



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

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE
CONFIGURACIÓN DE EDIFICACIONES ESENCIALES
Y SU COMPARACIÓN EN COMPORTAMIENTO,
VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL Y PROPUESTAS
DE MITIGACIÓN, CONSIDERANDO $Z = 0,3 g$**

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

Autor:

CRISTÓBAL NICOLÁS RIQUETTI TACURI

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA, ECUADOR

2018



DEDICATORIA

A mis padres, Cristóbal y Mariana, pilares fundamentales en mi vida; a mis hermanos, Juan Manuel y María Cristina, dos grandes ejemplos a seguir. Todos ustedes no son nada más y nada menos que un solo conjunto; personas de una importancia inimaginable en cada circunstancia de mi vida. Este logro es en gran parte de cada uno de ustedes y espero seguir contando con el apoyo que día a día me supieron dar a través de todos los años que recorrimos juntos esta gran aventura.

A mi motor y más grande motivación, mi pequeño ángel. Gracias por tantas bendiciones.

Cristóbal Nicolás Riquetti Tacuri



AGRADECIMIENTOS

Un eterno agradecimiento a cada uno de mis profesores, personas de gran sabiduría quienes han sabido sacar lo mejor de mí, ayudando a formarme y llegar a la que hoy es la más grande de mis metas.

En especial, un agradecimiento a mi director de tesis, Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc., fue un verdadero honor haber sido guiado por un profesional y sobre todo una gran persona como lo es usted.

A los miembros del Tribunal, Ing. Roberto Gamón Ph.D., y al Ing. Juan Carlos Malo Donoso M.Sc., por motivarme y destinar su valioso tiempo para las revisiones necesarias.

Al Ing. Francisco Xavier Flores Solano Ph.D., por su gran ayuda y tiempo brindado solventando cualquier inquietud presentada.

A cada uno de mis compañeros de clase, en especial a dos grandes amigos: Ximena y Manuel, que juntos pasamos momentos de dificultades y largas noches de desvelo, pero también muy gratos momentos en esta enorme travesía. Muchas gracias amigos.



ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE ANEXOS	ix
RESUMEN	x
ABSTRACT	x
INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES	2
OBJETIVOS	3
METODOLOGÍA	3
ESTADO DEL ARTE	4
MARCO TEÓRICO	4
CAPÍTULO I: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	5
1.1. Edificaciones con mejor comportamiento en el período de diseño	5
1.2. Edificaciones con peor comportamiento en el período de diseño	6
CAPÍTULO II: MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	7
2.1. Geometría de las configuraciones estructurales	7
2.1.1. Pórtico 1	7
2.1.2. Pórtico 2	8
2.1.3. Pórtico 3	9
2.1.4. Pórtico 4	10
2.2. Cargas gravitacionales	11
2.2.1. Cargas vivas	11
2.2.2. Cargas muertas y permanentes	11
2.3. Bases del diseño sismo resistente	12
2.4. Espectro de diseño	16
2.4.1. Espectro de diseño en un período de retorno de 475 años	19
2.4.2. Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años	19
2.5. Programación en OpenSees	20
2.5.1. Definición de la geometría	20
2.5.2. Definición y características de los materiales	20
2.5.3. Sección en fibras y comandos necesarios para la programación	20



2.6.	Modelación estructural	20
2.6.1.	Análisis modal.....	20
2.6.2.	Escalamiento de sismos.....	21
2.6.3.	Análisis estático no lineal o Pushover.....	27
2.6.4.	Análisis de vibración libre	30
2.6.5.	Análisis Pushover cíclico	32
2.6.6.	Análisis dinámico lineal o elástico.....	34
2.6.7.	Análisis dinámico no lineal o inelástico	39
2.6.7.1.	Análisis dinámico no lineal para un período de 475 años	40
2.6.7.2.	Análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años	44
CAPÍTULO III: MEDIDAS DE MITIGACIÓN		48
3.1.	Medidas de mitigación	48
3.2.	Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).....	48
3.3.	Pre dimensionamiento de los aisladores sísmicos.....	49
3.4.	Dimensionamiento del aislador	50
3.4.1.	Aislador elastomérico del pórtico 1	51
3.4.2.	Aislador elastomérico del pórtico 2	51
3.4.3.	Aislador elastomérico del pórtico 3	51
3.4.4.	Aislador elastomérico del pórtico 4	52
3.5.	Disipación de energía con aisladores sísmicos.....	52
3.6.	Análisis dinámico no lineal con aislación sísmica	53
3.6.	Desplazamientos de los aisladores	58
CONCLUSIONES		60
RECOMENDACIONES		62
BIBLIOGRAFÍA		63



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Vista isométrica del edificio 1	5
Figura 1.2: Vista isométrica del edificio 2	6
Figura 1.3: Vista isométrica del edificio 3	6
Figura 1.4: Vista isométrica del edificio 4	6
Figura 2.1: Selección y secciones del pórtico 1	7
Figura 2.2: Selección y secciones del pórtico 2	8
Figura 2.3: Selección y secciones del pórtico 3	9
Figura 2.4: Selección y secciones del pórtico 4	10
Figura 2.5: Zonas sísmicas del Ecuador.....	12
Figura 2.6: Curvas de Peligro Sísmico, cantón Macas.....	13
Figura 2.7: Espectro de diseño del cantón Macas - período de retorno de 475 años .	19
Figura 2.8: Espectro de diseño del cantón Macas - período de retorno de 2500 años	19
Figura 2.9: Ejemplo de la forma de vibración del pórtico 2	21
Figura 2.10: Sismos escogidos y comparación con el espectro de diseño de Macas.	23
Figura 2.11: Escalamiento de sismos para un período de retorno de 475 años	24
Figura 2.12: Curva Pushover con efecto Lineal y P – Delta del pórtico 1.....	29
Figura 2.13: Curva Pushover con efecto Lineal y P – Delta del pórtico 2.....	29
Figura 2.14: Curva Pushover con efecto Lineal y P – Delta del pórtico 3.....	29
Figura 2.15: Curva Pushover con efecto Lineal y P – Delta del pórtico 4.....	30
Figura 2.16: Vibración libre pórtico 1.....	31
Figura 2.17: Vibración libre pórtico 2.....	31
Figura 2.18: Vibración libre pórtico 3.....	32
Figura 2.19: Vibración libre pórtico 4.....	32
Figura 2.20: Curva histerética del pórtico 1	33
Figura 2.21: Curva histerética del pórtico 2.....	33
Figura 2.22: Curva histerética del pórtico 3.....	33
Figura 2.23: Curva histerética del pórtico 4.....	34
Figura 3.1: Períodos de una estructura con y sin aislador.....	48
Figura 3.2: Catálogo de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo	50
Figura 3.3: Curva histerética del pórtico 1 con aislador sísmico	52
Figura 3.4: Curva histerética del pórtico 2 con aislador sísmico	52
Figura 3.5: Curva histerética del pórtico 3 con aislador sísmico	53
Figura 3.6: Curva histerética del pórtico 4 con aislador sísmico	53



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Detalles y descripción del pórtico 1	8
Tabla 2.2: Detalles y descripción del pórtico 2	9
Tabla 2.3: Detalles y descripción del pórtico 3	10
Tabla 2.4: Detalles y descripción del pórtico 3	11
Tabla 2.5: Masas de cada pórtico	12
Tabla 2.6: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	13
Tabla 2.7: Períodos de retorno para 475 y 2500 años	13
Tabla 2.8: Descripción del tipo de suelo donde se emplazará las estructuras	14
Tabla 2.9: Descripción del tipo de uso de las estructuras	15
Tabla 2.10: Niveles de amenaza sísmica	16
Tabla 2.11: Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales	16
Tabla 2.12: Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs	17
Tabla 2.13: Tipos de suelo y factores de sitio Fa	17
Tabla 2.14: Tipos de suelo y factores de sitio Fd	17
Tabla 2.15: Tipos de suelo y factores de sitio Fs	18
Tabla 2.16: Factores que intervienen en el espectro de diseño	18
Tabla 2.17: Períodos de cada pórtico en rango elástico	21
Tabla 2.18: Factores de escalamiento de los sismos para el pórtico 1	25
Tabla 2.19: Factores de escalamiento de los sismos para el pórtico 2	25
Tabla 2.20: Factores de escalamiento de los sismos para el pórtico 3	26
Tabla 2.21: Factores de escalamiento de los sismos para el pórtico 4	26
Tabla 2.22: Cortante basal para períodos de retorno de 475 y 2500 años	28
Tabla 2.23: Porcentajes de sobre resistencia para el cortante basal de 475 años	30
Tabla 2.24: Porcentajes de sobre resistencia para el cortante basal de 2500 años	30
Tabla 2.25: Resultados del pórtico 1, en análisis dinámico lineal	35
Tabla 2.26: Resultados del pórtico 2, en análisis dinámico lineal	35
Tabla 2.27: Resultados del pórtico 3, en análisis dinámico lineal	37
Tabla 2.28: Resultados del pórtico 4, en análisis dinámico lineal	38
Tabla 2.29: Períodos de cada pórtico en rango inelástico	39
Tabla 2.30: Resultados del pórtico 1, en análisis dinámico no lineal para un período de 475 años	40
Tabla 2.31: Resultados del pórtico 2, en análisis dinámico no lineal para un período de 475 años	41
Tabla 2.32: Resultados del pórtico 3, en análisis dinámico no lineal para un período de 475 años	42



Tabla 2.33: Resultados del pórtico 4, en análisis dinámico no lineal para un período de 475 años.....	43
Tabla 2.34: Resultados del pórtico 1, en análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años.....	44
Tabla 2.35: Resultados del pórtico 2, en análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años.....	45
Tabla 2.36: Resultados del pórtico 3, en análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años.....	46
Tabla 2.37: Resultados del pórtico 4, en análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años.....	47
Tabla 3.1: Formulas para el pre dimensionamiento del aislador con núcleo de plomo	49
Tabla 3.2: Formulas para el dimensionamiento del aislador con núcleo de plomo ...	50
Tabla 3.3: Dimensiones del aislador para el pórtico 1	51
Tabla 3.4: Dimensiones del aislador para el pórtico 2.....	51
Tabla 3.5: Dimensiones del aislador para el pórtico 3.....	51
Tabla 3.6: Dimensiones del aislador para el pórtico 4.....	52
Tabla 3.7: Períodos de cada pórtico en rango inelástico con aislación sísmica.....	53
Tabla 3.8: Resultados del pórtico 1, con aislamiento sísmico	54
Tabla 3.9: Resultados del pórtico 2, con aislamiento sísmico	55
Tabla 3.10: Resultados del pórtico 3, con aislamiento sísmico	56
Tabla 3.11: Resultados del pórtico 4, con aislamiento sísmico	57
Tabla 3.12: Desplazamientos de los aisladores sísmicos del pórtico 1.....	58
Tabla 3.13: Desplazamientos de los aisladores sísmicos del pórtico 2.....	58
Tabla 3.14: Desplazamientos de los aisladores sísmicos del pórtico 3.....	58
Tabla 3.15: Desplazamientos de los aisladores sísmicos del pórtico 4.....	59



ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: MARCO TEÓRICO.

ANEXO 2: COMANDOS DE OPENSEES.

2.1. Definición de la geometría

2.2. Definición y características de los materiales

2.3. Secciones en fibras y comandos necesarios para la programación

ANEXO 3: CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES LRB.

3.1. Características mecánicas de los aisladores elastoméricos.

3.2. Modelado del aislamiento elastómero por modelo bilineal.



**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE CONFIGURACIÓN DE
EDIFICACIONES ESENCIALES Y SU COMPARACIÓN EN
COMPORTAMIENTO, VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL Y
PROPUESTAS DE MITIGACIÓN, CONSIDERANDO $Z = 0,3 g$**

RESUMEN

La investigación trata sobre el análisis de cuatro diferentes configuraciones estructurales teóricas, en una zona con aceleración máxima esperada de $0,3g$; y representadas cada una por el pórtico que mayores esfuerzos obtuvo, según una investigación anterior. La evaluación se realizó en OpenSees, un software libre de modelación estructural, basándose en cuatro análisis: modal, tiempo – historia, vibración libre y análisis estático no lineal; teniendo como resultados los períodos de vibración fundamental, derivas y sobre resistencia de cada uno de los pórticos bajo solicitaciones de cinco distintos espectros sísmicos. Finalmente se plantea una medida de disipación de energía, con aisladores elastoméricos, disminuyendo los esfuerzos para conseguir la funcionalidad continua de las estructuras.

Palabras clave: modal, tiempo - historia, período, derivas, disipación.

Ing. José Fernando Vázquez Calero
Director del Trabajo de Titulación

Ing. José Fernando Vázquez Calero
Director de la Escuela

Cristóbal Nicolás Riquetti Tacuri
Autor



**NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF THE CONFIGURATION OF
ESSENTIAL BUILDINGS AND THEIR COMPARISON IN BEHAVIOR,
STRUCTURAL VULNERABILITY AND MITIGATION PROPOSALS
CONSIDERING $Z = 0,3 \text{ g}$**

ABSTRACT

This research dealt with the analysis of four different theoretical structural configurations in an area with expected maximum acceleration of 0.3g. Each of these cases were represented by the porch that obtained greater efforts according to previous research. The evaluation was carried out in OpenSees free software for structural modeling, based on four analysis: modal, time - history, free vibration and nonlinear static analysis. The results were the periods of fundamental vibration, drifts and over resistance of each of the frames under stresses of five different seismic spectra. Finally, a measure of energy dissipation with elastomeric insulators was proposed in order to reduce the efforts and achieve continuous structural functionality.

Keywords: Modal, time - history, period, drifts, dissipation.

Ing. José Fernando Vázquez Calero
Thesis Director

Ing. José Fernando Vázquez Calero
Faculty Director

Cristóbal Nicolás Riquetti Tacuri
Author



Translated by

Ing. Paul Arpi



Riquetti Tacuri Cristóbal Nicolás
Trabajo de Titulación
Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc.
Mayo, 2018

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE CONFIGURACIÓN DE EDIFICACIONES ESENCIALES Y SU COMPARACIÓN EN COMPORTAMIENTO, VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL Y PROPUESTAS DE MITIGACIÓN, CONSIDERANDO $Z = 0,3 g$

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, los eventos sísmicos se han convertido en los fenómenos naturales que mayor frecuencia y destrucción han tenido en todo el mundo, debido principalmente a que ocurren sin previo aviso y con una gran rapidez, provocando miles de muertes de personas que quedan atrapadas bajo estructuras que colapsan bajo solicitaciones adicionales provocados por los movimientos catastróficos.

La actividad sísmica en el Ecuador tiene un amplio historial cuyo origen está relacionado con las condiciones tectónicas regionales y locales, y las características propias de los suelos que determinan la aceleración y la severidad de movimiento, que a su vez van a tener notable influencia sobre las estructuras, causando que el 80% de la población esté expuesta a desastres de carácter sísmico, generados por 52 fuentes sísmicas genéticas, ocho de las cuales son calificadas de alto riesgo (Ministerio de Salud Pública, 2008).

Teniendo en cuenta lo anteriormente mencionado, la presente investigación está centrado en el diseño sísmico resistente basado en el análisis no lineal de diferentes tipologías estructurales de edificaciones esenciales mediante el software libre OpenSees, que simula la respuesta sísmica de sistemas estructurales, y fue creado por “Pacific Earthquake Engineering Research Center”, además permite probar medidas de mitigación para las solicitaciones que se presentan ante un sismo de magnitud considerable, tratando de limitar las derivas máximas de las estructuras a un máximo del 0,3% de la altura de piso (Zayas, 2017).

La principal razón por la cual se determinó basarse en este tipo de análisis fue que el estudio lineal realizado por los ingenieros Cabrera Erick y Torres Mateo, presenta distintas restricciones al momento de determinar cómo se comporta la edificación ante



mayores deformaciones, limitando tanto el desarrollo del estudio, como sus conclusiones y propuestas finales.

