



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Análisis no lineal en 2D del hospital “Darío Machuca” del
cantón La Troncal, provincia del Cañar, aplicando el
método de análisis de rótulas plásticas**

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

DAVID SEBASTIÁN INGA ASCARIBAY

MARÍA JOSÉ MOLINA BARROS

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA, ECUADOR

2019

DEDICATORIA

A mis padres Julio y Nancy

Con todo cariño por ser un pilar fundamental, por todo su apoyo incondicional en mi etapa universitaria, quienes con su amor, confianza, paciencia y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir un sueño más en mi vida.

A mi familia

A mi hermano Josué por su cariño y apoyo durante todo este proceso. A mis abuelitos, tíos, primos que con sus consejos y palabras de aliento me hicieron crecer como persona y supieron apoyarme en toda esta etapa.

A mis amigos

A mis amigos, que me apoyaron cuando más lo necesite y supieron echarme una mano en momentos difíciles; de igual manera quiero dedicar a mi compañera de tesis María José por saber llevar este proyecto juntos y en momentos difíciles no decaer, sino levantarnos con más ánimos y saber sobresalir de cualquier situación.

Sebastián

DEDICATORIA

A mis padres Néstor y Magaly

Por ser mi apoyo fundamental, guiarme con amor y sabiduría durante estos maravillosos años de mi vida universitaria, por estar siempre presentes en momentos de alegría y adversidad animándome siempre a cumplir las metas que me propongo.

A mi hija Valentina

Por ser mi fortaleza más grande y darme las fuerzas necesarias para salir adelante y cumplir este sueño.

A mi familia y amigos

Por ser siempre esa mano amiga que me ha sabido levantar y motivar en los momentos de debilidad, especialmente a mi abuelita Ame por ser mi segunda madre y darme su amor y apoyo en todo momento.

Con todo mi amor, María José

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a nuestros padres por ser un apoyo continuo a lo largo de nuestras vidas, principalmente en esta nueva etapa que se termina inculcándonos buenos valores y principios.

A nuestros compañeros y amigos por siempre brindaros su apoyo y consejos para poder culminar esta nueva etapa.

Al Ing. Jose Vázquez M.Sc., por confiar en nosotros con el desarrollo de esta investigación y brindarnos su apoyo durante las adversidades de nuestra vida universitaria.

Al Ing. Francisco Flores Ph.D., por brindarnos su apoyo y conocimientos durante el desarrollo de esta tesis, para poder cumplir los objetivos propuestos para este trabajo.

De igual manera, al Ing. Juan Carlos Malo, por brindarnos sus conocimientos y tiempo para la correcta realización de esta tesis.

Sebastián y María José

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO	iv
INDICE DE CONTENIDO.....	v
INDICE DE FIGURAS.....	viii
INDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	xiv
INDICE DE ANEXOS	xv
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES	2
OBJETIVOS.....	4
Objetivo general.....	4
Objetivos específicos	4
METODOLOGÍA.....	5
ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEORICO	6
Estado del arte	6
Marco teórico.....	19
1. CAPÍTULO I	21
1. Recopilación y procesamiento de información.....	21
1.1. Recopilación de información arquitectónica en base a investigaciones anteriores	21
1.1.1. Información general.....	21
1.1.2. Distribución física	22
1.1.3. Caracterización del emplazamiento.....	23
1.1.4. Información arquitectónica y de ingeniería	23
2. CAPITULO II.....	25

1.	Agrupación de cargas y masas actuantes en la estructura	25
1.1.	Determinación y modelación de cargas	25
1.1.1.	Cargas gravitacionales	25
1.1.2.	Cargas gravitatorias ingresadas en el modelo	27
1.1.3.	Cargas accidentales.....	28
1.2.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	30
1.3.	Diseño sismo resistente.....	31
1.3.1.	Requisitos de diseño sísmico	31
1.3.2.	Niveles de amenaza sísmica.....	32
2.	Generación de pórticos planos del Hospital “Darío Machuca Palacios”	32
2.1.	Determinación del modelo idealizado	32
6.1.	Geometría de los pórticos planos y características de sus elementos.....	33
6.2.	Elementos estructurales	34
6.2.1.	Columnas	35
6.2.2.	Vigas	36
3.	CAPITULO III.....	44
1.	Consideraciones iniciales	44
1.1.	Tipo de suelo	44
1.2.	Coeficientes de perfil de suelo	44
1.2.1.	Coeficiente Fa	44
1.2.2.	Coeficiente Fd	45
1.2.3.	Coeficiente Fs.....	46
2.	Espectro de diseño	46
2.1.	Parámetros de cálculo para el espectro de diseño	47
2.2.	Configuración estructural.....	48
2.2.1.	Configuración estructural en planta.....	48
2.2.2.	Coeficiente de regularidad en elevación.....	48
2.3.	Espectro de diseño	50
2.3.1.	Espectro de diseño bloque 2,3,7 y 8	50
3.	Modelación en el software de código abierto OpenSees.....	50
3.1.	Definición de los materiales utilizados.....	50
3.2.	Modelación con rótulas plásticas.....	51
3.2.1.	Modelación pórticos	51

3.2.2. Comportamiento histerético	51
3.2.3. Análisis modal	57
3.3. Escalamiento sísmico.....	62
3.4. Análisis estático no lineal	68
3.4.1. “Pushover”	68
3.5. Análisis dinámico no lineal.....	74
3.5.1. Análisis dinámico no lineal Tiempo – Historia.....	74
4. CAPITULO IV	76
1. Resultados.....	76
2. Conclusiones.....	89
3. Recomendaciones	91
Bibliografía.....	92
Anexos	95
Anexo Cargas y Masas actuantes	95
Anexo Registros Sísmicos.....	99
Anexo 3 Códigos de modelación.....	101

INDICE DE FIGURAS

Figura No.I. Mapa para Diseño Sísmico.....	3
Figura No. II. Deflexiones máximas de una estructura sometida a un sismo.....	8
Figura No. III. Comportamiento histerético de la rótula plástica.....	9
Figura No. IV. Backbone curve.....	10
Figura No. V. Modelo Peak Oriented.....	11
Figura No. VI. Calibración en hormigón armado.....	12
Figura No. VII. Efectos P – Delta.....	13
Figura No. VIII. Columna fantasma para efectos P – delta.....	13
Figura No. IX. Amortiguamiento de Rayleigh.....	16
Figura No. X. Modelación rótulas plásticas.....	17
Figura No. XI. Modelación rótulas plásticas.....	18
Figura No.1.1. Vista en Planta del Hospital Darío Machuca Palacios.....	21
Figura No.1.2. Modelo en 3D del Hospital “Darío Machuca Palacios”	22
Figura No.1.3. Índice de Seguridad del Hospital “Darío Machuca Palacios”	24
Figura No. 2.1. Curva de Peligro sísmico Guayaquil.....	29
Figura No. 2.2. Determinación de z.....	30
Figura No. 2.3. Geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 2.....	33
Figura No. 2.4. Geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 3.....	33
Figura No. 2.5. Geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 7.....	34
Figura No. 2.6. Geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 8.....	34
Figura No. 3.1. Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	45
Figura No. 3.2. Tipo de suelo y factores de sitio Fd.....	45
Figura No. 3.3. Tipo de suelo y factores de sitio Fs.....	46

Figura No. 3.4. Coeficiente de regularidad en planta.....	48
Figura No. 3.5. Coeficiente de regularidad en planta.....	48
Figura No. 3.6. Coeficiente de regularidad en elevación.....	49
Figura No. 3.7. Coeficiente de regularidad en elevación.....	49
Figura No. 3.8. Espectro de diseño bloque 2,3,7 y 8 (2500 años).....	50
Figura No. 3.9. Backbone curve.....	53
Figura No. 3.10. Parámetros requeridos para la Backbone curve.....	53
Figura No. 3.11. Primer modo de vibrar bloque 2.....	58
Figura No. 3.12. Segundo modo de vibrar bloque 2.....	59
Figura No. 3.13. Primer modo de vibrar bloque 3.....	59
Figura No. 3.14. Segundo modo de vibrar bloque 3.....	60
Figura No. 3.15. Primer modo de vibrar bloque 7.....	60
Figura No. 3.16. Segundo modo de vibrar bloque 7.....	61
Figura No. 3.17. Primer modo de vibrar bloque 8.....	61
Figura No. 3.18. Segundo modo de vibrar bloque 8.....	62
Figura No. 3.19. Espectros de respuesta elástica.....	63
Figura No. 3.20. Espectro de diseño bloque 2 (2500 años).....	63
Figura No. 3.21. Sismos * FPS * SS.....	65
Figura No. 3.22. Sismos * FPS * SS.....	66
Figura No. 3.23. Sismos * FPS * SS.....	67
Figura No. 3.24. Sismos * FPS * SS.....	68
Figura No. 3.25. Curva Pushover Bloque 2.....	71
Figura No. 3.26. Curva Pushover Bloque 3.....	72
Figura No. 3.27. Curva Pushover Bloque 7.....	72

Figura No. 3.28. Curva Pushover Bloque 8.....	73
Figura No. 4.1. Tiempo – historia bloque 2 AMNT-E.....	76
Figura No. 4.2. Tiempo – historia bloque 2 AMNT-E.....	77
Figura No. 4.3. Tiempo – historia bloque 2 AMNT-N.....	77
Figura No. 4.4. Tiempo – historia bloque 2 AMNT-N.....	78
Figura No. 4.5. Tiempo – historia bloque 2 ASDO-N.....	78
Figura No. 4.6. Tiempo – historia bloque 2 ASDO-N.....	79
Figura No. 4.7. Tiempo – historia bloque 3 AMNT-E.....	80
Figura No. 4.8. Tiempo – historia bloque 3 AMNT-E.....	80
Figura No. 4.9. Tiempo – historia bloque 3 AMNT-N.....	81
Figura No. 4.10. Tiempo – historia bloque 3 AMNT-N.....	81
Figura No. 4.11. Tiempo – historia bloque 3 ASDO-N.....	82
Figura No. 4.12. Tiempo – historia bloque 3 ASDO-N.....	82
Figura No. 4.13. Tiempo – historia bloque 7 AMNT-E.....	83
Figura No. 4.14. Tiempo – historia bloque 7 AMNT-E.....	83
Figura No. 4.15. Tiempo – historia bloque 7 AMNT-N.....	84
Figura No. 4.16. Tiempo – historia bloque 7 AMNT-N.....	84
Figura No. 4.17. Tiempo – historia bloque 7 ASDO-N.....	85
Figura No. 4.18. Tiempo – historia bloque 7 ASDO-N.....	85
Figura No. 4.19. Tiempo – historia bloque 8 AMNT-E.....	86
Figura No. 4.20. Tiempo – historia bloque 8 AMNT-E.....	87
Figura No. 4.21. Tiempo – historia bloque 8 AMNT-N.....	87
Figura No. 4.22. Tiempo – historia bloque 8 AMNT-N.....	88
Figura No. 4.23. Tiempo – historia bloque 8 ASDO-N.....	88

INDICE DE TABLAS

Tabla No.I. Establecimientos de salud afectados por provincia.....	7
Tabla No. II. Coeficiente R para sistemas estructurales.....	15
Tabla No. III. Valores máximos de deriva de piso.....	15
Tabla No.1.1. Caracterización del emplazamiento.....	23
Tabla No. 2.1. Cargas vivas actuantes en la estructura.....	25
Tabla No. 2.2. Cargas muertas actuantes en la estructura.....	26
Tabla No. 2.3. Cargas muertas concentradas bloque 2.....	27
Tabla No. 2.4. Cargas vivas lineales bloque 2.....	27
Tabla No.2.5. Factores z.....	30
Tabla No. 2.6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	31
Tabla No.2.7. Niveles de amenaza sísmica.....	32
Tabla No.2.8. Columna 25x25.....	35
Tabla No.2.9. Columna 30x30 Bloque 2.....	35
Tabla No.2.10. Columna 30x30 Bloque 3 y 7.....	36
Tabla No.2.11. Columna 30x30 Bloque 8.....	36
Tabla No.2.12. Viga V1.....	37
Tabla No.2.13. Viga V2.....	37
Tabla No.2.14. Viga V3.....	38
Tabla No.2.15. Viga V4.....	38
Tabla No.2.16. Viga V5.....	39
Tabla No.2.17. Viga V6.....	39
Tabla No.2.18. Viga V7.....	40
Tabla No.2.19. Viga V8.....	40

