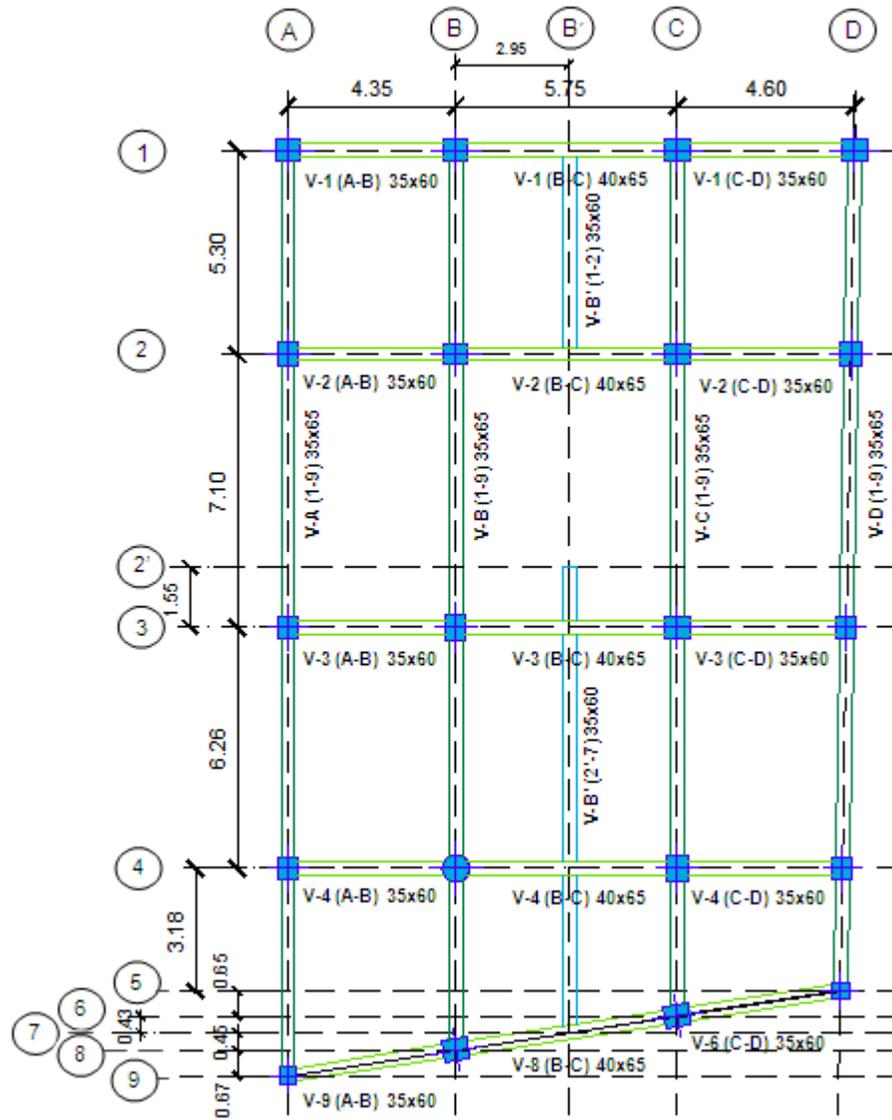


Figura 24: Disposición de Vigas y Columnas de la Edificación.

## Análisis Sísmico de la Edificación

Luego de haber establecido las acciones permanentes y variables que actúan sobre la estructura, se procede a definir la acción sísmica en base a la Norma Venezolana de Edificaciones Sismorresistentes 1756-1:2001. Dicha acción sísmica se caracteriza mediante espectros de diseño, los cuales toman en cuenta la zonificación sísmica, los perfiles geotécnicos, entre otros parámetros.

El método de análisis a realizar es el “Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel” incluyendo la función del espectro de diseño ya mencionado, el cual se crea para suponer los efectos de las fuerzas sísmicas simulando las fracciones por aceleración de la gravedad.

Para la realización de dicho método se requiere la clasificación de la estructura de acuerdo al uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural.

### Zonificación Sísmica

La edificación hospitalaria se ubica en Venezuela, específicamente en el estado Sucre, el cual se caracteriza por presentar la zona sísmica de mayor riesgo en el país; justificando así la presencia de edificios con aislamiento basal para evitar daños a las estructuras que se establezcan allí.

De acuerdo al mapa de zonificación de Venezuela, se tiene que el Estado Sucre corresponde a la zona sísmica 7.

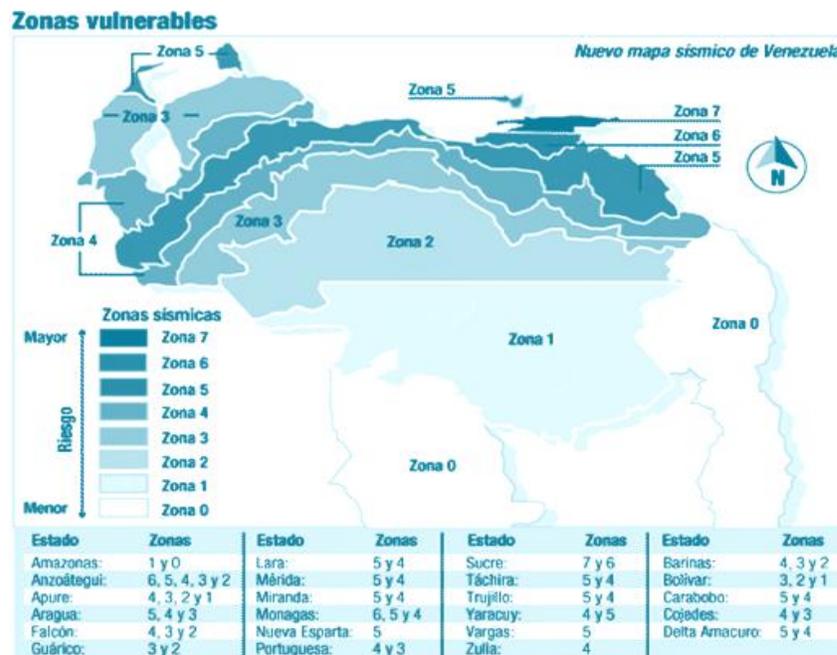


Figura 25: Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.

Fuente: <http://tembloresysismos.blogspot.com>



En función de la zona sísmica establecida se obtiene el coeficiente de aceleración horizontal,  $A_0 = 0.40$  de acuerdo a la tabla 15.

**Tabla 15:** Valores del Coeficiente de Aceleración Horizontal.

Zona Sísmica	Ao	Peligro Sísmico
0	-	Bajo
1	0.10	
2	0.15	
3	0.20	Intermedio
4	0.25	
5	0.30	Elevado
6	0.35	
7	0.40	

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001. Tabla 4.1

### Forma Espectral

Se obtiene la forma espectral considerando la zona sísmica ya definida y la característica del perfil geotécnico del terreno, el cual se seleccionó como un suelo constituido por roca blanda o meteorizada y suelos duros o muy densos, con espesores de estrato entre 30 y 50m. Mediante la tabla 16, se obtiene una forma espectral  $S_2$  y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal  $\varphi = 0.90$ .

**Tabla 16:** Forma Espectral y Factor de Corrección  $\varphi$ .

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	$\varphi$	Forma Espectral	$\varphi$
Roca sana / fracturada	> 500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		> 50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	< 15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		> 50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/ medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		> 50	S3	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/ sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		> 15	S3	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos intercalados con suelos mas rígidos	-	H1	S3	0.65	S2	0.70

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001. Tabla 5.1



### Clasificación de la Edificación de acuerdo al Uso

La norma establece cuatro grupos para la clasificación de las edificaciones según el uso, los cuales permiten diferenciar aquellas obras que son de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla puede dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas. Tal es el caso de los hospitales, por lo tanto la edificación en estudio se clasifica como Grupo A.

De acuerdo a la anterior clasificación se establece un factor de importancia  $\alpha$  conforme a la tabla 17. Siendo la edificación perteneciente al grupo A se obtiene  $\alpha = 1.30$ .

**Tabla 17:** Factor de Importancia.

GRUPO	$\alpha$
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

**Fuente:** Norma COVENIN 1756-1:2001. Tabla 6.1

### Clasificación de la Edificación de acuerdo al Nivel de Diseño

Esta clasificación se realiza de acuerdo a los criterios de diseño utilizados en el dimensionamiento, detallado de los miembros y conexiones que forman parte del sistema resistente a sismos.

Se determina la clasificación de la edificación hospitalaria, en base a la zona sísmica y al grupo al cual pertenece la misma, conforme a la tabla 18 mostrada más adelante. Para el presente trabajo se obtiene un nivel de diseño ND3 el cual requiere la aplicación estricta de todas las disposiciones de las normas COVENIN para el diseño y construcción en zonas sísmicas.

**Tabla 18:** Niveles de Diseño.

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(\*) Válido para edificaciones de hasta 10 pisos ó 30m de altura.

(\*\*) Válido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8m de altura.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001. Tabla 6.2

### Clasificación de la Edificación Según el Tipo de Estructura

La edificación hospitalaria está constituida por pórticos, en donde los ejes de las columnas se mantienen continuos hasta su fundación, y es capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, caracterizándola de tipo I.

### Factor de Reducción de Respuesta

El factor de reducción se establece para cada material y tipo estructural, de acuerdo al nivel de diseño. Dicho factor se obtiene mediante la tabla 19, el cual resulta igual a seis (6) para el presente trabajo.

**Tabla 19:** Factores de Reducción R.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001. Tabla 6.4



## Espectro de Diseño

Luego de determinar la clasificación y características sísmicas de la edificación se procede a la construcción del espectro de diseño. Para ello se requiere conocer ciertos parámetros, como lo son  $T^*$ ,  $\beta$ ,  $p$ ,  $T^+$  y  $c$ .

Donde:

- $T^*$ : Máximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.
- $\beta$ : Factor de magnificación promedio.
- $p$ : Exponente que define la rama descendente del espectro.

Estos valores se obtienen mediante la tabla 20 en función de la forma espectral ya definida anteriormente.

**Tabla 20:** Valores de  $T^*$ ,  $\beta$  y  $p$ .

FORMA ESPECTRAL	$T^*$ (seg)	$\beta$	$p$
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001. Tabla 7.1

- $T^+$ : Periodo característico de respuesta dúctil. Se determina mediante la tabla 21 en función del valor del factor de reducción de respuesta.

**Tabla 21:** Valores de  $T^+$ .

CASO	$T^+$ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R - 1)$
$R \geq 5$	0.4

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001. Tabla 7.2

- $c$ : Parámetro igual a  $\sqrt[4]{R/\beta}$ .

Una vez obtenidos los parámetros necesarios, se procede a obtener las ordenadas  $A_d$  del espectro de diseño en función del periodo  $T$ , mediante las siguientes fórmulas:

- Para  $T < T^+$ :

$$A_d = \frac{\alpha\phi A_o \left[ 1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left( \frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)}$$

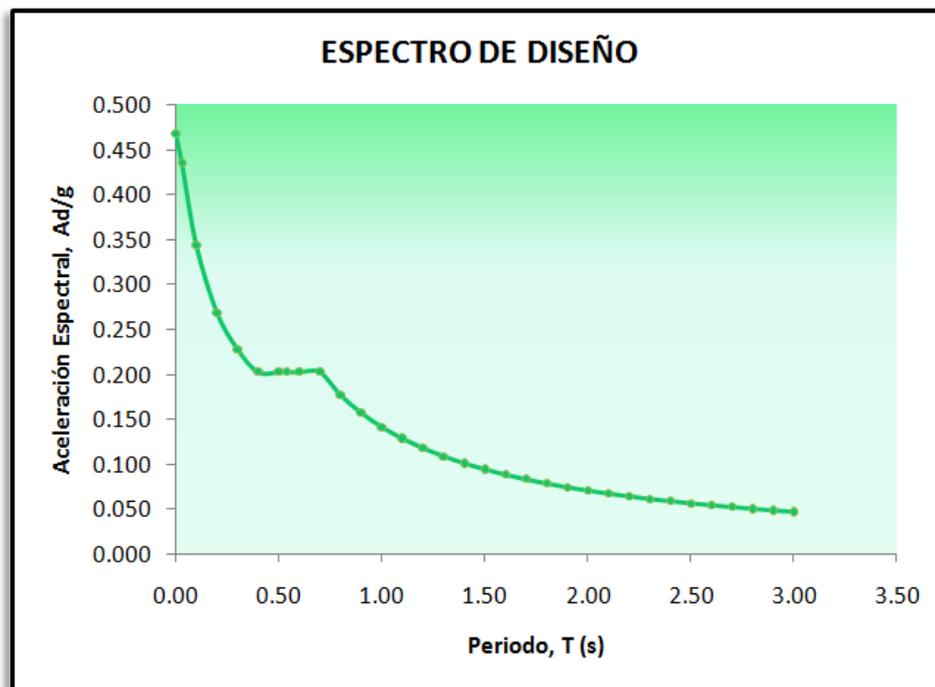
- Para  $T^+ \leq T \leq T^*$ :

$$A_d = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R}$$

- Para  $T > T^*$ :

$$A_d = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R} \left( \frac{T^*}{T} \right)^p$$

Finalmente mediante las fórmulas descritas se obtuvo el espectro de diseño para un 5% de amortiguamiento en la estructura, el cual se muestra a continuación:



**Figura 26:** Espectro de Diseño.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 22:** Valores del Espectro de Diseño.

T (seg)	Ad/g	T (seg)	Ad/g
0.00	0.468	1.60	0.089
0.10	0.344	1.70	0.084
0.20	0.269	1.80	0.079
0.30	0.228	1.90	0.075
0.40	0.203	2.00	0.071
0.50	0.203	2.10	0.068
0.60	0.203	2.20	0.065
0.70	0.203	2.30	0.062
0.80	0.177	2.40	0.059
0.90	0.158	2.50	0.057
1.00	0.142	2.60	0.055
1.10	0.129	2.70	0.053
1.20	0.118	2.80	0.051
1.30	0.109	2.90	0.049
1.40	0.101	3.00	0.047
1.50	0.095		

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

### Modelado de la Estructura en ETABS

Se modela la edificación hospitalaria en el programa de análisis estructural ETABS, con las dimensiones de los elementos estructurales y escaleras, definiendo las acciones permanentes y variables calculadas previamente. A su vez, como se emplea un análisis modal espectral, se ingresa el espectro de diseño calculado, para así representar la acción sísmica sobre la edificación.

Dichas acciones permanentes, variables o sísmicas, pueden actuar en diferentes combinaciones, por lo que la estructura y todos sus componentes deben analizarse para la envolvente de las solicitaciones que produzcan los efectos más desfavorables a la edificación, los cuales pueden ocurrir cuando una o más acciones están actuando simultáneamente.

Luego, las combinaciones a considerar en el modelado de la estructura son las siguientes:



- 1) 1.4 CP
- 2) 1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVt
- 3) 1.2 CP + 1.6 CVt +  $\gamma$  CV
- 4) 1.2 CP +  $\gamma$  CV + S
- 5) 1.2 CP +  $\gamma$  CV - S
- 6) 0.9 CP + S
- 7) 0.9 CP - S

Donde el factor de combinación de solicitaciones “ $\gamma$ ” debido a las acciones variables es igual a uno (1.0).

Es importante señalar que para la acción sísmica se tomó como criterio utilizar la combinación SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo).

Para cumplir con la norma sismorresistente, en el programa de computación ETABS se realizó un “Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel”. En la figura 27 y 28 se puede observar las vistas tridimensionales de la estructura modelada.

Una vez proyectada la edificación se obtienen los resultados de los parámetros considerados más relevantes, que posteriormente se van a analizar y comparar con la estructura aislada. Los parámetros serán los periodos de vibración, aceleraciones por nivel, cortantes por nivel, momentos alrededor del eje “X” e “Y” y momentos torsores por nivel; desplazamientos y derivas máximas.

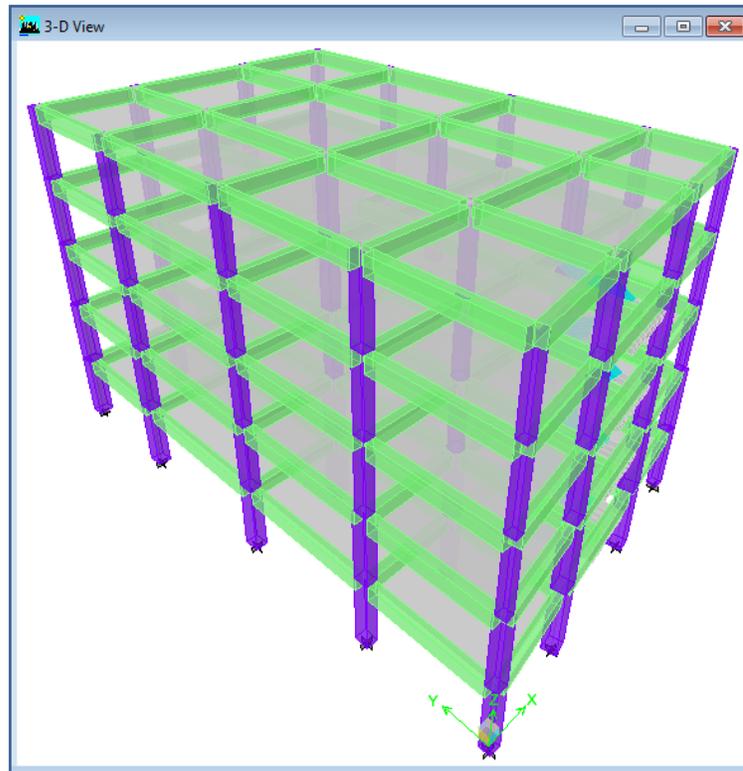


Figura 27: Vista Tridimensional de la Estructura Convencional.

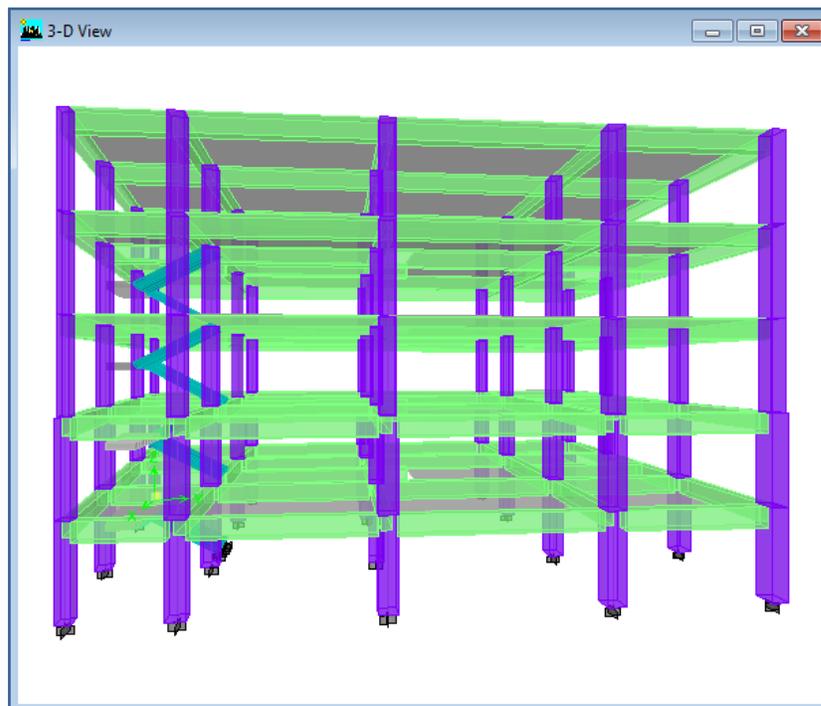
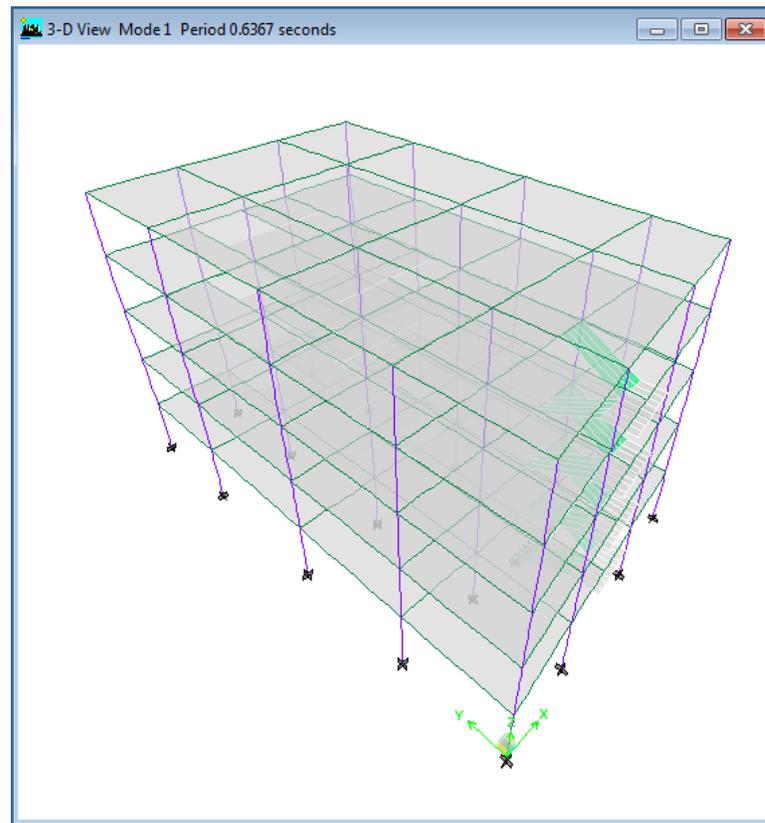


Figura 28: Vista Tridimensional de la Estructura Convencional.

## Periodos de Vibración

El modo fundamental de vibración de la estructura arrojó un valor de periodo igual a 0.6367 segundos, en el cual se observa un movimiento traslacional en dirección “X”, conjuntamente con un poco de movimiento rotacional, producto de la irregularidad de la planta.



**Figura 29:** Periodo Fundamental de Vibración.

El segundo modo de vibración, tiene un periodo igual a 0.6189 segundos, valor que se encuentra muy cercano al dado en el modo fundamental, y su comportamiento es completamente traslacional en la dirección “Y”, como se muestra en la figura 30.

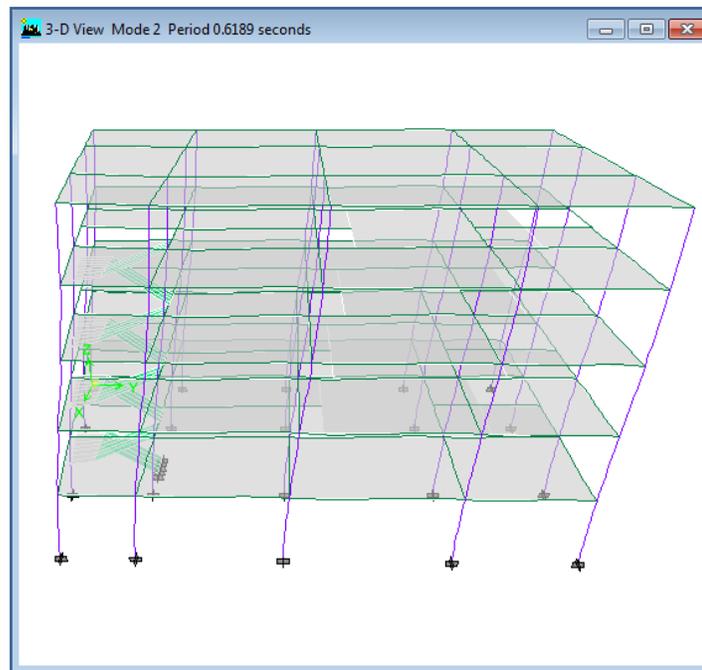


Figura 30: Periodo del Modo de Vibración Dos (2).

El tercer modo de vibración, presentó un comportamiento totalmente rotacional y arrojó un valor de periodo igual a 0.5332 segundos.

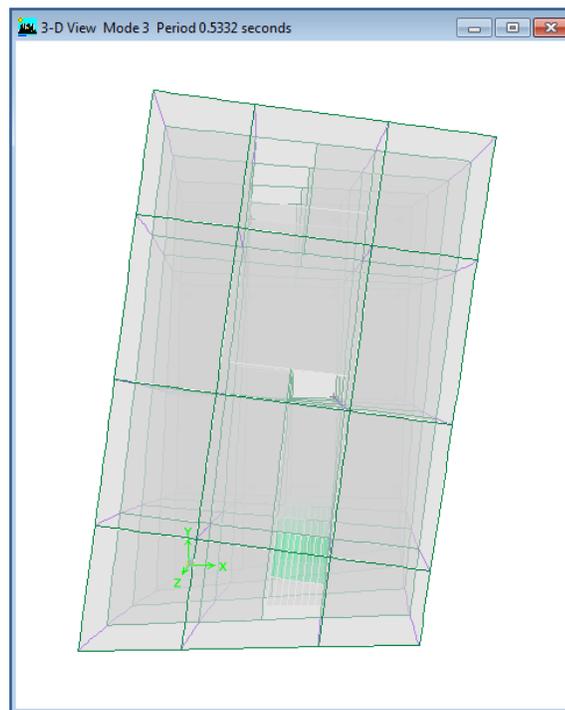


Figura 31: Periodo del Modo de Vibración Tres (3).

En la tabla que se muestra a continuación, se representan los periodos asociados a cada modo de vibración de la estructura convencional.

**Tabla 23:** Periodos de Vibrar de la Estructura Convencional.

Modo	Estructura
	T (s)
1	0.637
2	0.619
3	0.533
4	0.214
5	0.210
6	0.182
7	0.126
8	0.125
9	0.107
10	0.087
11	0.086
12	0.074
13	0.066
14	0.065
15	0.055

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

## EDIFICACIÓN BASE AISLADA

### Estimación de la Carga de Servicio

Anteriormente, se realizó la estimación de la carga de servicio correspondiente a la planta tipo y planta techo de la estructura convencional. Para la edificación a aislar se tomarán en cuenta las mismas cargas, ya que se mantiene la misma configuración en elementos y contenidos de la misma. Sin embargo, para el presente trabajo se considera también la estimación de las cargas provenientes de la losa base, en vista de que no se puede pasar por alto la importancia de la estructura; la cual debe permanecer en funcionamiento bajo condiciones de emergencia.



Además, en función de la configuración de la planta arquitectónica seleccionada, se tiene que la losa base presenta un mayor número de espacios que son de gran importancia, tales como: la sala de emergencias, quirófano, consultorios y salas de espera que son generalmente lugares de alto nivel de concentración pública, lo que justifica el tomar como criterio la inclusión de dicha losa para el modelado de la edificación.

Cabe destacar que en las estructuras aisladas es usual utilizar losas macizas en su base, ya que se busca una mayor rigidez en su plano; la cual condiciona a la disposición y configuración geométrica del sistema logrando limitar las deformaciones axiales.

Una vez definida la condición anterior, se procede a la estimación de las acciones en base a la Norma Venezolana “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”, tomando en cuenta el uso, tabiquería, y acabados de la estructura, tal como se muestra seguidamente.