Una vez terminada la investigación, se espera tener una base de datos que puedan ayudar a determinar la mejor configuración estructural para futuros diseños de edificaciones esenciales, considerando su geometría, dimensiones de los elementos estructurales, refuerzo de los mismos y sobre todo el tipo de suelo en el que será emplazado la estructura.

ANTECEDENTES

“Los hospitales requieren consideraciones especiales en relación con la mitigación de riesgos debido a la función que desempeñan en el medio en donde se encuentran, a sus características de ocupación y a su papel durante situaciones de desastre” (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

En América Latina, entre 1981 y 1996, ha existido un total de 93 establecimientos de salud que debido a desastres naturales, han colapsado o quedado en condiciones muy vulnerables que provocaron su desalojo y cese de funciones, provocando a más de pérdidas de vidas, también pérdidas económicas que ascienden a 3.120 millones de dólares (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

En el Ecuador, son varios los eventos sísmicos de gran intensidad que se han registrado, siendo el más reciente el del 16 de abril del 2016 que tuvo una magnitud de 7.8 grados en la escala de Richter y epicentro en la localidad costera de Pedernales, que cobró la vida de más de 600 personas, la mayoría de la región litoral de la nación, según el Informe de Situación N°65 (Secretaría Nacional de Riesgos, 2017).

Además, el mismo informe, evidenció las falencias en el diseño sismo resistente referente a las instituciones de salud, ya que fueron cinco el número de centros hospitalarios que salieron de funcionamiento luego del sismo, entre ellos el Hospital General de Manta, perteneciente al Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social.

Es por esta razón, que las estructuras, y más las consideradas esenciales como los hospitales, deben estar diseñados de tal manera que en caso de un desastre o emergencia de origen natural, como los movimientos telúricos de gran intensidad, tienen que permanecer accesibles y en continuo funcionamiento a su máxima



capacidad, siendo esta la idea principal de la política de Hospitales Seguros (Organización Mundial de la Salud, 2008).

OBJETIVOS

Objetivo general

Realizar el análisis dinámico no lineal de los modelos de edificaciones esenciales de diferente configuración estructural previamente establecido, para determinar medidas pertinentes de mitigación, que procuren el trabajo en funcionalidad continúa.

Objetivos específicos

- Evaluar el comportamiento estructural disponible dentro del rango lineal de las diferentes configuraciones estructurales para edificaciones esenciales.
- Realizar el análisis dinámico no lineal de las diferentes edificaciones esenciales usando el software OpenSees.
- Analizar y proponer medidas de mitigación para las edificaciones esenciales por configuración (ACI 318, 2011).

METODOLOGÍA

Se empezará con la recolección de información de un proyecto anteriormente realizado por los ingenieros Cabrera Bermeo Erick y Torres Rodas Mateo, quienes presentan como resultados distintos tipos de estructuras que tienen mejor y peor comportamiento frente a varias sollicitaciones en el rango lineal.

Posteriormente se procederá al análisis de dichas estructuras, con un enfoque en el rango no lineal, mediante OpenSees, el cual es un software especializado para este tipo de análisis. En este software se inicia con la modelación de las distintas estructuras esenciales, luego se ingresa los tipos de secciones y el material que se plantea utilizar en las mismas. Una vez realizado esto, se procede al ingreso de cargas propias de la estructura y las sobrecargas sísmicas que se plantean analizar y finalmente se realiza la simulación del comportamiento de las estructuras frente a sismos, ya en un estado inelástico.

Una vez conocido estos comportamientos, centrándose en los valores de deformaciones y derivas presentes, se propondrá medidas de mitigación que procuren



ayudar a solventar las exigencias solicitadas para enfrentar un evento sísmico de consideración.

ESTADO DEL ARTE

El territorio ecuatoriano se encuentra dentro de un particular movimiento tectónico, un sector del territorio forma parte de la microplaca denominada “bloque andino”, esta placa sudamericana se encuentra en interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe. Por otra parte, la región sur del Ecuador, se encuentra en interacción entre la placa Sudamericana y la placa Nazca. Las cuales están regidas por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca), y de tipo corticales (superficiales) (Quininde & Martínez, 2016).

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

Dada la relevancia de los hospitales para la recuperación de una comunidad golpeada por un sismo, puede decirse que en su planificación debe considerarse múltiples aspectos que abarcan desde la ubicación, mantenimiento adecuado, hasta la instalación de equipos y elementos no estructurales diversos, pasando por los requisitos de resistencia estructural (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

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 de las instituciones de salud investigadas.

Para edificaciones esenciales y/o peligrosas según (NEC - Pelígro Sísmico, 2014), es necesario realizar un análisis del sistema de miembros estructurales y no estructurales de manera más exigente, a nivel del rango inelástico, y así confirma el (ACI 318, 2011).

MARCO TEÓRICO

Remitirse al Anexo 1



CAPÍTULO I: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

La recopilación de información necesaria para la presente investigación, fue obtenida en base a la investigación anteriormente realizada por los ingenieros Cabrera Bermeo Erick y Torres Rodas Mateo, quienes se centran en el análisis lineal de diversas edificaciones que varían tanto en su geometría, así como en las distintas características de los elementos estructurales que los conforman, siempre teniendo en cuentas los requerimientos mínimos que exigen las normas de construcción ecuatoriana y códigos internacionales.

Los datos resultantes del estudio realizado por los ingenieros Cabrera y Torres, concluyen que existen estructuras que tienen mejor y peor comportamiento ante estas consideraciones:

- Aceleración de diseño
- Cortante basal
- Cuantía de obra
- Derivas
- Período de diseño

Siendo el último ítem el requerido para este proyecto, presentando los siguientes pórticos de edificaciones esenciales y sus configuraciones estructurales.

1.1. Edificaciones con mejor comportamiento en el período de diseño

- Edificio 1

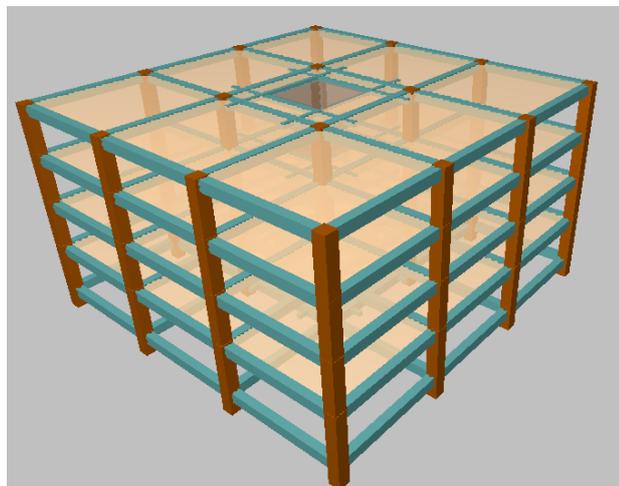


Figura 1.1: Vista isométrica del edificio 1
Fuente: (Cabrera & Torres, 2016)



- **Edificio 2**

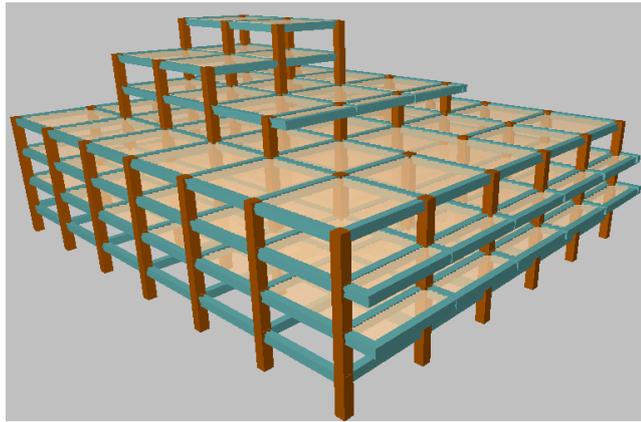


Figura 1.2: Vista isométrica del edificio 2
Fuente: (Cabrera & Torres, 2016)

1.2. Edificaciones con peor comportamiento en el período de diseño

- **Edificio 3**

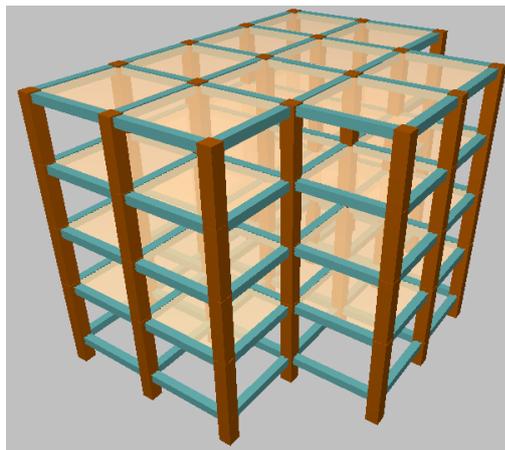


Figura 1.3: Vista isométrica del edificio 3
Fuente: (Cabrera & Torres, 2016)

- **Edificio 4**

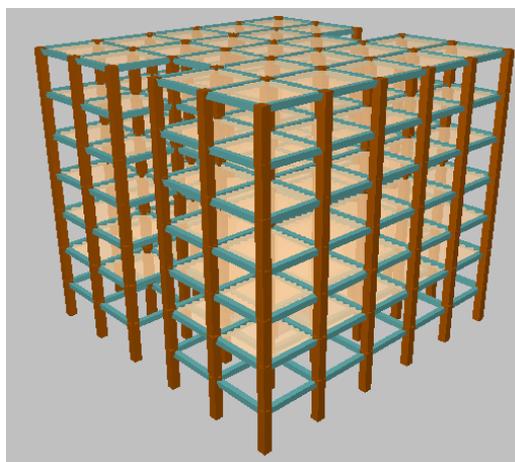


Figura 1.4: Vista isométrica del edificio 4
Fuente: (Cabrera & Torres, 2016)

CAPÍTULO II: MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1. Geometría de las configuraciones estructurales

Para poder realizar la programación en el software OpenSees, es necesario saber la geometría propia de los edificios tratados en el Capítulo I, así como las secciones y refuerzos de los elementos que los conforman. Cabe recalcar que no se tomó en cuenta el nivel de cimentación, ya que este se encuentra restringido en todas sus direcciones.

Cada una de las edificaciones, fueron analizadas pórtico a pórtico, con el fin de encontrar el más desfavorable, es decir, el que mayor momento y cortante presentaban, y por lo tanto, tener el pórtico que, en el caso de un evento sísmico, pueda ser el que presente mayores problemas.

2.1.1. Pórtico 1

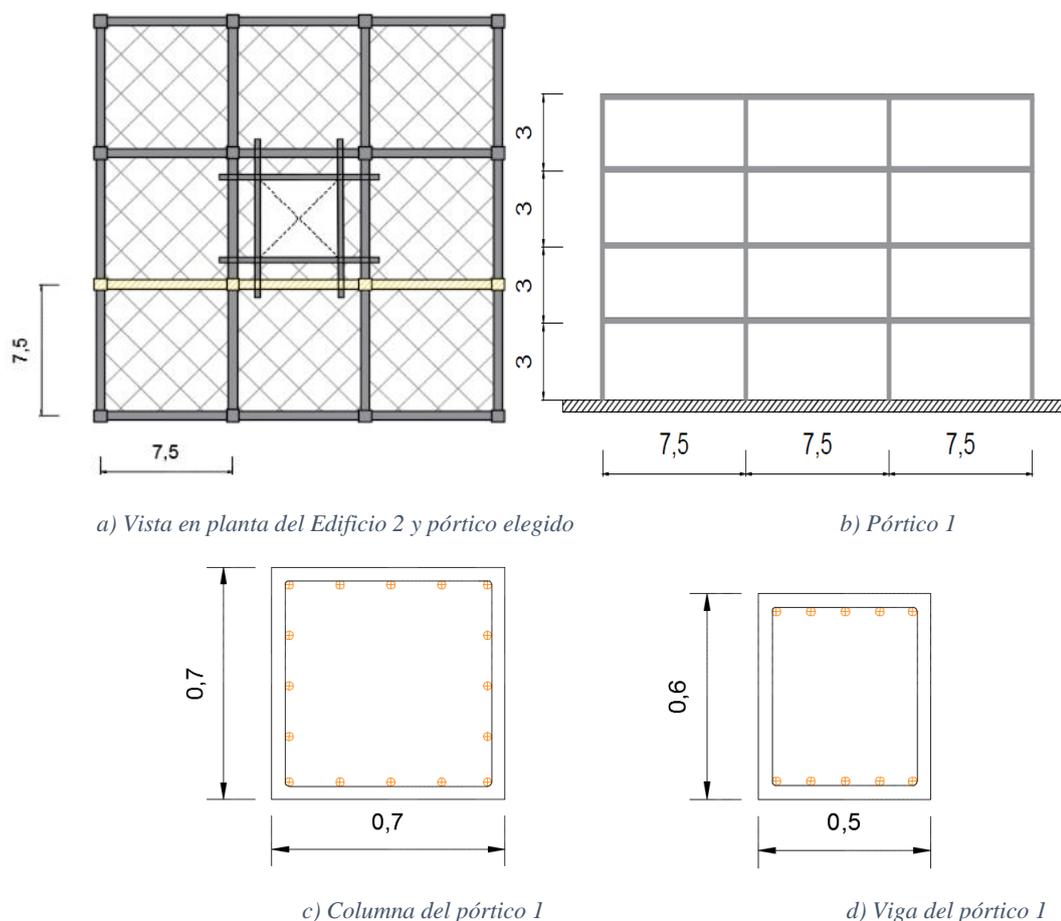


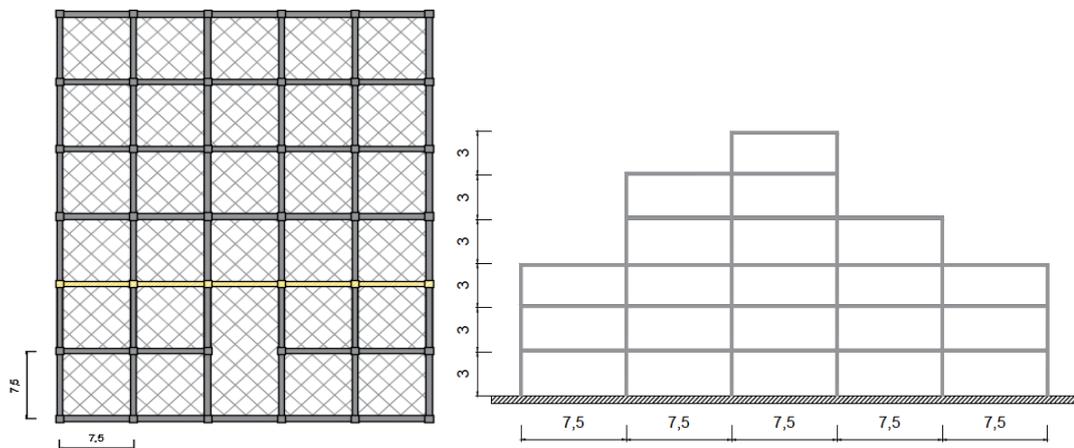
Figura 2.1: Selección y secciones del pórtico 1
Fuente: Autor

Tabla 2.1: Detalles y descripción del pórtico 1

Descripción del pórtico 1	
•	Las luces son de 7,5 metros.
•	La altura de entre piso, en todos los niveles es de 3 metros.
•	Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$
•	Límite de fluencia del acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
•	Recubrimiento de 4 cm.
•	Las columnas tienen una sección de 70 x 70 cm. <ul style="list-style-type: none"> •  16 varillas de $\varnothing = 25 \text{ mm}$.
•	Las vigas tienen una sección de 50 x 60 cm. <ul style="list-style-type: none"> •  10 varillas de $\varnothing = 25 \text{ mm}$.