Tabla No.2.20. Viga V9.....	41
Tabla No.2.21. Viga V10.....	41
Tabla No.2.22. Viga V11.....	42
Tabla No.2.23. Viga V12.....	42
Tabla No.2.24. Viga V13.....	43
Tabla No.3.1. Tipo de perfil de suelo.....	44
Tabla No. 3.2. Parámetros de cálculo.....	47
Tabla No. 3.3. Propiedades del hormigón.....	50
Tabla No. 3.4. Factores necesarios para el modelo Peak Oriented.....	54
Tabla No. 3.5. Periodos y frecuencias naturales bloque 2.....	58
Tabla No. 3.6. Periodos y frecuencias naturales bloque 3.....	59
Tabla No. 3.7. Periodos y frecuencias naturales bloque 7.....	60
Tabla No. 3.8. Periodos y frecuencias naturales bloque 8.....	61
Tabla No. 3.9. Datos iniciales bloque 2.....	64
Tabla No. 3.10. Datos resultantes escalamiento bloque 2.....	65
Tabla No. 3.11. Datos iniciales bloque 3.....	65
Tabla No. 3.12. Datos resultantes escalamiento bloque 3.....	66
Tabla No. 3.13. Datos iniciales bloque 7.....	66
Tabla No. 3.14. Datos resultantes escalamiento bloque 7.....	67
Tabla No. 3.15. Datos iniciales bloque 8.....	67
Tabla No. 3.16. Datos resultantes escalamiento bloque 8.....	68
Tabla No. 3.17. Límites de derivas.....	69
Tabla No. 3.18. Cortante basal de diseño.....	69
Tabla No. 3.19. Sismos utilizados.....	74

Tabla No. 4.1. Resultados tiempo – historia bloque 2.....	76
Tabla No. 4.2. Resultados tiempo – historia bloque 3.....	79
Tabla No. 4.3. Resultados tiempo – historia bloque 7.....	83
Tabla No. 4.4. Resultados tiempo – historia bloque 8.....	86

ÍNDICE DE ECUACIONES

(Ecuación 1)	27
(Ecuación 2)	27
(Ecuación 3)	28
(Ecuación 4)	55
(Ecuación 5)	55
(Ecuación 6)	55
(Ecuación 7)	55
(Ecuación 8)	55
(Ecuación 9)	56
(Ecuación 10)	56
(Ecuación 11)	56
(Ecuación 12)	56
(Ecuación 13)	56
(Ecuación 14)	56
(Ecuación 15)	56
(Ecuación 16)	56
(Ecuación 17)	57
(Ecuación 18)	63
(Ecuación 19)	64
(Ecuación 20)	64
(Ecuación 21)	69

INDICE DE ANEXOS

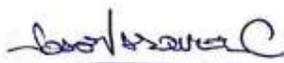
Anexo Cargas y Masas actuantes.....	95
Anexo Registros sísmicos.....	99
Anexo Códigos de modelación.....	101

ANÁLISIS NO LINEAL EN 2D DEL HOSPITAL “DARÍO MACHUCA” DEL CANTÓN LA TRONCAL, PROVINCIA DEL CAÑAR, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS DE RÓTULAS PLÁSTICAS

RESUMEN

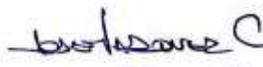
La presente investigación consistió en el análisis dinámico no lineal en 2D del hospital “Darío Machuca” del cantón La Troncal, provincia del Cañar, aplicando el método de análisis de rótulas plásticas en el software de código abierto OpenSees considerando el comportamiento histerético propuesto por Ibarra – Medina – Krawinkler para pórticos resistentes a momentos de hormigón armado; con el fin de determinar el tiempo de colapso de cuatro pórticos que conforman parte de la estructura resistente de la entidad hospitalaria con el análisis Pushover y el análisis tiempo historia. Esta investigación se basa en análisis anteriores que forman parte del proyecto de investigación científica de la Universidad del Azuay dentro del programa de “Hospitales Seguros Frente a Desastres” para comparar los resultados obtenidos mediante el análisis en fibras con los resultados obtenidos con rótulas plásticas.

Palabras clave: Análisis dinámico no lineal, rótulas plásticas, OpenSees, comportamiento histerético, tiempo de colapso.



Ing. José Fernando Vázquez Calero

Director del trabajo de titulación



Ing. José Fernando Vázquez Calero

Director de la Escuela



David Sebastián Inga Ascaribay



María José Molina Barros

Autores

ANÁLISIS NO LINEAL EN 2D DEL HOSPITAL “DARÍO MACHUCA” DEL CANTÓN LA TRONCAL, PROVINCIA DEL CAÑAR, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS DE RÓTULAS PLÁSTICAS

ABSTRACT

This research conducted a non-linear dynamic analysis in 2D at the “Darío Machuca” hospital of La Troncal by applying the plastic hinges method in OpenSees open source software. The the hysteretic behavior proposed by Ibarra - Medina - Krawinkler for frames of reinforced concrete resistant to seismic moments was considered in the study. The study aimed at determining the time of collapse of four gantries that are part of the resistant structure of the hospital through the Pushover and the time-history analysis. This research was based on previous analysis, which belong to the scientific research project of the University of Azuay within the program called “Hospitales Seguros Frente a Desastres”. The results were compared with the obtained data through fiber analysis.

Keywords: Non-linear dynamic analysis, plastic splints, OpenSees, hysteretic behavior, time of collapse.

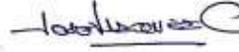


Ing. José Fernando Vázquez Calero

Thesis Director



David Sebastián Inga Ascaribay



Ing. José Fernando Vázquez Calero

Faculty Director



María José Molina Barros

Authors



Molina Barros
Dpto. Idiomas



Translated by
Ing. Paúl Arpi

Inga Ascaribay David Sebastián

Molina Barros María José

Trabajo de titulación

Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc.

Julio, 2019

**ANÁLISIS NO LINEAL EN 2D DEL HOSPITAL “DARÍO MACHUCA” DEL
CANTÓN LA TRONCAL, PROVINCIA DEL CAÑAR, APLICANDO EL
MÉTODO DE ANÁLISIS DE RÓTULAS PLÁSTICAS**

INTRODUCCIÓN

Los movimientos telúricos o sísmicos alrededor del mundo constantemente representan grandes riesgos, que muchas veces han generado pérdidas humanas y daños catastróficos, eliminando pueblos y ciudades enteras de forma súbita. Estos movimientos afectan de mayor forma a territorios en donde las condiciones geográficas permiten grandes desplazamientos y deformaciones en las edificaciones.

Una de estas edificaciones que se encuentran en peligro son los hospitales, estas son de gran importancia durante la ocurrencia de una catástrofe, ya que deben prestar sus servicios durante y después del suceso con una mayor demanda, convirtiéndose en un elemento crítico para la preservación de la salud y seguridad de la ciudadanía afectada.

En el Ecuador existen muchas edificaciones de salud que han sido diseñadas y construidas en base a la norma que no consideraba la acción de estos movimientos sísmicos muy raros, por lo que cuando ocurren, presentan daños estructurales graves o el colapso de la estructura. El hospital “Darío Machuca”, del cantón La Troncal fue diseñado y construido en base a estas condiciones, adicionalmente se encuentra ubicado en un terreno que presenta condiciones geotécnicas adversas a la edificación cuando se encuentra sometida a un sismo.

El análisis dinámico no lineal mediante el método de rótulas plásticas nos ayuda a determinar e interpretar con una mejor aproximación el desempeño inelástico de

estructuras esenciales cuando se encuentran sometidas a movimientos telúricos, llevando al agotamiento la unión entre viga y columna, que es un mecanismo dúctil que permite liberar o disipar energía proveniente de un sismo.

Por todo lo expuesto anteriormente, en esta investigación se plantea realizar un análisis dinámico no lineal en 2D mediante pórticos del hospital “Darío Machuca” aplicando el método de rótulas plásticas, con el fin de determinar su comportamiento, deformaciones, vulnerabilidad y tiempo de colapso, para comparar los resultados obtenidos en el software de código abierto OpenSees con la norma de peligro sísmico vigente en el país.

En el Capítulo I se da a conocer la recopilación y procesamiento de la información arquitectónica y de ingeniería, de investigaciones realizadas anteriormente en el hospital “Darío Machuca” por el ingeniero Ignacio Benjamín Villota Tapia.

En cuanto al Capítulo II, se presenta la agrupación de las cargas y masas actuantes en base a las normas de peligro sísmico vigentes en el país en el hospital y la modelación de la geometría de los pórticos planos en 2D.

En el Capítulo III, se da a conocer la idealización de un modelo matemático de la estructura hospitalaria a través del método de análisis dinámico no lineal de rótulas plásticas en el software de código abierto OpenSees, con el que se determina el comportamiento de la estructura ante la acción de sismos muy raros.

Finalmente, en el Capítulo IV, se interpretarán los resultados obtenidos en la presente investigación, presentando gráficos sobre el tiempo y deriva máxima que podrían provocar el colapso de la estructura, para poder calificar su vulnerabilidad.

ANTECEDENTES

El Ecuador está ubicado sobre el denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, caracterizado por una gran actividad geodinámica que libera más del 80% de la energía sísmica que se produce en todo el planeta, generando eventos sísmicos y volcánicos de gran intensidad, como el ocurrido en Esmeraldas en 1906, catalogado como el sexto terremoto más grande registrado mediante instrumentos en el mundo. Por otra parte, el Ecuador se encuentra frente a la placa de Nazca, la cual colisiona y se hunde bajo la

placa continental provocando el fenómeno de la subducción, que ha provocado una serie de fallas geológicas superficiales fuentes generadoras de los terremotos ecuatorianos de mayor peligrosidad (Secretaria de Gestión de Riesgos, 2014).

En la norma de peligro sísmico vigente en el país NEC – SE – DS, se establece un mapa para diseño sísmico en el Ecuador, en donde, La Troncal se encuentra catalogada con una aceleración máxima en roca de 0.40g, que quiere decir que esta es una zona alta de peligrosidad sísmica.

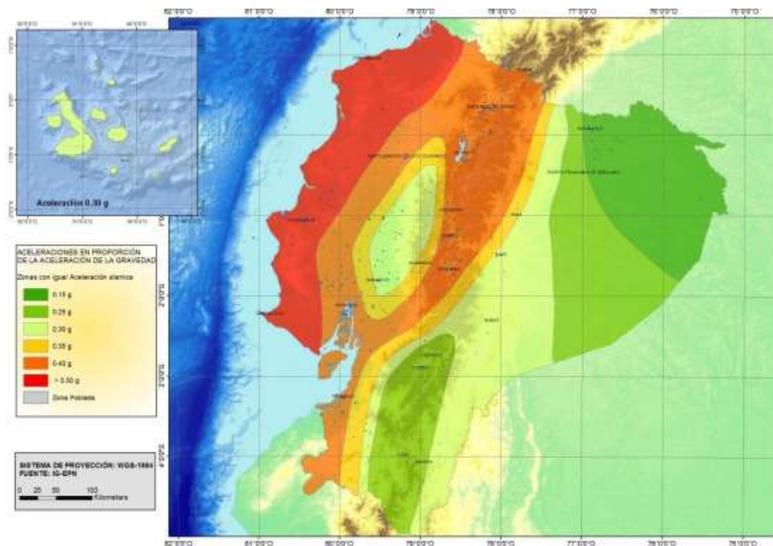


Figura No.I. Mapa para Diseño Sísmico

Fuente: NEC 2015

Los hospitales están expuestos a diversas amenazas de origen natural o provocados por el hombre, que en situaciones de catástrofes deben soportar una sobredemanda de pacientes y daños internos. Algunos hospitales del país no han sido diseñados para soportar un evento sísmico y debido a la catástrofe ocurrida el 16 abril del 2016 se constató una gran preocupación en las entidades hospitalarias que no pudieron brindar una funcionalidad continua y ocupación inmediata post evento ante esta catástrofe.

