

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLADORES
SÍSMICOS DE PÉNDULO FRICCIONAL DOBLE Y TRIPLE**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Paul William Ruiz Castro

Asesor: **MSc. Alejandro Muñoz**

Lima, Julio de 2017

RESUMEN

Los altos costos de reparación, reconstrucción y mortalidad causado por los terremotos obligan a los países sísmicos, como el Perú, a investigar o desarrollar dispositivos que permitan aislar o disipar energía sísmica. La presente tesis se enfocada principalmente en el estudio de los aisladores de péndulo friccional.

Primero, se estudiaron los fundamentos del aislamiento sísmico y se desarrolló ejemplos aplicativos con un software de análisis de un modelo de un grado de libertad.

Después, se estudiaron los métodos de análisis sísmicos de estructuras: estático, espectral y tiempo historia no lineal; referenciados principalmente del ASCE SEI 7-10, borrador del ASCE SEI 7-16 y del FEMA 750. Luego, se propuso un procedimiento de análisis y diseño de edificios con aisladores en el Perú.

Para los edificios con aisladores sísmicos se tomaron las exigencias del diseño por funcionalidad continua que recomiendan limitar la deriva máxima de piso a 3 %, la aceleración máxima de piso a 0.25g para el sismo de diseño ($T_r=475$ años).

Así mismo, se desarrolló el análisis de un edificio hospitalario con aisladores de péndulo de fricción doble, triple y base empotrada; donde se hallaron y compararon los valores globales de respuesta sísmica (periodo, deriva, aceleración, cortante, desplazamiento y amortiguamiento) entre los análisis y los tipos de dispositivos.

Tanto en el hospital con aisladores de péndulo friccional doble y triple, los parámetros globales de respuesta sísmica resultaron similares en los análisis espectral y estático. Sin embargo, hay una considerable diferencia en el análisis tiempo historia no lineal (ANLTH), principalmente, para el análisis del edificio con péndulo doble.

Según el análisis estático y modal espectral con ambos aisladores se logra satisfacer los requisitos para el desempeño de funcionalidad continua. Sin embargo, para el doble, dado el alto amortiguamiento, en el ANLTH no se lograron aceleraciones a dicho nivel de desempeño.

Finalmente, se hizo un análisis estático según el ASCE 7-16, para los dos tipos de aisladores. De este análisis se obtuvo que los aisladores de péndulo de fricción pueden llegar a variar hasta 30% en función del valor nominal de cortante y 10% en función del desplazamiento nominal.

SUMMARY

The high costs of repair, reconstruction and mortality caused by earthquakes force seismic countries, such as Peru, to investigate or develop devices to isolate or dissipate seismic energy. The present thesis focused mainly on the study of frictional pendulum isolators.

First, the fundamentals of seismic isolation were studied and application examples were developed with one-degree-of-freedom model analysis software.

After that, the methods of seismic analysis of structures were studied: static, spectral and non-linear history time; referenced mainly from ASCE SEI 7-10, draft ASCE SEI 7-16 and FEMA 750. Then, a procedure was proposed for analysis and design of insulated buildings in Peru.

For buildings with seismic insulators, design requirements were taken for continuous functionality, which recommended limiting the maximum floor drift to 3 ‰, the maximum floor acceleration to 0.25g for the design earthquake ($T_r = 475$ years).

Likewise, we developed the analysis of a hospital building with double, triple pendulum and fixed base pendulum isolators; Where the global values of seismic response (period, drift, acceleration, shear, displacement and damping) were found and compared between the analyzes and the types of devices.

Both in the hospital with double and triple frictional pendulum isolators, global seismic response parameters were similar in spectral and static analyzes. However, there is a considerable difference in nonlinear history history analysis (ANLTH), mainly, for the analysis of the double pendulum building.

According to the static and modal spectral analysis with both isolators, the requirements for the performance of continuous functionality are satisfied. However, for the double, given the high damping, in the ANLTH did not achieve accelerations at this level of performance.

Finally, a static analysis was performed according to ASCE 7-16, for the two types of isolators. From this analysis, it was obtained that the friction pendulum isolators can vary up to 30% depending on the nominal value of shear and 10% as a function of the nominal displacement.

Agradecimiento

Quiero agradecer de manera especial al Ing. Alejandro Muñoz por su preocupación, aporte y apoyo en el desarrollo del actual trabajo.





Dedicatoria

*A mis queridos padres Riquelme y Dora
por su incansable apoyo y amor
incondicional de toda una vida*

*A mis hermanos Cristian, Claudia e
Isabel quienes al igual que yo luchan
por tener un mañana mejor.*

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Análisis y Diseño de Edificios con Aisladores Sísmicos de Péndulo Friccional Doble y Triple"
Área : Estructuras - Investigación
Asesor : Ing. Alejandro Muñoz Peláez
Alumno : PAUL WILLIAM RUIZ CASTRO
Código : 2009.2336.412
Tema N° : #422
Fecha : Lima, 24 de febrero de 2017



ANTECEDENTES

El Perú es un país de alta sismicidad por su cercanía al borde de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana. Los sistemas de aislamiento sísmico han mostrado ser una buena alternativa para lograr que las edificaciones queden prácticamente sin daño en terremotos fuertes. En el Perú los sistemas de aislamiento son de uso reciente ya que el primer edificio aislado se construyó el 2012 mientras en el mundo el primero fue en 1969 en Yugoslavia. En consecuencia, es necesario desarrollar procedimientos para el análisis y diseño de edificios con sistemas de aislamiento tomando en consideración la sismicidad propia del Perú.

OBJETIVOS Y ALCANCES

Estudiar la dinámica de los edificios aislados con énfasis en los procedimientos de análisis tiempo historia no lineal.

Estudiar los aisladores de péndulo friccionales (doble y triple) y los procedimientos para modelar su comportamiento.

Proponer un procedimiento para el diseño de edificios con aisladores sísmicos de péndulo friccional en el Perú.

Diseñar el sistema de aislamiento de un edificio hospitalario empleando aisladores de péndulo friccional y evaluar el desempeño en función de las derivas y aceleraciones de respuesta.

PLAN DE TRABAJO

Se revisarán los objetivos de desempeño para edificios aislados. Luego, se estudiarán los métodos de análisis y diseño para los sistemas de aislamiento. Se estudiará la mecánica de los aisladores de péndulo friccional (doble y triple) y se desarrollará un procedimiento de análisis y diseño para edificios aislados con énfasis en estos tipos de aisladores. Se seleccionará un edificio hospitalario representativo para desarrollar el diseño del sistema de aislamiento con los dos tipos de aisladores friccionales. Finalmente, se redactará la memoria del trabajo.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.

VB°

Dr. Rafael Aguilar
Director de Investigación



ÍNDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS | 1 |
| 1.1 Introducción | 1 |
| 1.2 Objetivos..... | 1 |
| 2. ANTECEDENTES | 2 |
| 3. FUNDAMENTOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO | 5 |
| 3.1 Conceptos Básicos | 5 |
| 3.2 Sistema de Aislamiento y Tipos de Aisladores Sísmicos | 6 |
| 3.2.1 Aisladores Elastoméricos | 7 |
| 3.2.2 Aisladores de Péndulo Friccional..... | 8 |
| 3.3 Modelo Teórico y Balance de Energía | 10 |
| 3.3.1 Modelo de un Grado de Libertad con Aisladores Sísmicos | 10 |
| 3.3.2 Balance de Energía..... | 13 |
| 3.3.3 Aplicación de un modelo de dos grados de libertad..... | 14 |
| 3.4 Objetivos de Desempeño..... | 18 |
| 3.4.1 Objetivos de Desempeño para Estructuras de Base Empotrada | 18 |
| 3.4.2 Objetivos de Desempeño para Edificios con Aisladores Sísmicos .. | 19 |
| 3.4.3 Niveles de Sismo de Diseño | 22 |
| 3.4.4 Amortiguamiento (β) | 22 |
| 4. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE EDIFICIOS AISLADOS SEGÚN ASCE 7-10 | 23 |
| 4.1 Método de Fuerza Lateral Equivalente (ELF) | 23 |
| 4.1.1 Desplazamiento de Diseño..... | 24 |
| 4.1.1 Rigidez, Periodo y Fuerza Cortante de Diseño | 26 |
| 4.2 Combinación Modal Espectral | 27 |
| 4.2.1 Espectro de Diseño con Bajada..... | 27 |
| 4.2.2 Espectro de Diseño por Defecto..... | 28 |
| 4.3 Análisis Tiempo-Historia | 29 |
| 4.3.1 Procesamiento de Señales Sísmicas | 30 |
| 5. PROYECTO DE NORMA ASCE 7-16 | 32 |
| 6. ESTUDIO DE LOS AISLADORES DE PÉNDULO DE FRICCIÓN | 33 |
| 6.1 Propiedades Mecánicas de los Aisladores..... | 33 |
| 6.1.1 Comportamiento de los Aisladores de Péndulo de Fricción Simple (PFS) y los aisladores de Péndulo de Fricción Doble (PFD)..... | 33 |
| 6.1.2 Diagrama de Histéresis para los Aisladores de Péndulo De Fricción Simple y Doble | 35 |
| 6.1.3 Comportamiento de los aisladores de Péndulo de Fricción Triple (PFT) | 37 |
| 6.2 Coeficiente de fricción | 41 |
| 6.2.1 Influencia de la Velocidad | 41 |
| 6.2.2 Influencia de la presión vertical..... | 42 |
| 6.2.3 Valor Nominal, Máximo y Mínimo | 43 |
| 7. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO | 48 |

| | |
|---|----|
| 7.1 Combinación de Cargas de Diseño..... | 48 |
| 7.1.1 Cargas de Sismo Horizontal y sus Efectos..... | 48 |
| 7.1.2 Combinación de Cargas para Sismo Horizontales..... | 48 |
| 7.1.3 Combinación de Cargas para Efectos de Sismo Horizontal y Vertical | 48 |
| 7.1.4 Combinaciones de Carga para el Diseño de la Superestructura..... | 48 |
| 7.1.5 Combinaciones de Carga de Diseño del Sistema de Aislamiento y la Cimentación..... | 48 |
| 7.1.6 Combinación de Cargas para la Estabilidad del Sistema de Aislamiento..... | 48 |
| 7.2 Factor de Reducción de sismo (R)..... | 49 |
| 7.3 Efecto P-Delta, Tracción y Levantamiento de los Aisladores..... | 50 |
| 7.4 Valores Mínimos Aceptables..... | 51 |
| 7.5 Consideraciones Constructivas de Edificios Aislados..... | 52 |
| 8. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO..... | 53 |
| 8.1 Procedimiento de Análisis..... | 53 |
| 8.1.1 Procedimiento del Método Estático..... | 53 |
| 8.1.2 Procedimiento para Realizar el Análisis de Respuesta Modal Espectral..... | 54 |
| 8.1.3 Verificación o Diseño de los Parámetros Sísmicos por el Análisis Tiempo Historia No Lineal:..... | 55 |
| 8.1.4 Restricciones del Análisis..... | 55 |
| 8.2 Procedimiento de Diseño..... | 57 |
| 8.2.1 De la Superestructura..... | 57 |
| 8.2.2 Del Sistema de Aislamiento..... | 57 |
| 9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES DE PÉNDULO DE FRICCIÓN DOBLE..... | 59 |
| 9.1 Características del Edificio..... | 59 |
| 9.2 Peso y Distribución en Planta de los Aisladores..... | 60 |
| 9.3 Análisis por el Método de Fuerza Equivalente..... | 62 |
| 9.3.1 Modelamiento..... | 62 |
| 9.3.2 Resultados Obtenidos..... | 62 |
| 9.4 Análisis por el Método por Respuesta Espectral..... | 64 |
| 9.4.1 Modelamiento..... | 64 |
| 9.4.2 Resultados Obtenidos..... | 65 |
| 9.5 Análisis No Lineal Tiempo Historia (ANLTH)..... | 69 |
| 9.5.1 Modelamiento..... | 70 |
| 9.5.2 Resultados Obtenidos..... | 71 |
| 9.6 Diseño de los Aisladores de Péndulo de Fricción Doble..... | 75 |
| 10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES DE PÉNDULO DE FRICCIÓN TRIPLE..... | 76 |
| 10.1 Análisis Por el Método de Fuerza Equivalente..... | 76 |
| 10.1.1 Modelamiento..... | 76 |
| 10.1.2 Resultados Obtenidos..... | 79 |

| | |
|---|------------|
| 10.2 Análisis Modal Espectral | 81 |
| 10.2.1 Modelamiento a través del programa ETABS | 81 |
| 10.2.2 Resultados del Análisis Modal Espectral..... | 82 |
| 10.3 Análisis Tiempo Historia..... | 86 |
| 10.3.1 Modelamiento a través del programa ETABS | 87 |
| 10.3.2 Resultados Obtenidos del Análisis No lineal Tiempo Historia | 88 |
| 10.4 Diseño de los Aisladores de Péndulo de Fricción Triple | 92 |
| 11. ANÁLISIS DE UN HOSPITAL DE BASE EMPOTRADA..... | 94 |
| 11.1 Análisis Estático..... | 94 |
| 11.2 Análisis Modal Espectral | 95 |
| 12. ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN EL ASCE 7-16 | 97 |
| 12.1 Desplazamientos y Cortantes para el Péndulo de Fricción Doble..... | 97 |
| 12.1.1 Considerando Factores Lambda (λ) del Ensayo de los Aisladores- Caso A..... | 97 |
| 12.1.2 Considerando que no se cuenta con información o no se cuenta con información confiable del proveedor..... | 98 |
| 12.2 Desplazamientos y Cortantes para el Péndulo de Fricción Triple..... | 99 |
| 12.2.1 Considerando Factores Lambda (λ) del Ensayo de los Aisladores- Caso A..... | 99 |
| 12.2.2 Considerando que no se cuenta con Información Confiable de Proveedores-CASO B..... | 100 |
| 13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 102 |
| 14. REFERENCIAS..... | 105 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 Pérdidas económicas anuales en promedio desde 1970 a 2012 en función del Producto Bruto Interno (GDP) (Daniell, Kazhai y Wenzel, 2012)..... | 2 |
| Figura 2.2 Muertes producidas por sismos de 1900-2012 (Daniell, Kazhai y Wenzel,2012) | 3 |
| Figura 3.1 Comportamiento sísmico de una estructura aislada y convencional (FEMA 451, 2003) | 5 |
| Figura 3.2 Efecto del suelo en la respuesta de una estructura aislada (FEMA 451,2003) | 5 |
| Figura 3.3 Funciones del aislamiento sísmico (FEMA 451,2003) | 6 |
| Figura 3.4 Componentes del sistema de aislamiento (FEMA 451,2003) | 7 |
| Figura 3.5 Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LRD) | 7 |
| Figura 3.6 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) (FEMA 451, 2003) | 7 |
| Figura 3.7 Partes del aislador de Péndulo de fricción (Okamura y Fujita, 2007)8 | |
| Figura 3.8 Péndulo de fricción simple (FEMA 451, 2003)..... | 8 |
| Figura 3.9 Corte y Elevación de Péndulo de fricción doble (FEMA 451, 2003).. | 9 |
| Figura 3.10 Péndulo de Triple fricción desarmado..... | 9 |
| Figura 3.11 Origen de la ecuación diferencial del movimiento (Aguiar, 2008) . | 10 |
| Figura 3.12 Evaluación simplificada del comportamiento dinámico de una estructura con base aislada (FEMA 451, 2003)..... | 13 |
| Figura 3.13 Ciclo de Histéresis de un Sistema Estructural..... | 14 |
| Figura 3.14 Vistas del modelo con aisladores en el programa ETABS..... | 15 |
| Figura 3.15 Desempeño esperado expresado en el FEMA P750 (2009)..... | 18 |
| Figura 4.1 Desplazamiento de Diseño, Diseño máximo y Diseño total máximo | 25 |
| Figura 4.2 Dimensión en planta del edificio (FEMA 751,2009)..... | 25 |
| Figura 4.3 Periodo y Amortiguamiento de diseño (T_D y β_D)(FEMA 751, 2009) | 26 |
| Figura 4.4 Espectro de diseño modificado para el análisis de edificios aislados (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault y Ecker Lay, 2011) | 28 |
| Figura 4.5 Variación del espectro por el coeficiente de amortiguamiento (FEMA 451,2003) | 28 |
| Figura 4.6 Modelamiento bilineal de una unidad de aislador | 29 |
| Figura 4.7 Corrección de señales sísmicas (Seísmo Signal,2016)..... | 30 |
| Figura 4.8 Espectro objetivo, espectro del acelerograma correlacionado (SeismoMatch,2016) | 31 |
| Figura 6.1 Aisladores de Péndulo Simple y Doble (Constantinou et all, 2011) | 34 |
| Figura 6.2 Diagrama de Cuerpo Libre para aisladores de péndulo de fricción (Aguiar, Almazan, Denchent, 2008) | 34 |
| Figura 6.3 Movimiento Péndulo Libre y el Movimiento asociado a la Fuerza de Fricción (FEMA 451,2003) | 35 |
| Figura 6.4 Modelación Bilineal o diagrama de histéresis (Mc Vitty et all, 2015) | 35 |
| Figura 6.5 Aislador de péndulo de fricción triple (Constantinou et all, 2011) .. | 37 |
| Figura 6.6 Fases del aislador de péndulo de fricción triple (Constantinou et all,2011) | 37 |
| Figura 6.7 Fuerza- Desplazamiento del Triple FP con $u_2=u_3$, $R_1=R_4$, $R_2=R_3$, $h_1=h_4$. Modelo de Fenz y Sarliz (Apostolos, Sarliz and Constantinou, 2014) . | 39 |

| | |
|--|----|
| Figura 6.8 Fuerza- Desplazamiento del Triple FP con $u_2=u_3$, $R_1=R_4$, $R_2=R_3$, $h_1=h_4$. Modelo de Fenz y Constantinou (Apostolos, Sarlis and Constantinou, 2014)..... | 39 |
| Figura 6.9 Diagrama de histéresis del PFT en paralelo (Constantinou et al, 2011)..... | 40 |
| Figura 6.10 Real relación de u vs μ - Relación aproximada de u vs μ (FEMA 451,2003)..... | 42 |
| Figura 6.11 Coeficiente de Fricción vs Presión del Ensayo de Aisladores Friccionales (Constantinou, 1994)..... | 42 |
| Figura 6.12 Coeficiente de Fricción vs Velocidad de desplazamiento del aislador para el FPS (Constantinou, 1994)..... | 42 |
| Figura 6.13 Variación de las propiedades nominales (Mc Vitty et all 2015)..... | 45 |
| Figura 6.14 Fuerza-Desplazamiento para el límite superior e inferior (Mc Vitty et all 2015)..... | 46 |
| Figura 7.1 Factor de Reducción (R) (Constantinou et. all, 2011)..... | 49 |
| Figura 7.2 Efecto P-Delta para deslizadores de péndulo de fricción doble y simple..... | 51 |
| Figura 7.3 Valores mínimos aceptables para los parámetros de diseño (ASCE 7-10, 2010)..... | 51 |
| Figura 9.1 Planta del techo del cuarto piso(a). Planta del techo del piso 1,2 y 3 (b). Planta del sistema de aislamiento(c) (ETABS 2015)..... | 60 |
| Figura 9.2 Vista de Elevación 3D (ETABS 2015)..... | 60 |
| Figura 9.3 Distribución en planta de los aisladores..... | 61 |
| Figura 9.4 Propiedades lineales y no lineales del aislador FPD lateral (ETABS 2015)..... | 65 |
| Figura 9.5 Vista elevación del edificio durante el primer modo de vibración para el edificio con DPF (ETABS, 2015). | 66 |
| Figura 9.6 Fuerza Cortante Escalada de la Superestructura..... | 67 |
| Figura 9.7 Desplazamiento para el sismo de diseño en la dirección X, Y (ETABS 2015)..... | 67 |
| Figura 9.8 Desplazamiento para el sismo máximo en X, Y (ETABS 2015)..... | 68 |
| Figura 9.9 Derivas para el sismo máximo en la dirección X, Y (ETABS 2015).. | 68 |
| Figura 9.10 Acelerogramas del Sismo de Lima (1966, 1974) y el Sismo de Huaraz (1970) en la dirección E-W..... | 70 |
| Figura 9.11 Modelamiento del aislador de PFS o PFD en el programa de análisis (ETABS 2015)..... | 71 |
| Figura 9.12 Diagrama de histéresis del aislador para el K_{Dmin} (a) y para la K_{Mmin} (b) para un aislador de PFD central (ETABS 2015)..... | 71 |
| Figura 9.13 Diagrama de histéresis global del edificio para la K_{Mmin} (ETABS 2015)..... | 72 |
| Figura 9.14 Fuerza cortante basal para el sismo de diseño para el valor K_{Dmax} (ETABS 2015)..... | 72 |
| Figura 9.15 Aceleración máxima absoluta para el sismo de diseño para el K_{Dmax} (ETABS 2015)..... | 72 |
| Figura 9.16 Corte y Planta del Péndulo Doble de Fricción para el aislador FP 1. | 76 |
| Figura 10.1 Diagrama de histéresis de las cuatro fases del péndulo triple y para la K_{Dmin} y K_{Mmin} | 78 |
| Figura 10.2 Modelamiento tipo Link “Triple Pendulum Isolator” (ETABS 2015)..... | 81 |

| | |
|---|----|
| Figura 10.3 Propiedades lineales y no lineales de un PFT en la dirección U2 y U3 (ETABS 2015)..... | 82 |
| Figura 10.4 Propiedades lineales y no lineales en dirección U1 (ETABS 2015) | 82 |
| Figura 10.5 Desplazamiento del primer modo de vibración (ETABS 2015) | 83 |
| Figura 10.6 Diagrama de fuerzas cortantes de pisos con un factor de reducción R=1 | 84 |
| Figura 10.7 Valores de fuerzas cortantes para la superestructura (Vs) escaladas a la cortante mínima de diseño | 84 |
| Figura 10.8 Desplazamiento para el sismo de diseño en la dirección X, Y (ETABS, 2015) | 85 |
| Figura 10.9 Desplazamiento para el sismo máximo en dirección X, Y (ETABS, 2015) | 85 |
| Figura 10.10 Derivas para el sismo de diseño en la dirección X, Y (ETABS, 2015) | 86 |
| Figura 10.11 Derivas para el sismo de máximo en la dirección X, Y (ETABS, 2015) | 86 |
| Figura 10.12 Modelamiento en la dirección U2 y U3 para realizar de un análisis no lineal (ETABS 2015)..... | 87 |
| Figura 10.13 Diagrama de Histéresis del PFT. Capacidad Máxima del Aislador de PFT | 88 |
| Figura 10.14 Diagrama de histéresis para el sismo máximo(a) y de diseño(b) para un aislador de PFT central (W=212 ton). Señal Lima 1966 (ETABS, 2015) | 88 |
| Figura 10.15 Diagrama de histéresis para el sismo de diseño y rigidez mínima (KDmin) para un aislador de PFT central. Señal Lima 1966 (ETABS, 2015)..... | 89 |
| Figura 10.16 Aceleración del sistema de aislamiento para las propiedades de rigidez máxima (KDmax). Señal Lima 1966 (ETABS, 2015)..... | 89 |
| Figura 10.17 Cortante Basal para las propiedades de rigidez máxima (KDmax) Señal Lima 1966 (ETABS, 2015)..... | 89 |
| Figura 10.18 Corte y Planta del aislador central de Péndulo de Fricción Triple | 93 |
| Figura 11.1 Estructuración del hospital a través de un sistema de muros y pórticos. | 94 |
| Figura 11.2 Figura de derivas máximas para la dirección X (a) y Y (b)..... | 96 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 3.1 Dimensiones y Periodos del edificio..... | 15 |
| Tabla 3.2 Metrado de cargas del edificio empotrado | 15 |
| Tabla 3.3 Características del edificio aislado (TA=1.2s) | 15 |
| Tabla 3.4 Participación modal..... | 16 |
| Tabla 3.5 Modo de vibración del modelo simplificado..... | 16 |
| Tabla 3.6. Características del edificio aislado | 16 |
| Tabla 3.7. Participación Modal..... | 17 |
| Tabla 3.8 Modo 1 y 2 | 17 |
| Tabla 3.9 Desempeño para edificios de base aislada y de base empotrada (FEMA P751, 2009)..... | 19 |
| Tabla 3.10 Máxima Aceleración de piso usado vs Daño para elementos no estructurales sensibles a aceleraciones (HAZUS, 2015) | 20 |
| Tabla 3.11 Deriva máxima de entrepiso vs el nivel de daño (HAZUS,2015)..... | 20 |
| Tabla 3.12 Parámetros estadísticos desarrollados por Aslani y Miranda (2005) dados por funciones de fragilidad donde se limita la deriva y la aceleración de entre piso (Morgan and Mahin, 2011) | 21 |
| Tabla 3.13 Amortiguamiento Efectivo (βD o βM) y Coeficiente de reducción de desplazamiento (BD o BM) (ASCE/SEI 2010) | 22 |
| Tabla 4.1 Métodos de análisis permitidos (P) y no permitidos (NP) para el diseño según el ASCE 7-10..... | 23 |
| Tabla 6.1 Resumen del comportamiento del PFT (Fenz and Constantinou, 2007) | 38 |
| Tabla 6.2 Valores estándar del radio de curvatura y diámetro de la superficie cóncava (Constantinou et all, 2011) | 40 |
| Tabla 6.3 Ratio de Factores Landa dada la condición inicial de información disponible (A, B, C) (McVitty and Constantinou, 2015) para aisladores friccionales..... | 45 |
| Tabla 6.4 Valores de coeficiente de fricción dado la variación de velocidad, una presión dada y los tipos de superficie PTFE con acero (Constantinou, 2009) | 47 |
| Tabla 8.1 Número de análisis para el sismo de diseño y máximo..... | 53 |
| Tabla 9.2 Tabla de iteración para el sismo de diseño relacionado a la rigidez mínima (KD_{min}) | 62 |
| Tabla 9.3 Valores del periodo y desplazamiento para el sismo de diseño y sismo máximo..... | 62 |
| Tabla 9.4 Valores de rigidez efectiva (K_{eff}) para el sismo de diseño y máximo | 63 |
| Tabla 9.5 Valores del Coeficiente de Amortiguamiento (C) | 63 |
| Tabla 9.6 Valores de Fuerzas Cortantes y Desplazamiento para los límites superior e inferior | 64 |
| Tabla 9.7 Valores de Cortante Mínima de Diseño (V_s) | 64 |
| Tabla 9.8 Análisis de modos de vibración para el edificio con FPD | 65 |
| Tabla 9.9 Valor de la fuerza cortante de la base (V_b) para el análisis espectral | 66 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 9.10 Valores de Fuerza Cortante de la Superestructura | 67 |
| Tabla 9.11 Desplazamiento del CM para el sismo de diseño y KD_{min} | 68 |
| Tabla 9.12 Derivas del CM para el sismo de diseño y máximo (KD_{min}) | 69 |
| Tabla 9.13 Aceleraciones del CM para el sismo de diseño y rigidez máxima (KD_{max})..... | 69 |
| Tabla 9.14 Resumen de los parámetros sísmicos para el sismo de diseño y máximo para el DPF | 73 |
| Tabla 9.15 Valores de diseño de la superestructura y del sistema de aislamiento con DPF | 74 |
| Tabla 10.1 Valores de coeficientes (u_i), radios de curvatura (R_i), alturas (h_i) y distancias topes (d_i) usados. (a) Valores para K_{min} (b) Valores para K_{max} ... | 77 |
| Tabla 10.2 Tabla de iteración para el sismo de diseño para el KD_{min} | 79 |
| Tabla 10.3 Valores del periodo y desplazamiento para el sismo de diseño y sismo máximo PFT | 79 |
| Tabla 10.4 Valores de rigidez efectiva para el sismo de diseño y máximo..... | 79 |
| Tabla 10.5 Valores del Coeficiente de Amortiguamiento para el sismo de diseño y máximo..... | 80 |
| Tabla 10.8. Análisis de modos de vibración | 83 |
| Tabla 10.9 Valores de Fuerza Cortante del análisis modal-espectral con un factor sísmica $R=1$ | 83 |
| Tabla 10.10 Desplazamiento del CM para el sismo de diseño y máximo..... | 85 |
| Tabla 10.11 Derivas del CM para el sismo de diseño y máximo..... | 86 |
| Tabla 10.12 Resumen de los parámetros sísmicos para el Sismo de Diseño y U_{min} | 90 |
| Tabla 10.13 Valores de Diseño para la Superestructura y el Sistema de Aislamiento | 91 |
| Tabla 11.1 Factores sísmicos para el hospital de base empotrada y muros de corte..... | 94 |
| Tabla 11.2 Masa empotrada, Masa del edificio aislado, Periodo, Cortante estático, Cortante Mínima | 95 |
| Tabla 11.3 Análisis de modos para el edificio de base empotrada | 95 |
| Tabla 11.4 Aceleraciones de entrepiso para el edificio de base empotrada | 95 |
| Tabla 11.5 Derivas de entrepiso para el sismo de diseño | 96 |
| Tabla 11.6 Fuerza cortante en la dirección X y Y para el edificio empotrado del análisis modal-espectral | 96 |
| Tabla 12.1 Valores de Lambda λ y Coeficiente de Fricción-Caso A..... | 97 |
| Tabla 12.2 Rigidez, desplazamiento y cortante según el ASCE 7-16-Caso A...97 | 97 |
| Tabla 12.3 Cortante Mínima-Caso A | 98 |
| Tabla 12.4 Valores de Lambda λ y Coeficiente de Fricción-Caso B..... | 98 |
| Tabla 12.5 Rigidez, desplazamiento y cortante según el ASCE 7-16-Caso A...98 | 98 |
| Tabla 12.6 Cortante Mínima-Caso B | 99 |
| Tabla 12.7 Valores de Lambda λ y Coeficiente de Fricción-Caso A..... | 99 |
| Tabla 12.8 Rigidez, desplazamiento y cortante según el ASCE 7-16-Caso A...99 | 99 |
| Tabla 12.9 Cortante Mínima-Caso A | 100 |
| Tabla 12.10 Valores de Lambda λ y Coeficiente de Fricción-Caso | 100 |
| Tabla 12.11 Rigidez, desplazamiento y cortante según el ASCE 7-16-Caso B | 100 |
| Tabla 12.12 Cortante Mínima-Caso B | 101 |
| Tabla 12.13 Relación de Cortantes y Desplazamientos respecto al cociente de lambdas λ_{max} y λ_{min} | 101 |



1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 Introducción

El Perú se sitúa dentro del grupo de países sísmicos que están cerca al borde por subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Esto obliga a que las edificaciones (principalmente las edificaciones esenciales) sean capaces de responder eficazmente a las grandes demandas sísmicas. La labor del ingeniero estructural se concentra en reducir los riesgos estructurales de los edificios para evitar pérdidas humanas y económicas. Hoy en día, no solo se busca que el edificio tenga un buen comportamiento estructural sino también funcional debido a que gran parte de las pérdidas se dan por el costo de reconstrucción, reposición, reparación y los costos asociados a la para funcional del edificio. En consecuencia, es importante investigar, implementar y normar instrumentos de disminución o disipación de energía entrante a la estructura como aisladores basales, amortiguadores o disipadores para reducir los daños en el edificio y garantizar la operatividad después de un terremoto de gran magnitud.

1.2 Objetivos

- Realizar el estudio de la dinámica y métodos de análisis y diseño de edificios con aisladores sísmicos (método de fuerza equivalente, combinación modal espectral y tiempo historia no lineal)
- Realizar un estudio del comportamiento y la mecánica de los aisladores de doble péndulo de fricción y triple péndulo de fricción.
- Proponer un procedimiento para el diseño de edificios con aisladores sísmicos en el Perú, con énfasis en los aisladores de péndulo de fricción doble y triple.
- Calcular y comparar las fuerzas cortantes, aceleraciones, desplazamientos, amortiguamientos y derivas de los diferentes métodos de análisis de un edificio de hospital diseñado con aisladores de péndulo de fricción doble, péndulo de fricción triple y de base empotrada.
- Realizar un estudio de la normativa del ASCE 7-16 y desarrollar un análisis estático considerando esta norma.

2. ANTECEDENTES

Los costos de pérdidas directos asociados a los terremotos han sido estimados por muchos investigadores como más del 20% del costo total del edificio (Terzic et al. 2012, Mayes, REDI). Y generalmente los edificios no pueden ser reocupables por lo menos un año (Terzic et al. 2012, Mayes, REDI). En la figura 2.1 se muestra las pérdidas económicas causadas por los sismos desde 1972 hasta el 2012. En Perú el promedio de pérdidas anuales alcanzaron aproximadamente el 4% del PBI.

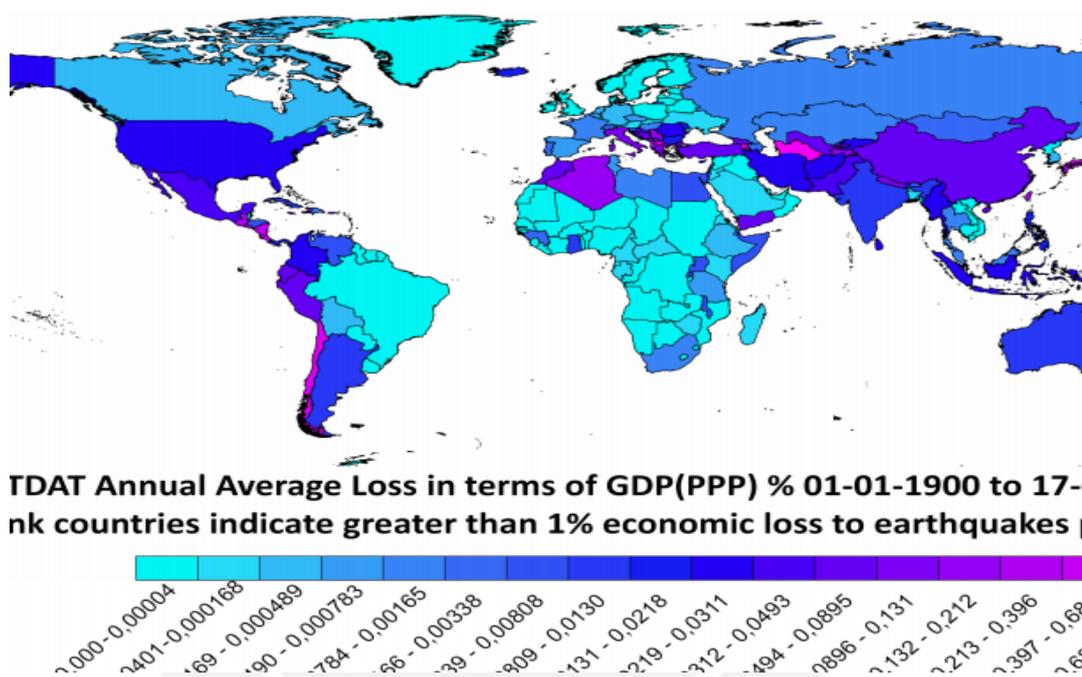


Figura 2.1 Pérdidas económicas anuales en promedio desde 1970 a 2012 en función del Producto Bruto Interno (GDP) (Daniell, Kazhai y Wenzel, 2012)

Según el reporte del *CATDAT Damaging Earthquakes Database*, el terremoto de Áncash-Perú 1970 está considerado entre los 10 terremotos con mayor fatalidad del mundo (66794 muertes). Además, en el terremoto del 2007 de Pisco-Perú (escala de 7.0 Richter, 7.9 Momento y VIII de escala Mercalli Modificada) se estimó que los costos de rehabilitación fueron 461 millones de dólares, los cuales debían ser invertidos en un plazo de 3 años. Se utilizó 178 millones para viviendas, 53 millones para los programas de agua y saneamiento y 230 millones para los sectores de educación, salud, urbanismo y producción. (Terremoto de Pisco-Perú, Organización Panamericana de la salud). Así mismo, según el Instituto Nacional de Defensa Civil hubo 53397 familias damnificadas (30.9% de la población de las provincias de Cañete, Chincha, Ica, Pisco y Yauyos).

1870 con unos aisladores de esperas rodantes que dieron después la idea a los aisladores de péndulo. El primer edificio aislado del mundo fue la escuela de Pestolazzi (Yugoslavia) en 1969 en el cual se utilizó unos bloques de caucho para el aislamiento del edificio. Entre los países más importantes que desarrollaron esta tecnología se encuentran Japón, China y Estados Unidos.

En Japón la alta sismicidad obliga a los japoneses a instalar estos dispositivos y a tener una industria avanzada en aisladores y disipadores sísmicos. El primer edificio aislado en Japón se construyó en 1986, y para 1991 había un promedio de 10 edificios aislados. Tras la llegada del terremoto de Kobe (1995) llegaron a 80 edificios aislados y para 1998 terminaron con 550 edificios. Primero utilizaron aisladores mecánicos y actualmente utilizan los aisladores de caucho y péndulo de fricción.

En Estados Unidos, los primeros estudios sobre aisladores se realizaron en 1976 en la Universidad de California en Berkeley. El proyecto consistía con un conjunto de cojinetes hechos a mano de caucho de un módulo de elasticidad bajo, probados en un modelo de 20 toneladas y de tres pisos, donde se reportó reducciones de aceleración del orden de diez en comparación con las aceleraciones de diseño convencional. El primer edificio construido con aisladores sísmicos en EE UU fue el *Foothill Communities Law and Justice Center in Rancho, California*. (1995). A pesar que el buen desempeño de estos dispositivos está demostrado, en EEUU no hay tantos edificios aislados como en China o Japón.

En Sudamérica los países que tienen la mayor cantidad de edificios con aisladores son Chile, Ecuador y Colombia. Actualmente, en el Perú el uso de estos dispositivos es reciente (alrededor de 30 los edificios aislados). Los edificios aislados en el Perú generalmente son hospitales, clínicas y algunos edificios de oficinas y vivienda. Si bien es obligatorio el uso de aisladores para edificios esenciales como hospitales, en la actualidad no se cuenta con una norma de diseño sísmo resistente en la que contemple el diseño con aisladores sísmicos. Este trabajo de tesis, además de sus objetivos principales, pretende aportar un procedimiento o resultados que sirvan para la realización de la futura norma de aislamiento sísmico y como una guía de diseño para estudiantes e ingenieros.

3. FUNDAMENTOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

3.1 Conceptos Básicos

Los aisladores sísmicos cumplen la función de desacoplar la estructura del suelo. Esto implica que la estructura encima de los aisladores se comporte de manera muy parecida a un sólido rígido. Lo cual se consigue trasladando el periodo natural del edificio a un periodo largo. Al tener mayor periodo, habrá menores demandas de derivas y aceleraciones de entrepiso; que son las principales causas del daño estructural y no estructural. En la figura 3.1 se observa el movimiento aparente que tendrían dos edificios similares con y sin aisladores sísmicos.