1. El espesor de la losa maciza de acuerdo al criterio de rigidez y resistencia es igual a 25 cm. Por lo tanto el peso propio será:

$$P.P. = \gamma_{C.A.} * h = 2500 \text{ kg/m}^3 * 0.25 \text{ m}$$

$$Q_{P.P.} = 625 \text{ kg / m}^2$$

2. Baldosas de Cerámica sobre mortero de 3 cm de espesor:

$$Q_{BALDOSAS} = 80 \text{ kg / m}^2$$

3. La losa llevará un friso acabado terminado en su capa inferior:

$$\gamma_{MORTERO \text{ CEMENTO}} * 0.02 + \gamma_{MORTERO \text{ CAL Y CEMENTO}} * 0.005$$

$$2150 \text{ kg/m}^3 * 0.02 \text{ m} + 1900 \text{ kg/m}^3 * 0.005 \text{ m} = 52.50 \text{ kg / m}^2$$

$$Q_{FRISO} = 52.50 \text{ kg / m}^2$$



#### 4. Tabiquería:

Se realizó el estimado de la carga de tabiquería, ya que se conoce la distribución de los tabiques en base a la planta; y tratándose de un hospital, este parámetro resulta importante para la acción permanente que actúa sobre la losa.

Los metros de paredes (sin tomar en cuenta las que se encuentran sobre vigas de carga y sobre vigas sismorresistentes) son los siguientes:

##### 4.1. Bloques de concreto frisado por ambas caras (15 cm):

$$PP * h_{ENTREPISO} * m \text{ paredes} = 270 \text{ kg/m}^2 * 3 \text{ m} * 95.39 \text{ m} = 77265.90 \text{ Kg}$$

##### 4.2. Paredes revestidas de porcelana en baños, séptico, quirófanos, salas de expulsión, cocina, emergencias y aseo, con 1.50 cm de base:

$$PP * h_{ENTREPISO} * m \text{ paredes} = 40 \text{ kg/m}^2 * 3 \text{ m} * 124.68 \text{ m} = 14961.60 \text{ Kg}$$

$$PP * h_{ENTREPISO} * m \text{ paredes} = 40 \text{ kg/m}^2 * 2 \text{ m} * 18.77 \text{ m} = 1501.60 \text{ Kg}$$

$$PP * h_{ENTREPISO} * m \text{ paredes} = 40 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} * 5.27 \text{ m} = 210.80 \text{ Kg}$$

Carga total por tabiquería:

$$\text{Área}_{\text{PLANTA BAJA}} = 316.57 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{TABIQUERÍA}} = \frac{\Sigma \text{Peso paredes}}{\text{Area}_{\text{entrepiso}}}$$

$$Q_{\text{TABIQUERÍA}} = \frac{77265.90 \text{ kg} + 14961.60 \text{ kg} + 1501.60 \text{ kg} + 210.80 \text{ kg}}{316.57 \text{ m}^2}$$

$$Q_{\text{TABIQUERÍA}} = 296.74 \text{ kg / m}^2$$



La carga permanente total es:

$$CP = 625 \text{ kg / m}^2 + 80 \text{ kg / m}^2 + 52.50 \text{ kg / m}^2 + 296.74 \text{ kg / m}^2$$

$$CP = 1054.24 \text{ kg / m}^2$$

Finalmente la carga total de cada planta vendrá dada por la suma de la carga variable y la carga permanente:

$$Q_{TOTAL} = CV + CP = 300 \text{ kg/m}^2 + 1054.24 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{TOTAL} = 1354.24 \text{ kg / m}^2$$

### Caracterización del Sistema de Aislación

Se especificó con anterioridad, la importancia de tomar en cuenta la presencia de la losa base de la estructura a aislar, y a su vez, que la misma sería maciza.

Luego, teniéndose en consideración que los elementos de las estructuras aisladas y sus componentes no estructurales o parte de ambos (en la interfaz de aislación o sobre la misma) deben ser diseñados para resistir una fuerza sísmica lateral total e igual a la respuesta dinámica máxima del elemento considerado; la norma establece que el diafragma horizontal (constituido por la losa base) y los elementos estructurales, deben proveer continuidad por encima del sistema de aislación; y además, deben tener suficiente resistencia y adaptabilidad para transmitir las fuerzas (debidas a los movimientos no uniformes del suelo) entre distintas partes de la edificación.

Asimismo, los elementos de las estructuras aisladas y, los componentes no estructurales o partes de ambos que cruzan la interfaz de aislación (tales como escaleras, ascensores, entre otros), se deben diseñar para acomodar el desplazamiento total máximo; es decir, los movimientos



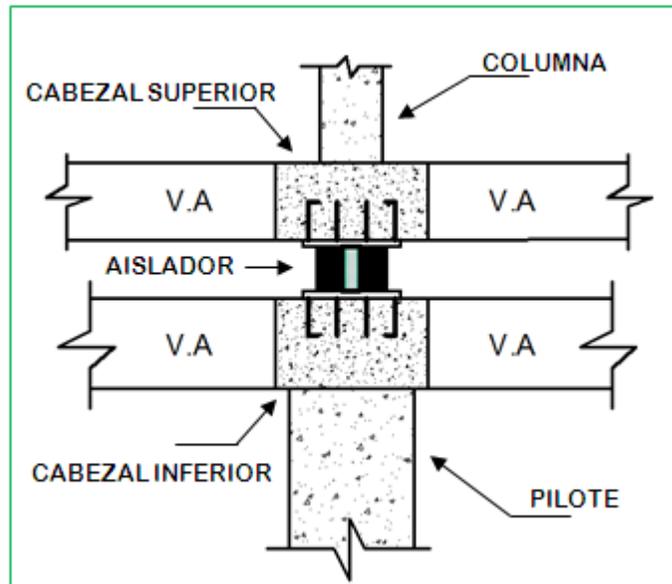
diferenciales entre la superestructura aislada y la subestructura o el suelo circundante. Por ello, es necesario proveer conexiones capaces de acomodar el desplazamiento impuesto por el sismo máximo posible; lo que hace inevitable la división de la cimentación del edificio, quedando la parte superior como un sistema móvil y la parte inferior a modo fija o empotrada al suelo. De ésta manera se puede garantizar el buen desempeño de los aisladores.

Debido a lo expuesto anteriormente, se define para el presente trabajo la ubicación de veinte (20) aisladores de base; los cuales se disponen de tal manera que puedan recibir la carga por los elementos de la superestructura y transmitir esta última a la subestructura, es decir, entre la losa base o móvil y el suelo de fundación.

La base móvil está constituida por la losa de concreto armado sobre vigas de amarre y cabezales de concreto, que sirven de tope y apoyo para el anclaje de los aisladores. Para el presente caso se tomará como criterio integrar vigas de 35x65 en dicho sistema, el cual será dispuesto para el modelado de la estructura.

La base fija o suelo de fundación pudiese estar formado por un cajón de cimentación, pilotes y una retícula de vigas y cabezales que amarren la cabeza de todos los pilotes con el cajón o cimentación empotrada al suelo; permitiendo así la distancia requerida como mínima o necesaria para el posterior mantenimiento del sistema de aislación. Luego, el dispositivo se coloca sobre el cabezal de concreto que está apoyado sobre el pilote. Véase la figura que se muestra a continuación.

Finalmente, se puede decir que al colocar elementos que permitan el deslizamiento entre la base de apoyo del edificio y el suelo, se logra desacoplar a la estructura del movimiento horizontal que se genera en un sismo.



**Figura 32:** Detalle de Colocación del Sistema de Aislación.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

### Pre-Diseño del Aislador

En función de las cargas debido a acciones permanentes y variables a la que estará sometida la edificación, y a las características de la planta arquitectónica; se obtienen las propiedades y parámetros del aislador a utilizar.

Recordando que estos dispositivos se diseñan para resistir el efecto de cargas verticales sin asentamientos apreciables; se realiza esta estimación tomando como primer criterio, elegir la combinación de cargas axiales que produzca el efecto más desfavorable; sin tomar en cuenta el sismo, ya que dichos aisladores deberán absorber esta acción mediante deformaciones elevadas de energía, logrando desacoplar a la estructura del movimiento horizontal que se propaga por el suelo donde ésta se funda. Luego, dicha estimación de cargas se muestra a continuación:



**Tabla 24:** Cargas a Considerar en el Sistema de Aislación.

NIVEL	C.P (kg/m <sup>2</sup> )	C.V (kg/m <sup>2</sup> )	% C.P	% C.V	P.Pvigas (kg/m <sup>2</sup> )	P.Pcolumnas (kg/m <sup>2</sup> )
P. BAJA	1054.24	300	100	50	150	100
P. TIPO	754.78	300	100	50	150	100
P. TECHO	754.78	100	100	0	150	0

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 25:** Estimación de la Carga de Servicio.

COMBINACIÓN	AISLADORES	Nº	AREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	Pservicio (Ton)	TOTALES (Ton)	Wedificación (Ton)
1.20°CP + 1.60°CV + 0.50°CVT	Centrales	6	33.72	<b>334.63</b>	2007.78	3693.23
	Laterales	10	14.68	<b>145.68</b>	1456.81	
	Esquineros	4	5.76	<b>57.16</b>	228.64	

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

Como segundo criterio; se opta de manera conservadora, por diseñar bajo la carga máxima, que como se pudo observar en la tabla anterior son las columnas centrales las más solicitadas; siendo la carga de servicio igual a 334.63 Ton.

Es importante señalar que se tomó como tercer criterio, aislar la edificación con soportes de goma laminada que contienen núcleo de plomo. La explicación de la elección está en que, a pesar de haber realizado la descripción de los dos tipos de aisladores de goma más conocidos y difundidos en el mercado, el objetivo del presente trabajo radica en aislar la estructura y escoger un dispositivo que permita evaluar el comportamiento de la misma; cuidando que su rigidez y resistencia sea consistente con el comportamiento esencialmente elástico que se busca, y que la distribución de esfuerzos y deformaciones en sus elementos cumplan con lo que es aceptable por la norma.

Se debe tener presente además, que al determinar un primer sistema de aislamiento y evaluar el comportamiento de la estructura; resulta no ser éste el más favorable, se considera la opción de encontrar mediante iteraciones el sistema que permita la mejora de la edificación modelada,



variando las características de los dispositivos hasta lograr los resultados que más se ajusten al criterio del ingeniero y a lo establecido en el código o norma.

También existe la opción de poder realizar una combinación de ambos dispositivos (aisladores de goma con y sin núcleo de goma), pero también está llevado de la mano con el tipo de edificación a aislar, el criterio del ingeniero, economía, entre otros. Consideración que no se tomará como elección para este trabajo.

Continuando con el pre-diseño del aislador, se definen los datos a utilizar conforme a la ubicación del proyecto y tipo de sistema estructural descrito anteriormente para la edificación convencional; parámetros que adaptados al UBC-97 de los Estados Unidos de Norte América mediante las tablas comparativas 26 y 27, serán definidos posteriormente.

**Tabla 26:** Comparación entre Suelos de Venezuela y Estados Unidos.

COVENIN-MINDUR 1756-1-2001	1997 UNIFORM BUILDING CODE	
Descripción del Material	Tipo de Suelo	Descripción del Material
Roca Sana/Fracturada	SA	Roca Dura
	SB	Roca
Roca Blanda o Meteorizada, Suelo Muy Duro, Suelo Muy Denso	SC	Suelo Muy Denso y Roca Blanda
Suelo Duro o Denso, Suelo Firme/Medio Denso	SD	Perfil de Suelo Rígido
Suelo Blando/Suelto, Suelo Blando o Suelto intercalado con suelos rígidos	SE	Perfil de Suelo Blando
	SF	El suelo requiere evaluación del sitio específico

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



**Tabla 27:** Comparación del Coeficiente de Aceleración Horizontal y Zonas Sísmicas.

COVENIN-MINDUR 1756-1-2001		UNIFORM BUILDING CODE 1997	
Zona Sísmica	Ao	Zona Sísmica	Ao (Z)
0	-	0	-
1	0.10	1	0.075
2	0.15	2A	0.15
3	0.20	2B	0.20
4	0.25	3	0.30
5	0.30		
6	0.35	4	0.40
7	0.40		

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

Como datos para el diseño queda:

- Zona Sísmica 4.
- Suelos Muy Densos y Roca Blanda.
- Se estima una falla activa a 10Km de distancia del proyecto, con un riesgo sísmico de eventos (M) mayor de siete (7.0) en magnitud sobre la escala de Richter y una tasa promedio de deslizamiento sísmico (SR) mayor a 5mm.

Se asumieron estos datos en base a uno de los mayores registros sísmicos de la zona en estudio. Tal es el caso del “Terremoto de Cariaco” ocurrido en el año 1997 en la localidad de Cariaco, Estado Sucre en la región oriental de Venezuela; el cual tuvo una magnitud de siete (7.0) sobre la escala de Richter y fue considerado como el más grande que ha vivido el país.

Luego de haber fijado los parámetros asociados a la ubicación, se aplican los pasos para el pre-diseño del soporte de goma laminada con núcleo de plomo; descritos anteriormente en el presente marco metodológico de éste trabajo de grado.



**Paso 1:** Establecer el factor de zona sísmica  $Z$ , a partir de la tabla 2.

Entrando a la tabla con una zona sísmica 4, se obtiene un factor de zona sísmica  $Z = 0.40$ .

**Paso 2:** Establecer la categoría del perfil de suelo del sitio.

En función de la descripción del material y las propiedades medias del suelo para los primeros cien (100) pies del perfil del suelo; se entra en la tabla 3 obteniendo un tipo de perfil  $S_C$  (para suelos muy densos y roca blanda), con una velocidad de la onda de corte que va de 360 a 760 m/s.

**Paso 3:** Establecer el tipo de fuente sísmica.

Utilizando la tabla 4 con la máxima magnitud de momento  $M \geq 7.0$  y una tasa de deslizamiento sísmico  $SR \geq 5\text{mm}$ , se obtiene el tipo de fuente sísmica "A".

**Paso 4:** Establecer factores de fuentes cercanas  $N_A$  y  $N_V$ .

Para cada tipo de fuente sísmica establecida anteriormente; se determinan los correspondientes factores de fuentes cercanas  $N_A$  y  $N_V$ , utilizando las tablas 5 y 6. En función de la distancia más cercana a la fuente sísmica conocida (para el presente caso se estimó una falla activa situada a 10Km del proyecto), se obtiene  $N_A = N_V = 1.20$ .

**Paso 5:** Calcular el coeficiente de respuesta del sismo máximo posible  $M_M$ .

Multiplicando el valor de  $Z$  y  $N_V$ , se obtiene  $ZN_V = 0.48$ . Se entra en la tabla 7 para leer el respectivo coeficiente de respuesta del sismo máximo posible y resulta  $M_M = 1.21$ .

**Paso 6:** Determinar los coeficientes sísmicos  $C_{VD}$  y  $C_{AD}$ .



Con el factor de zona sísmica y el perfil de suelo del sitio establecido anteriormente, se obtienen los coeficientes sísmicos  $C_{VD}$  y  $C_{AD}$  de las tablas 8 y 9 respectivamente. Luego,  $C_{VD} = 0.56N_A = 0.67$  y  $C_{AD} = 0.40N_A = 0.48$ .

**Paso 7:** Determinar los coeficientes sísmicos  $C_{VM}$  y  $C_{AM}$ .

Usando el tipo de perfil de suelo determinado en el paso 2, se multiplica  $M_M$ ,  $Z$  y  $N_V$ ; dando como resultado  $M_M Z N_V = 0.58$ . Luego, se obtiene el coeficiente sísmico  $C_{VM}$  usando la tabla 10, de donde se tiene que  $1.40M_M Z N_V = C_{VM}$  y al multiplicar  $C_{VM} = 0.81$ .

De igual forma se realiza para conseguir el valor del coeficiente sísmico  $C_{AM}$ . Calculando se obtiene  $M_M Z N_A = 0.58$  para luego entrar en la tabla 11 y leer un  $C_{AM} = 1.0 M_M Z N_A$  que al multiplicar da  $C_{AM} = 0.58$ .

**Paso 8:** Establecer el factor de reducción de respuesta del sistema estructural,  $R_1$ .

El factor de reducción de respuesta  $R_1$  correspondiente al sistema estructural que se encuentra sobre la interfaz de aislamiento (descrito anteriormente como un tipo de sistema estructural aporcado de concreto armado), se establece como dos (2.0), ya que la superestructura será diseñada para permanecer esencialmente elástica, y por lo tanto, se busca que su rigidez y resistencia sea consistente con este comportamiento.

**Paso 9:** Seleccionar el tipo de dispositivo de aislamiento y los coeficientes de amortiguamiento  $B_D$  y  $B_M$ .

Anteriormente se seleccionó el tipo de dispositivo a ser usado; para el presente caso el soporte de goma laminada con núcleo de plomo. Luego, se tiene que el nivel de amortiguación recomendado para el predimensionado es de 25%, es decir un  $\beta = 0.25$ . Esto es porque la disipación de la energía proporcionada por el núcleo de plomo, a través de su rendimiento, permite



alcanzar un coeficiente de amortiguamiento equivalente viscoso de hasta un 30% aproximadamente, es decir, dos veces el coeficiente de los aisladores elastoméricos de alta amortiguación.

Con esta información se entra en la tabla 1 (definida en el capítulo II del presente trabajo) y se lee el correspondiente valor del coeficiente de amortiguamiento. Asignando el mismo valor a  $B_D$  y  $B_M$  en este momento, se tiene un  $B = 1.60$ .

**Paso 10:** Establecer el módulo de corte de la goma  $G$ , y la deformación por corte  $\gamma$ .

Los compuestos de goma normalmente utilizados en la producción de aisladores con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearings “LRB”), se caracterizan por un módulo de cortante dinámico efectivo igual a 0.40 MPa (para compuesto suave “S”) o igual a 0.60 MPa (para compuesto normal “SN”). Los compuestos que tengan un módulo de corte de goma con valores más altos; de hasta 1.40 MPa, se pueden utilizar pero con previa solicitud del ingeniero.

Luego, como criterio para el diseño del aislador, se toma un módulo de corte  $G = 0.60$  MPa.

El valor de la deformación por corte  $\gamma$ , se mantiene prácticamente constante para los valores entre uno (1.0) y dos (2.0) correspondientes al desplazamiento básico de diseño, es por ello que generalmente se recomienda tomar como  $\gamma = 1.0$  para el predimensionado del aislador.

**Paso 11:** Seleccionar el periodo de vibración aislado deseado.

Se realiza una estimación inicial para el periodo fundamental de vibración del sistema aislado a nivel del desplazamiento básico de diseño. En general, es conveniente un periodo entre 2 y 3 segundos, por ello se buscará diseñar el sistema para un  $T = 2.50$  segundos.



## Método de la Fuerza Lateral Equivalente

**Paso 12:** Estimar el desplazamiento lateral de diseño mínimo  $D_D$ .

Considerando un coeficiente de amortiguamiento  $B_D = 1.60$ , un periodo fundamental de vibración  $T = 2.50$  segundos y un coeficiente sísmico  $C_{VD} = 0.67$  se obtiene:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{C_{VD} T_D}{B_D} \rightarrow D_D = 0.261 \text{ m}$$

**Paso 13:** Determinar las características del modelo bilineal.

### 13.1 Rigidez Horizontal de los Aisladores:

Se estima la rigidez efectiva del sistema de aislamiento para el periodo del sistema aislado establecido y el peso de la edificación definido anteriormente como  $W_{\text{edificación}} = 3693.23$  Ton.

$$K_H = \frac{W_{\text{edificación}} (2\pi)^2}{T^2 g} \rightarrow K_H = 23.33 \text{ MN/m}$$

### 13.2 Energía Global Disipada por Ciclo:

Con el valor de la rigidez horizontal llamada ahora  $K_{\text{eff}}$ , el desplazamiento de diseño y el coeficiente de amortiguamiento obtenidos en los pasos anteriores, se calcula la energía global disipada por ciclo.

$$W_D = 2\pi K_{\text{eff}} D^2 \beta_{\text{eff}} \rightarrow W_D = 2.495 \text{ MNm}$$

### 13.3 Valor Preliminar de la Fuerza Característica:

Asumiendo que el desplazamiento de fluencia  $D_y$ , es un valor muy pequeño, aproximadamente igual a cero (0); y con el valor del



desplazamiento de diseño y la energía global disipada por ciclo, se obtiene el valor inicial de la fuerza característica.

$$Q = \frac{W_D}{4D} \rightarrow Q = 2.390 \text{ MN}$$

#### 13.4 Rigidez Post-Fluencia:

La rigidez post-fluencia del aislador  $K_2$ , se determina con los valores de la rigidez efectiva, la fuerza característica y el desplazamiento de diseño ya obtenidos previamente.

$$K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D} \rightarrow K_2 = 14.167 \text{ MN/m}$$

#### 13.5 Desplazamiento de Fluencia:

Mediante la ecuación que se muestra posteriormente, se obtiene el valor real del desplazamiento de fluencia asumido como cero en el paso 13.3. Se considera que la rigidez elástica equivale a diez veces el valor de la rigidez post-fluencia del aislador.

$$D_y = \frac{Q}{9K_2} \rightarrow D_y = 0.019 \text{ m}$$

#### 13.6 Valor Corregido de la Fuerza Característica:

$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)} \rightarrow Q = 2.575 \text{ MN}$$

**Paso 14:** Calcular el área requerida de núcleo de plomo.

Se obtiene el área de plomo mínima requerida para todo el sistema de aislamiento despejando de la fórmula que se muestra a continuación, la cual



está en función de la fuerza característica y la tensión de fluencia del plomo; que generalmente está cercana a los 10 MPa a temperatura ambiente.

$$Q = A_P \tau_y \rightarrow A_{P_{\min}} = 0.257 \text{ m}^2$$

#### 14.1 Estimación del Área del Núcleo de Plomo:

Para empezar el diseño del aislador, se toma generalmente como valor de diámetro del núcleo de plomo, el mínimo que es 0.10 m. Como para el presente caso no cumple con  $A_{P_{\min}}$  requerida por el sistema, se comprueba que al tomar un diámetro  $\phi_P = 0.13 \text{ m}$  se obtiene un área para el núcleo de plomo  $A_P = 0.013 \text{ m}^2$ . Luego, si se colocaran núcleos de plomo en todos los aisladores; así se tendría un área de plomo  $A_P = 0.265 \text{ m}^2 > A_{P_{\min}}$ .

#### 14.2 Fuerza Característica para el Área Requerida de Plomo:

$$Q = A_P \tau_y \rightarrow Q = 2.656 \text{ MN}$$

**Paso 15:** Estimar el dimensionamiento del aislador, a partir de los siguientes ítems.

#### 15.1 Rigidez Post-Fluencia del Sistema de Aislamiento con el Nuevo Valor de la Fuerza Característica:

$$K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D} \rightarrow K_2 = 13.148 \text{ MN/m}$$

Luego, considerando que la rigidez para cada uno de los aisladores es la misma, estará dada por:

$$K_2 = \frac{K_{2, \text{ Sistema de Aislamiento}}}{\text{N}^\circ \text{ Total de Aisladores}} \rightarrow K_2 = 0.657 \text{ MN/m}$$



Teniéndose en cuenta un total de veinte (20) aisladores (uno por columna).

### 15.2 Calculo del Área del Aislador:

Primero se define el grosor total de la goma, asumiendo para el presente caso un  $t_r = 0.175$  m, el cual es considerado como uno de los valores más comunes y brindados a nivel comercial. Luego, se obtiene el área despejando de la fórmula mostrada.

$$K = \frac{GA}{t_r} \rightarrow A = 0.192 \text{ m}^2$$

Del área obtenida se tiene un diámetro:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \rightarrow \Phi = 0.494 \text{ m}$$

A continuación se asume:

$$\Phi = 0.500 \text{ m} \rightarrow A = 0.196 \text{ m}^2$$

### 15.3 Rigidez Post-Fluencia del Aislador con el Nuevo Valor del Área:

$$K_2 = \frac{GA}{t_r} \rightarrow K_2 = 0.674 \text{ MN/m}$$

### 15.4 Rigidez Efectiva del Sistema de Aislamiento:

$$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D} \rightarrow K_{\text{eff}} = 23.653 \text{ MN/m}$$

### 15.5 Desplazamiento de Fluencia con el Nuevo Valor de la Rigidez Post-Fluencia:

$$D_y = \frac{Q}{9K_2} \rightarrow D_y = 0.022 \text{ m}$$



15.6 Determinando reiteradamente la energía global disipada por ciclo, con los nuevos valores obtenidos, se tiene:

$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)} \rightarrow W_D = 2.539 \text{ MN}$$

15.7 Estimando el valor del amortiguamiento efectivo con los valores ya obtenidos anteriormente, y despejando de la ecuación descrita en el paso 13.2 se obtiene:

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{W_D}{2\pi K_{\text{eff}} D^2} \rightarrow \beta_{\text{eff}} = 0.25 \therefore \beta_D = 25 \%$$

Luego, utilizando la tabla 1 se obtiene el respectivo coeficiente de amortiguamiento,  $B_D = 1.60$ .

**Paso 16:** Calcular el periodo del sistema de aislamiento para el desplazamiento de diseño.

Se determina el periodo de la estructura aislada, haciendo uso de la carga total sobre el sistema de aislamiento ( $W_{\text{edificación}} = 3693.23 \text{ Ton}$ ), y la rigidez ya calculada anteriormente.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,\text{mín}} g}} \rightarrow T = 2.48 \text{ s}$$

**Paso 17:** Estimar el desplazamiento lateral de diseño mínimo  $D_D$ .

Con un periodo de vibración  $T = 2.48$  segundos, un coeficiente de amortiguamiento  $B_D = 1.60$  y un coeficiente sísmico  $C_{VD} = 0.67$ ; se obtiene el desplazamiento de diseño  $D_D$  empleando nuevamente la ecuación:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{C_{VD} T_D}{B_D} \rightarrow D_D = 0.259 \text{ m}$$



**Paso 18:** Calcular el desplazamiento total de diseño.

En base a la planta de la estructura a aislar, se obtienen las dimensiones de sus lados y los valores de la excentricidad a usar para calcular el desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$ , mediante la fórmula:

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

Donde:

- Lado Mayor de la Planta del Edificio:  $b = 24.04$  m
- Lado Menor de la Planta del Edificio:  $d = 14.70$  m
- Excentricidad Real más el 5% de Excentricidad Accidental:  
 $e = 1.20$  m (corresponde al 5% del lado mayor de la planta).
- Mitad del Lado Más Largo de la Planta del Edificio:  $y = 12.02$  m

Vale la pena determinar la rigidez torsional real del sistema de aislamiento y calcular el desplazamiento total de diseño. Luego, la rigidez torsional viene dada por:

$$K_{\theta} = \sum_{i=1}^n K_H^i (x_i^2 + y_i^2) \rightarrow K_{\theta} = 1406 \text{ MNm}$$

Valor obtenido en base a la rigidez de cada aislador, y los datos de la tabla que se muestra seguidamente:

**Tabla 28:** Distancia de cada Aislador al Centro de Rigidez.

AISLADOR	Distancia al C.R		Xi^2	Yi^2	Xi^2+Yi^2
	Xi	Yi			
A - 1	7.24	10.06	52.42	101.20	153.62
B - 1	2.89	10.06	8.35	101.20	109.56
C - 1	2.86	10.06	8.18	101.20	109.38
D - 1	7.46	10.06	55.65	101.20	156.86
A - 2	7.24	4.76	52.42	22.66	75.08
B - 2	2.89	4.76	8.35	22.66	31.01
C - 2	2.86	4.76	8.18	22.66	30.84
D - 2	7.37	4.76	54.32	22.66	76.97
A - 3	7.24	2.34	52.42	5.48	57.89
B - 3	2.89	2.34	8.35	5.48	13.83
C - 3	2.86	2.34	8.18	5.48	13.66
D - 3	7.25	2.34	52.56	5.48	58.04
A - 4	7.24	8.59	52.42	73.79	126.21
B - 4	2.89	8.59	8.35	73.79	82.14
C - 4	2.86	8.59	8.18	73.79	81.97
D - 4	7.14	8.59	50.98	73.79	124.77
A - 9	7.24	13.98	52.42	195.44	247.86
B - 8	2.89	13.31	8.35	177.16	185.51
C - 6	2.86	12.43	8.18	154.50	162.68
D - 5	7.09	11.78	50.27	138.77	189.04

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

Teniendo en cuenta que se genera un momento de torsión igual a:

$$M = K_H De$$

El desplazamiento adicional que se genera será  $\theta y$ . Donde:

$$\theta y = \frac{K_H De}{K_\theta} y$$

Luego, se estima que el desplazamiento total de diseño queda:

$$D_{TD} = \frac{K_H De}{K_\theta} y + D \rightarrow D_{TD} = 0.322 \text{ m}$$

Verificación:

$$1.1D_D = 0.285 \text{ m} < D_{TD} \rightarrow \text{Cumple}$$



**Paso 19:** Chequeo de fuerzas laterales mínimas.

- Cortante Basal:

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,  $V_b$ :

$$V_b = K_{D,máx} D_D \rightarrow V_b = 6.129 \text{ MN}$$

En el caso de estructuras aisladas, no se permite la reducción de los esfuerzos utilizados para el diseño del sistema de aislación y elementos estructurales en el nivel o bajo el sistema de aislación (Factor de Reducción R), debido a lo importante que es garantizar la estabilidad de la subestructura para un desempeño adecuado de dicho sistema de aislación.