En América Latina y el Caribe más del 67% de los casi 18 000 hospitales están en zonas de riesgo a desastres, de los cuales muchos han quedado inservibles después de una catástrofe natural. Como consecuencia de esto alrededor de 45 millones de personas dejaron de recibir atención médica en hospitales durante varios años (OPS & OMS, 2010).

Los hospitales y otras infraestructuras de salud son construidos y diseñados con mala calidad y sin cumplir normas constructivas, sin embargo, se pueden tomar medidas para que estos establecimientos soporten terremotos e inundaciones, sin que los costos de construcción se eleven de manera exponencial si estas medidas fueron contempladas en la etapa de diseño. Según la OMS y el Sr. Tony Gibbs Ph.D., el hospital más caro es el más vulnerable a los desastres (OPS & OMS, 2010).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción fue modificada para que las estructuras diseñadas sean capaces de resistir sismos y continuar con su normal funcionalidad luego de la catástrofe, debido a que la norma se actualizó en 2015 existen muchas edificaciones, entre ellas hospitales, que no cumplen con los criterios de diseño sísmico necesarios.

Es por estos antecedentes que nace la importancia de realizar el análisis sísmico del hospital “Darío Machuca” para dar continuación al proyecto de investigación científica de la Universidad del Azuay dentro del programa de “Hospitales Seguros Frente a Desastres”.

OBJETIVOS

Objetivo general

- Realizar el análisis no lineal en 2D del Hospital “Darío Machuca” del cantón La Troncal, provincia del Cañar, aplicando el método de análisis de rótulas plásticas.

Objetivos específicos

- Recopilar la información existente referente al funcionamiento y diseño del hospital “Darío Machuca”.
- Realizar una modelación de cargas y masas existentes a las que se encuentra sometida la edificación analizada.
- Analizar y modelar la edificación en 2D con software de código abierto OpenSees aplicando el método de rótulas plásticas.
- Comparar los resultados obtenidos en la presente investigación para determinar el comportamiento de la edificación ante la acción de sismos extremos y calificar la vulnerabilidad de la edificación en análisis.

METODOLOGÍA

Para recopilar la información necesaria sobre el hospital “Darío Machuca” se revisará trabajos realizados anteriormente sobre el hospital en análisis y adicionalmente, investigaciones similares en otros hospitales, aplicando una metodología bibliográfica; con esto se espera obtener la información necesaria para la posterior modelación del hospital.

Otro aspecto importante para la modelación son las cargas actuantes y masas que posee la estructura en análisis, mediante una metodología experimental, se ingresarán las cargas establecidas en la norma vigente de construcción NEC – Peligro Sísmico, 2015. Una vez agrupadas las distintas cargas se realizará una modelación utilizando el software de código abierto OpenSees, con la cual se aplicará una metodología analítica y se esperará contar con los esfuerzos a los que se encuentra sometido el hospital.

Para realizar la modelación final en 2D, con una metodología analítica, se analizará el método de rótulas plásticas por el que se va a estudiar la estructura. Una vez concluido el análisis, se realizará el modelo matemático idealizado en 2D de la tipología estructural de la edificación hospitalaria, implementando el método mencionado mediante el software de código abierto OpenSees. Con esta modelación final se determinará el desempeño inelástico y tiempo de colapso de la edificación a través del método de análisis de rótulas plásticas.

Finalmente, a través de una metodología comparativa se contrastarán los resultados obtenidos en la modelación sobre el comportamiento y el tiempo de colapso de la edificación en su estado actual, esperando así determinar el comportamiento de la edificación ante un sismo extremo y calificar su vulnerabilidad.

ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEORICO

Estado del arte

El Ecuador se encuentra ubicado sobre el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, que se caracteriza por una gran actividad geodinámica, que es el lugar de origen de los terremotos de mayor magnitud del mundo. Debido al fenómeno de subducción, generado por los choques de la placa de Nazca con la placa continental, el Ecuador posee una serie de fallas geológicas superficiales que en tiempos históricos se han generado sismos de gran importancia y peligrosidad (Secretaría de Gestión de Riesgos, 2014).

Ecuador es un país altamente poblado, debido a su desarrollo parcial en las últimas décadas la mayoría de las edificaciones han sido construidas en épocas donde las exigencias constructivas no contaban con las consideraciones adecuadas de amenazas sísmicas, llegando así a suscitarse situaciones catastróficas al momento de la ocurrencia de un sismo extremo; generando grandes daños y pérdidas humanas, principalmente en la región costera por su proximidad a las placas que se encuentran en constante movimiento (Parra, 2016).

Es por esto que el sismo registrado en Esmeraldas y Manabí, el 16 de abril de 2016, fue un evento importante que motivó a los ingenieros y estado ecuatoriano a tomar medidas por el riesgo que sufren estructuras de primera necesidad ante un sismo. En el plan “Reconstruyo” se publica la evaluación del Ministerio de Salud Pública, que dio a conocer que 48 establecimientos de salud sufrieron afectaciones por el sismo (Tabla I); de los cuales 12 centros de salud, 6 clínicas generales y 3 hospitales generales quedaron inoperativos, dando como consecuencia la pérdida de 537 camas hospitalarias que representan el 18% de las camas disponibles para internamiento (Comité de Reconstrucción y Recreatividad Productiva, 2017).

Tabla No.I. Establecimientos de salud afectados por provincia

Provincia	Cantón	Red Pública		Red Complementaria		Total
		Sin internamiento	Con internamiento	Sin internamiento	Con internamiento	
Esmeraldas	Esmeraldas		1			1
	Muisne		1			1
Guayas	Guayaquil		2			2
Manabi	Bolivar		1			1
	Chone	2	2			4
	Jama	1				1
	Manta	2	2		2	6
	Portoviejo	3	4	1	3	11
	Rocafuerte	3	1			4
	San Vicente	4				4
	Sucre	7	1		2	10
	Tosagua	2				2
	Santo Domingo de los Tsáchilas	Santo Domingo		1		
Total		24	16	1	7	48

Fuente: Secretaria de Planificación y Desarrollo

Los hospitales son considerados edificaciones esenciales que durante una catástrofe debe permanecer operativos y soportar una sobredemanda de pacientes, por lo que deben ser diseñados bajo la filosofía de desempeño, la misma que busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura, elevando el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aun después de la catástrofe (NEC – SE – DS, 2015).

Para la presente investigación se va a analizar en base a la metodología de diseño por desempeño, al hospital “Darío Machuca Palacios” del cantón La Troncal, perteneciente a la provincia del Cañar, considerando modelos de plasticidad, comportamiento histerético, efectos P – Delta, entre otros.

Diseño por capacidad

La metodología más utilizada en el diseño sísmico es el diseño por capacidad, el mismo que considera el comportamiento inelástico de los materiales para disipar energía, reduciendo las fuerzas sísmicas tomando en cuenta la ductibilidad mediante la flexión de los miembros estructurales, evitando así el colapso de la estructura cuando sea sometida a varios ciclos de carga inelástica (Park, 1986).

Esta metodología está basada en que el diseñador seleccione aquellas zonas en donde se desea la acción inelástica y brinde las armaduras adecuadas para que se produzca la

ductilidad. Generando de esta forma que el eslabón más débil posea la ductilidad requerida para dicha zona, controlando los esfuerzos máximos generados en los eslabones siguientes, disminuyendo el cortante basal y generando secciones menores a los elementos constitutivos de la estructura, disminuyendo su costo final. Esto se logra tomando en cuenta que la deriva máxima inelástica es igual a la deriva máxima elástica para esfuerzos de fluencia (Bruneau, Uang, Sabelli, 2011).

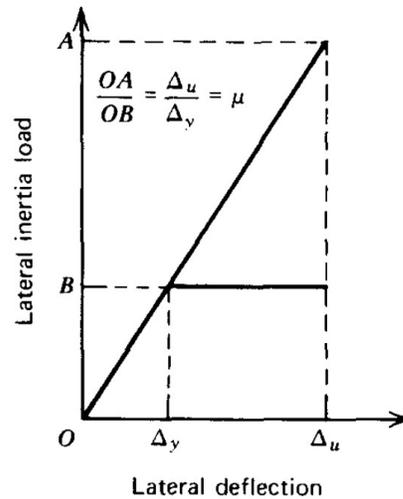


Figura No. II. Deflexiones máximas de una estructura sometida a un sismo
Fuente: Park, 1986.

Análisis por desempeño

En el análisis por desempeño se somete a la estructura a sismos de diferentes magnitudes para verificar el comportamiento de la estructura mediante un análisis dinámico no lineal en función de criterios de aceptabilidad sísmica determinando el nivel de sismicidad y funcionalidad de la misma. Los criterios de aceptabilidad pueden ser tanto a nivel global de la estructura como a nivel de elemento. El principal criterio a nivel global de una estructura es la deriva de piso que se genere en el pórtico resistente a momentos (Barrera, 2018).

- Requerimientos de modelos

Modelos con plasticidad concentrada y distribuida

Los modelos de plasticidad concentrada se utilizan para análisis no lineales de pórticos de hormigón armado, que considera la relación momento – curvatura y una interacción entre las fuerzas axiales actuantes (Mazza & Mazza, 2010). Adicionalmente, estos modelos concentran las deformaciones en zonas específicas como rótulas plásticas, considerando los tramos entre estos como indeformables tanto transversal como axialmente; por lo tanto, la barra queda representada por un modelo mecánico que pretende predecir la respuesta de la curva tensión – deformación promedio (Andaur, 2009).

Por otra parte, los modelos de plasticidad distribuida se basan en métodos de fibras o elementos finitos que representa con mayor detalle lo que ocurre en la realidad sin restringir las deformaciones únicamente a zonas específicas si no a lo largo de todo el elemento (Andaur, 2009).

Comportamiento de histéresis

La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos o más propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal o elástico. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis (NEC – SE – DS, 2015).

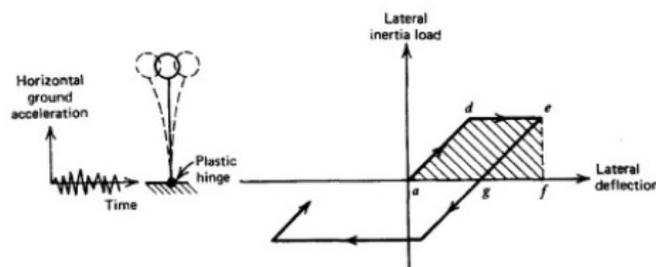


Figura No. III. Comportamiento histerético de la rótula plástica

Fuente: Park, 1986.

Para estructuras de pórticos de momentos especiales de hormigón armado se utilizan los modelos de material desarrollado por Ibarra – Medina y Krawinkler implementado en el software OpenSees. Este modelo de curva es escogido porque es capaz de capturar los importantes modos de deterioro que precipitan el colapso lateral de los marcos de concreto reforzado (FEMA P695, 2009).

Según Ibarra, Medina, Krawinkler, (2005) existen diversas curvas histeréticas que representan el deterioro cíclico de un elemento estructural. El primer tipo de curva que proponen es la “*Blackbone curve*” o curva envolvente que representa la respuesta de deformación que aumenta monótonamente para todos los modelos histeréticos de diferentes elementos estructurales como materiales. Esta curva está basada en tres parámetros: la elasticidad inicial, la resistencia elástica y la resistencia al endurecimiento.