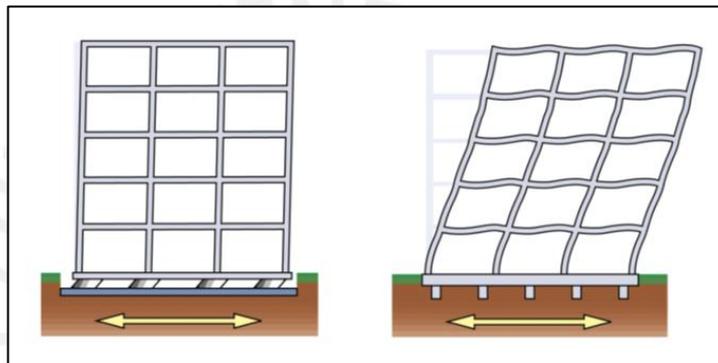


Figura 3.1 Comportamiento sísmico de una estructura aislada y convencional (FEMA 451, 2003)

En un espectro sísmico de un suelo duro típico, tal como Lima-Perú o Santiago-Chile, el usar aisladores implica llevar el periodo del edificio de T_1 a T_2 ; lo cual disminuye la demanda de fuerza cortante. Sin embargo, para espectros sísmicos de países de suelo blando (p.e. México), el aumentar el periodo implicaría dotar de una mayor fuerza cortante al edificio, por tanto, no resultaría muy beneficioso (Ver Figura 3.2).

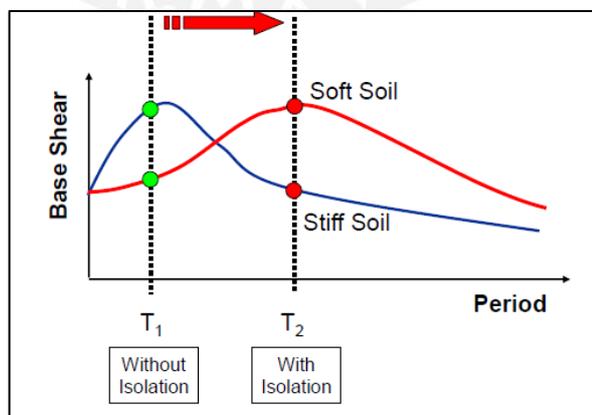


Figura 3.2 Efecto del suelo en la respuesta de una estructura aislada (FEMA 451,2003)

Además de la capacidad que tienen los aisladores de trasladar el periodo natural de los edificios, también pueden aumentar el amortiguamiento de la estructura. El aumento del periodo conlleva a un aumento de desplazamiento, pero bajas derivadas de entrepiso del edificio. Así mismo, el aumento del amortiguamiento implica una disminución de la amplitud de los espectros sísmicos y, por consiguiente, una menor fuerza entrante de sismo y desplazamiento.

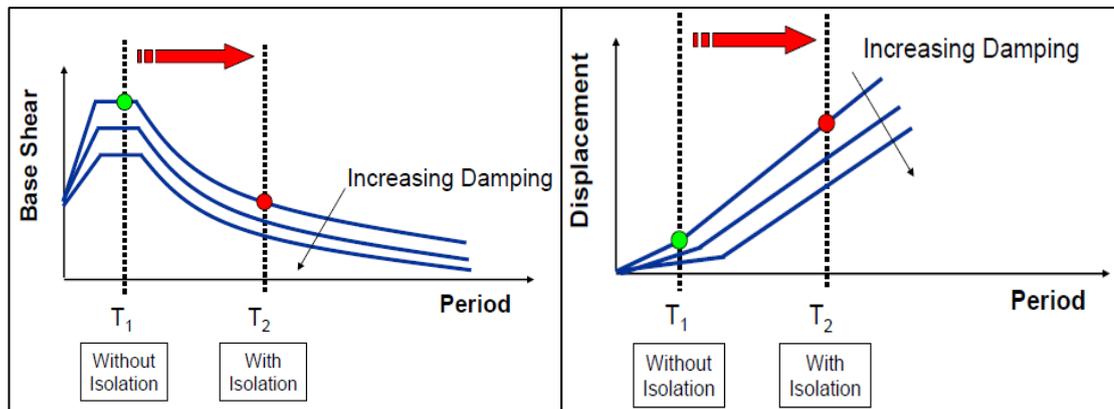


Figura 3.3 Funciones del aislamiento sísmico (FEMA 451,2003)

3.2 Sistema de Aislamiento y Tipos de Aisladores Sísmicos

Los aisladores más conocidos actualmente son los aisladores elastoméricos y los de péndulo friccional. Los aisladores, en general, pueden estar ubicados por debajo del nivel del primer piso, entre los niveles o en diferentes niveles. Esto depende de la facilidad arquitectónica con la que cuente en la edificación.

Para comprender mejor el sistema de aislamiento sísmico, a continuación, se definirá algunos conceptos referenciados del ASCE/SEI 7-10.

1. Unidad de Aislamiento: Es el elemento estructural flexible en la dirección horizontal y sumamente rígido en la dirección vertical que permite grandes deformaciones bajo cargas horizontales (sismo, viento).
2. Interfaz de Aislamiento: Es el límite que existe entre la parte superior de la estructura aislada y la inferior que se mueve rígidamente con el suelo.
3. Sistema de Aislamiento: Conjunto de elementos estructurales que incluye a todas las unidades de aislamiento, disipadores de energía y sistema estructural de restricción de desplazamientos (vigas de aislamiento y podios).
4. Superestructura: La estructura ubicada por encima del sistema de aislamiento.

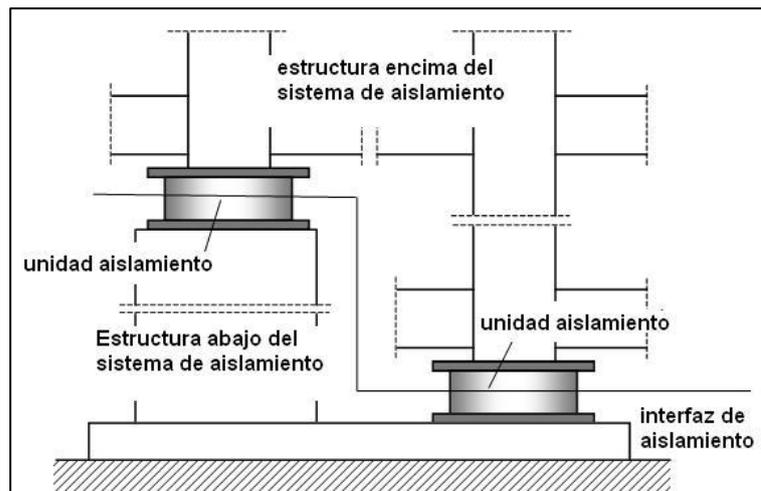


Figura 3.4 Componentes del sistema de aislamiento (FEMA 451,2003)

3.2.1 Aisladores Elastoméricos

Los aisladores elastoméricos están compuestas por capas alternas de goma y placas de acero unidas entre sí por vulcanización. La rigidez vertical es controlada por placas de acero que imposibilita la expansión lateral de la goma por fuerzas verticales. Mientras la rigidez horizontal es controlada por el grosor de las capas; a más flexible la goma o a más altura del aislador, mayor flexibilidad tendrá el aislador horizontalmente. A continuación, se muestra un aislador de bajo amortiguamiento (LRD) y de núcleo de plomo (LRB).

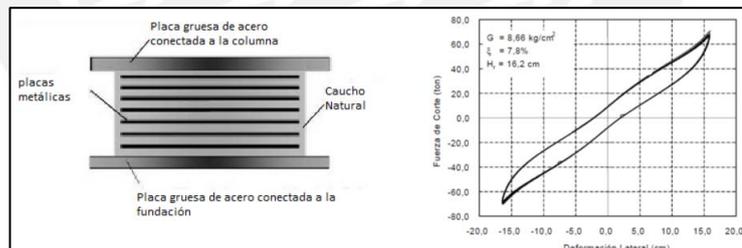


Figura 3.5 Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LRD)

(FEMA 451,2003)

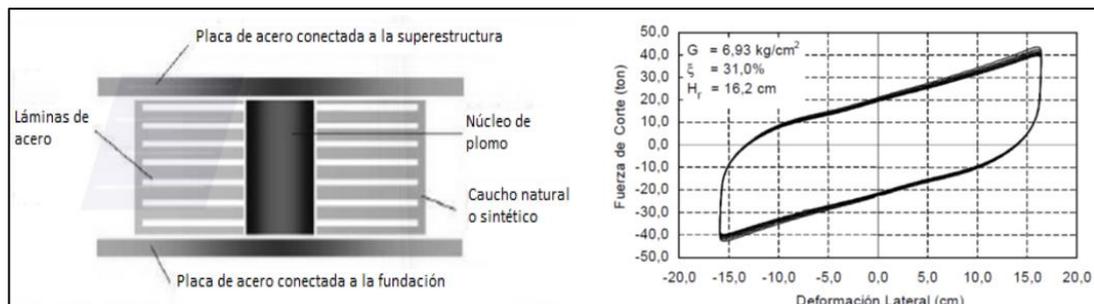


Figura 3.6 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) (FEMA 451, 2003)

3.2.2 Aisladores de Péndulo Friccional

a. Péndulo de Fricción Simple (FPS)

Es un aislador creado y desarrollado por Earthquake Protection System (EPS). Su movimiento consta de un movimiento pendular que varía en función del coeficiente de fricción y el peso en carga de servicio que soporta el aislador.

Un aislador de péndulo de fricción está compuesto por un deslizador que se desplaza a través de una superficie cóncava. El material de la superficie de contacto del deslizador es usualmente de politetrafluoroetileno (PTFE), y la superficie cóncava de acero inoxidable. En las figuras 3.7 y 3.8 se observan las partes del aislador de péndulo de fricción simple.

La forma curva del aislador produce una fuerza restauradora que sirve para centrar al deslizador en su posición de inicio. Las propiedades de rigidez y amortiguamiento están determinadas por el radio de curvatura (R) y el coeficiente de fricción (μ).

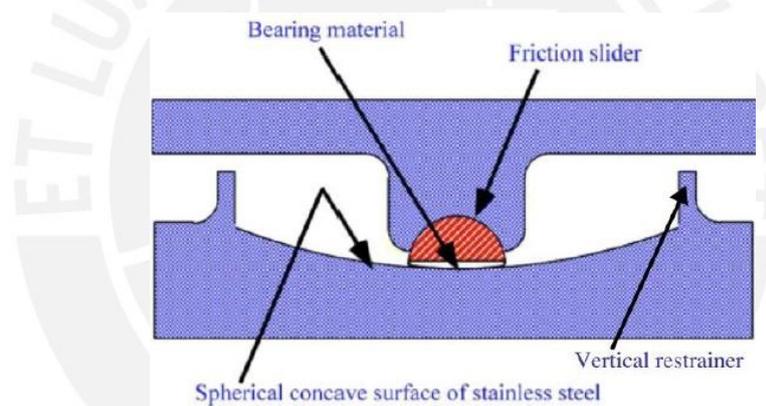


Figura 3.7 Partes del aislador de Péndulo de fricción (Okamura y Fujita, 2007)



Figura 3.8 Péndulo de fricción simple (FEMA 451, 2003)

b. Doble Péndulo de Fricción (DPF)

Los aisladores de DPF tienen un comportamiento mecánico igual a los de los aisladores de péndulo de fricción simple. La única diferencia es que los aisladores de péndulo doble tienen dos superficies cóncavas de contacto (superior e inferior). Los materiales comúnmente usados son igual que el aislador de péndulo simple. Los aisladores friccionales pueden tener superficies secas o lubricadas. Los aisladores friccionales con superficie seca suelen tener un mayor coeficiente de fricción que los de superficie lubricada.

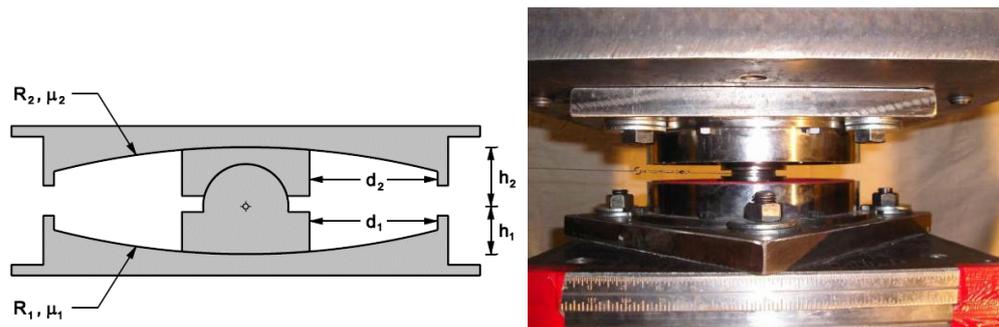


Figura 3.9 Corte y Elevación de Péndulo de fricción doble (FEMA 451, 2003)

c. Triple Péndulo de Fricción (TFP)

A pesar de ser llamado triple péndulo de fricción, el aislador tiene cuatro superficies de contacto, sin embargo, es usual que las superficies interiores sean iguales y por tanto se reduce a tres superficies con diferente coeficiente de fricción. Esto implica que hay cuatro coeficientes de fricción (U_i), cuatro radios de curvatura (R_i) y cuatro distancias topes (d_i). Estos aisladores son conocidos por tener la capacidad de alcanzar grandes periodos y desplazamientos. En la figura 3.10 se puede ver un TFP desarmado.

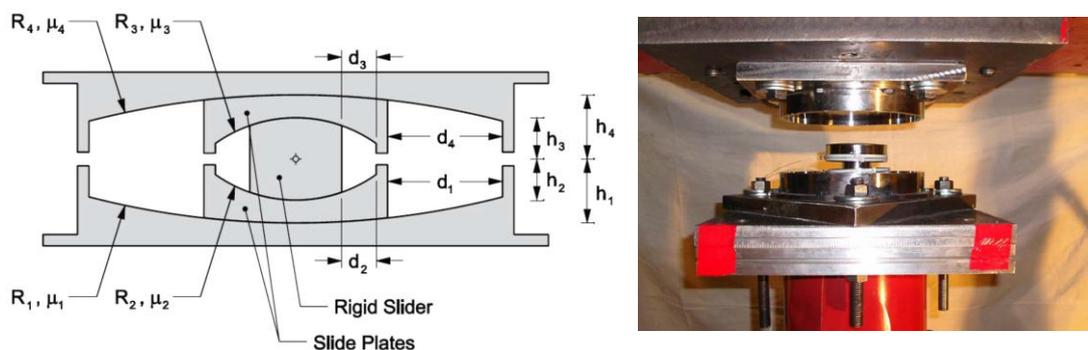


Figura 3.10 Péndulo de Triple fricción desarmado.

(Fenz and Constantinou,, 2007)

3.3 Modelo Teórico y Balance de Energía

3.3.1 Modelo de un Grado de Libertad con Aisladores Sísmicos

La teoría del aislamiento sísmico, mostrada en Kelly (1996), está basada en un modelo de un grado de libertad (ver figura 3.11). Las masas de la superestructura y el sistema de aislamiento (aisladores y la parrilla de vigas del nivel de aislamiento) se representan por m_s y m_b , respectivamente. Para la superestructura se tiene un amortiguamiento y una rigidez de c_s , k_s , respectivamente; mientras para el sistema de aislamiento c_b y k_b . Los desplazamientos asociados al sistema de aislamiento y la superestructura se muestran como d_b y d_1 . A continuación se presenta la ecuación del equilibrio sísmico dada por la aceleración, velocidad y desplazamiento de respuesta asociada al sismo entrante.

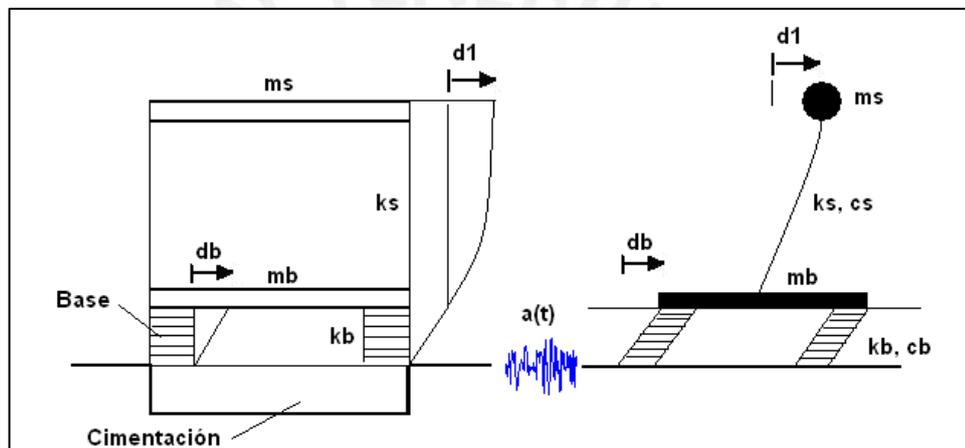


Figura 3.11 Origen de la ecuación diferencial del movimiento (Aguilar, 2008)

$$M\ddot{D}_C + C\dot{D} + KD_C = -MJ_C a(t)$$

Donde

M : Matriz de masa

C : Amortiguamiento

K : Rigidez

D : Vector desplazamiento

\dot{D} : Vector Velocidad

\ddot{D} : Vector Aceleración

J_C : Dirección del acelerograma.

Para hacer más sencilla la solución se plantea una ecuación libre sin amortiguamiento.

$$M\ddot{D}_c + KD_c = 0$$

Donde:

M : masa total de la estructura

D_c : Desplazamiento de la estructura

\ddot{D}_c : Aceleración de la estructura

$$\det|K - \lambda| = 0$$

$$K - \lambda M = \begin{vmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{vmatrix} - \lambda \begin{vmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{vmatrix} = \begin{bmatrix} k_b - \lambda(m_b + m_s) & -\lambda m_s \\ -\lambda m_s & k_s - \lambda m_s \end{bmatrix}$$

Se define

$$\gamma = \frac{ms}{mb + ms}$$

$$\omega_s = \sqrt{\frac{ks}{ms}}$$

$$\omega_b = \sqrt{\frac{Kb}{mb+ms}}$$

$$\epsilon = \frac{w_b^2}{w_s^2}$$

Donde

ms : Masa del sistema de aislamiento (parrilla de vigas y aisladores)

mb : Masa de la superestructura (estructura encima del sistema de aislamiento)

γ : Cociente entre la masa del sistema de amortiguamiento y la masa total

w_s : Frecuencia fundamental de vibración de la superestructura considerando la base empotrada

w_b : La frecuencia natural del sistema estructural considerado como un cuerpo rígido.

$$\omega_1^2 \approx \omega_b^2 \left(1 - \frac{\gamma \omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \approx \omega_b^2 (1 - \gamma \epsilon) \approx \omega_b^2$$

$$\omega_2^2 \approx \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \left(1 + \frac{\gamma \omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \approx \frac{\omega_s^2 (1 + \gamma \epsilon)}{1 - \gamma \epsilon} \approx \frac{\omega_s^2}{1 - \gamma}$$

ω_1 : Función de la frecuencia de vibración del sistema de aislamiento y de la frecuencia de vibración de la superestructura, pero se puede considerar:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2$$

Entonces se obtiene:

$$\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 = \frac{k_b}{m_b + m_s}$$

De donde:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{m_b + m_s}{k_b}}$$

La segunda frecuencia resulta mayor a la frecuencia de la superestructura con base empotrada y se incrementa significativamente a medida que la masa de la superestructura es cada vez más grande comparada a la masa del nivel de aislamiento (Dechent, 2006).

Remplazando λ en la ecuación:

$$(K - \lambda M)\phi = 0$$

El primer modo resulta:

$$\phi^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{bmatrix}$$

El segundo modo resulta:

$$\phi^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \end{bmatrix}$$

En la figura 3.12, se observan los modos de vibración de un modelo 1 grado de libertad con aisladores en función de los modos o periodos de vibración de un edificio de base fija.

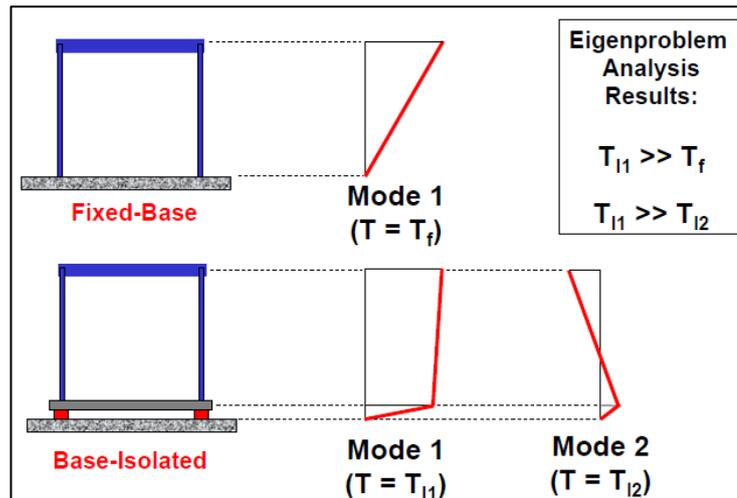


Figura 3.12 Evaluación simplificada del comportamiento dinámico de una estructura con base aislada (FEMA 451, 2003)

3.3.2 Balance de Energía

La ecuación de balance de energía proviene de la integración de la ecuación de equilibrio de fuerzas mostrada en Kelly (1996) y relaciona la fuerza inercial, el amortiguamiento, la fuerza elástica e inelástica del sistema y la fuerza impuesta por el sismo o viento. Adicionalmente, aparece la energía por disipación de energía (E_p) relacionado con lo energía en dispositivos de disipación de energía (disipadores y amortiguadores).

Ecuación de equilibrio dinámico:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g + p$$

Ecuación de balance de energía:

$$E_k + E_D + E_S = E_I$$

Donde

E_K : Energía Cinética debido a la velocidad

$$E_K = \int m \dot{x} dx = \frac{m\dot{x}^2}{2}$$

E_D : Energía Disipada por el amortiguamiento de la estructura

$$E_D = \int c \dot{x} dx = \int c \dot{x}^2 dt$$

E_{SS} : Energía por deformación elástica no disipada

E_{Sp} Energía disipada por histéresis propia de la estructura

$$E_S = \int k x dx = \frac{kx^2}{2}$$

E_p : Energía de los disipadores o amortiguadores

E_I : Energía de entrada del sistema por el sismo (E_{is}) y viento (E_{iw})

$$E_{IS} = - \int m \ddot{x}_g dx$$

$$E_{IW} = \int P(t) dx$$

$$E_I = E_{IS} + E_{IW}$$

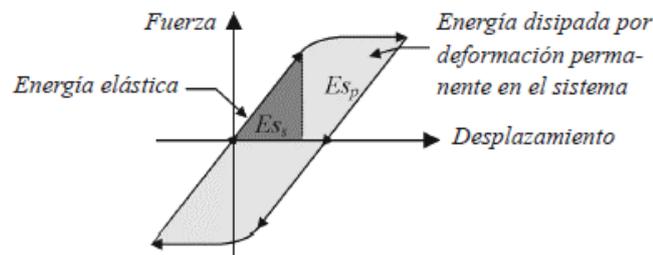


Figura 3.13 Ciclo de Histéresis de un Sistema Estructural

Ecuación de balance de energía con disipadores y amortiguadores:

$$E_k + E_D + E_{SS} + E_{Sp} + E_p = E_I$$

Dado el balance de energía, el uso de dispositivos de disipación de energía genera que el valor de (E_p) aumente y disminuya la energía por histéresis de la propia estructura (E_{Sp}). En consecuencia, el daño estructural se reduce y se concentran en los dispositivos que pueden ser cambiados. Por otro lado, los aisladores reducen la fuerza entrante (E_i), generando que el valor de E_{Sp} también se reduzca.

3.3.3 Aplicación de un modelo de dos grados de libertad

Se realizaron varios ejemplos aplicativos de modelos de dos grados de libertad a través de un programa de análisis para comprobar los modos de vibración teóricos planteados por Kelly (1996). Los modelos constan de una dimensión en planta de 4m por 4m y altura de 4m. Para el primer modelo, se tiene un periodo de base empotrada (T_s) de 0.4s y un periodo objetivo de aislamiento de 1.2s ($3T_s$). Por lo tanto se espera que el valor de $e=(0.4/1.2)^2=0.111$.

Tabla 3.1 Dimensiones y Periodos del edificio

| | |
|------------------------------|-----------|
| E (Kg/cm²) | 2200000 |
| Viga(m) | 0.40x0.80 |
| Col(m) | 0.40x0.40 |
| Altura(m) | 4 |
| I (m⁴) | 0.002133 |
| Ts(Periodo base fija) | 0.40 |
| Ta(Periodo Aislado) | 1.20 |
| Área planta | 16 |

Tabla 3.2 Metrado de cargas del edificio empotrado

| | |
|--------------------------------|-------|
| Peso viga(ton) | 12.3 |
| Peso columnas(ton) | 6.1 |
| CARGA(ton) | 112.0 |
| ws(ton/m²) | 7.0 |
| peso total (ton) | 130.4 |
| ms(ton*s²/m) | 13.3 |

Tabla 3.3 Características del edificio aislado (TA=1.2s)

| | |
|-------------|-------|
| Keff | 110 |
| Ws | 7 |
| Wb | 0.7 |
| Ms | 13.30 |
| Mb | 1.33 |

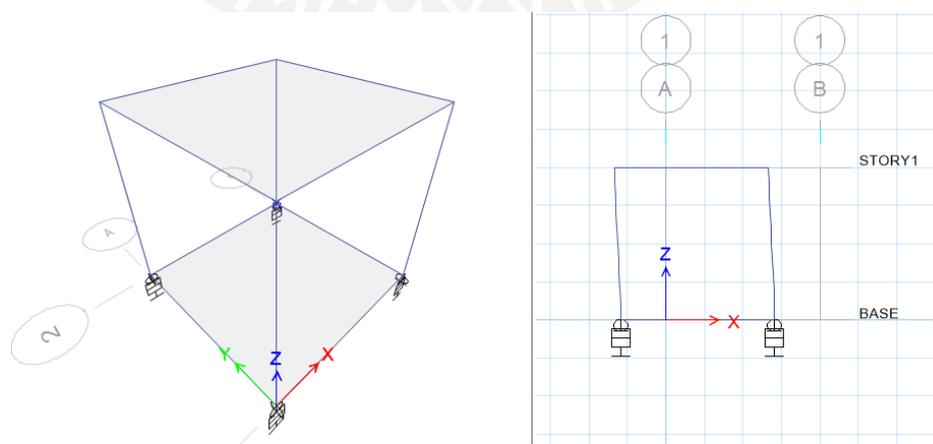


Figura 3.14 Vistas del modelo con aisladores en el programa ETABS

Tabla 3.4 Participación modal

| Mode | Period(sec) | UX | UY |
|------|-------------|------|------|
| 1 | 1.206 | 0.00 | 0.99 |
| 2 | 1.206 | 0.99 | 0.00 |
| 3 | 1.198 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 0.178 | 0.00 | 0.00 |

Tabla 3.5 Modo de vibración del modelo simplificado

| Case | Mode | Period | UX | Desp. Max Modal | (ϕ) m | (ϕ) ETABS | (ϕ) TEÓRICO |
|-------|------|--------|--------|-----------------|--------------|------------------|--------------------|
| Modal | 1 | 1.206 | 0.9986 | 0.266 | 0.266 | 1 | 1 |
| | | | | 0.235 | 0.031 | 0.12 | 0.11 |
| Modal | 2 | 0.131 | 0.0010 | -0.6098 | -0.6098 | 1 | 1 |
| | | | | 0.069 | 0.6788 | -1.11 | -1.1 |

Se notó que el primer modo de vibración tiene una masa participativa de 99.86% y además se cumple la relación esperada de desplazamientos modales de 1 a 0.11, dado que el valor de “e” es 0.111. Así mismo, para el segundo modo de vibración se cumple la relación de 1 a -1.1.

Del mismo modo, se realizó otro ejemplo aplicativo del mismo modelo con las mismas dimensiones de vigas y columnas variando la carga en el segundo y primer piso (W_s , W_b) para un modelo empotrado con (T_s) igual a 0.5s y periodo aislado (T_a) de 1.5s.

Tabla 3.6. Características del edificio aislado

| | |
|---------------------|-------|
| Keff(ton/m) | 110.0 |
| Ws(ton) | 184.0 |
| W'b(ton) | 0.50 |
| Ms(ton.s2/m) | 20.64 |
| Mb(ton.s2/m) | 2.06 |

| T_s | T_a | M_s | M_b | K_{eff} | K_{col} |
|-------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| 0.5 | 1.5 | 20.63 | 2.06 | 398.2 | 110 |

Tabla 3.7. Participación Modal

| Case | Mode | Period | UX | UY |
|-------|------|--------|------|------|
| | | Sec | | |
| Modal | 1 | 1.5 | 0.00 | 0.99 |
| Modal | 2 | 1.5 | 0.99 | 0.00 |
| Modal | 3 | 1.5 | 0.00 | 0.00 |
| Modal | 4 | 0.2 | 0.00 | 0.00 |

Tabla 3.8 Modo 1 y 2

| Case | Mode | Period | UX | Desp. Max Modal | (ϕ) m | (ϕ) ETABS | (ϕ) |
|-------|------|--------|-------|-----------------|------------|----------------|----------|
| | | sec | | | | | TEÓRICO |
| Modal | 1 | 0.9 | 0.999 | 0.213 | 0.213 | 1 | 1 |
| | | | | 0.188 | -0.025 | -0.117 | 0.11 |
| Modal | 2 | 0.1 | 0.001 | 0.598 | 0.598 | 1 | 1 |
| | | | | -0.06 | -0.658 | -1.1 | -1.1 |

El modo fundamental es el modo 1 y es el que principalmente determina la dinámica del edificio al tener casi 100% de masa participativa. Con los dos ejemplos anteriores se verifica la teoría de Kelly (1996) donde los modos fundamentales son iguales a los teóricos. Esta verificación de modos de vibración es independientemente del tipo de aislador.

Se recomienda tener un periodo de aislamiento por lo menos mayor o igual a tres veces del periodo de base empotrado. Así mismo, para edificios de mayores grados de libertad se debe tener masa participativa de los periodos fundamentales de por lo menos del 95% en cada dirección, para que los modos de los periodos secundarios no tengan una importante incidencia en el comportamiento dinámico del edificio.

3.4 Objetivos de Desempeño

3.4.1 Objetivos de Desempeño para Estructuras de Base Empotrada

La intención del FEMA P751 (2009) para cualquier tipo de edificio de base empotrado es proveer una razonable seguridad de desempeño sísmico, lo cual implica:

- Evitar serios daños y la pérdida de vidas humanas.
- Evitar el no funcionamiento en instalaciones críticas.
- Minimizar el costo de reparación por el daño no estructural

Los objetivos se direccionan a:

- Evitar el colapso en un sismo raro (el movimiento sísmico más grande)
- Limitar el daño estructural y no estructural que podría causar lesiones, pérdidas económicas o pérdidas de funciones para sismos más pequeños y más frecuentes.

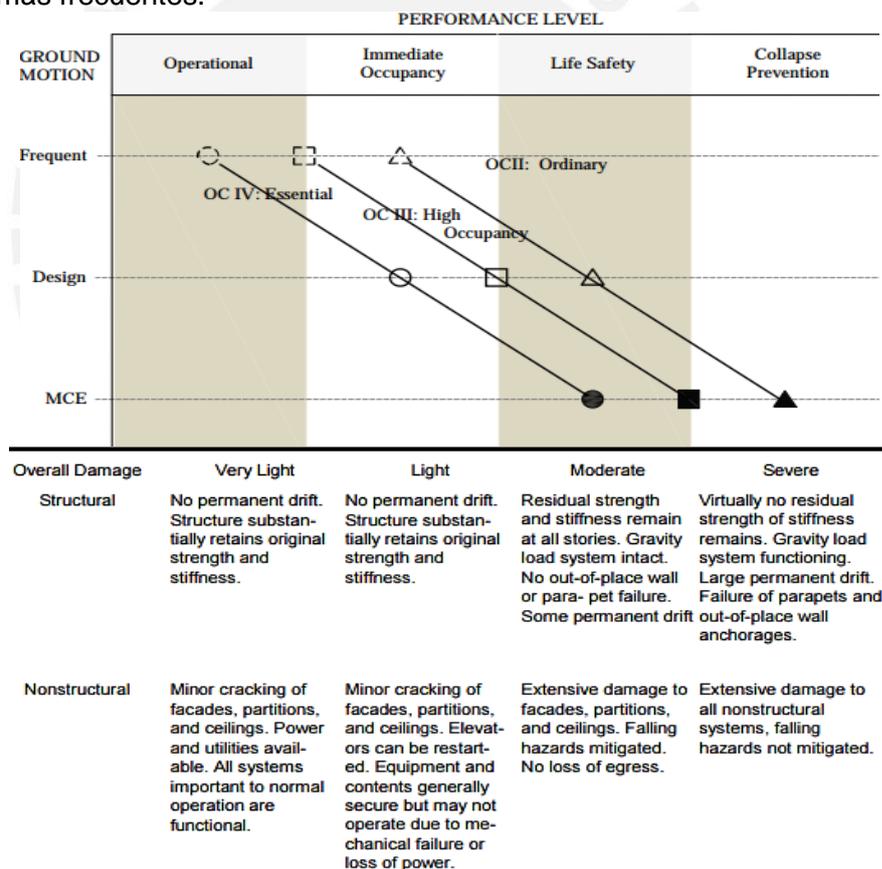


Figura 3.15 Desempeño esperado expresado en el FEMA P750 (2009)

Tanto el ASCE como la norma peruana de diseño sismo resistente E.030 fijan límites de derivas de entrepiso para poder limitar el daño estructural. Mientras el ASCE permite de una deriva máxima de 15-20 ‰, la norma peruana establece una deriva máxima de 7 ‰.

Así mismo, el FEMA P751 (2009) a través de la tabla, muestra el desempeño para estructuras de base empotrada (F) y con aisladores (I). De esta manera, si se desea evitar el daño estructural y no estructural para el sismo máximo considerado, la estructura deberá ser de base aislada.

Tabla 3.9 Desempeño para edificios de base aislada y de base empotrada (FEMA P751, 2009)

| Performance Measure | | Earthquake Ground Motion Intensity Level | | |
|----------------------|--|--|----------|-------|
| Type | Description | Minor | Moderate | Major |
| Life Safety | Loss of life or serious injury is not expected | F, I | F, I | F, I |
| Structural Damage | Significant structural damage is not expected | F, I | F, I | I |
| Nonstructural Damage | Significant nonstructural or contents damage is not expected | F, I | I | I |

F indicates fixed-base structures; I indicates isolated structures

3.4.2 Objetivos de Desempeño para Edificios con Aisladores Sísmicos

Por otro lado, la intención del FEMA P751 (2009) para estructuras con aisladores sísmicos es:

- Evitar serios daños y pérdidas de vida humana.
- Evitar el no funcionamiento de todas las instalaciones.
- Minimizar el costo de reparación estructural, no estructural y contenidos

Los objetivos están orientados a:

- Evitar el colapso estructural en un sismo muy raro (máximo sismo)
- Evitar el daño estructural y no estructural y contenido que podrían causar daños, pérdidas económicas o pérdidas de funcionabilidad para sismo más pequeño, pero más frecuentes a través de la reducción de la demanda sísmica en estos sistemas.

Principalmente, lo que se infiere de las exigencias señaladas en los párrafos anteriores, es que se admite daño estructural y no estructural para cada tipo de edificio de base empotrada (esencial, importante, común). Por otro lado, el objetivo de desempeño para estructuras aisladas es no tener daño del sistema estructural y no estructural. En consecuencia, si se desea diseñar estructuras con aisladores se deberá ser más exigente en limitar las derivas y aceleraciones de entrepiso.

Para poder alcanzar niveles complejos de desempeño es imprescindible el uso de aisladores sísmicos. Para ello, metodologías como HAZUS o el diseño basado en la resiliencia (REDI, 2013) sirven para evaluar el costo de reparación de pérdidas del sistema estructural y no estructural.

HAZUS es una metodología que utiliza curvas de fragilidad de una lista de contenidos para la estimación de daños y costos de reparación tras un terremoto a través de un software. Esta metodología americana conlleva a limitar las derivas y aceleraciones para los tipos de edificaciones y de esta manera poder alcanzar ciertos niveles de desempeño.

En la siguiente tabla se muestra los valores máximos de aceleración y derivas de piso en cada estado de daño no estructural propuesto por HAZUS. Por ejemplo, para mantener un daño leve, se deberá limitar la aceleración a 0.25g en promedio.

Tabla 3.10 Máxima Aceleración de piso usado vs Daño para elementos no estructurales sensibles a aceleraciones (HAZUS, 2015)

| Seismic Design Level | Floor Acceleration at the Threshold of Nonstructural Damage (g) | | | |
|----------------------|---|----------|-----------|----------|
| | Slight | Moderate | Extensive | Complete |
| High-Code | 0.30 | 0.60 | 1.20 | 2.40 |
| Moderate-Code | 0.25 | 0.50 | 1.00 | 2.00 |
| Low-Code | 0.20 | 0.40 | 0.80 | 1.60 |
| Pre-Code | 0.20 | 0.40 | 0.80 | 1.60 |

Así mismo, HAZUS (2015) limita la deriva a 2.5 ‰ para un edificio mediano C2 y 3.3‰ alto para un código alto (high-code).

Tabla 3.11 Deriva máxima de entrepiso vs el nivel de daño (HAZUS,2015)

| | Roof | Modal | Slight | Moderate | Extensive | Complete |
|-----|------|-------|--------|----------|-----------|----------|
| C2M | 600 | 450 | 0.0033 | 0.0083 | 0.0250 | 0.0667 |
| C2H | 1440 | 864 | 0.0025 | 0.0063 | 0.0188 | 0.0500 |

Cabe mencionar que la tabla 3.11 tiene curvas de fragilidad de elementos y sismos americanos. Sin embargo, puede resultar útiles como referencia si no se cuenta con curvas de fragilidad de contenidos o elementos no estructurales.

Así mismo, Alanis y Miranda (2005), usando una metodología muy similar a HAZUS(2015), establecen unos límites para las derivas y aceleraciones para cierto nivel de daño, pero no distingue en el tipo de edificación.