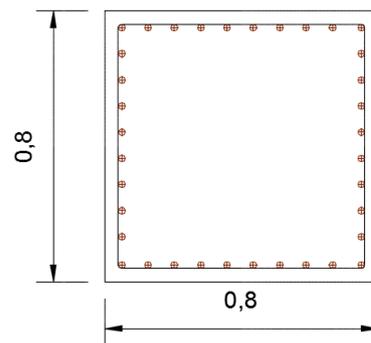
Fuente: Autor

2.1.2. Pórtico 2

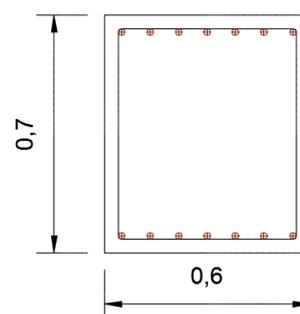


a) Vista en planta del Edificio 2 y pórtico elegido

b) Pórtico 2



c) Columna del pórtico 2



d) Viga del pórtico 2

Figura 2.2: Selección y secciones del pórtico 2

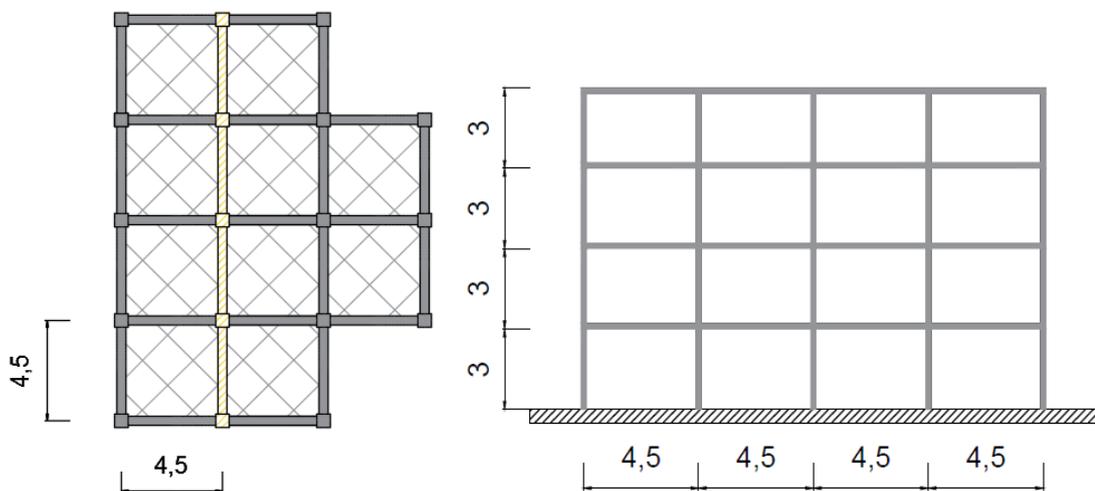
Fuente: Autor

Tabla 2.2: Detalles y descripción del pórtico 2

Descripción del pórtico 2	
•	Las luces son de 7,5 metros.
•	La altura de entre piso, en todos los niveles es de 3 metros.
•	Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$
•	Límite de fluencia del acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
•	Recubrimiento de 4 cm.
•	Las columnas tienen una sección de 80 x 80 cm. <ul style="list-style-type: none"> • 36 varillas de $\phi = 20 \text{ mm}$.
•	Las vigas tienen una sección de 60 x 70 cm. <ul style="list-style-type: none"> • 14 varillas de $\phi = 20 \text{ mm}$.

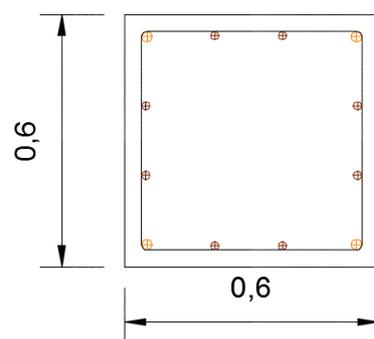
Fuente: Autor

2.1.3. Pórtico 3

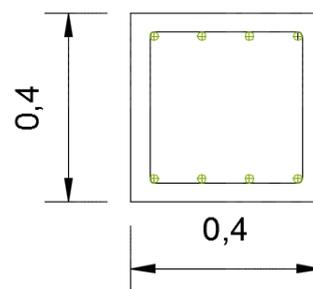


a) Vista en planta del Edificio 3 y pórtico elegido

b) Pórtico 3



c) Columna del pórtico 3



d) Viga del pórtico 3

Figura 2.3: Selección y secciones del pórtico 3

Fuente: Autor

Tabla 2.3: Detalles y descripción del pórtico 3

Descripción del pórtico 3	
•	Las luces son de 4,5 metros.
•	La altura de entre piso, en todos los niveles es de 3 metros.
•	Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$
•	Límite de fluencia del acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
•	Recubrimiento de 4 cm.
•	Las columnas tienen una sección de 60 x 60 cm. <ul style="list-style-type: none"> • 4 varillas de $\varnothing = 25 \text{ mm}$. (Esquinas) • 8 varillas de $\varnothing = 20 \text{ mm}$. (Intermedias)
•	Las vigas tienen una sección de 40 x 40 cm. <ul style="list-style-type: none"> • 8 varillas de $\varnothing = 18 \text{ mm}$. (Intermedias)

Fuente: Autor

2.1.4. Pórtico 4

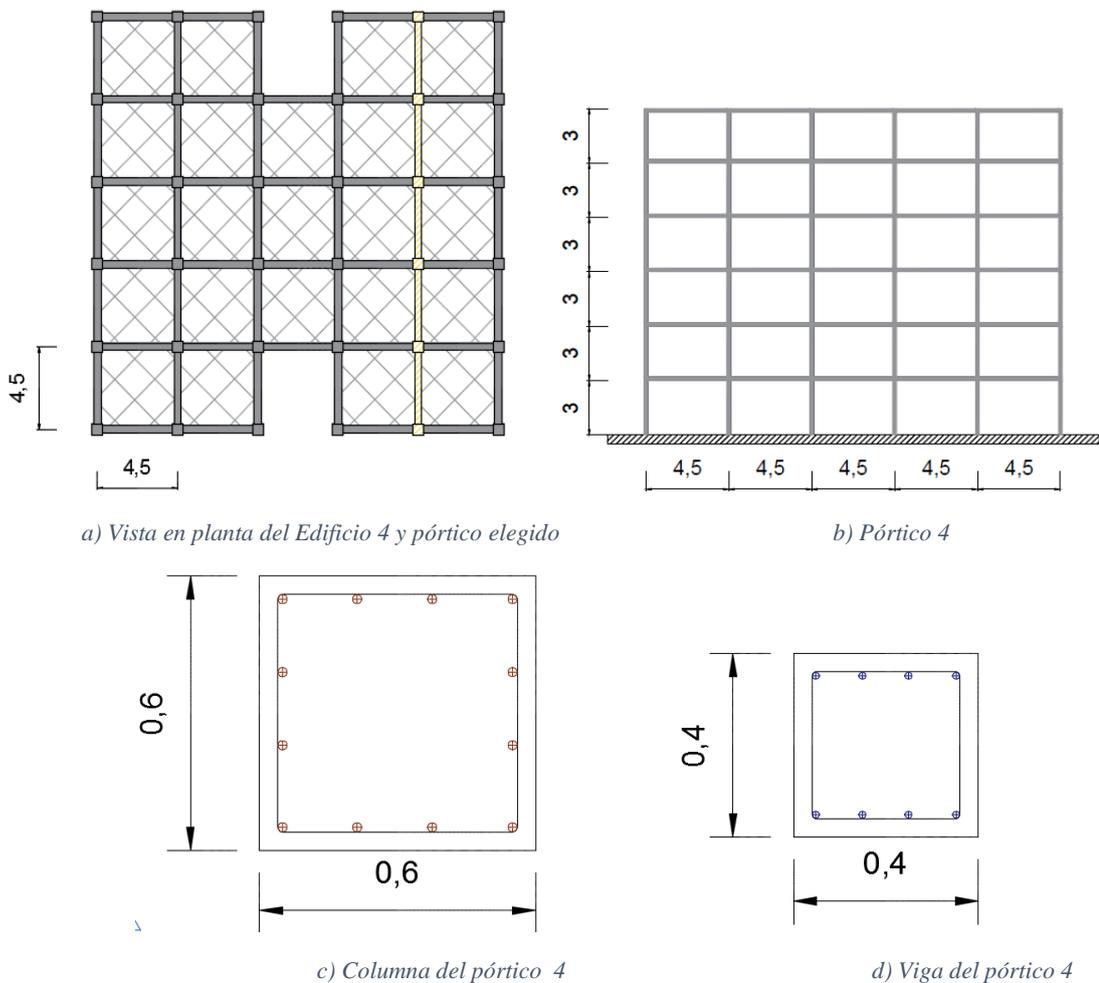


Figura 2.4: Selección y secciones del pórtico 4

Fuente: Autor



Tabla 2.4: Detalles y descripción del pórtico 3

Descripción del pórtico 4
<ul style="list-style-type: none">• Las luces son de 4,5 metros.• La altura de entre piso, en todos los niveles es de 3 metros.• Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$• Límite de fluencia del acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$• Recubrimiento de 4 cm.• Las columnas tienen una sección de 60 x 60 cm.<ul style="list-style-type: none">•  16 varillas de $\varnothing = 20 \text{ mm}$.• Las vigas tienen una sección de 40 x 40 cm.<ul style="list-style-type: none">•  8 varillas de $\varnothing = 16 \text{ mm}$.

Fuente: Autor

2.2. Cargas gravitacionales

En una estructura, las cargas gravitacionales consisten en las cargas vivas y cargas muertas propias.

2.2.1. Cargas vivas

Para el cálculo de la carga viva “L” han sido consideradas las siguientes cargas:

- Corredores PB: 480 kg/m^2
- Terrazas: 480 kg/m^2

Estos valores, para hospitales, son los de mayor magnitud, debido a que cada estructura se someterá a las peores condiciones posibles. (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)

2.2.2. Cargas muertas y permanentes

Para el cálculo de la carga muerta “D” han sido consideradas las siguientes cargas:

- Losas: 350 kg/m^2 .
- Paredes: 140 kg/m^2 .
- Cerámica: 50 kg/m^2 .

Con las cargas gravitacionales establecidas, se obtiene las masas de cada pórtico, estableciendo el área de carga tributaria para cada caso. Nótese que en el pórtico 3 se determinaron cuatro masas, debido a la variación geométrica que tiene en altura.

Tabla 2.5: Masas de cada pórtico

Pórtico	Masa 1 (tnf)	Masa 2 (tnf)	Masa 3 (tnf)	Masa 4 (tnf)
Pórtico 1	76,95	-	-	-
Pórtico 2	39,96	-	-	-
Pórtico 3	128,25	76,95	51,35	26,25
Pórtico 4	45,95	-	-	-

Fuente: Autor

2.3. Bases del diseño sismo resistente

Los procedimientos y requisitos descritos en la NEC se determinan considerando:

- La zona sísmica del Ecuador donde se construirá la estructura
 - Factor de zona Z
 - Curvas de Peligro Sísmico

El territorio nacional está dividido en seis zonas sísmicas, y cada una determina un valor de aceleración sísmica propia para cada lugar. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

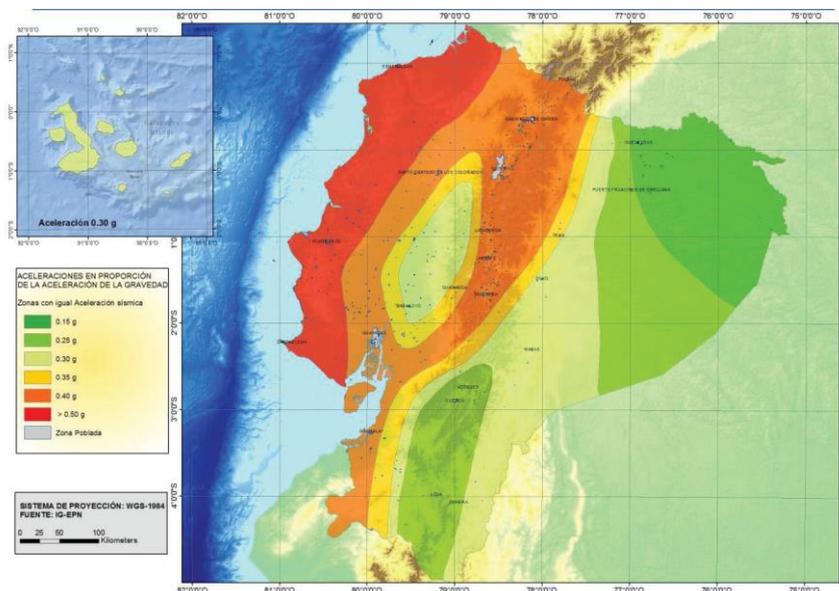


Figura 2.5: Zonas sísmicas del Ecuador

Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

En la siguiente tabla, se encuentra sintetizado los valores de Z para cada zona sísmica, estos valores son el resultado del estudio de peligro sísmico para esta localidad, para un 10% de excedencia en 50 años, es decir, para un período de retorno de 475 años. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)



Tabla 2.6: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

El cantón oriental Macas, fue el escogido como el lugar en donde se emplazará las estructuras.

A continuación, se presenta la gráfica de las curvas de peligro sísmico del mismo cantón obtenido de la NEC, donde se comprobó que el valor de aceleración sísmica propia del suelo en este lugar es $Z = 0.3g$. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

Este valor fue obtenido al trazar una horizontal desde el valor de la tasa anual de excedencia ($1/475$), siendo este el inverso del período de retorno, hasta la curva de color negro PGA (Aceleración sísmica del terreno), y de esta manera la abscisa de esta intersección sería nuestro valor de Z.

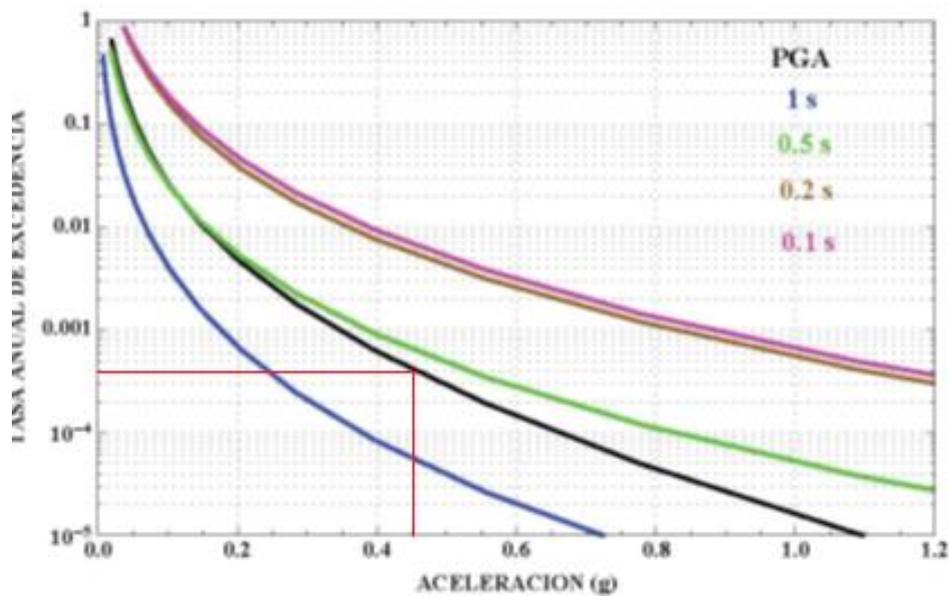


Figura 2.6: Curvas de Peligro Sísmico, cantón Macas

Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

De la misma manera, obtenemos el valor de la aceleración sísmica del suelo para un período de retorno de 2500 años.