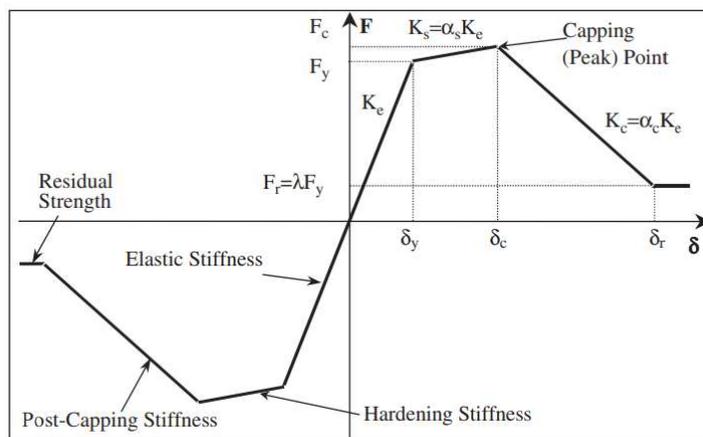


Figura No. IV. Blackbone curve

Fuente: Ibarra, et al. 2005.

Adicionalmente, Ibarra et al. (2005) propone una serie de curvas que describen el comportamiento histerético sin el deterioro cíclico. Dentro de este grupo encontramos al modelo bilinear, que es más utilizado para estructuras de acero; el modelo “*peak oriented*” que considera toques de resistencia y resistencia residual y el modelo “*piching*” que es similar al modelo “*peak oriented*” excepto que la ruta de recarga consta de dos partes: la primera en donde se dirige hacia un punto de quiebre en función de la máxima deformación permanente y la segunda en donde la máxima deformación es aquella en la dirección de carga.

Por otra parte, Ibarra et al. (2005) propone modelos basados en el deterioro cíclico con energía de disipación. Existen cuatro modelos que se pueden activar una vez que se haya superado el límite de rendimiento al menos en una dirección: resistencia básica, resistencia posterior al taponamiento, resistencia a la descarga y deterioro de la resistencia a la recarga. Las reglas del deterioro cíclico son iguales para todos los modelos histeréticos y el modelo “*peak oriented*” se utiliza para ilustrar el efecto del deterioro cíclico. Además, se supone que cada componente posee una capacidad de disipación de energía histerética inherente de referencia independientemente de la carga aplicada.

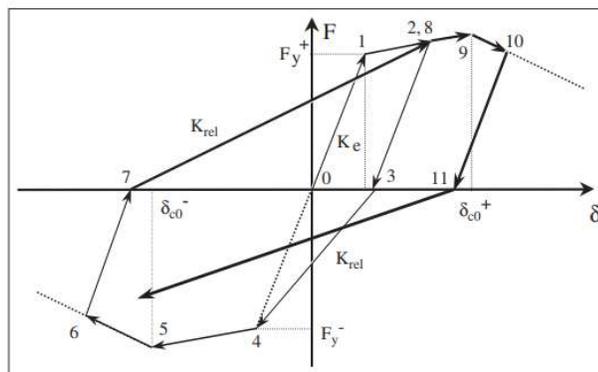


Figura No. V. Modelo Peak Oriented

Fuente: Ibarra, et al. 2005

Finalmente, para tener el comportamiento histerético de cada elemento basado en su material constitutivo Ibarra, et al. (2005) propone una calibración a los modelos basados en pruebas de laboratorio; para el caso de hormigón armado se realizan dos ensayos en dos columnas, la primera sometida a una carga cíclica cada vez mayor y la otra a una historia mayormente monótona, que consiste en varios ciclos seguidos por una excursión monótona.

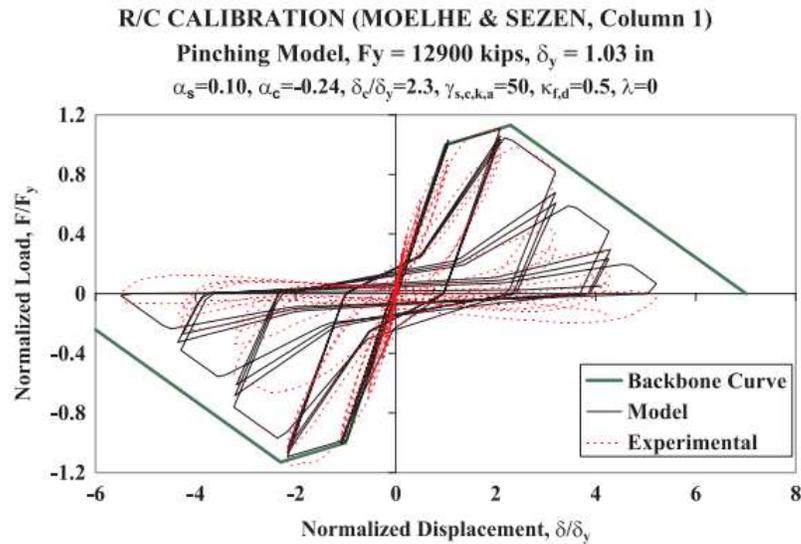


Figura No. VI. Calibración en hormigón armado

Fuente: Ibarra, et al. 2005

Efectos P – Delta

Otro aspecto importante a considerar en el análisis dinámico no lineal son los efectos P – Delta, que son aquellos efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente (NEC, SE – DS, 2015). Adicionalmente estos efectos generan un momento extra debido a la deformación de la estructura, lo cual disminuye la rigidez de la misma causando mayores desplazamientos en la respuesta dinámica de la estructura (Lasso & Vázquez, 2018).

Los efectos P – Delta se manifiestan tanto en el nivel estructural ($P - \Delta$) como en el elemento a nivel ($P - 0$) como se muestra en la figura VIIa. Adicionalmente, estos efectos se producen cuando los desplazamientos son grandes y en combinación con una fuerza axial externa causa momentos de vuelco en la base de la columna (Figura VIIb). Los efectos P – Delta no solo reducen la rigidez inicial, sino que también reducen la rigidez pos – rendimiento que podría volverse negativo como se muestra en la figura VIIc (Fedak, 2012).

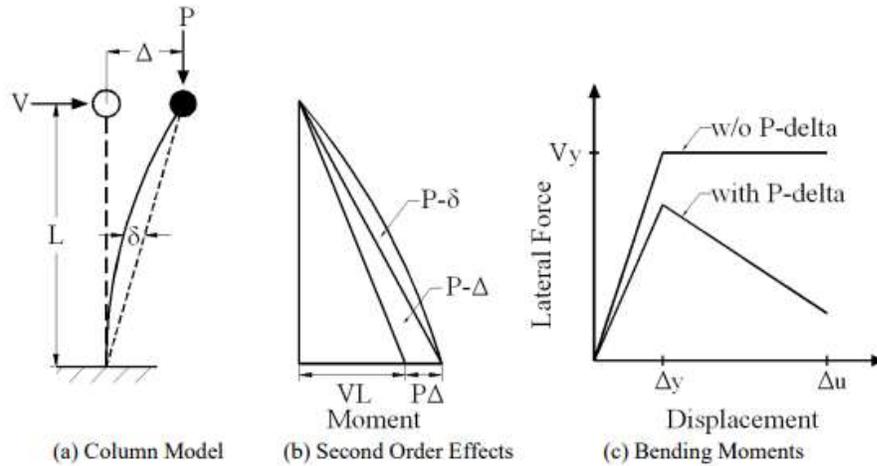


Figura No. VII. Efectos P – Delta

Fuente: Fedak, 2012.

Para modelar el efecto P – Delta es necesario colocar una columna inclinada sin rigidez a la flexión, colocada paralela a las columnas del pórtico resistente a momentos de hormigón armado en análisis. La carga aplicada a esta columna fantasma o “*leaning column*” representa la mitad de la carga total (Flores, Lopez, Charney, 2014).

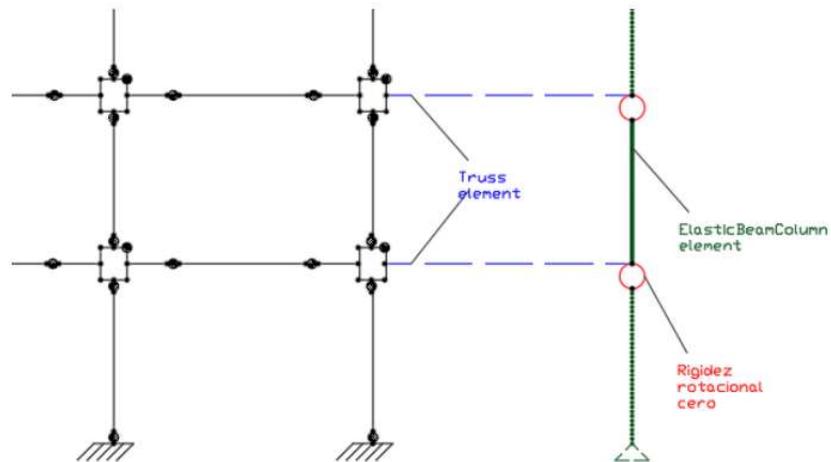


Figura No. VIII. Columna fantasma para efectos P – delta

Fuente: Astudillo, 2018.

- **Análisis Pushover**

Existen diversos métodos para analizar una estructura, uno de estos métodos es el método de análisis estático no lineal incremental (Pushover) que es aquel en donde se aplican cargas que simulan las fuerzas inerciales sísmicas y nos ayuda a conocer la máxima capacidad de la estructura y su máxima deformación.

Una de las utilidades de este análisis es poder conocer el cortante máximo en la base y el desplazamiento último, tomado como el desplazamiento del último piso cuando el cortante máximo disminuye en un 20% y de ser necesario determinar la ductilidad y sobrerresistencia que posee la estructura (Barrera, 2018).

Para el análisis por rótulas plásticas, el Pushover nos permite conocer una posible respuesta de la estructura, para poder compararla cuando esta sea sometida a cargas cíclicas; comprobando si la rigidez y momento de fluencia son los correctos.

- **Análisis dinámico no lineal de estructuras**

El análisis dinámico no lineal que consiste en someter a una estructura a una excitación sísmica y llevarla al estado de rotura, o de plasticidad, para determinar su comportamiento, desplazamiento y tiempo de colapso. Es por esto que este método es el utilizado para el desarrollo de esta investigación, ya que así se conoce el comportamiento de la estructura analizada ante la acción de un sismo muy raro, en donde se puede ocasionar el colapso de ciertos elementos no estructurales o estructurales sin afectar el funcionamiento general de la estructura, preservando la vida humana.

Para el análisis dinámico no lineal en estructuras esenciales, como lo es el Hospital “Darío Machuca Palacios”, el criterio de “funcionalidad continua” es de gran importancia, ya que este criterio permite a la mayoría de los componentes y equipos de las diversas instalaciones conservar su capacidad para funcionar después de un terremoto; este criterio se consigue con la limitación del factor de reducción sísmica R , derivas de piso, deformaciones y espectros de aceleración (Zayas, 2017).

El factor de reducción sísmica “ R ” permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, en donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas, siempre y cuando las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con una adecuada

ductilidad. El factor de reducción de resistencia depende del tipo de estructura, el tipo de suelo, el periodo de vibración y los factores de ductibilidad (NEC – SE – DS, 2015).

Tabla No. II. Coeficiente R para sistemas estructurales

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

La deriva de piso es el desplazamiento relativo de un piso debido a la acción de una carga lateral con respecto al piso consecutivo. Se calcula restando el desplazamiento del extremo superior y el desplazamiento del extremo inferior del piso. En el diseño sismo resistente, se establecen límites de derivas inelásticas permisibles expresados como fracción de la altura de piso (NEC – SE – DS, 2015):

Tabla No. III. Valores máximos de deriva de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

El amortiguamiento de una estructura es un efecto importante a considerar en un análisis dinámico no lineal, uno de estos amortiguamientos es el inherente o amortiguamiento de Rayleigh que es aquel amortiguamiento que es característico de la estructura y es aquel que actúa frente a una excitación sísmica leve que no causa daño estructural, causando que hace que la estructura llegue al reposo.

La masa y la rigidez son proporcionales al amortiguamiento. El amortiguamiento proporcional a la rigidez (Figura IXa) representa la energía disipada de la deformación de los entrepisos; mientras que, el amortiguamiento proporcional a la masa (Figura IXb) representa el aire y en estructuras de pocos pisos es despreciable (Chopra, 2014).