Tabla 3.12 Parámetros estadísticos desarrollados por Aslani y Miranda (2005) dados por funciones de fragilidad donde se limita la deriva y la aceleración de entre piso (Morgan and Mahin, 2011)

| Damage State | Peak Interstory Drift Ratio | | Peak Floor Acceleration | |
|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | Median (%) | Dispersion ¹ | Median (g) | Dispersion ¹ |
| DS1: Slight damage | 0.4 | 0.5 | 0.25 | 0.6 |
| DS2: Moderate damage | 0.8 | 0.5 | 0.50 | 0.6 |
| DS3: Extensive damage | 2.5 | 0.5 | 1.00 | 0.6 |
| DS4: Complete damage | 5.0 | 0.5 | 2.00 | 0.6 |

¹Defined as the logarithmic standard deviation of the demand

Otra metodología parecida a HAZUS(2015), es el diseño basado en resiliencia (REDI, 2015). Este manual fija estándares u objetivos (Platinum, Gold y Silver) en función al tiempo de para y al costo de reparación de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos. El diseño por resiliencia busca que el edificio se mantenga completamente funcional después de haber ocurrido un terremoto.

El diseño basado en la resiliencia se divide en Resiliencia Organizacional, Resiliencia del edificio, Resiliencia del entorno y la Evaluación de pérdidas. La cuantificación de pérdidas se realiza a través de un software donde se ingresa derivas y aceleraciones del análisis, los tipos de elementos y cantidad que contendrá el edificio, y como resultado calcula el daño esperado para cada componente y por tanto el cálculo del costo de reparación. REDI, limita la deriva residual a 0.5%, y sugiere que la estructura permanezca en el rango elástico.

En consecuencia, dado que el hospital es una edificación esencial, se busca que el edificio no tenga daño estructural y no se espera un daño no estructural importante, vale decir, se busca la funcionabilidad continua del edificio. Basado en la metodología del HAZUS, el diseño por resiliencia (REDI), y la investigación de Aslani y Miranda, se decidió utilizar los siguientes límites para edificios de base aislada.

1. Aceleración Máxima de entrepiso < 0.25g
2. Deriva máxima de entrepiso < 3 ‰
3. Sismo de análisis: Sismo de diseño
4. Factor de reducción de la estructura (R=1), para verificación de la aceleración.

3.4.3 Niveles de Sismo de Diseño

El sismo de diseño tiene un 10% de probabilidad de excedencia cada 50 años con un tiempo de retorno (T_r) de 475 años. Por otro lado, el sismo considerado máximo tiene un 2% de probabilidad de excedencia cada 50 años con un periodo de retorno de 2500 años (FEMA 451).

Tanto el ASCE 7-10 y 7-16 proponen hallar el sismo máximo como 1.5 veces el sismo de diseño si no se tiene estadística suficiente de sismos máximos ocurridos a lo largo del tiempo. En el actual trabajo, se tomará el mismo concepto para determinar el sismo máximo, a partir del espectro de diseño de la norma peruana sismo resistente E.030.

Según el ASCE/SEI 7-10 para edificios con aisladores sísmicos, se exige que la superestructura, el sistema de aislamiento y la cimentación se diseñen con el sismo de diseño ($T_r=475$ años), pero con un factor de reducción sísmica (R) diferente (Ver acápite 5.2). Sin embargo, el sistema de aislamiento debe acomodar el desplazamiento total máximo (DTM) asociado al sismo máximo ($T_r=2500$ años)

Por otro lado, el ASCE/SEI 7-16, exige diseñar el sistema de aislamiento, cimentación y la superestructura a través del sismo máximo. Los factores de reducción se mantienen igual a lo que señala el ASCE/SEI 7-10.

3.4.4 Amortiguamiento (β)

El uso de aisladores en edificaciones implica tener un periodo largo y un amortiguamiento grande. Mientras que periodos altos implica un aumento en la demanda de desplazamiento; el incremento de amortiguamiento conduce a la reducción de desplazamientos. El ASCE 7-10 calibra el amortiguamiento con el desplazamiento y presenta la tabla 3.12 con los valores de al amortiguamiento efectivo (β) asociado al coeficiente de reducción de desplazamiento (B). La tabla 3.12 sirve para el sismo máximo o el sismo de diseño.

Tabla 3.13 Amortiguamiento Efectivo (β_D o β_M) y Coeficiente de reducción de desplazamiento (B_D o B_M) (ASCE/SEI 2010)

| Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b} | B_D or B_M Factor |
|--|-----------------------|
| ≤ 2 | 0.8 |
| 5 | 1.0 |
| 10 | 1.2 |
| 20 | 1.5 |
| 30 | 1.7 |
| 40 | 1.9 |
| ≥ 50 | 2.0 |

AASHTO (2010) plantea la fórmula $B = \left(\frac{\beta}{0.05}\right)^{0.3}$ en donde los valores de B y β son muy parecidos a los que se señala en el ASCE 7-10 y se pueden usar para el cálculo del amortiguamiento.

4. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE EDIFICIOS AISLADOS SEGÚN ASCE 7-10

Para edificios aislados y de base fija se realizan tres tipos de análisis: análisis estático, combinación modal espectral y tiempo historia. El análisis estático o de fuerza equivalente (ELF) es usado para limitar los valores mínimos de diseño y sirve como input (amortiguamiento y rigidez) para realizar un análisis modal espectral o tiempo historia (ANLTH). Generalmente, para el diseño del edificio se utiliza un análisis modal espectral, y para verificación de los parámetros de respuesta sísmica, un análisis tiempo historia no lineal ANLTH.

Tabla 4.1 Métodos de análisis permitidos (P) y no permitidos (NP) para el diseño según el ASCE 7-10

| Site Conditions or Structure Configuration Criteria | ELF Procedure | Response Spectrum | Time History |
|--|---------------|-------------------|--------------|
| Site Conditions | | | |
| Near-Source ($S_1 \geq 0.6$) | NP | P | P |
| Soft soil (Site Class E or F) | NP | NP | P |
| Superstructure Configuration | | | |
| Flexible or irregular superstructure ($h > 4$ stories, $h > 65$ ft., or $T_M > 3.0$ s, or $T_D \leq 3T$)** | NP | P | P |
| Nonlinear superstructure (requiring explicit modeling of nonlinear elements, Sec. 17.6.2.2.1) | NP | NP | P |
| Isolation System Configuration | | | |
| Highly nonlinear isolation system or does not meet the criteria of Section 17.4.1, Item 7 | NP | NP | P |

* P indicates permitted and NP indicates not permitted by the *Standard*

** T is the elastic, fixed-base, period of the structure above the isolation system

4.1 Método de Fuerza Lateral Equivalente (ELF)

Es un método lineal estático basado en un modelo de un grado de libertad donde las fuerzas de la estructura se calculan a través de un desplazamiento de diseño y una rigidez efectiva (Kelly, Naeim, 1999). A pesar de ser un método lineal, las ecuaciones toman en cuenta los valores de rigidez efectiva y amortiguamiento amplificados que están implícitamente dentro de las fórmulas del análisis no lineal. En consecuencia, es un método que sirve para insertar la rigidez y amortiguamiento para realizar los análisis del análisis modal espectral y/o tiempo historia. Además, sirve para limitar los valores mínimos de los parámetros globales de respuesta sísmica.

4.1.1 Desplazamiento de Diseño

El desplazamiento está determinado por la aceleración espectral, periodo de diseño y el amortiguamiento efectivo.

$$D_D = \left(\frac{S_a}{4\pi^2} \right) \left(\frac{T_D^2}{B_D} \right) = \left(\frac{ZUCS}{4\pi^2} \right) \left(\frac{T_D^2}{B_D} \right)$$

Donde

S_a : Aceleración espectral correspondiente al periodo de diseño

B_D : Coeficiente de reducción de desplazamiento asociado al amortiguamiento (β) (Ver tabla 3.12) para el sismo de diseño.

T_D : Periodo de diseño o periodo asociado al sismo de diseño.

D_D : Desplazamiento de diseño o desplazamiento asociado al sismo de diseño.

Adaptando la fórmula del desplazamiento con el espectro de la norma peruana sismo resistente E.030 las fórmulas de desplazamiento estarían dadas por las siguientes formulas:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) (Z * S * 2.5 * T_P * T_D) / B_D \quad ; \quad T_P < T_D < T_L$$

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) (Z * S * 2.5 * T_P * T_L) / B_D \quad ; \quad T_L < T_D$$

Donde:

Z : Aceleración máxima del terreno

S : Factor que refiere al suelo

T_P : Periodo correspondiente a la plataforma del espectro

T_L : Periodo correspondiente a periodos largos

T_D : Periodo efectivo de diseño asociado al sismo de diseño

B_D : Coeficiente de reducción de amortiguamiento asociado al sismo de diseño

Para considerar los efectos de la torsión se tomará en cuenta la excentricidad propia del edificio y la excentricidad accidental (5%). La excentricidad propia del edificio está relacionada con la geometría en planta y altura del edificio. Por otro lado, la excentricidad accidental está relacionada con movimientos rotacionales accidentales en la que se entre a modos superiores de vibración. La suma de las dos excentricidades se deberá considera para el cálculo de los desplazamientos totales.

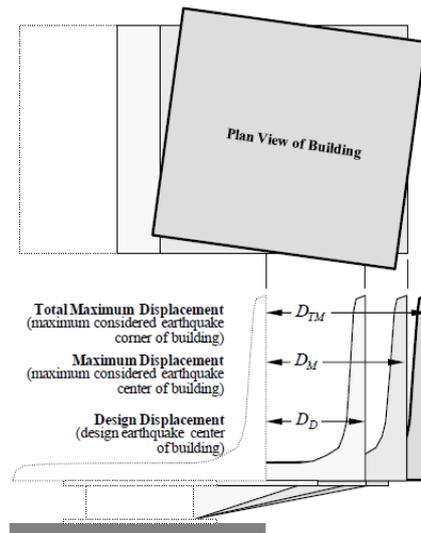


Figura 4.1 Desplazamiento de Diseño, Diseño máximo y Diseño total máximo (FEMA 751,2009)

Mientras DD es el desplazamiento asociado al sismo de diseño, DM el desplazamiento del centro de masa asociado al sismo máximo sin efectos torcionales. Los desplazamientos totales (DTD Y DTM) son las distancias del centro de masa a las esquinas considerando los efectos de torsión. El factor que multiplica el desplazamiento de diseño y maximo debe ser mayor o igual a 1.1 (ASCE 7-10)

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

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

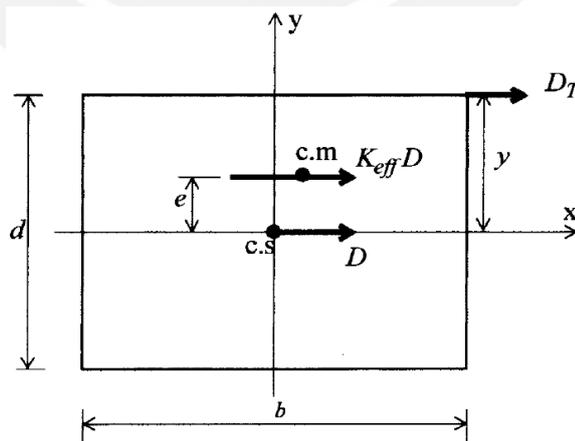


Figura 4.2 Dimensión en planta del edificio (FEMA 751,2009)

$$V_b = D_D K_{Dmax}$$

La fuerza cortante de diseño de la superestructura se hallará a través del cociente de la fuerza del sistema de aislamiento o basal entre el factor de reducción de edificios aislados (R_i)

$$V_s = \frac{V_b}{R_i}$$

El ASCE 7-10 define el valor de R_i mayor o igual a tres octavos el factor R y menor o igual a 2. Donde R es el factor de reducción de la fuerza de diseño correspondiente al tipo del sistema estructural (dual, pórticos, muros, etc). Es recomendable tomar este valor del código del American Concrete Institute (ACI).

$$1 \leq R_i = (3/8)R \leq 2$$

Tal como se hace en un cualquier tipo de edificio de base empotrada, la fuerza basal se distribuye en los niveles superiores a través de la siguiente formula:

$$F_{eq,s,i} = \frac{V_{eq,s} w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

Donde w_i es el peso de entrepiso "i" y h_i es la altura del piso "i"

4.2 Combinación Modal Espectral

Este método, generalmente usado en un software de análisis estructural, utiliza los modos de vibración de la estructura y calcula la respuesta sísmica a través de un espectro de diseño. Para realizar este análisis, cada aislador (link) se modela con los valores de rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo usados en el método estático o de fuerza lateral equivalente. A continuación, se enumera dos formas para realizar el análisis modal-espectral:

4.2.1 Espectro de Diseño con Bajada

Se realiza una "bajada" del espectro por el amortiguamiento de los aisladores a partir de periodos mayores a $0.8T_D$. Realizando esta bajada, se asegura que el espectro considerará la respuesta de los periodos T_D o T_M . Cabe mencionar, que el coeficiente de amortiguamiento(C) que pide el en el link en el software de análisis será cero, dado que el espectro ya lo considera.

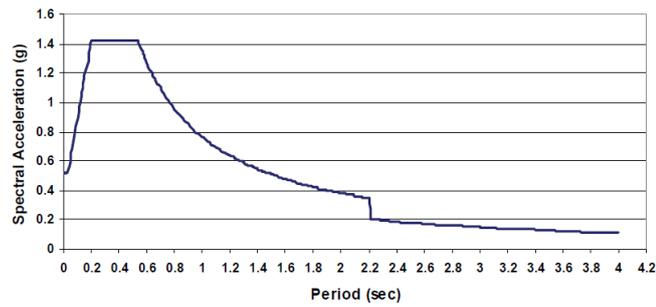


Figura 4.4 Espectro de diseño modificado para el análisis de edificios aislados (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault y Ecker Lay, 2011)

4.2.2 Espectro de Diseño por Defecto

Utilizando un espectro de diseño con 5% de amortiguamiento al igual que para edificios convencionales de base empotrada. Para considerar el amortiguamiento global de los aisladores se deberá insertar, en el link del software de análisis, un coeficiente de amortiguamiento (C) donde $C = \beta * 2 * \sqrt{KM}$

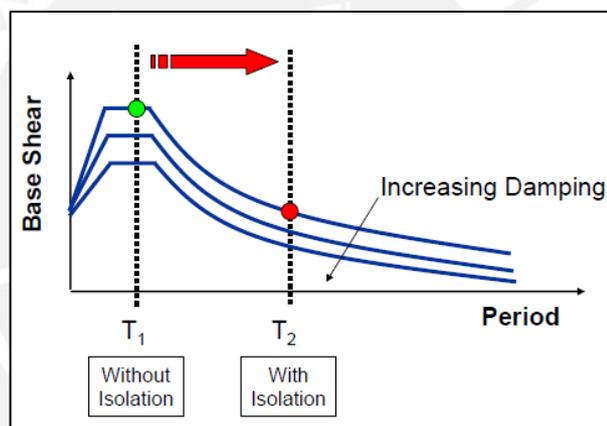


Figura 4.5 Variación del espectro por el coeficiente de amortiguamiento (FEMA 451,2003)

Para la construcción del espectro se tomó los parámetros de la norma peruana sismo resistente E.030, que se explican a continuación:

Z: Aceleración máxima del suelo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, depende de la zonificación (1,2 o 3)

U: Factor de uso. $U=1$ para edificaciones aisladas.

C: Factor de amplificación sísmica.

T: Periodo fundamental de la estructura.

Tp: Periodo correspondido a la plataforma del espectro

S: Factor que toma en cuenta al tipo de suelo (S1, S2, S3).

Ri: Factor de reducción sísmica para edificios aislados (3/8R)

Se recomienda que la estructura de base aislada sea regular y tenga una masa participativa de 90% en cada dirección de análisis para asegurar un buen desempeño. Para ello, la distribución espacial de los aisladores es importante, ya que son los responsables de dotar de rigidez y amortiguamiento a la superestructura.

Cabe mencionar, que los valores de respuesta sísmica que resulten del análisis deberán ser verificados con los valores mínimos. Generalmente, la fuerza de la interfaz de aislamiento V_b es menor a la fuerza cortante en un análisis ELF.

4.3 Análisis Tiempo-Historia

Es un análisis que replica la forma del movimiento del sismo y produce desplazamientos y fuerzas totales más acorde a sismo reales. Esto implica que el análisis toma en cuenta el cambio de rigidez de la estructura durante el movimiento telúrico. Los diagramas de fuerza-desplazamiento generalmente son bilineales para la mayoría de aisladores con excepción de los aisladores de triple péndulo de fricción.

Las propiedades (amortiguamiento y rigidez) inherentes al diagrama de fuerza-desplazamiento deben ser muy parecidos o iguales a las propiedades objetivas asumidas en un análisis de fuerza equivalente o modal espectral. Las formulas del amortiguamiento, rigidez, periodo varían dependiendo del tipo de aislador ya que el mecanismo es diferente para cada uno. A continuación, se muestra el diagrama fuerza-desplazamiento correspondiente a un aislador común.

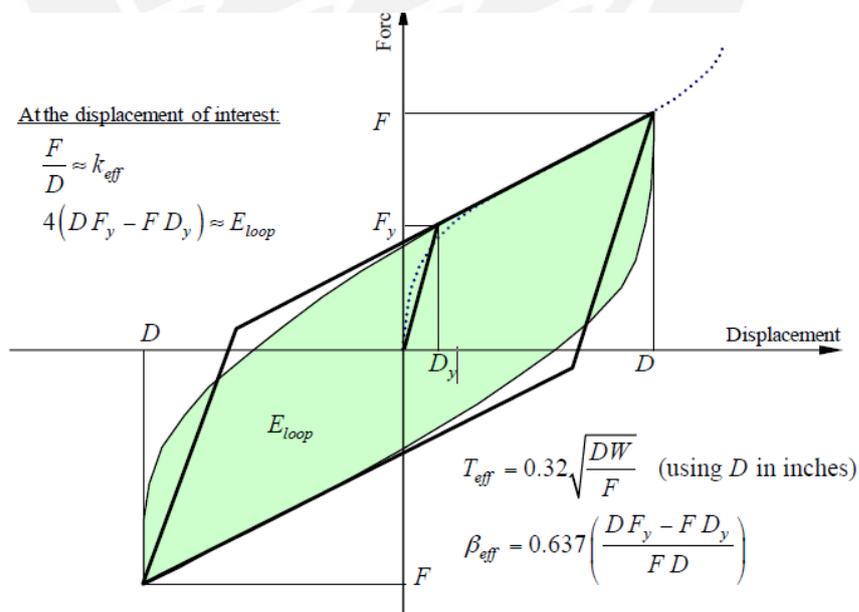


Figura 4.6 Modelamiento bilineal de una unidad de aislador

(FEMA P751, 2009)

4.3.1 Procesamiento de Señales Sísmicas

El ASCE 7-10 exige 7 señales sísmicas (en sus dos direcciones) para un análisis tiempo historia no lineal. Los valores de desplazamientos, derivas, aceleraciones y fuerzas cortantes se calculan con los promedio valores de respuesta de las 7 señales. Alternativamente, se puede escoger 3 señales considerando los valores más altos de respuesta (los más desfavorables) para el análisis y/o diseño. Para la selección de las señales sísmicas, se debe tomar en cuenta la velocidad de onda, el tipo de suelo y el lugar donde se encuentra el acelerógrafo. A continuación, se expone una secuencia de pasos a seguir para el tratamiento de señales sísmicas referenciadas principalmente del capítulo 12 del FEMA 750 (2010).

1. **Corrección de línea base de la señal.** Este proceso implica mover los puntos de valor cero de la señal que no se encuentra alineados al eje del cero. Esta corrección se realiza mediante software de procesamiento de señales como el Seismo Signal o EERA.

2. **Corrección por filtrado de señal.** Esta corrección se realiza para limpiar la señal sísmica de las señales no deseadas en el registro. Por ejemplo, la frecuencia que produce el ruido ambiental, el paso vehicular, el paso de maquinaria pesada, etc. Este proceso también se realiza con los programas mencionados arriba.

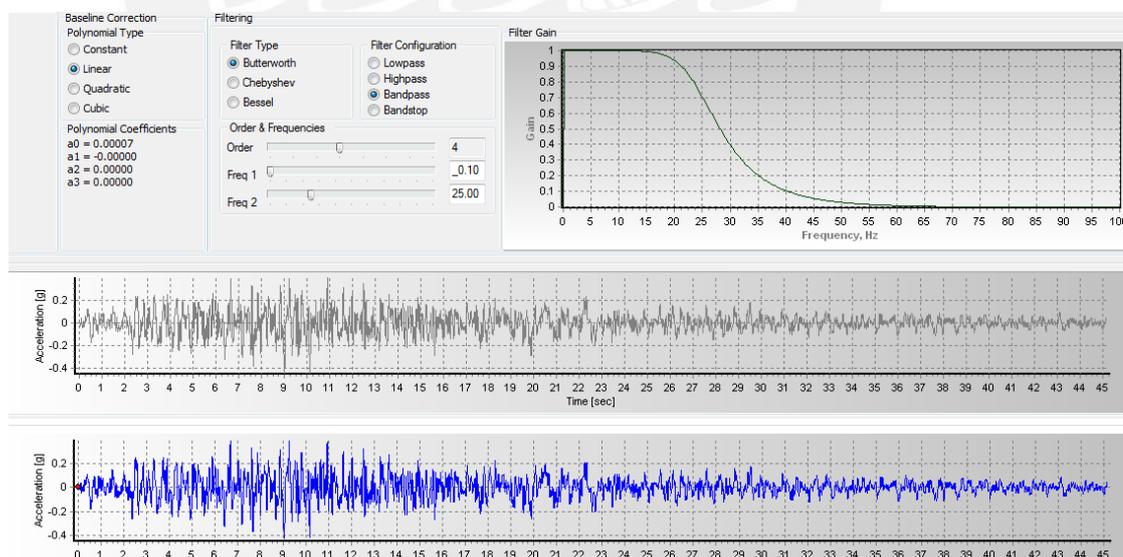


Figura 4.7 Corrección de señales sísmicas (Seísmo Signal,2016)

3. **Análisis unidimensional de propagación de onda.** Se usa para tener la respuesta sísmica al nivel de la superficie dado que los registros son tomados en roca.

4. Luego de haber realizado las correcciones, se **escala y se realiza el match** de cada señal al sismo de diseño peruano o sismo máximo en el rango de interés que es desde $0.5T_D$ hasta $1.25T_M$, a través del programa Match Signal. De esta manera para cada periodo en ese rango, el promedio de cada par de señales horizontales o verticales deben ser mayores o iguales al sismo objetivo (diseño o máximo). Así mismo, se debe verificar que los promedios de los valores espectrales de las señales estén acordes con el resultado ya sea para un T_D o T_M , sino, se deberá escalar al valor al espectro objetivo. Es recomendable hacer el match en todo el trayecto para obtener mejores resultados.

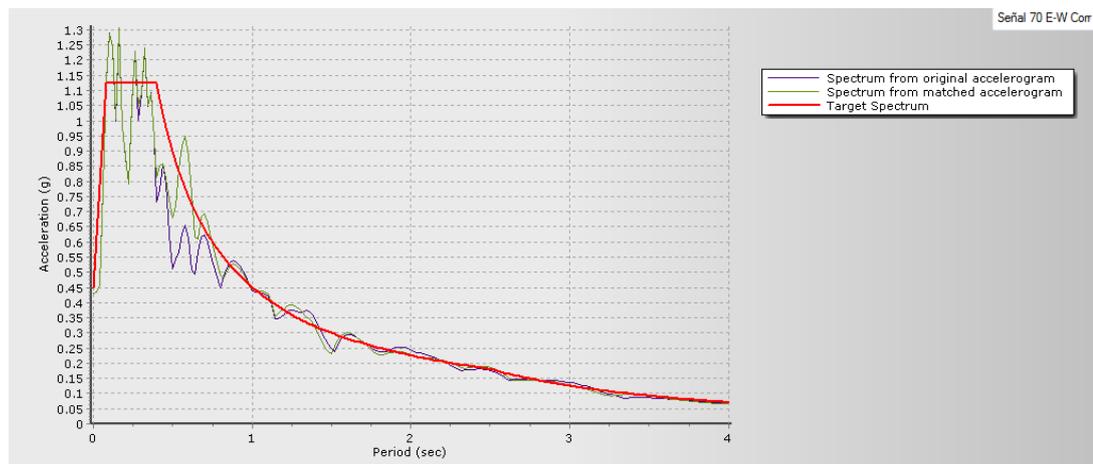


Figura 4.8 Espectro objetivo, espectro del acelerograma correlacionado (SeismoMatch,2016)

5. Finalmente, se aplica las señales para cada dirección y análisis tanto en la dirección X como Y. Cabe indicar que cada señal debe de realizarse el análisis en ambas direcciones y tomar los valores más altos o el promedio dependiendo de la cantidad de registros usados.

Cabe mencionar que el análisis no lineal tiempo historia se realiza principalmente para verificación de parámetros mas no como diseño dado la complejidad y variabilidad de resultados.

5. PROYECTO DE NORMA ASCE 7-16

1. El sismo de diseño único para la superestructura y subestructura es el **sismo máximo considerado (MCER)**. Por lo tanto, ahora solo se diseñará con el desplazamiento máximo, desplazamiento total máximo, periodo máximo y amortiguamiento máximo para el análisis estático, espectral y tiempo historia.

$$D_M = \left(\frac{S_a}{4\pi^2} \right) \left(\frac{T_M^2}{B_M} \right) = \left(\frac{1.5 * ZUCS}{4\pi^2} \right) \left(\frac{T_M^2}{B_M} \right)$$

2. La fuerza cortante de la superestructura (V_S), es la fuerza en el primer nivel de la superestructura. La fuerza V_S se halla a partir de una fuerza llamada V_{st} reducida por el factor R_I . La fuerza V_{st} depende de la fuerza basal (V_b) afectada por la relación de pesos de la superestructura y la estructura (W_s/W), y el amortiguamiento β_M . La fuerza de la interfaz de aislamiento o basal (V_b) se halla a través del producto de la rigidez y del desplazamiento asociados al sismo máximo K_M y D_M , respectivamente.

$$V_b = K_M D_M \quad V_S = V_{st} / R_I \quad V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{1-2.5\beta_M}$$

3. **Se exige** que se analice para cada uno de los valores máximo y mínimo de la variación de los valores nominales que definen el diagrama de histéresis (K_2 y Q_d). Para ello, se define **los factores de modificación de propiedades ($\lambda_{max}, \lambda_{min}$)** que multiplican a los valores nominales de K_2 y Q_d . Los valores λ toman en cuenta los efectos de variación en la producción de las propiedades, variación de temperatura, variación de carga, desgaste, envejecimiento y contaminación. Los límites de los λ máximo y mínimo pueden ser obviados si es que se tiene información de los proveedores. En caso contrario, si no se tiene información deberá usarse por defecto estos valores como mínimo de 1.8 y 0.6.

$$\lambda_{max} = \left(1 + \left(0.75 * (\lambda_{(ae,max)} - 1) \right) \right) * \lambda_{(test,max)} * \lambda_{(spec,max)} \geq 1.8$$

$$\lambda_{min} = \left(1 - \left(0.75 * (1 - \lambda_{(ae,min)}) \right) \right) * \lambda_{(test,min)} * \lambda_{(spec,min)} \leq 0.6$$

4. La fuerza cortante mínima de la superestructura (V_s), además de la fuerza cortante estática, deberá ser mayor:

- La fuerza cortante estática (V_s) hallada por el método estático
- 1.5 veces la fuerza de activación con las propiedades nominales
- La cortante asociada a un peso (W_s) y un periodo T_M para un edificio convencional de base empotrada.

5. Se establece nuevos mínimos de fuerza cortante para el tipo de análisis en función de la fuerza cortante del análisis estático.

| | Respuesta Espectral | Tiempo Historia |
|-------|---------------------|-----------------|
| V_b | 90% V_b | 100% V_b |
| V_s | 100% V_s | 100% V_s |

6. La fuerza restitutiva se calcula con el sismo máximo por lo tanto, el radio de curvatura para aisladores friccionales deberá ser menor a 20 veces el D_{TM} .

6. ESTUDIO DE LOS AISLADORES DE PÉNDULO DE FRICCIÓN

6.1 Propiedades Mecánicas de los Aisladores

6.1.1 Comportamiento de los Aisladores de Péndulo de Fricción Simple (PFS) y los aisladores de Péndulo de Fricción Doble (PFD)

Tanto los aisladores de péndulo de fricción simple y doble tienen un comportamiento similar. Mientras el aislador de péndulo simple tiene un solo radio de curvatura (R), el péndulo de fricción doble tiene un radio de curvatura superior y otro inferior (R_1 Y R_2). Para los péndulos dobles, se puede asumir un radio efectivo a la suma de R_1 y R_2 (Ver Figura 6.1).

Para un mismo diámetro de aislador el péndulo doble tiene más radio de curvatura (el doble usualmente) que el de péndulo simple, lo que conlleva a una mayor capacidad de desplazamiento. Sin embargo, tiene menos capacidad de desplazamiento que los aisladores de péndulo triple.

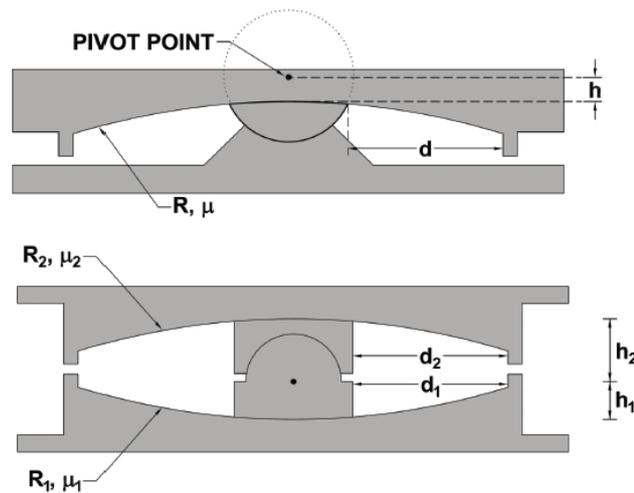


Figura 6.1 Aisladores de Péndulo Simple y Doble (Constantinou et al, 2011)

La carga axial que cae sobre el aislador genera una fuerza de restauración contraria al movimiento pendular que a la vez trata de regresar al aislador en su posición de inicio. La energía se disipa en forma de calor a través de la fricción entre el deslizador articulado y la superficie cóncava, los cuales generalmente son teflón y acero respectivamente. En la figura 6.2 se muestra las fuerzas que actúan sobre el aislador.

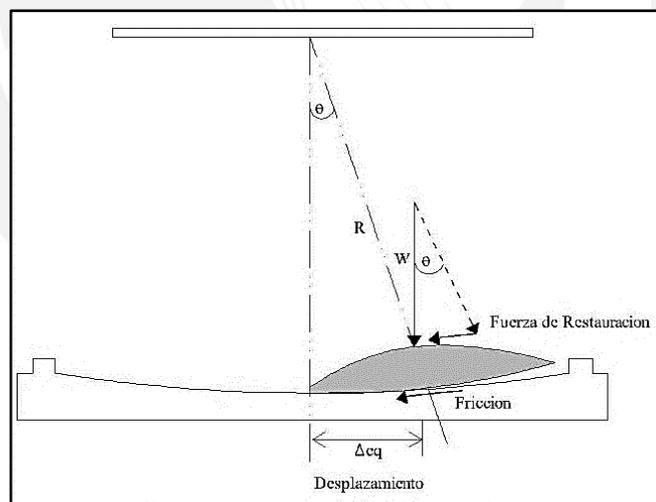


Figura 6.2 Diagrama de Cuerpo Libre para aisladores de péndulo de fricción (Aguiar, Almazan, Denchent, 2008)

La fuerza del aislador de péndulo simple está determinada por dos factores que obedecen al comportamiento del deslizador curvo. La primera es la fuerza restitutiva, asociada al movimiento pendular y la segunda está relacionada con la fuerza de fricción asociada al contacto entre las superficies. La suma de estas dos fuerzas

produce el diagrama de histéresis del aislador friccional. En la figura 6.3 se observa la suma de las fuerzas que producen el diagrama Fuerza-Desplazamiento.

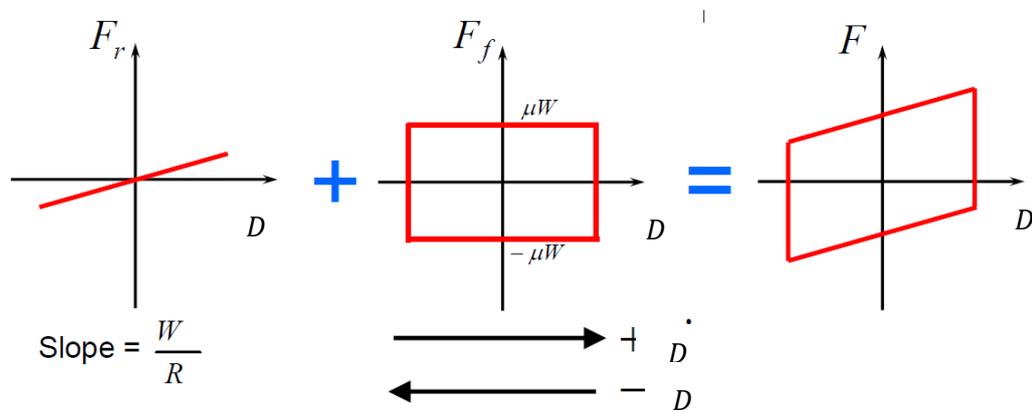


Figura 6.3 Movimiento Péndulo Libre y el Movimiento asociado a la Fuerza de Fricción (FEMA 451,2003)

6.1.2 Diagrama de Histéresis para los Aisladores de Péndulo De Fricción Simple y Doble

La fuerza que se necesita para iniciar el movimiento del FPS está dado por Q_d . Esta fuerza relaciona el coeficiente de fricción estático (μ) y el peso (W). Luego de vencer la fuerza inicial, casi enseguida, se pasa al rango inelástico con una rigidez (K_d) que depende del peso (W) y del radio de curvatura (R) hasta llegar a una fuerza efectiva (F) asociada al desplazamiento efectivo D_{eff} (Ver Figura 6.4).

A través de la rigidez efectiva o secante (K_{eff}), periodo efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) se relaciona el movimiento lineal elástico con el movimiento inelástico. A continuación, se muestra las fórmulas que relacionan los parámetros inelásticos del diagrama de histéresis (μ , R) con los parámetros elásticos T_{eff} , K_{eff} , D_{eff} y β_{eff} .

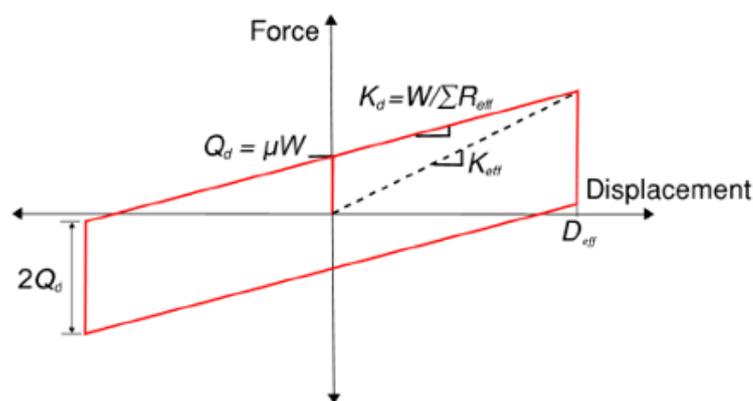


Figura 6.4 Modelación Bilineal o diagrama de histéresis (Mc Vitty et all, 2015)

$$F = uW \pm \frac{W}{R} D_{eff}$$

$$Kd = W/R$$

$$Qd = \mu W$$

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D_{eff}} + \frac{W}{R}$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g * (\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D_{eff}})}}$$

Se define el amortiguamiento efectivo como la relación entre la energía disipada en un ciclo de histéresis W_D (área encerrada en la curva de histéresis) con relación a $4\pi W_e$. Donde W_e es la energía elástica.

$$W_D = 4\pi W D_{eff}$$

$$W_E = \frac{1}{2} K_{eff} D_{eff}^2$$

Al reemplazar en la definición de β_{eff} y luego sustituir el valor de K_{eff} se obtiene:

$$\beta_{eff} = \frac{W_D}{4\pi W_E} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{D_{eff}}{R}} \right)$$

Para realizar un prediseño se podría empezar asumir un radio de curvatura y un coeficiente de fricción. Los coeficientes de fricción varían entre 0.01 y 0.18, mientras, los radios de curvatura entre 2 y 5 m. En el capítulo 6.2 se detalla los valores y variaciones del coeficiente de fricción.

Para asegurar que el aislador péndulo de fricción simple regrese a su posición inicial se limita el radio de curvatura(R). Se pueden tomar valores de R menores o igual a 40 veces a D_{TD} si es que el FPS se instala en un puente (AASHTO, 2010) o menor igual a 20 veces D_{TD} si es que se instala en un edificio (ASCE 7-10). Así mismo, el ASCE 7-16, señala que el radio debe ser menor a 20 veces el D_{TM} .

El tamaño del aislador depende de la carga vertical que soporta el aislador y el máximo desplazamiento lateral que debe acomodar. El tamaño del área de contacto se halla por esfuerzos admisibles, volcamiento, etc.

6.1.3 Comportamiento de los aisladores de Péndulo de Fricción Triple (PFT)

La construcción del diagrama de histéresis del aislador de PFT está estrechamente relacionada con su geometría. Este último está dado por los radios de curvatura R_1, R_2, R_3, R_4 (típicamente $R_1 = R_4$ y $R_2 = R_3$), alturas del aislador h_1, h_2, h_3, h_4 (típicamente $h_1 = h_4$ y $h_2 = h_3$) distancias o capacidad de desplazamiento d_1, d_2, d_3, d_4 (típicamente $d_1 = d_4$ y $d_2 = d_3$) y coeficientes de fricción u_1, u_2, u_3, u_4 (típicamente $u_1 > u_4$, $u_2 = u_3$). Los aisladores de PFT tienen en total cinco valores de rigidez (5 fases) y se diseña hasta la cuarta etapa como máximo (Ver figura 6.6)

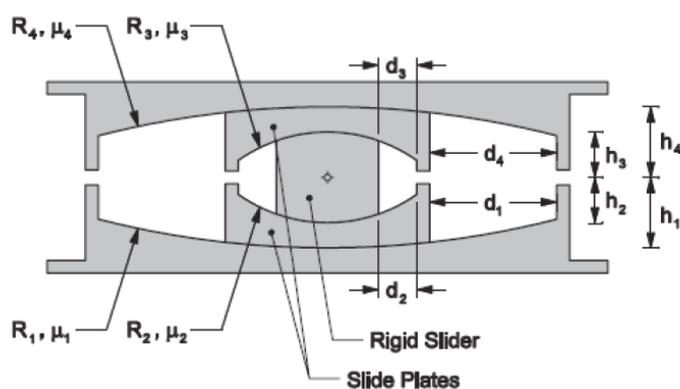


Figura 6.5 Aislador de péndulo de fricción triple (Constantinou et all, 2011)

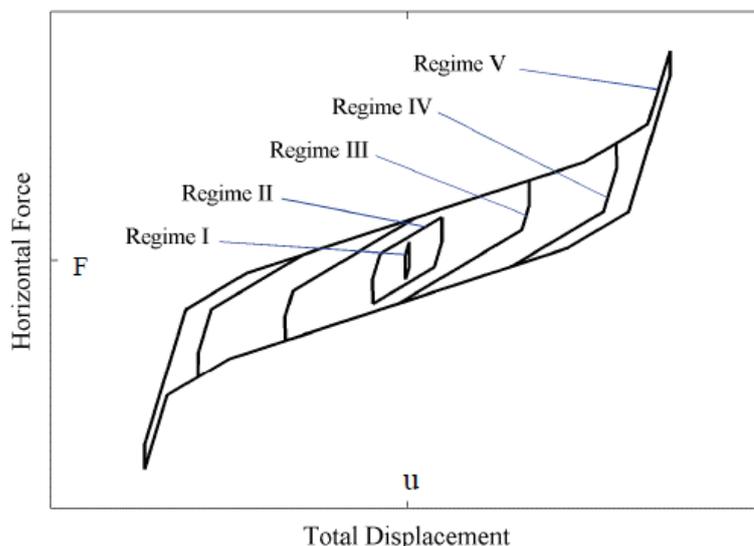


Figura 6.6 Fases del aislador de péndulo de fricción triple (Constantinou et all, 2011)

Hay dos modelos que representan el comportamiento de los aisladores de péndulo de fricción triple: El modelo de Fenz y Constantinou (2007) y el modelo de Fenz Y Sarlis (2011). A diferencia de Fenz y Sarlis(2007), Fenz y Sarlis(2011) plantean una fuerza de momento que se produce por de la fuerza de sismo que debe ser equilibrado para evitar levantamiento o volcamiento.

