



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Análisis dinámico no lineal de diferentes tipologías
estructurales para edificaciones esenciales y su comparación
en comportamiento, vulnerabilidad estructural y
propuestas de mitigación**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autor:
SEBASTIÁN PAÚL VALENCIA REDROVÁN

Director:
JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA, ECUADOR

2018

DEDICATORIA

Este proyecto va dedicado de manera especial a Dios, por ser el compañero ideal durante toda mi carrera y que guió mis pasos.

A mis padres Patricio y Cecilia, por todo el esfuerzo, apoyo y confianza que me brindaron, a mis hermanos David y Carlos por apoyarnos mutuamente.

Y a todas esas amistades por las vivencias y aventuras.

Sebastián Paúl Valencia Redrován

AGRADECIMIENTO

Un agradecimiento a todos los docentes por impartir sus conocimientos.

Un agradecimiento especial a mi director de tesis Ing. José Fernando Vázquez Calero, por la confianza que depositó en mí, porque es un verdadero honor tener a alguien como usted como mentor de mi tesis, y al Ing. Francisco Flores Solano por el conocimiento compartido.

A los miembros del tribunal asignado Ing. Vladimir Carrasco e Ing. Juan Carlos Malo.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	ix
RESUMEN.....	x
ABSTRACT.....	xi
INTRODUCCIÓN.....	2
CAPÍTULO I.....	4
GENERALIDADES	4
1.1 ANTECEDENTES	4
1.2 OBJETIVOS	5
1.2.1 <i>Objetivo general</i>	5
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	5
1.3 METODOLOGÍA.....	5
1.4 ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEÓRICO.....	7
1.4.1 <i>Estado del arte</i>	7
1.4.2 <i>Marco teórico</i>	7
CAPÍTULO II	9
2 MODELACIÓN 2D DE LAS DIFERENTES CONFIGURACIONES	
ESTRUCTURALES	9
2.1 ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL	9
2.2 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA.....	9
2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	10
2.4 ANÁLISIS DE VIBRACIÓN LIBRE	10
2.5 GEOMETRÍA DE LAS CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES.....	10
2.6 ESPECTROS DE DISEÑO	11
2.7 MODELACIÓN ESTRUCTURAL	13

2.7.1	<i>Análisis modal</i>	13
2.8	ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL	14
2.8.1	<i>Desplazamientos y derivas del pórtico 1</i>	16
2.8.2	<i>Desplazamientos y derivas del pórtico 2</i>	17
2.8.3	<i>Desplazamientos pórtico 3</i>	18
2.9	ANÁLISIS NO LINEAL	19
2.9.1	<i>Desplazamientos y derivas pórtico 1</i>	21
2.9.2	<i>Desplazamientos y derivas pórtico 2</i>	22
2.9.3	<i>Desplazamientos y derivas pórtico 3</i>	23
2.9.4	<i>Desplazamientos y derivas pórtico 1</i>	24
2.9.5	<i>Desplazamientos y derivas pórtico 2</i>	25
2.9.6	<i>Desplazamientos y derivas pórtico 3</i>	26
2.10	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”	27
2.11	CORTANTE BASAL	27
2.12	VIBRACIÓN LIBRE.....	29
2.13	DISIPACIÓN DE ENERGÍA SIN AISLADORES	31
CAPÍTULO III.....		32
3	MEDIDAS DE SOLUCIÓN ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE	32
3.1	PRE DIMENSIONAMIENTO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)	32
3.1.1	<i>Desplazamiento mínimo de diseño</i>	33
3.1.2	<i>Rigidez efectiva</i>	33
3.1.3	<i>Energía de disipación</i>	33
3.1.4	<i>Fuerza característica</i>	33
3.2	PROCESO DE ITERACIÓN	34
3.3	DIMENSIONES DE AISLADORES	35
3.3.1	<i>Área de plomo</i>	35
3.3.2	<i>Diámetro del núcleo</i>	35
3.3.3	<i>Área de goma</i>	35
3.3.4	<i>Diámetro de goma</i>	35
3.4	CURVA HISTERÉTICA GENERAL DE LOS AISLADORES	36
3.5	PROCESO DE CREACIÓN DE AISLADORES EN EL SOFTWARE LIBRE OPENSEES ..	36
3.6	ANÁLISIS MODAL CON AISLADORES	37

3.7	DISIPACIÓN DE ENERGÍA CON AISLADORES	37
	CAPÍTULO IV.....	38
4	ANÁLISIS COSTO BENEFICIO.....	38
4.1	PRECIO POR METRO CUADRADO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES EN EL ECUADOR...	39
4.2	PRECIO DE LAS MEDIDAS DE SOLUCIÓN ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE.....	39
4.3	EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA EL PÓRTICO 1	40
	4.3.1 <i>Presupuesto conceptual</i>	40
5	CONCLUSIONES	42
6	RECOMENDACIONES	44
7	BIBLIOGRAFÍA	45

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1.1: Pasos para la modelación en el software OpenSees
- Figura 2.2: Configuraciones estructurales
- Figura 2.2: Detalles de vigas y columnas de las configuraciones estructurales
- Figura 2.3: Espectro de diseño para un período de retorno de 475 años ($R=8$)
- Figura 2.4: Espectro de diseño para un período de retorno de 475 años ($R=1$)
- Figura 2.5: Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años ($R=1$)
- Figura 2.6: Primer modo de vibración
- Figura 2.7: Promedio de espectros sísmicos escalados en un rango de $0.2T$ a $1.5T$
- Figura 2.8: Aceleraciones espectrales de los 3 sismos seleccionados
- Figura 2.9: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N
- Figura 2.10: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N
- Figura 2.11: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N
- Figura 2.12: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N
- Figura 2.13: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N
- Figura 2.14: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N
- Figura 2.15: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N
- Figura 2.16: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N
- Figura 2.17: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N
- Figura 2.18: Código en OpenSees para modelación en fibras
- Figura 2.19: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 475 años
- Figura 2.20: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 475 años
- Figura 2.21: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 475 años
- Figura 2.22: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 475 años
- Figura 2.23: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 475 años

Figura 2.24: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 475 años

Figura 2.25: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 475 años

Figura 2.26: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 475 años

Figura 2.27: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 475 años

Figura 2.28: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 2500 años

Figura 2.29: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 2500 años

Figura 2.30: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 2500 años

Figura 2.31: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 2500 años

Figura 2.32: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 2500 años

Figura 2.33: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 2500 años

Figura 2.34: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 2500 años

Figura 2.35: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 2500 años

Figura 2.36: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 2500 años

Figura 2.37: Curva de capacidad pórtico 1

Figura 2.38: Curva de capacidad pórtico 2

Figura 2.39: Curva de capacidad pórtico 3

Figura 2.40: Vibración libre pórtico 1

Figura 2.41: Vibración libre pórtico 2

Figura 2.42: Vibración libre pórtico 3

Figura 2.43: Curva histerética pórtico 1

Figura 2.44: Curva histerética pórtico 2

Figura 2.45: Curva histerética pórtico 3

Figura 3.1: Representación gráfica de aisladores sísmicos

Figura 3.2: Proceso de iteración para dimensionamiento de aisladores

Figura 3.3: Curva histerética de los aisladores

Figura 3.4: Código para modelar aisladores en OpenSees

Figura 3.5: Curva histerética del pórtico 1 con aislamiento sísmico

Figura 3.6: Curva histerética del pórtico 2 con aislamiento sísmico

Figura 3.7: Curva histerética del pórtico 3 con aislamiento sísmico

Figura 4.1: Costo de aisladores según el tamaño

Figura 4.2: Estructura analizada

ÍNDICE DE TABLAS

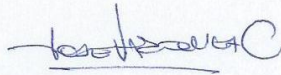
- Tabla 0.1: Períodos fundamentales de vibración
- Tabla 2.2: Desplazamientos y derivas pórtico 1
- Tabla 2.3: Desplazamientos y derivas pórtico 2
- Tabla 2.4: Desplazamientos y derivas pórtico 3
- Tabla 2.5: Desplazamientos y derivas pórtico 1- 475 años
- Tabla 2.6: Desplazamientos y derivas pórtico 2 - 475 años
- Tabla 2.7: Desplazamientos y derivas pórtico 3 – 475 años
- Tabla 2.8: Desplazamientos y derivas pórtico 1 - 2500 años
- Tabla 2.9: Desplazamientos y derivas pórtico 2 - 2500 años
- Tabla 2.10: Desplazamientos y derivas pórtico 3 - 2500 años
- Tabla 2.11: Cortante Basal 475 años pórtico 1
- Tabla 2.12: Cortante Basal 2500 años pórtico 1
- Tabla 2.13: Cortante Basal 475 años pórtico 2
- Tabla 2.14: Cortante Basal 2500 años pórtico 2
- Tabla 2.15: Cortante Basal 475 años pórtico 3
- Tabla 2.16: Cortante Basal 2500 años pórtico 3
- Tabla 3.1: Períodos fundamentales de vibración con aislamiento sísmico
- Tabla 4.1: Costo por metro cuadrado de hospitales del país
- Tabla 4.2: Presupuesto conceptual
- Tabla 4.3: Presupuesto aisladores sísmicos

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE DIFERENTES TIPOLOGÍAS
ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES ESENCIALES Y SU
COMPARACIÓN EN COMPORTAMIENTO, VULNERABILIDAD
ESTRUCTURAL Y PROPUESTAS DE MITIGACIÓN**

RESUMEN

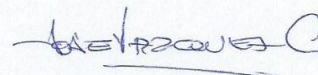
El objetivo principal es el análisis de tres diferentes configuraciones estructurales representativas de estructuras esenciales, con variación en planta, altura, número de vanos y luces, se evaluó el comportamiento estructural y la vulnerabilidad estructural de las configuraciones. La evaluación se realizó basándose en cuatro análisis: modal, tiempo-historia, vibración libre y análisis estático no lineal. Seleccionadas las configuraciones estructurales la evaluación inicio con la creación de códigos en el software de código abierto OpenSees, se determinó el período fundamental de vibración de cada pórtilo, se realiza el análisis lineal y no lineal, se obtienen las derivas y reserva de resistencia. Se analiza la medida de solución estructural con uso de aisladores basales LRB, para procurar la funcionalidad continua de las estructuras.

Palabras clave: modal, período, tiempo-historia, Pushover, derivas, cortante basal OpenSees



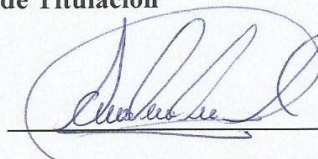
José Fernando Vázquez Calero

Director del Trabajo de Titulación



José Fernando Vázquez Calero

Coordinador de Escuela



Sebastián Paúl Valencia Redrován

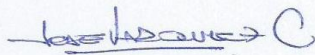
Autor

**NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF DIFFERENT STRUCTURAL
TYPOLOGIES FOR ESSENTIAL BUILDINGS AND THEIR COMPARISON IN
BEHAVIOR, STRUCTURAL VULNERABILITY AND MITIGATION
PROPOSALS**

ABSTRACT

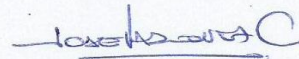
The main objective was the analysis of three different representative structural configurations of essential structures with variation in floor, height, number of bays and spans. The structural behavior and the structural vulnerability of these configurations were evaluated. The evaluation was based on four analyses: modal, time-history, free vibration and non-linear static analysis. Once the structural configurations were selected, the evaluation began with the creation of codes in OpenSees open source software. The fundamental period of vibration of each gantry was determined. Linear and non-linear analyses were performed and the reserve of resistance and drifts were obtained. The measure of structural solution was analyzed with the use of LRB basal isolators to ensure the continuous functionality of the structures.

Keywords: modal, period, time-history, Pushover, drifts, basal shear, OpenSees.



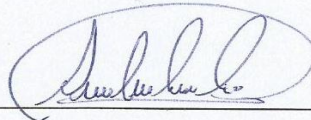
José Fernando Vázquez Calero

Thesis Director



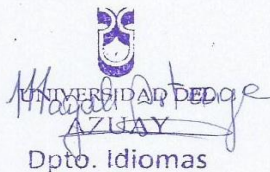
José Fernando Vázquez Calero

School Coordinator

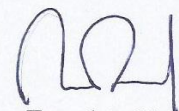


Sebastián Paúl Valencia Redrován

Author



UNIVERSIDAD DE CUSCO
Dpto. Idiomas



Translated by:

Ing. Paúl Arpi

Valencia Redrován Sebastián Paúl

Trabajo de Titulación

Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc.

Febrero, 2018

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE DIFERENTES TIPOLOGÍAS
ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES ESENCIALES Y SU
COMPARACIÓN EN COMPORTAMIENTO, VULNERABILIDAD
ESTRUCTURAL Y PROPUESTAS DE MITIGACIÓN**

INTRODUCCIÓN

Ante los diferentes desastres que han ocurrido en el mundo a lo largo de los años, muchas organizaciones mundiales han iniciado campañas para reducir el riesgo y proteger estructuras de diferentes usos. Pero, ¿En realidad existe un verdadero análisis sísmoresistente en Ecuador que garantice disminuir la vulnerabilidad estructural?

La idea es enfocarse en un diseño sísmoresistente para la funcionalidad continua, buscando limitar el daño estructural, arquitectónico y demás componentes a menos del 2% del costo total de reemplazo (Zayas, 2017).

El Ing. Víctor Zayas, Ph.D., indica que para lograr un diseño sísmoresistente basado en la funcionalidad continua, es necesario tener en cuenta tres criterios muy importantes de diseño estructural: aceleraciones medias del espectro del piso menor que 0.4g, diseño elástico de la estructura $R=1$ y derivas máximas menores al tres por mil.

En virtud a lo expuesto, esta investigación presenta el análisis no lineal de diferentes modelos de configuraciones estructurales de edificaciones esenciales con variación en altura, planta y número de vanos. En nuestro medio el procedimiento que más aceptación tiene, es analizar cualquier tipo de estructura de manera lineal, sometida

dicha estructura a una distribución de cargas para comprobarlo con diferentes parámetros estructurales.

El análisis lineal a pesar de que arroje resultados aceptables y coherentes, presenta restricciones para determinar si la estructura analizada tiene la capacidad de resistir mayores deformaciones ante un evento sísmico que supere al sismo de diseño, es decir diseñar los elementos de la estructura para combinaciones muy altas de carga para garantizar una funcionalidad continua de la estructura.

Por consiguiente es importante generar mecanismos de disminución de vulnerabilidad de las edificaciones y con mayor importancia en las entidades hospitalarias; por ello, en esta investigación se presenta una herramienta novedosa basada en el software libre OpenSees, que es un software libre desarrollado por “PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER” que permite un análisis estructural dinámico no lineal con un nuevo enfoque de funcionalidad continua y plantear medidas de solución estructural sismoresistente como aisladores sísmicos, con la finalidad de contar con una especie de guía; de como tienen que ser diseñadas las estructuras esenciales tanto en forma y proporciones y verificar que configuración estructural se comporta mejor. Para realizar estas evaluaciones será necesario tomar en cuenta un período de retorno de 2500 años y un sismo con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

“La sismicidad del Ecuador ha sido poco vinculada en el contexto de peligro sísmico” (Cristian Correa, 2004).

En América latina no se cumplen efectivamente las normas de diseño sismoresistente, por tal motivo, la vulnerabilidad de los hospitales es alta, se debe tener en consideración los componentes no estructurales puesto que en caso de emergencia la edificación puede quedar en pie, pero inhabilitado por daños en acabados arquitectónicos y equipos médicos (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Cientos de hospitales son afectados por fenómenos naturales, en el caso de Ecuador en el terremoto del año 2016 fueron afectados cuatro hospitales ubicados en Chone, Pedernales, Manta y Portoviejo.

El último informe presentado por la secretaría de Gestión de Riesgos sobre el terremoto en Ecuador en el año 2016, muestra las siguientes estadísticas: 663 personas fallecidas; 9 personas desaparecidas; 6.274 personas heridas y otras afecciones directas; 113 personas rescatadas con vida; 28.775 personas albergadas y 737.787 kits de alimentos entregados.

La Organización Mundial de la Salud ha publicado directrices de que las nuevas edificaciones esenciales deben ser diseñadas y construidas para mantener su capacidad máxima de funcionamiento después de un terremoto (OPS; OMS, 2010). Estas directrices de la Organización Mundial de la Salud para la funcionalidad post-terremoto en hospitales han sido adoptadas por Estados Unidos y otros 193 países. La Ley de Seguridad Sísmica de Hospitales de California requiere que los hospitales permanezcan en funcionamiento durante y después de un terremoto (Zayas, 2017).