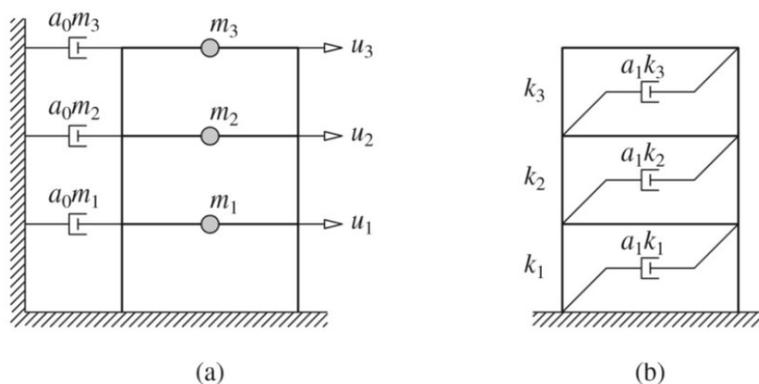


Figura No. IX. Amortiguamiento de Rayleigh
Fuente: Chopra, 2014.

El amortiguamiento inherente se modelará de acuerdo al tipo de estructura y no deberá exceder el 2.5% (ASCE 7-16, 2017).

Otro tipo de amortiguamiento importante es el amortiguamiento histerético que puede ser representado mediante fibras y rótulas plásticas, que para efecto de esta investigación se investigará más a fondo las rótulas plásticas.

Pórticos especiales de hormigón

Las estructuras pueden estar conformadas por pórticos especiales sismo resistentes, formados por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en el cual tanto el pórtico como la conexión viga – columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil (NEC – SE – DS, 2015).

- Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas son mecanismos en donde se lleva al agotamiento a vigas, columnas, uniones y bases de columnas. Este mecanismo disipa la energía sísmica a través de curvas de comportamiento histerético.

Para pórticos de hormigón armado las rótulas plásticas se modelan mediante cinco resortes ubicados en las caras de cada elemento.

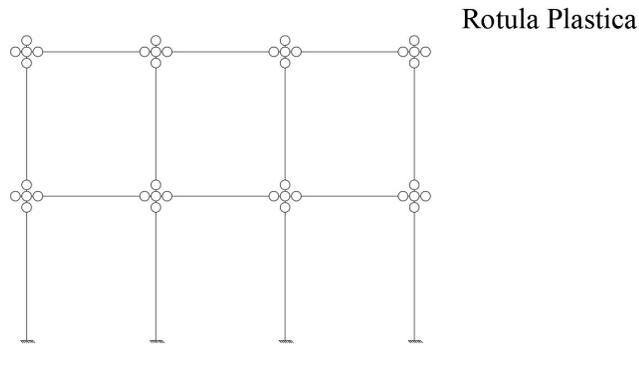


Figura No. X. Modelación rótulas plásticas

Fuente: Autores

Existen diversos métodos para determinar la longitud de la rótula plástica tanto para vigas como para columnas, se sugiere que las rótulas se encuentren ubicadas en la cara de la viga, la columna y la unión de estas; por lo que una longitud aproximada sería a $h/2$ de cada elemento, siendo h la altura de la sección (FEMA P695, 2009).

Para la presente investigación se utilizará el comportamiento histerético propuesto por Ibarra – Medina – Krawinkler con su modelo “*peak oriented*”, ya que este modelo representa de mejor manera el deterioro cíclico para pórticos resistentes a momentos de hormigón armado, tanto en vigas, columnas y nudos.

Para la modelación de las rótulas plásticas en columnas se utiliza un modelo de elasticidad concentrada, en donde las rótulas plásticas van agrupadas en cada extremo de la columna. En este caso, los resortes se agregan en cada cara de la rótula y en las bases de la columna. El modelo de plasticidad concentrada se compone de elementos viga – columna que incluyen elementos elásticos y resortes rotativos no lineales en cada extremo (Haselton, 2007).

Para la modelación en vigas, se utiliza la plasticidad concentrada como parte de la junta viga – columna en los extremos de cada elemento. El modelo de la viga incluye la fuerza y contribución de rigidez de la losa (Haselton, 2007).

Para la modelación en la unión entre viga y columna se representa mediante “*Panel zone*” para representar la geometría finita de la junta entre estos elementos, este *panel zone* tiene un comportamiento histerético y de respuesta *picking* (Haselton, 2007).

Para la modelación de las bases de columnas se realiza normalmente como una columna, se requiere un análisis especial cuando existe un cambio de material entre la cimentación y la columna.

Para los resortes extremos que no son unidos a nada se utiliza el comportamiento “*Bond slip*” que simula la deformación de la barra de refuerzo, dándole la rigidez inicial del resorte para obtener un deslizamiento de adherencia.

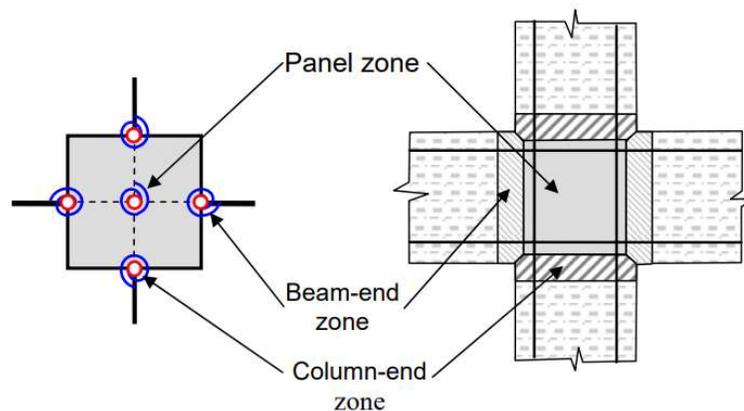


Figura No. XI. Modelación rótulas plásticas

Fuente: Altoontash, 2004.

Para finalizar, un ejemplo importante sobre el análisis con rótulas plásticas es el realizado en el Perú en diecinueve estructuras porticadas de dos a veinte pisos con igual planta rectangular en todos los pisos, estructurando a cuatro pórticos resistentes en el sentido longitudinal. En esta investigación Flores, idealiza a la estructura como un ensamblaje plano de elementos discretos, que quiere decir que se considera a un elemento dividido en segmentos pequeños, cada elemento con una rigidez a la flexión uniforme que varía con la historia de esfuerzos del segmento. Además, analiza la estructura mediante el método de rigidez directa, asumiendo que cada nudo posee tres grados de libertad de desplazamiento, concentrando la masa en los nudos para tener una matriz de rigidez diagonal (Flores, 2003).

Marco teórico

Amenaza

Es la cuantificación de las acciones sísmicas o de los fenómenos físicos asociados a un sismo que pueden producir efectos adversos al hombre y sus actividades (IG, 2019). Esta amenaza es representada por un peligro latente asociado con un fenómeno físico de origen natural y tecnológico que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado (OPS, 2010).

Análisis dinámico no-lineal

Este análisis cobra una importancia fundamental en la predicción del comportamiento de una estructura sometida a un movimiento sísmico, ya que permite daños estructurales importantes, pero sin colapso. El estudio del comportamiento no-lineal puede llevarse a cabo utilizando métodos con variada complejidad, que van desde la utilización de factores de reducción hasta la utilización de elementos fibra (Cáceres, 2001).

Estructuras esenciales

Son las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias en donde se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para una limitación de daño y no colapso (NEC, 2015).

Hospital seguro

Se define como un establecimiento de salud cuyos servicios permanecen accesibles y funcionando a su máxima capacidad y en su misma infraestructura inmediatamente después de que ocurre un desastre natural. Es seguro porque cuenta con la máxima protección posible, las vías de acceso al establecimiento de salud y los servicios de suministro de agua potable, energía eléctrica y telecomunicaciones continúan operando, lo que permite garantizar su funcionamiento continuo y absorber la demanda adicional de atención médica (OMS, 2019).

Índice de seguridad hospitalaria

Es una herramienta desarrollada por la OPS para determinar la probabilidad de que un hospital o establecimiento de salud continúe funcionando en situaciones de

emergencia. Es una nueva forma de manejar el riesgo en el sector salud que permite la vigilancia continua del nivel de seguridad de los establecimientos de salud en donde un sistema de calificación asigna un valor numérico a cada aspecto de acuerdo a su importancia relativa en contribuir a la capacidad de un hospital para resistir un desastre y seguir funcionando (OMS,2019).

Riesgo

Se define como la 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 ocurrencia de un evento con una cierta intensidad en un cierto sitio en cierto período de tiempo (OPS, 2010).

Rótulas plásticas

Es el fenómeno que se produce cuando un elemento que tiene impedido la rotación se encuentra sometido a una carga que la lleva a superar el límite elástico, plastificando todo el elemento; la sección sigue manteniendo su estado tensional, pero permitiendo el giro de la sección simulando una articulación (Guasch, 2014).

Subducción

Hundimiento de gran amplitud de una porción de litósfera bajo otra. El término designa el hecho de hundirse la litósfera oceánica bajo otra litósfera (IG, 2019).

Vulnerabilidad

Se define como el grado de pérdida o conjunto de elementos en riesgo, como consecuencia de la ocurrencia de un evento dado. Se expresa en una escala de 0 (ningún daño) a 1 (daño total) (IG, 2019).

1. CAPÍTULO I

1. Recopilación y procesamiento de información

1.1. Recopilación de información arquitectónica en base a investigaciones anteriores

1.1.1. Información general

Según lo expresado en el trabajo de investigación anterior realizado por el Ing. Ignacio Benjamín Villota Tapia (2016) sobre el hospital “Darío Machuca”, se ha recopilado y procesado la siguiente información necesaria para el desarrollo de este trabajo investigativo:

El hospital “Darío Machuca Palacios” se encuentra ubicado en el cantón La Troncal, provincia del Cañar, entre las calles San Gabriel y Tercera Sur. Tiene un área constructiva de 2.202 m^2 distribuidos en 9 bloques emplazados en un terreno de 16.000 m^2

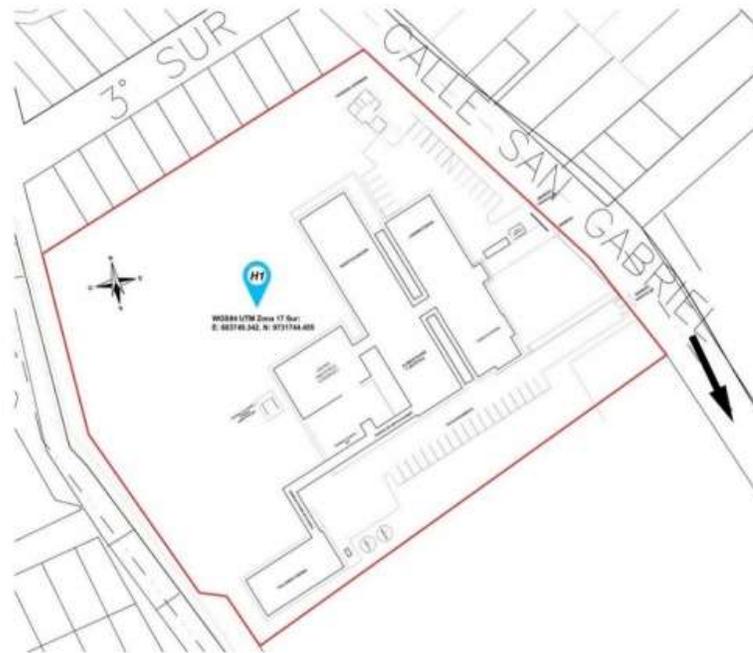


Figura No.1.1. Vista en planta del Hospital Darío Machuca Palacios

Fuente: Villota, 2016

Esta unidad hospitalaria es de tipo básico, perteneciente al Ministerio de Salud, zonal de salud No.6 distrito No.3; cuenta con 32 camas y brinda los servicios de consulta externa, hospitalización, emergencia, centro quirúrgico y obstétrico, laboratorio clínico e imagenología. Adicionalmente, se encuentra equipado con unidades de rayos X y ecosonógrafo.