- Cortante en la Superestructura:

El nivel de resistencia para el diseño de los elementos sobre el sistema de aislamiento en términos de la mínima fuerza lateral de corte basal está dada por:

$$V_s = \frac{K_{D,máx} D_D}{R_1} \rightarrow V_s = 3.064 \text{ MN}$$

Donde  $K_{D,máx} = K_{eff}$ ; que representa la rigidez del sistema de aislamiento.

Limitaciones: ( $V_s$  debe ser mayor que las siguientes condiciones)

- a. La Fuerza Sísmica, dispuesta para una estructura de base fija del mismo peso  $W$  y un periodo igual al de la estructura aislada.



De acuerdo a la Norma COVENIN-MINDUR 1756-1-2001 se tiene que la fuerza cortante basal acorde con el método estático equivalente es obtenida a partir de los siguientes parámetros:

- Peso de la Edificación (igualado al de la estructura aislada):  
 $W_{\text{edificación}} = 3693.23 \text{ Ton}$
- Periodo Fundamental de Vibración (igualado al de la estructura aislada, y calculado en el paso 16 para el desplazamiento de diseño):  $T = 2.48 \text{ s}$
- Ordenada del Espectro de Diseño, expresada como una fracción de la gravedad:

$$A_d/g = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T}\right)^p \rightarrow A_d/g = 0.05718$$

Donde, se tomó la ecuación (7.3) del artículo 7.2 correspondiente a los espectros de diseño, para  $T > T^*$ ; considerando que el máximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (obtenido anteriormente de la estructura convencional) y cuyo valor es de 0.70 segundos, es mucho menor al periodo estimado. El resto de los datos utilizados en la ecuación, también fueron definidos anteriormente para la estructura base fija.

- Mayor de los Valores de  $\mu$ , dado por la ecuación (9.3) de la norma, acorde al artículo 9.3 correspondiente al método estático equivalente:

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1\right) \rightarrow \mu = 0.927$$

Luego, el cortante basal estará dado por:

$$V_o = \mu A_d W \rightarrow V_o = 1.921 \text{ MN}$$



Verificación:

$$V_0 = 1.921 \text{ MN} < V_s = 3.064 \text{ MN} \rightarrow \text{Cumple}$$

b. Cortante Basal debido a la Carga de Viento.

En lo general las cargas generadas por la fuerza de viento son menores que las del sismo, por lo tanto, normalmente la carga de viento pocas veces controla el diseño.

c. La Fuerza Lateral Sísmica, requerida para activar completamente el sistema de aislación mayorada por 1.50.

En el caso de un sistema de aislación con soportes constituidos por núcleos de plomo, el corte mínimo resulta igual a 1.50 veces la suma de las capacidades de los corazones de plomo (condición válida para el UBC-97 y NCh2745 Of 2003).

$$V_i = \sum (\text{N}^\circ \text{ Total de Aisladores} * Q) \rightarrow V_i = 3.984 \text{ MN}$$

Verificación:

$$V_i = 3.984 \text{ MN} > V_s = 3.064 \text{ MN} \rightarrow \text{No Cumple}$$

Ahora  $V_i = V_s$  por lo que será la fuerza que controla el diseño.

**Paso 20:** Detalles del aislador.

20.1 Factor de Forma:

La frecuencia vertical de vibración del aislador se escoge típicamente mayor o igual a 10Hz, luego para el presente caso se toma como criterio seleccionar una frecuencia  $f_v = 15\text{Hz}$ .



La frecuencia horizontal de vibración se determina a partir de:

$$f_H = \frac{1}{T_D} \rightarrow f_H = 0.403 \text{ Hz}$$

Luego, el factor de forma se determina con la siguiente expresión:

$$S = \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_V}{f_H} \rightarrow S \cong 16$$

### 20.2 Módulo de Elasticidad de la Goma:

Es importante señalar, que en la mayoría de los casos es recomendable asumir como módulo de compresibilidad de la goma un valor de  $K = 2000 \text{ MPa}$ , que permite estimar el módulo de elasticidad de la goma con la formula mostrada.

$$E_C = \frac{6GS^2K}{6GS^2 + K} \rightarrow E_C = 630.89 \text{ MPa}$$

### 20.3 Rigidez Vertical Compuesta al Nivel de Deformación:

Con el valor del área estimada del aislador, la altura total de la goma y el módulo de elasticidad de la goma, obtenidos anteriormente; y considerando que el número total de aisladores es veinte (20) (bajo cada columna), se obtiene la rigidez vertical del sistema.

$$K_V = \frac{NE_C A}{t_r} \rightarrow K_V = 14165.85 \text{ MN/m}$$

### 20.4 Periodo Vertical del Sistema:

Con la rigidez vertical obtenida, y considerando que el peso de la estructura es  $W_{\text{edificación}} = 3693.23 \text{ Ton}$ , se computa el periodo vertical de vibración.



$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_V g}} \rightarrow T = 0.10 \text{ s}$$

20.5 Frecuencia Vertical de Vibración del Aislador:

$$f_v = \frac{1}{T} \rightarrow f_v = 9.86 \text{ Hz}$$

20.6 Calculo del espesor de las capas de caucho o goma, y cantidad de capas, con el uso de las siguientes ecuaciones:

En base al diámetro del aislador y el espesor total de la goma se determina el espesor y cantidad de cada capa de goma.

$$t = \frac{\phi}{4S} \rightarrow t = 8 \text{ mm}$$

$$t_r = nt \rightarrow n \cong 22 \text{ capas}$$

20.7 Factor de Forma: (con los nuevos datos)

$$S = \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_v}{f_H} \rightarrow S \cong 16$$

20.8 Frecuencia Vertical de Vibración del Aislador: (con los nuevos datos)

$$f_v = 9.68 \text{ Hz}$$

Se puede exponer que la frecuencia vertical obtenida es aceptable para el diseño, ya que es recomendable utilizar frecuencias lo más próximas a los 10Hz.

20.9 Estimación del Número de Láminas de Acero:

Se obtiene restándole la unidad a las capas de goma o caucho obtenidas.



$$n^* = n - 1 \rightarrow n^* = 21 \text{ láminas}$$

#### 20.10 Altura Total del Aislador:

Estará dada por la sumatoria de las láminas y placas de acero, y espesor total de la goma. Asumiendo, que los espesores de dichas láminas y placas comúnmente usados a nivel comercial son los que se describen seguidamente.

- Láminas de Acero Calibradas: 5 mm
- Placa de Acero Superior e Inferior: 20 mm
- Recubrimiento: 5 mm
- Diámetro de Láminas y Placas: 0.490 m
- Área de Láminas y Placas: 0.189 m<sup>2</sup>

Finalmente la altura total del aislador será:  $h = 0.320$  m

**Paso 21:** Verificar los factores de seguridad del sistema de aislamiento.

#### 21.1 Cargas de Pandeo:

##### 21.1.1 Módulo de Elasticidad de la Goma: (con los nuevos datos)

Recordando que el factor de forma obtenido anteriormente es  $S = 16$  y  $K = 2000$  MPa, el módulo de elasticidad de la goma queda como se determina de seguida.

$$E_c = \frac{6GS^2K}{6GS^2 + K} \rightarrow E_c = 615.43 \text{ MPa}$$

##### 21.1.2 Inercia del Aislador:

Cuando el soporte de goma laminada es con núcleo de plomo, la inercia se estima como la diferencia de diámetros divididos por el factor de



reducción de respuesta  $R_1 = 2.0$  y elevados a la cuatro (4), para multiplicarlos luego por una constante. Teniéndose en cuenta que el diámetro externo del aislador es  $\phi_{EXT} = 0.500$  m estimado anteriormente y el diámetro interno corresponde al del núcleo de plomo, estimado como  $\phi_{INT} = 0.130$  m.

$$I = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{\phi_{EXT}}{R} \right)^4 - \left( \frac{\phi_{INT}}{R} \right)^4 \right] \rightarrow I = 0.0031 \text{ m}^4$$

### 21.1.3 Cargas de Pandeo del Aislador:

- Área de Corte Efectiva:

$$A_S = A \frac{h}{t_r} \rightarrow A_S = 0.359 \text{ m}^2$$

Como se pudo observar el aumento del área de corte efectiva y de la rigidez de flexión, es necesario para explicar el hecho de que el acero no se deforma en el sistema compuesto (goma-acero).

- Rigidez Cortante por Unidad de Longitud:

$$P_S = GA_S \rightarrow P_S = 0.216 \text{ MN}$$

- Rigidez de Flexión:

$$(EI)_{eff} = E_C \frac{I h}{3 t_r} \rightarrow (EI)_{eff} = 1.146 \text{ MNm}^2$$

- Carga de Pandeo de Euler:

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t_r^2} \rightarrow P_E = 369.421 \text{ MN}$$



- Carga Crítica de Pandeo:

$$P_{\text{Crítico}} = \sqrt{P_S P_E} \rightarrow P_{\text{Crítico}} = 8.924 \text{ MN}$$

Para la mayoría de los aisladores, donde  $S \geq 5$  y  $P_E \gg P_S$ ; la carga crítica se puede calcular como se expresó anteriormente y el factor de seguridad se determina con la ecuación que sigue.

- Factor de Seguridad:

Se obtiene al dividir la carga crítica de pandeo por la carga de servicio máxima de diseño elegida  $W_{\text{aislador}} = 334.63 \text{ Ton}$ .

$$FS = \frac{P_{\text{Crítico}}}{W_{\text{aislador}}} \rightarrow FS = 2.718$$

Verificación:

$$FS = 2.718 > 2.0 \rightarrow \text{Cumple}$$

21.1.4 Influencia de la Carga Vertical en La Rigidez Horizontal del Aislador:

$$K_H = \frac{GA_S}{h} \left[ 1 - \left( \frac{W_{\text{aislador}}}{P_{\text{Crítico}}} \right)^2 \right] \rightarrow K_H = 0.582 \text{ MN/m}$$

Como se pudo observar las cargas por pandeo tienen efectos insignificantes sobre la rigidez horizontal, donde  $K_H$  es la rigidez horizontal con cero (0) carga vertical.

21.2 Estabilidad al Volcamiento de los Aisladores:

Primero se estima el valor del desplazamiento máximo a partir de la siguiente expresión.



$$D_{\text{máx}} = \frac{\phi}{1 + \frac{K_H h}{W_{\text{aislador}}}} \rightarrow D_{\text{máx}} = 0.469 \text{ m}$$

Luego, el factor de seguridad estará dado por:

$$FS = \frac{D_{\text{máx}}}{D_D} \rightarrow FS = 1.811$$

Verificación:

$$FS = 1.811 > 1.0 \rightarrow \text{Cumple}$$

**Paso 22:** Determinar el desplazamiento máximo de diseño.

El código o norma UBC-97 establece que se requiere volver a determinar el periodo y el amortiguamiento para un sismo máximo posible (MCE: Maximum Capable Earthquake). La primera suposición que se realiza es multiplicar el desplazamiento de diseño obtenido  $D_D = 0.259 \text{ m}$  por el valor de  $M_M = 1.21$  ya obtenido de la tabla 7.

$$D_M = M_M D_D \rightarrow D_M = 0.313 \text{ m}$$

22.1 Rigidez Efectiva del Sistema de Aislamiento:

$$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D} \rightarrow K_{\text{eff}} = 21.944 \text{ MN/m}$$

22.2 Energía Global Disipada por Ciclo:

Con el valor del desplazamiento de fluencia  $D_y = 0.022 \text{ m}$  y la fuerza característica  $Q = 2.656 \text{ MN}$ ; ya obtenidos en pasos anteriores, y con el valor del desplazamiento máximo estimado, se determina la energía global disipada por ciclo.



$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)} \rightarrow W_D = 3.099 \text{ MNm}$$

### 22.3 Amortiguamiento Efectivo:

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{W_D}{2\pi K_{\text{eff}} D^2} \rightarrow \beta_{\text{eff}} = 0.23 \therefore \beta_M = 23 \%$$

Luego, el correspondiente coeficiente de amortiguamiento obtenido es  $B_M = 1.56$  (de acuerdo a tabla 1 del UBC-97 mostrada anteriormente).

### 22.4 Periodo del Sistema Aislado para el Desplazamiento Máximo de Diseño:

Con el uso de la rigidez ya calculada anteriormente y la carga total sobre el sistema de aislamiento ( $W_{\text{edificación}} = 3693.23 \text{ Ton}$ ), se calcula el periodo de vibración para el desplazamiento máximo.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M,\text{mín}} g}} \rightarrow T_M = 2.58 \text{ s}$$

### 22.5 Desplazamiento Máximo: (con los datos conocidos)

Con el valor del coeficiente sísmico  $C_{VM} = 0.81$  ya obtenido anteriormente, el coeficiente de amortiguamiento  $B_M = 1.56$  y el periodo del sistema aislado  $T_M = 2.58$  segundos, se obtiene el desplazamiento máximo mediante la ecuación que se muestra seguidamente.

$$D_M = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{C_{VM} T_M}{B_M} \rightarrow D_M = 0.334 \text{ m}$$

### 22.6 Rigidez Efectiva del Sistema para el Desplazamiento Máximo:

$$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D} \rightarrow K_{\text{eff}} = 21.429 \text{ MN/m}$$



22.7 Energía Global Disipada por Ciclo:

$$W_D = 4Q(D - D_y) \rightarrow W_D = 3.315 \text{ MNm}$$

22.8 Amortiguamiento Efectivo:

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{W_D}{2\pi K_{\text{eff}} D^2} \rightarrow \beta_{\text{eff}} = 0.22 \therefore \beta_M = 22 \%$$

Luego, el correspondiente coeficiente de amortiguamiento obtenido es  $B_M = 1.54$  (de acuerdo a tabla 1 del UBC-97 mostrada anteriormente).

22.9 Periodo Aislado para el Desplazamiento Máximo:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M,\text{mín}} g}} \rightarrow T_M = 2.61 \text{ s}$$

22.10 Desplazamiento Total Máximo de Diseño:

El desplazamiento total máximo se calcula de igual manera como se realizó con el desplazamiento total de diseño en base a la planta de la estructura a aislar.

Considerando la rigidez torsional real del sistema de aislamiento (ya determinada anteriormente); el desplazamiento total máximo de diseño es:

$$D_{TM} = \frac{K_H D_e}{K_\theta} y + D \rightarrow D_{TM} = 0.407 \text{ m}$$

Verificación:

$$1.1D_M = 0.367 \text{ m} < D_{TM} \rightarrow \text{Cumple}$$



**Paso 23:** Chequeo de fuerzas laterales mínimas.

- Cortante Basal:

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,  $V_b$ :

$$V_b = K_{M,máx} D_M \rightarrow V_b = 7.154 \text{ MN}$$

- Cortante en la Superestructura:

El nivel de resistencia para el diseño de los elementos sobre el sistema de aislamiento en términos de la mínima fuerza lateral de corte basal está dada por:

$$V_s = \frac{K_{M,máx} D_M}{R_1} \rightarrow V_s = 3.577 \text{ MN}$$

Donde  $K_{M,máx} = K_{eff}$ ; que representa la rigidez del sistema de aislamiento.

Limitaciones: ( $V_s$  debe ser mayor que las siguientes condiciones)

- a. La Fuerza Sísmica, dispuesta para una estructura de base fija del mismo peso  $W$  y un periodo igual al de la estructura aislada.

De acuerdo a la Norma COVENIN-MINDUR 1756-1-2001 se tiene que la fuerza cortante basal acorde con el método estático equivalente es obtenida a partir de los siguientes parámetros:

- Peso de la Edificación (igualado al de la estructura aislada):  
 $W_{edificación} = 3693.23 \text{ Ton}$



- Periodo Fundamental de Vibración (igualado al de la estructura aislada, y calculado en el paso 16 para el desplazamiento de diseño):  $T = 2.61$  s
- Ordenada del Espectro de Diseño, expresada como una fracción de la gravedad:

$$A_d/g = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T}\right)^p \rightarrow A_d/g = 0.05442$$

Donde, se tomó la ecuación (7.3) del artículo 7.2 correspondiente a los espectros de diseño, para  $T > T^*$ ; considerando que el máximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (obtenido anteriormente de la estructura convencional) y cuyo valor es de 0.70 segundos, es mucho menor al periodo estimado. El resto de los datos utilizados en la ecuación, también fueron definidos anteriormente para la estructura base fija.

- Mayor de los Valores de  $\mu$ , dado por la ecuación (9.3) de la norma, acorde al artículo 9.3 correspondiente al método estático equivalente:

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1\right) \rightarrow \mu = 0.936$$

Luego, el cortante basal estará dado por:

$$V_o = \mu A_d W \rightarrow V_o = 1.846 \text{ MN}$$

Verificación:

$$V_o = 1.846 \text{ MN} < V_s = 3.577 \text{ MN} \rightarrow \text{Cumple}$$

#### b. Cortante Basal debido a la Carga de Viento.

En lo general las cargas generadas por la fuerza de viento son menores que las del sismo, por lo tanto, normalmente la carga de viento pocas veces controla el diseño.



- c. La Fuerza Lateral Sísmica, requerida para activar completamente el sistema de aislación mayorada por 1.50.

En el caso de un sistema de aislación con soportes constituidos por núcleos de plomo, el corte mínimo resulta igual a 1.50 veces la suma de las capacidades de los corazones de plomo (condición válida para el UBC-97 y NCh2745 Of 2003).

$$V_i = \sum (\text{N}^\circ \text{ Total de Aisladores} * Q) \rightarrow V_i = 3.984 \text{ MN}$$

Verificación:

$$V_i = 3.984 \text{ MN} > V_s = 3.577 \text{ MN} \rightarrow \text{No Cumple}$$

Ahora  $V_i = V_s$  por lo que será la fuerza que controla el diseño.

### Análisis Dinámico

Una vez que se ha realizado el método estático equivalente, se recomienda chequear los principales parámetros ya definidos para el análisis dinámico. Recordando que la planta de la edificación a aislar presenta irregularidad, se hace necesaria la aplicación de éste método; el cual permite un mayor grado de seguridad para el caso.

**Paso 1:** El desplazamiento total de diseño del sistema de aislación no se debe considerar menor que el 90% de  $D_{TD}$ , ya calculado anteriormente en el método de la fuerza lateral equivalente.

El  $D_{TD}$  se determina del mismo modo que en el ítem 18 ya definido anteriormente, a excepción de que el  $D_D$  vendrá dado por:



$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \rightarrow D'_D = 0.251 \text{ m}$$

Donde el desplazamiento de diseño obtenido fue  $D_D = 0.259 \text{ m}$ , el periodo aislado  $T_D = 2.48$  segundos y el periodo fundamental de vibración obtenido de la estructura convencional fue  $T = 0.64$  segundos.

Luego, se determina el desplazamiento total de diseño:

$$D_{TD} = \frac{K_H D'_D e}{K_\theta} + D'_D \rightarrow D_{TD} = 0.312 \text{ m}$$

Verificación:

$$D_{TD} = 0.312 \text{ m} \cong 96.87\% D_{TD} \rightarrow \text{Cumple}$$

**Paso 2:** El desplazamiento total máximo del sistema de aislación no se debe considerar menor que el 80% de  $D_{TM}$ , ya calculado anteriormente en el método estático.

El  $D_{TM}$  se calcula del mismo modo que en el paso 22.10 ya expresado anteriormente, a excepción de que el  $D_M$  vendrá dado por:

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \rightarrow D'_M = 0.324 \text{ m}$$

El desplazamiento máximo de diseño obtenido fue  $D_M = 0.334 \text{ m}$ , el periodo aislado  $T_M = 2.61$  segundos y el periodo fundamental de vibración obtenido de la estructura convencional fue  $T = 0.64$  segundos.



Luego, se determina el desplazamiento total de diseño:

$$D_{TM} = \frac{K_H D'_M e}{K_\theta} y + D'_M \rightarrow D_{TM} = 0.396 \text{ m}$$

Verificación:

$$D_{TM} = 0.396 \text{ m} \cong 97.15\% D_{TM} \rightarrow \text{Cumple}$$

**Paso 3:** Chequear las fuerzas laterales mínimas.

3.1 Cortante Basal:

- Para el Desplazamiento de Diseño:

$$V_b = K_{D,m\acute{a}x} D'_D \rightarrow V_b = 5.937 \text{ MN}$$

Verificación:

$$V_b = 5.937 \text{ MN} \cong 96.87\% V_b \rightarrow \text{Cumple}$$

- Para el Desplazamiento Máximo de Diseño:

$$V_b = K_{M,m\acute{a}x} D'_M \rightarrow V_b = 6.950 \text{ MN}$$

Verificación:

$$V_b = 6.950 \text{ MN} \cong 97.15\% V_b \rightarrow \text{Cumple}$$

3.2 Cortante en la Superestructura:

- Para el Desplazamiento de Diseño:

$$V_s = \frac{K_{D,m\acute{a}x} D'_D}{R_1} \rightarrow V_s = 2.968 \text{ MN}$$



Verificación:

$$V_s = 2.968 \text{ MN} \cong 96.87\% V_s$$

- Para el Desplazamiento Máximo de Diseño:

$$V_s = \frac{K_{M,máx} D'_M}{R_1} \rightarrow V_s = 3.475 \text{ MN}$$

Verificación:

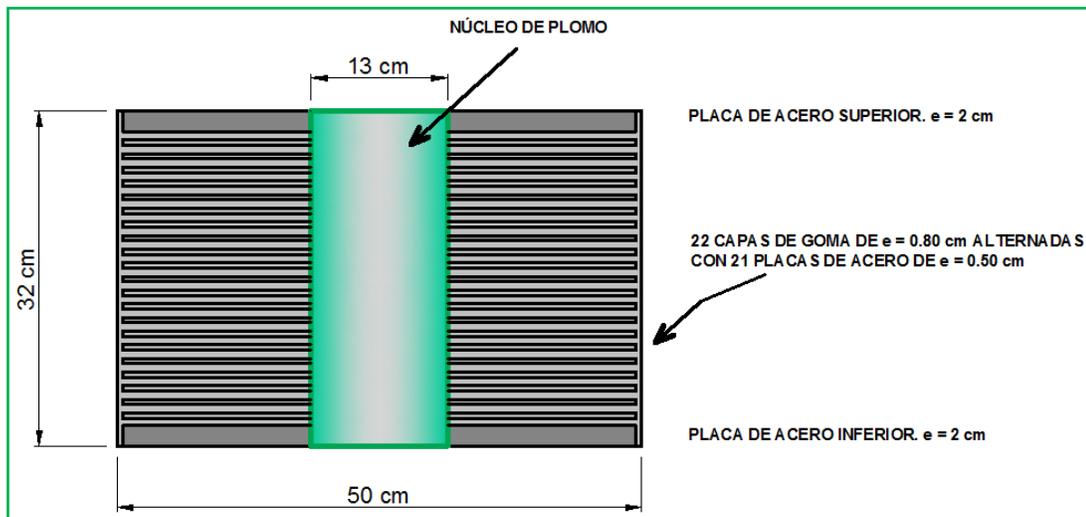
$$V_s = 3.475 \text{ MN} \cong 97.15\% V_s$$

Como acotación importante se puede exponer que al comparar los valores obtenidos en el análisis, con la tabla 12 mostrada en el procedimiento del pre-diseño; se puede notar que para una estructura irregular, los mínimos valores de desplazamientos cumplen con el UBC-97, al igual que los correspondientes al cortante basal.

Si se realizara un análisis modal espectral, los porcentajes de los cortantes en la superestructura no cumplirían con los mínimos establecidos. Pero si se realizara un análisis de respuesta en el tiempo, estos entrarían dentro del rango establecido por el código.

Para el presente trabajo de grado no será objetivo primordial realizar un análisis de respuesta en el tiempo. Pero como todo el procedimiento mostrado para el predimensionado del soporte con núcleo de plomo, es sólo una primera estimación del más adecuado para la edificación esencial que se va a aislar; se hace necesaria la búsqueda del dispositivo comercial ya ensayado mediante pruebas aceptadas de laboratorio, y que contenga los parámetros más cercanos a los obtenidos.

En la figura que se exhibe a continuación, pueden observarse las dimensiones definitivas del aislador obtenido por el pre-diseño.



**Figura 33:** Dimensiones Iniciales del Aislador con Núcleo de Plomo.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

### Selección del Aislador Comercial

Con anterioridad se indicó la existencia de diversas empresas que fabrican este tipo de dispositivos de forma estandarizada, y con implacables sistemas de control de calidad que aseguran la conformidad del producto a los diversos requerimientos; para así garantizar la calidad tanto de materiales como de los procesos de fabricación.

Para la selección del soporte de goma laminada con núcleo de plomo, se hizo necesaria la búsqueda (por vía internet) de diversos catálogos comerciales; de los cuales se logró obtener al alcance, aquellos expuestos por compañías de países como España, Estados Unidos, Nueva Zelanda, e Italia.

En función a los parámetros que se requieren para el posterior modelado del aislador, en el programa de computación para el análisis de la edificación aislada; la elección del catálogo se basó en aquél que proporcionara la mayor cantidad de información, y que además, fuese perceptible al usuario.

Luego, el catálogo que mejor cumplió con los requisitos fue el proveniente de Italia. La compañía productora lleva por nombre *FIP*



**INDUSTRIALE.** Clasifica a los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo a partir de la marca LRB (Lead Rubber Bearings), seguido por una o más letras (S o SN para indicar el tipo de compuesto) y tres números. El primer número representa el diámetro exterior en milímetros, el segundo es el espesor total de las capas de goma en milímetros, y el tercero representa el diámetro del núcleo de plomo en milímetros.

Los compuestos de goma normalmente utilizados en la producción, se caracterizan por un módulo de cortante dinámico efectivo igual a 0.40 MPa (para compuesto suave “S”) o igual a 0.60 MPa (para compuesto normal “SN”).