Sin embargo, los resultados de las fórmulas de los dos modelos resultan ser muy similares (Constantonu, Kalpakidis, Filiatrault and Ecker Lay). En la tabla 6.1 se muestran las formulas del diagrama de histeresis de Fenz and Constantunou asumiendo $R_1 = R_4 > R_2 = R_3$, $u_1 > u_4$, $u_2 = u_3$

Tabla 6.1 Resumen del comportamiento del PFT (Fenz and Constantinou, 2007)

| Regime | Description | Force-Displacement Relationship |
|--------|---|---|
| I | Sliding on surfaces 2 and 3 only | $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff2} + R_{eff3}}$ <i>Valid until:</i> $F = F_{f1}$, $u = u^* = (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3)R_{eff3}$ |
| II | Motion stops on surface 2; Sliding on surfaces 1 and 3 | $F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff1} + R_{eff3}}$ <i>Valid until:</i> $F = F_{f4}$, $u = u^{**} = u^* + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff3})$ |
| III | Motion is stopped on surfaces 2 and 3; Sliding on surfaces 1 and 4 | $F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff4}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3} + F_{f4}(R_{eff4} - R_{eff3})}{R_{eff1} + R_{eff4}}$ <i>Valid until:</i> $F = F_{dr1} = \frac{W}{R_{eff1}} d_1^* + F_{f1}$, $u = u_{dr1} = u^{**} + d_1^* \left(1 + \frac{R_{eff4}}{R_{eff1}} \right) - (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff4})$ |
| IV | Slider contacts restrainer on surface 1; Motion remains stopped on surface 3; Sliding on surfaces 2 and 4 | $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff4}} (u - u_{dr1}) + \frac{W}{R_{eff1}} d_1^* + F_{f1}$ <i>Valid until:</i> $F = F_{dr4} = \frac{W}{R_{eff4}} d_4^* + F_{f4}$, $u = u_{dr4} = u_{dr1} + \left[\left(\frac{d_4^*}{R_{eff4}} + \mu_4 \right) - \left(\frac{d_1^*}{R_{eff1}} + \mu_1 \right) \right] (R_{eff2} + R_{eff4})$ |
| V | Slider bears on restrainer of surface 1 and 4; Sliding on surfaces 2 and 3 | $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} (u - u_{dr4}) + \frac{W}{R_{eff4}} d_4^* + F_{f4}$ |

Assumptions: (1) $R_{eff1} = R_{eff4} \gg R_{eff2} = R_{eff3}$, (2) $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4$, (3) $d_1^* > (\mu_4 - \mu_1)R_{eff1}$, (4) $d_2^* > (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2}$, (5) $d_3^* > (\mu_4 - \mu_3)R_{eff3}$

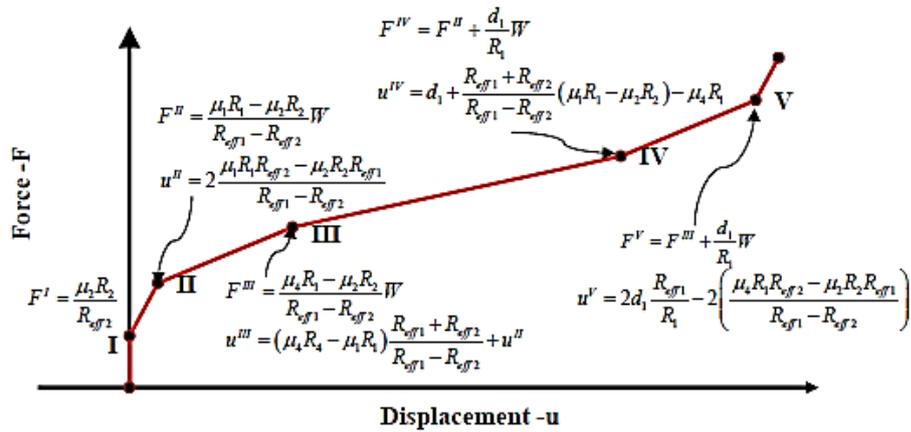


Figure 3-3: Force-displacement of Triple FP bearing of Configuration A with $R_1 = R_4, \mu_2 = \mu_3, R_2 = R_3, h_1 = h_4$ and based on the current theory

Figura 6.7 Fuerza- Desplazamiento del Triple FP con $u_2=u_3, R_1=R_4, R_2=R_3, h_1=h_4$. Modelo de Fenz y Sarliz (Apostolos, Sarlis and Constantinou, 2014)

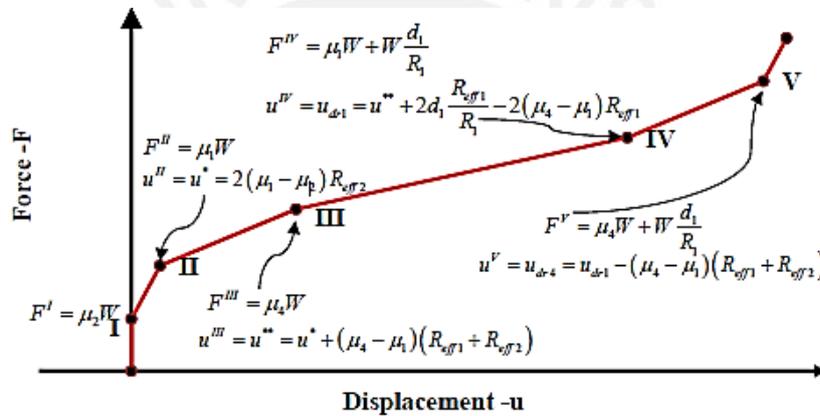


Figure 3-4: Force-displacement of Triple FP bearing of Configuration A with $R_1 = R_4, \mu_2 = \mu_3, R_2 = R_3, h_1 = h_4$ and based on the theory of Fenz and Constantinou

Figura 6.8 Fuerza- Desplazamiento del Triple FP con $u_2=u_3, R_1=R_4, R_2=R_3, h_1=h_4$. Modelo de Fenz y Constantinou (Apostolos, Sarlis and Constantinou, 2014)

También se da el caso cuando ($u_1 = u_4, u_2=u_3$ y $R_1 = R_4$ y $R_2 = R_3$, $d_1 = d_4$ y $d_2=d_3$, $h_1 = h_4$ y $h_2 = h_3$) El cual se parece más al comportamiento de un péndulo de fricción doble. El diagrama de histéresis se muestra en la figura 6.9

El coeficiente de fricción para activar el movimiento está dado por la siguiente ecuación, que resulta ser un poco menor al coeficiente de fricción máximo de las superficies exteriores.

$$\mu_B = \mu_1 - (\mu_1 - \mu_2) \frac{R_{eff,2}}{R_{eff,1}}$$

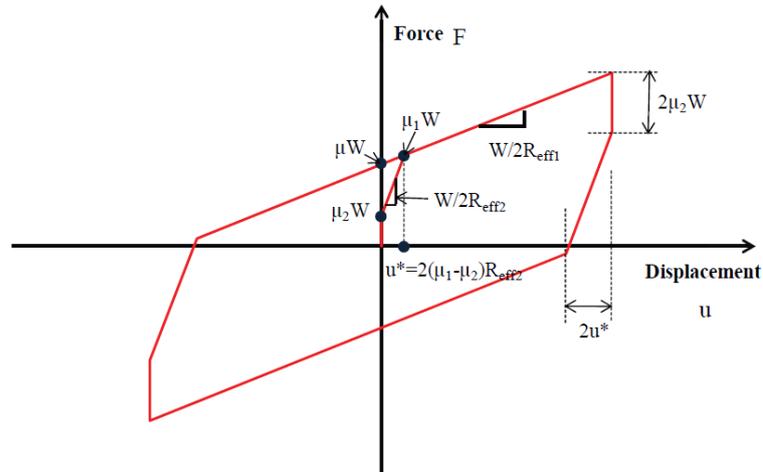


Figura 6.9 Diagrama de histéresis del PFT en paralelo (Constantinou et al, 2011)

En Constantinou et al (2011), se muestra una lista estándar de diámetros y radios de los aisladores de triple péndulo de fricción que fueron fabricados y de los cuales se podría obtener información relacionado al valor de la capacidad de desplazamiento disponible y poder realizar un pre diseño previo al resultado del ensayo de los aisladores.

Tabla 6.2 Valores estándar del radio de curvatura y diámetro de la superficie cóncava (Constantinou et al, 2011)

| TABLE 4-2 Partial List of Standard Sizes of FP Bearing Concave Plates | |
|---|--|
| Radius of Curvature, mm (inch) | Diameter of Concave Surface, mm (inch) |
| 1555 (61) | 356 (14) |
| | 457 (18) |
| | 559 (22) |
| | 787 (31) |
| | 914 (36) |
| 2235 (88) | 686 (27) |
| | 787 (31) |
| | 914 (36) |
| | 991 (39) |
| | 1041 (41) |
| | 1118 (44) |
| | 1168 (46) |
| | 1295 (51) |
| 1422 (56) | |
| 3048 (120) | 686 (27) |
| | 1422 (56) |
| 3962 (156) | 1600 (63) |
| | 1778 (70) |
| | 2692 (106) |
| | 3150 (124) |
| 6045 (238) | 1981 (78) |
| | 2388 (94) |
| | 2692 (106) |
| | 3327 (131) |
| | 3632 (143) |

6.2 Coeficiente de fricción

Según Constantinou, el coeficiente de fricción está influenciado principalmente por los siguientes factores:

- El material(es) de la superficie de contacto (PTFE con acero, PTFE basado en componentes con acero, etc)
- Las cargas verticales (presión en la superficie de desplazamiento), en general, a más presión vertical, menor el valor del coeficiente de fricción.
- La velocidad de aplicación de carga lateral. En general a mayor la velocidad, más grande será el valor del coeficiente de fricción.
- La temperatura del cojinete. En general a más caliente el aislador, más bajo será el valor del coeficiente de fricción. La temperatura del cojinete está relacionada con la cantidad de ciclos durante un sismo. A más ciclos, más caliente estará el aislador.

6.2.1 Influencia de la Velocidad

Los valores de los aisladores friccionales dependen de la velocidad que se somete en el ensayo. Constantinou (2007), plantea la siguiente ecuación para el coeficiente de fricción

$$\mu = \mu_{max} - (\mu_{max} - \mu_{min})e^{-a|v|}$$

Donde v es la velocidad que está sometido el aislador durante el sismo, μ_{max} es el coeficiente de fricción para velocidades cercanas a cero, μ_{min} es el coeficiente de fricción asociado a grandes velocidades, a es un coeficiente de transición entra la velocidad mínima y la máxima que alcanza el dispositivo. Y μ es el coeficiente de fricción dinámico asociado a una velocidad dada.

Para iniciar el movimiento se debe vencer la u_s (coeficiente de fricción estático) el cual generalmente es mayor que el μ_{min} y menor que al μ_{max} , como en la figura de la izquierda. Sin embargo, un modelo aproximado es $\mu_s = \mu_{min}$, tal como se muestra en la figura de la derecha.

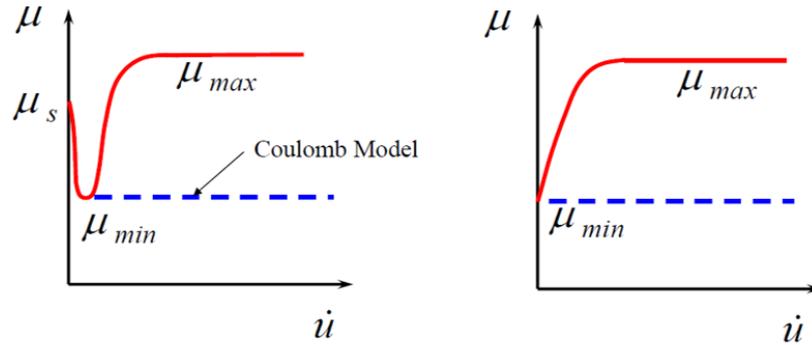


Figura 6.10 Real relación de \dot{u} vs μ - Relación aproximada de \dot{u} vs μ (FEMA 451,2003)

6.2.2 Influencia de la presión vertical

El coeficiente de fricción varía con la presión vertical que cae encima de los aisladores. A una mayor presión, menor es el coeficiente de fricción (Ver figura 6.11 y 6.12). En las figura 6.11 se muestra ensayos para teflón con acero inoxidable, los cuales pueden tener en cuenta para un prediseño.

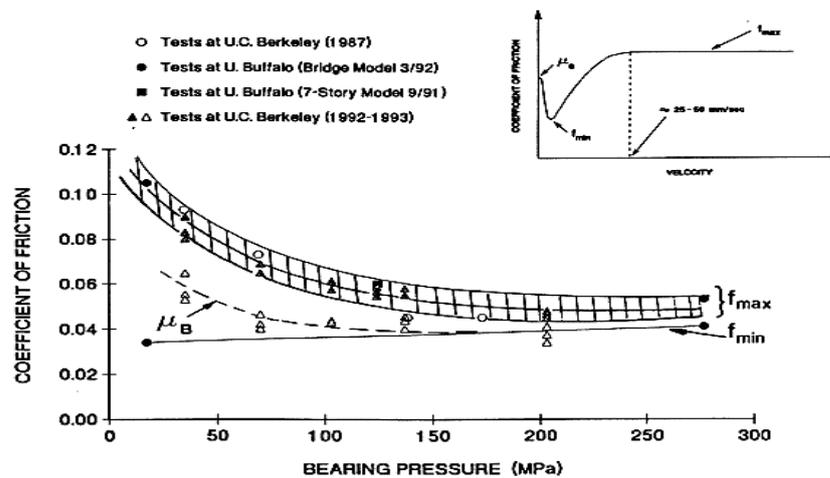


Figura 6.11 Coeficiente de Fricción vs Presión del Ensayo de Aisladores Friccionales (Constantinou, 1994)

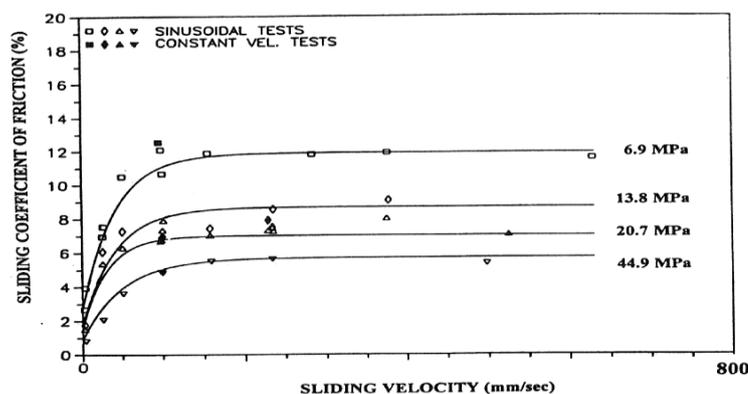


Figura 6.12 Coeficiente de Fricción vs Velocidad de desplazamiento del aislador para el FPS (Constantinou, 1994)

Los aisladores de péndulo de fricción tienen valores de coeficiente de fricción rápido y lento. Los valores rápidos son los que están asociados a sismos intensos con velocidades mayores a 25-50 mm/s y son los que suelen usar para el análisis debido que la velocidad de los sismos intensos suelen ser mayor a 50mm/s. Los valores lentos generalmente son la mitad de los valores rápidos y no tienen incidencia con los valores picos de los parámetros de respuesta sísmica (FEMA 751, 2009)

6.2.3 Valor Nominal, Máximo y Mínimo

El coeficiente de fricción nominal está definido como el rango de valores del coeficiente de fricción para condiciones normales de temperatura y sin ningún efecto de envejecimiento (Constantinou et al, 2011).

Los valores máximo y mínimo del coeficiente de fricción se hallan de los resultados del ensayo del aislador, los cuales serán multiplicados por factores que toman en cuenta el desgaste, envejecimiento, ciclo de cargas, variación de temperatura, velocidad.

El valor del coeficiente de fricción obtenido durante el primer ciclo del ensayo se define como μ_{1c} y es el valor más alto está definido como el valor superior del coeficiente de fricción. El valor promedio durante los tres primeros ciclos se define como μ_{3c} y generalmente se considera como el valor nominal. Generalmente el coeficiente de fricción del primer ciclo es $\mu_{1c}=1.2\mu_{3c}$

Constantinou et al, 2007a, plantea una fórmula que relaciona el coeficiente de fricción para un rango de presiones, que son el resultado de ensayar diámetros de superficie cóncava iguales a 279mm para amplitudes 300 a 700mm y presiones aproximadamente entre 2 a 8ksi, donde p tiene unidades de ksi.

$$\mu_{3c} = 0.122 - 0.01p$$

Tanto los valores de μ_{3c} y μ_{1c} son multiplicados por factores de modificación de propiedades que toman en cuenta la variabilidad de este valor debido a la presión, velocidad, desgaste, envejecimiento, etc. Cabe mencionar que se pueden obtener valores más altos o más bajos de coeficiente de fricción. (Mc Vitty et al, 2015)

Mientras el ASCE 7-10 señala que para diseñar edificios aislados se debe tomar en cuenta las “variaciones de las propiedades”, el ASCE 7-16, es más explícito y establece factores de modificación de propiedades (λ_{max} , λ_{min}) que toman en cuenta las variaciones de los ensayos de los dispositivos debido al calor, ratio de carga,

desgaste ($\lambda_{test,max}, \lambda_{test,min}$), a factores ambientales externos, envejecimiento ($\lambda_{ae,max}, \lambda_{ae,min}$) y a variaciones de manufactura ($\lambda_{spec,max}, \lambda_{spec,min}$)

$$\lambda_{max} = \left(1 + \left(0.75 * (\lambda_{(ae,max)} - 1)\right)\right) * \lambda_{(test,max)} * \lambda_{(spec,max)} \geq 1.8$$

$$\lambda_{min} = \left(1 - \left(0.75 * (1 - \lambda_{(ae,min)})\right)\right) * \lambda_{(test,min)} * \lambda_{(spec,min)} \leq 0.6$$

Para empezar el diseño con aisladores, McVitty y Constantinou (2015) presentan los tres siguientes casos:

1. Caso A: No contar con data disponible de los valores nominales o de factores de modificación.
2. Caso B: Contar con información sobre ensayos de prototipos similares fabricados previamente. A pesar de contar con información, siempre habrá cierta incertidumbre dado que estos no son exactamente los valores que obedecen a las características propias del edificio.
3. Caso C: Contar con información de los valores reales de los ensayos de producción de los aisladores, lo cual es casi imposible que suceda, dado que solicita a testear previo análisis.

La tabla 6.3 muestra la relación de los valores de fuerzas cortantes y desplazamientos para los valores límite superior e inferior en función de la información disponible de los aisladores friccionales. Cabe mencionar que estos valores fueron sacados de los ensayos para un peso (D+0.5W) igual a 2710 KN (271 ton) y 1348 KN (135 ton), del cual se obtuvo un valor promedio nominal de coeficiente de fricción exterior (u_1) de aproximado a 0.05

Tabla 6.3 Ratio de Factores Landa dada la condición inicial de información disponible (A, B, C) (McVitty and Constantinou, 2015) para aisladores friccionales

| Case | Description | Analysis | Lower/Upper Bound Ratio Displacement | Upper/Lower Bound Ratio Base Shear | $\lambda_{\max}/\lambda_{\min}$ Interior Isolator μ_1 | $\lambda_{\max}/\lambda_{\min}$ Exterior Isolator μ_1 |
|------|---|----------|--------------------------------------|------------------------------------|---|---|
| A | No Qualification Test Data – Default Values | ELF | 2.1 | 0.95 | 3.5 | 3.5 |
| | | NLRHA | 2.0 | 1.1 | | |
| B | Qualification Data and Prototype Test Data Available | ELF | 1.6 | 0.95 | 2.1 | 2.4 |
| | | NLRHA | 1.6 | 1.1 | | |
| C | Qualification Data and Production Test Data Available | ELF | 1.3 | 1.0 | 1.5 | 1.8 |
| | | NLRHA | 1.3 | 1.1 | | |

A mayor cociente entre el valor superior (upper) e inferior (lower) se dará una mayor variación de desplazamientos y cortantes. En consecuencia, para disminuir la incertidumbre es recomendable tener información de por lo menos del caso B. Cabe mencionar que esta es una tabla solo para aisladores friccionales. Los aisladores elastómeros tienen su propia variación donde varían K_d y Q_d .

La figura 6.13 muestra los diagramas de histéresis relacionados al límite superior, inferior y nominal de las propiedades (rigidez principalmente). Como se observa, del diagrama de las propiedades del límite superior se obtiene las rigideces y cortantes máximas. Por otro lado, del diagrama del límite inferior se obtienen los máximos desplazamientos.

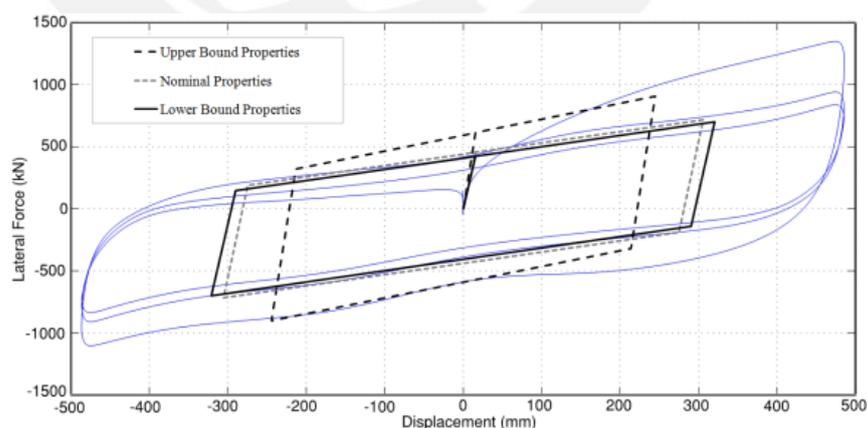


Figura 6.13 Variación de las propiedades nominales (Mc Vitty et all 2015)

Los valores nominales de la rigidez elásticas y post elásticas (K_1 y K_2) son multiplicados por factores λ para definir el límite inferior y superior.

El ASCE 7-16, es más preciso en solicitar los valores de variación que el ASCE 7-10, dado que en la actualidad hay varios proveedores ofreciendo diferentes límites de variación. Los factores λ ayudan a simplificar el análisis en los límites de variación.

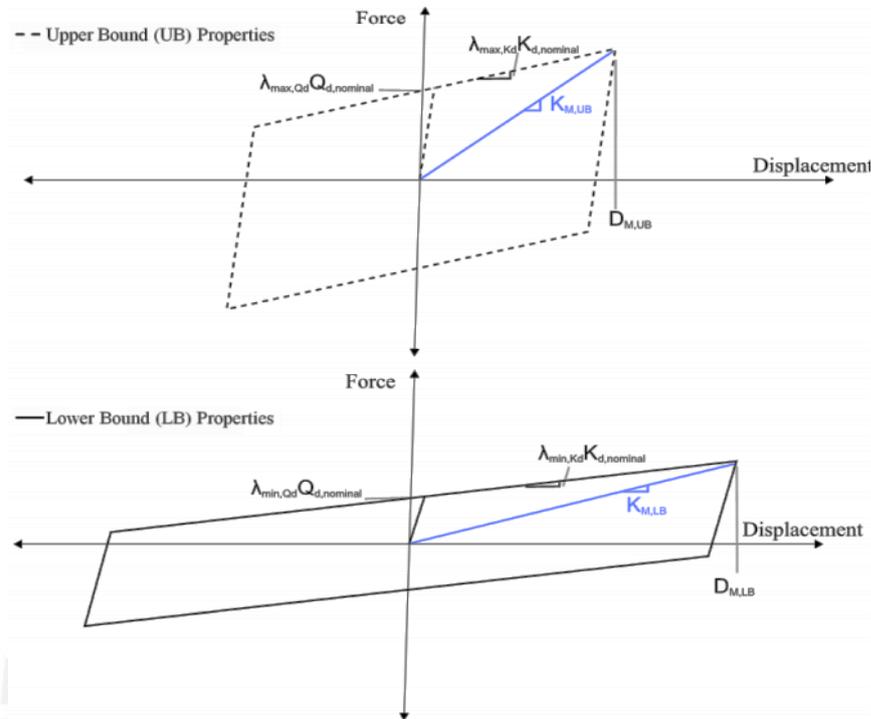


Figura 6.14 Fuerza-Desplazamiento para el límite superior e inferior (Mc Vitty et al 2015)

Constantinou (2009) establece una serie de tablas y valores de coeficiente de fricción nominales basado en diferentes tipos de superficie de fricción (PTFE lubricado con acero, PTFE no lubricado con acero, Tipo de PTFE, PTFE basado en componentes con acero). La superficie de contacto más usado por los proveedores de los dispositivos son de PTFE y acero inoxidable.

Tabla 6.4 Valores de coeficiente de fricción dado la variación de velocidad, una presión dada y los tipos de superficie PTFE con acero (Constantinou, 2009)

| Type of PTFE | Pressure MPa | Sliding direction | f_{\max} (%) | f_{\min} (%) | μ_D (%) | μ_D/f_{\max} |
|--------------|--------------|-------------------|----------------|----------------|-------------|------------------|
| UF | 6.9 | P | 11.93 | 2.66 | 5.85 | 0.49 |
| UF | 13.8 | P | 8.70 | 1.75 | 4.03 | 0.46 |
| UF | 20.7 | P | 7.03 | 1.51 | 5.59 | 0.79 |
| UF | 44.9 | P | 5.72 | 0.87 | 3.74 | 0.65 |
| 15GF | 6.9 | P | 14.61 | 4.01 | 8.42 | 0.58 |
| 15GF | 13.8 | P | 10.08 | 4.28 | 6.00 | 0.59 |
| 15GF | 20.7 | P | 8.49 | 4.32 | 5.62 | 0.66 |
| 15GF | 44.9 | P | 5.27 | 2.15 | 4.73 | 0.90 |
| 25GF | 6.9 | P | 13.20 | 5.54 | 7.76 | 0.59 |
| 25GF | 13.8 | P | 11.20 | 4.87 | 6.82 | 0.61 |
| 25GF | 20.7 | P | 9.60 | 4.40 | 6.60 | 0.69 |
| 25GF | 44.9 | P | 5.89 | 3.19 | 5.74 | 0.97 |
| UF | 6.9 | T | 14.20 | 2.39 | 7.17 | 0.50 |
| UF | 13.8 | T | 10.50 | 1.72 | 7.57 | 0.72 |
| UF | 20.7 | T | 8.20 | 2.90 | 4.35 | 0.53 |
| UF | 44.9 | T | 5.50 | 1.11 | 3.55 | 0.64 |

Note. UF = unfilled PTFE; 15GF = glass-filled PTFE at 15%; 25GF = glass-filled PTFE at 25%; P = sliding parallel to lay (roughness $R_a = 0.04 \mu m$, AA or CLA) T = sliding perpendicular to lay (roughness $R_a = 0.07 \mu m$, AA or CLA)

Para los aisladores friccionales se utilizarán los PTFE con acero inoxidable mostrados en la figura 6.11. Cabe mencionar que los aisladores de péndulo de fricción triple, generalmente tiene superficies externas son PTFE con acero no lubricadas, mientras las superficies de contacto internas son PTFE con acero lubricadas. (Mc Vitty et all, 2015). Por este motivo, generalmente los coeficientes de fricción de las superficies internas son menores que los coeficientes de fricción de las superficies externas.

7. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

7.1 Combinación de Cargas de Diseño

7.1.1 Cargas de Sismo Horizontal y sus Efectos

Sismo de Diseño: DBE

Sismo Considerado Máximo: MCE

Sismo de la Superestructura: $Q_{DBE/Ri} = DBE/Ri$

Sistema de Aislamiento y Diseño de la Cimentación: $Q_{DBE} = DBE/1$

Verificación de la Estabilidad del Sistema de Aislamiento: $Q_{MCE} = MCE/1$

7.1.2 Combinación de Cargas para Sismo Horizontales

Respuesta debido a la carga del sismo de diseño en la dirección X e Y

$$Q_E = \text{Max}(1.0Q_{EX} + 0.3Q_{EY}, 0.3Q_{EX} + 1.0Q_{EY})$$

7.1.3 Combinación de Cargas para Efectos de Sismo Horizontal y Vertical

Sismo de Diseño: $Q_{DE} \pm 0.2S_{DS}D$ donde $S_{DS} = ZUCS$

Sismo Máximo Considerado $Q_{MCE} \pm 0.2S_{MS}D$ donde $S_{MS} = 1.5*ZUCS$

7.1.4 Combinaciones de Carga para el Diseño de la Superestructura

Cargas de Gravedad: $1.4D + 1.7L$

Cargas de Gravedad y de sismo: $1.25(D + L) \pm Q_{DBE/Ri}, 0.9(D) \pm Q_{DBE/Ri}$

7.1.5 Combinaciones de Carga de Diseño del Sistema de Aislamiento y la Cimentación

Cargas de Gravedad: $1.4D + 1.7L$

Cargas de Gravedad y de sismo: $1.25(D + L) \pm Q_{DBE/Ri}, 0.9(D) \pm Q_{DBE/Ri}$

7.1.6 Combinación de Cargas para la Estabilidad del Sistema de Aislamiento

Cargas Máximas de corto plazo mínimas para las unidades de los aisladores:

Sismo de Diseño: $(1.2 \pm 0.2S_{DS})D + 1.0L + Q_{DBE}$

Sismo Máximo: $(1.2 \pm 0.2S_{MS})D + 1.0L + Q_{MCE}$

Cargas mínimas de corto plazo para las unidades de los aisladores:

Sismo de Diseño: $(0.9 \pm 0.2S_{DS})D + Q_{DBE}$

Sismo Máximo: $(0.9 \pm 0.2S_{MS})D + Q_{MCE}$

7.2 Factor de Reducción de sismo (R)

El factor de reducción de sismo (R) se usa para calcular la fuerza de diseño (F_d) a partir de la fuerza elástica (F_e). Está relacionado directamente con el grado de ductilidad que se desea dotar a la estructura. A mayor valor de R mayor ductilidad y a menor valor de R se espera una falla menos dúctil.

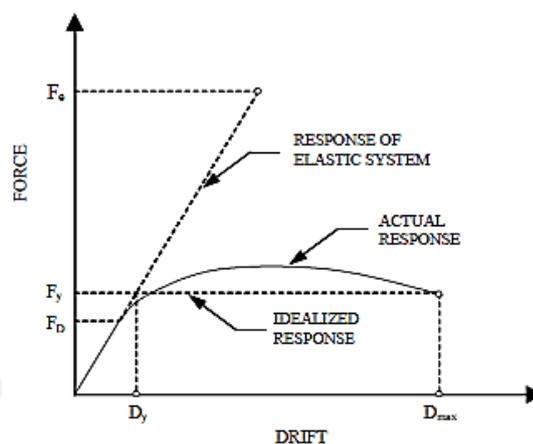


Figura 7.1 Factor de Reducción (R) (Constantinou et. all, 2011)

Los valores de R dependen del tipo de sistema estructural y provienen de datos empíricos, los cuales se aproximan a la relación entre la fuerza elástica y la fuerza de fluencia (F_e/F_y). La diferencia entre F_y y F_d se debe a la sobrerresistencia dada por las propiedades intrínsecas de la estructura como la redundancia y de los materiales.

Para estructuras aisladas el ASCE 7-10 exige usar un factor de reducción (R_i) igual a $3/8R$. Este valor debe ser mayor o igual a 1 pero menor o igual a 2. El ánimo de establecer un rango de valores, casi igual a 1, obedece a que comporte prácticamente dentro del rango elástico y el límite superior de 2 es aproximadamente la sobrerresistencia dotadas por el diseño y las propiedades intrínsecas.

En consecuencia, usar un factor R más grande o más pequeño dependerá del grado de ductilidad que se le desee proporcionar a la estructura. Teniendo en cuenta que si bien es cierto se diseña con el sismo de diseño ($T_r=475$ años), se espera que la estructura acople desplazamientos asociados al sismo máximo ($T_r=2500$ años) (ASCE7-10, 2010)

Para el sistema de aislamiento y cimentación el factor se utiliza un factor $R=1$ y se diseña con el sismo de diseño. Según el actual ASCE 7-10 esta condición es suficiente para garantizar que no existan fallas en las conexiones. Sin embargo, el ASCE 7-16, exige que todo el diseño se realice con el sismo máximo.

7.3 Efecto P-Delta, Tracción y Levantamiento de los Aisladores

Los aisladores no tienen capacidad de resistir fuerzas de tracción y se pueden levantar si las cargas de gravedad amplificadas son excedidas por las fuerzas verticales de sismo opuestas a la gravedad.

Para verificar el levantamiento, primero se realiza un análisis espectral y a través de la combinación de carga estabilidad del sistema de aislamiento verificar si hay tracciones y levantamiento en los aisladores, entonces se deberá realizar un análisis tiempo historia no lineal y comprobar si efectivamente se da el levantamiento y sobreesfuerzos en la estructura.

Para realizar el modelamiento del levantamiento del aislador, se realiza a través de un link llamado GAP, el cual se define con la rigidez vertical (10-20% horizontal). Este link se coloca en el mismo espacio donde se colocó el aislador. El GAP funciona como una cuerda, solo resiste tracción mas no compresión. A continuación, se muestra como disminuir la tracción en orden de facilidad y eficiencia.

1. Realizando una redistribución en planta de los aisladores
2. Colocando deslizadores en los puntos donde hay poco peso (esquinas y/o por debajo de columnas que están alrededor de la escalera o del ascensor). Esto solo sirve para los aisladores elastoméricos ya que si se pone en el de fricción se generarían grandes esfuerzos.
3. Aumentando el periodo de los aisladores (aumentado el radio de curvatura y/o disminuyendo el valor del coeficiente de fricción para los aisladores friccionales y aumentando el tamaño de la goma para los elastómeros)
4. Aumentando el peralte de la viga de emparrillado en el sistema de aislamiento
5. Colocando un peso por encima del aislador a ser aislado

Para realizar un análisis de respuesta espectral se coloca manualmente los momentos y cortantes en los nudos. Mientras, para realizar un análisis tiempo historia no lineal, los programas de análisis generalmente tienen una opción en el mismo programa.

Los momentos P-Delta son generados por el peso (W) y el desplazamiento (DTD) asociado al movimiento del aislador. Estos momentos generan que la cuantía de acero en las vigas de aislamiento sea significativamente mayor a la superestructura. La figura 7.2 muestra el P-Delta generado por los aisladores de péndulo de fricción doble y simple. Para los aisladores de péndulo de fricción triple el momento P-Delta es igual al del doble.

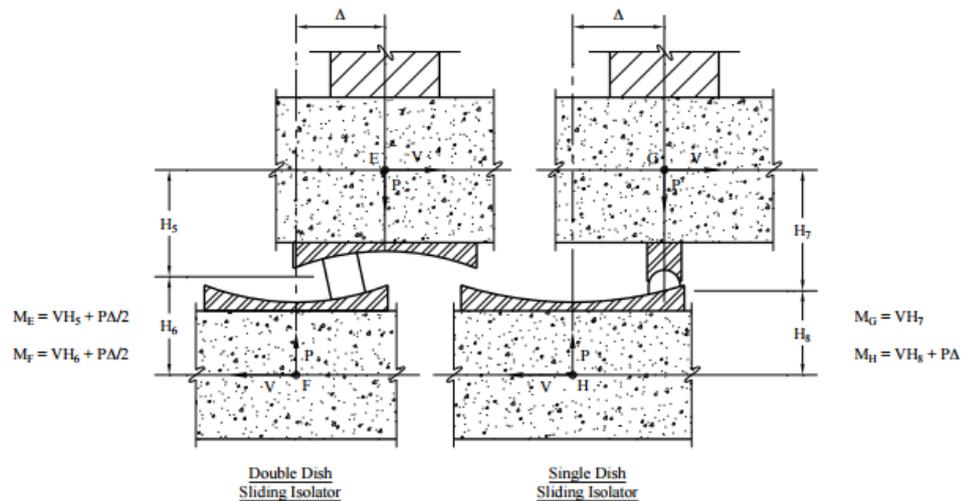


Figura 7.2 Efecto P-Delta para deslizador de péndulo de fricción doble y simple

7.4 Valores Mínimos Aceptables

Dada la incertidumbre de los resultados del análisis tiempo historia, generalmente es usado solo para verificación de los parámetros de respuesta mas no para el diseño. Para diseñar usualmente se usa el análisis modal espectral. El ASCE 7-10 limita las fuerzas y desplazamientos de diseño mínimos de los análisis dinámicos en función del análisis más conservador (fuerza equivalente). Por otro lado, el ASCE 7-16, exige como mínimo un 100% de los desplazamientos y fuerzas del análisis del estático de fuerza equivalente.

| Design Parameter | Response Spectrum Procedure | Response History Procedure |
|---|-----------------------------|----------------------------|
| Total design displacement, D_{TD} | 90% D_{TD} | 90% D_{TD} |
| Total maximum displacement, D_{TM} | 80% D_{TM} | 80% D_{TM} |
| Design force on isolation system, V_b | 90% V_b | 90% V_b |
| Design force on irregular superstructure, V_s | 100% V_s | 80% V_s |
| Design force on regular superstructure, V_s | 80% V_s | 60% V_s |

Figura 7.3 Valores mínimos aceptables para los parámetros de diseño (ASCE 7-10, 2010)

Adicionalmente se limita los valores mínimos de fuerza cortante de diseño para la superestructura con las siguientes exigencias:

- La fuerza cortante requerida para el diseño convencional de un edificio de base fija con el mismo periodo, masa y mismo sistema estructural.
- La fuerza cortante requerida para viento.
- La fuerza de activación del sistema de aislamiento multiplicada por 1.5.