1.1.2. Distribución física

Bloque 1: Emergencia, laboratorio e imagenología.

Bloque 2: Área administrativa ubicada en la segunda planta del hospital.

Bloque 3: Área de hospitalización.

Bloque 4: Corredor que une bloques B2, B3, B5 y B6.

Bloque 5: Área de cocina, lavandería y taller de costura.

Bloque 6: Área de consulta externa, información, estadística y farmacia.

Bloque 7: Área de quirófanos, central de esterilización y neonatología.

Bloque 8: Taller de fuerza (cuarto de máquinas) y bodega.

Bloque 9: Área de morgue.



Figura No.1.2. Modelo en 3D del Hospital “Darío Machuca Palacios”

Fuente: Villota, 2016.

1.1.3. Caracterización del emplazamiento

Los valores presentados a continuación son obtenidos de la norma NEC – peligro sísmico 2015.

Tabla No.1.1. Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica	V
Región sísmica	Sierra
Tipo de suelo	D
Caracterización del peligro sísmico	Alta
Factor de importancia de la obra	1.5

Fuente: Villota, 2016

1.1.4. Información arquitectónica y de ingeniería

Según Villota (2016), la construcción del Hospital “Darío Machuca Palacios” se realizó respetando los diseños, sin realizar modificaciones ni cambios. Los miembros estructurales principales como: vigas, columnas, losas macizas y zapatas son de hormigón armado fundidos in situ, con una mampostería de muros portantes, etc.

Con respecto a la información de ingeniería, Villota expone lo siguiente:

- El índice de seguridad hospitalaria es de 0.79, entrando en una categoría A, por lo que la Organización Panamericana de la Salud (OPS) recomienda que para que la entidad hospitalaria continúe funcionando en caso de un desastre se debe continuar con medidas para mejorar la capacidad de respuesta y ejecutar medidas preventivas en el mediano y largo plazo para mejorar el nivel de seguridad frente a desastres.



Figura No.1.3. Índice de seguridad del Hospital “Darío Machuca Palacios”

Fuente: Villota, 2016.

- En cuanto a la seguridad de la entidad hospitalaria ante situaciones de emergencia o desastres no es la más conveniente, así que se requiere la implementación de medidas para la reducción de pérdidas potenciales y tomar los correctivos en aquellos aspectos donde son vulnerables y poco eficientes.
- Por otra parte, el valor del índice de vulnerabilidad determinado por el método de la OMS es de 0.21, lo que se considera una cifra baja y eso es lo que se busca, por lo que es probable que el hospital continúe funcionando en caso de desastres aplicando medidas correctivas. Sin embargo, al realizar un análisis más profundo a través de la cuantificación de los elementos se determinó que la vulnerabilidad del hospital es alta, debido a que, en una comparación entre el promedio de comprobación de las columnas, se tiene que el 39% cumple, mientras que el 61% no cumple; por lo que la estructura es vulnerable a efectos sísmicos presentando daños estructurales; ya que no se cumple el principio “columna fuerte, viga débil y unión fuerte”.

2. CAPITULO II

1. Agrupación de cargas y masas actuantes en la estructura

La agrupación y modelación de cargas y masas actuantes en la estructura es importante para el desarrollo de la idealización matemática de los pórticos planos en 2D, ya que con esta agrupación de cargas y masas se ingresan las condiciones a las que se encuentra sometida la estructura para posteriormente determinar su comportamiento ante la acción de un sismo.

Para esta agrupación de cargas y masas se utilizará la norma de peligro sísmico vigente en el país NEC 2015 en su capítulo I “Cargas No Sísmicas” y capítulo II “Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente” con el objetivo de establecer valores de cargas gravitacionales y accidentales normadas.

1.1. Determinación y modelación de cargas

1.1.1. Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales son aquellas que actúan en la estructura por la acción de la gravedad, es decir, su sentido es vertical, estas pueden ser vivas o permanentes.

1.1.1.1. Cargas vivas

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizará en el cálculo, depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición y otras (NEC – SE – CG 2015).

Tabla No. 2.1. Cargas vivas actuantes en la estructura

Ocupación o uso	Carga uniforme (Kn/m^2)
Bodegas de almacenamiento liviana	6
Bodegas de almacenamiento pesada	12
Corredores planta baja	4.8
Corredores primera planta alta	4
Cubiertas	0.7

Habitaciones	2
Laboratorios	2.9
Oficinas	2.4
Quirófanos	2.9
Sala de pacientes	2

Fuente: NEC – SE- CG, 2015

1.1.1.2. Cargas muertas o permanentes

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC – SE – CG, 2015).

Tabla No. 2.2. Cargas muertas actuantes en la estructura

Elemento	Peso unitario (Kn/m^2)
Baldosas de cerámica con mortero de cemento	0.2
Cielo raso de yeso sobre listones de madera	0.2
Paredes	1
Instalaciones	0.5
Losa espesor 15cm	3.6
Losa espesor 18cm	4.32
Losa espesor 20cm	4.8

Fuente: NEC – SE- CG, 2015

1.1.2. Cargas gravitatorias ingresadas en el modelo

1.1.2.1. Cargas muertas

Para el ingreso de las cargas muertas puntuales se calcula multiplicando las cargas muertas actuantes por el área tributaria correspondiente

$$Dt = At * D$$

(Ecuación 1)

Tabla No. 2.3. Cargas muertas concentradas bloque 2

Descripción	Valor (Kn)
Total masa piso 1	172.46
Total masa piso 2	172.46

Fuente: Autores

1.1.2.2. Cargas vivas

Para el ingreso de las cargas vivas lineales se calcula multiplicando la máxima carga viva actuante en el pórtico, en este caso corredor planta baja de 4.8 Kn/m², por la longitud transversal.

$$Dt = L * D$$

(Ecuación 2)

Tabla No. 2.4. Cargas vivas lineales bloque 2

Descripción	Valor (Kn/m)
Piso 1	21.6
Piso 2	18

Fuente: Autores

Nota: la determinación de las masas concentradas muertas y cargas vivas lineales para los bloques 3,7 y 8 se encuentran en el Anexo 1.

1.1.2.3. Combinación de cargas

Se tomará en cuenta la combinación de cargas establecida por la norma FEMA 440 para análisis dinámicos, que sugiere que las cargas son solo aditivas; por lo que toma en cuenta una reducción en la carga viva actuante del 25%.

$$W = Dt + 0.25Lt$$

(Ecuación 3)

Donde:

$W =$ carga sísmica reactiva

$Dt =$ carga muerta (Kn/m)

$W =$ carga viva (Kn/m)

1.1.3. Cargas accidentales

Son aquellas que suceden eventualmente en la vida de una estructura, no es constante y puede alcanzar grandes magnitudes. No se debe al funcionamiento normal del hospital y se presenta solo durante lapsos breves. Puede ser ocasionada por sismos, vientos, explosiones, incendios y otros fenómenos extraordinarios.

1.1.3.1. Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas son cargas horizontales que serán evaluadas en este capítulo con el propósito de simular sus efectos sobre la estructura en análisis.

Estas cargas sísmicas se pueden simular mediante un espectro de respuesta, que dependerá de la zona en donde se encuentre emplazada la edificación, además tomando en cuenta muchos factores como el tipo de suelo, importancia de la estructura, su uso, entre otros.

Curvas de peligro sísmico

Según la NEC – SE –DS (2015) para el diseño de estructuras esenciales es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de

diferentes niveles de desempeño, estas curvas de peligro relacionan el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia, que es el inverso del periodo de retorno.

Para esta investigación se toma como referencia la curva de peligro sísmico de Guayaquil debido a que la NEC – SE – DS solo presenta curvas de las ciudades capitales de provincia y la curva de peligro sísmico correspondiente al Cañar (Azogues) presenta una aceleración diferente a la requerida en La Troncal.

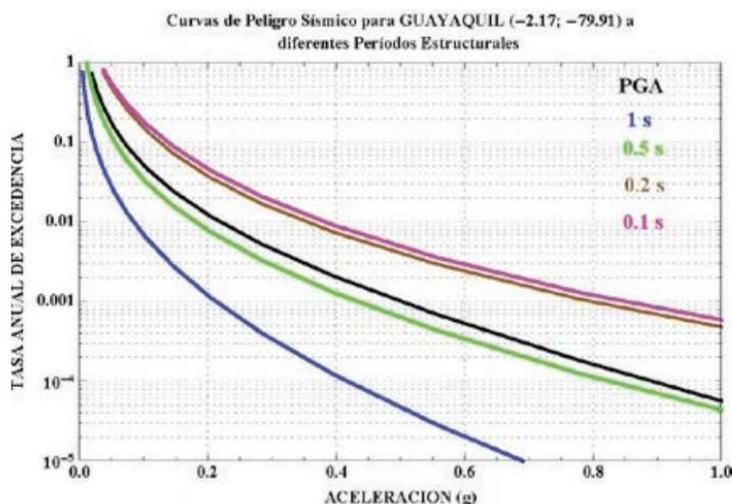


Figura No. 2.1. Curva de peligro sísmico Guayaquil

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

La NEC – SE – DS (2015) establece un valor de z para el cantón La Troncal de 0.40g, o también se puede tener este valor aplicando el concepto de curvas de peligro sísmico tomando en cuenta que para las estructuras esenciales se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para los siguientes casos:

- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211).
- No colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

Para obtener el valor de z con las curvas de peligro sísmico se deben trazar dos líneas: una horizontal desde el valor de la tasa anual de excedencia, hasta la curvatura de color

negro, y otra vertical hasta dar con la abscisa de aceleración que será el valor de z deseado.

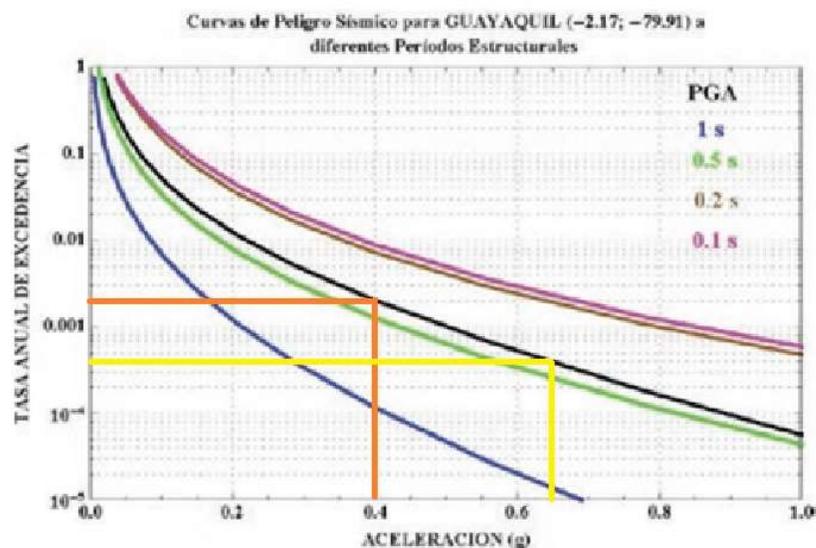


Figura No. 2.2. Determinación de z

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

Tabla No.2.5. Factores z

Periodo de retorno	Tasa anual de excedencia	Valor de factor z (g)
475 años	0.00211	0.4
2500 años	0.0004	0.65

Fuente: Autores

Para el desarrollo de esta investigación se analizará el comportamiento del “Hospital Darío Machuca Palacios” para prevenir colapsos, es decir, se tomará en cuenta únicamente el periodo de retorno de 2500 años, ya que el objetivo de este estudio es analizar la estructura ante la acción de un sismo muy raro.

1.2. Categoría de edificio y coeficiente 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 – SE – DS, 2015).

Tabla No. 2.6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

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
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

Debido a que la estructura en análisis es catalogada como esencial se tomará un coeficiente del factor I de 1.5.