Los aisladores estándar tienen sus características geométricas y mecánicas enumeradas en cuadros adjuntos, y son diseñados para siete valores diferentes de desplazamiento máximo, el cual va de 100 a 400 mm. Dicho desplazamiento se entiende como el máximo de diseño.

Se ilustra mediante la tabla 29, el resumen de los datos derivados del cálculo versus los datos del aislador comercial que se acercan más a los resultados obtenidos.

**Tabla 29:** Aislador Predimensionado V.S Aislador Comercial.

Aislador Pre-Diseñado		Aislador Comercial (FIP)	
		LRB-SN 500/175-130	
DM	0.334 m	DM	0.350 m
$K_{eff}$	1.09 KN/mm	$K_{eff}$	1.11 KN/mm
$\beta_{eff}$	22%	$\beta_{eff}$	26%
Dy	22 mm	Dy	14 mm
Kv	708.29 KN/mm	Kv	780 KN/mm
$\phi$	500 mm	$\phi$	500 mm
$\phi_P$	130 mm	$\phi_P$	130 mm
tr	175 mm	tr	175 mm
h	320 mm	h	317 mm
		H	367 mm
Fzd	3282.72 KN	Fzd	3310 KN
Fy	147.63 KN	Fy	148 KN

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



Obsérvese que el aislador comercial (FIP) seleccionado, lleva por marca *LRB-SN 500/175-130*; indicando al soporte de goma con plomo de diámetro externo igual a 500 mm, hecho de un compuesto de caucho con un módulo de corte  $G = 0.60$  MPa, con capas goma de espesor total igual a 175 mm y un núcleo de plomo de diámetro 130 mm.

### **Espectro de Diseño**

Para el análisis de la estructura aislada se tomarán como referencia los parámetros descritos en el Uniform Building Code, Volume 2, “Structural Engineering Design Provisions, Third Printing, April 1997” y la norma Nch2745 Of 2003, “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”, la cual contiene gran parte de las traducciones, comentarios y adaptación al UBC-97. Además, en esta última se consideran diversos aspectos novedosos, en especial factores de reducción de respuesta y espectros de diseño; que resultan ser de gran utilidad ya que contiene la inclusión de comentarios aclaratorios de diversos aspectos que se presentan.

El código o norma establece, que todas aquellas estructuras que no cumplan con las disposiciones requeridas en el análisis estático, deben ser chequeadas bajo el análisis dinámico. Se hace necesaria dicha acotación, debido a la irregularidad que presenta la estructura tanto en planta como en elevación. Es por ello que para el presente trabajo, se tomó como criterio realizar un análisis modal espectral al igual que en la estructura convencional; salvo que el espectro de diseño a utilizar, debe cumplir con los parámetros mínimos establecidos para edificaciones de base aislada.

La norma Nch2745 Of 2003 ya descrita, establece espectros base para el diseño de estructuras que no requieran de espectros específicos del sitio debidamente fundamentados; por lo que fue seleccionada para definir el espectro a utilizar en el análisis.

Aunque el UBC-97 es apreciado en gran parte de los casos de estudio; éste no ha sido actualizado para detallar espectros de diseño de

estructuras aisladas, ya que en la mayoría de los casos optan por realizar un análisis de historia en el tiempo para registros sísmicos acorde a la zona en estudio. Punto que no forma parte del objetivo principal del presente trabajo.

Luego, para poder establecer el espectro de diseño a utilizar, se realizaron las siguientes tablas comparativas conforme a los parámetros asociados a la ubicación de la estructura.

**Tabla 30:** Coeficientes de Aceleración Horizontal y Zonas Sísmicas.

COVENIN-MINDUR 1756-1-2001		NCh 2745.Of 2003	
Zona Sísmica	Ao	Zona Sísmica	Ao
0	-	-	-
1	0.10	1	0.10 < Ao ≤ 0.20
2	0.15		
3	0.20		
4	0.25	2	0.20 < Ao ≤ 0.30
5	0.30		
6	0.35	3	0.30 < Ao ≤ 0.40
7	0.40		

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 31:** Comparación entre Suelos de Venezuela y Chile.

COVENIN-MINDUR 1756-1-2001	NCh 2745.Of 2003	
Descripción del Material	Tipo de Suelo	Descripción del Material
Roca Sana/Fracturada	I	Roca Material Natural
Roca Blanda o Meteorizada, Suelo Muy Duro, Suelo Muy Denso	II	Grava Densa, Arena Densa, Suelo Cohesivo Duro
Suelo Duro o Denso, Suelo Firme/Medio Denso	III	Grava No Saturada, Arena Saturada y No Saturada, Suelo Cohesivo
Suelo Blando/Suelto, Suelo Blando o Suelto intercalado con suelos rígidos	IV	Suelo Cohesivo Saturado

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 32:** Factor de Zonificación Sísmica.

Zona Sísmica	Z
1	0.50
2	0.75
3	1.00

Fuente: NCh2745 Of 2003.

Recordando que la edificación a aislar se ubicó en la zona sísmica 7, considerando un material de suelo igual a roca blanda o meteorizada, suelos muy duros o densos, y un coeficiente de aceleración horizontal  $A_0 = 0.40g$ ; es posible estimar que el espectro de diseño más adecuado para el análisis, es el ofrecido por la norma Nch2745 Of 2003 para un suelo tipo II y zona sísmica 3.

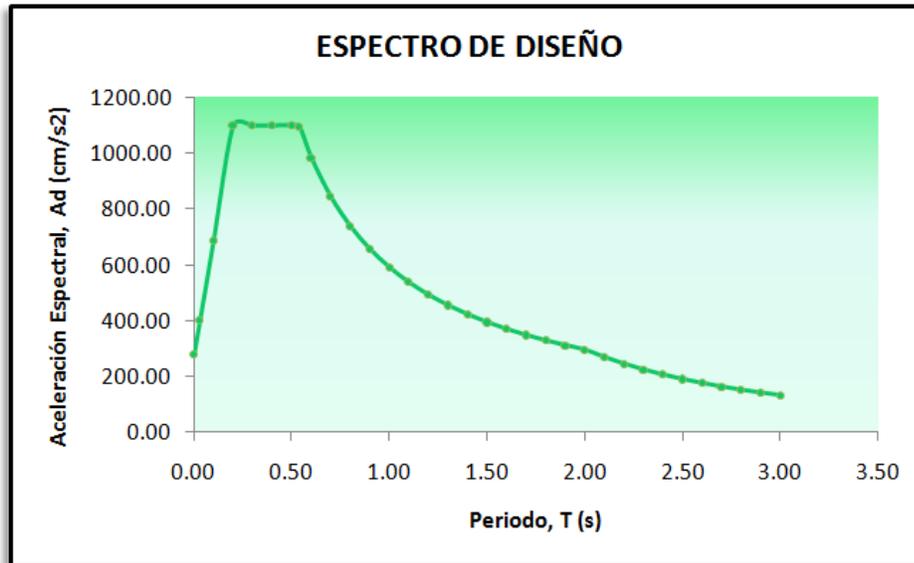
Es importante señalar, que el análisis de respuesta espectral reconoce que la razón de amortiguamiento modal en los modos fundamentales de la estructura aislada, es mayor que la razón de amortiguamiento de los modos que involucran deformación en la superestructura. Por dicha razón, es que para las frecuencias de vibración asociadas a esos modos fundamentales, el espectro de diseño elegido y mostrado en la tabla 33 debe ser dividido por el factor  $B_D$  indicado en la tabla 1 del presente trabajo.

**Tabla 33:** Espectro para Suelos Tipo II y Zona Sísmica 3.

ESPECTRO DE DISEÑO		
$A_0$	400	cm/s <sup>2</sup>
$T_a$	0.03	s
$T_b$	0.20	s
$T_c$	0.54	s
$T_d$	2.00	s
$\alpha_A$	1100	cm/s <sup>2</sup>
$\alpha_V$	94	cm/s
$\alpha_D$	30	cm

Fuente: NCh2745 Of 2003.

Se ilustra en la figura que sigue, el espectro de diseño base de estructuras aisladas con un 5% de amortiguamiento dispuesto por la norma; y luego los valores correspondientes de periodos y aceleración (en  $\text{cm/s}^2$ , sin reducir).



**Figura 34:** Espectro de Diseño.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 34:** Valores del Espectro de Diseño (sin reducir).

T (seg)	Ad (cm/s <sup>2</sup> )	T (seg)	Ad (cm/s <sup>2</sup> )
0.00	276	1.50	394
0.03	400	1.60	369
0.10	688	1.70	347
0.20	1100	1.80	328
0.30	1100	1.90	311
0.40	1100	2.00	295
0.50	1100	2.10	269
0.54	1094	2.20	245
0.60	984	2.30	224
0.70	844	2.40	206
0.80	738	2.50	189
0.90	656	2.60	175
1.00	591	2.70	162
1.10	537	2.80	151
1.20	492	2.90	141
1.30	454	3.00	132
1.40	422		

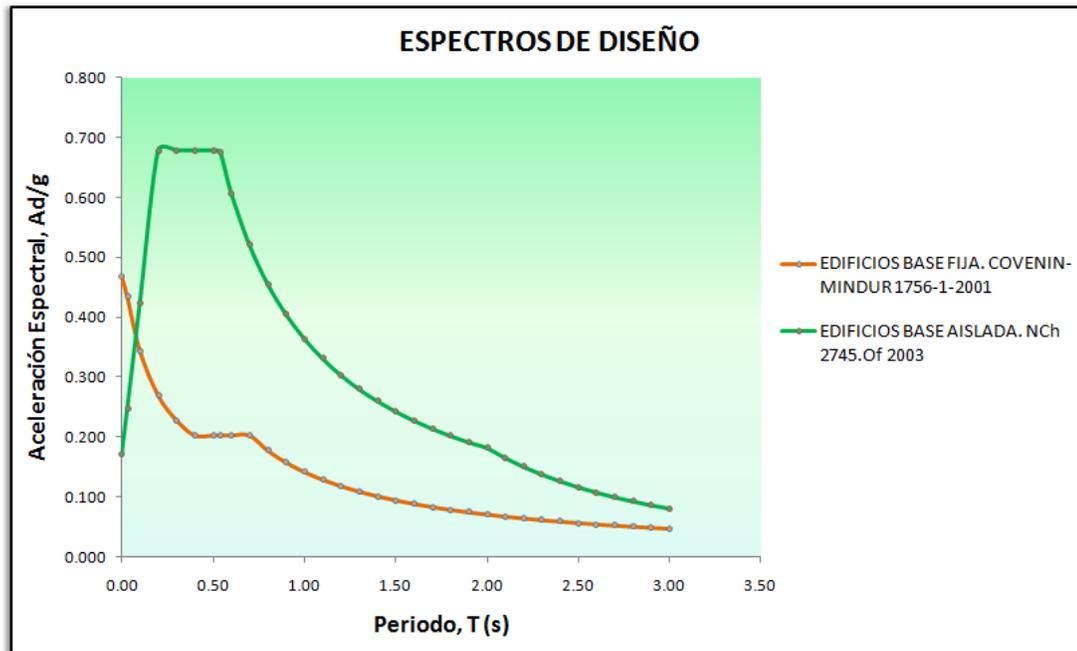
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

Finalmente, se muestra la tabla resumen de los datos estimados y la comparación de los espectros de diseño utilizados para el modelado de las estructuras base fija y base aislada.

**Tabla 35:** Parámetros Sísmicos Comparativos de Venezuela y Chile.

DATOS	COVENIN-MINDUR 1756-1-2001	NCh2745.Of 2003
Zona Sísmica	7	3
Ao	0.40g	0.40g
Descripción del Material	Roca Blanda o Meteorizada y Suelos Muy Duros o Muy Densos	Tipo de Suelo II. Grava Densa, Arena Densa, Suelo Cohesivo Duro
Factor de Reducción	R = 6 (*)	B = 1.62 (**)
	(*) Factor obtenido de la Tabla 19 para factores de reducción de respuesta, acorde a la norma sismorresistente.	(**) Factor de modificación de respuesta por amortiguamiento, para un porcentaje crítico $\beta = 26\%$ de acuerdo a la tabla 1.

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 35:** Comparación de Espectros de Diseño Estructura Fija V.S Aislada.  
Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 36:** Valores del Espectro de Diseño Estructura Fija V.S Aislada.

T (seg)	COVENIN-MINDUR 1756-1-2001	NCh2745 Of 2003
	Ad/g	Ad/g
0.00	0.468	0.171
0.03	0.435	0.247
0.10	0.344	0.425
0.20	0.269	0.679
0.30	0.228	0.679
0.40	0.203	0.679
0.50	0.203	0.679
0.54	0.203	0.675
0.60	0.203	0.608
0.70	0.203	0.521
0.80	0.177	0.456
0.90	0.158	0.405
1.00	0.142	0.365
1.10	0.129	0.331
1.20	0.118	0.304
1.30	0.109	0.280
1.40	0.101	0.260

T (seg)	COVENIN-MINDUR 1756-1-2001	NCh2745 Of 2003
	Ad/g	Ad/g
1.50	0.095	0.243
1.60	0.089	0.228
1.70	0.084	0.214
1.80	0.079	0.203
1.90	0.075	0.192
2.00	0.071	0.182
2.10	0.068	0.166
2.20	0.065	0.151
2.30	0.062	0.138
2.40	0.059	0.127
2.50	0.057	0.117
2.60	0.055	0.108
2.70	0.053	0.100
2.80	0.051	0.093
2.90	0.049	0.087
3.00	0.047	0.081

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

## Modelado de la Estructura en ETABS

La edificación de base aislada presenta las mismas características en contenido de la estructura convencional; añadiendo la losa base correspondiente al nivel de la planta baja y todos los elementos propios del sistema de aislación. El tipo de aislador comercial empleado es el seleccionado anteriormente.

El modelado de la superestructura en el software ETABS, se realizó con igual detalle que para el edificio convencional; tal que permita evaluar correctamente la distribución de esfuerzos y deformaciones en sus elementos. Es importante recordar que la superestructura es diseñada para permanecer elástica esencialmente y por lo tanto su rigidez y resistencia deberá ser consistente con este comportamiento al ser evaluados con la norma o código.

Debido a que la respuesta dinámica de la estructura completa quedará controlada por el comportamiento del sistema de aislación, cuando se

cumple con la disposición descrita anteriormente, es admisible que el modelo utilizado durante el diseño del sistema de aislación sea simple e ignore la flexibilidad de la estructura.

De igual manera se realizó un “Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel” y un “Análisis de Respuesta Espectral” en base a lo establecido por las normas en consideración.

Una vez proyectada la edificación se obtienen los resultados de los parámetros a considerar, que posteriormente se van a analizar y comparar con la estructura convencional. Los parámetros serán los periodos de vibración, aceleraciones por nivel, cortantes por nivel, momentos alrededor del eje “X” e “Y” y momentos torsores por nivel; desplazamientos y derivas máximas; y adicionalmente deformaciones máximas de los aisladores. En la figura 36 y 37 se puede observar las vistas tridimensionales de la estructura.

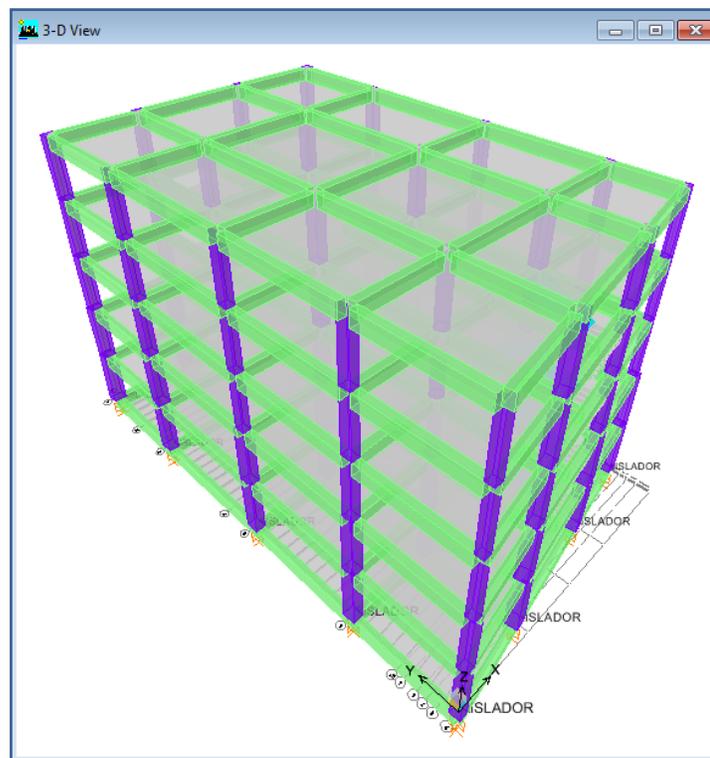


Figura 36: Vista Tridimensional de la Estructura Aislada.

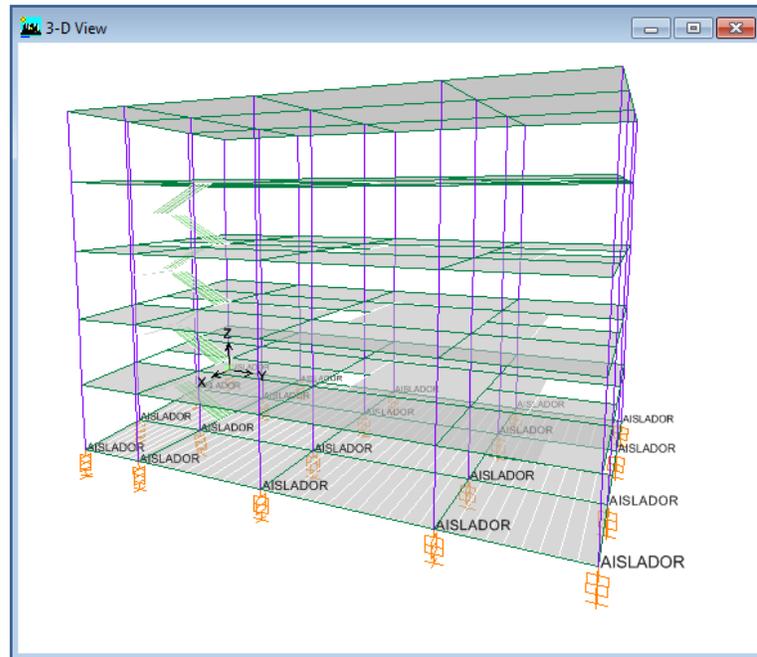


Figura 37: Vista Tridimensional de la Estructura Aislada.

### Periodos de Vibración

El modo fundamental de vibración de la estructura aislada arrojó un periodo igual a 2.4334 segundos, en el cual se observa un movimiento completamente traslacional en dirección “X”, por lo que la estructura se comporta esencialmente rígida y la deformación se concentra en el nivel de aislación.

El segundo modo de vibración, tiene un periodo igual a 2.4302 segundos, valor aproximadamente igual al obtenido en el modo fundamental, y su comportamiento es semejante a este último pero en la dirección “Y”, tal como se muestra en la figura 39.

Por último se tiene que el tercer modo de vibración, presentó un comportamiento totalmente rotacional y arrojó un valor de periodo igual a 2.0650 segundos. Véase figura 40.

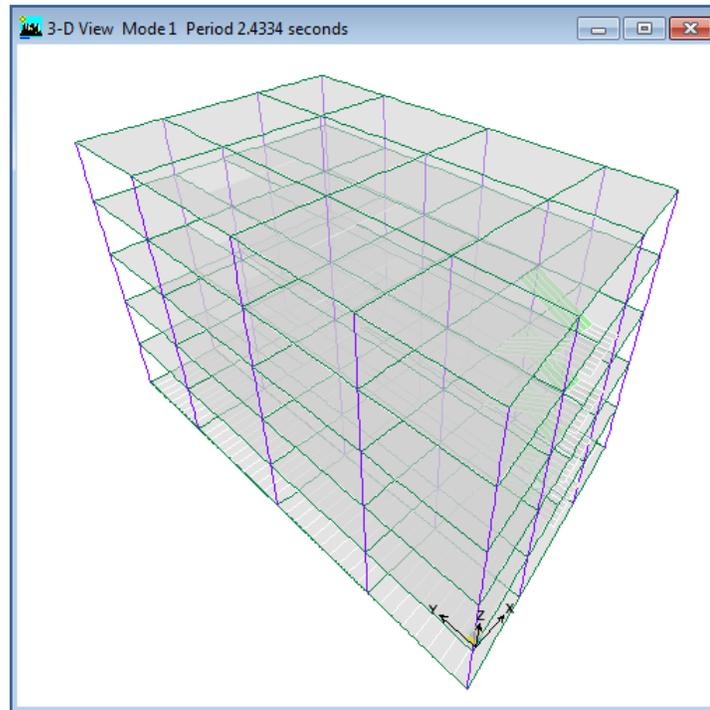


Figura 38: Periodo Fundamental de Vibración.

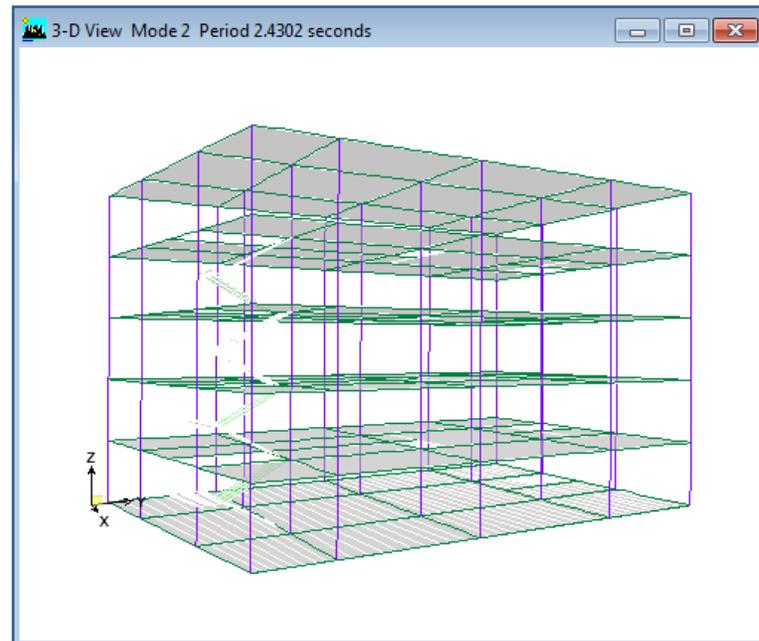


Figura 39: Periodo del Modo de Vibración Dos (2).

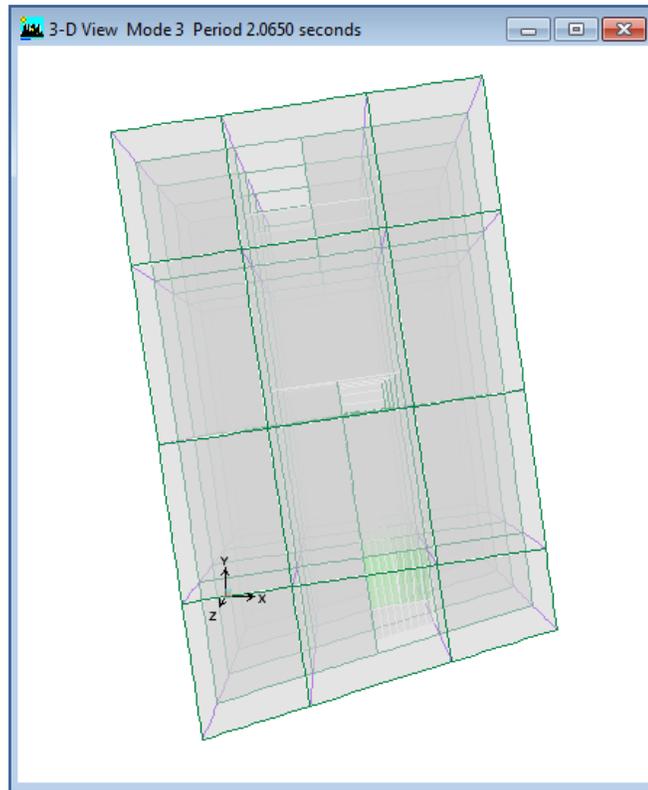


Figura 40: Periodo del Modo de Vibración Tres (3).



## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS**

Una vez realizado el diseño y modelado de una edificación hospitalaria de base convencional versus aislada, se procede a analizar e interpretar el comportamiento obtenido de ambas.

El poder comparar las ventajas del sistema de aislación y su efecto respecto al caso del edificio de base fija, permite observar si al ser implementado en el caso particular de estudio, es realmente ventajoso o favorable para la edificación hospitalaria, al producir mejoras y reducciones en los parámetros de análisis que cuantitativamente hayan sido obtenidos. Además, la observación en paralelo permite hacer una idea del nivel de daños en que puede incursionar cada estructura desde el punto de vista de los elementos estructurales como no estructurales.

Recordando de igual manera que la obtención de los datos se realizó mediante un “Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel” y un “Análisis de Respuesta Espectral” mediante el software ETABS; en base a lo establecido por las normas en consideración para cada modelo de estructura, los parámetros de comparación serán: los periodos de vibración, aceleraciones por nivel, cortantes por nivel, momentos alrededor del eje “X” e “Y” y momentos torsores por nivel; desplazamientos y derivas máximas. El único parámetro que no se considera es el de la deformación del sistema de aislación, debido a que éste no existe en la estructura convencional; pero de igual manera será analizado más adelante.

#### 4.1. PERIODOS DE VIBRACIÓN

En la tabla que se muestra a continuación se aprecian los periodos de vibración en segundos, asociados a cada modo de la estructura fija y aislada.

**Tabla 37:** Periodos de Vibración de la Edificación Base Fija V.S Aislada.

Modo	Estructura Fija	Estructura Aislada
	T (s)	T (s)
1	0.637	2.433
2	0.619	2.430
3	0.533	2.065
4	0.214	0.413
5	0.210	0.407
6	0.182	0.340
7	0.126	0.190
8	0.125	0.186
9	0.107	0.161
10	0.087	0.122
11	0.086	0.120
12	0.074	0.103
13	0.066	0.087
14	0.065	0.085
15	0.055	0.073

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

Se puede observar que los períodos de vibración provenientes de los tres primeros modos, son los más representativos, ya que éstos corresponden a la casi totalidad de la respuesta de cada estructura, por lo que todos aquellos modos superiores no tienen mucha relevancia en el movimiento de las mismas.