7.5 Consideraciones Constructivas de Edificios Aislados

En el contorno del edificio aislado se deberá dejar una separación que permita el continuo movimiento del edificio durante un movimiento sísmico. Esta separación debe medir por lo menos del desplazamiento total máximo y contar con un acceso para inspección de los aisladores. En consecuencia, se debe tener 1.9-2.1m de altura libre entre el fondo de losa del nivel de aislamiento y el nivel de piso terminado del pedestal o la losa inmediatamente inferior al nivel de aislamiento.

Cuando se tiene dos edificios juntos aislados, la junta de separación debe tomar en cuenta el caso más crítico de desplazamiento. El ASCE 7-10, exige que haya dimensión de junta de por lo menos la raíz cuadrada de los cuadrados de los desplazamientos totales de las azoteas para el sismo máximo. Generalmente para el Perú los desplazamientos totales máximo del nivel de aislamiento de cada edificio podrían llegar hasta a 40-50 cm y considerando el último nivel la junta en promedio será 55cm.

Se debe tomar en cuenta que si se tienen sótanos, es recomendable que los muros que estarán en volado sean diseñados con el sismo máximo creíble. Puesto que una falla de estos elementos produciría la falla del sistema de aislamiento y del edificio.

Los efectos de expansión y compresión durante el día y la noche de los edificios exigen que se limite el tamaño en planta del edificio de base empotrada. Sin embargo, en edificios aislados no hay un límite ya que los aisladores pueden acomodar pequeños desplazamientos.

Es muy importante tomar en cuenta el tiempo de colocación en obra. Los aisladores pueden demorar entre 10-20 semanas en ser fabricados, testeados y puestos en obra. Es recomendable utilizar aisladores previamente fabricados para evitar los sobrecostos por ensayar prototipos de aisladores nuevos.

Es de esperar que la cuantía de acero usado en las vigas del sistema de aislamiento sea mucho mayor a las vigas de la superestructura. Puesto que se diseña con diferentes valores de factor de reducción sísmica.

Se recomienda que el edificio a aislar tenga por lo menos 3 pisos para un mejor desempeño sísmico y economía. Dado que la masa en edificios bajos es pequeña, se dificulta trasladar el periodo del edificio a periodos largos, por lo tanto, se diseñan con cortantes relativamente altos. Así mismo, el costo de los aisladores en un edificio alto incide menos en el presupuesto global que en un edificio bajo.

8. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO

8.1 Procedimiento de Análisis

El ASCE 7-10 exige tomar en cuenta las variaciones de las propiedades de los dispositivos (rigidez máxima y mínima). Por lo tanto, se debe realizar cuatro análisis por separado: para la rigidez mínima en el sismo de diseño (KDmin), la rigidez máxima en el sismo de diseño (KDmax), la rigidez máxima para el sismo máximo (KMmax) y la rigidez mínima para el sismo máximo (KMmin). De estos análisis se obtendrán los valores más críticos de respuesta sísmica para el diseño. Cabe recordar que para el ASCE 7-10, el sismo máximo solo se debe usar para hallar los desplazamientos máximos de los aisladores, mientras el sismo de diseño solo usará para el diseño de la superestructura y sistema de aislamiento.

Tabla 8.1 Número de análisis para el sismo de diseño y máximo

| | Sismo de Diseño (SD) | Sismo Máximo (SM) |
|---|----------------------|-------------------|
| Rigidez Mínima (Kmin) o Límite Inferior | KDmin | KMmin |
| Rigidez Máxima(Kmax) o Límite Superior | KDmáx | KMmax |

8.1.1 Procedimiento del Método Estático

1. Asumir el periodo de aislamiento (periodo objetivo) al que se desea alcanzar. Se puede empezar asumiendo un valor de periodo objetivo que sea por lo menos tres o cuatro veces el periodo del edificio de base fija (ver las fórmulas del capítulo 3.3).
2. Hallar la rigidez efectiva K_{ef} ($K_{eff} = M * (\frac{T}{2\pi})^2$) del edificio de masa M y asumir un desplazamiento de diseño (D_D).
3. Si se desea hacer un pre diseño rápido, se puede dividir la rigidez total del edificio entre el número de columnas para calcular cuánto de rigidez le corresponde a cada aislador en promedio. Sin embargo, para ser más exactos en el cálculo, se toma el valor del peso que cae sobre cada aislador o se puede separar por tipos de columna que cargan un similar peso. Por ejemplo, se podrían clasificar en aisladores centrales (FP1), aisladores de esquina (FP2) y aisladores perimetrales (FP3).

4. Establecer o solicitar al proveedor, la variación del coeficiente de fricción (límite superior y límite inferior). A priori se podría utilizar la relación Presión vs Coeficiente de Fricción de la figura 6.12. Cabe mencionar, que la relación de figura 6.12 está hecha para las superficies de contacto de PTFE basado en compuestos y acero inoxidable.
5. Con los valores de coeficiente de fricción (máxima, mínima y nominal) y radio de curvatura asumidos calcular la rigidez efectiva, amortiguamiento efectivo, periodo efectivo y desplazamiento efectivo tanto para el sismo de diseño como para sismo máximo. Utilizar las formulas del subcapítulo 5.1.2.
6. Verificar que el amortiguamiento asumido sea igual al valor de la fórmula que relaciona los parámetros no lineales. Para los aisladores elastoméricos estos se relacionan con el módulo de corte, altura, diámetro del caucho o diámetro del plomo. Para los aisladores de péndulo de fricción los parámetros no lineales son el coeficiente de fricción y radio de curvatura (mirar subcapítulo 6.1.1). Realizar este proceso hasta que converjan los amortiguamientos o desplazamientos asumidos.
7. Calcular la cortante de la superestructura y el sistema de aislamiento. Para el sistema de aislamiento el valor del factor de reducción R es 1 y la superestructura se diseña con el sismo de diseño per con un factor de reducción $1 \leq 3/8R \leq 2$. El factor de R dependerá del grado de ductilidad que se le quiera dotar a la estructura a pesar de que se espera que se mantenga dentro del rango elástico.

8.1.2 Procedimiento para Realizar el Análisis de Respuesta Modal Espectral

1. Realizar la reducción del espectro de diseño en el periodo de interés (ver figura 4.1) y cargarlo al programa de análisis. Alternativamente, se puede insertar un coeficiente de amortiguamiento (C) dentro del software (ver figura 4.2)
2. Para realizar el análisis espectral insertar la rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo en un software de análisis estructural como ETABS o SAP.
3. Los desplazamientos y fuerzas cortantes de respuesta del análisis espectral deben ser similares a los del análisis estático. Tomar las recomendaciones del acápite 4.1.1

4. Se espera que los resultados de fuerzas cortantes, periodos, y desplazamientos sean un poco menores a los del análisis estático.

8.1.3 Verificación o Diseño de los Parámetros Sísmicos por el Análisis Tiempo Historia No Lineal:

1. Escoger las señales a utilizar que correspondan a un suelo y lugar similar al de la zona real. Realizar la corrección y escalamiento de señales según el capítulo 4.2.2
2. Cargar las señales corregidas al programa de análisis. Insertar el valor del coeficiente de fricción, radio de curvatura y la velocidad de transición del coeficiente de fricción (rate parameter). Es recomendable, utilizar un rate parameter de 0 y analizar por separado los valores máximo y mínimo.
3. Verificar la cortante, desplazamientos y aceleraciones de entrepiso. De tal manera que, los desplazamientos, derivas, aceleraciones, cortantes, etc sean concordantes con el resultado de valores del análisis estático y modal espectral.

8.1.4 Restricciones del Análisis

- El periodo objetivo (T_{obj}) deberá ser menor a 5 segundos y mayor a tres veces el periodo de base fija (T_{emp}) del edificio. Se recomienda que el periodo sea mayor o igual a 2.0 segundos para poder obtener cortantes y aceleraciones bajas.

$$3(T_{emp}) < T_{obj} < 5seg$$

- El autor de esta tesis recomienda que el periodo de base fija del edificio se encuentre entre 0.5 y 2 segundos. Para edificios con periodos de base fija menores a 0.5 segundos se dificulta el traslado a la zona de periodos largos puesto que los aisladores podrían llegar aislar hasta 4 o 5 veces el periodo de base empotrada. Para edificios de periodos de base empotrada mayores a 2 seg disminuye la eficiencia del aislamiento. Al margen del periodo, generalmente el aislamiento sísmico de un edificio tiene un mejor desempeño sísmico comparado con el mismo edificio con base fija.
- Las fórmulas de simplificación del análisis de fuerza equivalente (estático) que toman en consideración la no linealidad, tiene compatibilidad hasta 30% de amortiguamiento (Constantinou, et all, 2011).

$$\beta < 30\%$$

- Según el espectro de la norma peruana E.030, el desplazamiento de respuesta sísmica para periodos mayores o iguales al “TL” es constante. Y generalmente los edificios que se encuentran aislados tienen un periodo mayor o igual al “TL”. Sin embargo, a pesar de alcanzar el mismo desplazamiento el amortiguamiento y las aceleraciones varían.
- Según bibliografía, el aislamiento de edificios es ideal para estructuras con una esbeltez $e \leq 3$. Por un lado, para los edificios pequeños (≤ 3 pisos) el aislamiento se torna complicado ya que al tener poca masa el aislador debe ser bastante flexible para poder llegar a periodos altos. Por otro lado, edificios muy altos tienen bastante masa y, por consiguiente, grandes periodos y son propensos de generar tracción o levantamiento en los aisladores.
- Se debe tener una fuerza restitutiva lo suficientemente grande para que el aislador pueda volver a su punto de origen después de un movimiento sísmico. Para ello, el ASCE 7-10 recomienda que la fuerza relacionada al desplazamiento total de diseño (F_{DTD}) menos la fuerza correspondiente a la mitad del DTD sea por lo menos $0.025 W$. Por otro lado, el ASCE 7-16 establece la misma diferencia de fuerzas, pero asociadas al DTM. La formulas del ASCE 7-10 también se puede escribir como:

$$Kd * DTD \geq 0.05W \text{ ó } R \leq 20DTD$$

- El ASHTO (1999) es menos restrictivo y tiene una mayor amplitud de valores de R:

$$Kd * DTD \geq 0.025W \text{ ó } R \leq 40DTD$$

- Los coeficientes de fricción nominal para los aisladores de péndulo de fricción doble y triple están dentro de un rango de 0.008 a 0.12; mientras los radios de curvatura varían entre 2 a 5 m. Es recomendable trabajar con los valores del catálogo de los proveedores o con aisladores fabricados previamente para evitar el costo en los ensayos de los aisladores.
- La relación de la presión y coeficiente de fricción del capítulo 6.2 (principalmente la figura 6.12 y tabla 6.2) son buenos puntos de partida para realizar una tentativa de diseño. Sin embargo, es conveniente que el ingeniero de diseño solicite al proveedor el rango de valores (límite inferior y superior) del coeficiente de fricción y presión, de manera que se pueda comparar con el resultado de los ensayos de prototipos.

8.2 Procedimiento de Diseño

8.2.1 De la Superestructura

Después de los análisis se obtendrá una fuerza cortante de diseño sísmica para la superestructura. Este valor se usará en las combinaciones de cargas de diseño del capítulo 7.1 y proceder al diseño de los elementos estructurales.

La estructuración y pre dimensionamiento de los elementos estructurales se desarrollan muy similar a un edificio de base empotrada. Siempre tratando de buscar simetría, rigidez lateral, uniformidad y continuidad de estructuras. Generalmente el diseño será gobernado por fuerzas de gravedad, dado las bajas fuerzas sísmicas que entran al edificio.

Generalmente, sobre el perímetro se colocan vigas y columnas más peraltadas que las que ubican en el centro para disminuir la torsión del edificio. Es recomendable alcanzar una masa participativa de los modos fundamentales de vibración del edificio de base fija de por los menos 75% en cada dirección de análisis.

El sistema estructural usual para edificios aislados es aporticado. Dado que no es necesario rigidizar ni brindarle resistencia al edificio a través de muros de corte por la baja demanda de derivas y fuerza cortante en la base de la superestructura. El uso de muros de corte produciría que el centro de rigidez se traslade y que los modos secundarios de vibración tomen importancia dentro del análisis dinámico.

8.2.2 Del Sistema de Aislamiento

a. De los Aisladores en General

El sistema de aislamiento se diseña con sismo de diseño ($T_r=475$ años) y un factor de reducción sísmica ($R=1$).

Para el cálculo de la rigidez, periodo y amortiguamiento se deberá considerar el peso promedio que cae sobre cada aislador: $D+0.5L$.

Los aisladores por lo menos deben resistir la combinación de carga máxima vertical dado por: $(1.2 \pm 0.2S_{MS})D + 1.0L + Q_{MCE}$. Y deben tener una capacidad de desplazamiento de por lo menos el DTM. Además, se debe verificar que no hallan tracciones en la combinación de carga $(0.9 \pm 0.2S_{MS})D + Q_{MCE}$.

Después de los análisis, los aisladores estarán definidos por una rigidez, amortiguamiento, desplazamiento de diseño, desplazamiento máximo,

desplazamiento total de diseño y desplazamiento total máximo, fuerza cortante de diseño y sus respectivas variaciones.

b. De la Distribución en Planta de los Aisladores

Para edificios regulares los aisladores friccionales se distribuyen en planta en función del peso de cada columna. Para edificios con cierta irregularidad de rigidez en planta, los aisladores se distribuyen de manera que la rigidez que aporte cada aislador ayude a que los modos fundamentales de vibración tengan una importancia de por lo menos 90% en cada dirección.

Una distribución general es tener aisladores centrales, aisladores de borde y los aisladores de esquina. Sin embargo, también se puede colocar un solo tipo de aislador de manera tal que su rigidez y amortiguamiento multiplicado por el número de aisladores resulten la rigidez y amortiguamiento efectivo del edificio.

Cabe mencionar que la rigidez y amortiguamiento de los aisladores elastómeros no dependen directamente del peso. La distribución en planta de este tipo de aislador se hace con el criterio de colocar aisladores rígidos en las esquinas y en la parte central, se coloca aisladores flexibles. Adicionalmente se pueden colocar deslizadores debajo de columnas que cargan un bajo peso.

c. De los Aisladores de Péndulo Friccional

El diseño final del dispositivo lo tendrá el proveedor. Sin embargo, de manera de prediseño de la geometría se puede realizar el siguiente procedimiento:

1. Hallar las áreas de contacto de los deslizadores a través de la presión y fuerza que descansa sobre el aislador. Los valores de presión y coeficiente de fricción dependen del tipo de material de contacto, velocidad, temperatura y desgaste del material. Para el diseño actual se tomó el material de PTFE basado en componentes con acero según la figura 6.12, y los diámetros estándar de la tabla 6.2.
2. Para el caso de los aisladores de péndulo de fricción triple, dado que el área de contacto del deslizador interior, los valores de los coeficientes de fricción superior interno e inferior interna son iguales ($\mu_2 = \mu_3$), al igual que los valores de las superficies exteriores ($\mu_1 = \mu_4$). Sin embargo, se puede dar el caso de una superficie exterior se encuentre lubricada y tenga un valor de coeficiente de fricción más pequeña para una misma presión. El rango de valores (U_{min} y U_{max}) para un mismo valor de presión se deberá verificar o solicitar con el proveedor.
3. El espesor interior y exterior del plato cóncavo tienen un diseño más a detalle en el libro de Constantinou, et al (2011), el cual limita el espesor a 2”.

9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES DE PÉNDULO DE FRICCIÓN DOBLE

9.1 Características del Edificio

El edificio de estudio es un hospital ubicado en la ciudad de Huancayo-Perú. El sistema estructural usado es de pórticos en ambas direcciones. La estructura prescinde de muros de corte ya que se espera que las derivas y cortantes del edificio con aisladores sean bajas; además para evitar movimientos rotacionales.

Así mismo, el edificio consta de 4 pisos con una altura de entrepiso de 4m y una distancia a ejes de 6m aproximadamente en el eje X e Y. Tiene una masa de 585 ton. s^2/m y un periodo de base empotrada (Temp) de 0.7 seg. Las dimensiones en planta son 27 m X 32m.

Se buscará que el periodo del edificio aislado sea 3.0seg (3.3 veces Temp) y que el sistema de aislamiento tenga un desplazamiento de diseño de 0.17m asociado al sismo de diseño ($T_r=475$ años).

Vigas

Se colocaron vigas de 30cm x 70 cm para la superestructura y 30cm x100cm para el sistema de aislamiento con una resistencia de concreto de 280kg/cm²

En el sistema de aislamiento se colocaron vigas de más peralte que en la superestructura para que estas tomen los momentos P-Delta ocasionados por las cargas axiales en movimiento sísmico. Para el caso de los aisladores elastómeros los momentos P-Delta se distribuyen en partes iguales por arriba y debajo del aislador. En el caso de los aisladores de fricción el efecto de P-Delta se transmite toda a la superestructura o a la base, dependiendo de la dirección que se coloque el aislador.

Columnas

En el edificio se tienen columnas típicas de 70x70 cm (Centrales) y 70x90 (Perimetrales) con resistencia de 280kgf /cm². Así mismo, se colocó un pedestal cúbico de 100x100x100cm por encima de cada aislador. Se consideran estas dimensiones por el tamaño de la plancha metálica que ira emperrada en los pedestales. En las figuras 6.4 y 6.5 se observan con más claridad la ubicación del pedestal y del aislador.

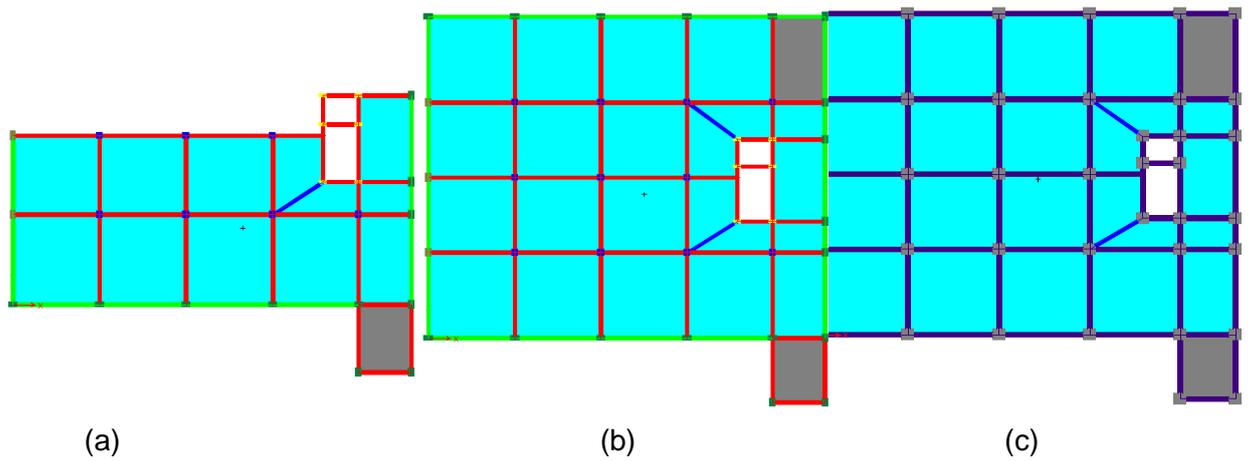


Figura 9.1 Planta del techo del cuarto piso(a). Planta del techo del piso 1,2 y 3 (b). Planta del sistema de aislamiento(c) (ETABS 2015)

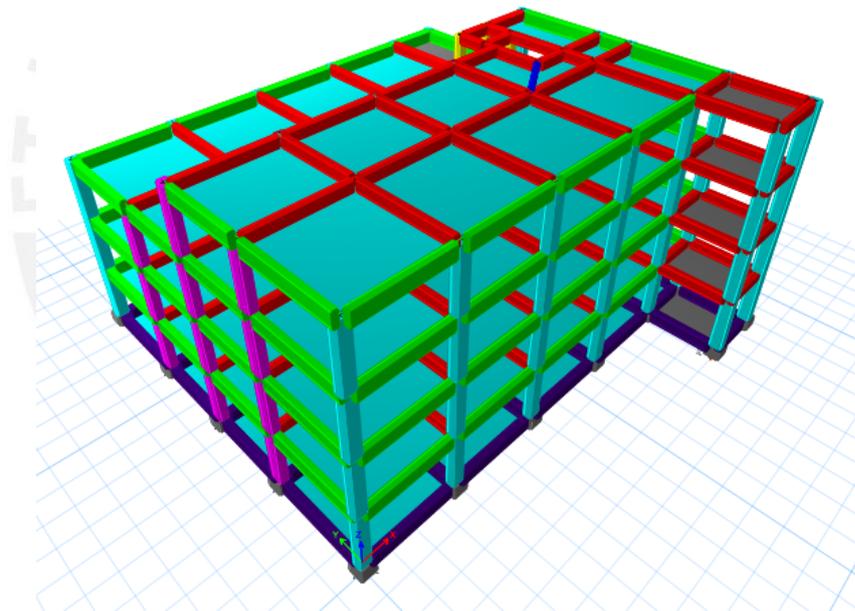


Figura 9.2 Vista de Elevación 3D (ETABS 2015)

9.2 Peso y Distribución en Planta de los Aisladores

Para las cargas del edificio se consideró la norma de cargas E.020. Al tener una reducción en planta del último nivel, este nivel tiene la mitad de la masa en promedio por piso.

Tabla 9.1 Masas por nivel del Edificio y de cada tipo de aislador

| Piso | Masa (ton.s2/m) | Peso (ton) |
|---------|-----------------|------------|
| Nivel 4 | 61.9 | 607.5 |
| Nivel 3 | 129.5 | 1270.7 |
| Nivel 2 | 140.0 | 1373.2 |
| Nivel 1 | 136.3 | 1337.5 |
| Podios | 154.2 | 1513 |
| | 622.0 | 6101.4 |

| Tipo de Aislador | Nro. Aisladores | Peso(D+0.5L) (ton) |
|------------------|-----------------|--------------------|
| FP 1 | 16 | 212 |
| FP 2 | 16 | 147 |
| FP 3 | 6 | 70 |

Así mismo, se calculó el peso promedio que carga cada tipo de aislador. Con este valor se sacarán las propiedades de la rigidez y amortiguamiento locales de cada aislador.

Para garantizar un buen comportamiento del edificio en un movimiento sísmico, es preferible evitar modos torsionales de vibración. En consecuencia, se trató de que el centro de masa acumulada sea muy similar al centro de rigidez acumulada. Tras una serie de iteraciones se encontró la siguiente distribución en planta.

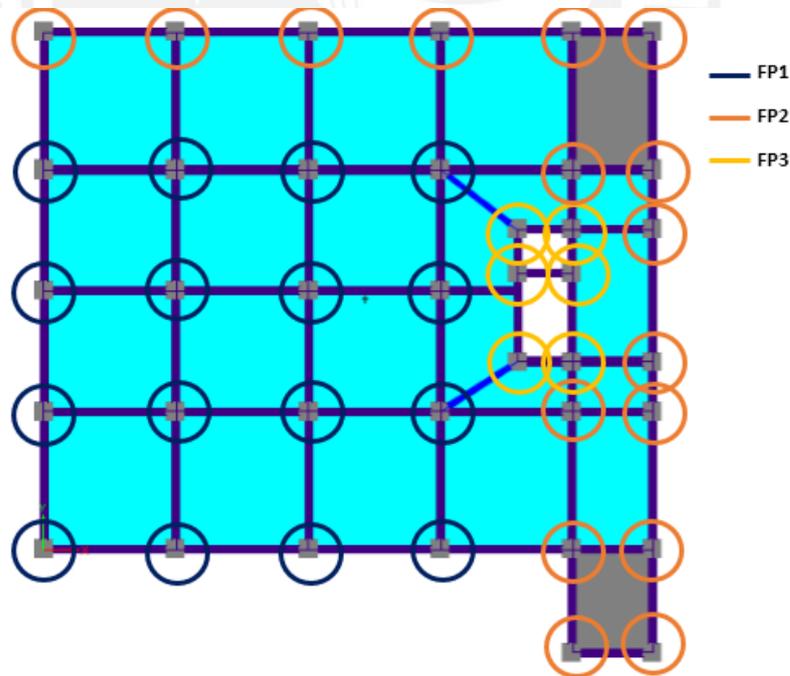


Figura 9.3 Distribución en planta de los aisladores

Para la superestructura se consideró un factor de reducción(R) igual a dos, ya que se asumen que el edificio tendrá una sobresistencia global de dos y además para tener la mínima demanda sísmica.

9.3 Análisis por el Método de Fuerza Equivalente

9.3.1 Modelamiento

Para realizar el análisis de fuerza equivalente se utilizó las fórmulas del acápite 6.1 y el procedimiento de diseño del capítulo 7. Los aisladores de péndulo friccional simple y doble están gobernadas por las mismas formulas, dado que tienen un comportamiento mecánico muy similar. La única diferencia es que el radio de curvatura del péndulo de fricción doble es el doble al del simple debido a que el péndulo doble tiene dos superficies cóncavas iguales (superior e inferior).

Se asumió un radio de curvatura de 2 m para cada superficie cóncava, lo que equivale a un radio de 4 m en el péndulo de fricción simple. Así mismo, se consideró un coeficiente de fricción nominal de 0.04, un coeficiente de fricción mínimo de 0.03 y un coeficiente de fricción máximo de 0.05. Finalmente, se fijó los siguientes parámetros objetivos para el sismo de diseño.

- $T_D = 3.1$ seg.
- $D_D = 0.17$ m

9.3.2 Resultados Obtenidos

La tabla 9.1 muestra la iteración que se realizó para encontrar los objetivos de diseño. Cabe señalar que también se deberá realizar una iteración similar para trabajar con la rigidez máxima (K_{Dmax}).

Tabla 9.2 Tabla de iteración para el sismo de diseño relacionado a la rigidez mínima (K_{Dmin})

| D_D (m) | U_{min} | R (m) | T_D (s) | β_D | B_D | D_D (m) |
|-----------|-----------|---------|-----------|-----------|-------|-----------|
| 0.250 | 0.030 | 2.00 | 3.30 | 0.21 | 1.530 | 0.183 |
| 0.183 | 0.030 | 2.00 | 3.12 | 0.25 | 1.625 | 0.172 |
| 0.172 | 0.030 | 2.00 | 3.08 | 0.26 | 1.643 | 0.170 |
| 0.170 | 0.030 | 2.00 | 3.07 | 0.26 | 1.646 | 0.170 |
| 0.170 | 0.030 | 2.00 | 3.07 | 0.26 | 1.647 | 0.170 |
| 0.170 | 0.030 | 2.00 | 3.07 | 0.26 | 1.647 | 0.170 |

Tabla 9.3 Valores del periodo y desplazamiento para el sismo de diseño y sismo máximo

| | |
|--------------|------|
| T_D (s) | 3.07 |
| T_M (s) | 3.36 |
| D_D (m) | 0.17 |
| D_M (m) | 0.28 |
| D_{TD} (m) | 0.20 |
| D_{TM} (m) | 0.33 |

Se observa que los valores coinciden con el periodo de diseño y el desplazamiento de diseño. Los valores de DTD como se explicó acápite superiores toma en consideración la excentricidad por lo que su valor es ligeramente superior al D_D . De la misma forma el DTM es el desplazamiento total máximo que considera el sismo máximo y la excentricidad.

Los límites del radio para garantizar una suficiente fuerza restitutiva, según el ASCE 7-10, ASHTO (2010) y ASCE 7-16 son $R \leq 20DTD$, $R \leq 40DTD$ y $R \leq 40DTM$ respectivamente. Según el ASCE 7-10 el radio máximo sería 4m, según el ASHTO 7.6m y según el ASCE 7-16 el radio máximo es 6.2m y. El radio efectivo ser el doble 2m, por lo que se cumple con todas las exigencias de los códigos.

Después de haber iterado, se halló la rigidez efectiva para cada tipo de aislador de péndulo de fricción doble (PFD central, PFD lateral, PFD esquina), diferente intensidad de sismo tanto para el μ_{max} y μ_{min} . En la tabla 8.3 y 8.4 se muestran los valores correspondientes a la rigidez y amortiguamiento para los distintos tipos de aisladores de PFD.

Tabla 9.4 Valores de rigidez efectiva (Keff) para el sismo de diseño y máximo

| | Valores de Rigidez Efectiva (ton/m) | | | |
|-----------------------------|-------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | Para el Sismo de Diseño | | Para el Sismo Máximo | |
| | Lower Bound (Umin=0.03) | Upper Bound (Umáx=0.05) | Lower Bound (Umin=0.03) | Upper Bound (Umáx=0.05) |
| PFD central (w= 212 ton) | 90 | 121 | 76 | 96 |
| PFD lateral (w= 147 ton) | 63 | 84 | 52 | 66 |
| PFD esquina (w= 70 ton) | 30 | 40 | 25 | 32 |

Tabla 9.5 Valores del Coeficiente de Amortiguamiento (C)

| | Valores del Coeficiente de Amortiguamiento (ton*s/m) | | | |
|-----------------------------|--|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | Para el Sismo de Diseño | | Para el Sismo Máximo | |
| | Lower Bound (Umin=0.03) | Upper Bound (Umáx=0.05) | Lower Bound (Umin=0.03) | Upper Bound (Umáx=0.05) |
| FPD central (w= 212 ton) | 23 | 37 | 15 | 26 |
| FPD lateral (w= 147 ton) | 16 | 26 | 11 | 18 |
| FPD esquina (w= 70 ton) | 8 | 12 | 5 | 9 |

Fuerzas Cortantes

Tal como el ASCE 7-10 señala, los valores de fuerza cortante se hallaron del producto de la rigidez de diseño máximo con el desplazamiento máximo para el sismo de diseño ($T_r=475$ años).

Tabla 9.6 Valores de Fuerzas Cortantes y Desplazamiento para los límites superior e inferior

| | KD(ton.s/m) | TD(s) | β (%) | BD | Sd(m) | DD=Sd/BD(m) | Vb (ton) | Vs(R=2)(ton) |
|-------|-------------|-------|-------------|-----|-------|-------------|----------|--------------|
| KDmax | 3497 | 2.6 | 35.9 | 1.8 | 0.28 | 0.155 | 595 | 297 |
| KDmin | 2605 | 3.1 | 26.2 | 1.6 | 0.28 | 0.170 | 595 | 297 |

En consecuencia, la fuerza cortante estática de diseño para el sistema de aislamiento y cimentaciones (V_b) es 595 ton. Mientras para la superestructura (V_s), con factor de reducción igual a 2, se obtiene 295 ton.

Además, se limitó los valores de cortante mínima según el ASCE 7-10 y la norma E 030 en la siguiente tabla:

Tabla 9.7 Valores de Cortante Mínima de Diseño (V_s)

| CORTANTE MINIMA DE DISEÑO (V_s) ton | | % W | % Ws |
|---|-----|------|------|
| $1.5*U_b*W$ | 458 | 7.50 | 9.97 |
| $C/R=0.125$ | 258 | 4.23 | 5.63 |
| T W | 123 | 2.02 | 2.68 |
| 100% V_s | 297 | 4.87 | 6.48 |

Se observa que la cortante máxima y de diseño es 458 ton, el cual es 1.77 veces la cortante de diseño mínimo con el criterio de $C/R=0.125$, de la norma E.030. Mientras la cortante del sistema de aislamiento y cimentaciones $V_b=595$ ton

9.4 Análisis por el Método por Respuesta Espectral

9.4.1 Modelamiento

Para el modelamiento del aislador del péndulo de fricción doble o simple de fricción a través de ETABS 2015, se utiliza un elemento LINK llamado *Friction Isolator*. Como se observa, este elemento se define con su masa, peso, inercia rotacional y propiedades direccionales (U_1, U_2, U_3) tal como se observa en la figura 8.5. Los pesos de los aisladores y los valores de inercia rotacional no inciden de manera importante en el desempeño de los aisladores por lo que su valor se consideró cero

Para realizar un análisis lineal estático o dinámico, el programa trabaja solo con propiedades lineales (Lineal Properties) en donde se insertó la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo en la dirección X (U2) e Y (U3) hallados en el análisis estático. Estos valores de la rigidez y amortiguamiento efectivo son colocados de la tabla 8.3. En la figura siguiente se introdujeron los datos para el caso de $\mu_{min}=0.03$

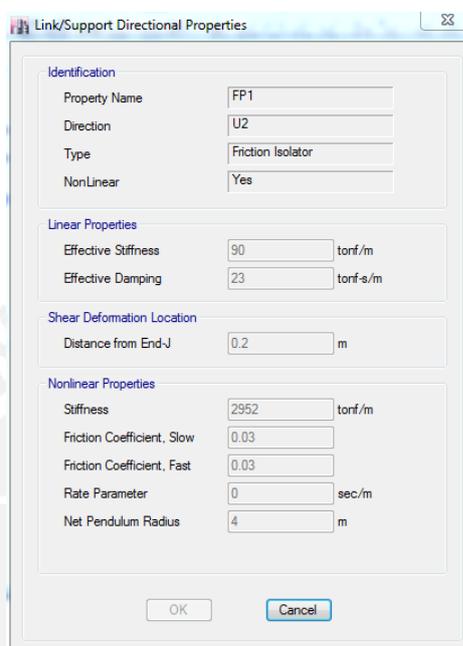


Figura 9.4 Propiedades lineales y no lineales del aislador FPD lateral (ETABS 2015)

En la dirección vertical (U1), se colocan la rigidez y amortiguamiento vertical. Es recomendable utilizar un valor alto, así como el mismo valor tanto para las propiedades lineales como no lineales. Cabe mencionar que este valor no afecta en los parámetros de respuesta sísmica.

9.4.2 Resultados Obtenidos

En la tabla 8.4 se muestra los modos, periodos y la participación en el eje X e Y. Se observa que los periodos, con mayor masa participativa, son cercanos al periodo objetivo de diseño (TD=3.0).

Tabla 9.8 Análisis de modos de vibración para el edificio con FPD

| Case | Mode | Period (sec) | UX | UY |
|-------|------|--------------|-------|-------|
| Modal | 1 | 3.1 | 0.001 | 0.996 |
| Modal | 2 | 3.1 | 0.998 | 0.001 |
| Modal | 3 | 3.0 | 0.000 | 0.033 |
| Modal | 4 | 0.5 | 0.001 | 0.000 |
| Modal | 5 | 0.5 | 0.000 | 0.001 |

Se trató de que las principales modos de vibración tengan una masas participativas mayores a 95% con el fin de que los modos secundarios participen muy poco en el movimiento telúrico y que la estructura se comporte principalmente como un sólido rígido. De esta manera, el edificio se moverá exclusivamente en la dirección X cuando el sismo sea en la dirección X y en Y cuando el sismo sea en la dirección Y y en consecuencia se producirá muy poca torsión. La figura 8.8 muestra el modo 1 de vibración.

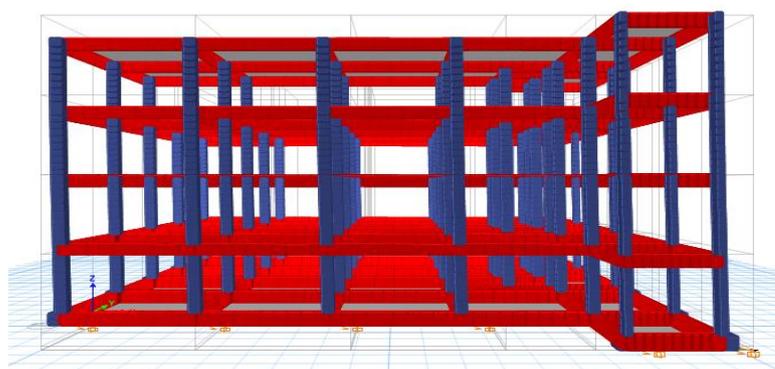


Figura 9.5 Vista elevación del edificio durante el primer modo de vibración para el edificio con DPF (ETABS, 2015).

Análisis de Fuerzas Cortantes

Tal como se observa en la figura 9.6 el valor de la cortante de la subestructura $V_{b\text{dinámico}}$ es 484 ton. Así mismo, la fuerza estática mínima de diseño es $100\%(V_{b\text{estático}}) = 595$ ton, dado la irregularidad del edificio. Por lo tanto, la fuerza cortante de diseño para la superestructura se escalará con el factor $595/484 = 1.23$

Tabla 9.9 Valor de la fuerza cortante de la base (V_b) para el análisis espectral

| Story | Load Case/Combo | VX (ton) | VY (ton) | VX(%) | VY(%) |
|--------|-----------------|----------|----------|-------|-------|
| Story4 | SD (R=1) Max | 57 | 56 | 1.2% | 1.2% |
| Story3 | SD (R=1) Max | 165 | 161 | 3.6% | 3.5% |
| Story2 | SD (R=1) Max | 273 | 264 | 5.9% | 5.8% |
| Story1 | SD (R=1) Max | 372 | 359 | 8.1% | 7.8% |
| Base | SD (R=1) Max | 484 | 467 | 10.6% | 10.2% |

Por otro lado, de la tabla 9.9 se obtiene la fuerza cortante de la superestructura ($V_s = 186$ ton) ton. Sin embargo, este valor se debe escalar a los mínimos de cortante dados por el análisis estático ($V_s = 458$ ton = $9.97\%Ws$). En consecuencia el factor a multiplicar al análisis modal espectral será: $458/186 = 2.46$. En la figura 9.8... se muestran las fuerzas cortantes de diseño escaladas.

Tabla 9.10 Valores de Fuerza Cortante de la Superestructura

| Story | Load Case/Combo | VX | VY | VX(%) | VY(%) |
|--------|-----------------|-----|-----|-------|-------|
| Story4 | SDYY (R=2) Max | 29 | 28 | 0.6% | 0.6% |
| Story3 | SDYY (R=2) Max | 83 | 81 | 1.8% | 1.8% |
| Story2 | SDYY (R=2) Max | 136 | 132 | 3.0% | 2.9% |
| Story1 | SDYY (R=2) Max | 186 | 179 | 4.0% | 3.9% |

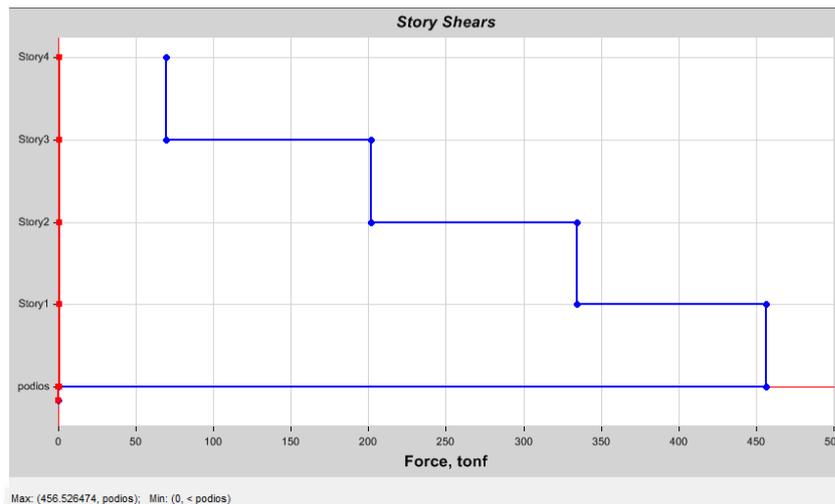


Figura 9.6 Fuerza Cortante Escalada de la Superestructura

Finalmente, del análisis espectral obtenemos que la cortante de diseño será 274.6 ton, dado que los valores en X y Y se escalarán por sus respectivos factores para alcanzar los valores mínimos de diseño.