1.3. Diseño sismo resistente

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida de la estructura. El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño (NEC – SE – DS, 2015).

1.3.1. Requisitos de diseño sísmico

- El límite máximo para las derivas de piso en estructuras de hormigón armado será de 0.02.
- Para estructuras esenciales se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras pueden mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC – SE – DS, 2015).

1.3.2. Niveles de amenaza sísmica

Tabla No.2.7. Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad excedencia en 50 años	Periodo de retorno T (años)	Tasa anual de excedencia (1/T)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (Moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (Severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

2. Generación de pórticos planos del Hospital “Darío Machuca Palacios”

2.1. Determinación del modelo idealizado

Para poder crear el modelo idealizado de los pórticos planos del Hospital “Darío Machuca Palacios” se han tomado una serie de consideraciones previas para poder modelar lo más semejante a la realidad estos modelos planos:

- La resistencia última a compresión del hormigón es de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, con un módulo de elasticidad $E = 15000\sqrt{f'_c}$ para vigas, columnas y losas (Villota, 2016).
- El acero de las varillas de refuerzo tiene $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Villota, 2016).

Para el desarrollo de esta investigación se tomarán en cuenta los pórticos más críticos de los bloques más importantes que conforman la entidad hospitalaria. Estos bloques son:

3. Bloque 2 (Área administrativa ubicada en la segunda planta)
4. Bloque 3 (Hospitalización)
5. Bloque 7 (Área de quirófanos, central de esterilización y neonatología)
6. Bloque 8 (Taller de fuerza o cuarto de máquinas y bodega)

6.1. Geometría de los pórticos planos y características de sus elementos

Se presenta la geometría del bloque 2 destinada en su segunda planta a la administración del hospital, que presenta diferentes secciones tanto para vigas como para columnas.

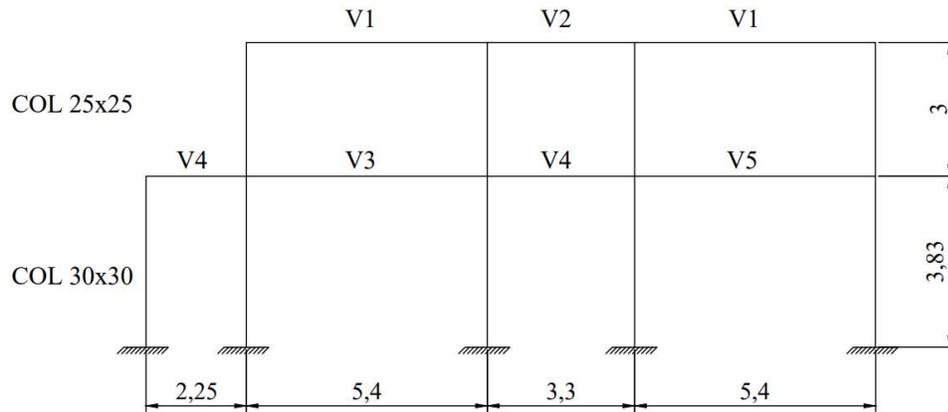


Figura No. 2.3. Geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 2

Fuente: Autores

La geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 3 destinado a hospitalización, que de igual forma al pórtico plano anterior presenta diferentes secciones para vigas y columnas.

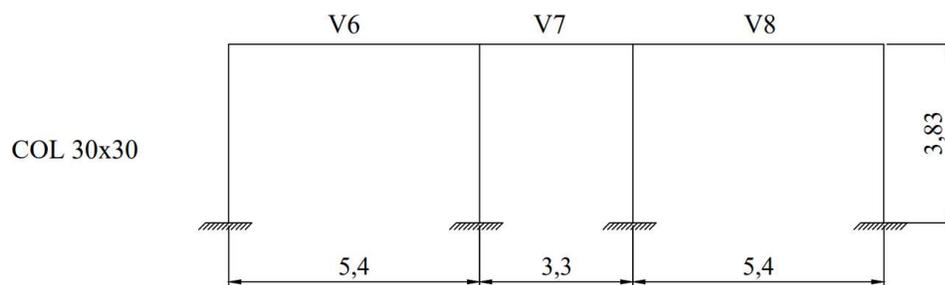


Figura No. 2.4. Geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 3

Fuente: Autores

De igual manera, la geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 7 destinado al área de quirófanos, central de esterilización y neonatología presenta diferentes secciones de columnas y vigas como se presenta en la siguiente figura:

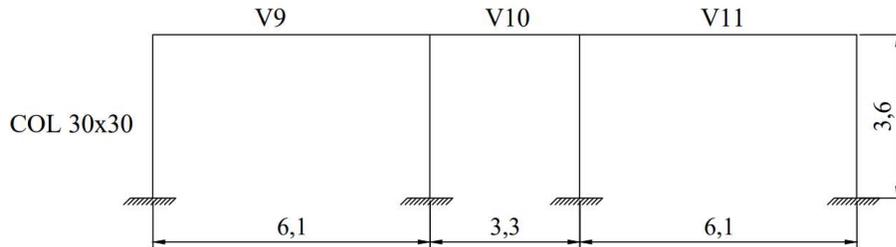


Figura No. 2.5. Geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 7

Fuente: Autores

Finalmente, la geometría del pórtico plano destinada al área de Taller de fuerza o cuarto de máquinas y bodega correspondiente al bloque 8, cuenta con secciones diferentes tanto para columnas y vigas.

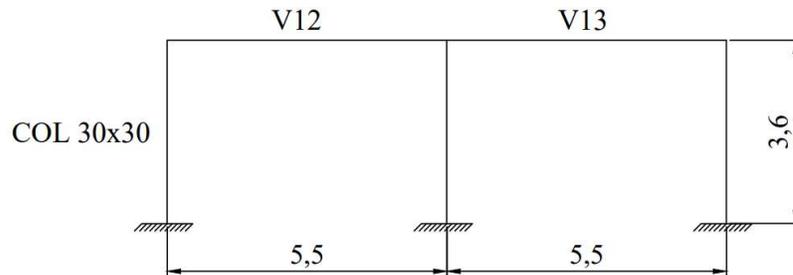


Figura No. 2.6. Geometría del pórtico plano correspondiente al bloque 8

Fuente: Autores

6.2. Elementos estructurales

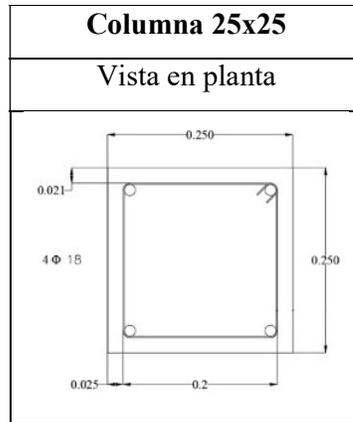
A continuación, se presentan los elementos estructurales por los que están conformados cada uno de los pórticos planos que se analizarán en esta investigación.

6.2.1. Columnas

- **Columna 25x25**

Este tipo de columna se encuentra emplazada en la segunda planta del pórtico correspondiente al bloque 2 “Administración”.

Tabla No.2.8. Columna 25x25

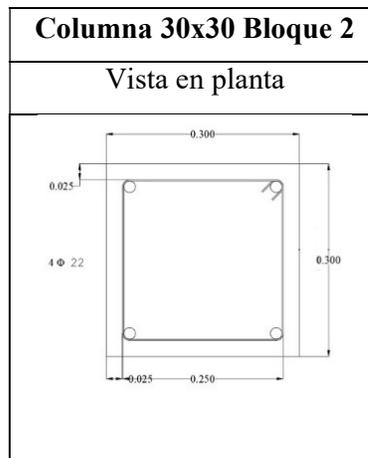


Fuente: Autores

- **Columna 30x30**

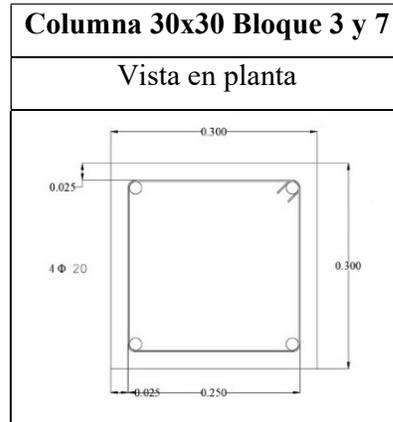
Este tipo de columna se encuentra emplazada en todos los pórticos planos de los bloques 3, 7, 8 y en la primera planta del bloque 2, lo que varía entre pórticos es el diámetro de la varilla de refuerzo.

Tabla No.2.9. Columna 30x30 Bloque 2



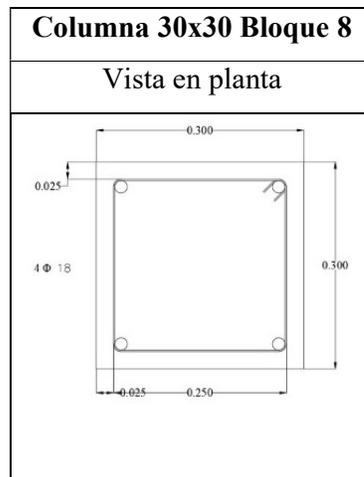
Fuente: Autores

Tabla No.2.10. Columna 30x30 Bloque 3 y 7



Fuente: Autores

Tabla No.2.11. Columna 30x30 Bloque 8



Fuente: Autores

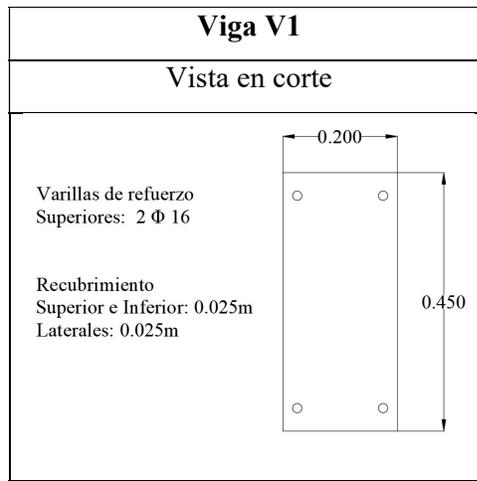
6.2.2. Vigas

Existen 13 tipos de vigas emplazadas en todos los pórticos planos analizados en esta investigación, es por esto que a continuación se presentan los tipos de vigas utilizadas en cada pórtico.

- **Bloque 2**

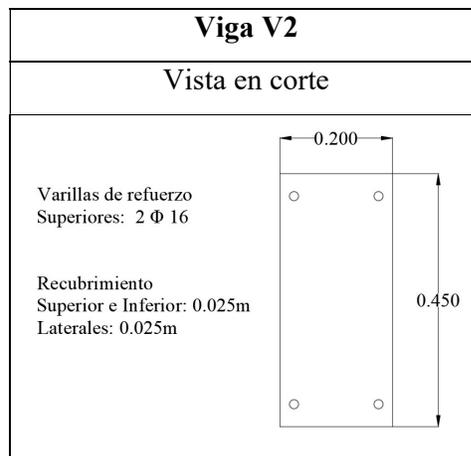
En este pórtico plano existen 5 tipos de vigas emplazadas en diferentes partes del pórtico. La sección y armado de hierros se presenta a continuación de acuerdo a la nomenclatura expuesta anteriormente.