De los valores obtenidos del periodo fundamental de vibración, se puede notar la amplificación del mismo al realizar la comparación; siendo de 0.637 segundos el correspondiente a la edificación de base fija y 2.433 segundos el de la edificación aislada sísmicamente. También se observa de las formas modales que la flexibilización acontece prácticamente en la totalidad del sistema de aislación, en esta interfaz ocurre casi la totalidad del

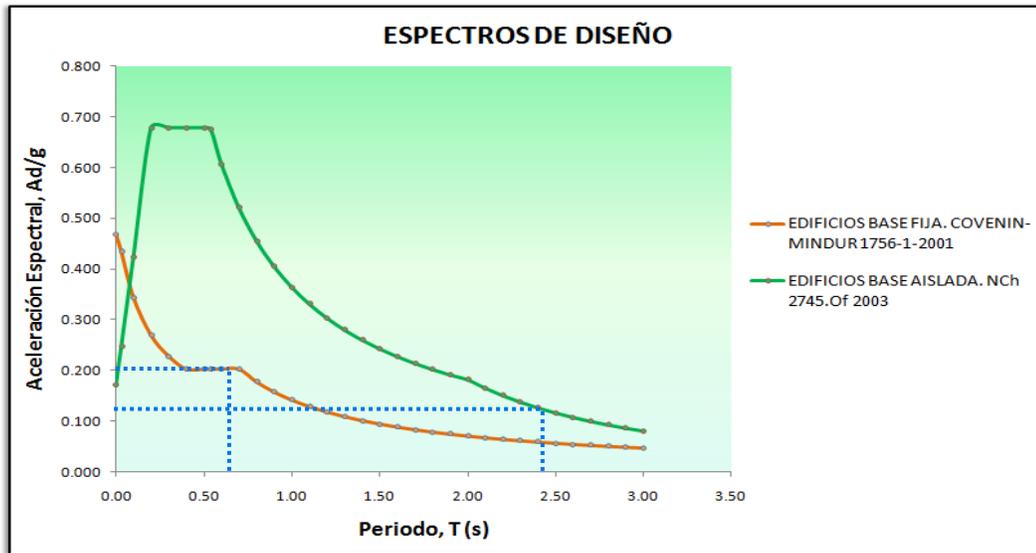


desplazamiento mientras que la superestructura permanece como si fuera un cuerpo rígido. Además, es importante destacar que los dos periodos traslacionales son muy idénticos, lo cual es muy característico de las estructuras que cuentan con un sistema de aislación, siendo su relación de prácticamente igual a 1. El período torsional solo difiere levemente de los períodos traslacionales siendo su relación cercana a 1, que es lo ideal. Esto refleja en general una buena distribución en planta de los aisladores.

Otro punto a considerar para el presente análisis es la aceleración espectral impuesta al modelo de estudio, tanto para la edificación base fija como para la aislada. Recordando que el espectro de diseño utilizado para esta última debe cumplir con los parámetros mínimos establecidos para edificaciones de este tipo en base a la norma Nch2745 Of 2003, y la edificación fija está bajo los criterios de la norma COVENIN; dicha aceleración es obtenida acorde a cada periodo fundamental de vibración, de lo cual se puede interpretar:

En la edificación de base fija se obtiene una aceleración espectral  $Ad/g = 0.2028$  para un periodo fundamental de vibración igual a 0.637 segundos. Asimismo se manifiesta para la edificación aislada un valor de aceleración espectral  $Ad/g = 0.1235$  para un periodo fundamental igual a 2.433 segundos. Véase la figura 41.

Se puede observar que la tendencia entre los espectros es similar, ya que para periodos cortos o bajos, se presentan las aceleraciones más altas, y de manera contraria para los periodos más largos. De esto se traduce que para los sistemas aislados, los periodos de vibrar son más largos y los espectros tienen como característica respuestas menores para periodos altos, lo que hace que las cargas laterales impuestas a la edificación sean menores, debido a que la mayor parte del sismo es absorbido por el aislador, y así se permitan realizar diseños más económicos.

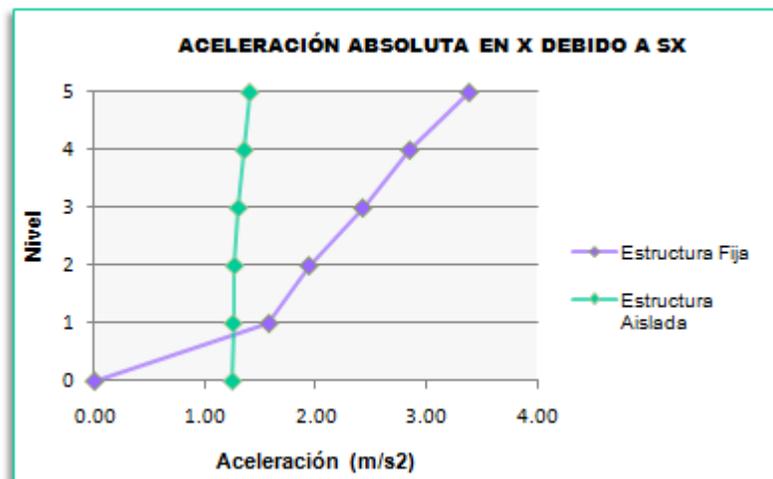


**Figura 41:** Análisis de Respuesta Espectral Estructura Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

#### 4.2. ACELERACIONES POR NIVEL

La respuesta en términos de las aceleraciones absolutas horizontales son analizadas para el caso de respuesta espectral “ $S_X$ ” y “ $S_Y$ ”. Los resultados obtenidos son mostrados consecutivamente a partir de tablas, y de gráficos que ejemplifican en perfil de altura a dichas aceleraciones.

#### Aceleración Absoluta en la Dirección “X” e “Y” debido a “ $S_X$ ”

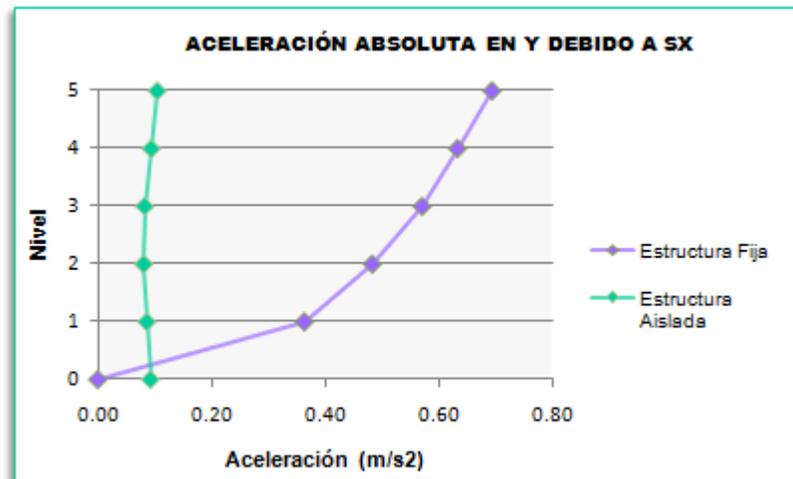


**Figura 42:** Aceleración en “X” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 38:** Aceleración en “X” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	U <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	3.386	1.400	58.65
4	2.848	1.353	52.49
3	2.423	1.301	46.30
2	1.938	1.268	34.58
1	1.576	1.256	20.34
0	0.000	1.250	-

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 43:** Aceleración en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 39:** Aceleración en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	U <sub>y</sub> (m/s <sup>2</sup> )		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	0.694	0.105	84.86
4	0.634	0.095	85.05
3	0.571	0.083	85.42
2	0.483	0.082	83.14
1	0.364	0.087	76.06
0	0.000	0.093	-

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



Tomando en cuenta los resultados obtenidos para el caso de respuesta espectral “ $S_x$ ”, se observa que la aceleración máxima del edificio en dirección “X” se encuentra en el último nivel, con un valor de  $3.386 \text{ m/s}^2$  para el modelo de la edificación base fija y una aceleración de  $1.400 \text{ m/s}^2$  para la edificación aislada, lo cual representa una reducción del 58.65%.

Se manifiesta también, que la aceleración al nivel de la base aumenta de  $0.000 \text{ m/s}^2$  en la edificación convencional a  $1.250 \text{ m/s}^2$  en la aislada. Esto se traduce en que, sobre el sistema de aislación, es decir, la superestructura, se presenta una variación muy lenta de las aceleraciones, por lo que se aumenta el nivel de reducción, desde el primero hasta el último nivel. Allí se encuentra otras de las ventajas comparativas respecto de la estructura de base fija, ya que en el caso aislado los aumentos en altura de las aceleraciones absolutas son de pequeña magnitud, a diferencia de las amplificaciones que tiene la estructura convencional.

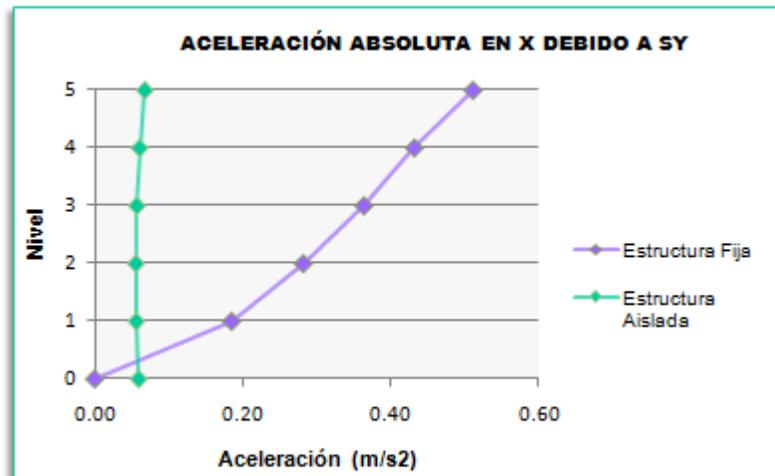
Para la dirección “Y” se observa que para ambas edificaciones, la aceleración máxima se encuentra en el último nivel; característica muy similar al caso anterior, con un valor de  $0.694 \text{ m/s}^2$  para el modelo de la edificación base fija y una aceleración de  $0.105 \text{ m/s}^2$  para la edificación aislada, lo cual representa una reducción del 84.86% que es considerablemente mayor al obtenido en la dirección “X”. De la misma manera se manifiesta también, un aumento de la aceleración en la base que va de  $0.000 \text{ m/s}^2$  en la edificación convencional a  $0.093 \text{ m/s}^2$  en la de base aislada.

### **Aceleración Absoluta en la Dirección “X” e “Y” debido a “ $S_y$ ”**

Al analizar las aceleraciones producidas por el caso espectral “ $S_y$ ”, se observa un comportamiento similar al que fue descrito anteriormente para las producidas por el caso de respuesta espectral “ $S_x$ ”, lo cual permite deducir que las aceleraciones absolutas de la edificación de base aislada son mucho

menores que las de la estructura convencional, desde el primer nivel hasta el último nivel de ambas.

Asimismo, el comportamiento generado en la base de ambas estructuras, sigue el mismo patrón descrito anteriormente, presentando una aceleración mucho mayor en la edificación aislada, dada la deformación generada en el aislador debido al desplazamiento, el cual permite la filtración de la aceleración impuesta por el sismo, para así desacoplar a la superestructura del suelo, y por ende alcanzar el aumento del porcentaje de reducción de la aceleración en el resto de los niveles. Luego, se puede observar los resultados obtenidos a partir de las siguientes tablas:

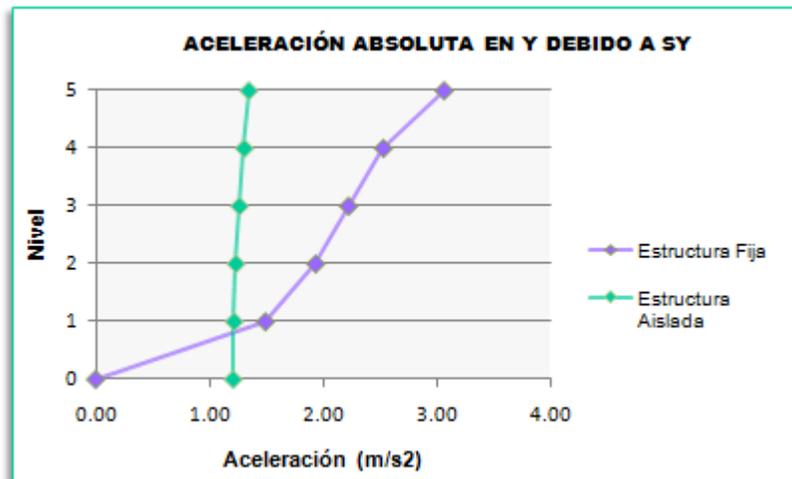


**Figura 44:** Aceleración en “X” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 40:** Aceleración en “X” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	U <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	0.511	0.068	86.70
4	0.432	0.061	85.93
3	0.363	0.057	84.42
2	0.282	0.055	80.33
1	0.185	0.056	69.82
0	0.000	0.059	-

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 45:** Aceleración en “Y” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 41:** Aceleración en “Y” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	U <sub>y</sub> (m/s <sup>2</sup> )		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	3.062	1.341	56.20
4	2.528	1.301	48.53
3	2.222	1.259	43.35
2	1.935	1.228	36.53
1	1.491	1.213	18.62
0	0.000	1.203	-

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

### 4.3. CORTANTES POR NIVEL

Un parámetro que no puede faltar para evaluar la efectividad de implementar el sistema de aislación, es la respuesta que tiene el corte basal y su distribución en altura; debido a que representa el nivel de esfuerzos al que estará sometida la edificación.

A partir de los gráficos y tablas que se muestran seguidamente, se puede interpretar el comportamiento basal y su distribución por nivel de la edificación de base fija y base aislada en las dos direcciones de análisis, y para los dos casos de respuesta espectral.

Cortantes por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S<sub>x</sub>”

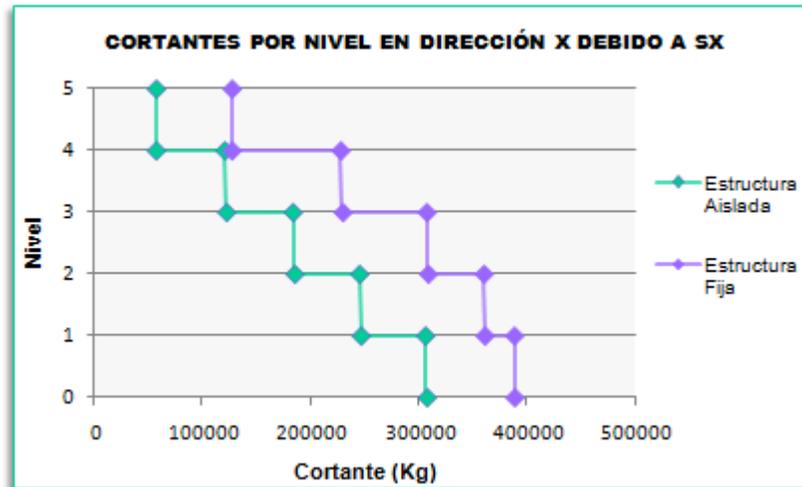


Figura 46: Cortantes en “X” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

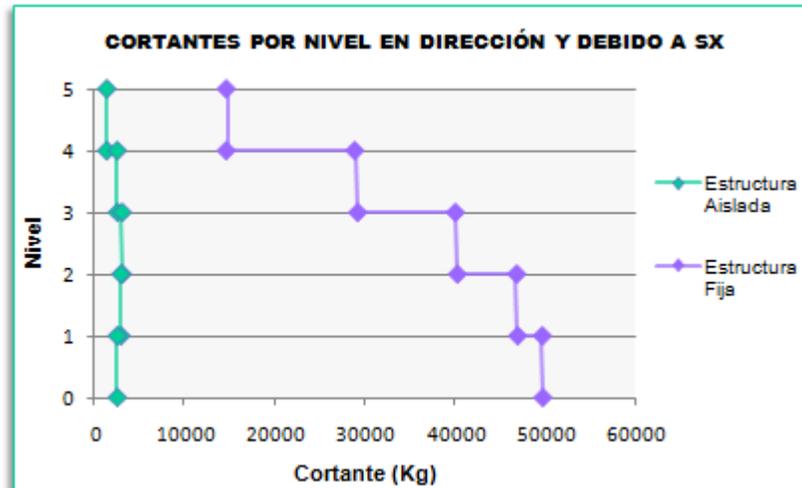
Tabla 42: Cortantes en “X” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	V <sub>x</sub> (Kg)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	127223.13	57968.63	54.44
4	127223.13	57968.63	54.44
4	227988.87	121106.05	46.88
3	229946.18	122733.97	46.62
3	307575.05	183962.34	40.19
2	308980.21	185535.45	39.95
2	360466.69	245150.81	31.99
1	361389.48	246683.65	31.74
1	388633.16	305815.47	21.31
0	388973.65	307321.67	20.99

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

Se observa en la tabla 42, que los porcentajes de reducción debido a los cortantes, van incrementando progresivamente desde la base hasta el último nivel. De igual manera, ocurre un incremento significativo de los porcentajes, en la dirección “Y”, lo cual representa la disminución del cortante

por nivel, debido a las solicitaciones sísmicas inducidas al modelo de estudio una vez incluido el sistema de aislación basal.



**Figura 47:** Cortantes en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 43:** Cortantes en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	Vy (Kg)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	14781.06	1389.93	90.60
4	14781.06	1389.93	90.60
4	28961.54	2524.01	91.28
3	29282.17	2547.30	91.30
3	40059.31	3060.58	92.36
2	40282.83	3067.99	92.38
2	46831.70	2932.23	93.74
1	46951.85	2926.91	93.77
1	49667.39	2536.13	94.89
0	49707.92	2530.27	94.91

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

Luego, se tiene que los valores máximos de cortantes para la dirección “X” debido a “S<sub>x</sub>” se manifiestan en la base de ambas edificaciones con una variación que va de 388973.65 Kg para la edificación de base fija, a 307321.67 Kg en la edificación aislada, lo cual produce una reducción del



20.99%. Asimismo se presenta para la dirección “Y”, un valor máximo de cortante igual a 49707.92 Kg en la edificación de base fija, y un valor de 2530.27 Kg para la edificación de base aislada, originando para el caso una significativa reducción del 94.91%.

De lo obtenido en ambas direcciones de análisis para el caso de respuesta espectral “ $S_x$ ”, se deduce que en cada nivel del edificio aislado los elementos estructurales se encuentran con menos demanda que su similar de base fija.

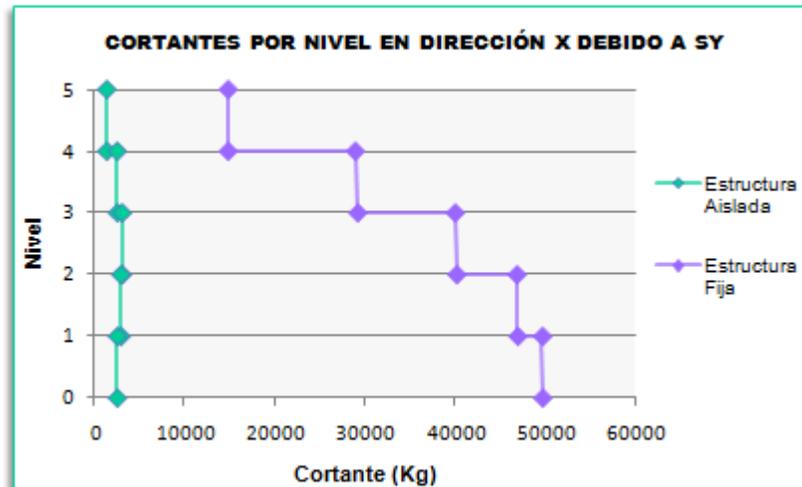
### **Cortantes por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “ $S_y$ ”**

Analizando los cortantes que se producen por el caso espectral “ $S_y$ ”, se observa un comportamiento similar al que fue descrito anteriormente para aquellos producidos por el caso de respuesta espectral “ $S_x$ ”; lo cual permite deducir que el efecto de implementar el sistema de aislación basal en la edificación, reduce de manera considerable el corte basal respecto al edificio de base fija.

El corte basal que presenta la edificación de base fija es de un valor considerable tanto en “X” como en “Y” lo cual refleja que debido a las sollicitaciones sísmicas inducidas al modelo de estudio mediante el espectro de diseño, genera una alta exigencia de este parámetro en la estructura. Luego su distribución en altura presenta una forma típica para una estructura convencional.

Recordando que para el caso de respuesta espectral “ $S_y$ ”, (de manera análoga al caso “ $S_x$ ”), se reducen los cortantes por nivel; además se puede interpretar la importante disminución en los esfuerzos de los elementos soportantes de la estructura aislada.

A partir de las tablas 44 y 45 se pueden observar los valores de cortante “ $V_x$ ” y “ $V_y$ ” en kilogramos; y a su vez mediante gráficos que ejemplifican en perfil de altura a dichos valores.

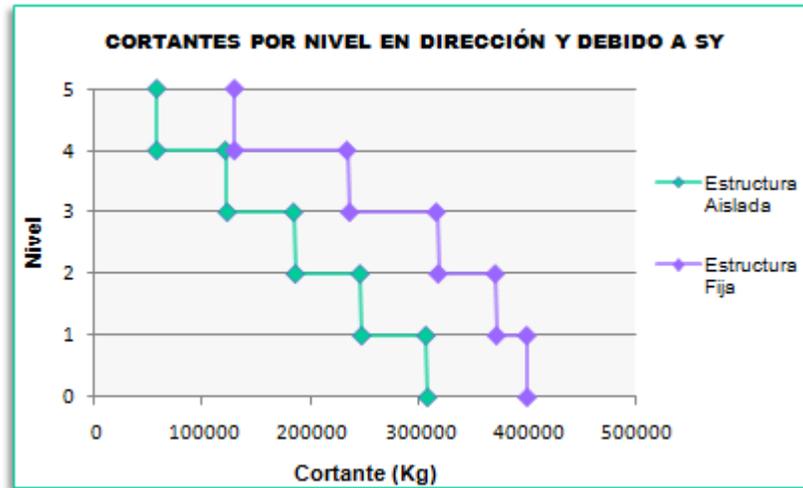


**Figura 48:** Cortantes en “X” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 44:** Cortantes en “X” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	$V_x$ (Kg)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	14893.14	1404.78	90.57
4	14893.14	1404.78	90.57
4	28974.20	2536.04	91.25
3	29244.32	2553.52	91.27
3	40022.60	3069.05	92.33
2	40211.50	3074.69	92.35
2	46857.92	2948.76	93.71
1	46956.95	2946.74	93.72
1	49686.50	2553.52	94.86
0	49711.96	2553.71	94.86

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 49:** Cortantes en “Y” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 45:** Cortantes en “Y” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	Vy (Kg)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	130289.48	58115.94	55.39
4	130289.48	58115.94	55.39
4	234386.31	121438.76	48.19
3	236903.09	123142.02	48.02
3	316918.80	184434.35	41.80
2	318728.94	186069.43	41.62
2	371583.68	245679.77	33.88
1	372713.48	247265.06	33.66
1	400724.62	306443.54	23.53
0	401155.29	308001.42	23.22

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

#### 4.4. MOMENTOS DE VOLCAMIENTO EN “X” E “Y”

La comparación de la respuesta en términos del momento de volcamiento para las dos direcciones de análisis, se indica en las siguientes tablas, contrastando la edificación de base fija contra la aislada. Dicha comparación se representa además mediante gráficos, para así ilustrar de una mejor manera los momentos.

### Momentos por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S<sub>x</sub>”

Tabla 46: Momentos en “X” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	M <sub>x</sub> (Kg.m)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	0.00	0.00	-
4	44343.19	4169.80	90.60
3	130919.15	11766.56	91.01
2	250874.86	20918.29	91.66
1	390841.53	29513.71	92.45
0	539149.71	36310.76	93.27

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

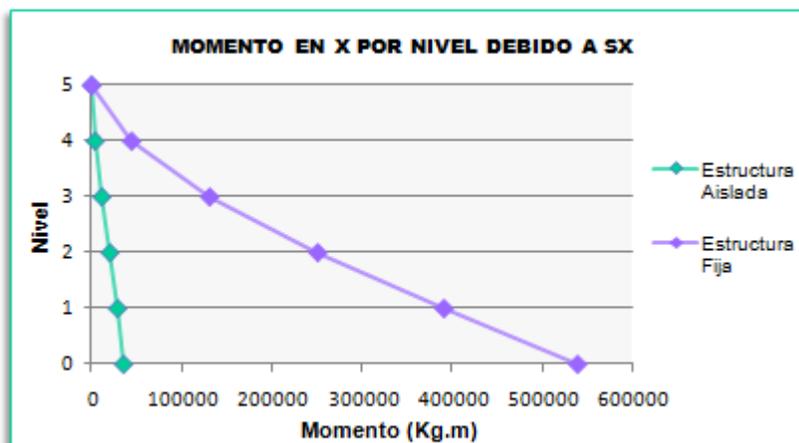


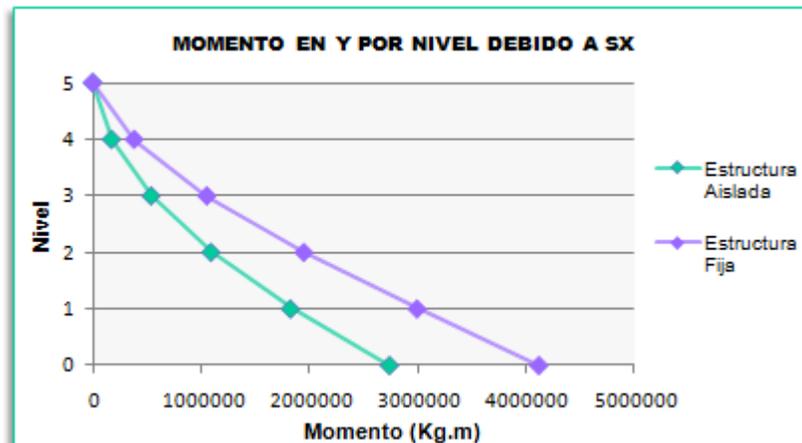
Figura 50: Momentos en “X” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

Tabla 47: Momentos en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	M <sub>y</sub> (Kg.m)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	0.00	0.00	-
4	381669.38	173905.89	54.44
3	1051865.78	539518.11	48.71
2	1946610.32	1092998.69	43.85
1	2989681.95	1828577.66	38.84
0	4113616.44	2744098.59	33.29

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 51:** Momentos en “Y” debido a “S<sub>X</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

De lo observado, se manifiesta en la dirección “X” un momento máximo de 539149.71 Kg.m correspondiente a la base de la edificación convencional, mientras que para la edificación de base aislada se presenta un momento de volcamiento igual a 36310.76 Kg.m, lo cual se traduce en una reducción del 93.27%. Los porcentajes de reducción se mantienen prácticamente en el mismo orden de magnitud para el resto de los niveles, exceptuando el último, ya que los momentos arrojan un valor igual a cero para ambas edificaciones.

Para la dirección “Y” se puede notar que los momentos volcantes son mayores en magnitud que los obtenidos en la dirección “X”, pero de igual manera se puede observar una reducción de los mismos. Además se presenta un aumento en los porcentajes de reducción al comparar la edificación de base fija y la aislada, dicha magnificación sólo se da desde la base hasta el cuarto nivel.

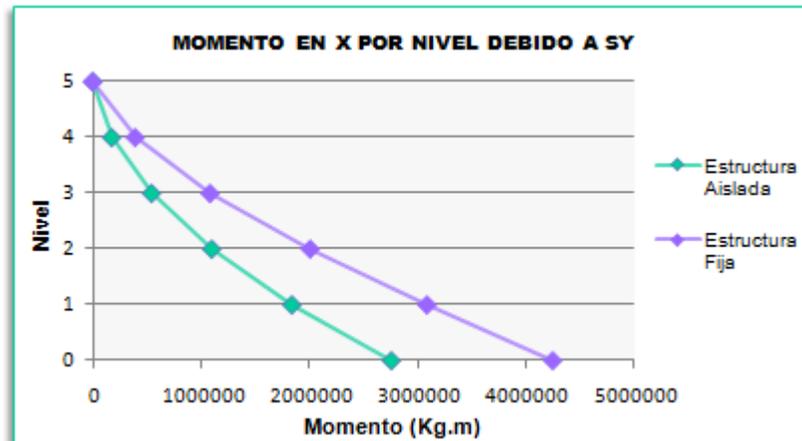
### Momentos por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S<sub>Y</sub>”

A continuación se muestran las correspondientes tablas y gráficas de momentos volcantes por nivel en la dirección “X” e “Y” debido a “S<sub>Y</sub>”.