Análisis de Desplazamientos y Derivas

Se realizó un análisis de desplazamientos y derivas tanto para el sismo de diseño como el sismo máximo. La capacidad mínima de desplazamiento del aislador, según el acápite 4.4, será 90% DTM.

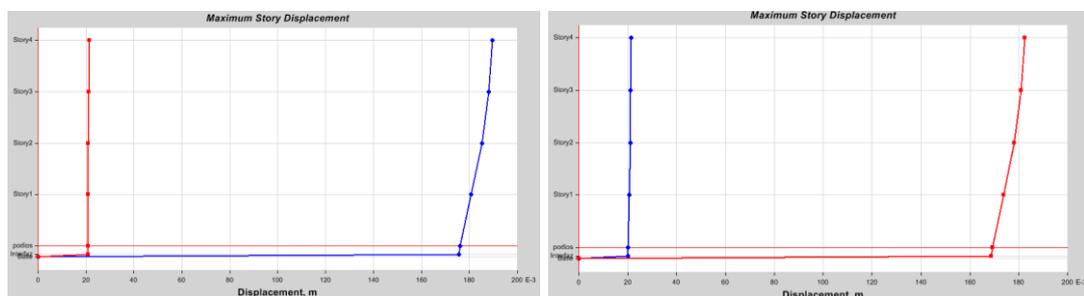


Figura 9.7 Desplazamiento para el sismo de diseño en la dirección X, Y (ETABS 2015)

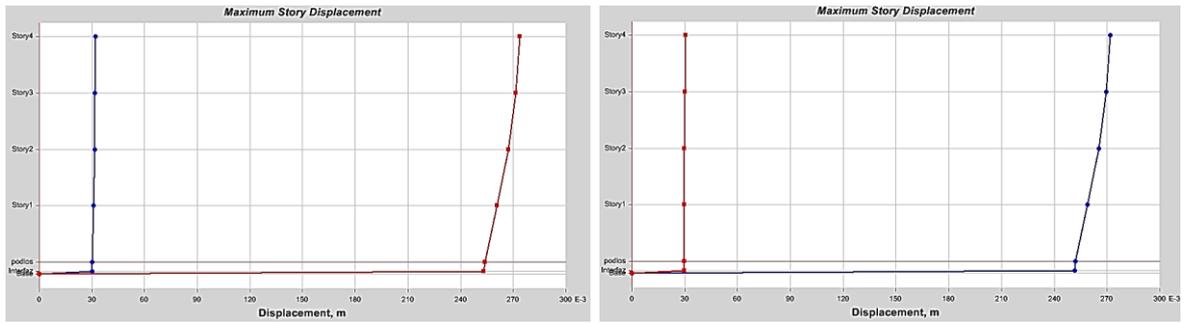


Figura 9.8 Desplazamiento para el sismo máximo en X, Y (ETABS 2015)

Tabla 9.11 Desplazamiento del CM para el sismo de diseño y K_{Dmin}

| | Desplazamiento Máximo del CM (cm) | | | |
|--------|-----------------------------------|------|------------------|------|
| | Sismo de Diseño(SD) | | Sismo Máximo(SM) | |
| | X | Y | X | Y |
| Story4 | 0.18 | 0.19 | 0.28 | 0.28 |
| Story3 | 0.18 | 0.19 | 0.27 | 0.27 |
| Story2 | 0.18 | 0.19 | 0.26 | 0.27 |
| Story1 | 0.17 | 0.18 | 0.26 | 0.26 |
| podios | 0.17 | 0.18 | 0.25 | 0.25 |

Como se observa el D_D Y D_M del análisis modal espectral son compatibles con las fórmulas del análisis de ELF ($D_D=17\text{cm}$ y $D_M=25\text{cm}$). Considerando los efectos de torsión de geometría en planta y torsión accidental, el D_{TM} resultó 30 cm Por parte de los deriva estos valores estan dentro de los objetivos de desempeño planteados en el acápite 3.4.1

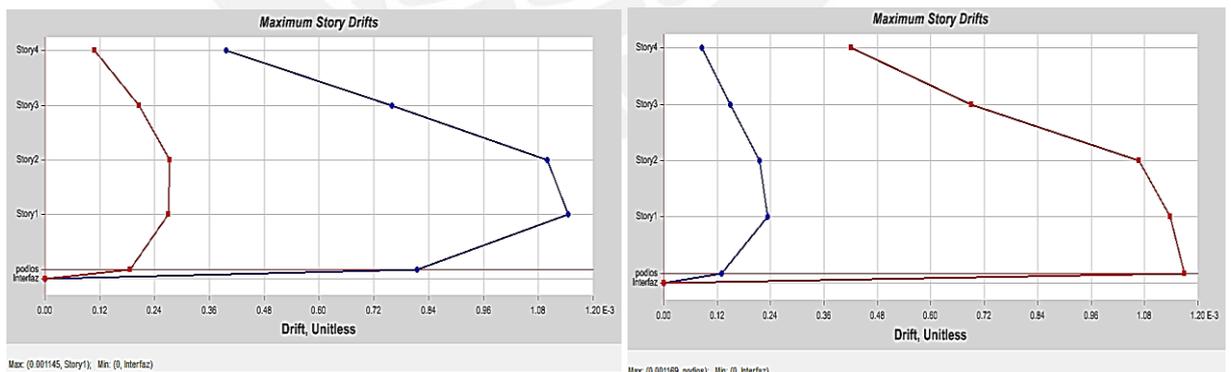


Figura 9.9 Derivas para el sismo máximo en la dirección X, Y (ETABS 2015)

Tabla 9.12 Derivas del CM para el sismo de diseño y máximo (KD_{min})

| | Deriva Máxima del CM(‰) (cm) | | | |
|--------|------------------------------|-----|--------------|-----|
| | Sismo de Diseño | | Sismo Máximo | |
| | X | Y | X | Y |
| Story4 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.6 |
| Story3 | 0.8 | 0.7 | 1.0 | 1.0 |
| Story2 | 1.1 | 1.1 | 1.5 | 1.5 |
| Story1 | 1.1 | 1.1 | 1.5 | 1.6 |

El valor máximo de la deriva sin efectos de torsión es 1.1 ‰ para el sismo de diseño y 1.6 ‰ para el sismo máximo. Considerando efectos de torsión se llega a una deriva de 1.7 ‰ para el sismo de diseño, el cual está por debajo del valor límite de 3 ‰, planteado en el acápite de objetivos de desempeño.

Tabla 9.13 Aceleraciones del CM para el sismo de diseño y rigidez máxima (KD_{max})

| | Aceleración de entrepiso(g) | | | |
|--------|-----------------------------|------|--------------|------|
| | Sismo de Diseño | | Sismo Máximo | |
| | X-X | Y-Y | X-X | Y-Y |
| Story4 | 0.10 | 0.11 | 0.16 | 0.16 |
| Story3 | 0.09 | 0.09 | 0.14 | 0.15 |
| Story2 | 0.09 | 0.09 | 0.13 | 0.14 |
| Story1 | 0.09 | 0.09 | 0.13 | 0.14 |
| Podios | 0.09 | 0.09 | 0.13 | 0.14 |
| Base | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Al igual que las derivas de la tabla 8.9, estos valores de aceleración de entre piso están dentro de los objetivos de desempeño (<0.25g) para el sismo de diseño. Cabe mencionar que estos valores son gobernados para el valor de límite superior ($\mu=0.05$)

9.5 Análisis No Lineal Tiempo Historia (ANLTH)

Para la realización del ANLTH se consideraron tres señales sísmicas, que fueron previamente procesadas y corregidas y escaladas al sismo peruano según el procedimiento del acápite 4.2.2. Las señales seleccionadas fueron el sismo de Lima (1966), el sismo de Huaraz (1970) y el sismo de Lima (1974). Tal como señala el procedimiento, al escoger solo tres señales, se deberá tomar los valores máximos respuesta sísmica.

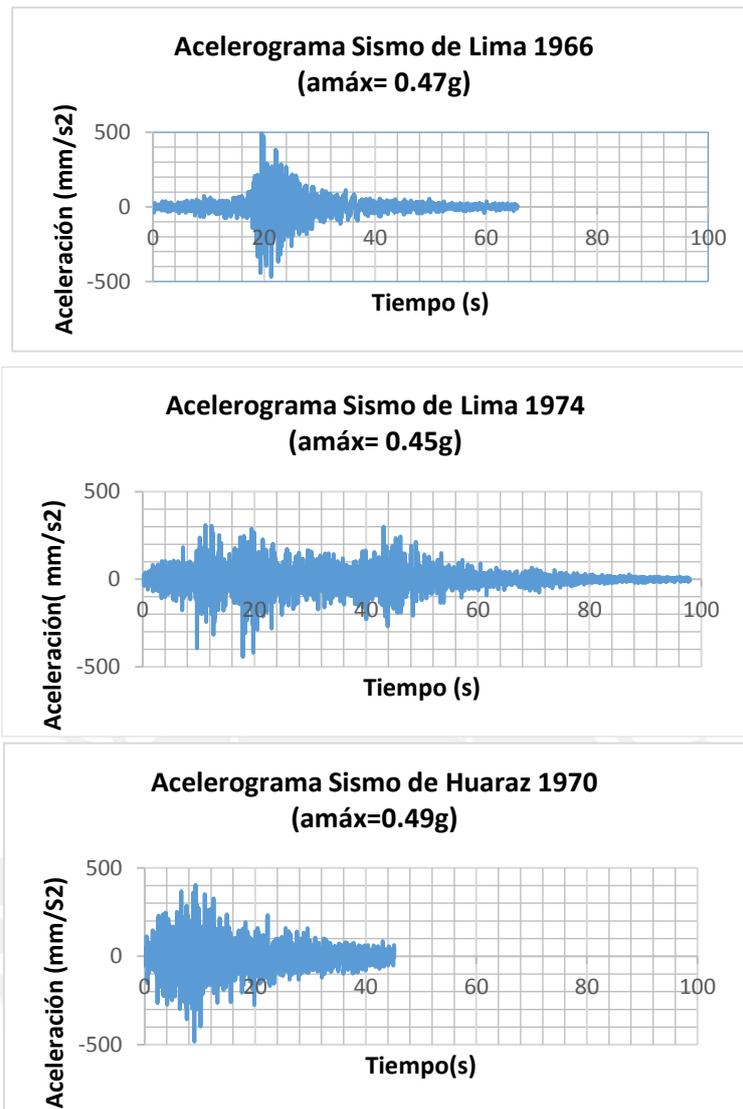


Figura 9.10 Acelerogramas del Sismo de Lima (1966, 1974) y el Sismo de Huaraz (1970) en la dirección E-W

9.5.1 Modelamiento

Para el modelamiento en el programa de análisis ETABS, se insertó el coeficiente de fricción, la rigidez, el rate parameter (parámetro de variación de la velocidad), el radio de curvatura, y la capacidad de desplazamiento dentro de las propiedades No lineales (Nonlinear Properties). Se colocó un rate parameter de cero, dado que se realizará un análisis para cada límite de valores, vale decir KDmin, KDmax, KMmax, KMmin. En la figura a continuación se muestran los valores asociados de KDmin para el aislador FPD lateral. Cabe mencionar que el ANLTH es independiente de las propiedades lineales.

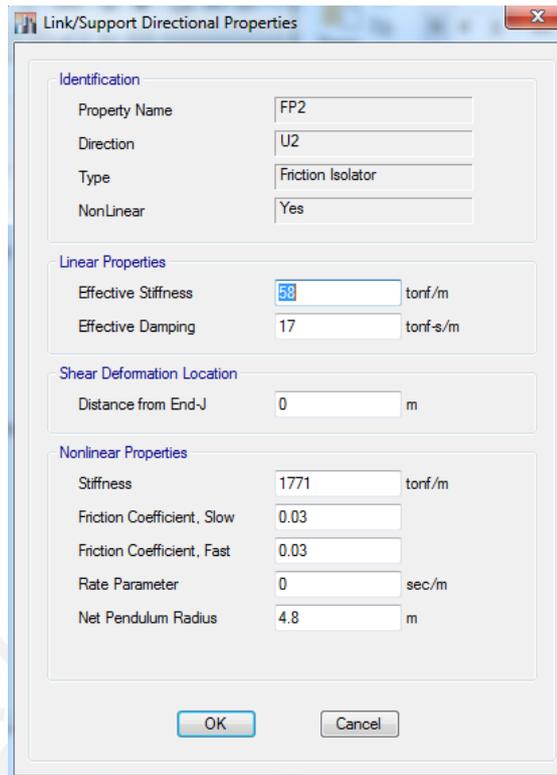
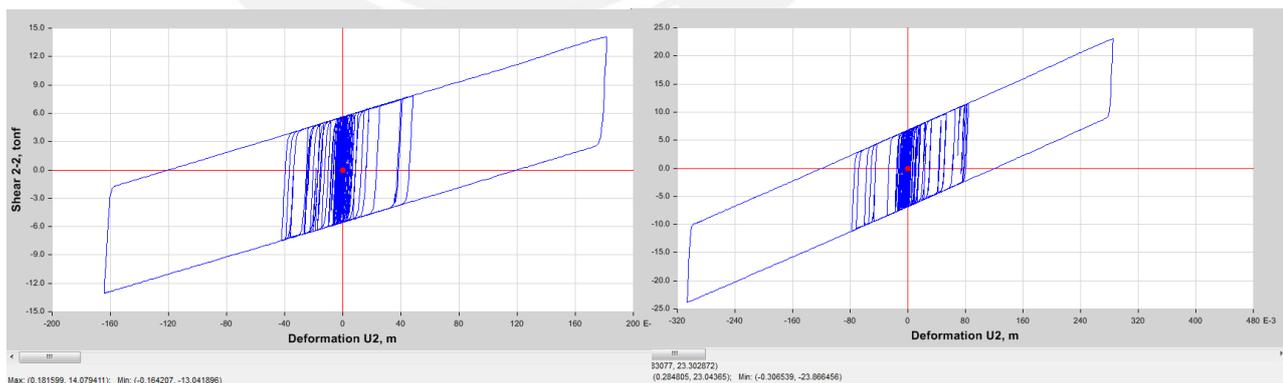


Figura 9.11 Modelamiento del aislador de PFS o PFD en el programa de análisis (ETABS 2015)

9.5.2 Resultados Obtenidos

Se exponen algunos diagramas de histéresis de los cuales se hallarán las rigideces y periodos para luego ser comparados con los análisis de fuerza equivalente y modal espectral. A continuación, se muestran los diagramas de histéresis del aislador FP1 para el sismo de Lima-1966 y el diagrama de histéresis global del edificio.



(a)

(b)

Figura 9.12 Diagrama de histéresis del aislador para el KD_{min} (a) y para la KM_{min} (b) para un aislador de PFD central (ETABS 2015)

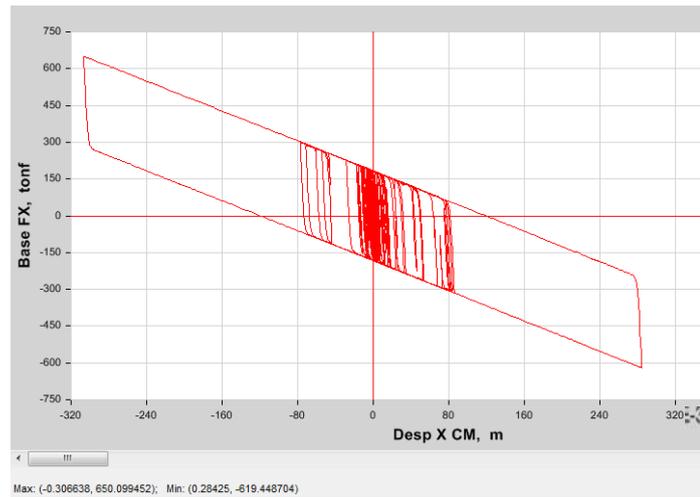


Figura 9.13 Diagrama de histéresis global del edificio para la KM_{min} (ETABS 2015)

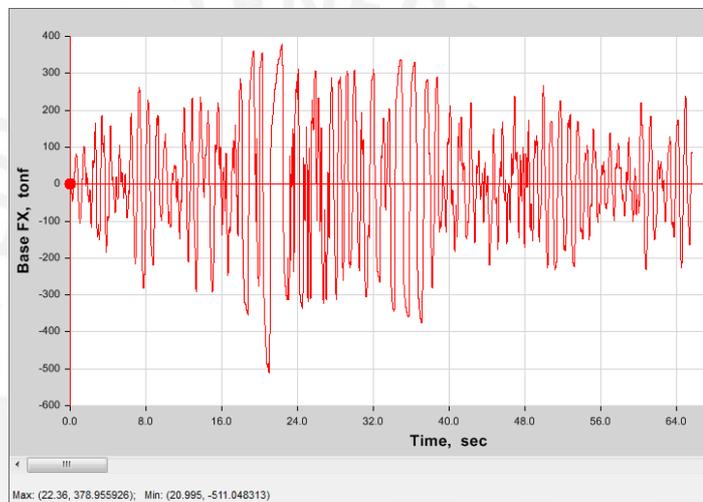


Figura 9.14 Fuerza cortante basal para el sismo de diseño para el valor KD_{max} (ETABS 2015)

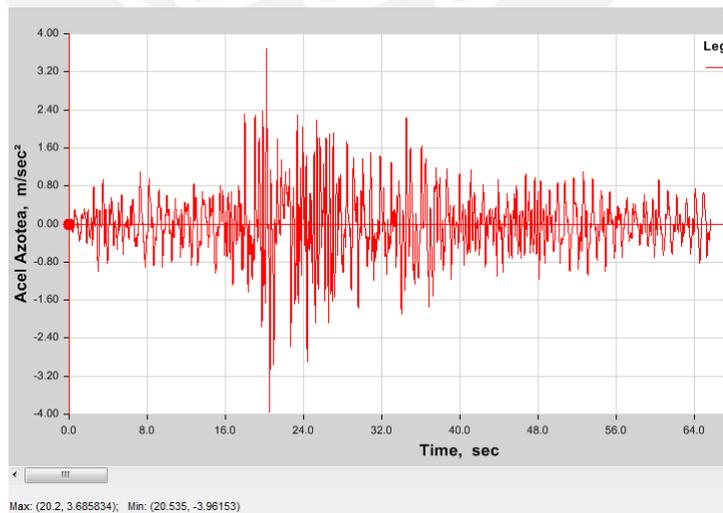


Figura 9.15 Aceleración máxima absoluta para el sismo de diseño para el KD_{max} (ETABS 2015)

En la tabla 9.13 se muestra un resumen de los desplazamientos, fuerzas cortantes para el sistema de aislamiento, aceleración cortante, amortiguamiento, periodo y rigidez para los análisis estáticos, modales espectrales y tiempo historia. Se observa que los parámetros globales de respuesta son similares entre sí para todos los análisis.

Tabla 9.14 Resumen de los parámetros sísmicos para el sismo de diseño y máximo para el DPF

| | Estático | Espectral | Sismo 66 | | Sismo 70 | | Sismo 74 | |
|---|----------|------------------------|----------|------|----------|------|----------|-------|
| | | | E-W | N-S | E-W | N-S | E-W | N-S |
| Para el sismo de diseño y la Rigidez Mínima (Kdmin) | U1(X-X) | Desp CM (m) | 0.17 | 0.13 | 0.13 | 0.16 | 0.19 | 0.15 |
| | | Acel Absol CM (g) | 0.12 | 0.15 | 0.26 | 0.18 | 0.19 | 0.21 |
| | | Cortante Basal (tonf) | 442 | 354 | 334 | 392 | 314 | 409 |
| | U2(Y-Y) | Amor Equival (%) | 26.0 | 26.5 | 28.3 | 27.6 | 26.6 | 28.9 |
| | | Teff (s) | 3.1 | 3.1 | 2.8 | 3.0 | 2.9 | 2.9 |
| | | Keff aisl CM (tonf/m) | 2605 | 2579 | 3107 | 2768 | 2863 | 2972 |
| Para el sismo de diseño y la Rigidez Máxima (Kdmax) | U1(X-X) | Desp CM (m) | 0.17 | 0.12 | 0.13 | 0.17 | 0.19 | 0.15 |
| | | Acel Absol CM (g) | 0.12 | 0.16 | 0.23 | 0.22 | 0.22 | 0.20 |
| | | Cortante Basal (tonf) | 442 | 363 | 339 | 398 | 303 | 416 |
| | U2(Y-Y) | Amor Equival (ton-s/n) | 26.0 | 27.5 | 27 | 25.6 | 28.05 | 29.04 |
| | | Teff (s) | 3.1 | 3.1 | 2.8 | 3.0 | 2.9 | 2.9 |
| | | Keff aisl CM (tonf/m) | 2605 | 2579 | 3154 | 2725 | 2881 | 2983 |

| | Estático | Espectral | Sismo 66 | | Sismo 70 | | Sismo 74 | |
|---|----------|------------------------|----------|------|----------|------|----------|------|
| | | | E-W | N-S | E-W | N-S | E-W | N-S |
| Para el sismo de diseño y la Rigidez Máxima (Kdmax) | U1(X-X) | Desp CM (m) | 0.15 | 0.08 | 0.11 | 0.07 | 0.15 | 0.08 |
| | | Acel Absol CM (g) | 0.16 | 0.24 | 0.31 | 0.22 | 0.30 | 0.25 |
| | | Cortante Basal (tonf) | 541 | 427 | 467 | 397 | 600 | 432 |
| | U2(Y-Y) | Amor Equival (%) | 35.8 | 39.5 | 40.5 | 40.9 | 32 | 41 |
| | | Teff (s) | 2.7 | 2.2 | 2.2 | 2.0 | 2.7 | 1.9 |
| | | Keff aisl CM (tonf/m) | 3497 | 5254 | 5053 | 6496 | 3445 | 6589 |
| Para el sismo de diseño y la Rigidez Mínima (Kdmin) | U1(X-X) | Desp CM (m) | 0.15 | 0.16 | 0.07 | 0.12 | 0.12 | 0.09 |
| | | Acel Absol CM (g) | 0.16 | 0.27 | 0.35 | 0.31 | 0.36 | 0.27 |
| | | Cortante Basal (tonf) | 541 | 548 | 414 | 489 | 487 | 438 |
| | U2(Y-Y) | Amor Equival (ton-s/n) | 35.8 | 34.4 | 41.9 | 38.6 | 39.34 | 42.2 |
| | | Teff (s) | 2.7 | 2.6 | 1.9 | 2.3 | 2.3 | 2.0 |
| | | Keff aisl CM (tonf/m) | 3497 | 3568 | 6776 | 4657 | 4889 | 6111 |

Los valores desplazamiento de la rigidez mínima (KDmin) gobiernan el desplazamiento de diseño. Los valores de fuerzas y aceleraciones de la rigidez máxima (KDmax) gobiernan el diseño.

Tabla 9.15 Valores de diseño de la superestructura y del sistema de aislamiento con DPF

| Sismo | Límite de Análisis | Parámetro | | | Nivel | Estático | Espectral | Sismo 66 | | Sismo 70 | | Sismo 74 | |
|--------------------------------|--------------------|-------------|----------|------------------|-------|----------|-----------|----------|------|----------|------|----------|------|
| | | Desp CM (m) | Teff (s) | Amor Equival (%) | | | | E-W | N-S | E-W | N-S | E-W | N-S |
| Para el Sistema de Aislamiento | Sismo Máximo | Lower Bound | 0.27 | 0.23 | 0.31 | 3.1 | 2.9 | 0.21 | 0.32 | 0.34 | 0.32 | 2.9 | 2.9 |
| | Sismo Diseño | Lower Bound | 3.1 | 3.1 | 24 | 26.5 | 28.3 | 27.6 | 26.6 | 28.9 | 26.6 | 27.6 | 28.9 |
| | | Upper Bound | 541 | 484 | 511 | 427 | 467 | 397 | 600 | 432 | 600 | 432 | 432 |
| Para la Super-Estructura | Sismo Diseño | Lower Bound | 0.16 | 0.09 | 0.29 | 0.24 | 0.31 | 0.22 | 0.30 | 0.25 | 0.30 | 0.25 | 0.25 |
| | | Upper Bound | 3497 | 3399 | 4869 | 5254 | 5053 | 6496 | 3445 | 6589 | 3445 | 6589 | 6589 |
| | Deriva 0/00 | N/A | 1.11 | 1.96 | 1.69 | 2.23 | 1.56 | 2.35 | 1.68 | 2.35 | 1.68 | 1.68 | |
| Sismo Diseño | Upper Bound | 271 | 242 | 256 | 214 | 234 | 199 | 300 | 216 | 300 | 216 | 216 | |
| | Entrepiso | N/A | 0.10 | 0.47 | 0.50 | 0.76 | 0.58 | 0.69 | 0.59 | 0.69 | 0.59 | 0.59 | |

9.6 Diseño de los Aisladores de Péndulo de Ficción Doble

Según la figura 6.13, la presión de 75 Mpa (7500ton/m²) corresponde a un coeficiente de fricción aproximado de 0.04 (valor nominal). El área de contacto se halló del cociente entre la presión y la fuerza actuante en el aislador. El diámetro debe ser mayor o igual a la suma del diámetro total máximo (DTM) y el diámetro del deslizador (D_s). Cabe mencionar que los valores asumidos de presión y coeficiente de fricción son sólo referenciales, dado la variabilidad de materiales y geometrías de cada proveedor. A continuación, se muestra el diseño del aislador FPD central (W=212 ton).

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{212 \text{ ton}}{7500 \text{ ton/m}^2} = 0.03 \text{ m}^2 \quad D_s = \sqrt{\left(A * \frac{4}{\pi}\right)} = 0.19 \text{ m} = 8''$$

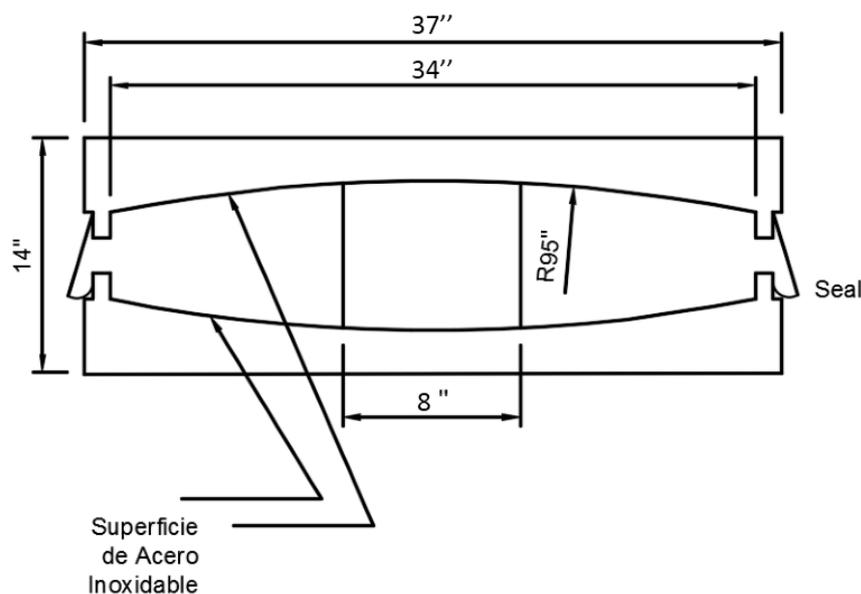
Desplazamiento Total Máximo(DTM) = 0.33m = 12.6"

Redondeando a DTM a 13", se tiene que el diámetro debe ser como mínimo:

$$\text{Diámetro} = \text{DTM} + D_s = 13 + 8 = 21''$$

A pesar que el diámetro resultó 21" se optó por un diámetro previamente usado de 37", según los tamaños típicos de la tabla 6.2. El espesor mínimo de las superficies cóncavas es 1.5", sin embargo, se asumió un valor de 2.5", y una altura de 14", similar a las alturas del péndulo de fricción triple (Constantinou et all 2011). A continuación, se muestra un corte y una vista en planta del aislador central FP 1.

Corte:



Planta:

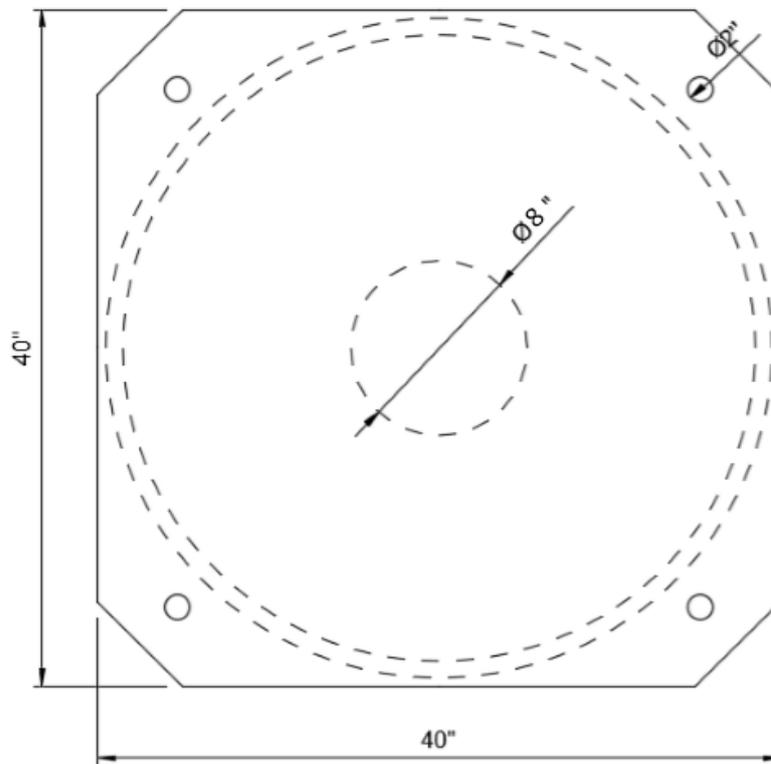


Figura 9.16 Corte y Planta del Péndulo Doble de Fricción para el aislador FP 1.

10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES DE PÉNDULO DE FRICCIÓN TRIPLE

Dada la complejidad de los aisladores de triple péndulo, es recomendable, empezar con una geometría tentativa. Para este caso, se empezó a tomar valores de diámetro y radio de curvatura de la figura 6.11 y coeficientes de fricción de la tabla 6.2.

Los valores asumidos son referenciales y deberán ser comprobados a través del ensayo de los prototipos o acondicionarse con valores asociados a dispositivos antes testeados para algún otro proyecto, de esta manera, se ahorran costos por los ensayos. El ASCE 7-10 propone una secuencia de ensayos asociados a unas amplitudes (desplazamientos) y frecuencias (altas y bajas).

10.1 Análisis Por el Método de Fuerza Equivalente

10.1.1 Modelamiento

Tanto el desplazamiento objetivo y amortiguamiento fueron hallados gráficamente (diagrama de histéresis del PFT) a partir del periodo objetivo. Para poder hacer la gráfica del diagrama de histéresis se utilizó como referencia el modelo de Fenz y

Constantinou (2007). Los objetivos de diseño, planteados a continuación, son iguales a los del PFD, ya que se hará una comparación de resultados.

- $T_D = 3.1$ seg.
- $D_D = 0.17$ m

Se iteraron valores de coeficiente de fricción, radios de curvatura, alturas y distancias tope hasta poder llegar a los valores objetivos hasta obtener los objetivos (T_D y D_D). Además, estos valores asumidos cumplen las recomendaciones de Constantinou et al (2007) los cuales se encuentran en detalle en el subcapítulo 9.4. En la tabla 9.1 se muestran los valores finales de la iteración tanto para la rigidez mínima (a) y rigidez máxima (b).

Tabla 10.1 Valores de coeficientes (u_i), radios de curvatura (R_i), alturas (h_i) y distancias topes (d_i) usados. (a) Valores para K_{min} (b) Valores para K_{max}

| | |
|----------------|-----------|
| u_1 | 0.03 |
| u_2 | 0.01 |
| u_3 | 0.01 |
| u_4 | 0.06 |
| $R_1(mm)$ | 2235 |
| $R_2(mm)$ | 200 |
| $R_3(mm)$ | 200 |
| $R_4(mm)$ | 2235 |
| $R_{1eff}(mm)$ | 2146.1 |
| $R_{2eff}(mm)$ | 136.5 |
| $R_{3eff}(mm)$ | 136.5 |
| $R_{4eff}(mm)$ | 2146.1 |
| $h_1(mm)$ | 88.9 |
| $h_2(mm)$ | 63.5 |
| $h_3(mm)$ | 63.5 |
| $h_4(mm)$ | 88.9 |
| $d_1(mm)$ | 228.6 |
| $d_2(mm)$ | 38.1 |
| $d_3(mm)$ | 38.1 |
| $d_4(mm)$ | 228.6 |
| $d_1^*(mm)$ | 219.5 |
| $d_2^*(mm)$ | 26.0 |
| $d_3^*(mm)$ | 26.0 |
| $d_4^*(mm)$ | 219.50714 |

(a)

| | |
|----------------|-----------|
| u_1 | 0.025 |
| u_2 | 0.008 |
| u_3 | 0.008 |
| u_4 | 0.045 |
| $R_1(mm)$ | 2235 |
| $R_2(mm)$ | 200 |
| $R_3(mm)$ | 200 |
| $R_4(mm)$ | 2235 |
| $R_{1eff}(mm)$ | 2146.1 |
| $R_{2eff}(mm)$ | 136.5 |
| $R_{3eff}(mm)$ | 136.5 |
| $R_{4eff}(mm)$ | 2146.1 |
| $h_1(mm)$ | 88.9 |
| $h_2(mm)$ | 63.5 |
| $h_3(mm)$ | 63.5 |
| $h_4(mm)$ | 88.9 |
| $d_1(mm)$ | 228.6 |
| $d_2(mm)$ | 38.1 |
| $d_3(mm)$ | 38.1 |
| $d_4(mm)$ | 228.6 |
| $d_1^*(mm)$ | 219.5 |
| $d_2^*(mm)$ | 26.0 |
| $d_3^*(mm)$ | 26.0 |
| $d_4^*(mm)$ | 219.50714 |

(b)

A continuación, se muestra las gráficas del diagrama de histéresis según las fórmulas de Fenz y Constantinou (2007) para la K_{min} . Para realizar el diagrama de histéresis correspondiente a la K_{Dmin} y K_{Mmin} , basta ingresar con el desplazamiento objetivo, tal como se explica en el subcapítulo 9.1.2.

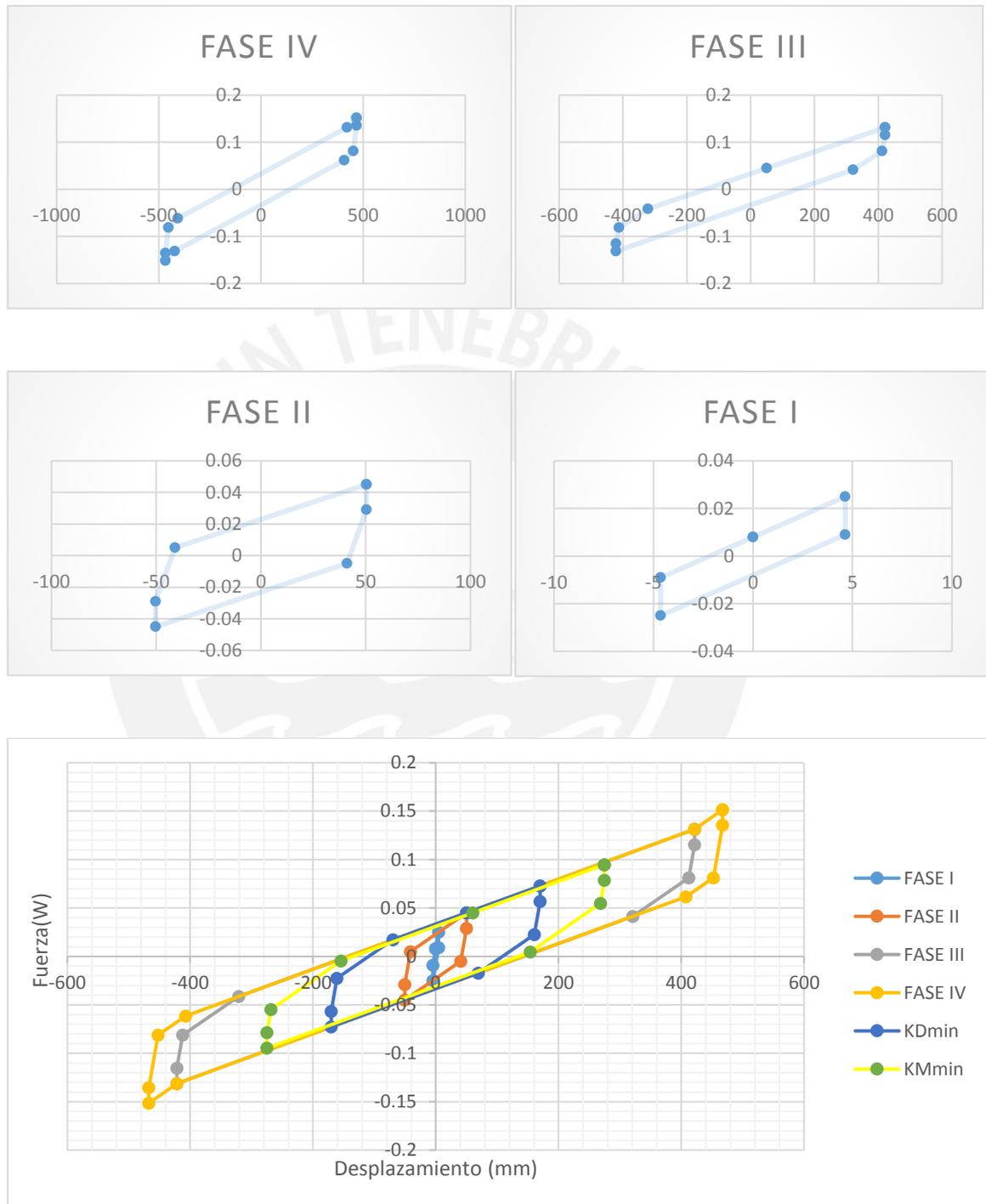


Figura 10.1 Diagrama de histéresis de las cuatro fases del péndulo triple y para la K_{Dmin} y K_{Mmin}

10.1.2 Resultados Obtenidos

Análogamente al péndulo doble, se realizó cuatro iteraciones tanto para el K_{Dmax} , K_{Dmin} , K_{Mmax} y K_{Dmin} . En la figura 9.1, el diagrama de histéresis correspondiente al K_{Dmin} tiene el desplazamiento de diseño (D_D) y amortiguamiento (β_D) de la tabla 9.2.