Es importante mencionar que la ingeniería sísmica tiene como meta fundamental proyectar y diseñar estructuras resilientes ante grandes eventos sísmicos, para ello es indispensable tener conocimiento detallado de un análisis no lineal de las mismas. Puesto que el análisis elástico no aporta para que se cumpla este objetivo, y de esta manera se podrá conocer el desempeño sísmico de las diferentes tipologías constructivas sometidas a grandes fuerzas laterales, basados en eventos sísmicos antes suscitados cuyos espectros sean compatibles con el espectro de respuesta (Vielma Pérez & Mendoza, 2011).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Realizar el análisis dinámico no lineal de modelos estructurales previamente establecidos, para edificaciones esenciales, para determinar medidas pertinentes de solución estructural sismoresistente.

1.2.2 Objetivos específicos

- Evaluar el comportamiento estructural disponible dentro del rango lineal de las diferentes tipologías constructivas para edificaciones esenciales.
- Realizar el análisis dinámico no lineal de las diferentes tipologías estructurales con el software OpenSees.
- Plantear medidas de mitigación de solución estructural sismoresistente ante el comportamiento de los diferentes modelos dentro del rango inelástico (ACI 318, 2011).
- Realizar un análisis costo beneficio de las medidas evaluadas.

1.3 Metodología

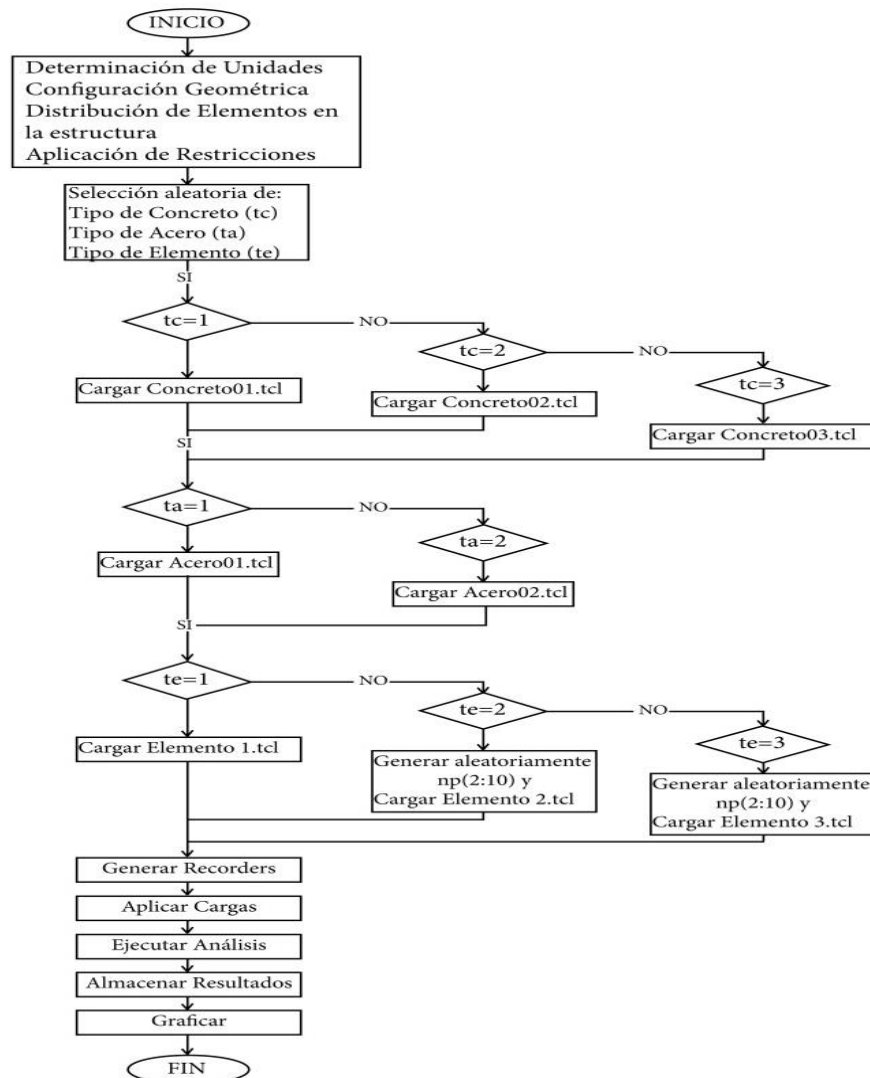
Se recolectará y se clasificará la información de las diferentes tipologías estructurales analizadas dentro del rango elástico lineal del trabajo de investigación previo realizado por los Ingenieros Mateo Torres y Erick Cabrera. Mediante la utilización del software libre OpenSees, se analizará en el rango inelástico los diferentes modelos preestablecidos. No obstante se deberá ingresar las cargas de

acuerdo a la normativa vigente (NEC - Peligro Sísmico, 2014); por consiguiente se estudiará las áreas de posible colapso parcial, progresivo y total con el objetivo de determinar el desempeño inelástico de la estructura.

Una vez conocido el comportamiento inelástico de la estructura se procederá al diseño de medidas de solución estructural sismoresistente. (FEMA 356, 2000) (ACI 440.2R-08, 2008) (ACI 318, 2011).

Finalmente se procederá a realizar un análisis costo beneficio de dichas medidas.

En cuanto a la modelación en el software libre OpenSees, los pasos a seguir para los diferentes análisis son los siguientes:



(Mendoza Calva, 2012)

Figura 1.1: Pasos para la modelación en el software OpenSees

1.4 Estado del arte y marco teórico

1.4.1 Estado del arte

En teoría, los países deberían asegurar que cada sector e institución sea resistente a los desastres y que sea posible reorientar todos los recursos necesarios para obtener resultados observables en todos los aspectos de la reducción de riesgos.

Por otro lado, el riesgo que se considera como el producto de la amenaza por la vulnerabilidad, da cuenta que para el austro ecuatoriano las amenazas de tipo: sísmicas, hidrometeorológicas, geotécnicas y sociales son las principales que se tomaron en cuenta al momento de la calificación.

En edificaciones esenciales y/o peligrosas (NEC, 2014), es necesario realizar un análisis en el diseño de los miembros estructurales y no estructurales más exigente, a nivel del rango inelástico.

1.4.2 Marco teórico

Vulnerabilidad: la vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes del establecimiento hospitalario que lo mantienen en pie ante un sismo intenso. Esto incluye cimientos, columnas, muros, vigas y losas. (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Redundancia estructural: la redundancia se refiere a la existencia de una gran cantidad de líneas de defensa continuas y resistentes a la carga, que causa un alto grado de hiperestaticidad. Una de las características más importantes que se debería buscar en una estructura desde el punto de vista de diseño sísmico es la redundancia, ya que cuando se cuenta con un número reducido de elementos, como es el caso de estructuras poco redundantes, la falla de alguno de éstos puede causar el colapso de la estructura. (Arguro, 1998).

Resiliencia estructural: concebida como la capacidad de regresar a un estado original, es así que se la asocia generalmente a puentes, edificios u otras obras de ingeniería con esa capacidad (Bodin y Wiman, 2004).

Funcionalidad continua: la estructura debe mantenerse en funcionamiento durante su vida útil para las cargas de sollicitación en todos sus elementos, garantizando la seguridad de sus ocupantes.

Amenaza: es el factor de riesgo externo de un sujeto o sistema, representado por un peligro latente asociado con un fenómeno físico de origen natural o tecnológico que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes y/o el medio ambiente, expresado matemáticamente como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad en un cierto sitio y en cierto período de tiempo (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Análisis dinámico no lineal: este análisis reconoce el comportamiento no lineal en el diseño de edificaciones conocidas como esenciales; en las reducciones por ductilidad de los espectros de diseño y en la exigencia de refuerzo que permitan a la estructura alcanzar grandes deformaciones tanto en elementos estructurales y no estructurales, disipar mucha energía, pero sin llegar a colapsar.

Factor de importancia "I": el propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

Riesgo: es el nivel de destrucción o pérdida esperada, obtenida de la combinación de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos y de la vulnerabilidad de los elementos expuestos a tales amenazas, matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de consecuencias económicas y sociales en un cierto sitio y en un cierto período de tiempo. (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

CAPÍTULO II

MODELACIÓN 2D DE LAS DIFERENTES CONFIGURACIONES

ESTRUCTURALES

La modelación de las diferentes configuraciones estructurales con variación en planta, altura y número de vanos se realiza en el software libre OpenSees, con la finalidad de obtener análisis dinámicos lineales como no lineales.

Con el fin de analizar sísmicamente las diferentes tipologías estructurales se utilizaron los siguientes métodos de análisis:

Análisis elástico-lineal

- Análisis modal de respuesta espectral
- Análisis tiempo-historia

Análisis dinámico-no lineal

- Análisis tiempo-historia
- Análisis estático no lineal pushover
- Análisis de vibración libre

2.1 Análisis modal de respuesta espectral

El análisis espectral modal se realiza sin modificar los espectros de respuesta elástica para tener en cuenta la respuesta no lineal (FEMA 356, 2000), y que todos los desplazamientos, esfuerzos y reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas que se aplican (González, 2006).

2.2 Análisis tiempo historia

Este tipo de análisis se realizará con no menos de tres conjuntos de datos de historias de tiempo de movimiento de tierra que se pueden escoger y escalar, es decir con no menos de tres eventos sísmicos registrados. “Para cada conjunto de datos, se construyó la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados del espectro de sitio específico de los componentes horizontales escalados. Los conjuntos de datos se pueden escalar de tal manera que el valor medio de los espectros no caiga por debajo

de 1,4 veces el 5% del espectro amortiguado para el sismo de diseño durante períodos de entre $0,2 T$ segundos y $1,5 T$ segundos, donde T es el periodo fundamental de vibración” (FEMA 356, 2000).

2.3 Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal depende del tipo de cargas que se aplican. Si las cargas son incrementadas progresivamente pero son independientes del tiempo, este análisis es conocido como Pushover (Vielma Pérez & Mendoza, 2011). Con el afán de conocer de manera clara el comportamiento de cada uno de los pórticos estudiados y a su vez los puntos de mayor agotamiento, cada pórtico es sometido a fuerzas laterales y efectos P-delta que aumentan progresivamente hasta que se alcance el colapso de la estructura (FEMA 356, 2000).

2.4 Análisis de vibración libre

“Una estructura experimenta vibración libre cuando es perturbada de su posición de equilibrio estático y después se deja vibrar sin ninguna excitación dinámica externa” (Chopra, Dinamica de estructuras, 2014)

2.5 Geometría de las configuraciones estructurales

Las diferentes configuraciones estructurales se analizaron con respecto a la ciudad de Cuenca, en la provincia del Azuay, éstas tienen variación de luces de 3.9 m y 6 m para vigas y para columnas una luz constante de 3 m.

El número de pisos y vanos conjuntamente con las diferentes características estructurales de los pórticos analizados se presentan a continuación:

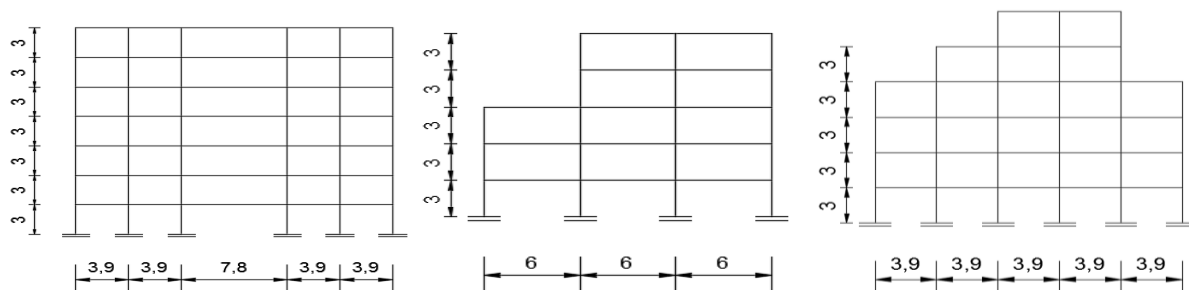
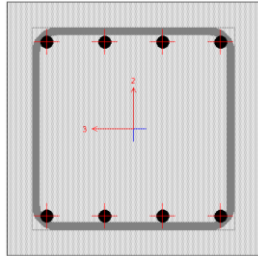


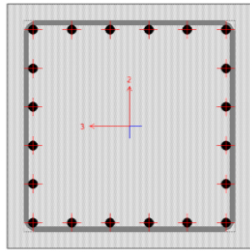
Figura 2.1: Configuraciones estructurales

Las secciones de las vigas y las columnas tipo se detallan a continuación:



Las vigas se diseñaron de la siguiente manera:

- Dimensiones: 40x40 cm.
- Recubrimiento geométrico de 4 cm.
- Varillas: 8 Ø 20 mm.
- El acero de refuerzo corrugado tiene un $F_y=4200 \frac{kg}{cm^2}$.
- El hormigón tiene una resistencia a los 28 días de: $f^c=210 \frac{kg}{cm^2}$.



Las columnas se diseñaron de la siguiente manera:

- Dimensiones: 60x60 cm.
- Recubrimiento geométrico de 4 cm.
- Varillas: 20 Ø 22 mm.
- El acero de refuerzo corrugado tiene un $F_y=4200 \frac{kg}{cm^2}$.
- El hormigón tiene una resistencia a los 28 días de: $f^c=210 \frac{kg}{cm^2}$.

Figura 2.2: Detalles de vigas y columnas de las configuraciones estructurales

2.6 Espectros de diseño

“El espectro elástico de respuesta de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño consistente con: el factor de zona sísmica Z, el tipo de suelo del sitio del emplazamiento de la estructura y la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación del suelo.” (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

En el primer caso para un análisis elástico con un período de retorno de 475 años afectando cada valor del espectro de diseño por el coeficiente de reducción de respuesta estructural $R=8$ (Palomino Pulla & Quezada Aguliar, 2017), y con un valor de aceleración $z= 0.25$ tomado de (NEC - Peligro Sísmico, 2014), tenemos el espectro de diseño de la figura 2.3

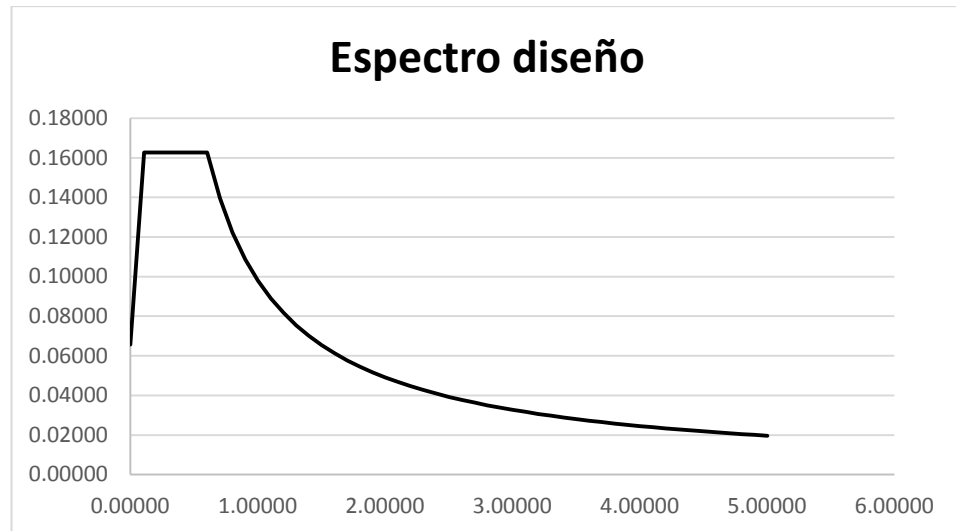


Figura 2.3: Espectro de diseño para un período de retorno de 475 años ($R=8$)

El segundo caso para un análisis dinámico no lineal con un período de retorno de 475 años afectando cada valor del espectro de diseño por el coeficiente de reducción de respuesta estructural $R=1$ (Palomino Pulla & Quezada Aguiar, 2017), y con la misma aceleración, tenemos el espectro de diseño de la figura 2.4.