**Tabla 48:** Momentos en “X” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	M <sub>x</sub> (Kg.m)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	0.00	0.00	-
4	390868.43	174347.82	55.39
3	1081472.89	541078.81	49.97
2	2005195.49	1096088.31	45.34
1	3082106.14	1833306.77	40.52
0	4242573.45	2750691.25	35.16

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



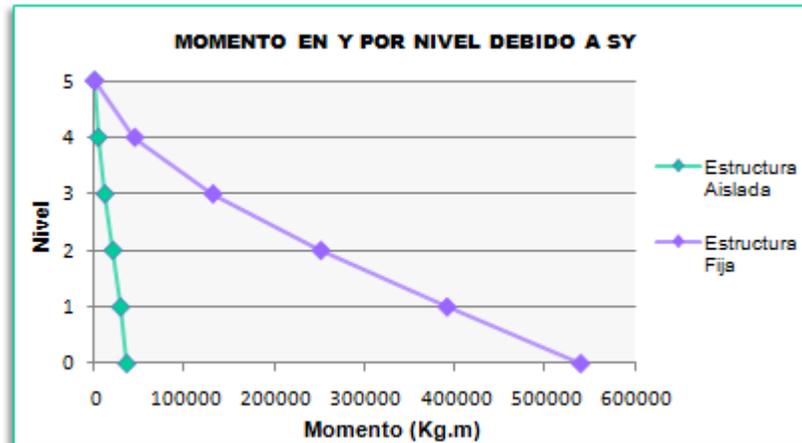
**Figura 52:** Momentos en “X” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 49:** Momentos en “Y” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	M <sub>y</sub> (Kg.m)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	0.00	0.00	-
4	44679.42	4214.33	90.57
3	131260.69	11837.40	90.98
2	250996.20	21005.08	91.63
1	390946.96	29646.94	92.42
0	539254.74	36490.43	93.23

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 53:** Momentos en “Y” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Base Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

Al igual que en el caso de respuesta espectral “S<sub>X</sub>”, se observa una disminución de los momentos en la edificación de base aislada respecto a la convencional; para el caso espectral “S<sub>Y</sub>”. En este último caso para la dirección de análisis “X” los porcentajes de reducción aumentan desde la base hasta el cuarto nivel, mientras que para la dirección “Y” tienden a distribuirse de manera más uniforme.

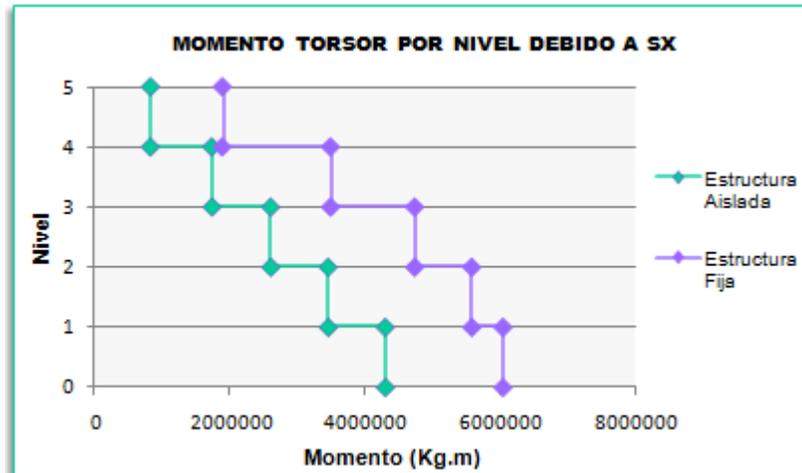
#### 4.5. MOMENTOS TORSORES POR NIVEL

Los momentos torsores que se generan en cada uno de los niveles, se muestran posteriormente a partir de datos organizados de forma tabulada, donde se presenta la información obtenida del modelado de la estructura de base fija como la de base aislada; además se representan los datos graficados para visualizar mejor la comparación entre ambas. Conjuntamente se analizan los momentos torsores que se generan debido a los casos espectrales “S<sub>X</sub>” y “S<sub>Y</sub>”, como se muestra a continuación.

**Tabla 50:** Momentos Torsores debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	T (Kg.m)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	1911795.02	835673.49	56.29
4	1911795.02	835673.49	56.29
4	3504990.43	1741380.73	50.32
3	3509268.42	1745265.76	50.27
3	4743780.35	2614791.28	44.88
2	4746587.92	2618525.59	44.83
2	5587673.61	3464381.43	38.00
1	5589301.07	3468034.52	37.95
1	6047570.78	4309807.99	28.73
0	6047232.59	4313394.22	28.67

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 54:** Momentos Torsores debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

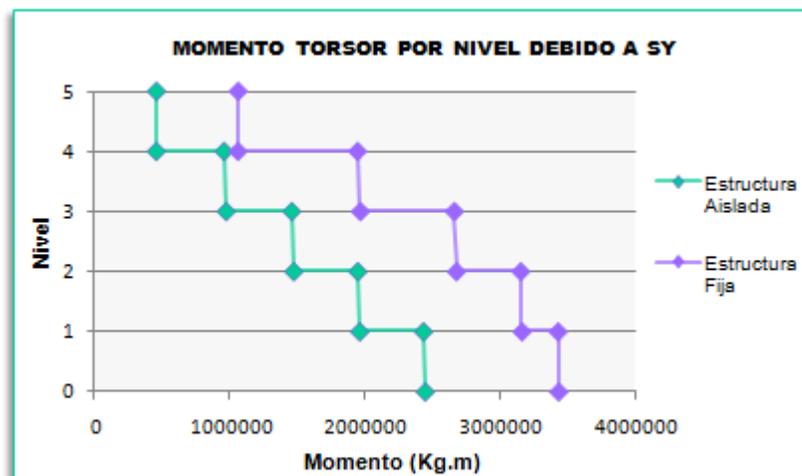
Analizando el momento torsor por nivel debido al caso espectral “S<sub>x</sub>”, se puede observar que las solicitaciones en la edificación aislada disminuyeron con respecto a la estructura de base fija. En el nivel de la base se tiene un momento igual a 6047232.59 Kg.m en la estructura convencional, disminuyendo su valor a 4313394.22 Kg.m en la aislada, lo cual corresponde a una reducción del 28.67%. Las reducciones en porcentajes van

aumentando en los niveles superiores, obteniéndose un valor igual a 56.29% en el último piso de ambas edificaciones, cuyo momento torsor varió de 1911795.02 Kg.m para la estructura de base fija, a 835673.49 Kg.m en la estructura aislada.

**Tabla 51:** Momentos Torsores debido a “S<sub>y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	T (Kg.m)		REDUCCIÓN %
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	
5	1066234.13	460508.85	56.81
4	1066234.13	460508.85	56.81
4	1949275.18	961835.47	50.66
3	1971157.12	976651.83	50.45
3	2665198.58	1463110.80	45.10
2	2680862.69	1477340.38	44.89
2	3156220.49	1951953.39	38.16
1	3165881.72	1965751.24	37.91
1	3432968.90	2438045.92	28.98
0	3436549.90	2451602.72	28.66

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 55:** Momentos Torsores debido a “S<sub>y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



Para el caso de respuesta espectral “S<sub>Y</sub>”, se observa el mismo comportamiento, ya que las solicitaciones se redujeron de igual manera. En el nivel de la base se tiene un momento máximo igual a 3436549.90 Kg.m en la edificación base fija, y de 2451602.72 Kg.m en la edificación base aislada, lo que representa una reducción del 28.66%.

En el último nivel se presentan los menores momentos torsores, cuyos valores varían de 1066234.13 a 460508.85 Kg.m, para la edificación convencional y aislada respectivamente, lo cual representa una reducción del 56.81%.

A su vez, es importante señalar que los momentos torsores por nivel debido a “S<sub>X</sub>” son mayores que los momentos generados debido a “S<sub>Y</sub>”. Esto se debe a que la mayor dimensión de la planta se encuentra en el eje “Y”, por lo tanto se tiene una mayor excentricidad en esta dirección, ocasionando que las solicitaciones arrojen valores mayores.

#### **4.6. DESPLAZAMIENTOS TOTALES MÁXIMOS POR NIVEL**

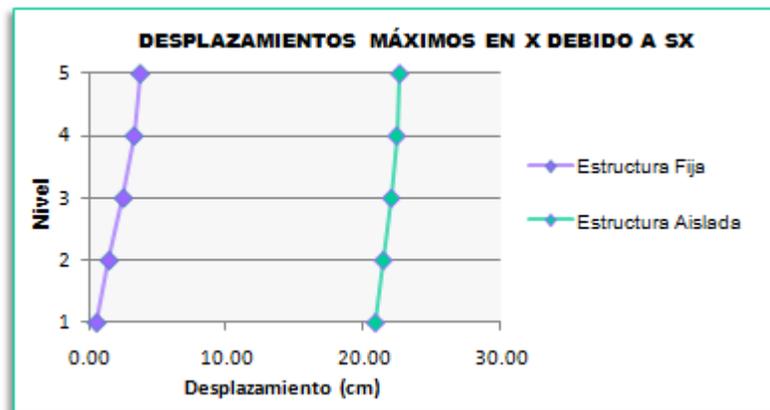
Otro parámetro de importancia al que se le debe realizar un análisis, es al desplazamiento de las edificaciones, para así conocer la efectividad del sistema de aislamiento. A continuación se muestra el perfil en altura de los desplazamientos por nivel en cada una de las direcciones “X” e “Y”, y debido a los casos de respuesta espectral “S<sub>X</sub>” y “S<sub>Y</sub>”.

##### **Desplazamientos por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S<sub>X</sub>”**

De la figura 55 y 56 se puede observar que en la estructura aislada el desplazamiento mínimo se da en el primer nivel siendo igual a 20.85 cm y 2.41 cm respectivamente; y permaneciendo prácticamente constante para el resto los pisos superiores, mientras que para la estructura convencional también se presentan los mínimos desplazamientos en la base de la estructura, siendo de 0.57 cm y 0.15 cm respectivamente. De la misma

manera se representan los desplazamientos máximos totales en el último nivel, donde para la dirección de análisis “X” se manifiesta un valor igual a 3.70 cm para la estructura fija y 22.66 cm para la aislada. Luego para la dirección de análisis “Y” se tiene un desplazamiento de 0.97 cm para la estructura de base fija y un desplazamiento de 2.66 cm para la aislada.

Aunque se observen valores de desplazamientos considerablemente mayores en la edificación de base aislada, ya se describió que el comportamiento es prácticamente constante en todos los niveles, lo que demuestra un comportamiento equivalente al de un bloque rígido. Si se considerara para el presente caso, el desplazamiento real del aislador, se obtendría un desplazamiento relativo mucho menor al que demuestra la edificación de base fija.

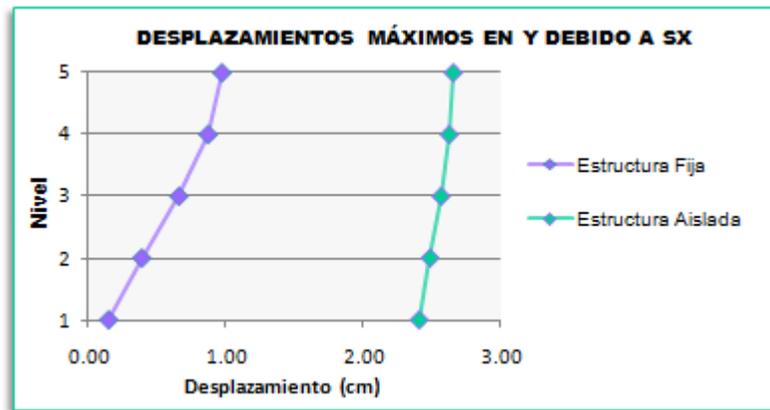


**Figura 56:** Desplazamientos en “X” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 52:** Desplazamientos en “X” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	Dx (cm)	
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA
5	3.70	22.66
4	3.26	22.43
3	2.49	22.03
2	1.47	21.44
1	0.57	20.85

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 57:** Desplazamientos en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 53:** Desplazamientos en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	Dy (cm)	
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA
5	0.97	2.66
4	0.87	2.63
3	0.66	2.57
2	0.39	2.49
1	0.15	2.41

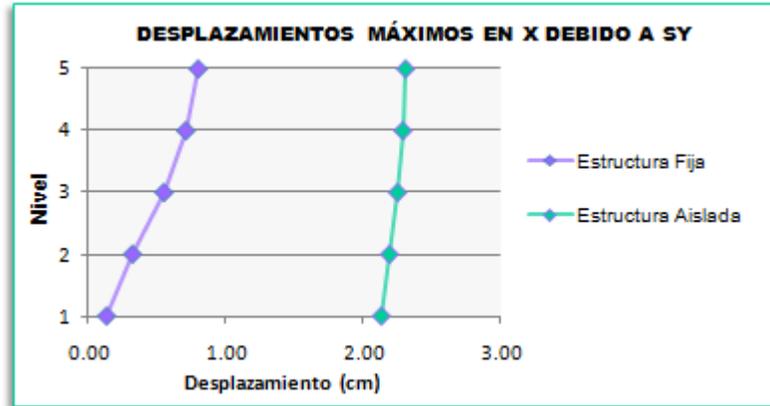
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

### Desplazamientos por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S<sub>y</sub>”

Al analizar los desplazamientos producidos por el caso espectral “S<sub>y</sub>”, se observa un comportamiento similar al que fue descrito anteriormente para los producidos por el caso de respuesta espectral “S<sub>x</sub>”, lo cual permite deducir que los desplazamientos absolutos de la edificación de base aislada son mucho mayores que los de la estructura convencional, pero debido principalmente a la deformación que ocurre en el sistema de aislación conforme al desplazamiento impuesto por el sismo.

Se puede apreciar posteriormente en la edificación convencional, que los desplazamientos de los niveles se van amplificando a medida que aumenta la altura, lo que es un comportamiento propio de éste tipo de

estructuras, ya que la deformación de los elementos de cada nivel es la que permite disipar la energía proveniente del sismo.

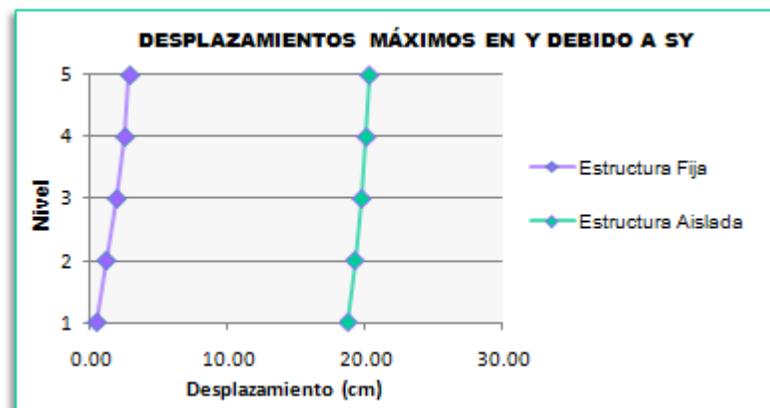


**Figura 58:** Desplazamientos en “X” debido a “S<sub>y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 54:** Desplazamientos en “X” debido a “S<sub>y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	Dx (cm)	
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA
5	0.80	2.31
4	0.71	2.29
3	0.55	2.25
2	0.32	2.19
1	0.13	2.13

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 59:** Desplazamientos en “Y” debido a “S<sub>y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 55:** Desplazamientos en “Y” debido a “S<sub>Y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	Dy (cm)	
	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA
5	2.83	20.27
4	2.47	20.07
3	1.89	19.73
2	1.13	19.25
1	0.46	18.77

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

#### 4.7. DERIVAS MÁXIMAS POR NIVEL

Las tablas y gráficas a mostrar posteriormente, representan a la deriva máxima por cada nivel de la edificación de base fija versus aislada, en donde se contrasta el comportamiento de las estructuras.

Es importante señalar, que los chequeos de los límites de deriva conforme a la norma, se realizan de manera distinta para la edificación de base aislada, es decir, se utilizó la norma COVENIN 1756 - 1:2001 para la verificación del criterio de rigidez de la edificación base fija o convencional; y los criterios del Uniform Building Code (UBC-97) conjuntamente con la norma Nch2745 Of 2003 para analizar los límites de desplazamiento de entrepiso de la estructura aislada.

Luego, para verificar dichos desplazamientos en la edificación de base fija, se tomó en consideración el artículo 10.2 de la norma COVENIN, en donde establece mediante la tabla 10.1, que para edificaciones esenciales el valor límite de deriva es igual a 0.012.

A su vez, para considerar el análisis de la edificación de base aislada, se tiene que por una parte el UBC-97 establece que la fuerza lateral de diseño, como el desplazamiento debido a la deformación vertical del sistema de aislamiento; no deberá superar la proporción máxima de la deriva de entrepiso de la superestructura, establecida como  $0.015/R_1$ , cuando se realice un análisis de respuesta espectral. Luego, considerando que el factor



de reducción en la edificación aislada es  $R_1 = 2.0$ , entonces los resultados obtenidos del análisis no deben exceder el valor de 0.0075.

Por otra parte, la norma Nch.2745 Of 2003 describe que 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, y calculado mediante el análisis de respuesta espectral; no debe exceder a 0.0025. Donde éste valor escogido es consistente con  $R_1 = 2.0$ , e implica que la superestructura permanecerá esencialmente elástica y con deformaciones de entrepiso considerablemente inferiores a las de su contra parte de base fija.

Una vez establecidos los parámetros descritos anteriormente, se muestran los resultados obtenidos de las derivas máximas por nivel para cada edificación, en cada una de las direcciones de análisis “X” e “Y”, y debido a los casos de respuesta espectral “ $S_X$ ” y “ $S_Y$ ”.

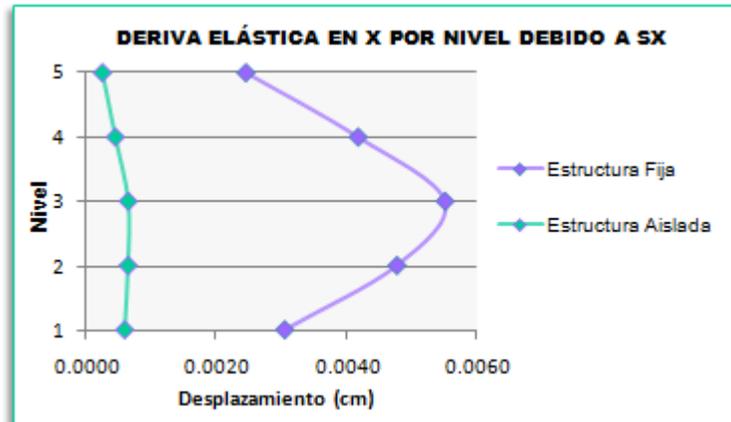
### Derivas por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “ $S_X$ ”

A continuación se exponen las correspondientes tablas y gráficas de las derivas máximas por nivel en la dirección “X” e “Y” debido a “ $S_X$ ”.

**Tabla 56:** Derivas en “X” debido a “ $S_X$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	REDUCCIÓN %
	DriftX, $\Delta_i$	DriftX, $\Delta_{ei}$	
5	0.002454	0.000263	89.27
4	0.004181	0.000461	88.97
3	0.005517	0.000660	88.04
2	0.004776	0.000657	86.24
1	0.003051	0.000606	80.14

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 60:** Derivas en “X” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 57:** Derivas en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	REDUCCIÓN %
	DriftY, Δi	DriftY, Δei	
5	0.000581	0.000037	93.63
4	0.001085	0.000072	93.33
3	0.001475	0.000107	92.77
2	0.001267	0.000100	92.08
1	0.000808	0.000089	89.03

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 61:** Derivas en “Y” debido a “S<sub>x</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



Se puede observar notoriamente que todas las derivas obtenidas tanto para “X” como para “Y” debido a “S<sub>x</sub>”, cumplen con los requisitos establecidos por la norma, y ya descritos anteriormente.

A su vez se manifiesta que todas las derivas obtenidas de la edificación base fija, son mucho mayores a las dadas por la edificación aislada, teniéndose que los máximos valores para la dirección “X” se representan en el tercer nivel de ambas edificaciones, con un valor igual a 0.005517 para la estructura fija y 0.000660 para la aislada, lo que genera un porcentaje de reducción igual a 88.04%. Asimismo los valores mínimos se observan en el último nivel de ambas estructuras, resultando un valor igual a 0.002454 en la estructura convencional o fija, y 0.000263 para la aislada, lo que se traduce en una reducción igual al 89.27%.

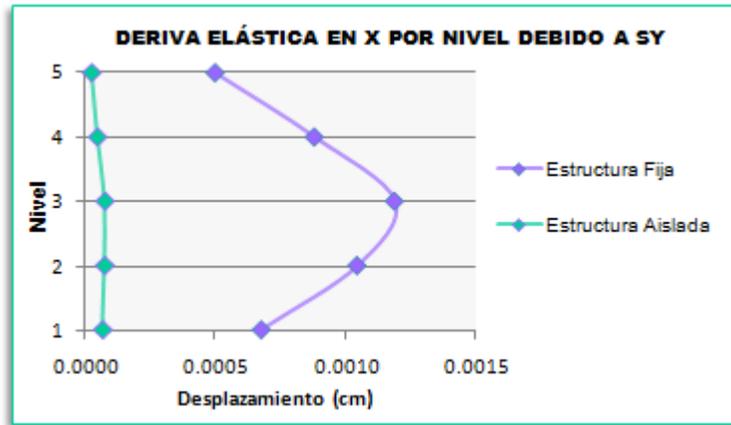
Para la dirección “Y” también se mantiene el mismo comportamiento definido anteriormente, a excepción de que los porcentajes de reducción son mucho mayores. Esto proporciona como resultado que la edificación base aislada se comporta satisfactoriamente, asegurando que estará en el rango elástico que se busca.

### Derivas por Nivel en la Dirección “X” e “Y” debido a “S<sub>y</sub>”

**Tabla 58:** Derivas en “X” debido a “S<sub>y</sub>” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	REDUCCIÓN %
	DriftX, Δ <sub>i</sub>	DriftX, Δ <sub>ei</sub>	
5	0.000501	0.000033	93.41
4	0.000883	0.000055	93.81
3	0.001192	0.000082	93.12
2	0.001048	0.000081	92.24
1	0.000678	0.000074	89.09

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

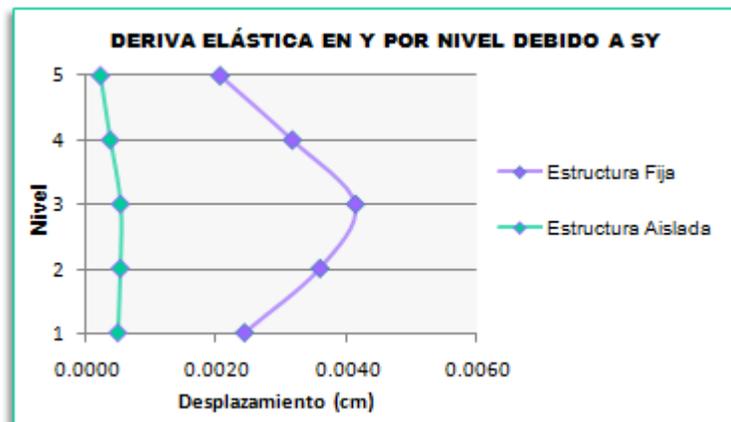


**Figura 62:** Derivas en “X” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).

**Tabla 59:** Derivas en “Y” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.

NIVEL	ESTRUCTURA FIJA	ESTRUCTURA AISLADA	REDUCCIÓN %
	DriftY, $\Delta_i$	DriftY, $\Delta_{ei}$	
5	0.002061	0.000231	88.81
4	0.003166	0.000384	87.88
3	0.004131	0.000543	86.86
2	0.003589	0.000539	84.98
1	0.002434	0.000503	79.33

**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



**Figura 63:** Derivas en “Y” debido a “ $S_y$ ” de la Edificación Fija V.S Aislada.  
**Fuente:** De Sousa y Perozo (2011).



Al realizar un análisis de las derivas producidas por el caso espectral “ $S_Y$ ”, se observa un comportamiento similar al que fue descrito anteriormente para los resultados producidos por el caso de respuesta espectral “ $S_X$ ”. Los máximos valores de derivas se encuentran en el tercer nivel y los mínimos en el último nivel de cada edificación; además todos los valores cumplen con los criterios que exige la norma acorde al caso en estudio, sea respecto a la edificación de base fija o aislada.

Es importante señalar que los comportamientos en ambas edificaciones es similar; es decir, las derivas tienden a aumentar bruscamente en el tercer nivel, debido a los cambios de sección en las columnas que se presentan en el modelo. Luego, las curvas de deriva tratan de seguir el mismo comportamiento que llevaban antes de ese cambio de sección.

#### **4.8. DEFORMACIÓN DEL SISTEMA DE AISLACIÓN**

Al inicio del presente capítulo, se puntualizó que el único parámetro que no se considera en la comparación de las estructuras base fija y base aislada, es el de la deformación del sistema de aislación, debido a que éste no existe en la estructura convencional.

La deformación que ocurre en el sistema de aislamiento es un parámetro de gran importancia, ya que permite verificar si el desplazamiento obtenido resulta menor que el establecido debido al sismo máximo posible. Esto debe cumplirse para que el sistema sea efectivo, ya que los aisladores son los que absorben la mayor cantidad de deformación. Además, los valores para las juntas de separación entre el edificio y otros elementos circundantes son definidos mediante dicha deformación.

En la tabla 60 se presentan los valores máximos de desplazamientos debido a cada caso y combinación de carga. Además, para éste caso de análisis, es importante señalar que para la modelación del aislador en el

programa computacional ETABS, los parámetros asociados al eje “Z” corresponden a U1, así como U2 y U3 corresponden a la dirección “X” e “Y” respectivamente. Por lo tanto, en la tabla a seguir se aprecian en U1 los asentamientos verticales, y en U2 y U3 los desplazamientos horizontales del sistema de aislamiento.