Tabla 2.7: Períodos de retorno para 475 y 2500 años

Período de Retorno	Valor factor Z
475 años	0,30
2500 años	0,45

Fuente: Autor

- Las características del suelo del sitio de emplazamiento.

Al igual que las zonas sísmicas, existen seis tipos de perfiles de suelo, y los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 metros superiores del tipo de perfil. (NEC - Pelígro Sísmico, 2014). En el sitio seleccionado el perfil de terreno es del tipo C, que se detalla a continuación.

Tabla 2.8: Descripción del tipo de suelo donde se emplazará las estructuras.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50,0$ $S_u \geq 50 \text{ KPa}$

Fuente: (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)



- El tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Tabla 2.9: Descripción del tipo de uso de las estructuras

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5

Fuente: (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)

- Las estructuras de uso normal deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia, la sobre resistencia estructural inherente y la ductilidad de la estructura. (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)
- Para las estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales, además de los requisitos aplicables a las estructuras de uso normal, se aplicarán verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de amenaza sísmica, con el fin de elevar el nivel de protección de este tipo de estructuras. (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)



Tabla 2.10: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de Sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Períodos de Retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0,01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0,00444
3	Raro (severo)	10%	475	0,00211
4	Muy raro	2%	2500	0,00040

Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

- También, en las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, para limitación de daño y colapso.

Tabla 2.11: Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales.

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0,00211
Colapso	Si	Si	0,00004

Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

- La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño (NEC - Peligro Sísmico, 2014)
 - El nivel de desempeño sísmico.
 - El tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse.
 - Los métodos de análisis a ser empleados.
 - Método de diseño basado en fuerzas (DBF).
 - Método de diseño basado en desplazamientos (DBD)

2.4. Espectro de diseño

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - Peligro Sísmico, 2014). “El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura” (p.9). A continuación se presentan varios coeficientes de ampliación del suelo, necesarios para determinar el espectro de diseño.



Tabla 2.12: Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

Factor	Definición
Fa	Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.
Fd	Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.
Fs	Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Fuente: (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)

Tabla 2.13: Tipos de suelo y factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1,0	0,85
F	Este tipo de perfil requiere una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico.					

Fuente: (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)

Tabla 2.14: Tipos de suelo y factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06



D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	Este tipo de perfil requiere una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico.					

Fuente: (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)

Tabla 2.15: Tipos de suelo y factores de sitio Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,994	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Este tipo de perfil requiere una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico.					

Fuente: (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)

Tabla 2.16: Factores que intervienen en el espectro de diseño

Factor	Descripción
H	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
R	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto. <ul style="list-style-type: none"> - $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E. - $r = 1.5$ para tipo de suelo E.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica. <p>$R=8$ (Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas).</p> <p>$R=1$ (Para realizar análisis inelástico, no se reduce la resistencia sísmica).</p>

Fuente: (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)



2.4.1. Espectro de diseño en un período de retorno de 475 años

Factor	Valor
Z	0.3
η	2.6
r	1
I	1.5
Fa	1.25
Fd	1.19
Fs	1.02
R	1-8

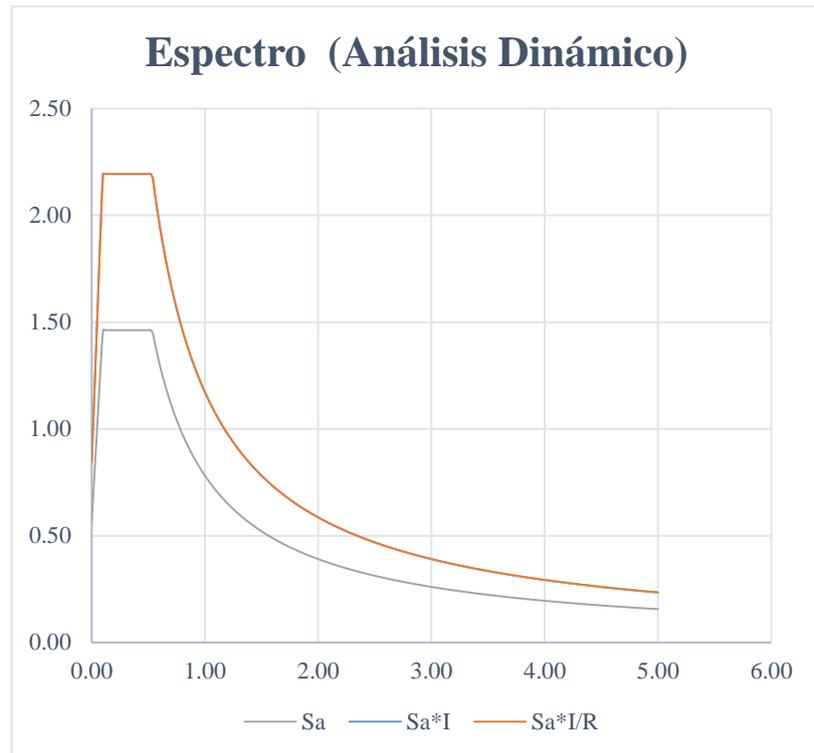


Figura 2.7: Espectro de diseño del cantón Macas - período de retorno de 475 años
Fuente: Autor

2.4.2. Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años

Factor	Valor
Z	0.45
η	2.6
r	1
I	1.5
Fa	1.25
Fd	1.19
Fs	1.02
R	1

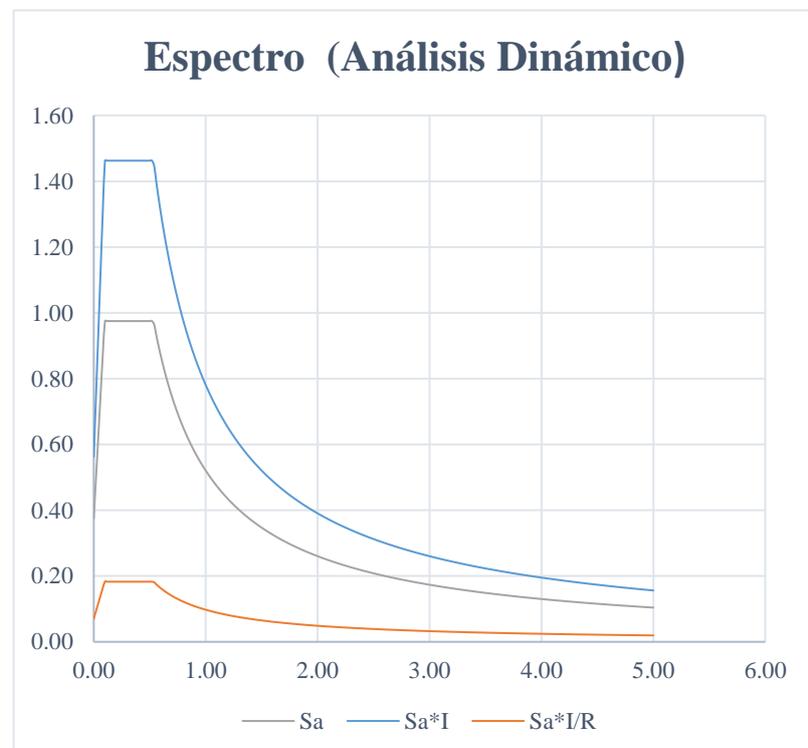


Figura 2.8: Espectro de diseño del cantón Macas - período de retorno de 2500 años
Fuente: Autor



2.5. Programación en OpenSees

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), es un software de código abierto orientado a la simulación de la respuesta sísmica de una estructura y sistemas geotécnicos, sometidos a eventos sísmicos, el método que se usa es basado en elementos finitos, por lo cual uno de las primeras etapas para la modelación es subdividir el sistema en elementos y nudos, para de esta manera poder definir la acción de cargas y las restricciones nodales (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2014).

El lenguaje de interpretación TCL “Tool Command Language” es un lenguaje de programación tipo “script” dinámico muy poderoso y fácil de aprender, creado por Jonh Ousterhout en la Universidad de Berkeley, se utiliza para soporte de los comandos de OpenSees, el cual se usa para la definición de la geometría, cargas, materiales, etc. (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2014).

2.5.1. Definición de la geometría

Remitirse al Anexo 2, sección 2.1

2.5.2. Definición y características de los materiales

Consultar Anexo 2, sección 2.2

2.5.3. Sección en fibras y comandos necesarios para la programación

Referirse al Anexo 2, sección 2.3

2.6. Modelación estructural

2.6.1. Análisis modal

El análisis modal es una técnica de análisis dinámico de estructuras que tiene como objetivo la estimación de propiedades dinámicas como las frecuencias y los períodos de vibración. También se utiliza como método de monitorización de la vida estructural (SHM), es decir, cuando una estructura sufre daños, su rigidez disminuye y eso afecta a sus frecuencias y por lo tanto afecta a su manera de vibrar. Este cambio es detectable y comparable con un estado de referencia inicial de la estructura libre de daño (Lasagni, 2015).

Para determinar los períodos de vibración de los pórticos seleccionados, se realizó la programación en el software OpenSees. Para ello es necesario definir primero la geometría de cada estructura, los elementos que la conforman, así como sus materiales,



características y armados de refuerzo, todo esto utilizando los comandos anteriormente analizados en la sección 2.5.

Es importante recalcar que para los resultados, las secciones de cada elemento estructural, columnas y vigas, fueron afectadas con factores de agrietamiento de 0,8 y 0,5 respectivamente (NEC - Pelígro Sísmico, 2014)

Tabla 2.17: Períodos de cada pódico en rango elástico

Pódico	Período T (s)
Pódico 1	0,652
Pódico 2	0,591
Pódico 3	0,632
Pódico 4	0,991

Fuente: Autor

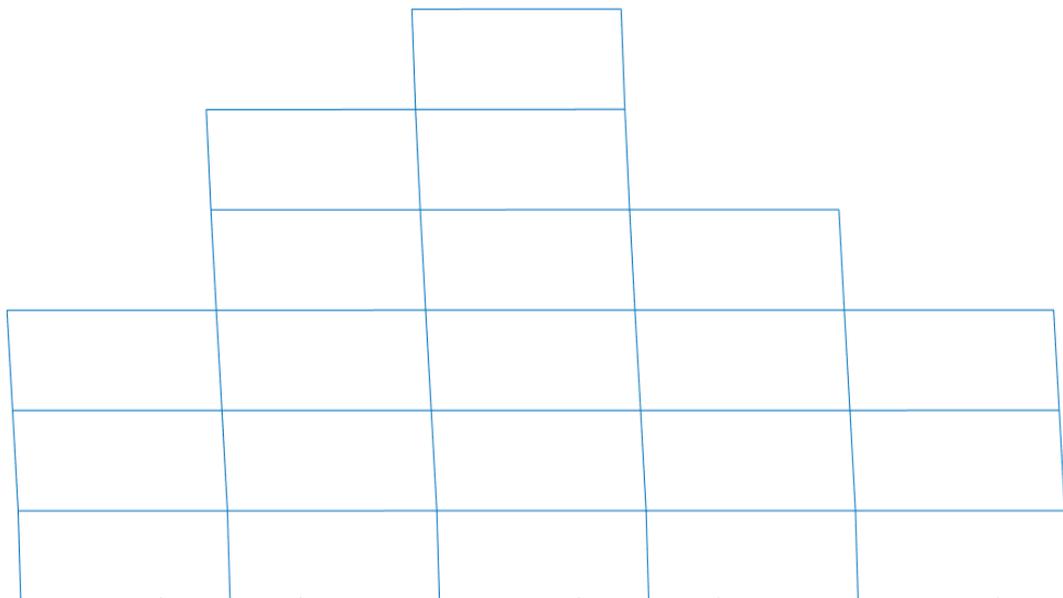


Figura 2.9: Ejemplo de la forma de vibración del pódico 2

Fuente: Autor

2.6.2. Escalamiento de sismos

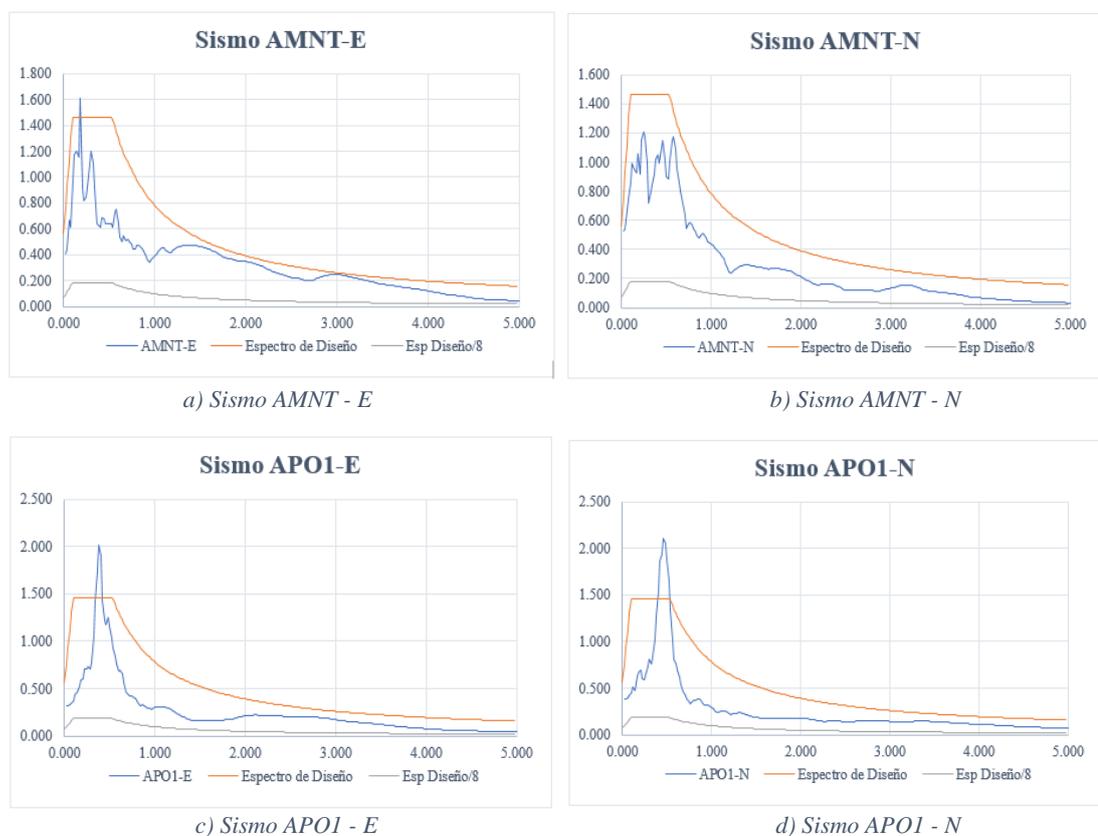
Según la (ASCE 7, 2010) menciona que se deben escoger al menos tres registros para realizar un análisis, es así como para el presente estudio se han seleccionado cinco registros representativos del lugar basándonos en la forma espectral de estos en relación con el espectro de diseño de la zona seleccionada. Y se utilizó un enfoque de dos pasos para el escalamiento de cada sismo según (Charney, 2010).