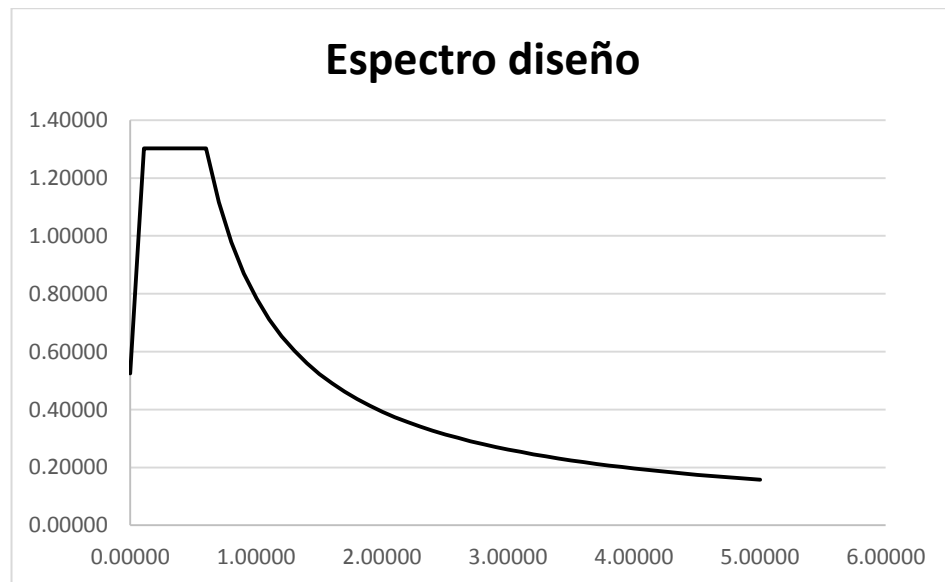


Figura 2.4: Espectro de diseño para un período de retorno de 475 años ($R=1$)

En el último caso para un análisis dinámico no lineal se realizó para un período de retorno de 2500 años, afectando el espectro de diseño por el coeficiente $R=1$

(Palomino Pulla & Quezada Aguliar, 2017) y por una aceleración $z=0.34$, el espectro de diseño usado es el que se muestra en la figura 2.5.

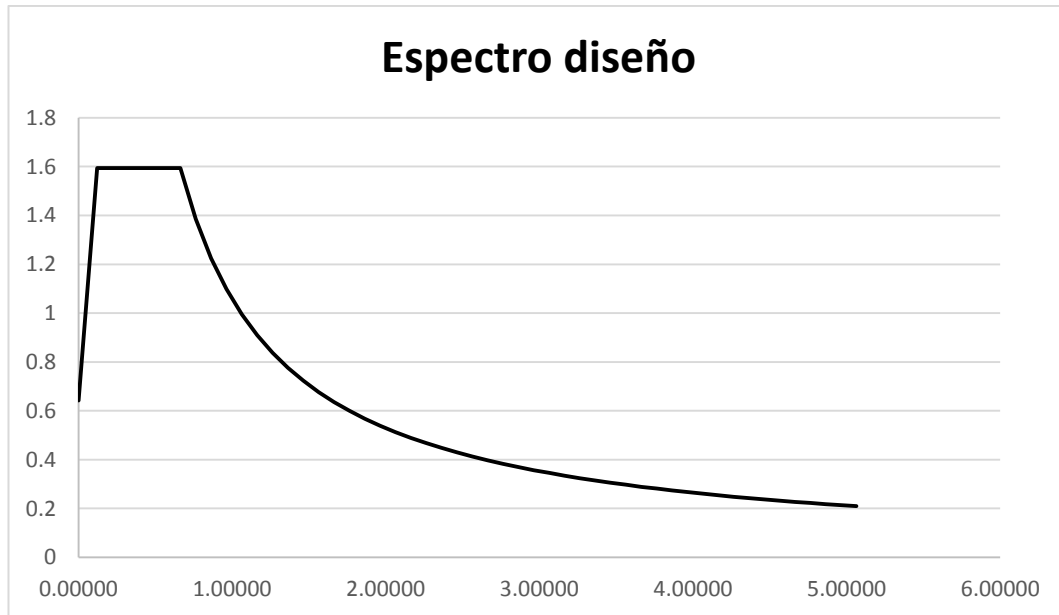


Figura 2.5: Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años ($R=1$)

2.7 Modelación estructural

2.7.1 Análisis modal

En el caso de las tipologías estructurales establecidas, se realizó la codificación en el software libre OpenSees del análisis modal sin fibras con el comando **elasticBeamColumn** en el que se tomaron en cuenta los siguientes parámetros: carga muerta de los pórticos, geometría, inercia y densidad de cada sección.

Mediante el análisis modal de cada pórtico se estableció el período fundamental de cada uno de ellos, para lo cual se tomó el primer modo de vibración de cada configuración estructural que se describen a continuación:

Tabla 2.1: Períodos fundamentales de vibración

Pórtico	Período fundamental de vibración (s)
Pórtico 1	0.911
Pórtico 2	0.769
Pórtico 3	0.565

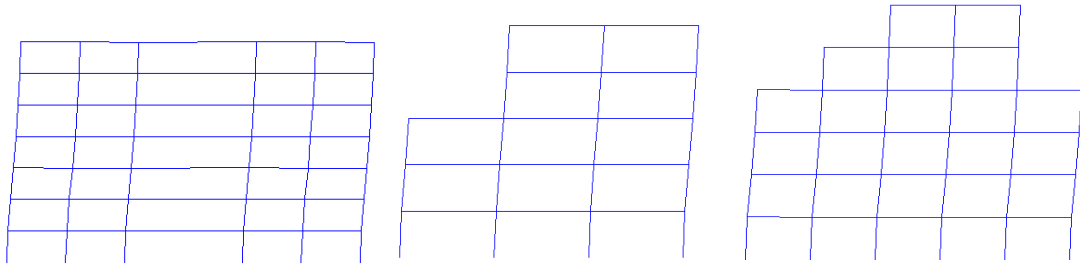


Figura 2.6: Primer modo de vibración

2.8 Análisis dinámico lineal

Una vez que los períodos fundamentales de vibración de cada uno de los pórticos fueron establecidos, se analizó de manera dinámica cada uno de ellos; para lo cual se escogieron 3 registros de sismos del año 2016, que fueron proporcionados por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

Los sismos deben ser escalados con el método del ASCE 7, para que el valor promedio de los espectros de respuesta amortiguados al 5%, no sea mayor que el espectro de respuesta de diseño para el sitio durante períodos que van desde $0.2T$ a $1.5T$ y de esta manera se obtuvo el factor de escala para cada sismo, proceso que se realiza para tres casos diferentes.

En el primer caso se realizó el escalamiento para un análisis elástico con un período de retorno de 475 años afectando cada valor del espectro de diseño por el coeficiente de reducción de respuesta estructural $R=8$ (Palomino Pulla & Quezada Aguliar, 2017).

El segundo caso se realizó el escalamiento para un análisis dinámico con un período de retorno de 475 años afectando cada valor del espectro de diseño por el coeficiente de reducción de respuesta estructural $R=1$ (Palomino Pulla & Quezada Aguliar, 2017).

En el último caso para un análisis dinámico el escalamiento se realizó para un período de retorno de 2500 años, afectando el espectro de diseño por el coeficiente $R=1$ (Palomino Pulla & Quezada Aguliar, 2017).

Una vez realizado el análisis modal y obtenido los respectivos factores de escala, se procede a realizar un análisis tiempo-historia, para determinar los desplazamientos de cada uno de los pórticos.

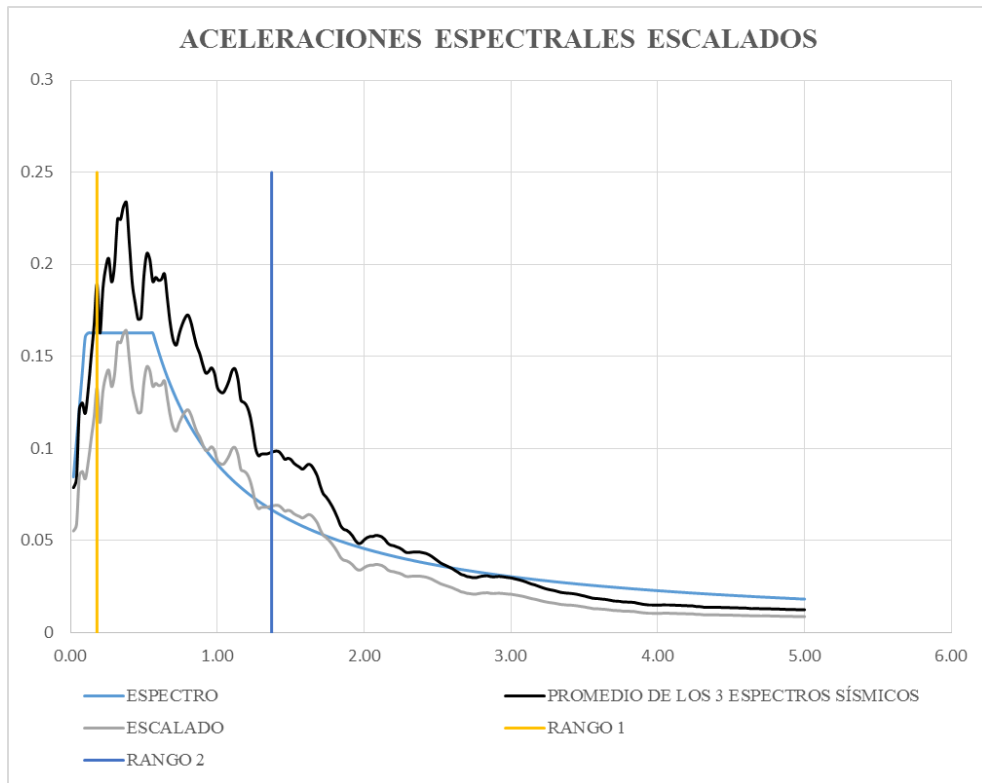


Figura 2.7: Promedio de espectros sísmicos escalados en un rango de 0.2T a 1.5T

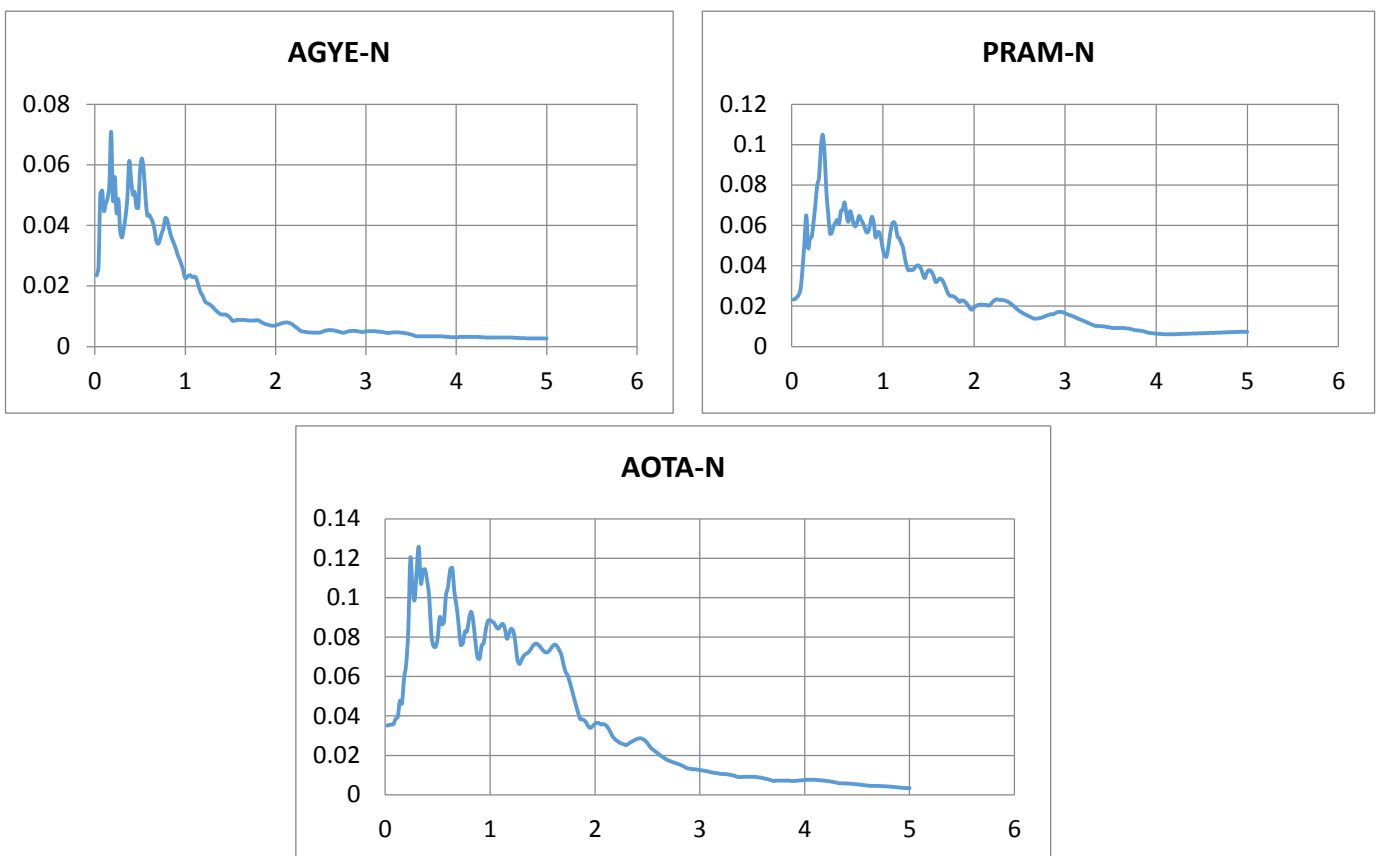


Figura 2.8: Aceleraciones espectrales de los 3 sismos seleccionados

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

2.8.1 Desplazamientos y derivas del pórtico 1

A continuación se presentan los desplazamientos del último piso y sus derivas.

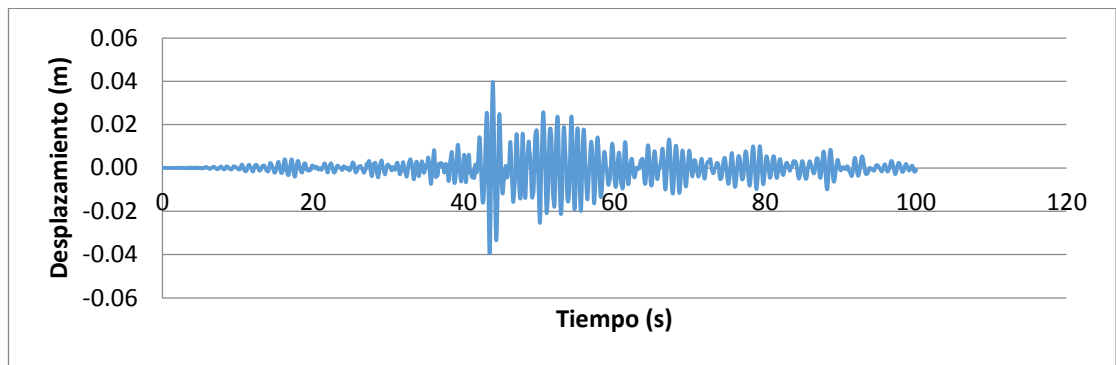


Figura 2.9: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N

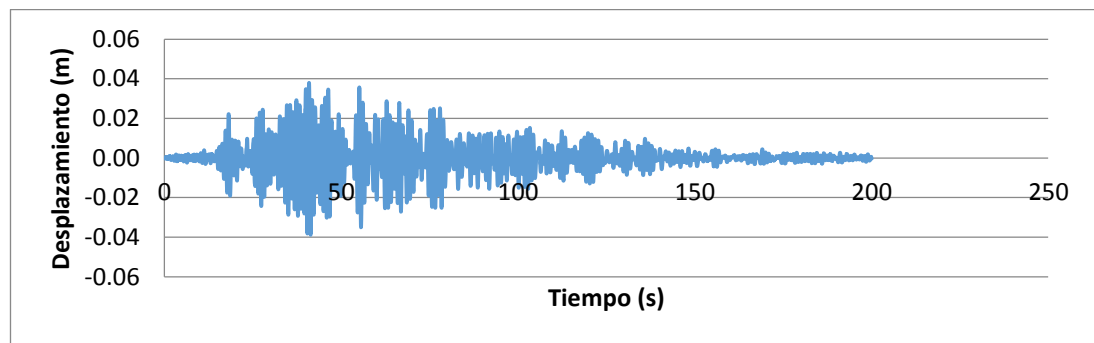


Figura 2.10: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N

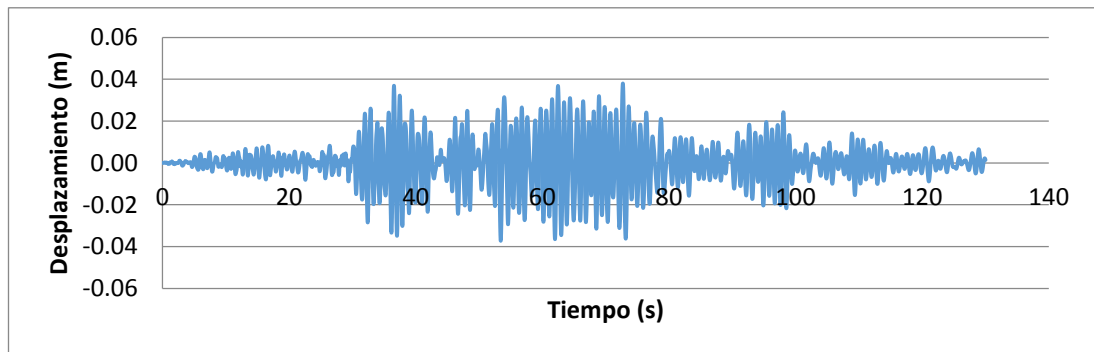


Figura 2.11: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N

Tabla 2.2: Desplazamientos y derivas pórtico 1

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.0397066	1.134	0.0387901	1.108	0.0379634	1.085