Tabla 10.2 Tabla de iteración para el sismo de diseño para el K_{Dmin}

| D_D (m) | μ_{min} | R(m) | T_D (s) | β_D (%) | B_D | D_D (m) |
|-----------|-------------|-------|-----------|---------------|-------|-----------|
| 0.170 | 0.045 | 2.235 | 3.07 | 26.1 | 1.642 | 0.170 |

Luego de haber realizado las cuatro iteraciones convergiendo los valores de desplazamiento y amortiguamiento, se halló el T_D , T_M , D_D , D_M , D_{TD} y D_{TM} mostrado en la tabla 9.3.

Tabla 10.3 Valores del periodo y desplazamiento para el sismo de diseño y sismo máximo PFT

| | |
|--------------|------|
| T_D (s) | 3.07 |
| T_M (s) | 3.35 |
| D_D (m) | 0.17 |
| D_M (m) | 0.27 |
| D_{DM} (m) | 0.20 |
| D_{TM} (m) | 0.33 |

Tabla 10.4 Valores de rigidez efectiva para el sismo de diseño y máximo.

| | Valores de la Rigidez Efectiva (ton/m) | | | |
|-------------------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| | Para el Sismo de Diseño | | Para el Sismo Máximo | |
| | Lower bound ($U_{ext}=0.045$) | Upper bound ($U_{ext}= 0.06$) | Lower bound ($U_{ext}=0.045$) | Upper bound ($U_{ext}= 0.06$) |
| PFT central (W= 212 ton) | 90.5 | 103.5 | 74.9 | 83.5 |
| PFT lateral (W= 147 ton) | 62.8 | 71.8 | 51.9 | 57.9 |
| PFT esquina (W= 70 ton) | 29.9 | 34.2 | 24.7 | 27.5 |

Tabla 10.5 Valores del Coeficiente de Amortiguamiento para el sismo de diseño y máximo

| | Coeficiente de Amortiguamiento (ton.s/m) | | | |
|-------------------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | Para el Sismo de Diseño | | Para el Sismo Máximo | |
| | Lower bound (Uext=0.045) | Upper bound (Uext= 0.06) | Lower bound (Uext=0.045) | Upper bound (Uext= 0.06) |
| PFT central (W= 212 ton) | 23.2 | 26.4 | 16.5 | 19.9 |
| PFT lateral (W= 147 ton) | 16.1 | 18.3 | 11.4 | 13.8 |
| PFT esquina (W= 70 ton) | 7.7 | 8.7 | 5.4 | 6.6 |

Fuerzas Cortantes

El ASCE 7-10 indica que la fuerza cortante basal (V_b) es el producto de la rigidez de diseño máximo (K_{Dmax}) con el desplazamiento máximo (D_{max}) para el sismo de diseño ($T_r=475$ años). En la siguiente tabla se analiza por separado la rigidez mínima y rigidez máxima, para obtener los valores más críticos de desplazamiento y cortante.

Tabla 10.6 Valores de Rigidez, Desplazamiento y Cortante para FPD para K_{Dmax} y K_{Dmin}

| | K_D (ton/m) | T_D (s) | β_D (%) | B_D | S_D (m) | $D_D=S_D/B_D$ (m) | V_b (ton) | $V_s(R=2)$ (ton) |
|------------|---------------|-----------|---------------|-------|-----------|-------------------|-------------|---------------------|
| K_{Dmax} | 2940.0 | 2.9 | 27.9 | 1.7 | 0.28 | 0.167 | 500.1 | 250.0 |
| K_{Dmin} | 2605.4 | 3.1 | 26.2 | 1.6 | 0.28 | 0.170 | 500.1 | 250.0 |

Se obtiene una fuerza cortante estática de diseño para el sistema de aislamiento ($V_b=500.1$ ton). Así mismo, considerando un factor de reducción sísmica $R=2$, la fuerza cortante de la superestructura (V_s) es 250 ton.

Luego, se limitó los valores de cortante según lo estipulado en el acápite de los procedimientos de análisis tomado del ASCE 7-10 y la norma peruana sismoresistente. Se nota que la fuerza que gobierna el diseño es la de activación del sistema de aislamiento $1.5 \cdot U_b \cdot W$, donde $U_b=0.045$. Cabe mencionar que, dado que el edificio es irregular, en un análisis dinámico se debe de considerar como mínimo el 100% del análisis estático.

Tabla 10.7 Cortante Mínima de la Superestructura (V_s)

| CORTANTE MINIMA DE DISEÑO (V_s) ton | | % W | % W_s |
|---|-----|-----|---------|
| $1.5 \cdot U_b \cdot W$ | 412 | 6.8 | 9.0 |
| $C/R=0.125$ | 258 | 4.2 | 5.6 |
| T W | 82 | 1.3 | 1.8 |
| 100% V_s | 250 | 4.1 | 5.5 |

Como se observa, la cortante máxima y de diseño es 412 ton ($1.6V_{C/R} = 0.125$ y $8.8\%Ws$), el cual es la fuerza mínima para activar el movimiento de los aisladores.

$$V_{dinámico} \geq 1.0(V_{estático}) = 412\text{ton} (= 0.068W = 0.088Ws)$$

$$Vb_{dinámico} \geq 0.9(Vb_{estático}) = 450\text{ton} (= 0.074W = 0.098Ws)$$

10.2 Análisis Modal Espectral

10.2.1 Modelamiento a través del programa ETABS

Para el modelamiento del aislador de triple péndulo de fricción a través de ETABS 2015, se utiliza un elemento LINK llamado *Triple Friction Isolator*. Como se observa, este elemento se define con su masa, peso, inercia rotacional y propiedades direccionales (U1, U2, U3) tal como se observa en la figura 8.5. Los pesos de los aisladores y los valores de inercia rotacional no inciden de manera importante en el desempeño de los aisladores por lo que su valor se consideró cero.

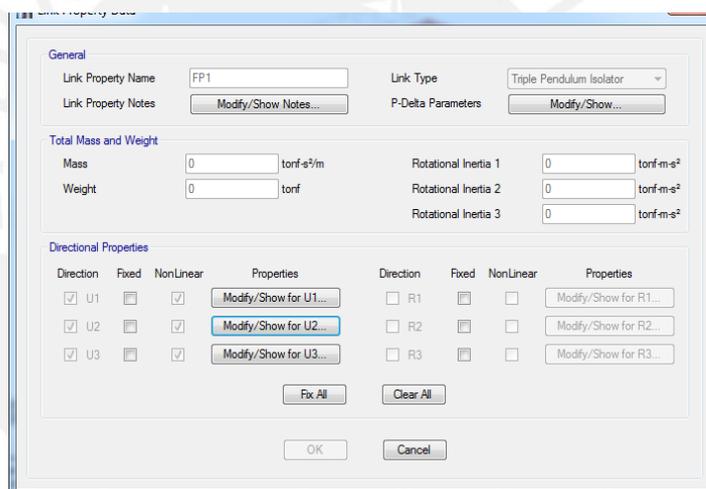


Figura 10.2 Modelamiento tipo Link "Triple Pendulum Isolator" (ETABS 2015)

Para realizar un análisis lineal estático o dinámico, el programa trabaja solo con propiedades lineales (Lineal Properties) en donde se definen la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo en la dirección X (U2) e Y (U3). Estos valores de la rigidez y amortiguamiento efectivo son colocados de la tabla 8.3. En la figura siguiente se introdujeron los datos para el caso de $U_{ext} = 0.06$ y para el sismo de diseño.

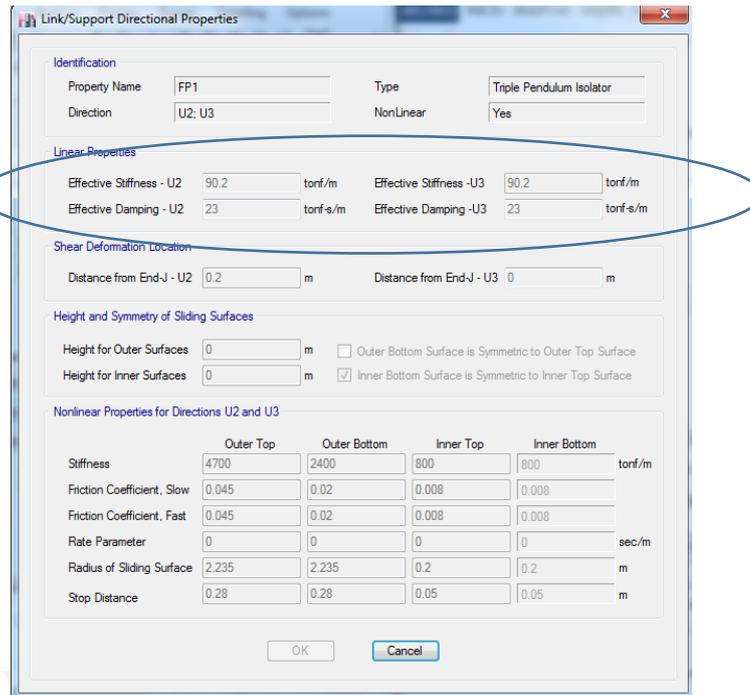


Figura 10.3 Propiedades lineales y no lineales de un PFT en la dirección U2 y U3 (ETABS 2015)

En la dirección vertical (U1), el cual es la dirección Z, se colocan la rigidez y amortiguamiento vertical. Es recomendable utilizar el mismo valor tanto para las propiedades lineales como no lineales.

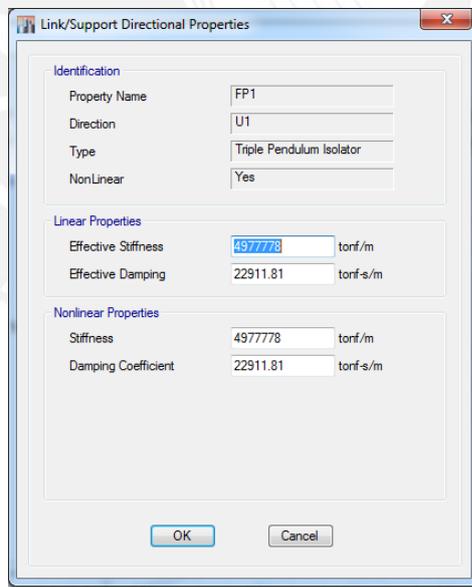


Figura 10.4 Propiedades lineales y no lineales en dirección U1 (ETABS 2015)

10.2.2 Resultados del Análisis Modal Espectral

En la tabla 8.4 se muestra los modos, periodos y la participación en el eje X e Y. Se observa que los periodos, con mayor masa participativa, son cercanos al periodo objetivo de diseño (TD=2.8).

Tabla 10.8. Análisis de modos de vibración

| Case | Mode | Period (sec) | UX | UY |
|-------|------|--------------|-------|-------|
| Modal | 1 | 3.1 | 0.009 | 0.996 |
| Modal | 2 | 3.1 | 0.998 | 0.011 |
| Modal | 3 | 3.0 | 0.003 | 0.059 |
| Modal | 4 | 0.5 | 0.001 | 0.000 |
| Modal | 5 | 0.5 | 0.000 | 0.001 |

Se trató de que las masas participativas principales sean mayores de 90% tanto en el eje X y Y para que los modos secundarios participen muy poco en el movimiento telúrico. De esta manera, el edificio básicamente se moverá en la dirección X cuando el sismo este en la dirección X y en Y cuando el sismo sea en la dirección Y y a su vez se producirá un nivel bajo de torsión. La figura 8.8 muestra el modo 1 de vibración.

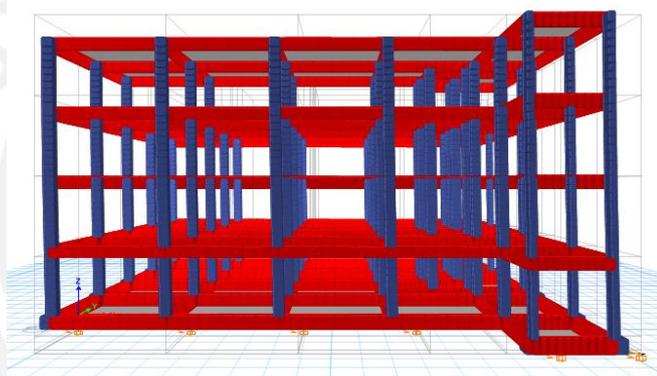


Figura 10.5 Desplazamiento del primer modo de vibración (ETABS 2015)

Análisis de Fuerzas Cortantes

Como se observa en la tabla 10.7 el valor de la fuerza cortante dinámica de la superestructura ($V_{b\text{dinámico}} = 478 \text{ ton}$) es muy similar a la fuerza estática $V_{b\text{estático}} = 480 \text{ ton}$. La fuerza cortante de diseño será $V_{b\text{dinámico}} = 478 \text{ ton} \geq 450 \text{ ton}$ (90% $V_{b\text{estático}}$).

Tabla 10.9 Valores de Fuerza Cortante del análisis modal-espectral con un factor sísmica $R=1$

| | Load Case | VX (tonf) | VY (tonf) | VX/W (%) | VY/W (%) |
|--------|--------------|-----------|-----------|----------|----------|
| Story4 | SD (R=1) Max | 56 | 56 | 0.9 | 0.9 |
| Story3 | SD (R=1) Max | 161 | 162 | 2.6 | 2.6 |
| Story2 | SD (R=1) Max | 268 | 268 | 4.4 | 4.4 |
| Story1 | SD (R=1) Max | 366 | 366 | 6.0 | 6.0 |
| Base | SD (R=1) Max | 478 | 477 | 7.8 | 7.8 |

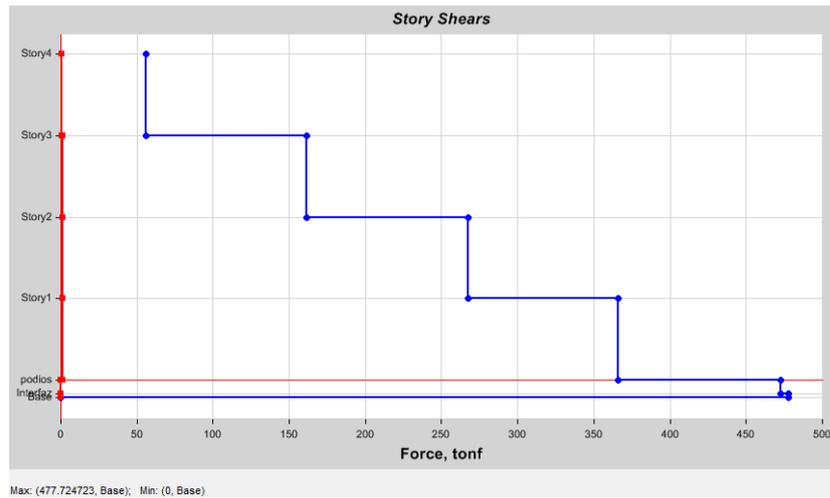


Figura 10.6 Diagrama de fuerzas cortantes de pisos con un factor de reducción $R=1$

Para poder determinar las fuerzas cortantes en la superestructura (V_s) se hizo un caso de carga con un factor de reducción $R=2$.

| | Load Case | VX (tonf) | VY (tonf) | VX/Ws (%) | VY/Ws (%) |
|--------|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Story4 | SD (R=2) Max | 27 | 28 | 0.7 | 0.7 |
| Story3 | SD (R=2) Max | 80 | 81 | 1.7 | 1.7 |
| Story2 | SD (R=2) Max | 133 | 134 | 2.9 | 2.9 |
| Story1 | SD (R=2) Max | 183 | 183 | 4.0 | 4.0 |

El valor de la fuerza cortante en el primer nivel es 183 ton, sin embargo, es necesario escalar a los valores mínimos dados por el análisis estático ($V_s=412 \text{ ton}=8.5\%W_s$). En consecuencia el factor a multiplicar al análisis modal espectral será: $412/183=2.25$. A continuación se muestran las fuerzas cortantes de diseño de la superestructura (V_s)



Figura 10.7 Valores de fuerzas cortantes para la superestructura (V_s) escaladas a la cortante mínima de diseño

Análisis de Desplazamientos y Derivas

Se realizó un análisis de desplazamientos y derivas tanto para el sismo de diseño como el sismo máximo. La capacidad máxima del aislador, según el acápite 4.4, será por lo menos 80% Dtm.

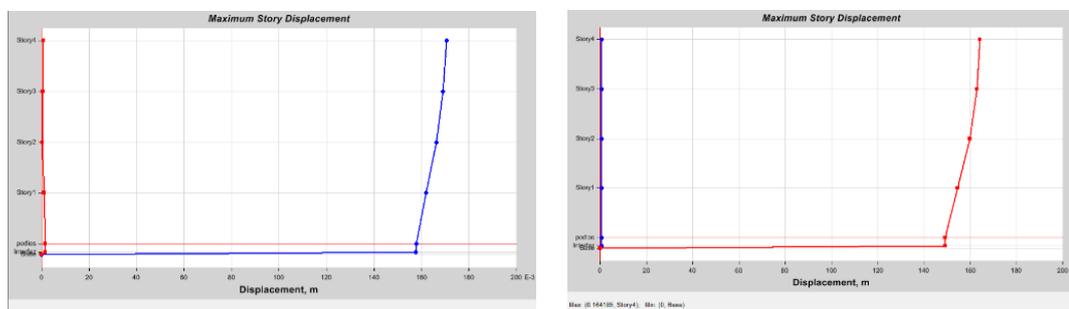


Figura 10.8 Desplazamiento para el sismo de diseño en la dirección X, Y (ETABS, 2015)

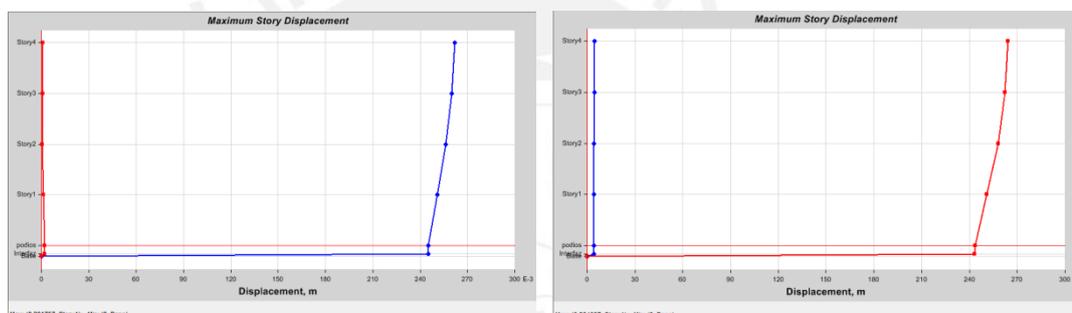


Figura 10.9 Desplazamiento para el sismo máximo en dirección X, Y (ETABS, 2015)

Tabla 10.10 Desplazamiento del CM para el sismo de diseño y máximo

| | Desplazamiento Máximo del CM (cm) | | | |
|--------|-----------------------------------|------|--------------|------|
| | Sismo de Diseño | | Sismo Máximo | |
| | X | Y | X | Y |
| Story4 | 17.0 | 16.4 | 26.2 | 26.4 |
| Story3 | 16.9 | 16.3 | 26.0 | 26.2 |
| Story2 | 16.6 | 16.0 | 25.6 | 25.8 |
| Story1 | 16.2 | 15.4 | 25.1 | 25.1 |
| podios | 15.8 | 14.9 | 24.5 | 24.4 |
| Base | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

El desplazamiento total máximo del aislador para el sismo máximo es 24.5 cm. El 80% de este es 19.6 cm. Por lo que la suma de desplazamientos internos del aislador debe ser por lo menos 20cm.

Por parte de los derivas estos valores están dentro de los objetivos de desempeño planteados en el acápite 3.4.1

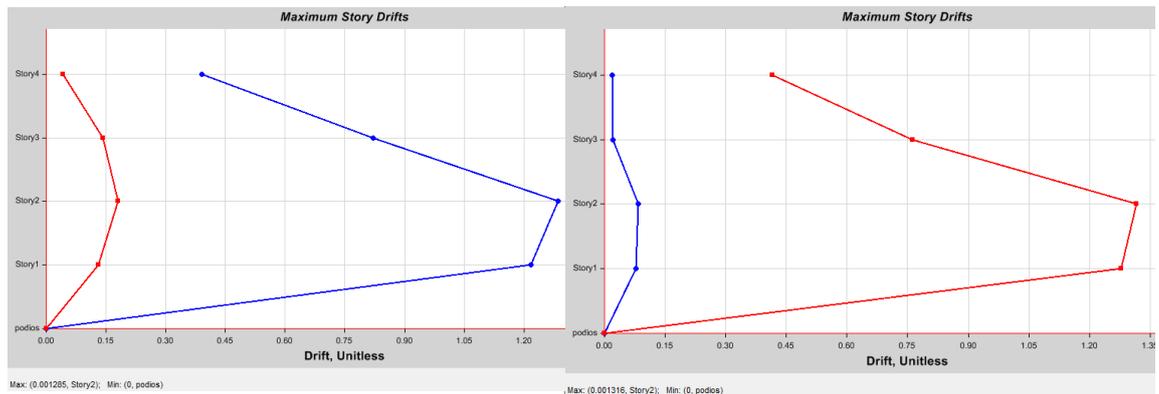


Figura 10.10 Derivas para el sismo de diseño en la dirección X, Y (ETABS, 2015)

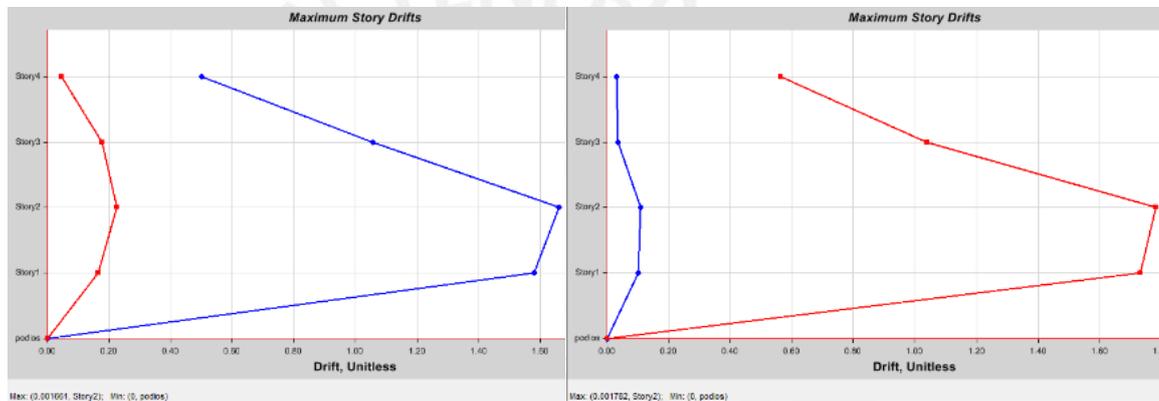


Figura 10.11 Derivas para el sismo de máximo en la dirección X, Y (ETABS, 2015)

Tabla 10.11 Derivas del CM para el sismo de diseño y máximo

| | Derivas Máximas del CM (‰) | | | |
|--------|----------------------------|------|--------------|------|
| | Sismo de Diseño | | Sismo Máximo | |
| | X | Y | X | Y |
| Story4 | 0.39 | 0.42 | 0.50 | 0.57 |
| Story3 | 0.82 | 0.76 | 1.06 | 1.04 |
| Story2 | 0.14 | 1.32 | 0.18 | 1.78 |
| Story1 | 1.29 | 1.28 | 1.66 | 1.73 |
| Podios | 1.22 | 1.20 | 1.58 | 1.76 |
| Base | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

La deriva máxima sin contar efectos de torsión para el sismo de diseño fue 1.3 ‰. Considerando efectos de torsión se obtuvo una deriva de 1.7 ‰

10.3 Análisis Tiempo Historia

Para la realización del análisis se consideraron los mismos registros para el análisis del péndulo doble de fricción. Del mismo modo al péndulo doble, de los tres registros

se tomarán los valores máximos de la respuesta sísmica (aceleración, cortante, desplazamiento, deriva, amortiguamiento, etc.)

10.3.1 Modelamiento a través del programa ETABS

Para el modelamiento en el programa ETABS, se colocan los datos en “Nonlinear Properties” en donde se colocan el coeficiente de fricción, la rigidez, el rate parameter (parámetro de variación de la velocidad), el radio de curvatura, y la capacidad de desplazamiento. Estos valores varían tal y como se muestra en la figura 6.1. Se recomienda ($u_2=u_3$, $R_2=R_3$, $d_2=d_3$ y $u_1 \neq u_4$, $R_1=R_4$, $d_1 \neq d_4$). En la figura siguiente se muestra los valores para hallar el $KD_{m\acute{a}x}$

| | Outer Top | Outer Bottom | Inner Top | Inner Bottom | |
|----------------------------|-----------|--------------|-----------|--------------|--------|
| Stiffness | 4700 | 2400 | 800 | 800 | tonf/m |
| Friction Coefficient, Slow | 0.045 | 0.02 | 0.008 | 0.008 | |
| Friction Coefficient, Fast | 0.045 | 0.02 | 0.008 | 0.008 | |
| Rate Parameter | 0 | 0 | 0 | 0 | sec/m |
| Radius of Sliding Surface | 2.235 | 2.235 | 0.2 | 0.2 | m |
| Stop Distance | 0.28 | 0.28 | 0.05 | 0.05 | m |

Figura 10.12 Modelamiento en la dirección U2 y U3 para realizar de un análisis no lineal (ETABS 2015)

Los aisladores de triple péndulo de fricción se diseñan según la intensidad de sismo (diseño y máximo). Para el sismo de diseño es conveniente que la curva de histéresis caiga en el régimen II o III y para el sismo máximo en el régimen IV. El régimen V generalmente no se usa para el diseño ya que este régimen se forma después de haberse acabado los desplazamientos de las superficies de fricción 1 y 4, por lo que sólo se desplaza a través de la superficie 2 y 3s.

10.3.2 Resultados Obtenidos del Análisis No lineal Tiempo Historia

En la figura 10.13 se observa la capacidad máxima de aislador de PFT central. Se observa que el diagrama de histéresis es compatible con el diagrama del análisis estático. Así mismo, el desplazamiento máximo del aislador, al margen de la intensidad del sismo, es 49 cm. En la figura 10.14 se muestran los diagramas de histéresis para el sismo de diseño y sismo máximo para la rigidez mínima.

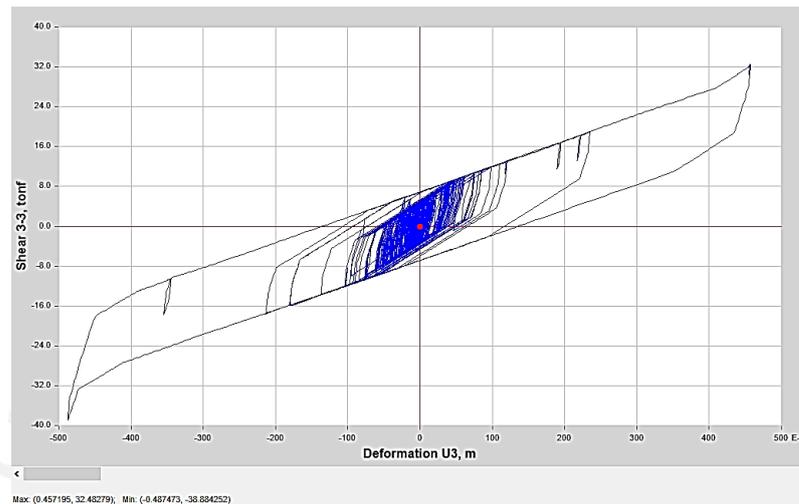


Figura 10.13 Diagrama de Histéresis del PFT. Capacidad Máxima del Aislador de PFT

Se observa los desplazamientos y fuerzas de los diagramas de histéresis, se encuentran dentro de la fase III. En consecuencia, están gobernados por una rigidez postelástica $W/(R1+R2)$.

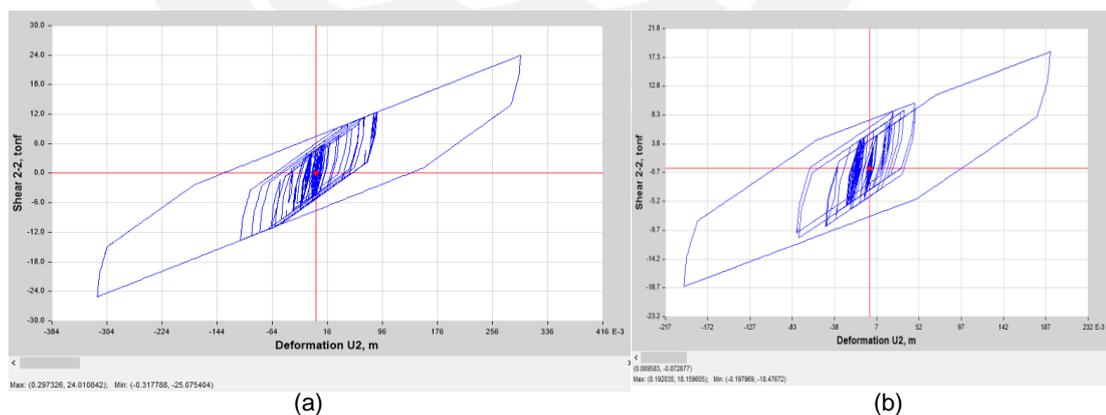


Figura 10.14 Diagrama de histéresis para el sismo máximo(a) y de diseño(b) para un aislador de PFT central ($W=212$ ton). Señal Lima 1966 (ETABS, 2015)

En la figura 10.15 se muestra el diagrama global del edificio para la rigidez mínima en la señal de 1966. Se observa un desplazamiento de diseño de 19.8 cm y una fuerza cortante de 449 ton, un amortiguamiento aproximado de 21.8%. En las tablas de 10.9 se muestra el resultado de los análisis historia para la rigidez mínima y máxima y en la tabla 10.10 se resumen los valores de valores globales para diseño.

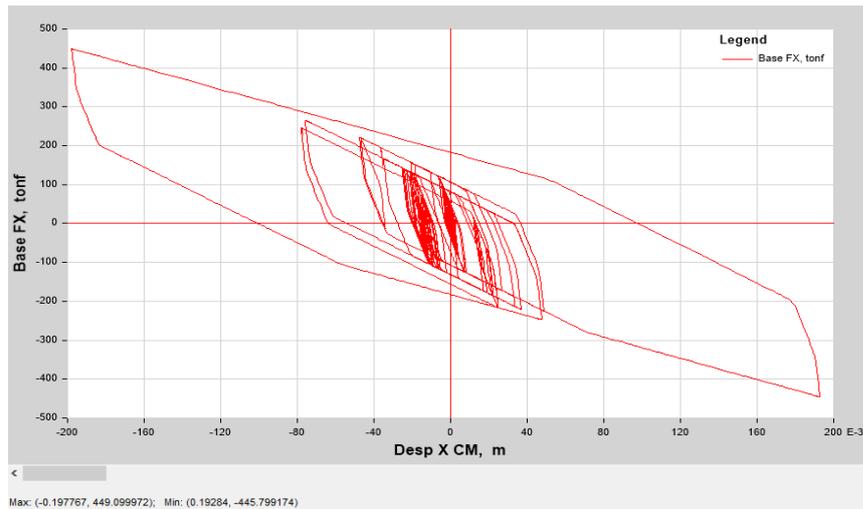


Figura 10.15 Diagrama de histéresis para el sismo de diseño y rigidez mínima (KDmin) para un aislador de PFT central. Señal Lima 1966 (ETABS, 2015)

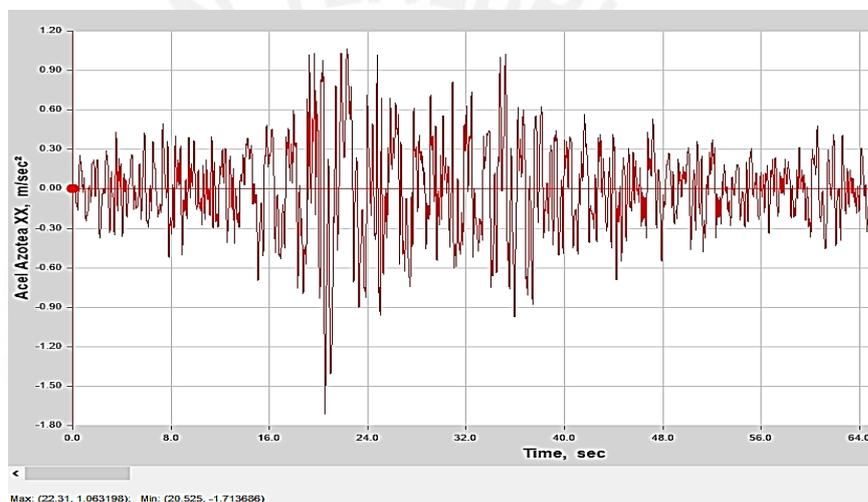


Figura 10.16 Aceleración del sistema de aislamiento para las propiedades de rigidez máxima (KDmax). Señal Lima 1966 (ETABS, 2015)

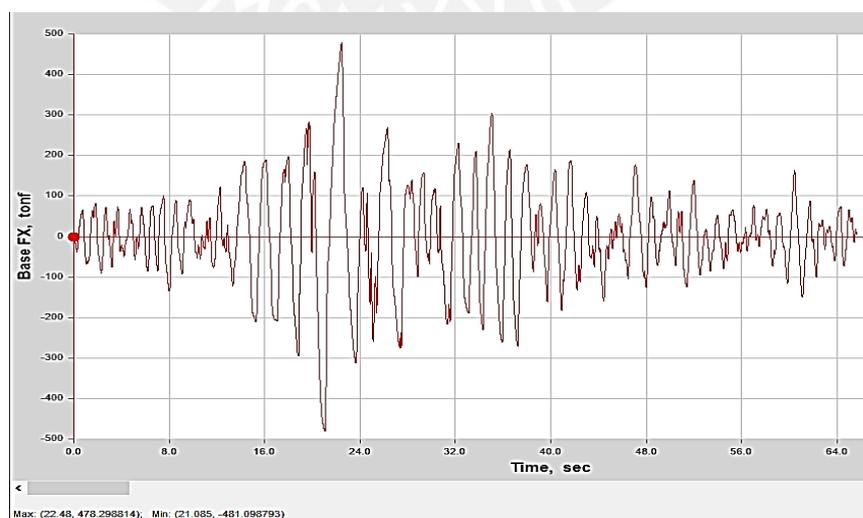


Figura 10.17 Cortante Basal para las propiedades de rigidez máxima (KDmax) Señal Lima 1966 (ETABS, 2015)

Tabla 10.12 Resumen de los parámetros sísmicos para el Sismo de Diseño y Umin

| | Estático | Espectral | Sismo 66 | | Sismo 70 | | Sismo 74 | |
|---|----------|------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | | | 1966 E-W | 1966 N-S | 1970 E-W | 1970 N-S | 1974 E-W | 1974 N-S |
| VALORES PARA LA RIGIDEZ MÍNIMA (Kdmin) y SISMO DE DISEÑO (SD) | U1(X-X) | Desp CM (m) | 0.17 | 0.17 | 0.15 | 0.15 | 0.19 | 0.17 |
| | | Acel Absol CM (g) | 0.12 | 0.07 | 0.14 | 0.13 | 0.15 | 0.13 |
| | | Cortante Basal (tonf) | 425 | 413 | 449 | 369 | 382 | 447 |
| | | Amor Equival (ton-s/m) | 26.00 | 26.00 | 21.80 | 30.76 | 28.23 | 21.00 |
| | | Teff (s) | 3.1 | 3.1 | 3.2 | 3.1 | 3.1 | 3.1 |
| | U2(Y-Y) | Desp CM (m) | 0.17 | 0.17 | 0.17 | 0.14 | 0.15 | 0.19 |
| | | Acel Absol CM (g) | 0.12 | 0.07 | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 0.17 |
| | | Cortante Basal (tonf) | 425 | 393 | 434 | 375 | 389 | 446 |
| | | Amor Equival (ton-s/m) | 26.00 | 26.00 | 27.51 | 27.74 | 25.71 | 25.52 |
| | | Teff (s) | 3.1 | 3.1 | 3.2 | 3.0 | 3.0 | 3.2 |
| | 2476 | 2579 | 2429 | 2707 | 2758 | 2397 | 2557 | |
| <hr/> | | | | | | | | |
| | Estático | Espectral | Sismo 66 | | Sismo 70 | | Sismo 74 | |
| | | | 1966 E-W | 1966 N-S | 1970 E-W | 1970 N-S | 1974 E-W | 1974 N-S |
| VALORES PARA LA RIGIDEZ MÁXIMA (Kdmax) y SISMO DE DISEÑO (SD) | U1(X-X) | Desp CM (m) | 0.16 | 0.15 | 0.16 | 0.14 | 0.15 | 0.17 |
| | | Acel Absol CM (g) | 0.14 | 0.08 | 0.15 | 0.14 | 0.15 | 0.16 |
| | | Cortante Basal (tonf) | 490 | 460 | 472 | 438 | 457 | 489 |
| | | Amor Equival (ton-s/m) | 23.43 | 24.00 | 24.20 | 24.63 | 23.92 | 21.32 |
| | | Teff (s) | 2.9 | 2.9 | 2.9 | 2.8 | 2.8 | 2.8 |
| | U2(Y-Y) | Desp CM (m) | 0.16 | 0.15 | 0.16 | 0.14 | 0.15 | 0.17 |
| | | Acel Absol CM (g) | 0.14 | 0.08 | 0.16 | 0.16 | 0.15 | 0.19 |
| | | Cortante Basal (tonf) | 490 | 438 | 471 | 443 | 450 | 485 |
| | | Amor Equival (ton-s/m) | 23.43 | 24.00 | 23.69 | 23.71 | 22.42 | 21.83 |
| | | Teff (s) | 2.9 | 2.9 | 2.9 | 2.7 | 2.7 | 2.9 |
| | 3011 | 2947 | 2997 | 3392 | 3348 | 3033 | 3356 | |

Tabla 10.13 Valores de Diseño para la Superestructura y el Sistema de Aislamiento

| | Sismo | Límite de Análisis | Parámetro | Nivel | Estático | Espectral | Sismo 66 | | Sismo 70 | | Sismo 74 | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|--------------------------|--------------------|-----------------------|-------|----------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| | | | | | | | 1966 E-W | 1966 N-S | 1970 E-W | 1970 N-S | 1974 E-W | 1974 N-S | | | | | | | | | | | |
| Para el Sistema de Aislamiento | Sismo Máximo | Lower Bound | Desp CM (m) | Podio | 0.27 | 0.25 | 0.30 | 0.27 | 0.23 | 0.22 | 0.31 | 0.29 | | | | | | | | | | | |
| | | | Teff (s) | | | | | | | | | | 3.0 | 2.9 | 2.9 | 2.8 | 3.0 | 2.9 | | | | | |
| | Sismo Diseño | Lower Bound | Amor Equival (%) | | 25.00 | 23.40 | 21.80 | 27.74 | 25.71 | 23.87 | 21.00 | 20.95 | | | | | | | | | | | |
| | | | Cortante Basal (tonf) | | | | | | | | | | 480 | 478 | 449 | 375 | 389 | 387 | 447 | 411 | | | |
| | Upper Bound | Acel Absol CM (g) | 0.12 | | 0.07 | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 0.17 | 0.13 | | | | | | | | | | | |
| | | Keff CM (tonf/m) | | | | | | | | | | | 2940 | 2778 | 2432 | 2707 | 2758 | 2970 | 2525 | 2603 | | | |
| | Sismo Diseño | Upper Bound | Deriva 0/00 | | 2 | N/A | 2.00 | 1.95 | 2.00 | 1.50 | 1.95 | 2.00 | | | | | | | | | 2.00 | 2.00 | |
| | | | Cortante Basal | | | | | | | | | | 0 | 240 | 239 | 225 | 188 | 195 | 194 | 224 | | | 206 |
| | | | Acel Max Entrepiso | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Para la Super-Estructura | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Se observa que los valores globales de respuesta son muy similares entre sí para los tres tipos de análisis. Así mismo, las derivas y aceleraciones están dentro del rango de valores permisibles según el diseño por funcionalidad.