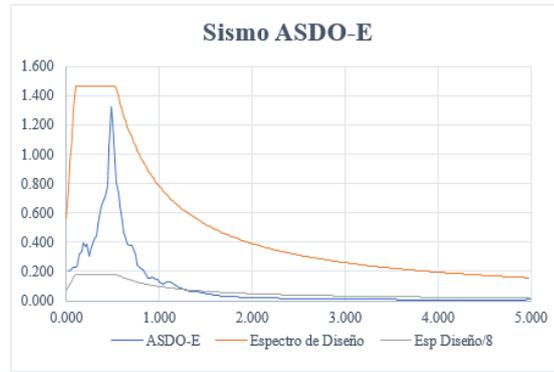


En el escalamiento se deben encontrar los factores FPS, necesarios para realizar los análisis dinámico y lineal, de tal manera que los sismos tenga un punto en común, en el período de diseño y período de vibración. Además, obtener un sismo promedio entre los cinco sismos seleccionados (Guamán, 2017). Este promedio no debe ser menos al espectro de diseño en ningún punto a lo largo del rango que va entre $0,2T$ y $1,5T$ (NEC - Pelígro Sísmico, 2014).

El período fundamental se entiende que viene determinado por parte de cada uno de los modelos estructurales, determinados en la sección 2.6.1, por lo tanto debemos escalar los cinco registros para cada estructura y para cada tipo de análisis que se realizará posteriormente, tales como: análisis dinámico lineal con secciones agrietadas, análisis dinámico no lineal con períodos de retorno de 475 y 2500 años y los mismos análisis con la implementación de medidas de mitigación.

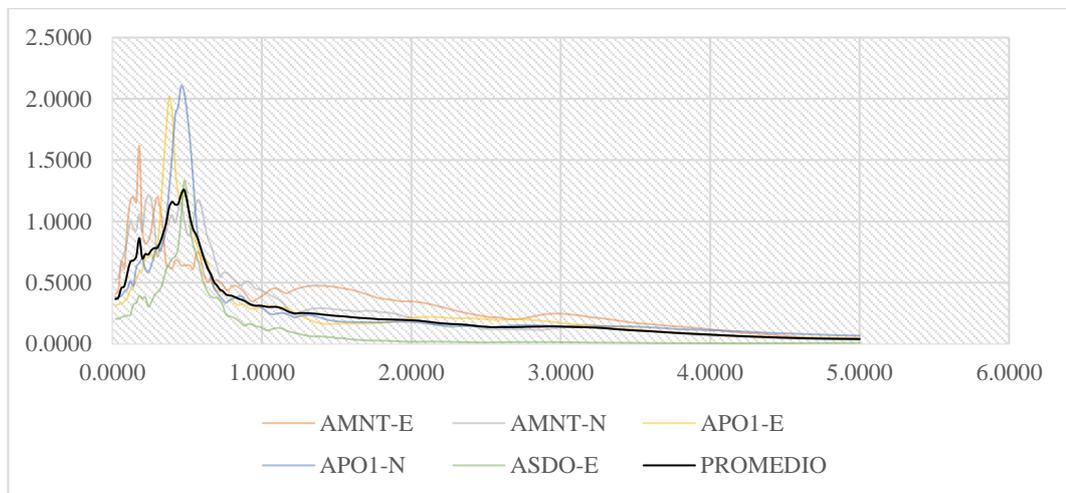
A continuación, en la figura 2.10 se presenta los espectros de cada sismo seleccionado, mientras que en la figura 2.11, el escalamiento de ellos en el rango elástico para un período de retorno de 475 años.



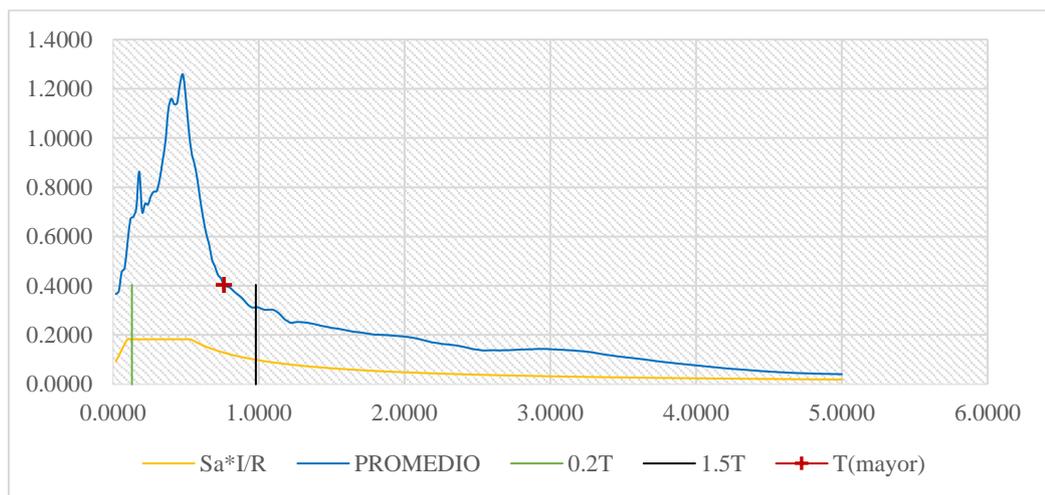


e) Sismo ASDO – E

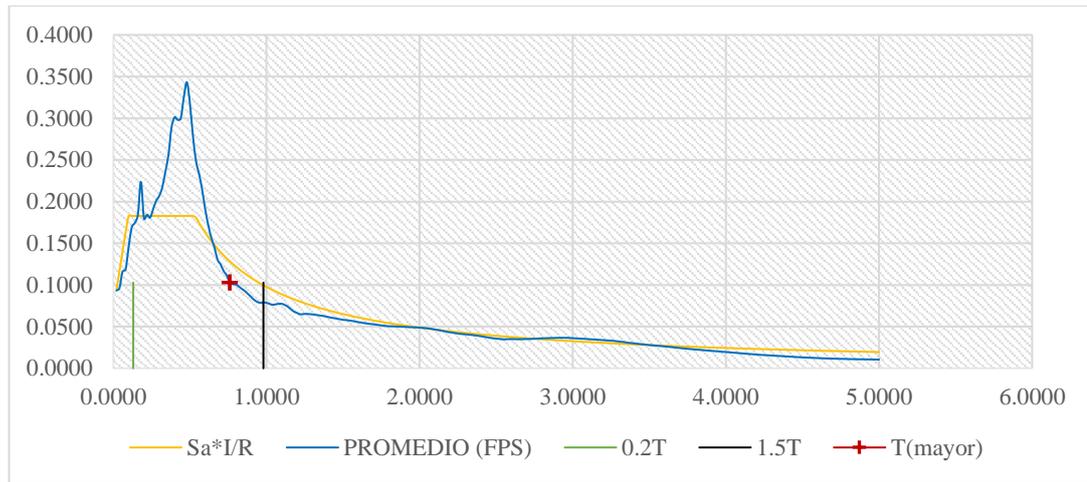
Figura 2.10: Sismos escogidos y comparación con el espectro de diseño de Macas
Fuente: Autor



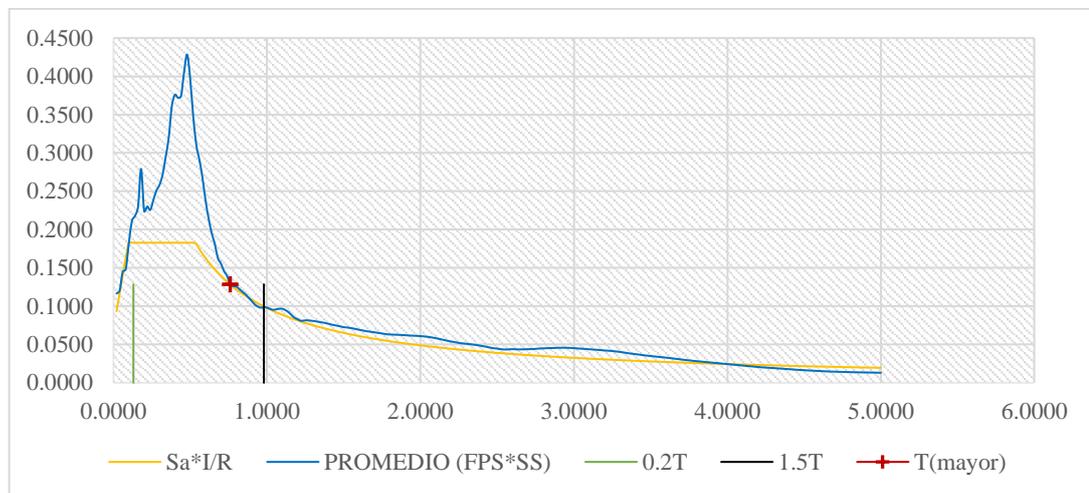
a) Sismos seleccionados sin escalar.



b) Promedio de los sismos seleccionados sin escalar en comparación al espectro de diseño del cantón Macas



c) Promedio de los sismos seleccionados, multiplicados por el factor FPS en comparación al espectro de diseño del cantón Macas



d) Promedio de los sismos seleccionados, multiplicado por los factores FPS y SS, en comparación al espectro de diseño del cantón Macas

Figura 2.11: Escalamiento de sismos para un período de retorno de 475 años

Fuente: Autor

Se debe entender además que cada movimiento tiene su propio valor de escala, por lo que se tendrá infinitas maneras de escalamiento.

A continuación, se muestran todos los resultados de los valores escalados para cada análisis realizado, de cada uno de los pórticos, con y sin aisladores:

**- Factores de escalamiento para el pórtico 1**

Tabla 2.18: Factores de escalamiento de los sismos para el pórtico 1

Registros	Factores FCS en Análisis Dinámicos			
	Elástico 475 años	Inelástico 475 años	Inelástico 2500 años	
			Sin aislador	Con aislador
AMNT-E	0,35364	3,44430	5,16646	2,62608
AMNT-N	0,22678	2,47832	3,71748	3,15185
APO1-E	0,31289	2,08048	3,12072	3,88690
APO1-N	0,32793	1,28937	1,93406	4,84856
ASDO-E	0,46684	2,16287	3,24431	9,26576

Fuente: Autor

- Factores de escalamiento para el pórtico 2

Tabla 2.19: Factores de escalamiento de los sismos para el pórtico 2

Registros	Factores FCS en Análisis Dinámicos			
	Elástico 475 años	Inelástico 475 años	Inelástico 2500 años	
			Sin aislador	Con aislador
AMNT-E	0,35364	4,37184	6,55803	2,68317
AMNT-N	0,22678	2,44098	3,70484	3,29924
APO1-E	0,31289	2,39060	3,56049	3,88140
APO1-N	0,32793	1,33201	2,00252	4,67000
ASDO-E	0,46684	2,70869	3,95143	9,03871

Fuente: Autor



- Factores de escalamiento para el pórtico 3

Tabla 2.20: Factores de escalamiento de los sismos para el pórtico 3

Registros	Factores FCS en Análisis Dinámicos			
	Elástico 475 años	Inelástico 475 años	Inelástico 2500 años	
			Sin aislador	Con aislador
AMNT-E	0,38746	3,67937	5,51905	3,18611
AMNT-N	0,22395	2,57243	3,85864	2,99498
APO1-E	0,30053	1,34939	2,02408	4,44171
APO1-N	0,30940	2,32141	3,48212	3,70295
ASDO-E	0,45847	3,88661	5,82991	8,08955

Fuente: Autor

- Factores de escalamiento para el pórtico 4

Tabla 2.21: Factores de escalamiento de los sismos para el pórtico 4

Registros	Factores FCS en Análisis Dinámicos			
	Elástico 475 años	Inelástico 475 años	Inelástico 2500 años	
			Sin aislador	Con aislador
AMNT-E	0,25981	2,17501	3,26252	2,11162
AMNT-N	0,22932	1,94202	2,91303	3,86491
APO1-E	0,33782	2,95564	4,43346	3,89322
APO1-N	0,33861	2,76977	4,15465	4,26847
ASDO-E	0,74974	4,77807	7,16711	9,91569

Fuente: Autor



2.6.3. Análisis estático no lineal o Pushover

El análisis Pushover de una estructura consiste en aplicar cargas laterales incrementales las cuales representarán fuerzas inducidas por un sismo y cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta que alcance cierto valor de carga (Nikam & Kalurkar, 2016). Normalmente la parte superior de la estructura se usa como indicador del punto de máximo de desplazamiento objetivo y el análisis procede a detenerse (Mohammad & Hesamoldin, 2015).

- Efectos P –Delta

Son los efectos combinados de las cargas de gravedad que actúan en conjunto con derivas lateral debido a las fuerzas sísmicas, estos efectos son causados por las cargas de gravedad que actúan a través de la configuración deformada de un edificio y el resultado en un aumento de los desplazamientos laterales (FEMA 356, 2000).

- Cortante basal de diseño

Es la fuerza total de diseño por cargas laterales que se aplican en la base de la estructura, que son resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción. Para encontrar el cortante basal de diseño V se consideran dos variantes, la primera con un período de retorno de 475 años y la segunda con un período de retorno de 2500 años la cual se determinará con la fórmula establecido por la norma (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde:

$S_a(T_a)$	espectro de diseño en aceleración.
ϕ_P y ϕ_E	coeficiente de configuración en planta y elevación.
I	coeficiente de importancia.
R	factor de reducción de resistencia sísmica.
V	cortante basal total de diseño.
W	carga sísmica reactiva.
T_a	período de vibración.



A continuación se presenta la tabla con los datos usados para determinar el cortante basal tanto con un período de retorno de 475 y 2500 años de los pórticos seleccionados.

Tabla 2.22: Cortante basal para períodos de retorno de 475 y 2500 años

Factor	Cortante basal 475 años				Cortante basal 475 años			
	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4
I	1,00				1,00			
Op	0,90	1,00	0,90	0,90	0,90	1,00	0,90	0,90
Oe	1,00	0,90	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00
R	8,00				8,00			
W	386,72	692,67	197,84	367,08	386,72	692,67	197,84	367,08
D	386,72	692,67	197,84	367,08	386,72	692,67	197,84	367,08
L	0,00				0,00			
Ta	0,51	0,74	0,51	0,74	0,51	0,74	0,51	0,74
H	12,00	18,00	12,00	18,00	12,00	18,00	12,00	18,00
Ct	0,055				0,055			
alpha	0,09				0,09			
Sa	1,4630				2,1940			
V (tnf)	78,58	140,75	40,20	74,59	117,89	211,07	60,29	111,86

Fuente: Autor

El valor del coeficiente de importancia I se considera uno (1) ya que el espectro de diseño fue afectado por 1,5 al inicio del análisis considerando que Sa (Ta) representa un valor dentro del espectro de diseño y el cual fue afectado anteriormente.

Con los pórticos seleccionados se realizó la modelación en OpenSees, contando con la información utilizada para el análisis modal e incluyendo las acciones laterales y gravitacionales, se puede observar la gráfica de la curva de capacidad la cual permite la evaluación del daño en la estructura por deformación máxima.