2.8.2 Desplazamientos y derivas del pórtico 2

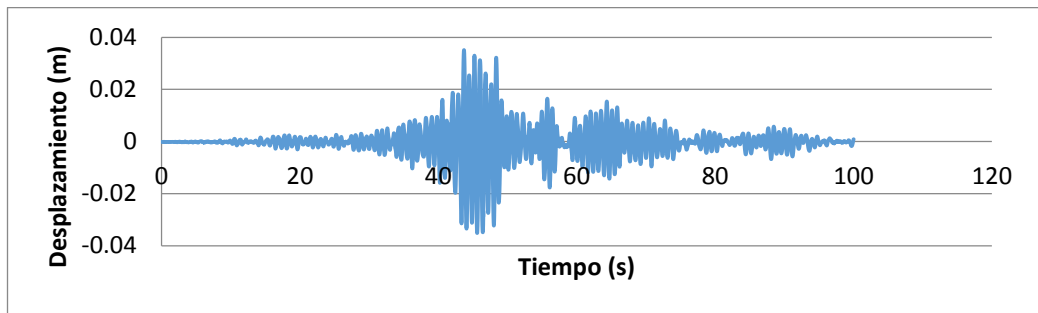


Figura 2.12: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N

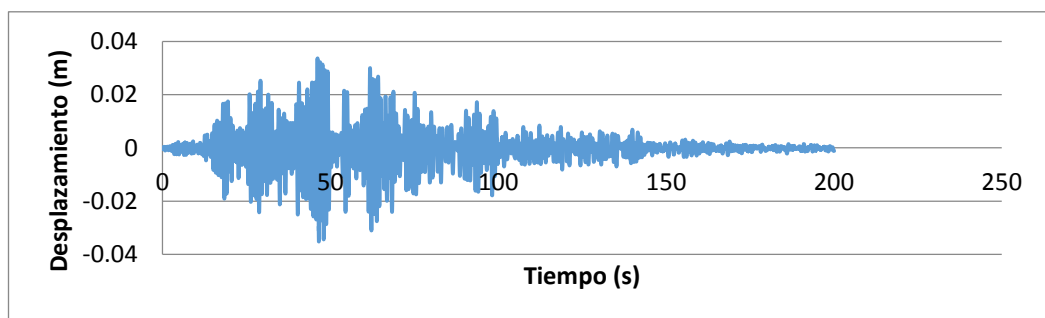


Figura 2.13: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N

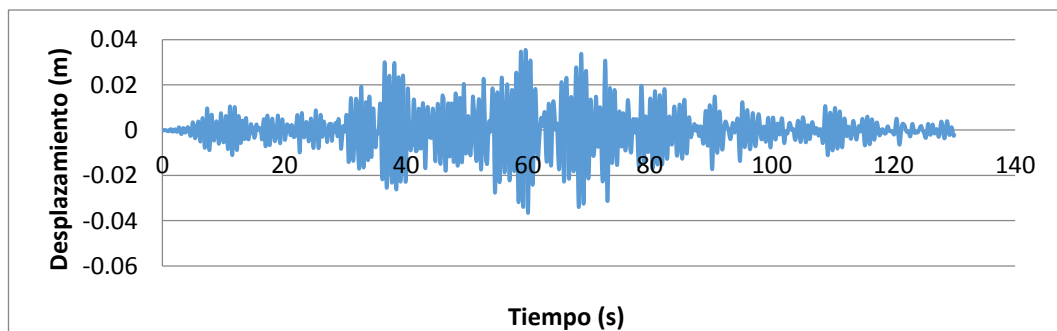


Figura 2.14: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N

Tabla 2.3: Desplazamientos y derivas pórtico 2

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.0350963	1.404	0.0351649	1.407	0.036574	1.463

2.8.3 Desplazamientos pórtico 3

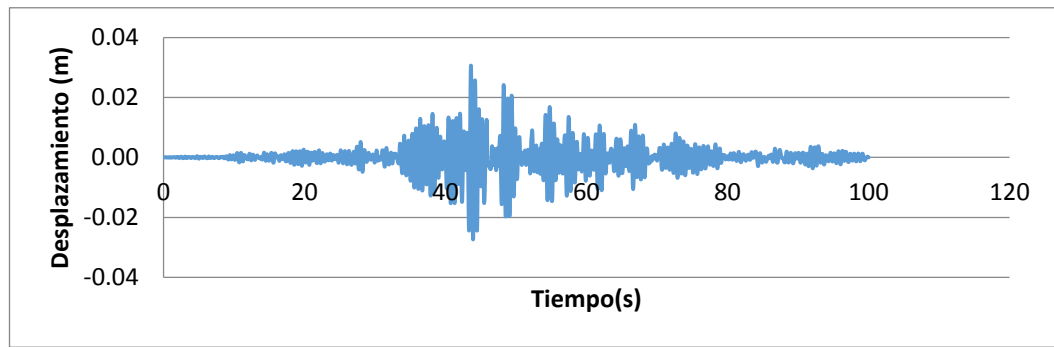


Figura 2.15: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N

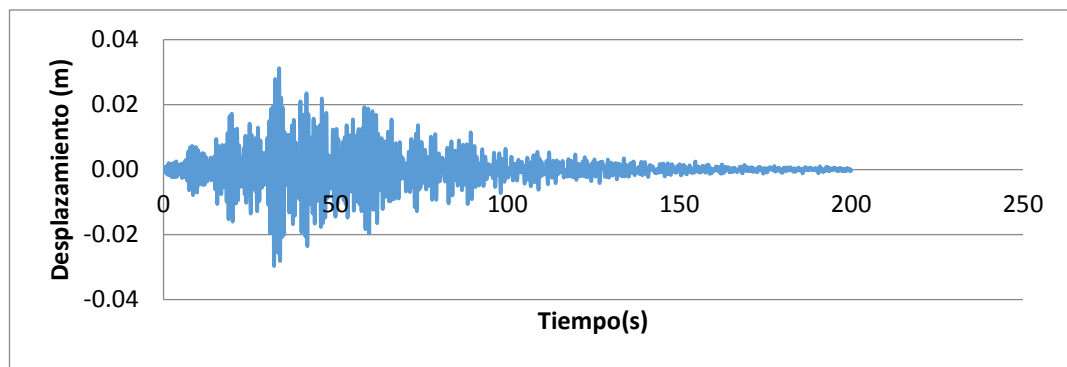


Figura 2.16: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N

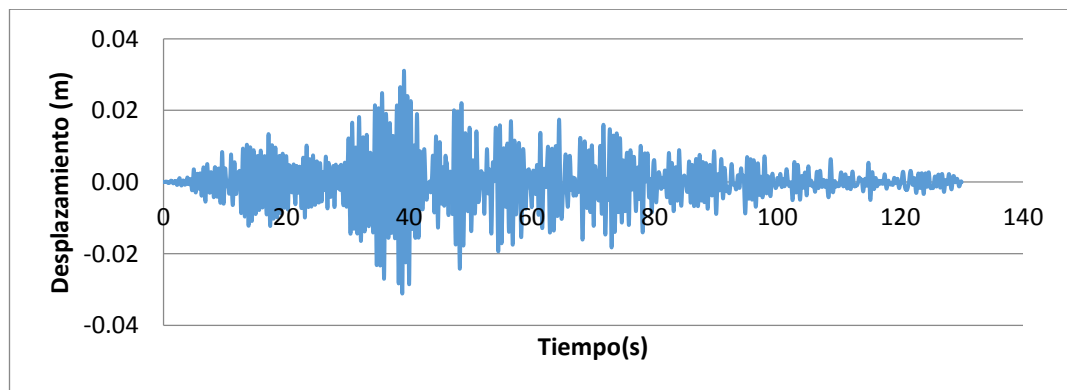


Figura 2.17: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N

Tabla 2.4: Desplazamientos y derivas pórtico 3

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.0306255	1.021	0.0311672	1.039	0.0311086	1.037

2.9 Análisis no lineal

El análisis dinámico no lineal, permite conocer los valores máximos a los que puede llegar la estructura, es decir el instante en que las diferentes tipologías estructurales sometidas a diferentes registros sísmicos y escalados de acuerdo a lo explicado en la sección 2.8; sobrepasan el límite elástico, entran en plastificación y posteriormente se da el colapso y de esta manera obtener los desplazamientos y derivas que tienen las mismas.

Este tipo de análisis se realizó para sismos “raros” con un estado límite reparable que tienen un período de retorno de 475 años con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años; y, para sismos “muy raros” con un estado límite de prevención de colapsos y que tienen un período de retorno de 2500 años con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años (Vielma Pérez & Mendoza, 2011).

Dentro de este análisis dinámico no lineal, se realizó un análisis modal con fibras que consiste en modelar las secciones tanto de vigas como de columnas y tomar en cuenta la resistencia del hormigón (f_c) confinado y sin confinar.

En la figura 2.18 se muestra el código para crear los elementos estructurales con fibras en el análisis dinámico no lineal.

```

# Seccion rectangular COLUMNA (Confinada y no Confinada)

# Seccion con fibras
set Width2 [expr 60*$cm]
set Depth2 [expr 60*$cm]
set A_2 [expr $Width2*$Depth2]

# Densidad del elemento por metro
set massDens2 [expr $ro*$A_2];

# Propiedades Materiales

# Hormigon Confinado
set Hconf2 4
set fc_conf2 [expr -3.877*$ksi]
set st_conf_max2 -0.005526
set fu_conf2 [expr -1.609*$ksi]
set st_conf_ult2 -0.029177
uniaxialMaterial Concrete01 $Hconf2 $fc_conf2 $st_conf_max2 $fu_conf2 $st_conf_ult2

# Hormigon Desconfinado
set Hdesconf2 5
set fc_unconf2 [expr -2.987*$ksi]
set st_unconf_max2 -0.002219
set fu_unconf2 [expr -2.087*$ksi]
set st_unconf_ult2 -0.006
uniaxialMaterial Concrete01 $Hdesconf2 $fc_unconf2 $st_unconf_max2 $fu_unconf2 $st_unconf_ult2

# Acero Varillas
set Es2 [expr 28450*$ksi]
set Fy2 [expr 59.74*$ksi]
set AsVar2 6; # Identificador de material
set As2 [expr 0.589*pow($in,2)]; #area de cada varilla
uniaxialMaterial Steel01 $AsVar2 $Fy2 $Es2 0.01

# Seccion cuadrada columnas

set Section2 2
section Fiber $Section2 {
#patch rect $matTag $numSubdivY $numSubdivZ $yI $zI $yJ $zJ
#Hormigon sin confinar

patch rect $Hdesconf2 10 1 [expr $Depth/2] [expr -$Width/2+$cover] [expr -$Depth/2] [expr -$Width/2]
patch rect $Hdesconf2 10 1 [expr $Depth/2] [expr $Width/2] [expr -$Depth/2] [expr $Width/2-$cover]
patch rect $Hdesconf2 2 1 [expr $Depth/2] [expr $Width/2-$cover] [expr $Depth/2-$cover] [expr -$Width/2+$cover]
patch rect $Hdesconf2 2 1 [expr -$Depth/2+$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr -$Depth/2] [expr -$Width/2+$cover]

puts "CH3"

#Hormigon confinado
patch rect $Hconf2 10 1 [expr $Depth/2-$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr -$Depth/2+$cover] [expr -$Width/2+$cover]

#Varillas

#layer straight $matTag $numFiber $areaFiber $yStart $zStart $yEnd $zEnd
layer straight $AsVar2 4 $As2 [expr $Depth/2-$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr $Depth/2-$cover] [expr -$Width/2+$cover]
layer straight $AsVar2 4 $As2 [expr -$Depth/2+$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr -$Depth/2+$cover] [expr -$Width/2+$cover]

```

Figura 2.18: Código en OpenSees para modelación en fibras

Fuente: Flores Solano; Valencia Redrován

Una vez realizado el análisis modal inelástico y obtenido los respectivos factores de escala, se procede a realizar un análisis tiempo-historia, para determinar los desplazamientos de cada uno de los pórticos.

2.9.1 Desplazamientos y derivas pórtico 1

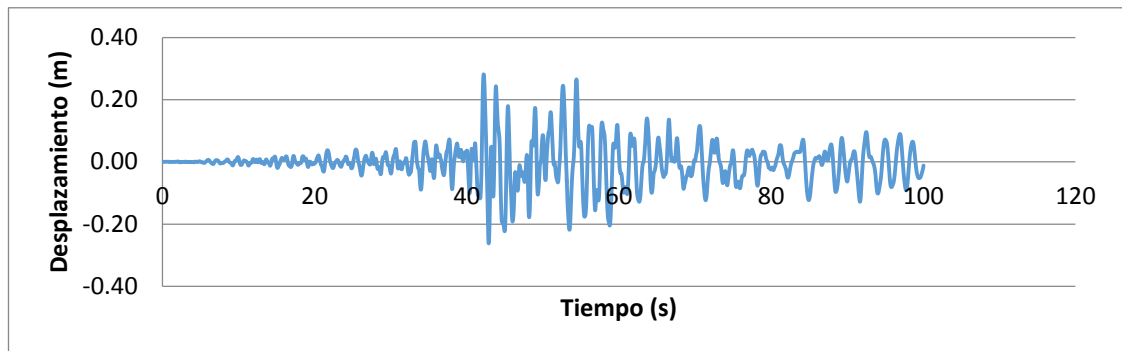


Figura 2.19: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 475 años

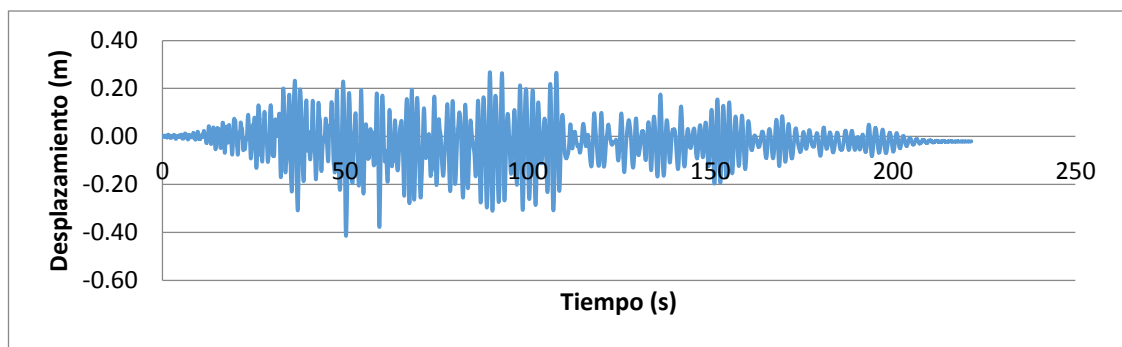


Figura 2.20: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 475 años

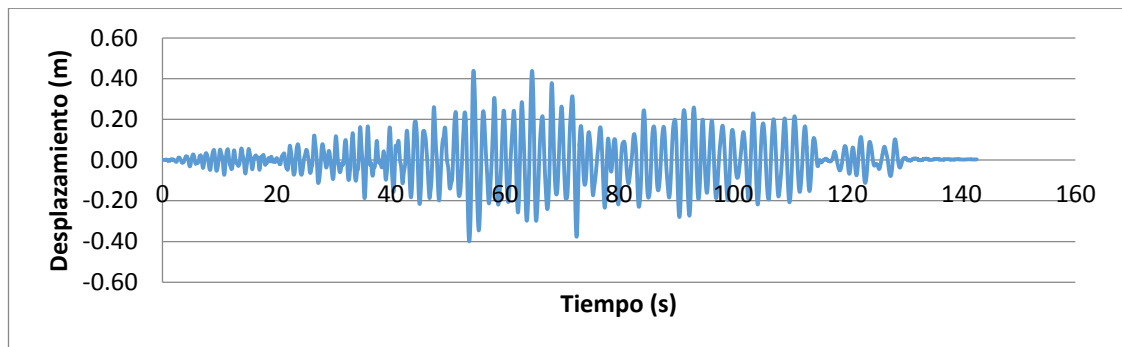


Figura 2.21: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 475 años

Tabla 2.5: Desplazamientos y derivas pórtico 1- 475 años

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.281433	1.005	0.414458	1.480	0.438262	1.565