10.4 Diseño de los Aisladores de Péndulo de Fricción Triple

Para la superficie exterior se utilizó una presión aproximada de 7500 ton/m² (75 Mpa) y para la interna 20000 ton/m² (200 Mpa). Estos valores de presión, según la figura 6.13, corresponden aproximadamente a los valores nominales de coeficiente de fricción asumidos de 0.05. Según los valores típicos de la geometría del péndulo de fricción triple de la tabla 6.3, se consideró un diámetro del aislador y radio de curvatura de 30" y 88", respectivamente. Los valores de los diámetros de los deslizadores, externo e interno, se hallarán a través de las presiones asumidas. A continuación, se realiza el diseño del aislador central (PFT central) que soporta un peso de 212 ton.

$$A_{ext} = \frac{F}{\sigma} = \frac{212}{7500} = 0.03 \text{ m}^2 \quad D_s = \sqrt{\left(A * \frac{4}{\pi}\right)} = 0.19 \text{ m} = 8''$$

$$A_{int} = \frac{F}{\sigma} = \frac{212}{20000} = 0.01 \text{ m}^2 \quad D_R = \sqrt{\left(A * \frac{4}{\pi}\right)} = 0.12 \text{ m} = 5''$$

Mc Constantinou, et al (2011) plantean los siguientes criterios adicionales para el diseño de los aisladores de triple péndulo:

- Para asegurar la estabilidad del aislador se plantea:

$$\frac{h_2 + h_3}{D_R} \leq 1.0, \text{ reemplazando, } \frac{2.5 + 2.5}{5} = 1.0 \leq 1.0$$

- El desplazamiento de servicio debe ser acomodado por los desplazamientos de la superficie 2 y 3 por el desplazamiento para cargas de servicio.

$$d_2^* + d_3^* \geq 1.05 D_s$$

$$\text{se cumple que, } 26 + 26 \geq 1.05 * 50$$

- La capacidad de desplazamiento debe ser:

$$d_1^* + d_2^* + d_3^* + d_4^* \geq DTM$$

$$219.5 + 26 + 26 + 219.5 \geq 330 \text{ mm}$$

Cabe mencionar que deberá hacerse más verificaciones, como el espesor de las planchas de acero y las juntas de goma para evitar el volcamiento. Lo cual está fuera del alcance de la tesis. Redondeando el valor de D_s a 9"

Como se observa, el aislador tiene suficiente capacidad de desplazamiento, sin embargo, a pesar de que exista incluso un sismo con mayor intensidad al sismo máximo creíble, no implica que el edificio pueda alcanzar un periodo alto de forma que el aislador pueda alcanzar su capacidad máxima. Ese análisis debe verificarse a través de un análisis tiempo historia no lineal y verificar cual es la real capacidad del aislador. En la figura 9.16 se muestra el diseño del aislador PFT Central.

Triple Péndulo Central (FP1)

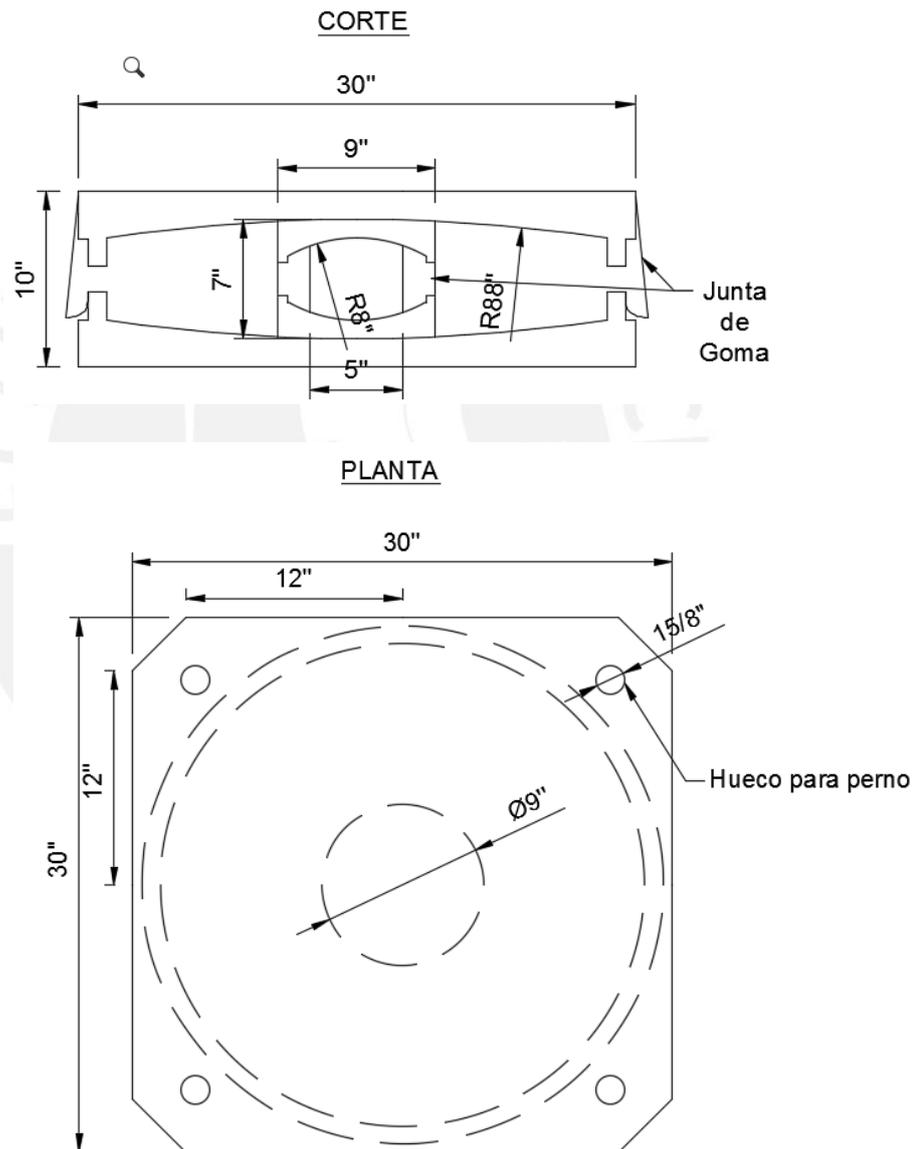


Figura 10.18 Corte y Planta del aislador central de Péndulo de Fricción Triple

11. ANÁLISIS DE UN HOSPITAL DE BASE EMPOTRADA

A continuación, se muestra el desarrollo del análisis estático y dinámico tomando las exigencias de la norma peruana sismo resistente E.030. Para poder satisfacer los requisitos mínimos de derivas y cortante según la norma se colocaron muros de corte en la caja de ascensores, escalera y en las esquinas del edificio, tal como se muestra en la siguiente figura.

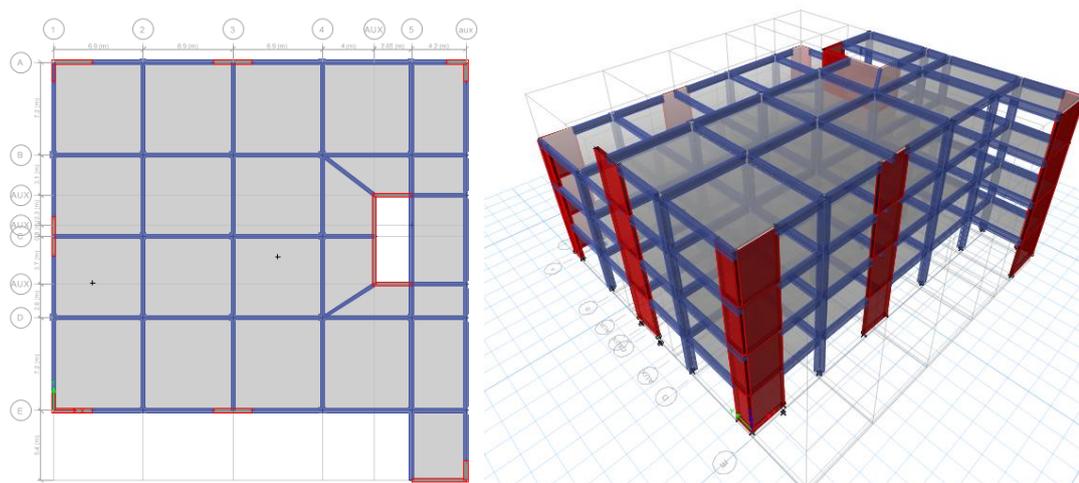


Figura 11.1 Estructuración del hospital a través de un sistema de muros y pórticos.

11.1 Análisis Estático

Según la norma E.030, se establece un factor de reducción de sismo (R) igual a 6 para un sistema estructural de muros. Así mismo, la cortante en los muros deberá ser por lo menos el 80% de la cortante del edificio en la dirección correspondiente al análisis, según la norma de concreto armado E 060. Además, dado que el hospital es un edificio esencial, el factor de importancia (U) es 1.5. El resto de valores (S , I_a , I_p , T_p , T_I) se mantienen iguales tal como en el análisis de los edificios aislados.

Tabla 11.1 Factores sísmicos para el hospital de base empotrada y muros de corte

| Z | U | S | R | I_a | I_p | T_p | T_I |
|------|-----|---|---|-------|-------|-------|-------|
| 0.45 | 1.5 | 1 | 6 | 1 | 1 | 0.4 | 2.5 |

El periodo se estimó a través de las formulas (H_n/C_t) donde H_n es la altura total del edificio (17m) y C_t para muros de corte es 45. La fuerza cortante estática (V_{est}) se obtuvo de la fórmula $V_{est} = (Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot M) / R$. La cortante mínima de diseño es el 80% de la fuerza estática la cual debe compararse con la cortante dinámica (V_{din}).

Tabla 11.2 Masa empotrada, Masa del edificio aislado, Periodo, Cortante estático, Cortante Mínima

| | |
|---------------|------|
| Test (s) | 0.4 |
| Vest (ton) | 1145 |
| 90%Vest (ton) | 1030 |

11.2 Análisis Modal Espectral

Análisis de Modos

Como se observa en la tabla 10.3, el periodo (T) es aproximadamente 0.45 sec por lo que está acorde con la aproximación con el método estático.

Tabla 11.3 Análisis de modos para el edificio de base empotrada

| Case | Mode | Period(sec) | UX | UY |
|-------|------|-------------|------|------|
| Modal | 1 | 0.45 | 0.71 | 0.00 |
| Modal | 2 | 0.45 | 0.01 | 0.70 |
| Modal | 3 | 0.32 | 0.00 | 0.02 |
| Modal | 4 | 0.12 | 0.07 | 0.06 |
| Modal | 5 | 0.11 | 0.09 | 0.08 |

Aceleraciones

Según se muestra en la tabla 10.4, la aceleración máxima de entrepiso es 0.47g. A pesar de que no se establezca un límite en las aceleraciones de entrepiso, esta se halló para poder comparar con la aceleración de los edificios con aisladores.

Tabla 11.4 Aceleraciones de entrepiso para el edificio de base empotrada

| Story | Load Case/Combo | UX(g) | UY(g) |
|--------|-----------------|-------|-------|
| Story4 | SD XX (R=6) Max | 0.47 | 0.37 |
| Story3 | SD XX (R=6) Max | 0.28 | 0.25 |
| Story2 | SD XX (R=6) Max | 0.21 | 0.15 |
| Story1 | SD XX (R=6) Max | 0.14 | 0.09 |
| Base | SD XX (R=6) Max | 0.00 | 0.00 |

Derivas

Así mismo, la figura 10.2 y tabla 10.5 muestran una deriva máxima de 5.68 ‰, la que a su vez es menor al límite máximo de 7 ‰ según lo establece la norma peruana sismo resistente.

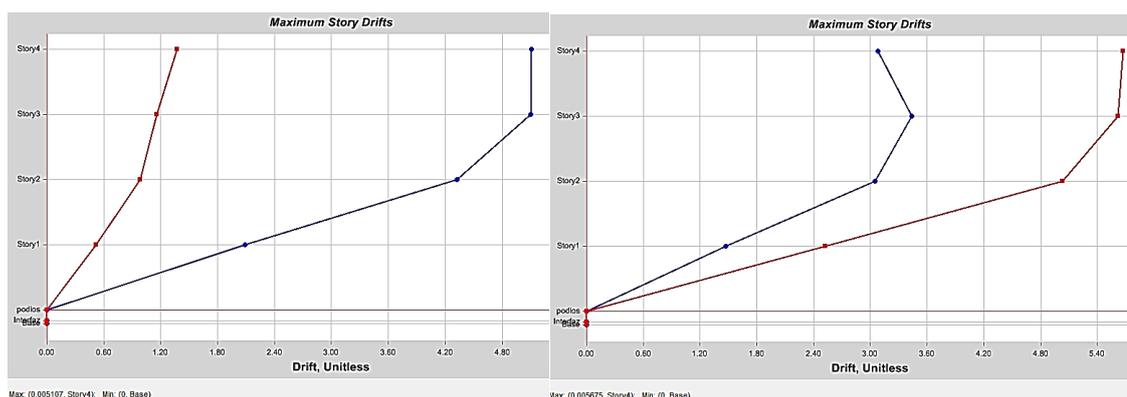


Figura 11.2 Figura de derivas máximas para la dirección X (a) y Y (b)

Tabla 11.5 Derivas de entrepiso para el sismo de diseño

| Story | Load Case/Combo | Item | Drift XX (‰) | Drift YY(‰) |
|--------|------------------|-------------|--------------|-------------|
| Story4 | DESP (0.75R) Max | Max Drift X | 5.11 | 5.68 |
| Story3 | DESP (0.75R) Max | Max Drift X | 5.10 | 5.62 |
| Story2 | DESP (0.75R) Max | Max Drift X | 4.32 | 5.03 |
| Story1 | DESP (0.75R) Max | Max Drift X | 2.09 | 2.52 |

Cortantes:

A continuación, se muestra la cortante de entrepiso para el sismo de diseño utilizando un factor de reducción de 6. Estos valores son los máximos para cada dirección de análisis.

Tabla 11.6 Fuerza cortante en la dirección X y Y para el edificio empotrado del análisis modal-espectral

| Story | Load Case/Combo | Vx | Vy |
|--------|-----------------|------|------|
| | | tonf | tonf |
| Story4 | SD (R=6) Max | 231 | 190 |
| Story3 | SD (R=6) Max | 534 | 449 |
| Story2 | SD (R=6) Max | 728 | 625 |
| Story1 | SD (R=6) Max | 804 | 703 |

Verificando los valores de cortante mínima en donde $V_{diseño}$ es mayor igual de la cortante dinámica (V_{din}) y 90% V_{est} . Por tanto, el $V_{diseño}$ es 1030 ton

| | |
|--------------------------------------|------|
| 90%V_{est} (ton) | 1030 |
| V espectral (ton) | 804 |
| Vdiseño (ton) | 1030 |

12. ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN EL ASCE 7-16

En este capítulo se desarrolla un análisis estático del hospital estudiado en los acápite anteriores según las exigencias del ASCE 7-16. Se realizará dos análisis para cada tipo de información: confiable y no confiable. El caso de información confiable (Caso A) se refiere a información sacada de los ensayos de los aisladores o de información del proveedor. Por otro lado, el caso de información no confiable (Caso B) obedece a que no se confía en el proveedor y/o no se cuenta con información de los datos del proveedor. Los resultados finales serán desplazamientos y fuerzas cortantes estáticas que luego serán comparadas entre sí.

12.1 Desplazamientos y Cortantes para el Péndulo de Fricción Doble

12.1.1 Considerando Factores Lambda (λ) del Ensayo de los Aisladores- Caso A

En la tabla 12.1 se muestran los factores λ asumidos, referenciados de un ejemplo con similares pesos en Mc Vitty et al (2015). En el caso de los aisladores friccionales, para hallar la rigidez máxima y mínima durante el sismo máximo, se multiplica el coeficiente de fricción nominal por cada uno de los valores de lambda tal como se explica en el capítulo 5. Se asumió un coeficiente de fricción nominal 0.04.

Tabla 12.1 Valores de Lambda λ y Coeficiente de Fricción-Caso A

| | | | |
|------------------------------|------|------|--------|
| λ max | 1.46 | unom | 0.04 |
| λ min | 0.95 | umax | 0.0584 |
| λ max/ λ min | 1.54 | umin | 0.038 |

Se realizó el análisis para cada límite del rango de variación de las propiedades nominales de los aisladores (K_{Mmax} , K_{Mnom} , K_{Mmin}) y se obtuvieron los valores de cortantes y desplazamientos de diseño (Ver Tabla 12.2). El método es igual de iterativo que la norma del ASCE 7-10, se buscará que el desplazamiento, rigidez y amortiguamiento converjan.

Tabla 12.2 Rigidez, desplazamiento y cortante según el ASCE 7-16-Caso A

| | K_M (ton/m) | T_M (s) | β_M (%) | B_M | S_M (m) | $DM=S_M/B_M$ (m) | Vb (ton) |
|--------------------|---------------|-----------|---------------|-------|-----------|------------------|----------|
| K_{Mmax} (Upper) | 3002 | 2.86 | 31.27 | 1.73 | 0.42 | 0.24 | 726 |
| K_{Mnom} | 2459 | 3.16 | 24.17 | 1.60 | 0.42 | 0.26 | 643 |
| K_{Mmin} (Lower) | 2398 | 3.20 | 23.23 | 1.59 | 0.42 | 0.26 | 634 |

| Vb (ton) | Ws/W | 1-2.5Bm | Vst (ton) | R | Vs (ton) |
|----------|------|---------|-----------|-----|----------|
| 726 | 0.75 | 0.2 | 682 | 2.0 | 341 |

La tabla 12.3 muestra la fuerza cortante mínima de la superestructura (V_s). Según se observa, la fuerza cortante de diseño es gobernada por la fuerza de activación ($1.5 Q_d=366 \text{ ton}= 6\%W_s=1.4 V_{\text{min}} E.030$). Cabe mencionar que el valor de Q_d obedece a los valores nominales de coeficiente de fricción, tal como señala el ASCE 7-16.

Tabla 12.3 Cortante Mínima-Caso A

| | |
|--|-----|
| Cortante Mínimo(V_s min) ton | |
| 1.5 veces Fuerza Activación | 366 |
| Cortante Mínima Norma E.030 C/R=0.125 | 258 |
| T W_s | 120 |

En la siguiente tabla resume las fuerzas cortantes de diseño. Como era de esperar, la cortante de la superestructura y la subestructura es gobernada por la rigidez máxima ($K_{M_{\text{max}}}$).

| | |
|---|-----|
| Cortante diseño Superestructura (V_s) | 366 |
| Cortante diseño Subestructura(V_b) | 726 |

12.1.2 Considerando que no se cuenta con información o no se cuenta con información confiable del proveedor

Al no tener información de la variación del coeficiente de fricción, el ASCE 7-16 señala que por lo menos los valores de λ sea por lo menos los mostrados en la tabla 12.4. Cabe mencionar que estos valores son mayores a los del caso A puesto que hay un mayor rango de incertidumbre. Además, se partirá de un coeficiente de fricción nominal 0.04, igual que el caso A.

Tabla 12.4 Valores de Lambda λ y Coeficiente de Fricción-Caso B

| | | | |
|---|------|------------------------|-------|
| λ max | 1.80 | u_{nom} | 0.04 |
| λ min | 0.60 | u_{max} | 0.072 |
| $\lambda_{\text{max}}/\lambda_{\text{min}}$ | 3.00 | u_{min} | 0.024 |

Se desarrolló el análisis para los límites de igual forma que el caso A. Se observa que los valores de fuerzas cortantes y desplazamientos son mayores que el caso B.

Tabla 12.5 Rigidez, desplazamiento y cortante según el ASCE 7-16-Caso A

| | K_M (ton/m) | T_M (s) | β_M(%) | B_M | S_M (m) | $DM=S_M/B_M$ (m) | V_b (ton) |
|---|---------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| $K_{M_{\text{max}}}$(Upper) | 3419 | 2.68 | 35.15 | 1.80 | 0.42 | 0.23 | 799 |
| $K_{M_{\text{nom}}}$ | 2459 | 3.16 | 24.17 | 1.60 | 0.42 | 0.26 | 643 |
| $K_{M_{\text{min}}}$(Lower) | 2016 | 3.49 | 15.48 | 1.40 | 0.42 | 0.30 | 602 |

| | | | | | |
|-----------------|-------------|----------------|------------------|----------|-----------------|
| Vb (ton) | Ws/W | 1-2.5Bm | Vst (ton) | R | Vs (ton) |
| 799 | 0.75 | 0.1 | 771.4 | 2.0 | 386 |

Tabla 12.6 Cortante Mínima-Caso B

| | |
|------------------------------------|-----|
| Cortante Mínimo(Vs) ton | |
| 1.5 veces Fuerza Activación | 366 |
| Vmin Norma E.030 C/R=0.125 | 258 |
| T Ws | 137 |

En la siguiente tabla se resumen las fuerzas cortantes de la superestructura y del sistema de aislamiento. Se observa que $V_s=386 \text{ ton} = 8.4\%W_s = 1.5 (V_{\text{min-E.030})$. Mientras la fuerza basal $V_b=799 \text{ ton}$, representa $13.1\%W$.

| | |
|---|-----|
| Cortante diseño Superestructura (Vs) | 386 |
| Cortante diseño Subestructura (Vb) | 799 |

12.2 Desplazamientos y Cortantes para el Péndulo de Fricción Triple

12.2.1 Considerando Factores Lambda (λ) del Ensayo de los Aisladores-Caso A

Análogamente al análisis estático desarrollado para los aisladores de péndulo de fricción doble, se realizó el análisis estático para cada límite del rango de variación del valor nominal. Se escogió un valor nominal de del coeficiente de fricción de 0.0525. Los desplazamientos y fuerzas se situaron dentro del régimen III del diagrama de histéresis.

Tabla 12.7 Valores de Lambda λ y Coeficiente de Fricción-Caso A

| | | | |
|---|------|-------------|--------|
| λ max | 1.46 | unom | 0.0525 |
| λ min | 0.95 | umax | 0.0767 |
| $\lambda_{\text{max}}/\lambda_{\text{min}}$ | 1.54 | umin | 0.0499 |

Tabla 12.8 Rigidez, desplazamiento y cortante según el ASCE 7-16-Caso A

| | K_M (ton/m) | T_M (s) | β_M(%) | B_M | S_M (m) | $DM=S_M/B_M$ (m) | Vb (ton) |
|--|---------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------------------|-----------------|
| $K_{M\text{max}}$(Upper) | 2747 | 2.99 | 26.66 | 1.65 | 0.42 | 0.25 | 697 |
| $K_{M\text{nom}}$ | 2282 | 3.28 | 22.21 | 1.56 | 0.42 | 0.27 | 612 |
| $K_{M\text{min}}$(Lower) | 2228 | 3.32 | 21.52 | 1.55 | 0.42 | 0.27 | 603 |

| Vb (ton) | Ws/W | 1-2.5Bm | Vst (ton) | R | Vs (ton) |
|----------|------|---------|-----------|-----|----------|
| 697 | 0.75 | 0.5 | 611 | 2.0 | 305 |

Tal como se observa en la tabla 12.9, la cortante máxima será gobernada por el criterio de 1.5 veces la fuerza de activación. La fuerza de diseño es 1.35 Vmin-E.030. Se nota que la fuerza que gobierna el diseño está dado por Qd del mismo modo que la norma ASCE 7-10.

Tabla 12.9 Cortante Mínima-Caso A

| Cortante Mínimo (Vs min) ton | |
|---|-----|
| 1.5 veces Fuerza Activación | 349 |
| Vmin-E.030 C/R=0.125 | 258 |
| T Ws | 109 |
| Cortante diseño Superestructura (Vs) | |
| | 349 |
| Cortante diseño Subestructura(Vb) | |
| | 697 |

12.2.2 Considerando que no se cuenta con Información Confiable de Proveedores-CASO B

Análogamente al edificio con aisladores de PFD, se desarrolló un análisis estático considerando una falta de información (Caso B) para los aisladores de péndulo de fricción triple. Se tomarán los mismos valores de lambda utilizados para el análisis del edificio con aisladores de péndulo de fricción doble y con un coeficiente de fricción nominal igual a 0.0525.

Tabla 12.10 Valores de Lambda λ y Coeficiente de Fricción-Caso

| | | | |
|-------------------------------|-----|------|--------|
| λ max | 1.8 | unom | 0.0525 |
| λ min | 0.6 | umax | 0.0945 |
| $\lambda_{max}/\lambda_{min}$ | 3.0 | umin | 0.0315 |

Tabla 12.11 Rigidez, desplazamiento y cortante según el ASCE 7-16-Caso B

| | K_M (ton/m) | T_M (s) | β_M (%) | B_M | S_M (m) | $DM=S_M/B_M$ (m) | Vb (ton) |
|--------------------|---------------|-----------|---------------|-------|-----------|------------------|----------|
| K_{Mmax} (Upper) | 3088 | 2.82 | 28.39 | 1.68 | 0.42 | 0.25 | 769 |
| K_{Mnom} | 2282 | 3.28 | 22.21 | 1.56 | 0.42 | 0.27 | 612 |
| K_{Mmin} (Lower) | 1884 | 3.61 | 15.27 | 1.40 | 0.42 | 0.30 | 565 |

| Vb (ton) | Ws/W | 1-2.5Bm | Vst (ton) | R | Vs (ton) |
|----------|------|---------|-----------|-----|----------|
| 769 | 0.75 | 0.6 | 644 | 2.0 | 322 |

Tabla 12.12 Cortante Mínima-Caso B

| | |
|--|-----|
| Cortante Mínimo(Vs) (Ton) | |
| 1.5 veces Fuerza Activación | 349 |
| Cortante Mínima Norma E0.30 C/R=0.125 | 258 |
| T Ws | 122 |

Se observa que la fuerza cortante máxima para la superestructura entre los valores mínimos y la fuerza cortante hallada por el método estático, se obtiene una fuerza $V_s = 349$ ton (7.6%Ws). Mientras para la base se obtuvo una cortante $V_b=769$ ton (12.6%W).

| | |
|---|-----|
| Cortante diseño Superestructura (Vs) | 349 |
| Cortante diseño Subestructura (Vb) | 769 |

Finalmente, se halló la relación entre fuerzas cortantes y desplazamientos nominales con valores del límite superior (upper bound) y del límite inferior (lower bound). Se observa que el máximo cociente de cortante entre el límite superior y límite inferior es 1.3, para cuando la relación entre $\lambda_{max}/\lambda_{min}=3.0$. Mientras en los desplazamientos la relación del límite superior e inferior varía en un 10%.

Tabla 12.13 Relación de Cortantes y Desplazamientos respecto al cociente de lambdas λ_{max} y λ_{min}

| Caso | Descripción | $\lambda_{max}/\lambda_{min}$ | Vb Upper/Lower | Vb Upper/Nom | Vb Lower/Nom | DM Lower/Upper | DM Upper/Nom | DM Lower/Nom |
|------|--|-------------------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| A | Información disponible de Testeo de los aisladores | 1.5 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 0.9 | 0.9 | 1.0 |
| B | Información por defecto- Sin información calificada de testeos | 3.0 | 1.3 | 1.2 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1.1 |

13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La norma peruana de diseño sismoresistente E.030 limita la deriva máxima de entrepiso a 7‰ y no especifica un límite para las aceleraciones. Según HAZUS (2015), edificios de una calidad intermedia con una deriva de 7‰ alcanzan un daño moderado estructural y no estructural.
- Los edificios con aisladores sísmicos deben de ser diseñados para no admitir daño estructural y no estructural. FEMA (450), REDI (2013) y HAZUS (2015), establecen criterios mínimos para garantizar la continuidad operativa del edificio. Estos objetivos se materializan limitando la deriva de entrepiso a 3 ‰, la aceleración máxima de piso a 0.25 g.
- Los aisladores de péndulo de fricción triple tienen una rigidez postelástica (K_2) variable con la intensidad de sismo. Sin embargo, las fuerzas y desplazamientos correspondiente al sismo de diseño y máximo se encuentran generalmente sobre la fase III donde K_2 es $W/(R_1+R_2)$. Por otro lado, los aisladores de péndulo de fricción doble tienen una rigidez poestalastica constante (W/R).
- Los valores de las propiedades friccionales (u) y radio de curvatura(R) de los aisladores de péndulo friccional están estrechamente relacionados con la presión vertical, la velocidad, el tipo de superficie de contacto, el envejecimiento del aislador, el desgaste y la temperatura.
- Es importante solicitar al proveedor el límite superior y límite inferior de las propiedades friccionales de los aisladores para poder establecer el rango de los valores de los parámetros globales de respuesta sísmica (fuerzas cortantes, aceleraciones, desplazamientos, derivas, desplazamientos, amortiguamiento y periodo) para finalmente diseñar con los valores más críticos.
- El edificio desarrollado como ejemplo tiene un periodo de base fija de 0.7 seg. Mediante el aislamiento sísmico, se logró un periodo de diseño (TD) de 3.1 seg. y un periodo del sismo máximo (TM) de 3.4 segundos con ambos dispositivos friccionales (péndulo de fricción doble y triple). El periodo de diseño TD es 4.4 veces el periodo de base fija y un valor de épsilon (ϵ) igual 0.05 (menor al valor recomendado de 0.11).

- La deriva máxima de entrepiso del edificio con aisladores de péndulo de fricción doble en los análisis tiempo historia no lineal y modal espectral resultó 2.4 ‰ y 1.6 ‰ respectivamente. Mientras para los aisladores de péndulo triple se obtuvo una deriva de 2.0 ‰ y 1.6 ‰. Según estos análisis ambos tipos de edificios con aisladores friccionales cumplen con los requisitos del desempeño de funcionalidad continua.
- Con el edificio aislado con péndulo de fricción doble se obtuvo, en el sismo de diseño, una aceleración de piso de 0.10g y 0.58g en promedio para el análisis espectral y tiempo historia no lineal, respectivamente. Análogamente, para el edificio aislado con aisladores de péndulo de fricción triple se obtuvieron los valores de 0.10g y 0.20g. Es de esperar que el edificio con aisladores de péndulo de fricción triple los elementos no estructurales estén protegidos y se alcance los criterios de funcionalidad.
- Los valores de diseño la fuerza cortante (V_s) de los edificios aislados con un factor de reducción sísmica(R) igual a 2, resultaron ser 9.9% y 8.8% del peso de la superestructura (W_s) para los aisladores de péndulo de fricción doble y péndulo de fricción triple, respectivamente. Estos valores provienen del criterio de 1.5 veces la fuerza de activación del sistema de aislamiento(Q_d)
- Para la versión del hospital de base empotrada con muros de corte y R igual a 6, se obtuvo una cortante basal de 1022 ton (2.2 veces V_s de un edificio aislado). En consecuencia, en los edificios aislados con péndulos friccional se obtendrá menos refuerzo de acero, menos dimensión de vigas y columnas, y por tanto un ahorro económico de la superestructura.
- Para ambos edificios con aisladores de péndulo friccional, el desplazamiento para el sismo máximo sin efectos de torsión (DM) resultó 27 cm para el análisis estático y modal espectral. Mientras para el análisis tiempo historia salió un valor máximo de 34 cm (1.15 DM) y 27 cm en promedio. Sin embargo, los aisladores de péndulo de fricción triple y doble asumidos tienen una capacidad de desplazamiento de 49 cm y 35 cm, respectivamente.
- Con los aisladores de péndulo de fricción doble el amortiguamiento máximo para el sismo de diseño (β_{Dmax}) del análisis estático y análisis modal espectral resultó 35%; mientras para el análisis tiempo historia resultó un valor promedio de 33%.

- Para los aisladores de péndulo de fricción triple, el amortiguamiento para el sismo de diseño fue de 25% para el análisis estático, 23% para el modal espectral y 27% máximo y 23% en promedio para el análisis tiempo historia. Para el péndulo de fricción triple y doble el amortiguamiento para la rigidez mínima para el sismo máximo (β_M) del análisis estático resultó 19%.
- Según lo evaluado, hay una mayor diferencia de valores de desplazamiento, aceleración, cortante y amortiguamiento entre análisis elástico y tiempo historia para los aisladores de péndulo de fricción doble que en los análisis de los aisladores de péndulo de fricción triple. Esto se dio porque las fórmulas del método de fuerza equivalente son compatibles con el análisis no lineal hasta amortiguamientos menores iguales a 30% (ASHTO, 2010), y para el péndulo de fricción doble hay un amortiguamiento promedio de 33% para el análisis tiempo historia.
- El ASCE 7-16 es más exigente que el ASCE 7-10 y requiere que se analice para los límites de variación de las propiedades de los aisladores. Según lo desarrollado en el último capítulo, el caso B más desfavorable, donde no se cuenta con información confiable, la cortante de la superestructura (V_s) resultó ser 8.4% y 7.6% de W_s para los aisladores de péndulo de fricción doble y triple, respectivamente. Estos valores son ligeramente menores a los del ASCE7-10, principalmente por dos motivos: El periodo se alargó y la disposición de la cortante mínima a 1.5 veces la fuerza Q_d se toma de los valores nominales y no del valor máximo como se consideró para el diseño del ASCE 7-10.
- Considerando las fórmulas del ASCE 7-16, hay una variación del 30% de las fuerzas cortantes (V_b) y 10% en desplazamientos para los aisladores friccionales para la sismicidad del Perú en una zona 4 y suelo S1. Por lo tanto, es importante considerar no solo las variaciones que ocurren en los ensayos sino también los relacionados al envejecimiento, corrosión, desgaste y tipo de ensayo. De esta manera, tratar de reducir la incertidumbre y predecir mejor las variaciones y realizar un diseño acorde a los límites del rango de variación.

14. REFERENCIAS

1. AGUIAR, R., ALMAZAN J.L., DECHENT P. y SUAREZ V
(2008) Aisladores de Base de Elastoméricos y FPS.
2. ALMAZAN, J.L. y DE LA LLERA.
(2014) Accidental torsion due to overturning in normally symmetric structures isolated with FPS. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
3. APOSTOLOS A. SARLIS AND MICHAEL C. CONSTANTINOU.
(2014) Model of Triple Friction Pendulum Bearing for Geometric and Friction Parameters and for Uplift Conditions.
4. AMERICAN ASOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL
(2010) Guide Specifications for Seismic Isolation Design.
5. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEER ASCE/SEI 7-10.
(2010) Minimum design loads for buildings. Chapter 17-18.
6. CONSTANTINOU, Toong.
(1994) Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering
7. CONSTANTINOU, KALPAKIDIS, FILIATRAULT AND R.A ECKER LAY
(2011) LFRD- Based Analysis and Design Procedures for Bridges Bering and Seismic Isolators
8. COMPUTER AND STRUCTURES, INC.
(2015) ETABS Lineal and Non Lineal Static and Dynamic Analysis and Design of Building Systems. Berkley. CSI
9. DANIELL J.E, VERVAECK, KAZHAI Y WENZEL.
(2015) Worldwide CATDAT Damaging Earthquakes Database in conjunction with Earthquake-report.com-Presenting Past and Present Socio Economic Earthquake Data.
10. Earthquake Protection System (EPS)
(2015) Example Building Application

<<http://www.earthquakeprotection.com>>

11. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA 451 NEHRP)
(2003) Recommend Provisions: Design Examples
12. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA 751 NEHRP)
(2009) Seismically Isolated Structures.
13. FENZ and CONSTANTINOU
(2008) Mechanical Behavior of Multi-Spherical Sliding Bearings
14. FENZ and CONSTANTINOU
(2007) Spherical Sliding Isolation Bearings with Adaptive Behavior: Theory.
15. HAZUS- MH 2.1
(2015) Earthquake Loss Estimation Methodology.
16. KELLY, James y NAEIM
(2001) Design of Seismic Isolated Structures
17. KHLOUD EL-BAYOUMI
(2015) Modeling of Triple Pendulum Friction in SAP
18. MC VITTY, J. William and CONSTANTINOU, Michael C.
(2015) Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings
19. MORGAN, Troy A. and MAHIN, Stephen A.
(2011) The Use of Base Isolation Systems To Achieve Complex Seismic Performance
20. MUÑOZ, Alejandro
(1999) Ingeniería Sísmica. PUCP
21. OKAMURA and FUJITA
(2007) Motion Analysis of Triple Pendulum Type Isolation Systems During Earthquakes (Probabilistic Study of Isolation Performance of Base Isolated Structure Considering Characteristic Dispersion of Pendulum Type Isolation Systems)

22. PINZÓN, Nataly.

(2014) Estado del arte y Modelo Didáctico- Descriptivo de Amortiguadores y Aisladores Elastoméricos.

23. REDI, Rating System

(2013) Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings.

24. ZAYAS, Victor

(1989) Experimental study of Friction-Pendulum Isolation System