**Tabla 60:** Valores Máximos de Deformación en el Sistema de Aislamiento.

NIVEL	CARGA	DESPLAZAMIENTOS			AISLADOR		
		U1 = Z (cm)	U2 = X (cm)	U3 = Y (cm)	U1 = Z	U2 = X	U3 = Y
BASE	DEAD	0.14	0.00	0.00	B-3	A-9	A-9
BASE	CV	0.06	0.00	0.00	B-3	A-9	A-9
BASE	CP	0.19	0.00	0.00	B-3	A-9	A-9
BASE	CVT	0.00	0.00	0.00	A-9	A-9	A-9
BASE	SX	0.06	20.31	2.34	A-2	A-1	D-1
BASE	SY	0.11	2.07	18.32	C-6	A-9	A-9
NIVEL	COMBINACIONES DE CARGA	DESPLAZAMIENTOS			AISLADOR		
		U1 = Z (cm)	U2 = X (cm)	U3 = Y (cm)	U1 = Z	U2 = X	U3 = Y
BASE	COMBS MAX	0.11	20.41	18.45	C-6	A-1	A-9
BASE	COMBS MIN	0.11	20.41	18.45	C-6	A-1	A-9
BASE	COMB1	0.26	0.00	0.00	B-3	A-9	A-9
BASE	COMB2	0.32	0.00	0.00	B-3	A-9	A-9
BASE	COMB3	0.29	0.00	0.00	B-3	A-9	A-9
BASE	COMB4 MAX	0.27	20.41	18.45	B-3	A-1	A-9
BASE	COMB4 MIN	0.30	20.41	18.45	B-3	A-1	A-9
BASE	COMB5 MAX	0.27	20.41	18.45	B-3	A-1	A-9
BASE	COMB5 MIN	0.30	20.41	18.45	B-3	A-1	A-9
BASE	COMB6 MAX	0.16	20.41	18.45	B-3	A-1	A-9
BASE	COMB6 MIN	0.19	20.41	18.45	B-4	A-1	A-9
BASE	COMB7 MAX	0.16	20.41	18.45	B-3	A-1	A-9
BASE	COMB7 MIN	0.19	20.41	18.45	B-4	A-1	A-9

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

De la tabla anterior se pueden apreciar las deformaciones horizontales y verticales; conjuntamente con el aislador que presentó dicha deformación. En la dirección “X” e “Y” los valores máximos correspondientes a cada desplazamiento varían entre 18 y 20 cm aproximadamente, además se observa las pequeñas deformaciones que ocurren en “Z”, cumpliendo con la rigidez necesaria en el sistema de aislamiento para esa dirección.



Si se realiza un análisis más detallado en las deformaciones del aislador más solicitado, que para el presente caso es el que se ubica bajo la columna esquinera A-1 de acuerdo a la configuración de la planta arquitectónica; se tiene lo mostrado a partir de la tabla 61, en la cual se manifiesta un valor de desplazamiento máximo igual a 22.41 cm y un valor mínimo de 18.45 cm, conforme a los casos de cargas. De éste comportamiento se puede deducir que, si el desplazamiento máximo ya definido anteriormente, es igual a 35 cm cuando se seleccionó el aislador comercial; resulta evidente que éste desplazamiento no es necesariamente el máximo obtenido en cualquiera de las direcciones de análisis establecidas, por lo que el mismo está diseñado y ensayado para moverse en diversas direcciones, por ende se puede esperar que el sistema de aislación cumpla con el objetivo de responder de la mejor manera ante el peor escenario sísmico estudiado.

**Tabla 61:** Aislador Esquinero A-1.

NIVEL	CARGA	DESPLAZAMIENTOS		
		U1 = Z (cm)	U2 = X (cm)	U3 = Y (cm)
BASE	DEAD	-0.05	0.00	0.00
BASE	CV	-0.01	0.00	0.00
BASE	CP	-0.04	0.00	0.00
BASE	CVT	0.00	0.00	0.00
BASE	SX	0.06	20.31	2.23
BASE	SY	0.04	1.98	18.32
NIVEL	COMBINACIONES DE CARGA	DESPLAZAMIENTOS		
		U1 = Z (cm)	U2 = X (cm)	U3 = Y (cm)
BASE	COMBS MAX	0.07	20.41	18.45
BASE	COMBS MIN	-0.07	-20.41	-18.45
BASE	COMB1	-0.06	0.00	0.00
BASE	COMB2	-0.07	0.00	0.00
BASE	COMB3	-0.06	0.00	0.00
BASE	COMB4 MAX	0.01	20.41	18.45
BASE	COMB4 MIN	-0.13	-20.41	-18.45
BASE	COMB5 MAX	0.01	20.41	18.45
BASE	COMB5 MIN	-0.13	-20.41	-18.45
BASE	COMB6 MAX	0.03	20.41	18.45
BASE	COMB6 MIN	-0.11	-20.41	-18.45
BASE	COMB7 MAX	0.03	20.41	18.45
BASE	COMB7 MIN	-0.11	-20.41	-18.45

Fuente: De Sousa y Perozo (2011).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El objetivo del presente trabajo de grado fue “evaluar el uso de aisladores sísmicos de goma en edificaciones esenciales”, el cual fue logrado de manera satisfactoria, ya que al implementar un sistema de aislación en una edificación de uso hospitalaria se logró disminuir la demanda sísmica, permitiendo de forma favorable, minimizar los daños de la superestructura aislada y sus contenidos.

- De los objetivos planteados, se logró identificar a los aisladores sísmicos que se encuentran comercialmente disponibles; y además se estableció en base a un pre-diseño, el más adecuado para la edificación esencial propuesta, que para el presente caso se trató como hospitalaria.

De igual manera se realizó el diseño y modelado de la edificación de base fija y base aislada mediante el software ETABS; logrando así comparar ambas edificaciones, y evaluar el comportamiento en base a los parámetros definidos como periodos de vibración, aceleraciones, cortantes, momentos y desplazamientos.

- Al implementar un sistema de aislamiento sísmico en edificaciones, se logra desacoplar horizontalmente a la estructura del suelo donde ésta se funda, consiguiendo que se comporte como un cuerpo rígido. Luego, al realizar el modelado y posterior comparación de la edificación esencial de base fija y base aislada; se obtuvo la amplificación del periodo fundamental de vibración, el cual constituye uno de los principios fundamentales de la aislación sísmica.

Además se pudo observar que los espectros tienen como característica manifestar respuestas menores ante periodos de vibración más

altos, por lo que las cargas laterales impuestas a la edificación son considerablemente pequeñas, y permite realizar diseños más económicos.

- Se observó una notable reducción en las sollicitaciones obtenidas del modelo base aislada con respecto a la edificación de base fija.

El cortante basal que se genera en la edificación aislada se redujo con la implementación del sistema de aislación basal, comprobando que dicho sistema transmite bajos esfuerzos cortantes a la superestructura, y garantiza que no existan daños durante la respuesta sísmica. De igual manera se presentan reducciones importantes en los momentos de volcamiento y momentos torsores en las direcciones de análisis estudiadas.

- Los desplazamientos totales o absolutos obtenidos de la edificación base fija versus aislada, son referidos al suelo donde las mismas se fundan. Esto conduce a la observación de valores de desplazamientos considerablemente mayores en la edificación de base aislada, debido a la deformación que ocurre en el sistema de aislación conforme al desplazamiento impuesto por el sismo.

Además de lo descrito, el comportamiento es prácticamente constante en todos los niveles, lo que demuestra una conducta equivalente a la de un bloque rígido en la edificación de base aislada. Luego, los resultados obtenidos permiten concluir que dicha edificación presenta menores desplazamientos relativos, al no considerar la deformación del aislador, lo cual está justificado por los valores obtenidos de derivas; al ser éstas mucho menores a las mínimas establecidas por la norma, y además a las obtenidas en la edificación de base fija. Esto proporciona como resultado que la edificación base aislada se comporte satisfactoriamente, asegurando que estará en el rango elástico que se busca.

- La primera recomendación a plantear, luego de lo experimentado en el presente trabajo, es la realización de futuros trabajos similares en donde se estudie a mayor profundidad cada sistema de aislación, evaluando la respuesta de las edificaciones mediante la utilización de diversos dispositivos, y comparar; o también realizar estudios a partir de la combinación de diversos dispositivos en una misma estructura.
- Es necesario realizar un estudio de factibilidad de la implementación de dispositivos de aislación sísmica en el país. Además de realizar un marco normativo legal, en el cual se establezca el diseño de estructuras con éste tipo de dispositivos.
- Se recomienda realizar un análisis dinámico de respuesta en el tiempo a la superestructura, para así evaluar y comparar los resultados arrojados por dicho análisis; ya que el mismo permite examinar con más detalle, todas aquellas estructuras irregulares tanto en planta como en elevación, y que a su vez presenten todas aquellas características que impliquen de manera obligatoria la realización del análisis dinámico descrito. Esto permite un mayor grado de seguridad para el caso.
- Debido a que las fuerzas laterales impuestas a la edificación son menores una vez implementado el sistema de aislamiento, esto exige una menor demanda a la superestructura, lo que permite evaluar la posibilidad de reducción de las secciones en los elementos estructurales.



Lead rubber bearings  
Series LRB



LEAD RUBBER BEARINGS



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA  
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI  
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Via Marzotto, 11/A - 35129 PADOVA  
Telefono: +39049 8773007

fax: +39049 8773087  
e-mail: lab@dispc.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 27972

Pag. 1/1

**Richiedente:** FIP INDUSTRIALE S.p.A. via Scapacchio n. 41 - SELVAZZANO DENTRO (PD)

**Domanda:** Ricevuta il 29 Gennaio 2007, sottoscritta dal Responsabile Prove e Collaudi - FIP INDUSTRIALE S.p.A. datata 29/01/2007.

**Materiale:** Isolatori sismici LRB 350/140-60 in scala geometrica 1:1.71 rispetto agli isolatori tipo LRB 600/240-90 e 1:2 rispetto agli isolatori LRB 700/182-125.

**Attività:** Supervisione alle prove di qualifica, condotte presso il Laboratorio Prove e Collaudi FIP INDUSTRIALE S.p.A. di SelvaZZano Dentro (PD), in accordo alle prescrizioni dettate dalla ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e n. 3431 del 03/05/2005:

- Controllo dimensionale esterno;
- Determinazione statica della rigidità verticale;
- Determinazione del modulo a taglio G statico;
- Prove dinamiche per la determinazione della rigidità equivalente e dello smorzamento  $\zeta$ ;
- Prove dinamiche per la determinazione della rigidità trasversale e del modulo a taglio alle frequenze di 0.35 e 0.65 Hz;
- Prova di creep;
- Valutazione della stabilità dei dispositivi sotto compressione e taglio;
- Valutazione della capacità dei dispositivi di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a 1.2 d;
- Valutazione di efficacia dell'aderenza gomma metallo.

ATTIVITÀ DI PROVA

FIP INDUSTRIALE S.p.A. ha predisposto il rapporto di prova VP 06/07 datato 15/02/2007, composto da n. 11 pagine di testo e n. 24 pagine di allegati, in n. 05 esemplari.

Si attesta che le attività svolte nelle date 29, 30 Gennaio 2007, nei giorni 6, 7, 8, 9, 20 e 21 Febbraio 2007, e nei giorni 8 e 29 Marzo 2007 sono state condotte secondo le modalità descritte e illustrate nel verbale di cui sopra, con la supervisione di un rappresentante del Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, della Facoltà di Ingegneria, dell'Università degli Studi di Padova, all'uso incaricato.

La documentazione sopra descritta, viene allegata al presente rapporto, del quale costituisce parte integrante, per un totale di n. 35 pagine, sulle quali è stato apposto il timbro del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova.

Padova, 10 Aprile 2007

Il Direttore del Laboratorio  
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento  
(Prof. Carmelo Majorena)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, senza autorizzazione scritta dal Laboratorio e non costituisce certificazione di prodotto.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΩΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΩΝ  
ΔΙΕΥΘΥΝΤΗΣ: ΔΡ. ΚΑΡΥΣΤΗΣ



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY  
LABORATORY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING  
DIRECTOR: PROFESSOR DR. P. G. KARYSTIS

FINAL REPORT

EARTHQUAKE TEST OF  
SEISMIC ISOLATION SYSTEM FOR THE NEW SHELTER OF  
AKROTIRI ANTIQUITIES AT SANTORINI GREECE

Athens, Greece, 3 June 2007

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΣΩΒΙΟΥ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥ 15701 - ΑΘΗΝΑ Τηλ: +30 21 772 1360 / 772 1361  
POLYTECHNIC CAMPUS, ZOGRAFOS 15701 - ATHENS - GREECE Fax: +30 21 772 1362



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA  
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI  
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Via Marzotto, 11/A - 35129 PADOVA  
Telefono: +39049 8773007

fax: +39049 8773087  
e-mail: lab@dispc.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29576

Pag. 1/1

**Richiedente:** FIP INDUSTRIALE S.p.A. via Scapacchio n. 41 - SELVAZZANO DENTRO (PD)

**Domanda:** Ricevuta il 29 Gennaio 2007, sottoscritta dal Responsabile Prove e Collaudi - FIP INDUSTRIALE S.p.A. datata 29/01/2007.

**Materiale:** Isolatori sismici in elastomero armato con nucleo di pianto LRB 550/140-80; elementi in scala dei dispositivi LRB 600/240-90 e LRB 700/182-125.

**Attività:** Supervisione alle prove di qualifica dopo investimento attivale condotte presso il Laboratorio Prove e Collaudi FIP INDUSTRIALE S.p.A. di SelvaZZano Dentro (PD), in accordo alle prescrizioni dettate dalla ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e n. 3431 del 03/05/2005:

- Prove prima dell'investimento:
- controllo dimensionale;
- determinazione della rigidità statica verticale;
- determinazione del modulo a taglio G statico e della rigidità equivalente statica  $K_v$ ;
- prove dinamiche per la determinazione della rigidità equivalente dinamica  $K_d$  e dello smorzamento  $\zeta$ ;
- Prove dopo l'investimento:
- rigidità statica verticale;
- determinazione del modulo G statico e della rigidità equivalente statica  $K_v$ ;
- prove dinamiche per la determinazione della rigidità equivalente dinamica  $K_d$  e dello smorzamento  $\zeta$ ;
- prove dinamiche per la determinazione della rigidità trasversale e del modulo a taglio alle frequenze di 0.35 e 0.65 Hz;
- prova di creep;
- valutazione della stabilità dei dispositivi sotto compressione e taglio;
- valutazione della capacità dei dispositivi di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a 1.2 d;
- valutazione di efficacia dell'aderenza gomma metallo.

ATTIVITÀ DI PROVA

FIP INDUSTRIALE S.p.A. ha predisposto il rapporto di prova VP 55/07 datato 26/07/2007, composto da n. 12 pagine di testo e n. 29 pagine di allegati, in n. 05 esemplari.

Si attesta che le attività sono state condotte secondo le modalità descritte e illustrate nel verbale di cui sopra, con la supervisione di Rappresentanti del Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, della Facoltà di Ingegneria, dell'Università degli Studi di Padova, all'uso incaricato.

La documentazione sopra descritta, viene allegata al presente rapporto, del quale costituisce parte integrante, per un totale di n. 41 pagine, sulle quali è stato apposto il timbro del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova.

Padova, 01 Ottobre 2007

Il Direttore del Laboratorio  
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento  
(Prof. Carmelo Majorena)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, senza autorizzazione scritta dal Laboratorio e non costituisce certificazione di prodotto.



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA  
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI  
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Via Marzotto, 11/A - 35129 PADOVA  
Telefono: +39049 8773007

fax: +39049 8773087  
e-mail: lab@dispc.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29588

Pag. 1/1

**Richiedente:** FIP INDUSTRIALE S.p.A. via Scapacchio n. 41 - SELVAZZANO DENTRO (PD)

**Domanda:** Ricevuta il 07 Dicembre 2007, sottoscritta dal Responsabile Prove e Collaudi - FIP INDUSTRIALE S.p.A. datata 05/12/2007.

**Materiale:** Isolatori sismici LRB 300/75-65 relativi all'edificio scolastico nel Comune di Muzzano (MS) - Impresa Costrute S.R.L.

**Attività:** Supervisione alle prove di qualifica condotte presso il Laboratorio Prove e Collaudi FIP INDUSTRIALE S.p.A. di SelvaZZano Dentro (PD), in accordo alle prescrizioni dettate dalla ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e n. 3431 del 03/05/2005:

- Controllo dimensionale;
- Determinazione statica della rigidità verticale tra il 30 e 100% del carico massimo;
- Determinazione statica del Modulo G;
- Prove dinamiche per la determinazione della rigidità equivalente e dello smorzamento  $\zeta$ ;
- Prove dinamiche per la determinazione della rigidità trasversale e del modulo a taglio alle frequenze di 0.35 e 0.65 Hz;
- Prova di Creep;
- Valutazione della stabilità dei dispositivi sotto compressione e taglio;
- Valutazione della capacità dei dispositivi di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a 1.2 d;
- Valutazione di efficacia dell'aderenza gomma metallo.

ATTIVITÀ DI PROVA

FIP INDUSTRIALE S.p.A. ha predisposto il rapporto di prova VP 97/07 datato 11/01/2008, composto da n. 11 pagine di testo e n. 23 pagine di allegati, in n. 05 esemplari.

Si attesta che le attività sono state condotte nei giorni 18, 19 e 20 Dicembre 2007 e nel giorno 9 Gennaio 2008 secondo le modalità descritte e illustrate nel verbale di cui sopra, con la supervisione di Rappresentanti del Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, della Facoltà di Ingegneria, dell'Università degli Studi di Padova, all'uso incaricato.

La documentazione sopra descritta, viene allegata al presente rapporto, del quale costituisce parte integrante, per un totale di n. 34 pagine, sulle quali è stato apposto il timbro del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova.

Padova, 04 Febbraio 2008

Il Direttore del Laboratorio  
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento  
(Prof. Carmelo Majorena)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, senza autorizzazione scritta dal Laboratorio e non costituisce certificazione di prodotto.

COPIA DEL CERTIFICATO DI PROVA n. 29576  
contiene informazioni sempre da questo Laboratorio

Il rapporto è redatto, verificato, e per gli usi personali, deve essere depositato in luogo.

Aut. 04 MAR 2008

Il Direttore del Dipartimento  
(Prof. Carmelo Majorena)



---

In 1992, FIP Industriale secured CISQ-ICIM certification for its Quality Assurance System in conformance with EN 29001 European Standard (ISO 9001).

FIP Industriale is proud to be the first Italian manufacturer of structural bearings, aseismic devices and expansion joints boasting a Quality Assurance System certified at the highest level - from design to customer service assistance.

Certification has been achieved via rigorous evaluation by an internationally recognized Third Party Organisation, thus internationally validating the quality assurance system.



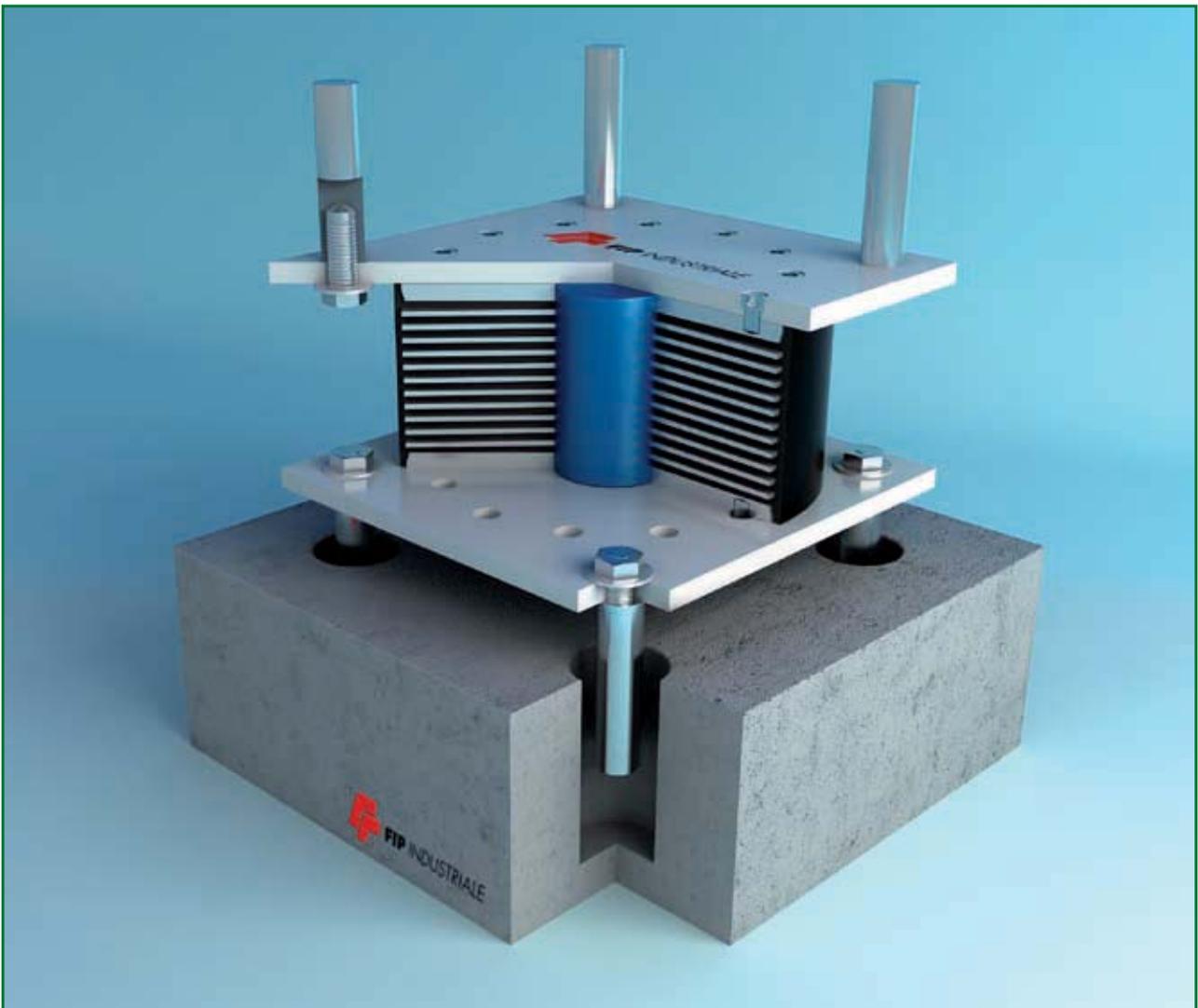
ISO 9001 - Cert. n. 0057

# LEAD RUBBER BEARINGS

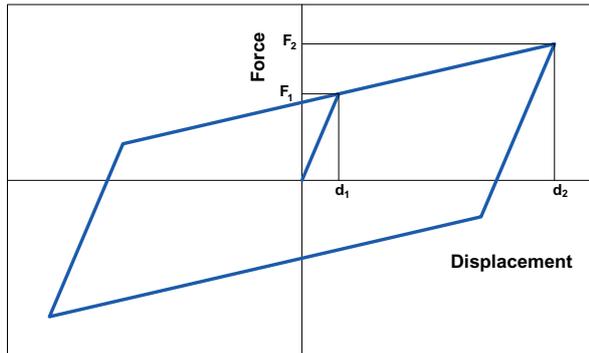
## DESCRIPTION



Lead Rubber Bearings (LRB) are rubber bearings – made up of alternate layers of steel laminates and hot-vulcanized rubber – with a cylindrical central lead core. The energy dissipation provided by the lead core, through its yielding, allows to achieve an equivalent viscous damping coefficient up to about 30%, i.e. two times that of high damping elastomeric isolators (SI series). Thanks to the high energy dissipation capacity, it is possible to reduce the horizontal displacement, in comparison with that of an isolation system with the same equivalent stiffness but lower energy dissipation capacity. Usually, they are circular in shape but can also be fabricated in square sections; they can also be fabricated with more than one lead core.



The typical hysteresis loop of a lead rubber bearing can be modelled as bilinear. The parameters  $d_1$ ,  $F_1$ ,  $d_2$ , and  $F_2$  that define the bilinear curve are given in the following tables per each standard LRB.



The hysteretic behaviour of an LRB can also be modelled as linear, by means of the effective stiffness  $K_e$  and the equivalent viscous damping coefficient  $\xi_e$ , that depend on the maximum displacement  $d_2$  and on the corresponding force  $F_2$  to which they refer:

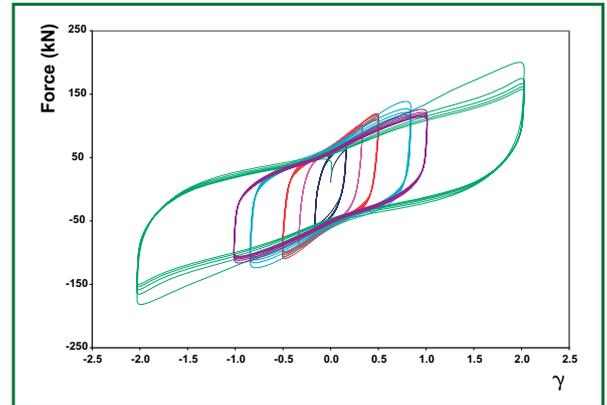
$$K_e = \frac{F_2}{d_2}$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \left[ \frac{F_1}{F_2} - \frac{d_1}{d_2} \right]$$

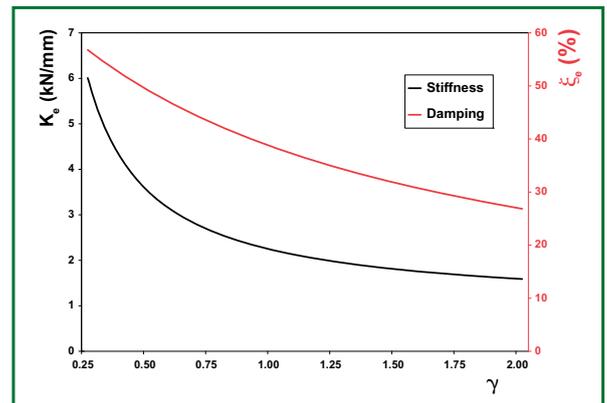
The  $K_e$  and  $\xi_e$  values given in the tables refer to the displacement  $d_2$  (maximum design displacement at ULS) but can easily be calculated for different values of the displacement. The graph on the right shows the typical variation of  $K_e$  and  $\xi_e$  as a function of the shear strain  $\gamma$  of the elastomer (in this case for the isolator LRB-S 800/200-175).

In case of slow movements, due for example to thermal changes, the constitutive behaviour of the LRB isolator is still bilinear, but with different parameters from those corresponding to quick movements, as those induced by the earthquake. In effects, as it is shown in the graph, the forces developed during slow (quasi-static) movements are much lower than those due to earthquake. In particular, the yield force in quasi-static movements can be assumed equal to about 1/3 of the dynamic force, and the post-elastic stiffness can be assumed equal to about 90% of the dynamic value.

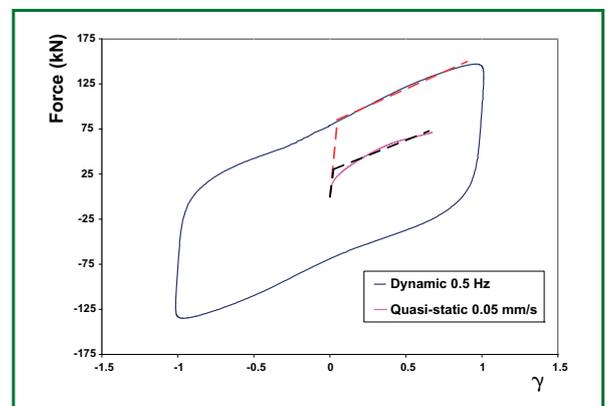
## CHARACTERISTICS



Typical hysteresis loops of a lead rubber bearing obtained with dynamic tests at increasing shear strain amplitude.



Typical variation of the effective stiffness and of the equivalent viscous damping coefficient as a function of the shear strain  $\gamma$ .



Comparison between the dynamic and quasi-static behaviour obtained in tests at different velocity (dynamic test with sinusoidal input at frequency of 0.5 Hz and quasi-static test at velocity of 0.05 mm/s).

# LEAD RUBBER BEARINGS

## MATERIALS CHARACTERISTICS

The rubber compounds normally used in the production of LRB are characterised by an effective dynamic shear modulus  $G_{din}$  equal to 0.4 MPa (S compound) or 0.6 MPa (SN compound). Rubber compound with higher values of  $G_{din}$  up to 1.4 MPa, may be used on request. The lead used has high purity, higher than 99.85%.