2.9.2 Desplazamientos y derivas pórtico 2

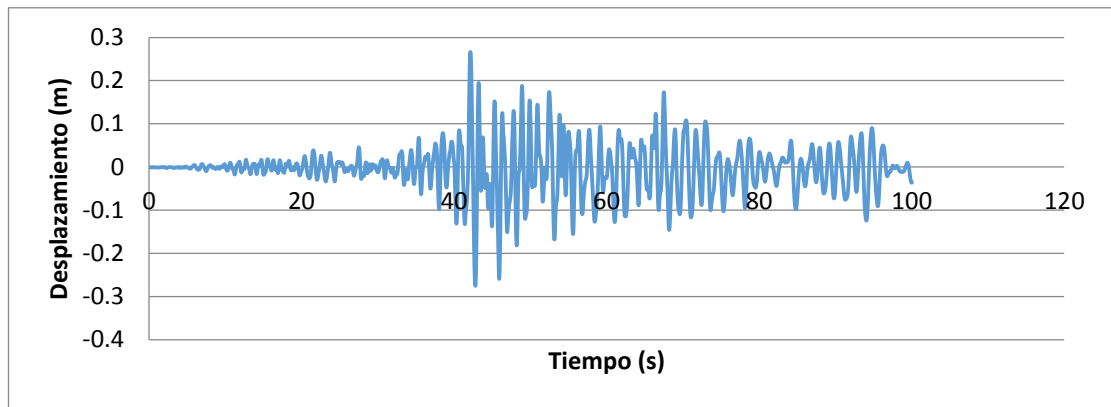


Figura 2.22: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 475 años

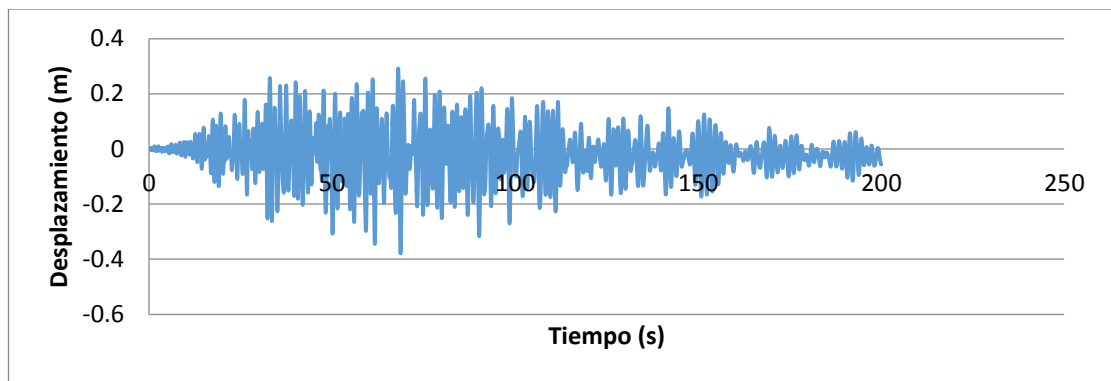


Figura 2.23: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 475 años

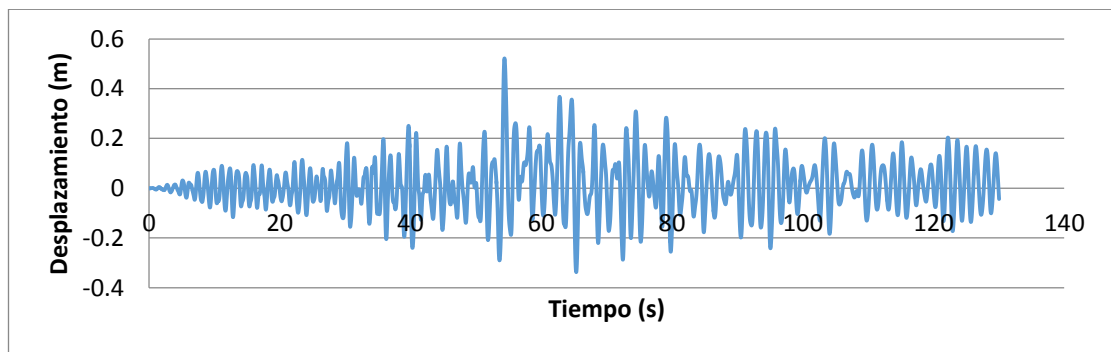


Figura 2.24: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 475 años

Tabla 2.6: Desplazamientos y derivas pórtico 2 - 475 años

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.275029	1.375	0.378766	1.894	0.521596	2.608

2.9.3 Desplazamientos y derivas pórtico 3

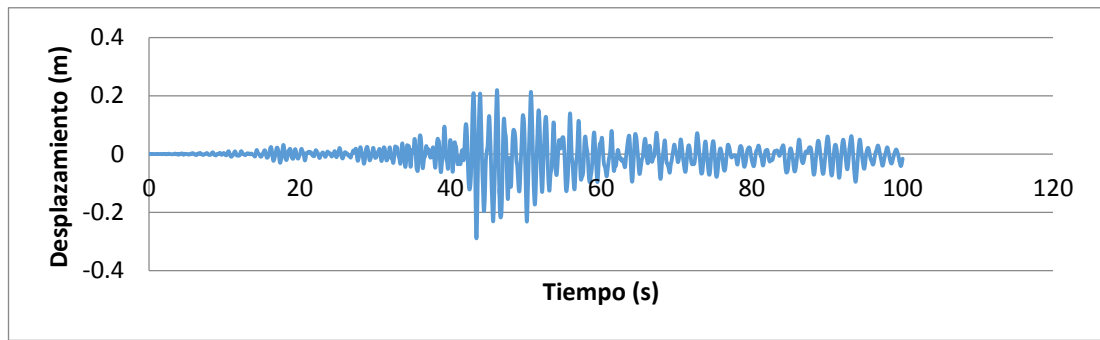


Figura 2.25: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 475 años

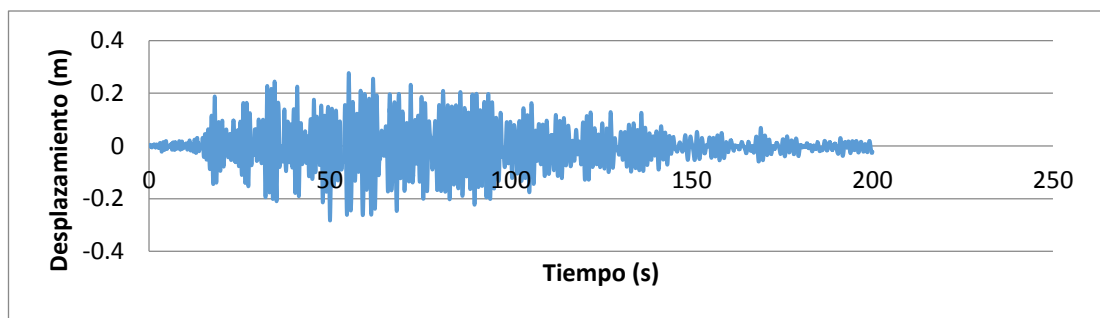


Figura 2.26: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 475 años

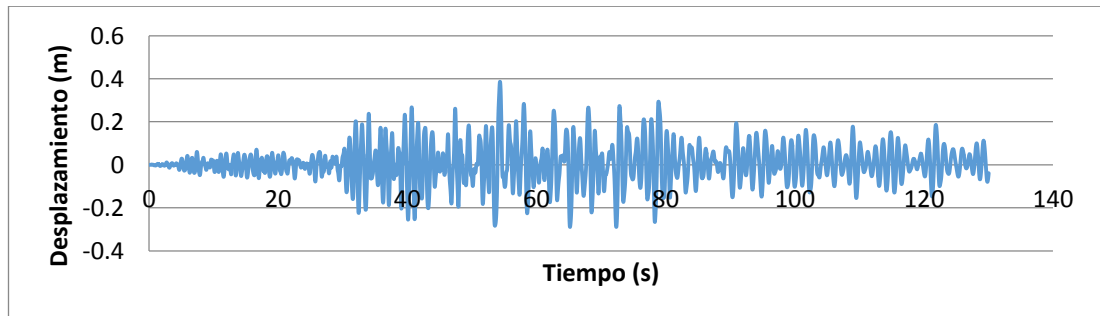


Figura 2.27: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 475 años

Tabla 2.7: Desplazamientos y derivas pórtico 3 – 475 años

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.289527	1.206	0.283233	1.180	0.386092	1.609

2.9.4 Desplazamientos y derivas pórtico 1

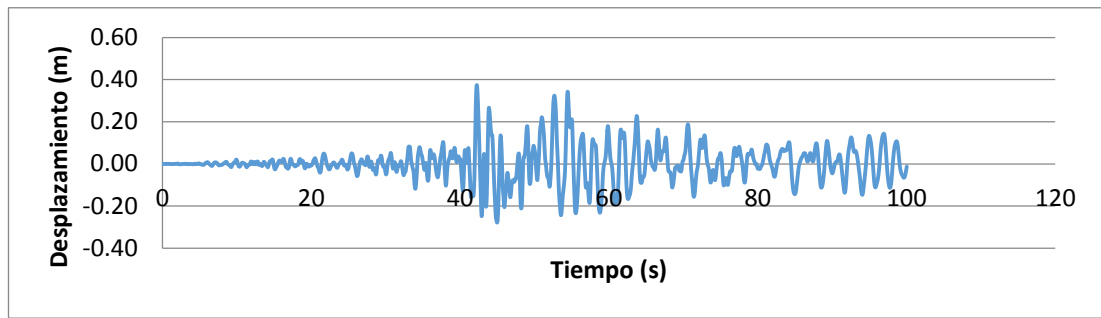


Figura 2.28: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 2500 años

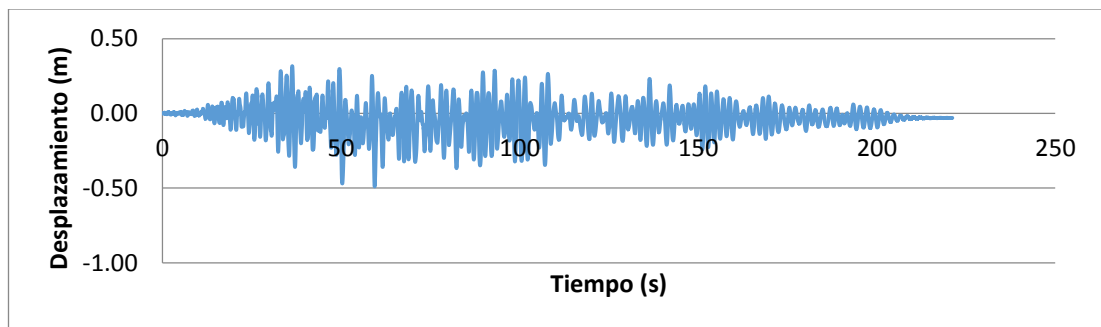


Figura 2.29: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 2500 años

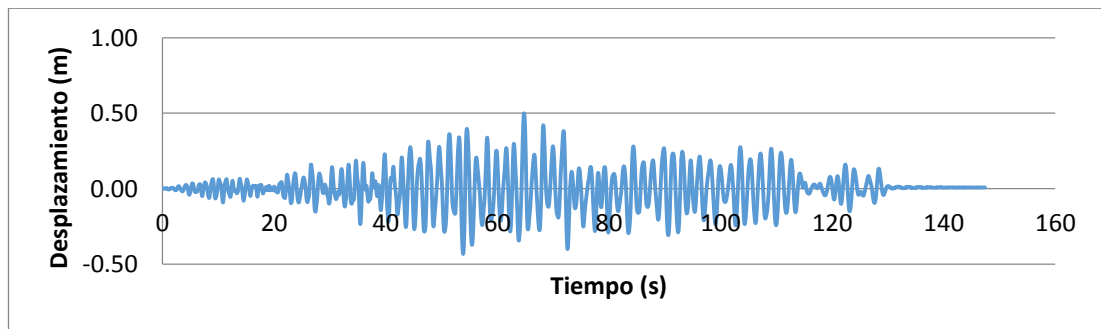


Figura 2.30: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 2500 años

Tabla 2.8: Desplazamientos y derivas pórtico 1 - 2500 años

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.374088	1.336	0.489262	1.747	0.499207	1.783

2.9.5 Desplazamientos y derivas pórtico 2

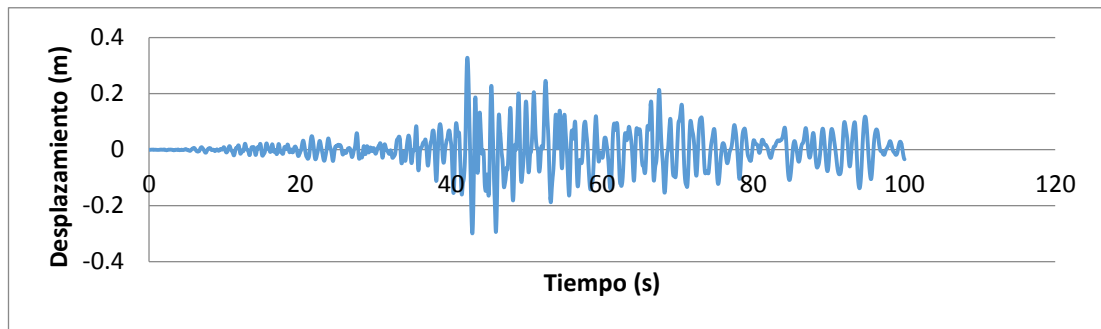


Figura 2.31: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 2500 años

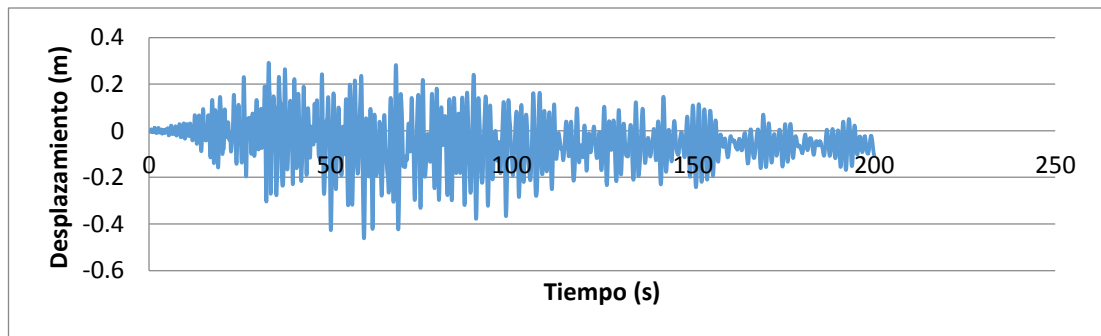


Figura 2.32: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 2500 años

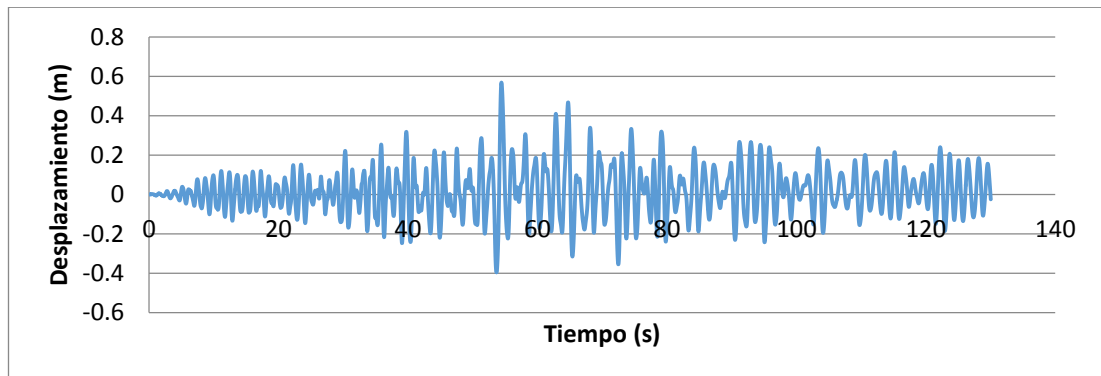


Figura 2.33: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 2500 años

Tabla 2.9: Desplazamientos y derivas pórtico 2 - 2500 años

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.327504	1.638	0.461219	2.306	0.567813	2.839