- **Curva de capacidad del pórtico 1**

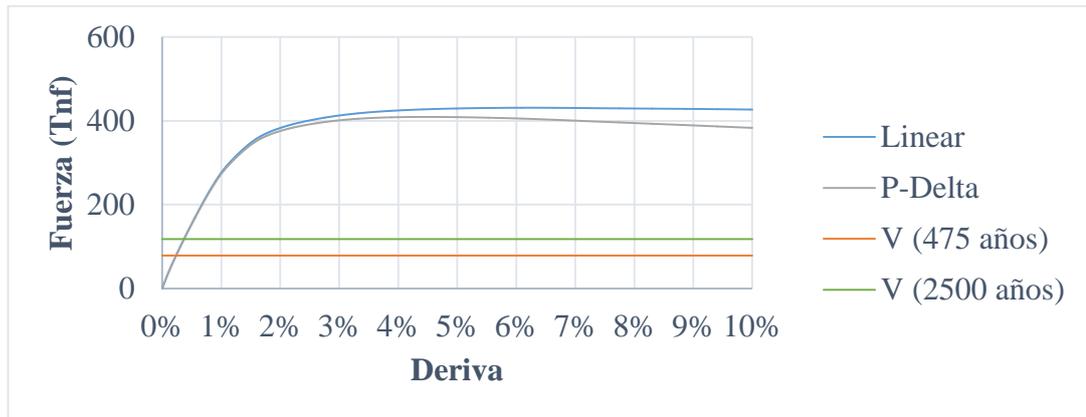


Figura 2.12: Curva Pushover con efecto Lineal y P – Delta del pórtico 1
Fuente: Autor

- **Curva de capacidad del pórtico 2**



Figura 2.13: Curva Pushover con efecto Lineal y P – Delta del pórtico 2
Fuente: Autor

- **Curva de capacidad del pórtico 3**

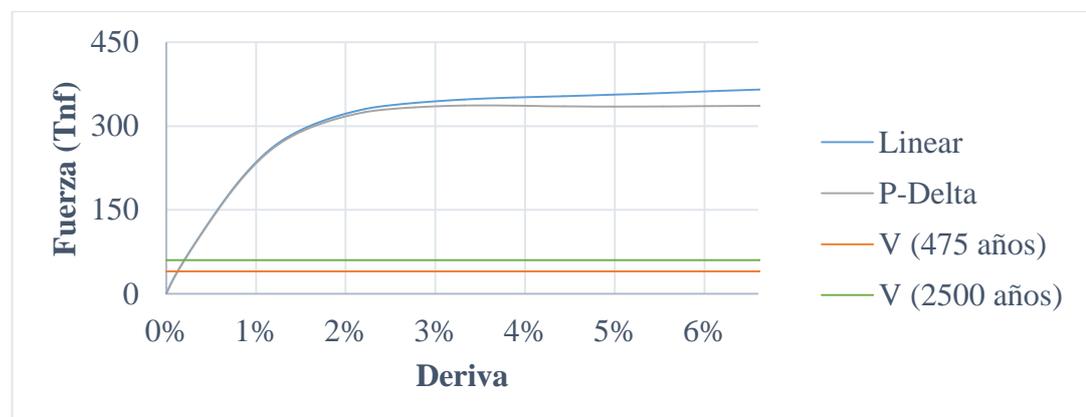


Figura 2.14: Curva Pushover con efecto Lineal y P – Delta del pórtico 3
Fuente: Autor

- **Curva de capacidad del pórtico 4**

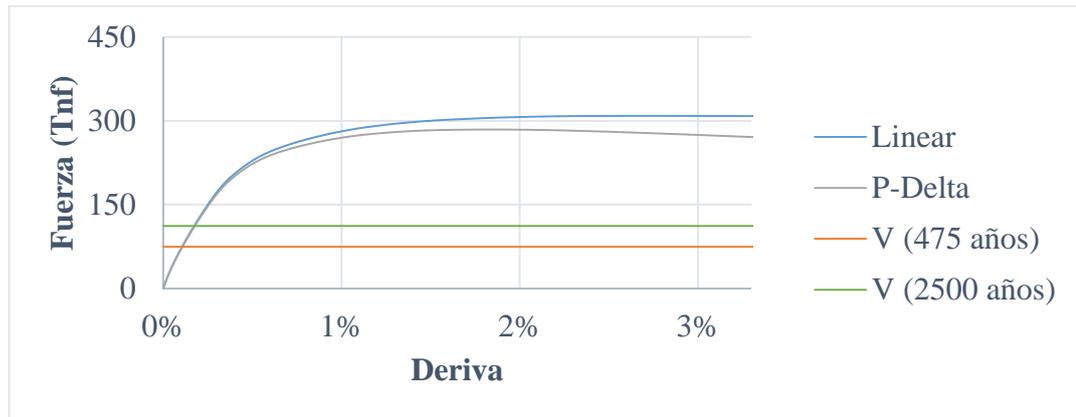


Figura 2.15: Curva Pushover con efecto Lineal y P – Delta del pórtico 4
Fuente: Autor

Con los resultados obtenidos del análisis Pushover se pudo obtener los diferentes porcentajes de sobre resistencia que tienen las diferentes estructuras para soportar el cortante basal de diseño V.

Tabla 2.23: Porcentajes de sobre resistencia para el cortante basal de 475 años

V (tnf)	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4
Pórtico	409,24	721,32	338,30	284,38
475 años	78,58	140,75	40,20	74,59
Excedencia	81 %	80 %	88 %	74 %

Fuente: Autor

Tabla 2.24: Porcentajes de sobre resistencia para el cortante basal de 2500 años

V (tnf)	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4
Pórtico	409,24	721,32	338,30	284,38
2500 años	117,89	211,07	60,29	111,86
Excedencia	71 %	71 %	82 %	61 %

Fuente: Autor

2.6.4. Análisis de vibración libre

Una estructura experimenta vibración libre cuando es perturbada de su posición de equilibrio estático y después deja vibrar sin ninguna excitación dinámica externa. El proceso mediante el cual la amplitud de la vibración libre disminuye de manera constante se denomina amortiguamiento, en el cual la energía del sistema de vibración se disipa por diversos mecanismos y con frecuencia más de un mecanismo puede estar presente al mismo tiempo (Chopra, 2014).



En el caso de las estructuras esenciales, se analiza la vibración libre amortiguada en la que las edificaciones tienen razón de amortiguamiento menor a uno y el sistema oscila alrededor de su posición de equilibrio con una amplitud que decrece progresivamente en el tiempo, es decir, la amplitud de la vibración no permanece constante durante el movimiento, no obstante, las oscilaciones ocurren a intervalos iguales de tiempo. Ese intervalo de tiempo llamado “período amortiguado” (Chopra, 2014).

Se analizaron los pórticos elegidos en OpenSees, ingresando todos los valores de cargas laterales, materiales, secciones, etc. Proporcionando así un máximo desplazamiento en el último nodo, con un amortiguamiento de Rayleigh del 3% al 5%.

- **Vibración libre del pórtico 1**

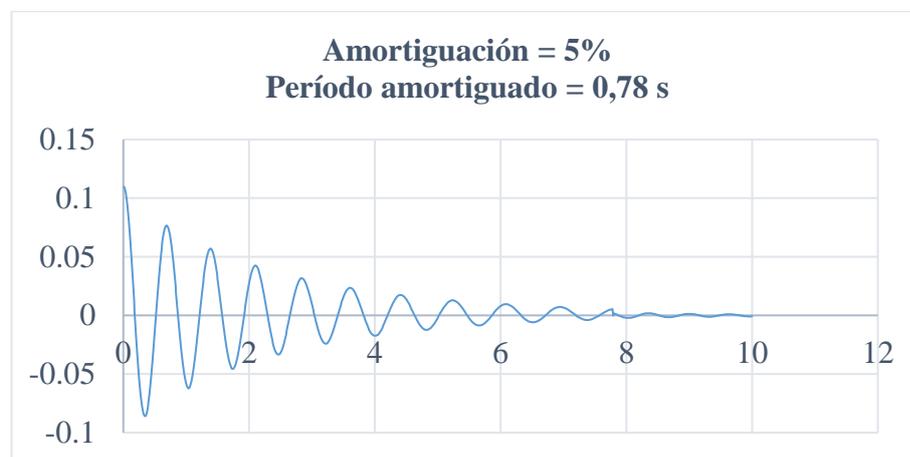


Figura 2.16: Vibración libre pórtico 1
Fuente: Autor

- **Vibración libre del pórtico 2**

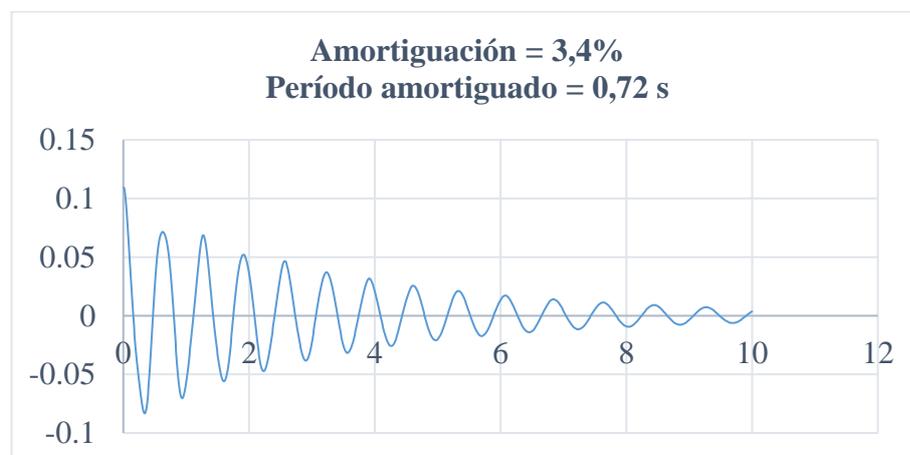


Figura 2.17: Vibración libre pórtico 2
Fuente: Autor

- **Vibración libre del pórtico 3**



Figura 2.18: Vibración libre pórtico 3
Fuente: Autor

- **Vibración libre del pórtico 4**



Figura 2.19: Vibración libre pórtico 4
Fuente: Autor

2.6.5. Análisis Pushover cíclico

Durante varias décadas se han realizado diversas pruebas para poder determinar la fuerza- deformación de los componentes de una estructura bajo condiciones sísmicas, ya que durante un sismo las estructuras se someten a un movimiento oscilatorio con deformaciones cíclicas. Los resultados experimentales indican que el comportamiento fuerza –deformación cíclica para una estructura depende del material y del sistema estructural (Chopra, 2014).

Las gráficas de fuerza - deformación muestran los ciclos de histéresis bajo deformaciones cíclicas debidas a un comportamiento inelástico en lo que se puede



apreciar la energía disipada de las diferentes configuraciones esenciales representado por el área entre curvas.

- Curva histerética del pórtico 1

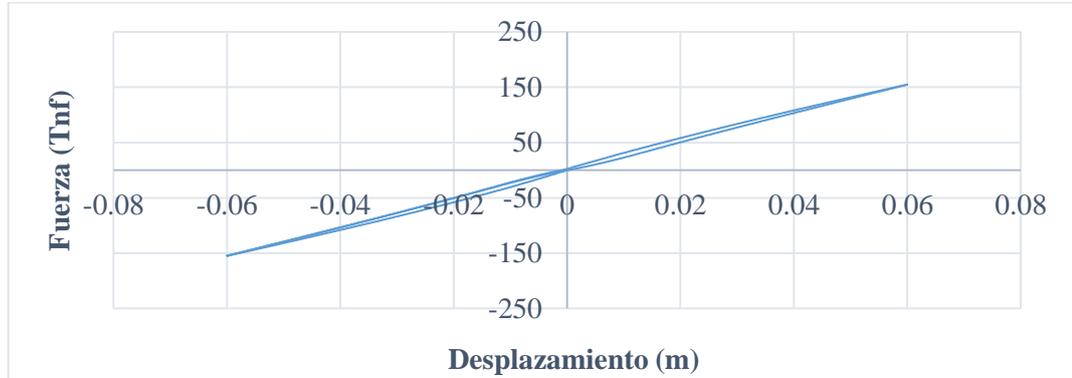


Figura 2.20: Curva histerética del pórtico 1
Fuente: Autor

- Curva histerética del pórtico 2

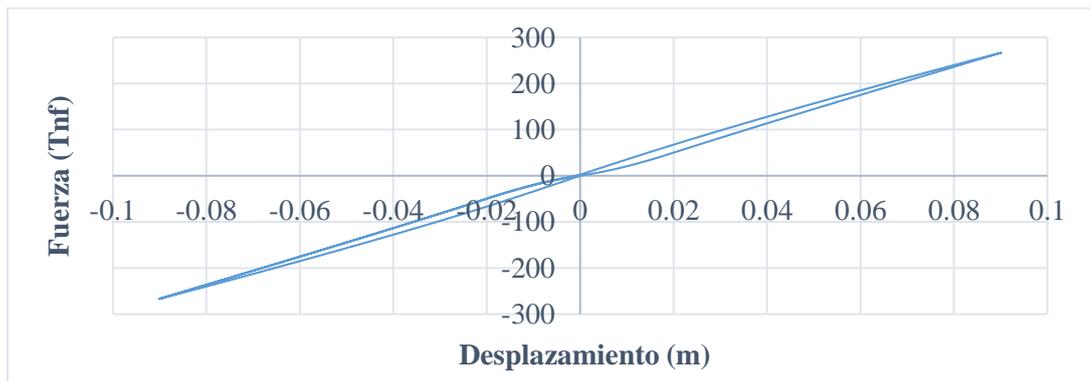


Figura 2.21: Curva histerética del pórtico 2
Fuente: Autor

- Curva histerética del pórtico 3

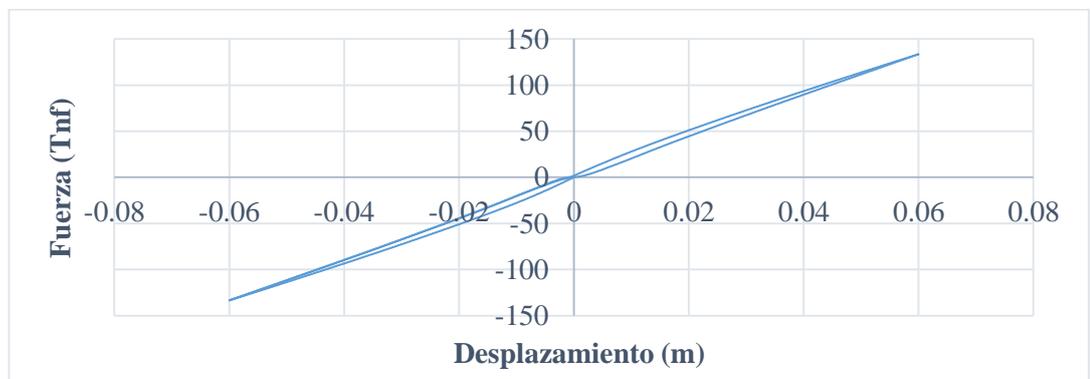


Figura 2.22: Curva histerética del pórtico 3
Fuente: Autor



- Curva histerética del pórtico 4

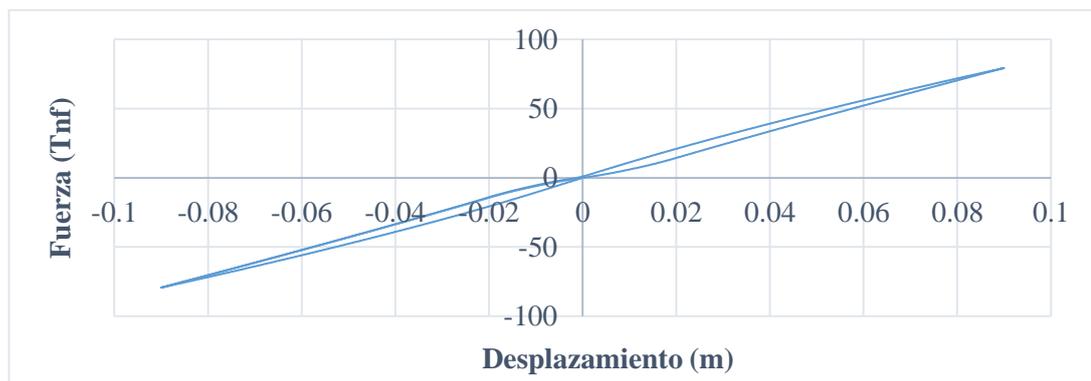


Figura 2.23: Curva histerética del pórtico 4
Fuente: Autor

2.6.6. Análisis dinámico lineal o elástico

Este análisis se basa en un comportamiento elástico – lineal de los materiales que conforman la estructura, considerando el equilibrio sin tomar en cuenta la deformación (Guamán, 2017). Para poder realizar este análisis, se programó en OpenSees considerando todo lo explicado en las secciones anteriores, además se comprobó los resultados con la utilización de otro software, especializado en modelación estructural.