## DESIGN AND PRODUCTION CRITERIA

### STANDARDS

The series LRB isolators can be designed *ad hoc* to satisfy all international standards (i.e.: prEN 15129, AASHTO, etc.). Notwithstanding, the standard isolators in this catalogue are designed in compliance with Italian seismic regulations (D.M. dated 14/01/2008) – which are based on Eurocode 8 – as well as with the European standard EN 1337-3: 2005 (Structural bearings. Part 3: Elastomeric Bearings) regarding the normal non-seismic service conditions.

### DESIGN FEATURES

The standard LRB whose geometric and mechanical characteristics are listed in the enclosed tables, are designed for seven different values of maximum displacement, from 100 to 400 mm. Such entity of displacement is understood to be the maximum design displacement at ULS, factored by 1.2 (increased reliability factor) as per Eurocode 8.

The vertical load  $V$  indicated in the tables is the maximum admissible value upon the isolator in the presence of an earthquake provoking the aforesaid displacement. Null rotation is assumed with reference to the use of these isolators in buildings.

The displacement under normal service conditions (i.e. induced by thermal expansion) is assumed to be 10 mm.

FIP's Technical Department is at the design Engineer's disposal to check standard isolators against displacements and rotations differing from those assumed, and to design *ad hoc* isolators diverging from standard features.



## ANCHORING SYSTEMS

The LRB are endowed with mechanical anchoring systems providing horizontal load transfer in accordance with Italian and international standards.

## QUALITY CONTROL

FIP's internal quality control system ensures the conformity of the product to the various requirements thus guaranteeing the quality both of materials and manufacturing processes.

## QUALIFICATION AND ACCEPTANCE TESTS

FIP Industriale's Test Laboratory is equipped to carry out qualification and acceptance tests on LRB.

Series LRB isolators have also been tested at independent laboratories.

## INSTALLATION

The typical installation procedure of an isolator anchored on its upper and lower side to reinforced cast-in-situ concrete structures, comprises the following phases:

- casting of the substructure up to a level lower than the isolator itself by a few centimeters, leaving holes for the anchor dowels with a diameter at least twice that size;
- positioning of the isolator at the design level and levelling its base horizontally;
- construction of a formwork slightly larger than the isolator and approximately 1 cm higher than its lower edge;
- grouting (with epoxy mortar or non-shrink cementitious mortar) to a suggested thickness between 2 and 5 cm;
- screwing of the upper dowels of the isolator (if not already affixed);
- setting the upper formwork adapting it tightly against the isolator upper plate;
- positioning the superstructure reinforcement followed by concrete casting.



# LEAD RUBBER BEARINGS



## MARKS

The elastomeric isolators with lead core are classified by the mark LRB (Lead Rubber Bearing) followed by one or more letters (S or SN to indicate the type of compound) and three numbers. The first number represents the external diameter in millimeters, the second stands for the total thickness of the rubber layers in millimeters, and the third represents the diameter of the lead core in millimeters.

Example:

LRB-S 700/203-150 Lead rubber bearing, diameter 700 mm, made of rubber compound with  $G=0.4$  MPa, with rubber layers having a total thickness of 203 mm, and a lead core of diameter 150 mm.



## Displacement 100 mm

LRB-S	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 83 mm										
LRB-S 500/100-110	2700	3630	1.94	35	162	106	8	1164	500	100	197	247	550
LRB-S 550/100-120	4170	5430	2.33	35	194	126	8	1579	550	100	197	247	600
LRB-S 600/102-120	4830	6500	2.49	33	207	128	8	1715	600	102	190	240	650
LRB-S 650/102-120	6440	9190	2.68	30	223	129	8	2235	650	102	200	260	700
LRB-S 700/105-115	7250	10570	2.74	27	228	121	8	2374	700	105	197	257	750
LRB-S 750/112-125	9240	12530	3.08	28	257	143	9	2754	750	112	207	267	800
LRB-S 800/128-130	10310	13190	3.20	29	267	155	10	2577	800	128	223	283	850
LRB-S 850/128-130	12660	17040	3.40	27	284	157	10	3130	850	128	223	283	900
LRB-S 900/126-140	13490	19250	3.91	28	326	182	10	3359	900	126	228	288	950
LRB-S 1000/135-150	19280	26760	4.50	27	375	210	11	4344	1000	135	251	331	1050
LRB-S 1100/150-160	24050	32410	5.01	27	418	241	12	4725	1100	150	266	346	1150
LRB-S 1200/154-160	29180	38760	5.42	25	452	247	12	5498	1200	154	266	346	1250

LRB-SN	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 83 mm										
LRB-SN 500/100-110	4050	6060	2.32	30	193	109	8	1424	500	100	197	247	550
LRB-SN 550/100-120	6260	9060	2.78	29	232	130	8	1892	550	100	197	247	600
LRB-SN 600/102-120	7250	10830	3.02	27	252	132	8	2091	600	102	190	240	650
LRB-SN 650/114-130	9760	13520	3.35	28	279	155	9	2366	650	114	218	278	700
LRB-SN 700/126-140	10540	14260	3.70	29	308	180	10	2339	700	126	227	287	750
LRB-SN 750/126-140	13950	17170	3.97	27	331	182	10	2890	750	126	227	287	800
LRB-SN 800/136-145	15210	18010	4.23	27	352	197	11	2904	800	136	234	294	850
LRB-SN 850/144-155	17420	20410	4.66	28	389	225	12	3267	850	144	245	305	900
LRB-SN 900/144-160	20360	27260	5.10	27	425	241	12	3509	900	144	254	314	950
LRB-SN 1000/153-170	29090	33970	5.85	27	488	275	12	4489	1000	153	277	357	1050
LRB-SN 1100/170-185	33050	37200	6.65	27	554	327	14	4883	1100	170	294	374	1150
LRB-SN 1200/176-185	36490	40620	7.15	25	596	336	14	5651	1200	176	296	376	1250

### Legend

<b>V</b>	Maximum vertical load at load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>zd</sub></b>	Maximum vertical service load at ULS
<b>K<sub>e</sub></b>	Effective horizontal stiffness (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>ξ<sub>e</sub></b>	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>2</sub></b>	Maximum horizontal force (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>1</sub></b>	Yield force
<b>d<sub>1</sub></b>	Yield displacement
<b>K<sub>v</sub></b>	Vertical stiffness
<b>D<sub>g</sub></b>	External elastomer diameter
<b>t<sub>e</sub></b>	Total elastomer thickness
<b>h</b>	Height excluding outer steel plates
<b>H</b>	Total height including outer steel plates
<b>Z</b>	Side length of outer steel plate

## Displacement 150 mm

LRB-S	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 125 mm										
LRB-S 500/100-110	2130	3630	1.55	31	193	106	8	1164	500	100	197	247	550
LRB-S 550/100-120	3070	5430	1.86	30	232	126	8	1579	550	100	197	247	600
LRB-S 600/102-120	3630	6500	2.01	28	252	128	8	1715	600	102	190	240	650
LRB-S 650/102-120	4920	9190	2.21	26	276	129	8	2235	650	102	200	260	700
LRB-S 700/105-115	5650	10560	2.30	23	287	121	8	2374	700	105	197	257	750
LRB-S 750/112-125	7350	12530	2.56	24	321	143	9	2754	750	112	207	267	800
LRB-S 800/128-130	8420	13190	2.64	25	331	155	10	2577	800	128	223	283	850
LRB-S 850/128-130	10430	17040	2.85	23	356	157	10	3130	850	128	223	283	900
LRB-S 900/126-140	11160	19250	3.26	23	408	182	10	3359	900	126	228	288	950
LRB-S 1000/135-150	16270	26760	3.76	23	470	210	11	4344	1000	135	251	331	1050
LRB-S 1100/150-160	20680	32410	4.17	23	521	241	12	4725	1100	150	266	346	1150
LRB-S 1200/154-160	25350	38760	4.57	21	572	247	12	5498	1200	154	266	346	1250

LRB-SN	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 125 mm										
LRB-SN 500/100-110	3200	6060	1.92	25	240	109	8	1424	500	100	197	247	550
LRB-SN 550/100-120	4600	9060	2.31	25	288	130	8	1892	550	100	197	247	600
LRB-SN 600/102-120	5440	10830	2.55	22	318	132	8	2091	600	102	190	240	650
LRB-SN 650/114-130	7580	13520	2.79	24	349	155	9	2366	650	114	218	278	700
LRB-SN 700/126-140	8730	14260	3.05	25	382	180	10	2339	700	126	227	287	750
LRB-SN 750/126-140	11260	17170	3.32	23	415	182	10	2890	750	126	227	287	800
LRB-SN 800/136-145	12650	18010	3.53	23	441	197	11	2904	800	136	234	294	850
LRB-SN 850/144-155	15780	20410	3.87	24	484	225	12	3267	850	144	245	305	900
LRB-SN 900/144-160	17090	27260	4.26	23	532	241	12	3509	900	144	254	314	950
LRB-SN 1000/153-170	24840	33970	4.90	22	612	275	12	4489	1000	153	277	357	1050
LRB-SN 1100/170-185	30780	37200	5.52	23	690	327	14	4883	1100	170	294	374	1150
LRB-SN 1200/176-185	34230	40620	6.02	21	753	336	14	5651	1200	176	296	376	1250

### Legend

<b>V</b>	Maximum vertical load at load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>zd</sub></b>	Maximum vertical service load at ULS
<b>K<sub>e</sub></b>	Effective horizontal stiffness (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>ξ<sub>e</sub></b>	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>2</sub></b>	Maximum horizontal force (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>1</sub></b>	Yield force
<b>d<sub>1</sub></b>	Yield displacement
<b>K<sub>v</sub></b>	Vertical stiffness
<b>D<sub>g</sub></b>	External elastomer diameter
<b>t<sub>e</sub></b>	Total elastomer thickness
<b>h</b>	Height excluding outer steel plates
<b>H</b>	Total height including outer steel plates
<b>Z</b>	Side length of outer steel plate

## Displacement 200 mm

LRB-S	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 167 mm										
LRB-S 500/100-110	1420	3630	1.35	27	224	106	8	1164	500	100	197	247	550
LRB-S 550/100-120	2120	5430	1.62	27	270	126	8	1579	550	100	197	247	600
LRB-S 600/102-120	2610	6500	1.78	24	296	128	8	1715	600	102	190	240	650
LRB-S 650/102-120	3620	9190	1.97	22	328	129	8	2235	650	102	200	260	700
LRB-S 700/105-115	4250	10570	2.08	19	347	121	8	2374	700	105	197	257	750
LRB-S 750/112-125	5680	12530	2.31	20	385	143	9	2754	750	112	207	267	800
LRB-S 800/128-130	6740	13190	2.37	21	394	155	10	2577	800	128	223	283	850
LRB-S 850/128-130	8420	17040	2.57	19	428	157	10	3130	850	128	223	283	900
LRB-S 900/126-140	9070	19250	2.94	20	490	182	10	3359	900	126	228	288	950
LRB-S 1000/135-150	13510	26760	3.39	20	565	210	11	4344	1000	135	251	331	1050
LRB-S 1100/150-160	17580	32410	3.75	20	625	241	12	4725	1100	150	266	346	1150
LRB-S 1200/154-160	21780	38760	4.15	18	692	247	12	5498	1200	154	266	346	1250

LRB-SN	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 167 mm										
LRB-SN 500/100-110	2130	6060	1.72	21	287	109	8	1424	500	100	197	247	550
LRB-SN 550/100-120	3190	9060	2.07	21	345	130	8	1892	550	100	197	247	600
LRB-SN 600/102-120	3910	10830	2.31	19	385	132	8	2091	600	102	190	240	650
LRB-SN 650/114-130	5690	13520	2.51	20	419	155	9	2366	650	114	218	278	700
LRB-SN 700/126-140	6780	14260	2.73	21	455	180	10	2339	700	126	227	287	750
LRB-SN 750/126-140	8870	17170	3.00	19	500	182	10	2890	750	126	227	287	800
LRB-SN 800/136-145	10200	18010	3.19	19	531	197	11	2904	800	136	234	294	850
LRB-SN 850/144-155	12930	20410	3.47	20	579	225	12	3267	850	144	245	305	900
LRB-SN 900/144-160	14120	27260	3.83	20	639	241	12	3509	900	144	254	314	950
LRB-SN 1000/153-170	20940	33970	4.42	19	737	275	12	4489	1000	153	277	357	1050
LRB-SN 1100/170-185	27030	37200	4.95	20	825	327	14	4883	1100	170	294	374	1150
LRB-SN 1200/176-185	31990	40620	5.46	18	910	336	14	5651	1200	176	296	376	1250

### Legend

<b>V</b>	Maximum vertical load at load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>zd</sub></b>	Maximum vertical service load at ULS
<b>K<sub>e</sub></b>	Effective horizontal stiffness (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>ξ<sub>e</sub></b>	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>2</sub></b>	Maximum horizontal force (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>1</sub></b>	Yield force
<b>d<sub>1</sub></b>	Yield displacement
<b>K<sub>v</sub></b>	Vertical stiffness
<b>D<sub>g</sub></b>	External elastomer diameter
<b>t<sub>e</sub></b>	Total elastomer thickness
<b>h</b>	Height excluding outer steel plates
<b>H</b>	Total height including outer steel plates
<b>Z</b>	Side length of outer steel plate

## Displacement 250 mm

LRB-S	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 208 mm										
LRB-S 500/125-110	990	2900	1.08	27	224	106	10	932	500	125	237	287	550
LRB-S 550/125-120	1640	4340	1.29	27	270	126	10	1263	550	125	237	287	600
LRB-S 600/126-130	2040	5170	1.52	27	318	148	10	1366	600	126	226	276	650
LRB-S 650/126-140	2870	7230	1.78	26	371	172	10	1761	650	126	236	296	700
LRB-S 700/126-115	3540	8800	1.71	19	357	121	10	1978	700	126	227	287	750
LRB-S 750/126-125	4620	9530	1.98	19	413	143	10	2448	750	126	227	287	800
LRB-S 800/160-155	5730	10300	2.16	26	450	214	13	2010	800	160	267	327	850
LRB-S 850/144-150	6960	14890	2.42	22	504	203	12	2736	850	144	245	305	900
LRB-S 900/135-150	7440	17990	2.72	20	567	206	11	3110	900	135	241	301	950
LRB-S 1000/144-160	11340	26120	3.14	19	654	236	12	4046	1000	144	264	344	1050
LRB-S 1100/170-185	15330	29250	3.53	23	735	312	14	4108	1100	170	294	374	1150
LRB-S 1200/176-185	19320	37000	3.86	21	805	318	14	4751	1200	176	296	376	1250

LRB-SN	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 208 mm										
LRB-SN 500/125-130	1360	4630	1.55	26	322	148	10	1092	500	125	237	287	550
LRB-SN 550/125-120	2470	7240	1.66	21	345	130	10	1514	550	125	237	287	600
LRB-SN 600/126-120	3130	8760	1.86	19	388	132	10	1693	600	126	226	276	650
LRB-SN 650/138-130	4650	11170	2.05	20	428	155	11	1955	650	138	254	314	700
LRB-SN 700/140-140	5430	12830	2.36	20	492	180	11	2105	700	140	247	307	750
LRB-SN 750/140-140	7240	15900	2.60	18	542	182	11	2601	750	140	247	307	800
LRB-SN 800/144-155	8170	17920	2.97	19	618	222	12	2716	800	144	245	305	850
LRB-SN 850/160-170	10730	20250	3.19	21	664	265	13	2902	850	160	267	327	900
LRB-SN 900/171-185	12040	22940	3.49	23	728	312	14	2892	900	171	293	353	950
LRB-SN 1000/180-200	18100	33560	4.10	23	853	366	15	3737	1000	180	316	396	1050
LRB-SN 1100/190-200	23710	37010	4.49	21	934	374	15	4330	1100	190	322	402	1150
LRB-SN 1200/209-215	29400	40260	4.97	22	1036	434	17	4685	1200	209	341	421	1250

### Legend

<b>V</b>	Maximum vertical load at load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>zd</sub></b>	Maximum vertical service load at ULS
<b>K<sub>e</sub></b>	Effective horizontal stiffness (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>ξ<sub>e</sub></b>	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>2</sub></b>	Maximum horizontal force (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>1</sub></b>	Yield force
<b>d<sub>1</sub></b>	Yield displacement
<b>K<sub>v</sub></b>	Vertical stiffness
<b>D<sub>g</sub></b>	External elastomer diameter
<b>t<sub>e</sub></b>	Total elastomer thickness
<b>h</b>	Height excluding outer steel plates
<b>H</b>	Total height including outer steel plates
<b>Z</b>	Side length of outer steel plate

## Displacement 300 mm

LRB-S	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 250 mm										
LRB-S 500/150-110	540	2420	0.90	27	224	106	12	776	500	150	277	327	550
LRB-S 550/150-120	1050	3620	1.08	27	270	126	12	1052	550	150	277	327	600
LRB-S 600/150-130	1500	4350	1.28	26	319	148	12	1148	600	150	262	312	650
LRB-S 650/150-140	2290	6070	1.49	26	373	172	12	1479	650	150	272	332	700
LRB-S 700/154-150	2780	6900	1.70	26	424	197	12	1550	700	154	267	327	750
LRB-S 750/154-160	3750	9200	1.94	26	485	225	12	1926	750	154	267	327	800
LRB-S 800/168-155	4630	9800	1.94	25	486	214	14	1915	800	168	278	338	850
LRB-S 850/168-150	5990	12760	2.05	22	513	203	14	2345	850	168	278	338	900
LRB-S 900/162-150	6610	15000	2.27	20	567	206	13	2592	900	162	280	340	950
LRB-S 1000/171-160	10200	21990	2.63	19	659	236	14	3407	1000	171	303	383	1050
LRB-S 1100/170-185	12870	29250	3.30	21	825	312	14	4108	1100	170	294	374	1150
LRB-S 1200/176-185	16470	37000	3.64	19	910	318	14	4751	1200	176	296	376	1250

LRB-SN	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 250 mm										
LRB-SN 500/150-130	710	3860	1.29	26	322	148	12	910	500	150	277	327	550
LRB-SN 550/150-145	1400	5740	1.58	27	394	184	12	1205	550	150	277	327	600
LRB-SN 600/150-150	2100	6990	1.80	25	451	198	12	1355	600	150	262	312	650
LRB-SN 650/150-170	3130	9630	2.19	26	547	253	12	1697	650	150	272	332	700
LRB-SN 700/154-160	4080	11350	2.27	23	566	229	12	1865	700	154	267	327	750
LRB-SN 750/154-170	5510	15130	2.59	22	647	259	12	2288	750	154	267	327	800
LRB-SN 800/168-155	6940	16340	2.52	19	630	222	14	2328	800	168	278	338	850
LRB-SN 850/168-170	8780	19600	2.90	20	725	265	14	2764	850	168	278	338	900
LRB-SN 900/171-185	9780	22940	3.27	21	817	312	14	2892	900	171	293	353	950
LRB-SN 1000/180-200	15080	33560	3.83	21	958	366	15	3737	1000	180	316	396	1050
LRB-SN 1100/190-200	20150	37010	4.22	19	1055	374	15	4330	1100	190	322	402	1150
LRB-SN 1200/209-215	26140	40260	4.67	19	1167	434	17	4685	1200	209	341	421	1250

### Legend

<b>V</b>	Maximum vertical load at load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>zd</sub></b>	Maximum vertical service load at ULS
<b>K<sub>e</sub></b>	Effective horizontal stiffness (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>ξ<sub>e</sub></b>	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>2</sub></b>	Maximum horizontal force (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>1</sub></b>	Yield force
<b>d<sub>1</sub></b>	Yield displacement
<b>K<sub>v</sub></b>	Vertical stiffness
<b>D<sub>g</sub></b>	External elastomer diameter
<b>t<sub>e</sub></b>	Total elastomer thickness
<b>h</b>	Height excluding outer steel plates
<b>H</b>	Total height including outer steel plates
<b>Z</b>	Side length of outer steel plate

## Displacement 350 mm

LRB-S	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 292 mm										
LRB-S 500/175-110	240	2070	0.77	27	224	106	14	665	500	175	317	367	550
LRB-S 550/175-120	580	3100	0.92	27	270	126	14	902	550	175	317	367	600
LRB-S 600/180-130	900	3620	1.08	27	314	148	15	956	600	180	307	357	650
LRB-S 650/180-140	1530	5060	1.26	27	367	172	15	1232	650	180	317	377	700
LRB-S 700/175-150	2120	6080	1.48	26	430	197	14	1364	700	175	297	357	750
LRB-S 750/175-160	3030	8100	1.69	26	492	225	14	1695	750	175	297	357	800
LRB-S 800/176-175	3530	9150	1.95	27	570	268	14	1785	800	176	289	349	850
LRB-S 850/176-185	4870	11810	2.20	27	641	300	14	2160	850	176	289	349	900
LRB-S 900/180-195	5270	12940	2.42	27	707	333	15	2235	900	180	306	366	950
LRB-S 1000/180-200	8230	20250	2.81	24	819	354	15	3140	1000	180	316	396	1050
LRB-S 1100/190-200	11270	25900	3.07	22	894	360	15	3639	1100	190	322	402	1150
LRB-S 1200/187-200	14230	34520	3.48	20	1016	365	15	4435	1200	187	311	391	1250

LRB-SN	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 292 mm										
LRB-SN 500/175-130	290	3310	1.11	26	322	148	14	780	500	175	317	367	550
LRB-SN 550/175-145	730	4920	1.35	27	394	184	14	1033	550	175	317	367	600
LRB-SN 600/180-150	1230	5830	1.52	25	443	198	15	1129	600	180	307	357	650
LRB-SN 650/180-170	2050	8020	1.85	27	539	253	15	1414	650	180	317	377	700
LRB-SN 700/175-170	3010	9830	2.06	24	600	256	14	1618	700	175	297	357	750
LRB-SN 750/175-170	4450	13320	2.25	22	657	259	14	2013	750	175	297	357	800
LRB-SN 800/176-190	5130	14950	2.64	23	769	321	14	2137	800	176	289	349	850
LRB-SN 850/176-185	6900	19600	2.81	21	820	308	14	2600	850	176	289	349	900
LRB-SN 900/198-185	8500	19810	2.81	21	821	312	16	2498	900	198	332	392	950
LRB-SN 1000/180-200	12340	33560	3.64	19	1063	366	15	3737	1000	180	316	396	1050
LRB-SN 1100/220-200	18250	37010	3.64	19	1061	374	18	3740	1100	220	364	444	1150
LRB-SN 1200/242-215	23970	40260	4.02	19	1173	434	20	4046	1200	242	386	466	1250

### Legend

<b>V</b>	Maximum vertical load at load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>zd</sub></b>	Maximum vertical service load at ULS
<b>K<sub>e</sub></b>	Effective horizontal stiffness (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>ξ<sub>e</sub></b>	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>2</sub></b>	Maximum horizontal force (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>1</sub></b>	Yield force
<b>d<sub>1</sub></b>	Yield displacement
<b>K<sub>v</sub></b>	Vertical stiffness
<b>D<sub>g</sub></b>	External elastomer diameter
<b>t<sub>e</sub></b>	Total elastomer thickness
<b>h</b>	Height excluding outer steel plates
<b>H</b>	Total height including outer steel plates
<b>Z</b>	Side length of outer steel plate

## Displacement 400 mm

LRB-S	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 333 mm										
LRB-S 500/200-110	50	1810	0.67	27	224	106	16	582	500	200	357	407	550
LRB-S 550/200-120	260	2710	0.81	27	270	126	16	789	550	200	357	407	600
LRB-S 600/204-130	500	3190	0.95	27	315	148	16	844	600	204	343	393	650
LRB-S 650/204-140	960	4460	1.11	27	368	172	16	1087	650	204	353	413	700
LRB-S 700/203-150	1390	5240	1.28	26	427	197	16	1176	700	203	337	397	750
LRB-S 750/203-160	2170	6980	1.46	26	488	225	16	1461	750	203	337	397	800
LRB-S 800/200-175	2810	8050	1.71	27	572	268	16	1571	800	200	322	382	850
LRB-S 850/200-185	3850	10350	1.93	27	643	300	16	1901	850	200	322	382	900
LRB-S 900/207-195	4540	11250	2.11	27	704	333	17	1943	900	207	345	405	950
LRB-S 1000/207-200	7290	17610	2.45	24	816	354	17	2731	1000	207	355	435	1050
LRB-S 1100/220-200	10230	22370	2.66	22	887	360	18	3143	1100	220	364	444	1150
LRB-S 1200/220-200	13240	29340	2.99	20	996	365	18	3770	1200	220	356	436	1250

LRB-SN	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	K <sub>v</sub>	D <sub>g</sub>	t <sub>e</sub>	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d <sub>2</sub> = 333 mm										
LRB-SN 500/200-130	10	2890	0.97	26	322	148	16	683	500	200	357	407	550
LRB-SN 550/200-145	280	4300	1.18	27	394	184	16	904	550	200	357	407	600
LRB-SN 600/204-150	660	5140	1.34	25	445	198	16	996	600	204	343	393	650
LRB-SN 650/204-170	1240	7080	1.62	27	541	253	16	1248	650	204	353	413	700
LRB-SN 700/203-170	1940	8480	1.79	24	595	256	16	1395	700	203	337	397	750
LRB-SN 750/203-170	3170	11480	1.95	22	651	259	16	1736	750	203	337	397	800
LRB-SN 800/200-190	4070	13160	2.32	23	772	321	16	1881	800	200	322	382	850
LRB-SN 850/200-185	5780	16910	2.47	21	823	308	16	2288	850	200	322	382	900
LRB-SN 900/225-185	6630	17430	2.47	21	824	312	18	2198	900	225	371	431	950
LRB-SN 1000/207-200	10940	29350	3.18	19	1058	366	17	3249	1000	207	355	435	1050
LRB-SN 1100/250-200	15630	32810	3.19	19	1065	374	20	3291	1100	250	406	486	1150
LRB-SN 1200/275-215	19840	38760	3.53	19	1177	434	22	3560	1200	275	431	511	1250

### Legend

<b>V</b>	Maximum vertical load at load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>zd</sub></b>	Maximum vertical service load at ULS
<b>K<sub>e</sub></b>	Effective horizontal stiffness (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>ξ<sub>e</sub></b>	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>2</sub></b>	Maximum horizontal force (at displacement d <sub>2</sub> )
<b>F<sub>1</sub></b>	Yield force
<b>d<sub>1</sub></b>	Yield displacement
<b>K<sub>v</sub></b>	Vertical stiffness
<b>D<sub>g</sub></b>	External elastomer diameter
<b>t<sub>e</sub></b>	Total elastomer thickness
<b>h</b>	Height excluding outer steel plates
<b>H</b>	Total height including outer steel plates
<b>Z</b>	Side length of outer steel plate



*"La Torre" office building - Ancona - Italy*



*"G. Lombardo Radice" high school - Bojano - Italy*



**FIP INDUSTRIALE S.p.A.**  
Via Scapacchiò 41 - 35030 SELVAZZANO (PD) - ITALY  
Tel +39 049 822 5511 Fax +39 049 638 567  
fip-group.it - fip@fip-group.it

**FIP INDUSTRIAL UK LTD**  
PO BOX 504 - CAMBRIDGE CB1 0AP - UK  
Tel +44 1223518286 - Fax +44 1223518287  
o.c.casuscelli@talk21.com