2.9.6 Desplazamientos y derivas pórtico 3

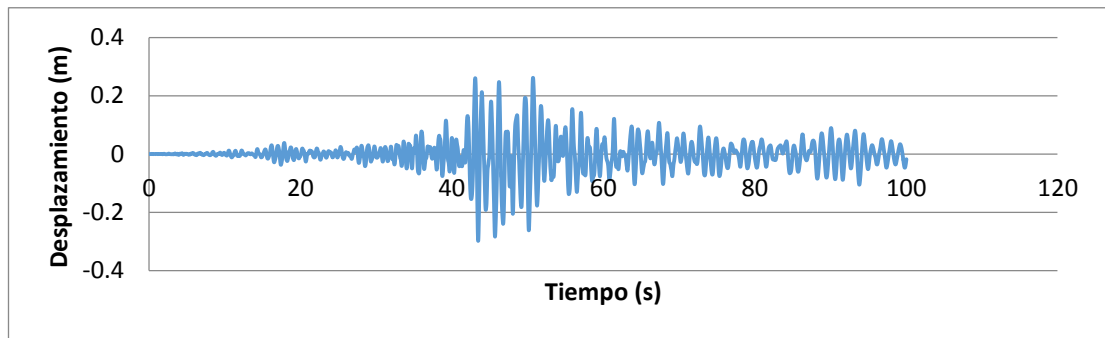


Figura 2.34: Desplazamiento del último piso- Sismo AGYE-N 2500 años

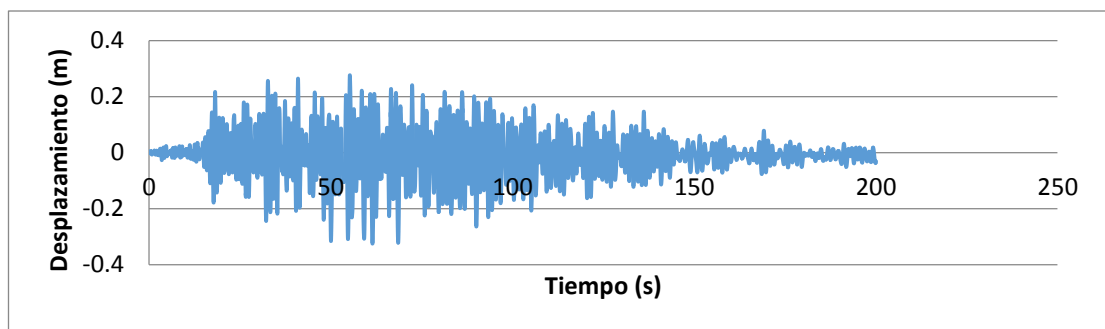


Figura 2.35: Desplazamiento del último piso- Sismo PRAM-N 2500 años

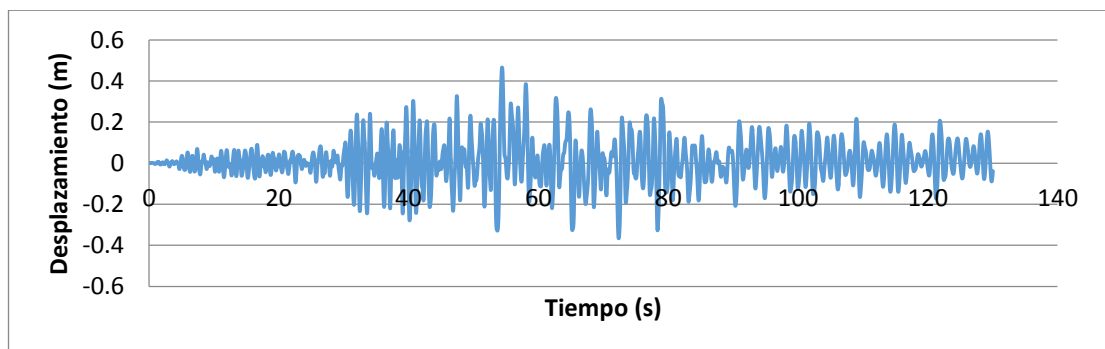


Figura 2.36: Desplazamiento del último piso- Sismo AOTA-N 2500 años

Tabla 2.10: Desplazamientos y derivas pórtico 3 - 2500 años

Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.298277	1.243	0.32498	1.354	0.465575	1.940

2.10 Análisis estático no lineal “PUSHOVER”

Como se mencionó en la sección 2.3, el análisis estático no lineal depende del tipo de cargas que se aplican. Si las cargas son incrementadas progresivamente pero son independientes del tiempo, este análisis es conocido como Pushover (Vielma Pérez & Mendoza, 2011) y que cada pórtico es sometido a fuerzas laterales y efectos P-delta que aumentan progresivamente hasta que se alcance el colapso de la estructura (FEMA 356, 2000).

Es necesario conocer el valor del cortante basal de cada configuración estructural para verificar que las mismas no tienen riesgo de colapso mediante la siguiente fórmula de cortante basal expuesta según (NEC - Peligro Sísmico, 2014):

2.11 Cortante basal

$$V = \frac{I * Sa * (Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} \quad (1)$$

Dónde:

- $S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración
- $\phi_p \phi_e$ Coeficientes de configuración en planta y elevación
- I Coeficiente de importancia
- R Factor de reducción de resistencia sísmica
- W Carga sísmica reactiva
- T_a Período de vibración

Dando los siguientes resultados para cada configuración estructural:

Pórtico 1

Tabla 2.11: Cortante Basal 475 años pórtico 1

V	57.6114379	Ton
V	565168.206	N

Tabla 2.12: Cortante Basal 2500 años pórtico 1

V	109.817207	Ton
V	1077306.8	N

Pórtico 2

Tabla 2.13: Cortante Basal 475 años pórtico 2

V	33.0653169	Ton
V	324370.759	N

Tabla 2.14: Cortante Basal 2500 años pórtico 2

V	85.319755	Ton
V	836986.797	N

Pórtico 3

Tabla 2.15: Cortante Basal 475 años pórtico 3

V	39.8144028	Ton
V	390579.292	N

Tabla 2.16: Cortante Basal 2500 años pórtico 3

V	75.8930287	Ton
V	744510.611	N

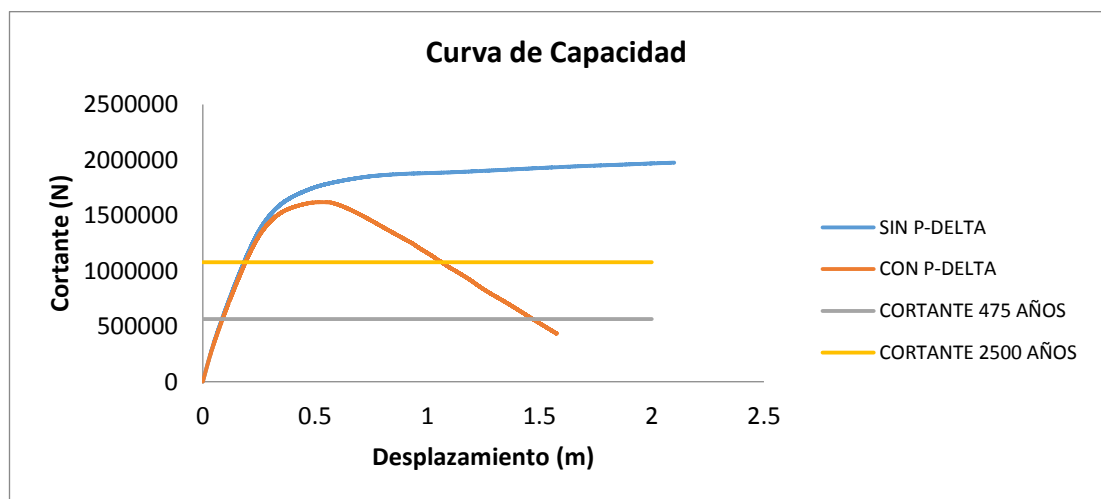


Figura 2.37: Curva de capacidad pórtico 1

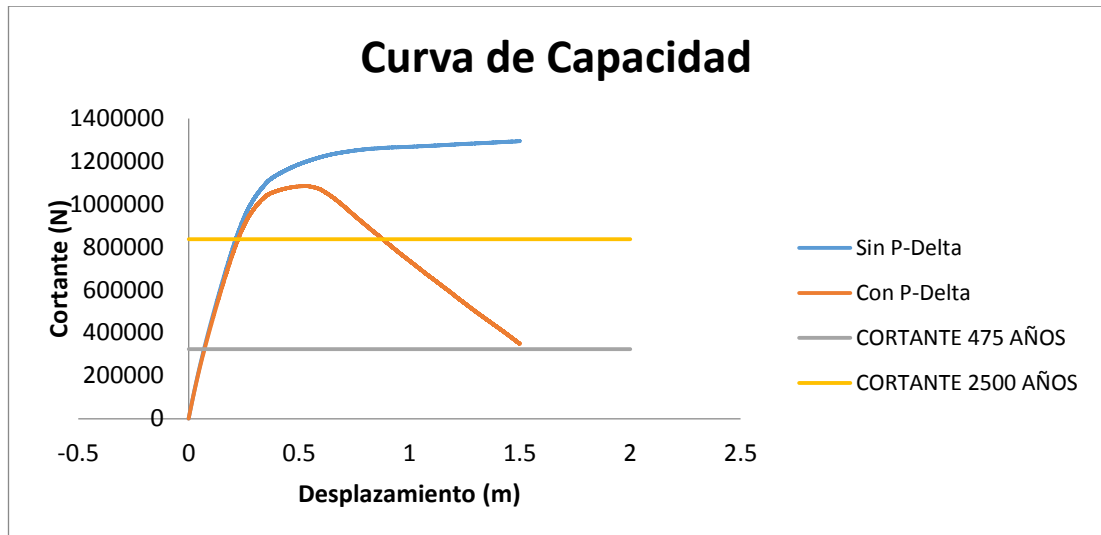


Figura 2.38: Curva de capacidad pórtico 2

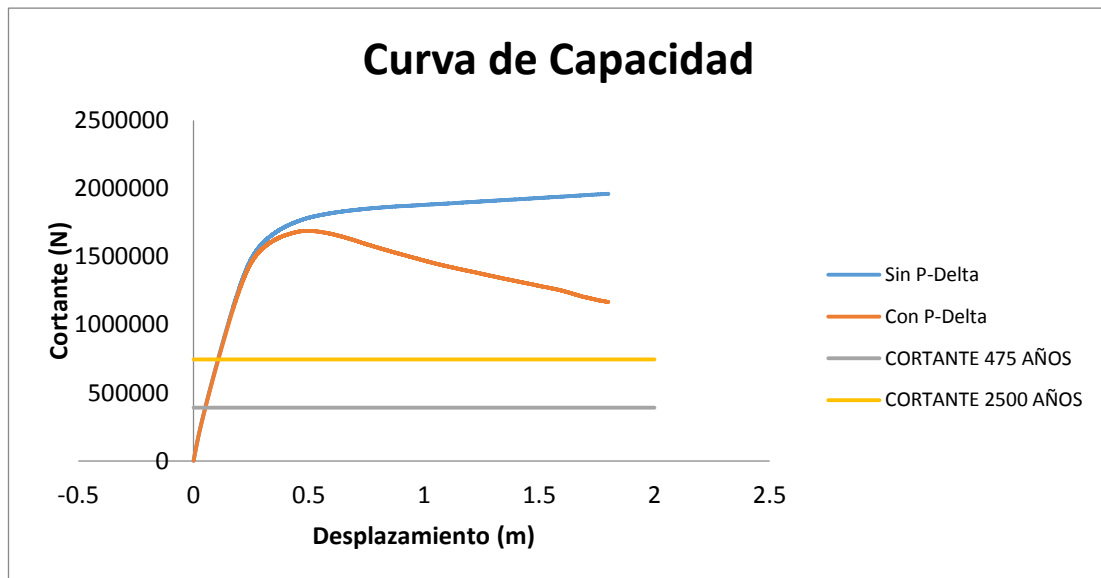


Figura 2.39: Curva de capacidad pórtico 3

2.12 Vibración libre

Se determinó el amortiguamiento propio de la estructura con un análisis de vibración libre en OpenSees con interface en Matlab de acuerdo como indica en la norma (NEC - Peligro Sísmico, 2014) de un 3% para todos los pórticos.

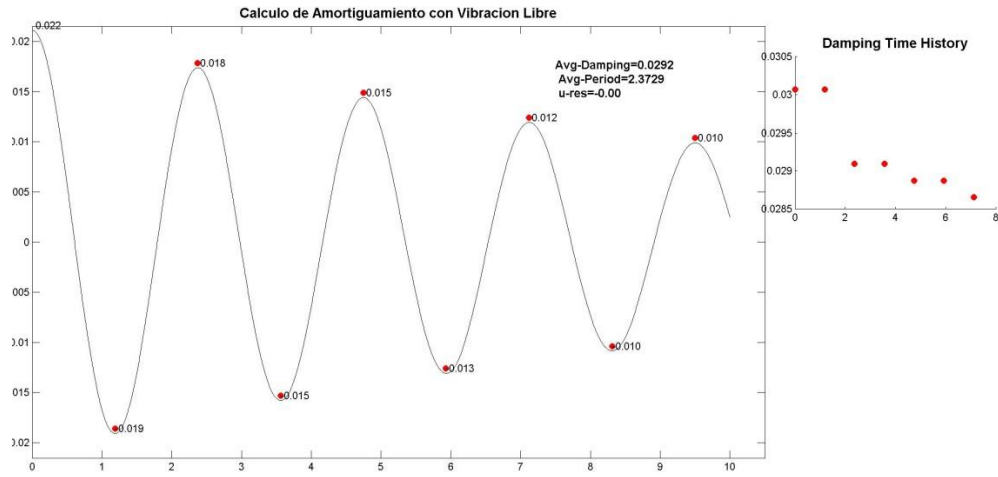


Figura 2.40: Vibración libre pórtico 1

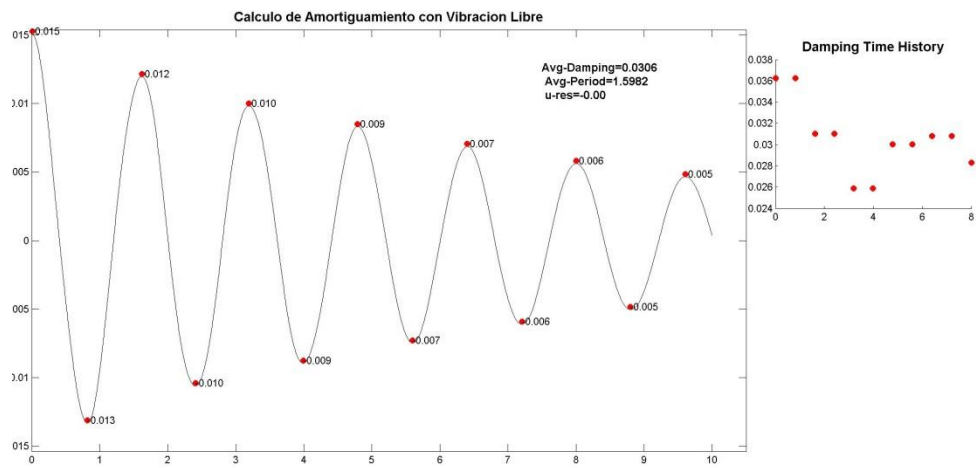


Figura 2.41: Vibración libre pórtico 2

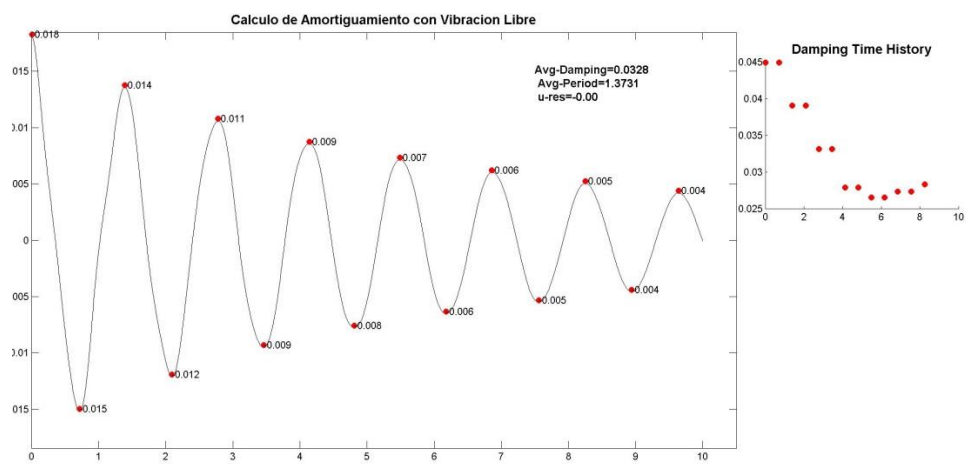


Figura 2.42: Vibración libre pórtico 3

2.13 Disipación de energía sin aisladores

Por último presentamos la disipación de energía de las diferentes configuraciones estructurales:

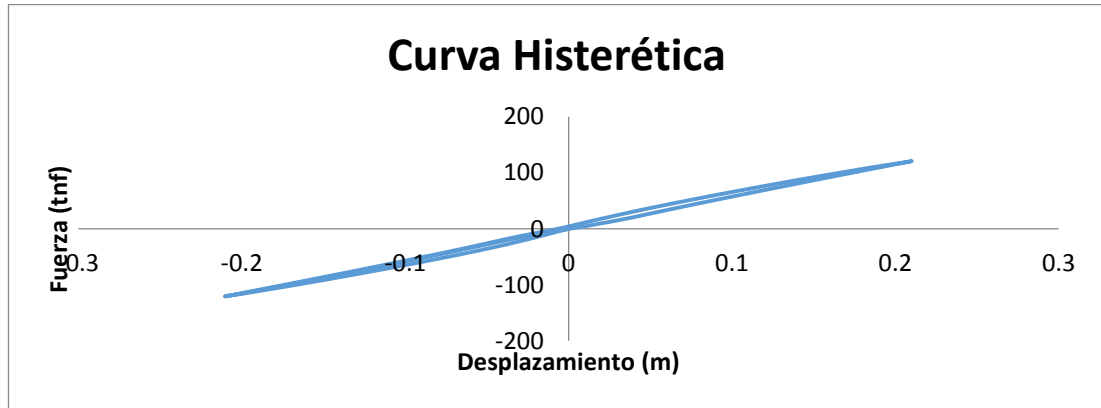


Figura 2.43: Curva histerética pórtico 1

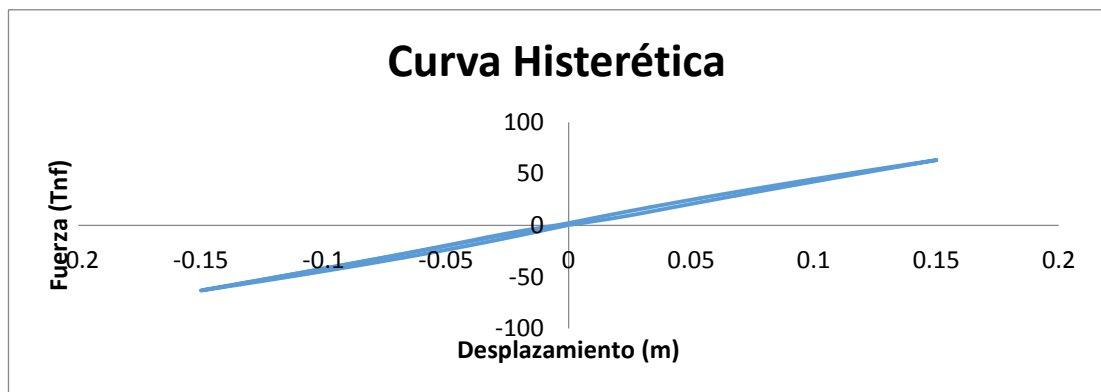


Figura 2.44: Curva histerética pórtico 2

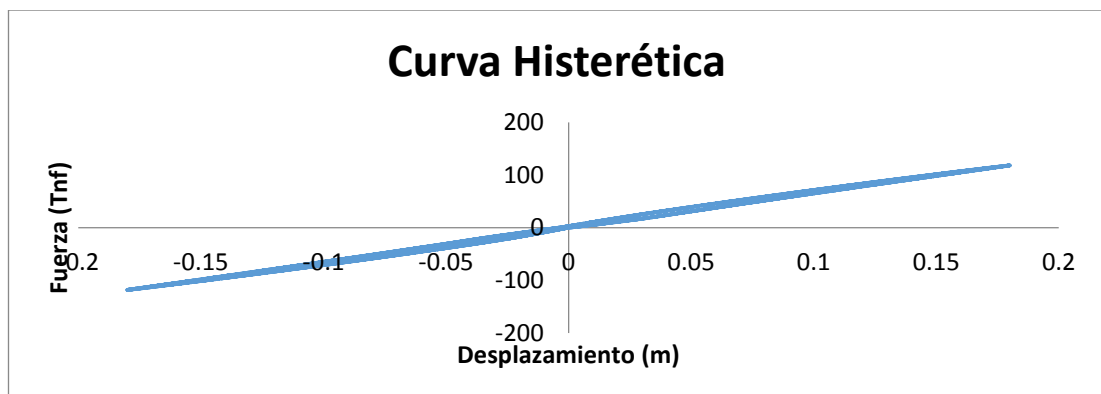


Figura 2.45: Curva histerética pórtico 3

CAPÍTULO III

MEDIDAS DE SOLUCIÓN ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE

Las medidas de solución estructural sismoresistente que se plantean en esta investigación fundamentalmente tienen el objetivo de guiar cómo deben ser diseñados los aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), en caso de que sea necesario aumentar el período de vibración fundamental de la estructura ante un evento sísmico.

El aislamiento con aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) en la base garantiza a la estructura lo siguiente (Mayorga Vela, 2011):

- Desconexión de la estructura con los movimientos del suelo ante un evento sísmico.
- Evita actitudes resonantes y disipan la mayor cantidad de energía.
- Limita desplazamientos de la estructura a valores aceptables.
- Se logra la reducción de las fuerzas sísmicas aumentando su período fundamental de vibración.

3.1 Pre dimensionamiento de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo intercalan o no placas delgadas de acero en un bloque cúbico o cilíndrico de neopreno. Su rigidez vertical aumenta considerablemente, manteniendo su flexibilidad lateral y su capacidad disipativa que permite controlar los desplazamientos en la base (Mayorga Vela, 2011).

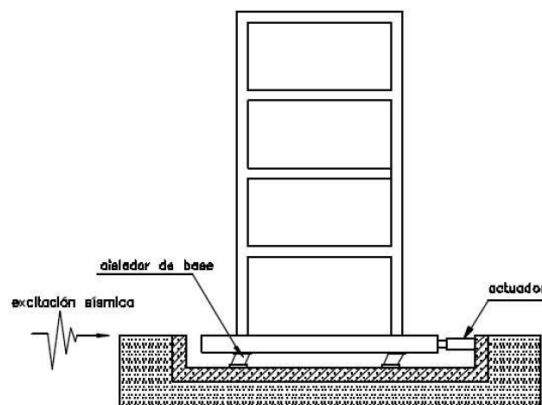


Figura 3.1: Representación gráfica de aisladores sísmicos

3.1.1 Desplazamiento mínimo de diseño

$$D_d = \frac{g S_{D1} T_o}{4\pi^2 B_D} \quad (2)$$

Dónde:

- g = Aceleración
- S_{D1} = Parámetro del espectro de aceleración en 1s
- T_o = Período objetivo
- B_D = Coeficiente del amortiguamiento efectivo

3.1.2 Rigidez efectiva

$$K_{eff} = W \left(\frac{2\pi}{T_o} \right)^2 \quad (3)$$

Dónde:

- W = Peso de la estructura
- T_o = Período objetivo

3.1.3 Energía de disipación

$$W_D = 2\pi K_{eff} \beta_o D_d^2 \quad (4)$$

Dónde:

- β_o = Amortiguamiento objetivo de la tabla

3.1.4 Fuerza característica

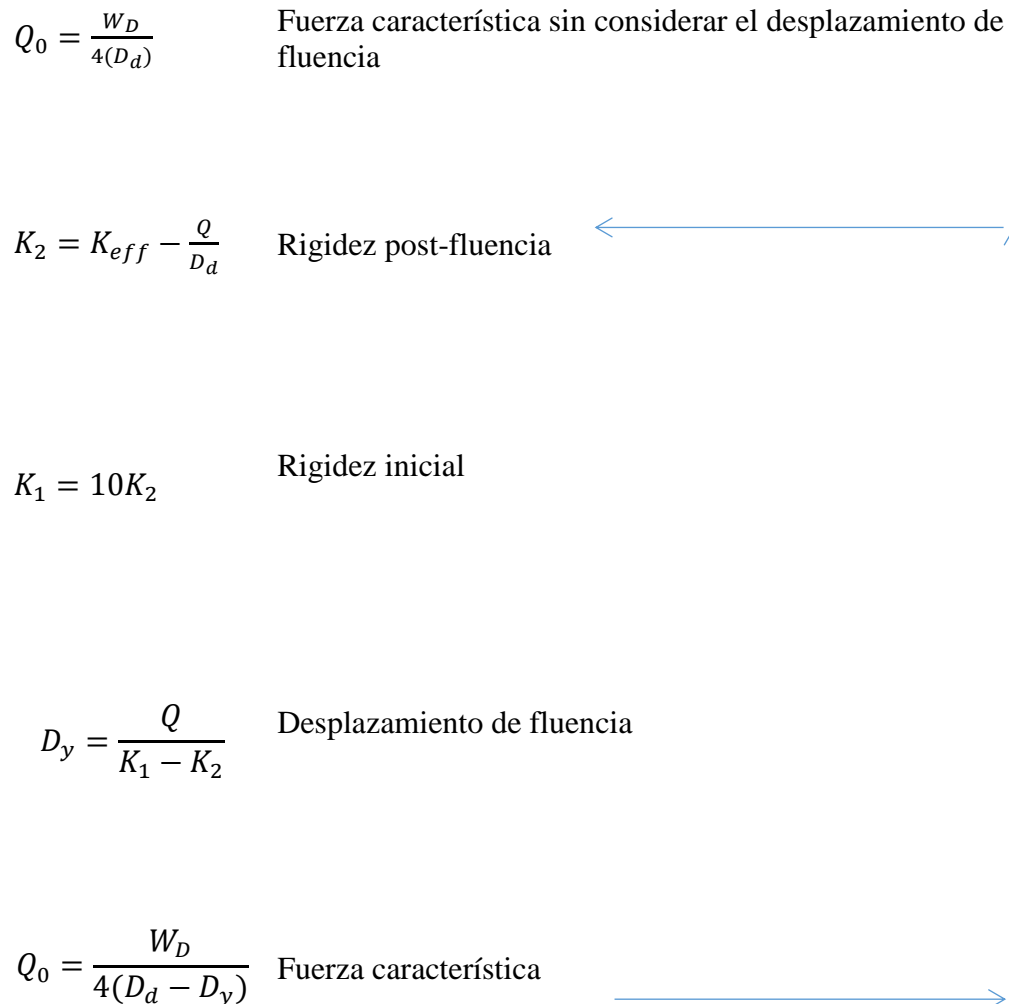
$$Q_o = \frac{W_D}{4(D_d - D_y)} \quad (5)$$

Dónde:

- D_y = Desplazamiento de fluencia (aproximar la fuerza característica despreciando el desplazamiento de fluencia).

3.2 Proceso de iteración

“Se debe tener presente que los valores de rigidez y desplazamiento de fluencia parten del valor de fuerza característica obtenido de una curva histerética rectangular, razón por la cual al haber determinado el desplazamiento de fluencia con este valor se debe ajustar las características dependientes del mismo. Este proceso se vuelve iterativo hasta que el valor de fuerza característica converja; se esquematiza el orden de ese proceso a continuación” (Tapia Delgado & Veletanga Mena, 2017):



(Tapia Delgado & Veletanga Mena, 2017)

Figura 3.2: Proceso de iteración para dimensionamiento de aisladores

3.3 Dimensiones de aisladores

3.3.1 Área de plomo

$$A_p = \frac{Q}{F_y} \quad (6)$$

Dónde:

- F_y = Esfuerzo d fluencia del plomo 10.52 Mpa

3.3.2 Diámetro del núcleo

$$D_p = \sqrt{\frac{4A_p}{n_{LRB}\pi}} \quad (7)$$

Dónde:

- n_{LRB} = Número de aisladores

3.3.3 Área de goma

$$A_e = \frac{t_r}{G_e} K_2 \quad (8)$$

Dónde:

- t_r = Altura del caucho
- G_e = Módulo de corte del caucho 0.4 Mpa

3.3.4 Diámetro de goma

$$D_e = \sqrt{\frac{4(A_e + 0.99A_p)}{n_{LRB}\pi}} \quad (9)$$

3.4 Curva histerética general de los aisladores

Se muestra la curva histerética del aislador para el pórtico 1, modelada en OpenSees, recalcando que las curvas del resto de pórticos tienen la misma similitud, eso quiere decir que los aisladores están bien modelados.

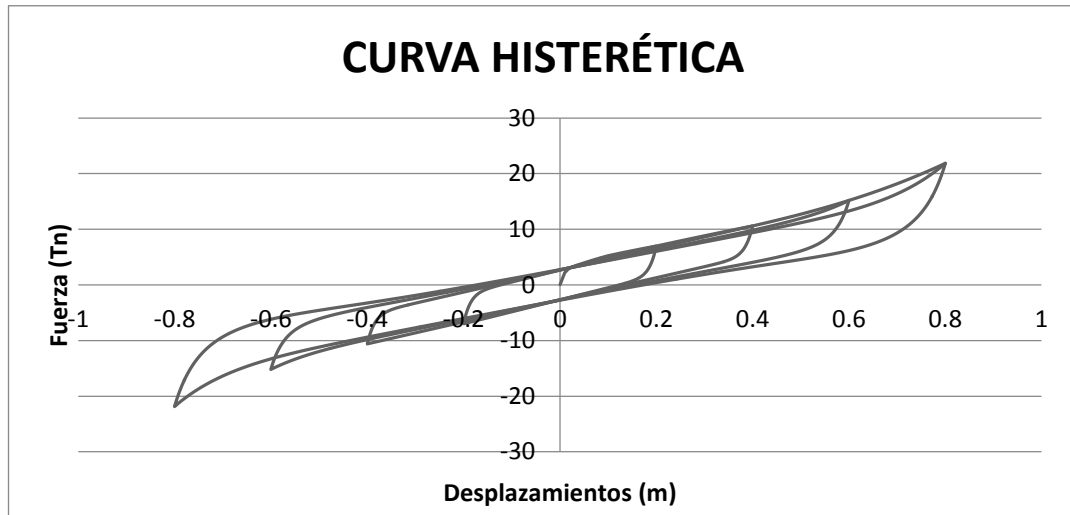


Figura 3.3: Curva histerética de los aisladores

3.5 Proceso de creación de aisladores en el software libre OpenSees

Una vez descrito el proceso para dimensionar los aisladores sísmicos, se muestra el proceso de creación de los mismos en el software libre OpenSees:

```
#uniaxialMaterial KikuchiAikenLRB $matTag $type $ar $hr $gr $ap $tp $alph $beta
#$matTag integer tag identifying material
#$type rubber type (see note 1)
#$ar area of rubber [unit: m^2]
#$hr total thickness of rubber [unit: m]
#$gr shear modulus of rubber [unit: N/m^2] (50-55psi (IBC 2012))
#$ap area of lead plug [unit: m^2]
#$tp yield stress of lead plug [unit: N/m^2] (1-1.3Ksi, se obtiene del fabricante)
#$alph shear modulus of lead plug [unit: N/m^2]
#$beta ratio of initial stiffness to yielding stiffness

set matTag 9
set type 1
set D [expr 40.5*$cm] ; # Diametro Aislador
set Dp [expr 7.00*$cm] ; # Diametro nucleo de plomo
set pi 3.1416
set ar [expr $pi*pow($D/2,2)]
set ap [expr $pi*pow($Dp/2,2)]
set hr [expr 20.*$cm]
set gr [expr 50.*$psi]; #gr=50psi a N/m2
set tp [expr 1.3*$ksi]; # De ksi a N/m2
set alph [expr 85.*$psi]; #alph=85psi
set beta 10
uniaxialMaterial KikuchiAikenLRB $matTag $type $ar $hr $gr $ap $tp $alph $beta
puts "uniaxialMaterial KikuchiAikenLRB $matTag $type $ar $hr $gr $ap $tp $alph $beta"
```