Los resultados que se presentan a continuación reflejan un análisis Tiempo – Historia de los desplazamientos y derivas correspondientes a cada piso de los pórticos seleccionados, sometidos a cargas sísmicas, sabiendo que la norma dice que las derivas máximas pueden alcanzar un valor de tan solo 2%. (NEC - Pelígro Sísmico, 2014) .

Los resultados son presentados en el tiempo “t” que provoca las mayores derivas en cada uno de los pórticos según el sismo aplicado, además los valores positivos representan desplazamientos y derivas hacia el lado derecho del eje de los pórticos, mientras que los valores negativos representan desplazamientos y derivas hacia el lado izquierdo.



Tabla 2.25: Resultados del pórtico 1, en análisis dinámico lineal

Pórtico 1		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo - Historia en N+12,0 m.
AMNT-E	<p>0.63% 1.18% 0.99% 1.61%</p> <p>OpenSees t = 12,95 s</p>	
AMNT-N	<p>0.90% 1.37% 0.92% 1.61%</p> <p>OpenSees t = 12,64 s</p>	
APO1-E	<p>1.25% 1.62% 0.80% 1.60%</p> <p>OpenSees t = 12,95 s</p>	
APO1-N	<p>1.22% 1.58% 0.77% 1.55%</p> <p>OpenSees t = 13,43 s</p>	
ASDO-E	<p>-1.25% -1.62% -1.59% -0.79%</p> <p>OpenSees t = 13,33 s</p>	

Fuente: Autor



Tabla 2.26: Resultados del pórtico 2, en análisis dinámico lineal

Pórtico 2		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+18,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 12,55 s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 12,24 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 14,78 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 13,57 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 19,96 s</p>	

Fuente: Autor



Tabla 2.27: Resultados del pórtico 3, en análisis dinámico lineal

Pórtico 3		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+12,0 m.
AMNT-E		
AMNT-N		
APO1-E		
APO1-N		
ASDO-E		

Fuente: Autor



Tabla 2.28: Resultados del pórtico 4, en análisis dinámico lineal

Pórtico 4		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+18,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 11,18s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 11,16 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 11,03 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 13,11 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 27,19 s</p>	

Fuente: Autor



Los resultado del análisis elástico de los cuatro pórticos, indican que las derivas máximas de cada uno, se encuentran dentro de lo permitido según la norma, aunque ya cerca del límite del 2%. Un análisis no lineal o inelástico reflejará lo que realmente pasa con las estructuras cuando se encuentren sometidas a cargas sísmicas aún mayores.

2.6.7. Análisis dinámico no lineal o inelástico

El análisis inelástico permite conocer los valores máximos, tanto de desplazamientos, como de derivas; a los que la estructura puede llegar, es decir, al momento que sobrepasan el límite elástico y entran en plastificación, para finalmente dar paso al colapso de la edificación.

En este análisis se distinguen dos casos: el análisis para un período de retorno de 475 años y el análisis para un período de 2500 años. Además este nuevo análisis también presenta nuevas maneras de vibración natural de los pórticos, por lo que con estos nuevos valores se determinará los factores de escalamiento para los sismos ya explicado en la sección 2.6.2

Tabla 2.29: Períodos de cada pórtico en rango inelástico

Pórtico	Período T (s)
Pórtico 1	0,515
Pórtico 2	0,462
Pórtico 3	0,360
Pórtico 4	0,810

Fuente: Autor

Los resultados que se presentan a continuación reflejan un análisis Tiempo – Historia de los desplazamientos y derivas correspondientes a cada piso de los pórticos seleccionados, sometidos a cargas sísmicas, sabiendo que la norma dice que las derivas máximas pueden alcanzar un valor de tan solo 2% (NEC - Peligro Sísmico, 2014) .

Los resultados son presentados en el tiempo “t” que provoca las mayores derivas en cada uno de los pórticos según el sismo aplicado, además los valores positivos representan desplazamientos y derivas hacia el lado derecho del eje de los pórticos, mientras que los valores negativos representan desplazamientos y derivas hacia el lado izquierdo.



2.6.7.1. Análisis dinámico no lineal para un período de 475 años

Tabla 2.30: Resultados del pórtico 1, en análisis dinámico no lineal para un período de 475 años

Pórtico 1		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+12,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 8,62 s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 9,94 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 11,01 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 11,49 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 19,74 s</p>	

Fuente: Autor



Tabla 2.31: Resultados del pórtico 2, en análisis dinámico no lineal para un período de 475 años

Pórtico 2		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+18,0 m.
AMNT-E		
AMNT-N		
APO1-E		
APO1-N		
ASDO-E		

Fuente: Autor



Tabla 2.32: Resultados del pórtico 3, en análisis dinámico no lineal para un período de 475 años

Pórtico 3		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+12,0 m.
AMNT-E		
AMNT-N		
APO1-E		
APO1-N		
ASDO-E		

Fuente: Autor



Tabla 2.33: Resultados del pórtico 4, en análisis dinámico no lineal para un período de 475 años

Pórtico 4		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+18,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 8,88 s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 11,28 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 11,1 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 10,85 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 30,5 s</p>	

Fuente: Autor



2.6.7.2. Análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años

Tabla 2.34: Resultados del pórtico 1, en análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años

Pórtico 1		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+12,0 m.
AMNT-E		
AMNT-N		
APO1-E		
APO1-N		
ASDO-E		

Fuente: Autor



Tabla 2.35: Resultados del pórtico 2, en análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años

Pórtico 2		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+18,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 8,74 s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 9,92 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 11,01 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 13,33 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 19,73 s</p>	

Fuente: Autor



Tabla 2.36: Resultados del pórtico 3, en análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años

Pórtico 3		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+12,0 m.
AMNT-E		
AMNT-N		
APO1-E		
APO1-N		
ASDO-E		

Fuente: Autor



Tabla 2.37: Resultados del pórtico 4, en análisis dinámico no lineal para un período de 2500 años

Pórtico 4		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+18,0 m.
AMNT-E		
AMNT-N		
APO1-E		
APO1-N		
ASDO-E		

Fuente: Autor

CAPÍTULO III: MEDIDAS DE MITIGACIÓN

3.1. Medidas de mitigación

Con los datos obtenidos en el Capítulo II se observa que los pórticos analizados en rango inelástico, una vez aplicadas las solicitaciones sísmicas, presentan valores de derivas superiores al establecido por la norma que es igual al 2% de la altura de piso (NEC - Pelígro Sísmico, 2014), por lo tanto, tienen que ser implementadas medidas de mitigación que permitan a la estructura trabajar de manera ininterrumpida, más aún siendo estructuras esenciales, en caso de presentarse sobrecargas provocadas por eventos naturales.

Es por esto, que en el presente capítulo se analizará la implementación de aisladores sísmicos, los mismos que son instalados en la base de las columnas logrando desacoplar la estructura del suelo que lo sostiene, para que cuando un evento sísmico ocurra, la estructura no sufra daños importantes. (Guamán, 2017)

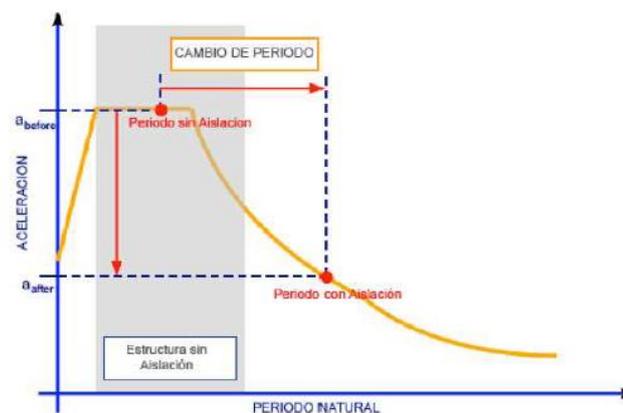


Figura 3.1: Períodos de una estructura con y sin aislador.

Fuente: (Guamán, 2017)

3.2. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores están formados por un conjunto de láminas de goma (elastómero) con placas de acero intercaladas entre sí, logrando la adherencia de estos materiales gracias a la vulcanización de la goma al aplicar presión a alta temperatura en el momento de su manufacturación. Este conjunto de láminas incluye un núcleo de plomo extruido generalmente de forma circular. Siendo la principal razón para utilizar este núcleo de plomo la fluencia del mismo bajo esfuerzos de corte con deformaciones relativamente



bajas (Tapia & Veletanga, 2017). Además, con este material, se consigue un amortiguamiento igual o mayor al 20%. Estos dispositivos son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida (Aguiar, Vergara, Guaygua, & Monge, 2014). Las características mecánicas de los aisladores elastoméricos, así como el modelado del aislamiento por modelo bilineal se encuentran en el Anexo 3, sección 3.1 y 3.2, respectivamente.

3.3. Pre dimensionamiento de los aisladores sísmicos

En el Ecuador, aun sabiendo el alto peligro sísmico que existe, la norma no incluye el diseño de aisladores sísmicos, por lo que para obtener uno, se debe recurrir a diferentes métodos y normas extranjeras (Guamán, 2017). A continuación se detalla las fórmulas utilizadas para el pre dimensionamiento de los aisladores.

Tabla 3.1: Formulas para el pre dimensionamiento del aislador con núcleo de plomo

Desplazamiento mínimo de diseño	
$D_d = \frac{gS_{D1}T_o}{4\pi^2B_D}$	g = Aceleración
	SD1= Parámetro del espectro de aceleración en 1s
	To= Período objetivo
	BD= Coeficiente del amortiguamiento efectivo
Rigidez efectiva	
$K_{eff} = W \left(\frac{2\pi}{T_0} \right)^2$	W= Peso de la estructura
	To= Período objetivo
Energía de disipación	
$W_D = 2\pi K_{eff} \beta_o D_d^2$	β_o =Amortiguamiento objetivo de la tabla
Fuerza característica	
$Q_0 = \frac{W_D}{4(D_d - D_y)}$	Dy= Desplazamiento de fluencia
Proceso iterativo	
$Q_0 = \frac{W_D}{4(D_d)}$	Fuerza característica sin considerar el desplazamiento de fluencia
$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D_d}$	Rigidez post-fluencia
$K_1 = 10K_2$	Rigidez inicial
$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$	Desplazamiento de fluencia
$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$	Fuerza característica

Fuente: (Rengel & Vargas, 2017)

3.4. Dimensionamiento del aislador

Una vez que el proceso iterativo haya convergido, se procede al dimensionamiento final del aislador elastomérico mediante las siguientes formulas:

Tabla 3.2: Formulas para el dimensionamiento del aislador con núcleo de plomo

Área de plomo	
$A_p = \frac{Q}{F_y}$	Fy = Esfuerzo d fluencia del plomo 10.52 MPa
Diámetro del núcleo de plomo	
$D_p = \sqrt{\frac{4A_p}{n_{LRB}\pi}}$	nLRB = Número de aisladores
Área de goma	
$A_e = \frac{t_r}{G_e} K_2$	tr = Altura del caucho Ge = Módulo de corte del caucho 0.4 MPa
Diámetro de goma	
$D_e = \sqrt{\frac{4(A_e + 0.99A_p)}{n_{LRB}\pi}}$	

Fuente: (Rengel & Vargas, 2017)

A continuación, se presenta las dimensiones de los aisladores y las características necesarias para cada pórtico así como de un catálogo en donde se los pueden encontrar.

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO			
Diámetro Aislador, D _i (in)	Altura Aislador, H(in)	Número de capas de caucho, N	Diámetro del plomo D _L (in)
12.0	5-11	4-14	0-4
14.0	6-12	5-16	0-4
16.0	7-13	6-20	0-5
18.0	7-14	6-20	0-5
20.5	8-15	8-24	0-7
22.5	8-15	8-24	0-7
25.5	8-15	8-24	0-8
27.5	8-17	8-30	0-8
29.5	9-18	8-30	0-9
31.5	9-20	8-33	0-9
33.5	9-21	8-35	0-10
35.5	10-22	9-37	0-10
37.5	10-23	10-40	0-11
39.5	11-25	11-40	0-11
41.5	12-26	12-45	0-12
45.5	13-30	14-45	0-13
49.5	14-30	16-45	0-14
53.5	16-30	18-45	0-15
57.1	17-30	20-45	0-16
61.0	18-30	22-45	0-16

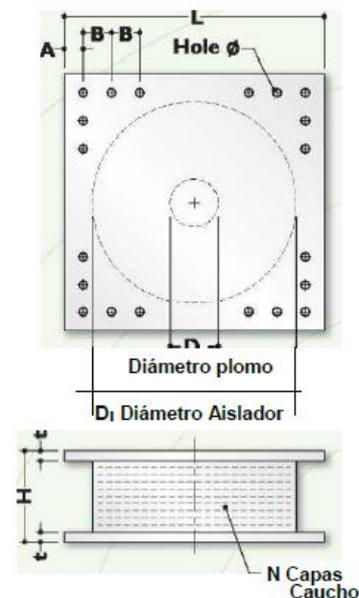


Figura 3.2: Catálogo de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

Fuente: *Dynamic Isolation Systems*



3.4.1. Aislador elastomérico del pórtico 1

Tabla 3.3: Dimensiones del aislador para el pórtico 1

D: diámetro del aislador (in)	27,50
Dp: diámetro del núcleo de plomo (in)	5,00
hr: altura del aislador (in)	16,79
gr: módulo de corte del caucho (psi)	58,00
n: número de capas de caucho	21,00
tp: límite de fluencia del núcleo de plomo (ksi)	1,30
α : módulo de corte del núcleo de plomo (psi)	85,00
β : razón entre rigidez inicial y final	10,00

Fuente: Autor

3.4.2. Aislador elastomérico del pórtico 2

Tabla 3.4: Dimensiones del aislador para el pórtico 2

D: diámetro del aislador (in)	27,50
Dp: diámetro del núcleo de plomo (in)	5,50
hr: altura del aislador (in)	16,61
gr: módulo de corte del caucho (psi)	58,00
n: número de capas de caucho	19,00
tp: límite de fluencia del núcleo de plomo (ksi)	1,30
α : módulo de corte del núcleo de plomo (psi)	85,00
β : razón entre rigidez inicial y final	10,00

Fuente: Autor

3.4.3. Aislador elastomérico del pórtico 3

Tabla 3.5: Dimensiones del aislador para el pórtico 3

D: diámetro del aislador (in)	20,50
Dp: diámetro del núcleo de plomo (in)	4,00
hr: altura del aislador (in)	14,88
gr: módulo de corte del caucho (psi)	58,00
n: número de capas de caucho	22,00
tp: límite de fluencia del núcleo de plomo (ksi)	1,30
α : módulo de corte del núcleo de plomo (psi)	85,00
β : razón entre rigidez inicial y final	10,00

Fuente: Autor

3.4.4. Aislador elastomérico del pórtico 4

Tabla 3.6: Dimensiones del aislador para el pórtico 4

D: diámetro del aislador (in)	27,50
Dp: diámetro del núcleo de plomo (in)	4,00
hr: altura del aislador (in)	16,97
gr: módulo de corte del caucho (psi)	58,00
n: número de capas de caucho	23,00
tp: límite de fluencia del núcleo de plomo (ksi)	1,30
α : módulo de corte del núcleo de plomo (psi)	85,00
β : razón entre rigidez inicial y final	10,00

Fuente: Autor

3.5. Disipación de energía con aisladores sísmicos

Una vez dimensionado los aisladores para cada pórtico, modelamos cada uno en OpenSees con la ayuda del material uniaxialMaterial KikuchiAikenLRB, analizado en el Capítulo II, para obtener finalmente su curva de histéresis.