Figura 3.4: Código para modelar aisladores en OpenSees

Fuente: Flores Solano; Valencia Redrován

3.6 Análisis modal con aisladores

Mediante el análisis modal de cada pórtico se estableció el período fundamental de cada uno de ellos, que se describen a continuación:

Tabla 3.1: Períodos fundamentales de vibración con aislamiento sísmico

Pórtico	Período fundamental de vibración (s)
Pórtico 1	1.5607
Pórtico 2	1.394
Pórtico 3	1.187

3.7 Disipación de energía con aisladores

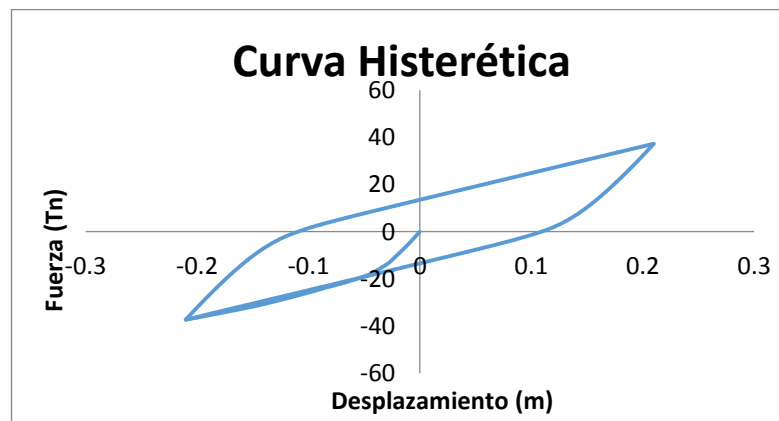


Figura 3.5: Curva histerética del pórtico 1 con aislamiento sísmico

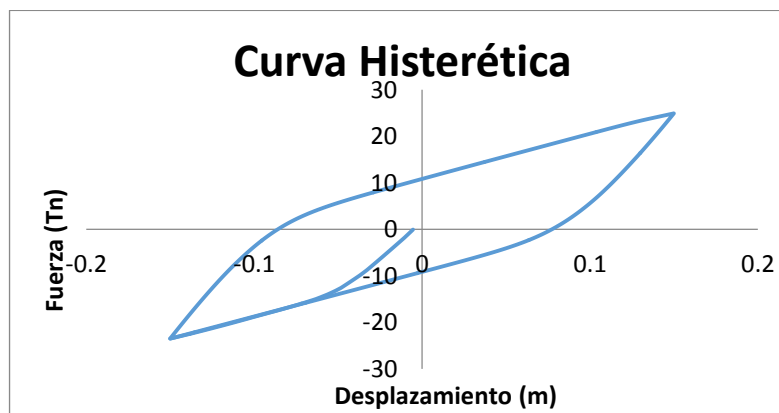


Figura 3.6: Curva histerética del pórtico 2 con aislamiento sísmico

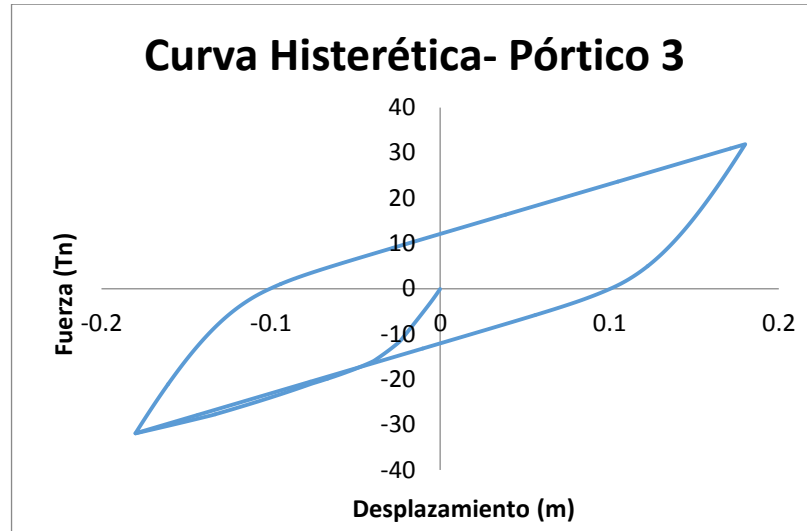


Figura 3.7: Curva histerética del pórtico 3 con aislamiento sísmico

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO

4.1 Precio por metro cuadrado de estructuras esenciales en el Ecuador

Una vez analizadas las diferentes configuraciones estructurales con sus respectivos aisladores, es necesario tener en consideración un costo conceptual por metro cuadrado de una estructura esencial, para de esta manera verificar en cuanto aumentaría el costo de la estructura con dichos aisladores.

El Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social tiene costos referenciales del metro cuadrado de estructuras esenciales de varias ciudades del país y son los siguientes:

Tabla 4.1: Costo por metro cuadrado de hospitales del país

Fuente: Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social

HOSPITALES	COSTO/METRO CUADRADO
IESS Ceibos	\$1618.00
IESS Machala	\$1639.74
IESS Quito	\$1182.50

En promedio el costo por metro cuadrado de un hospital en el Ecuador es **\$1480.08**. Este valor será necesario para considerar el costo adicional que debe tener una estructura en promedio para garantizar una funcionalidad continua.

4.2 Precio de las medidas de solución estructural sismoresistente

“El costo de los aisladores que se estima según la figura 7.1 la que muestra sus costos entre los 5 mil a los 60 mil según los tamaños. El costo en Chile donde se han introducido al mercado, es aproximadamente 7500 dólares por aislador o 180000 por todo el sistema de aisladores” (Anrango Cañarejo, 2015)

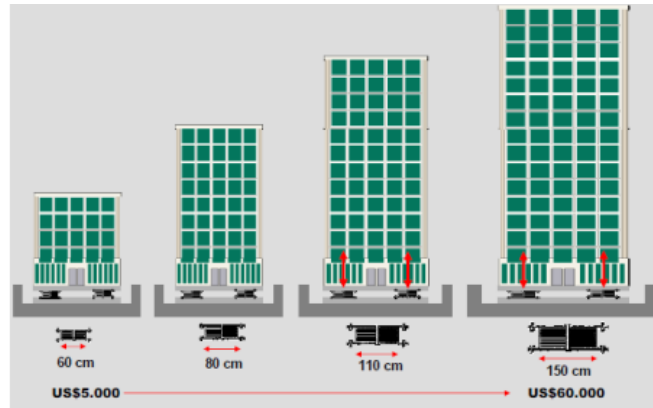


Figura 4.1: Costo de aisladores según el tamaño

Fuente: (Anrango Cañarejo, 2015)

4.3 Ejemplo de aplicación para el pórtico 1

Para verificar el aumento en el costo de una estructura, implementando las soluciones estructurales sismoresistentes, ponemos como ejemplo el pórtico 1 incluyendo la edificación completa, cuyo presupuesto conceptual es el siguiente:

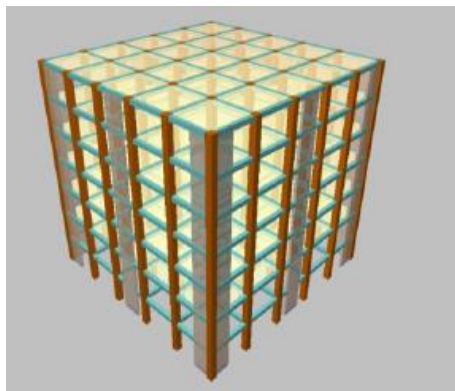


Figura 4.2: Estructura analizada

4.3.1 Presupuesto conceptual

A continuación se presenta el presupuesto conceptual de la configuración estructural ejemplificada:

Tabla 4.2: Presupuesto conceptual

PRESUPUESTO CONCEPTUAL PÓRTICO 1			
PLANTA	ÁREA (m2)	PRECIO (\$/m2)	PRECIO (\$)
PLANTA BAJA	547.56	\$ 1,480.08	\$ 810,432.60
1 PLANTA ALTA	547.56	\$ 1,480.08	\$ 810,432.60
2 PLANTA ALTA	547.56	\$ 1,480.08	\$ 810,432.60
3 PLANTA ALTA	547.56	\$ 1,480.08	\$ 810,432.60
4 PLANTA ALTA	547.56	\$ 1,480.08	\$ 810,432.60
5 PLANTA ALTA	547.56	\$ 1,480.08	\$ 810,432.60
6 PLANTA ALTA	547.56	\$ 1,480.08	\$ 810,432.60
TOTAL			\$5,673,028.23

Además se debe considerar el costo de los aisladores sísmicos, que para el ejemplo de aplicación del presente proyecto mediante la modelación realizada en OpenSees y según la figura 4.1, podemos determinar que es necesario un aislador de 60 cm que tendría un costo de \$5000,00 más el costo de instalación que es de un 50% del valor del mismo.

Tabla 4.3: Presupuesto aisladores sísmicos

PRESUPUESTO AISLADORES		
Nº DE AISLADORES	PRECIO/AISLADOR (\$)	PRECIO (\$)
36	\$ 7,500.00	\$ 270,000.00

Podemos concluir diciendo que con respecto al presupuesto conceptual de la edificación, las medidas de seguridad estructurales sismoresistentes representan una inversión adicional de \$270,000.00 que significa un 4,76% del valor del presupuesto de la configuración estructural.

CONCLUSIONES

En esta investigación se modelaron tres estructuras aporticadas representativas de hospitales, con variación en planta y altura. Se variaron las características estructurales en cada pódico como la luz de las vigas y la altura de las configuraciones estructurales, con el fin de verificar cual es el comportamiento de cada una y determinar cómo se comportan, para garantizar una adecuada funcionalidad hospitalaria durante y después de un evento sísmico.

Al comparar los resultados obtenidos en los diferentes análisis: modal, análisis tiempo-historia, pushover, cortante basal; se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- En el análisis lineal 475 años con $R=8$, comparando los tres pódicos, la mayor deriva presenta la configuración número 2 con 1.463% y la que mejor se comporta en cuanto a derivas es la configuración estructural número 3 con 1.039%
- En el análisis no –lineal 475 años con $R=1$, la configuración estructural que mejor se comporta es la número 1, con una deriva máxima de 1.565% versus la deriva de 2.608% de la configuración número 2 que es la más crítica.
- En el análisis no –lineal 2500 años con $R=1$, se reitera que la configuración estructural número 1 es la que mejor se comporta con una deriva máxima de 1.783% versus 2.839% de la configuración que peor se comporta.

Lo antes expuesto permite concluir que:

- La configuración estructural que mejor se comporta es la número 1, debido a que presenta menores derivas por debajo de lo que recomienda la norma del 2%, esta configuración estructural tiene luces no mayores a 4 m en vigas, tiene redundancia estructural, es decir mayor número de ejes resistentes y regularidad en planta y en altura.
- Se concluye que la configuración estructural número 1, al presentar derivas menores al 2% sin aislamiento para sismo muy raro (2500 años), no necesita aislamiento en el caso de que no se quiera llegar a la funcionalidad continua.
- El pódico número 1 tiene gran flexibilidad, a pesar de tener aislamiento en la base. Es por eso que es necesario rigidizar la estructura además del aislamiento.

- En cuanto a la implementación de aisladores sísmicos, deben utilizarse como una alternativa de solución sismoresistente que procura la funcionalidad continua, y que sea parte del diseño de un proyecto desde un inicio, porque el costo de su implementación es bajo si se lo hace en las condiciones expuestas, además de que garantizan una mayor flexibilidad y mayor período de vibración como se puede verificar en la tabla 3.1 versus la tabla 2.1.
- El área que representa la disipación de energía en las estructuras analizadas con aislamiento es mucho mayor que en las estructuras sin el mismo, esto significa que los aisladores están funcionando y que garantizan menor destrucción estructural.
- La estructura a pesar de tener aislamiento sigue siendo vulnerable, por representar un hospital, si bien las derivas no son mayores a 2%, pero esto no garantiza una funcionalidad continua, y por ende los elementos no estructurales fracasarían.

RECOMENDACIONES

La Norma Ecuatoriana de Construcción dictamina que se garantice la seguridad con requisitos que permitan un adecuado diseño estructural de edificaciones esenciales. Pero existen medidas estructurales actuales que podrían mejorar significativamente la seguridad de las personas, y ser implementadas en la norma de construcción actual del Ecuador, como ya lo han hecho países de América, como es el caso de Estados Unidos, Chile y Perú.

Estas alternativas son la implementación en el Código Ecuatoriano de Construcción, de normas que incluyan el diseño estructural con aisladores sísmicos, como se ha planteado en esta investigación.

Es indispensable que el gobierno trabaje en estos temas, para garantizar la funcionalidad continua de entidades hospitalarias, y de esta manera evitar lo que pasó lamentablemente en el último terremoto del año 2016 en Ecuador.

Los hospitales en Ecuador tienen inconvenientes estructurales, según la línea de investigación Hospitales Seguros Frente a los Desastres. Es indispensable asumir el problema y plantear soluciones para que no se pierdan más vidas en este tipo de eventos sísmicos.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318. (2011). *American Concrete Institute - Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-11*. United States of America.
- ACI 440.2R-08. (2008). *American Concrete Institute - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. United States of America.
- Anrango Cañarejo, M. R. (2015). *Análisis y Rediseño de la cimentación de un edificio en acero con aisladores sísmicos "Bloque-E del hospital regional de Ambato" Modelación en el programa ETABS*. Quito.
- Arango, S., Paz, A., & Duque, M. d. (2009). PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTANTERÍA METÁLICA. *Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 12,*, 139-154.
- ASCE7-10. (2010). *American Society of Civil Engineers*. United States of America.
- Charney, F. A. (2010). *Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-05*. ASCE PRESS.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. Mexico: PEARSON.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. México: Pearson Educación.
- Correa, C., Hinojosa, D., & Taípe, M. (Agosto de 2004). Sismicidad histórica del Ecuador cálculo de aceleraciones máximas, energía sísmica liberada y estimación de peligro sísmico. Quito, Ecuador.
- Cristian Correa, D. H. (2004). *Sismicidad Histórica Del Ecuador*. Quito.
- FEMA 356. (2000). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. United States of America.

- González, R. M. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Barcelona.
- Lituma, E., & Solís, F. (2016). *Evaluación estructural de la entidad hospitalaria "Hospital General Macas" de la ciudad de Macas - provincia del Morono Santiago, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria*. Cuenca, Ecuador.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress - Strain of Structural engineering*. ASCE.
- Mayorga Vela, C. A. (2011). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. Parte 2*. Bogotá.
- Mendoza Calva, D. A. (2012). *Sensibilidad a parámetros de modelamiento estructural e incertidumbre relacionada*. Loja.
- Ministerio de Salud Pública. (Octubre de 2007). Política Nacional de Hospitales Seguros.
- N. E. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Recuperado el 31 de Agosto de 2015, de <http://www.normaconstruccion.ec/>
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. John Wiley & Sons.
- NEC - Peligro Sísmico. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico*. Ecuador.
- NEC. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ecuador.
- Núñez, L. B. (2014). *Aislación sísmica de un edificio (análisis comparativo del comportamiento y costos con un edificio tradicional)*. Quito, Ecuador.
- OpenSees. (2012). Open System for Earthquake Engineering Simulation. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. University of California.
- Organización Panamericana de la Salud. (1997). Lecciones Aprendidas en América Latina de Mitigación de Desastres en Instalaciones de la Salud.

- Organización Panamericana de la Salud. (2000). Fundamentos de la Mitigación de Desastres en Establecimientos de la Salud.
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos de la Mitigación de Desastres en Establecimientos de la Salud*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2013). Hospitales Seguros. Sistematización de experiencias en la República Dominicana.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. d. (2006). SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES. *REvista EIA*, 105-120.
- Palomino Pulla, J. E., & Quezada Aguliar, A. L. (2017). *Análisis dinámico no lineal de "Hospital Regional Vicente Corral Moscoso" (Cuenca), Medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural*. Cuenca.
- Tapia Delgado, C. A., & Veletanga Mena, L. D. (2017). *Diseño de Aisladores Sísmicos LRB y análisis por desempeño de edificios*. Cuenca.
- Ugarte, C. (2010). *Índice de Seguridad Hospitalaria, Retos de la Gestión de Riesgos* 1-39.
- Vielma Pérez, J. C., & Mendoza, E. (2011). Respuesta sísmica de porticos de acero con diagonales concéntricas tipo. *Ingeniería UC*, 88.
- Zayas, V. (2017). *Estándar de Aislamiento Sísmico para la*. Lima.