- Curva histerética del pórtico 1 con aislador sísmico

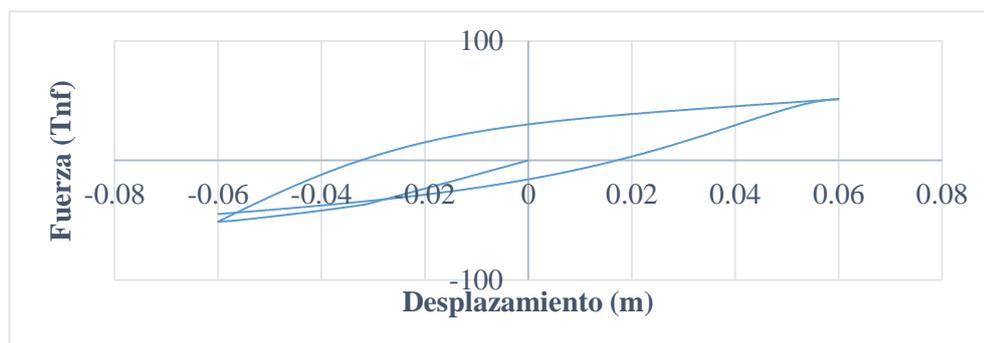


Figura 3.3: Curva histerética del pórtico 1 con aislador sísmico

Fuente: Autor

- Curva histerética del pórtico 2 con aislador sísmico

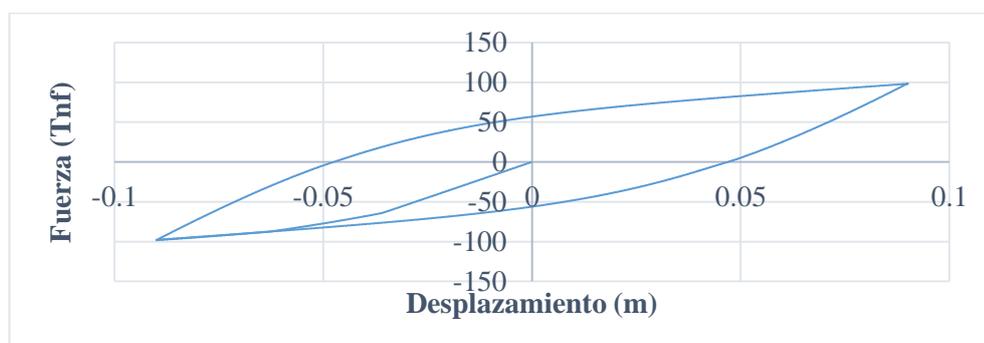


Figura 3.4: Curva histerética del pórtico 2 con aislador sísmico

Fuente: Autor



- Curva histerética del pórtico 3 con aislador sísmico

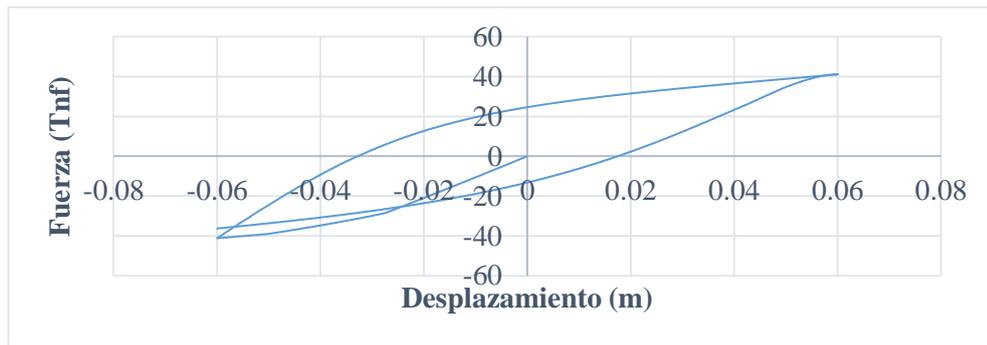


Figura 3.5: Curva histerética del pórtico 3 con aislador sísmico
Fuente: Autor

- Curva histerética del pórtico 4 con aislador sísmico

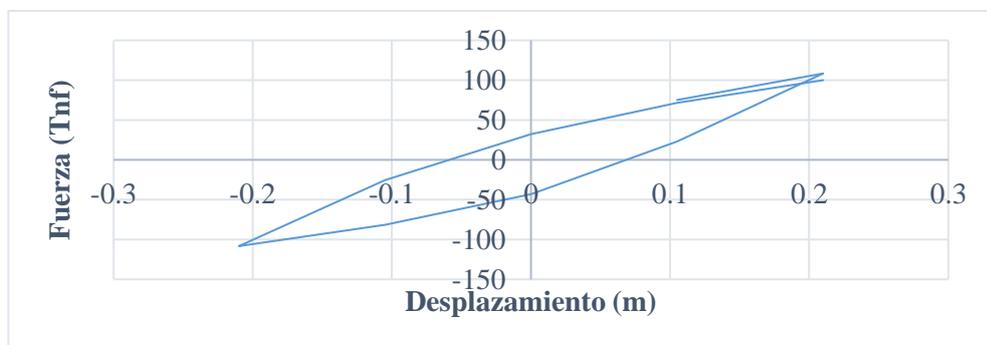


Figura 3.6: Curva histerética del pórtico 4 con aislador sísmico
Fuente: Autor

3.6. Análisis dinámico no lineal con aislación sísmica

Para realizar este análisis, se calcularon nuevamente los valores de vibración natural de cada estructura, para un período de retorno de 2500 años y los sismos seleccionados fueron escalados con este nuevo valor.

A continuación se presentan los nuevos valores de vibración natural, así como las derivas máximas de cada pórtico y el análisis Tiempo – Historia en el último nodo de cada pórtico.

Tabla 3.7: Períodos de cada pórtico en rango inelástico con aislación sísmica

Pórtico	Período T (s)
Pórtico 1	1,09
Pórtico 2	1,12
Pórtico 3	0,85
Pórtico 4	1,24



Fuente: Autor

Tabla 3.8: Resultados del pórtico 1, con aislamiento sísmico

Pórtico 1		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+12,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 8,39 s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 8,49 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 11,59 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 11,49 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 20,2 s</p>	

Fuente: Autor



Tabla 3.9: Resultados del pórtico 2, con aislamiento sísmico

Pórtico 2		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+18,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 9,7 s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 8,52 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 11,64 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 13,61 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 20,19 s</p>	

Fuente: Autor



Tabla 3.10: Resultados del pórtico 3, con aislamiento sísmico

Pórtico 3		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+12,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 9,53 s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 18,8 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 11,55 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 11,02 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 20,19 s</p>	

Fuente: Autor



Tabla 3.11: Resultados del pórtico 4, con aislamiento sísmico

Pórtico 4		
Sismo	Derivas máximas en t	Tiempo – Historia en N+18,0 m.
AMNT-E	<p>OpenSees t = 8,31 s</p>	
AMNT-N	<p>OpenSees t = 8,44 s</p>	
APO1-E	<p>OpenSees t = 11,53 s</p>	
APO1-N	<p>OpenSees t = 13,14 s</p>	
ASDO-E	<p>OpenSees t = 23,41 s</p>	

Fuente: Autor



3.6. Desplazamientos de los aisladores

Los desplazamientos de los aisladores vienen determinados por los movimientos de los nodos inferiores, es decir los que están en la base y estos valores varían dependiendo del sismo que se le ha aplicado a la estructura.

A continuación se presentan los valores de desplazamiento de los aisladores elastoméricos utilizados en los pórticos con cada uno de los sismos analizados

Tabla 3.12: Desplazamientos de los aisladores sísmicos del pórtico 1

Aislador pórtico 1		
Sismo	Desplazamiento (cm)	Desplazamiento (in)
AMNT - E	47,62	18,75
AMNT - N	24,23	9,54
APO1 - E	67,64	26,63
APO1 - N	58,01	22,84
ASDO - E	13,22	5,21

Fuente: Autor

Tabla 3.13: Desplazamientos de los aisladores sísmicos del pórtico 2

Aislador pórtico 2		
Sismo	Desplazamiento (cm)	Desplazamiento (in)
AMNT - E	48,33	19,03
AMNT - N	27,90	10,98
APO1 - E	80,52	31,70
APO1 - N	76,71	30,20
ASDO - E	13,47	5,30

Fuente: Autor

Tabla 3.14: Desplazamientos de los aisladores sísmicos del pórtico 3

Aislador pórtico 3		
Sismo	Desplazamiento (cm)	Desplazamiento (in)
AMNT - E	53,23	20,95
AMNT - N	13,95	5,49
APO1 - E	72,27	28,45
APO1 - N	36,68	14,44
ASDO - E	11,31	4,45

Fuente: Autor



Tabla 3.15: Desplazamientos de los aisladores sísmicos del pórtico 4

Aislador pórtico 4		
Sismo	Desplazamiento (cm)	Desplazamiento (in)
AMNT - E	33,46	13,17
AMNT - N	20,87	8,21
APO1 - E	46,31	18,23
APO1 - N	43,25	17,03
ASDO - E	6,80	2,68

Fuente: Autor

Según (Tapia & Veletanga, 2017) los desplazamientos permitidos de un aislador pueden ser hasta del 250% de la altura total del mismo, por lo tanto todos los aisladores se encuentran trabajando de manera normal, manteniendo sus desplazamientos, dentro del límite permisible.



CONCLUSIONES

Las estructuras seleccionadas en esta investigación fueron analizadas en similares condiciones y aplicando las mismas sobrecargas sísmicas producto del escalamiento de sismos ocurrentes, a continuación detallan las siguientes conclusiones:

- Las estructuras analizadas presentan poca capacidad propia de disipación de energía, provocando que las deformaciones sean altas, y aumentando la vulnerabilidad de las edificaciones ante solicitaciones presentes en un evento sísmico considerable.
- De los resultados obtenidos en el análisis dinámico no lineal con el espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años, las derivas máximas de piso que se obtuvo en cada estructura se encuentran en un rango superior al 4%; por lo que las estructuras incursionarán en el rango inelástico, sobrepasando significativamente el límite establecido por la Norma de Construcción Ecuatoriana con un valor del 2% de la altura del entre piso.
- La máxima deriva obtenida en el pórtico 4, con un valor de 6,48% refleja los resultados de la investigación realizada por los ingenieros Cabrera y Torres, pues es la que presentó el valor más alto en deformaciones y derivas, siendo la edificación con peor comportamiento estructural, considerando el período de diseño y además, la que peor se comportó ante solicitaciones sísmicas extremas (sismos muy raros)
- En la curva Pushover las estructuras presentan una capacidad de excedencia con respecto al cortante basal para un período de 2500 años insuficiente según la norma, que exige un mínimo de 80% para estructuras regulares y 85% para irregulares; con excepción del pórtico 3, que presenta un valor de 81%, siendo una estructura regular. Adicionando el inconveniente que se tienen con las derivas, las estructuras se encontrarían a punto del colapso, confirmando la alta vulnerabilidad que presentan las edificaciones.
- Las configuraciones estructurales que plantean los ingenieros Cabrera y Torres, sin medidas de mitigación sísmica, no son aptas para ser implementadas en el caso de una edificación esencial, debido a que el concepto de funcionalidad continua no puede ser aplicado para estas configuraciones.



- Con la medida de mitigación planteada, se observa que la disipación de energía que presentan las estructuras aumenta considerablemente y por consiguientes las deformaciones y valores de derivas tienden a la baja, llegando a ser la máxima del 2%; cumpliendo así lo que estipula la norma vigente. Los aisladores LRB logran que el comportamiento de las estructuras sea adecuado.
- Mediante los resultados obtenidos en la presente investigación, se confirma la importancia que tiene una correcta configuración previa de un edificio, en cuanto se refiere a la planificación y geometría de la estructura, ya que influyen de manera considerable en la distribución de esfuerzos que serán aplicados al sistema y por consiguiente afectarán las deformaciones que ocurriesen en caso de un evento sísmico. Se demostró que el mejor comportamiento de estructuras son las que presenten regularidad tanto en planta como en altura.



RECOMENDACIONES

- Se deberá realizar un análisis adicional de las estructuras, implementando algún método de rigidización para determinar si las edificaciones por si solas, son capaces de resistir esfuerzos provocados por un evento sísmico extremo.
- Se recomienda continuar el análisis de las estructuras, estudiándolas en el espacio, pues los resultados obtenidos en la investigación, aunque muestran de manera precisa lo que sucede con las mismas, no considera efectos de torsión que pudieran presentarse.
- La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) debería incluir de manera obligatoria el uso de aisladores sísmicos para el caso de edificaciones esenciales que estén por construirse, además de incluir también un proceso de análisis no lineal de las edificaciones esenciales con uso de estos dispositivos.



BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318. (2011). *American Concrete Institute - Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-11*. United States of America.
- Aguiar, R., Vergara, F., Guaygua, B., & Monge, J. (2014). Análisis sísmico de una estructura con aisladores FPS de primera y segunda generacion y elastoméricos con núcleo de plomo. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 35-89.
- ASCE 7. (2010). *Minimum Design Load Requirements*.
- Benítez, A. T. (2014). IMPACTO DE LA REDUNDANCIA ESTRUCTURAL EN. *Revista Internacional de Ingeniería de EStructuras*, 1-34.
- Cabrera, E., & Torres, M. (2016). *Estructuración de edificaciones esenciales y su comparacion en comportamiento y vulnerabilidad, mediante modelación dinámica de diferentes tipologías constructivas*. Cuenca.
- Charney, F. A. (2010). *Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions of ASC 7-05*. ASCE PRESS.
- Chopra, A. (2014). *Dinamica de estructuras*. Mexico: Pearson.
- FEMA 356. (2000). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. United States of America.
- Goel, R., & Chopra, A. (1998). Period formulas for concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 426-433.
- Gonzales, C., & Malca, C. (2015). *Analisis de la Respuesta sismica de edificaciones aperticadas de concreto armado con irregularidad geometria vertical*. Lima-Peru.
- Guamán, A. (2017). *Análisis Dinámico no lineal del "Hospital Aida León de Rodríguez Lara" (Girón), medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural*. Cuenca.
- Kikuchi, M., Aiken, I., & Kasalanati, A. (2012). *Simulation analysis for the ultimate behavior of full-scale lead-rubber seismic isolation bearings*. Lisboa.
- Lasagni, F. (2015). *Centro Avanzado de Tecnologías Aeroespaciales*. Obtenido de <http://www.catec.aero/materiales-y-procesos/lisis-modal.htm>
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). *OpenSees Command Language Manual*.
- McCormac, J., & Brown, R. (2015). *Design of Reinforced Concrete*. John Wiley & Sons.
- Ministerio de Salud Pública. (2008). *Política Nacional De Hospitales Seguros*. Quito.



- Mohammad, T., & Hesamoldin, Y. (2015). Seismic Analysis (Non-linear Static Analysis (Pushover). *American Journal of Civil Engineering*, 129-139.
- NEC - Peligro Sísmico. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico/Diseño Sismo Resistente*. Ecuador.
- Nikam, N. M., & Kalurkar, L. G. (2016). Pushover Analysis of Building with Shear Wall. *International Journal of Engineering Science and Computing*.
- Organización Mundial de la Salud. (2008). *Hospitales Seguros Frente a los Desastres*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos de la Mitigación de Desastres en Establecimientos de la Salud*. Washington, D.C.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (17 de Febrero de 2014). *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. Obtenido de <http://peer.berkeley.edu/>
- Quininde, P., & Martínez, E. (2016). Estudio de Peligro Sísmico y propuestas de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica*.
- Rengel, S., & Vargas, F. (2017). *Análisis dinámico no lineal del "Hospital General Macas", medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural*. Cuenca.
- Secretaría Nacional de Riesgos. (2017). *Informe de Situación N°65 - 16/05/2017*.
- Tapia, C., & Veletanga, L. (2017). *Diseño de Aisladores Sísmicos LRB y Análisis por Desempeño de Edificios*. Cuenca.
- Zayas, V. (2017). *Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua*. Lima, Perú.