Tabla No.2.12. Viga V1



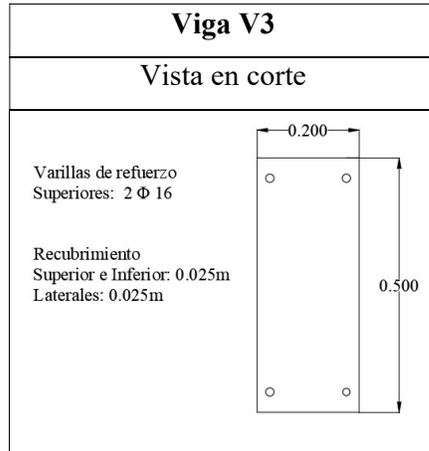
Fuente: Autores

Tabla No.2.13. Viga V2



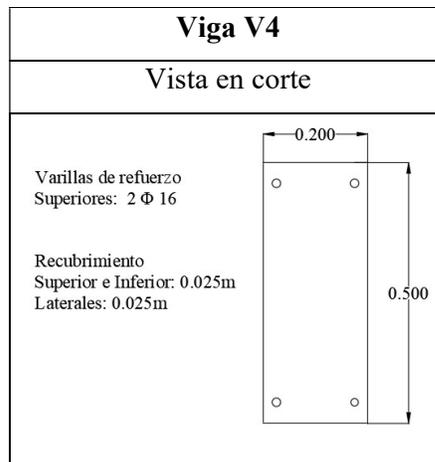
Fuente: Autores

Tabla No.2.14. Viga V3



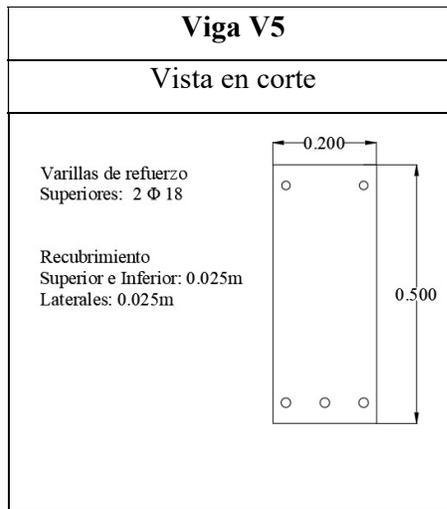
Fuente: Autores

Tabla No.2.15. Viga V4



Fuente: Autores

Tabla No.2.16. Viga V5

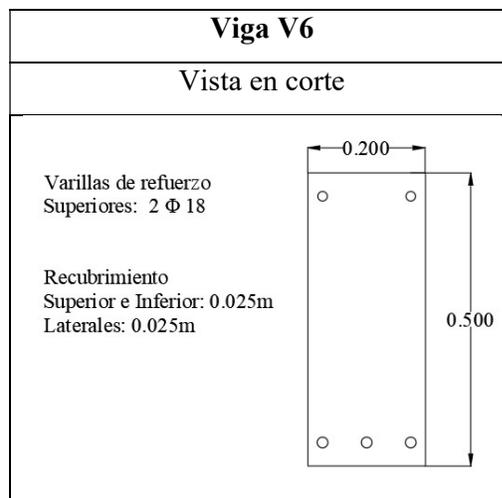


Fuente: Autores

- **Bloque 3**

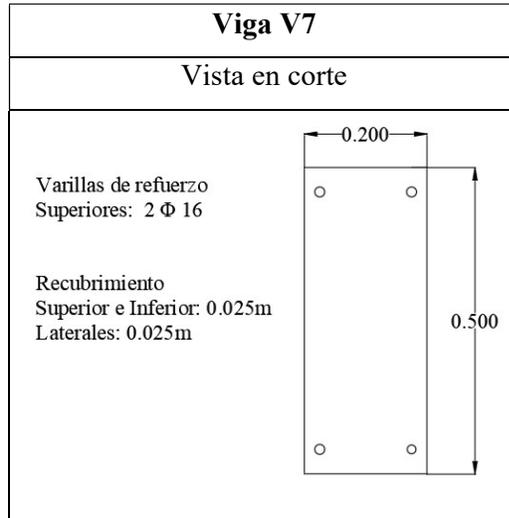
De igual manera, en este pórtico existen 3 tipos de vigas emplazadas en diferentes partes del mismo. La sección y armado de hierros se presenta a continuación de acuerdo a la nomenclatura expuesta anteriormente.

Tabla No.2.17. Viga V6



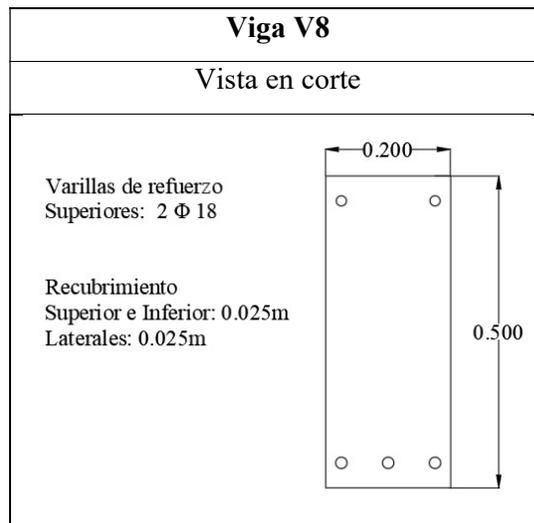
Fuente: Autores

Tabla No.2.18. Viga V7



Fuente: Autores

Tabla No.2.19. Viga V8

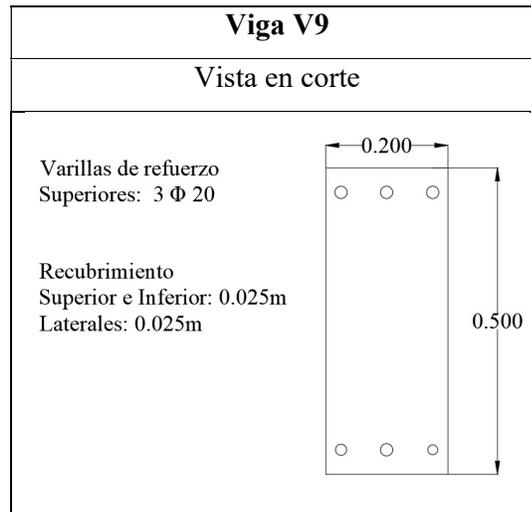


Fuente: Autores

- **Bloque 7**

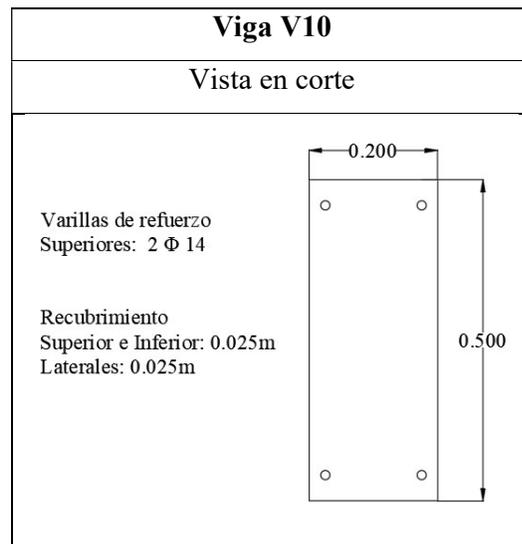
Por otra parte, el bloque 7 está conformado por 3 tipos de vigas cuyas características se presentan a continuación.

Tabla No.2.20. Viga V9



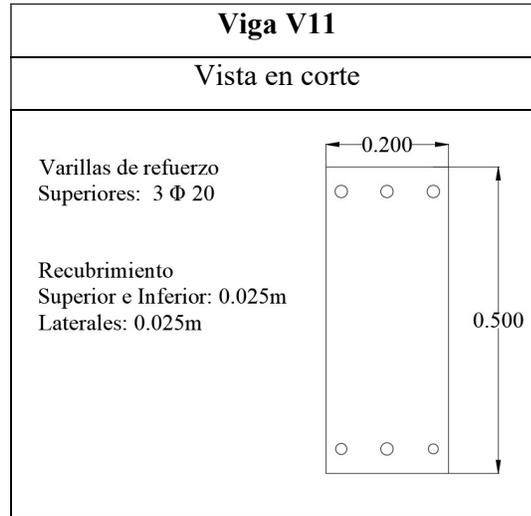
Fuente: Autores

Tabla No.2.21. Viga V10



Fuente: Autores

Tabla No.2.22. Viga V11

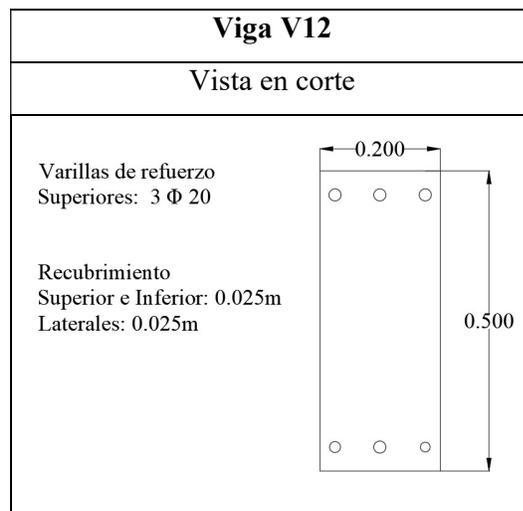


Fuente: Autores

- **Bloque 8**

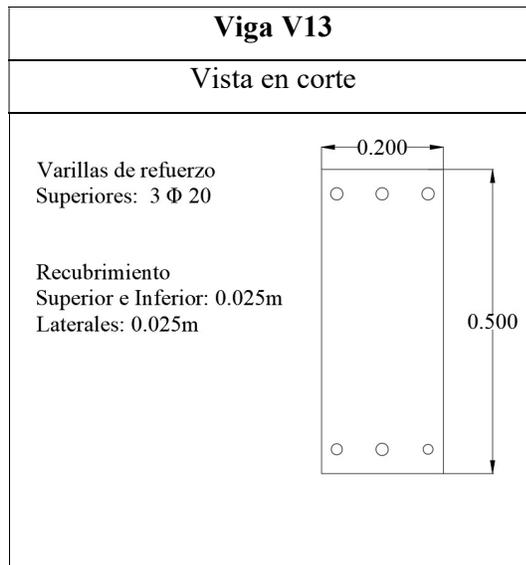
Finalmente, el bloque 8 está conformado por 2 tipos de vigas cuyo armado de hierros y dimensiones se presentan a continuación.

Tabla No.2.23. Viga V12



Fuente: Autores

Tabla No.2.24. Viga V13



Fuente: Autores

3. CAPITULO III

1. Consideraciones iniciales

1.1. Tipo de suelo

En la norma de peligro sísmico vigente en el país NEC – SE – DS se establecen seis tipos de perfil de suelo de acuerdo a diversos parámetros establecidos. En el trabajo investigativo de Villota (2016) se determina que el terreno en donde se encuentra emplazado el Hospital “Darío Machuca Palacios” es tipo D.

Tabla No.3.1. Tipo de perfil de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s$ $\geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u$ $\geq 50 \text{ KPa}$

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

1.2. Coeficientes de perfil de suelo

1.2.1. Coeficiente Fa

Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio (NEC- SE – DS, 2015).

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	≥0.5
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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Figura No. 3.1. Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

Debido a que el suelo fue clasificado como tipo D y La Troncal posee una aceleración sísmica de 0.65 el factor Fa será de 1.12.

1.2.2. Coeficiente Fd

El factor Fd amplifica las ordenas del espectro elástico de respuesta de deslizamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio (NEC – SE – DS, 2015).

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	≥0.5
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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura No. 3.2. Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

De igual manera, con el tipo de suelo D y el factor de z para La Troncal de 0.65 se tiene que el factor Fd es de 1.11.

1.2.3. Coeficiente F_s

El coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos F_s es aquel que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo 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 (NEC – SE – DS, 2015).

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	≥ 0.5
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	0.94	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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura No. 3.3. Tipo de suelo y factores de sitio F_s

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

Finalmente, el factor F_s es de 1.40 debido a las consideraciones tomadas para determinar los factores anteriores.

2. Espectro de diseño

El espectro de diseño puede representarse de 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. Además, es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5% utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño (NEC – SE – DS, 2015).

2.1. Parámetros de cálculo para el espectro de diseño

Tabla No. 3.2. Parámetros de calculo

Parámetro	Descripción
η	Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el periodo de retorno seleccionado (2.48 para provincias de la sierra).
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura.
T_o	Periodo límite de vibración en el espectro sismo elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_c	Periodo límite de vibración en el espectro sismo elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.
r	Factor usado que depende de la ubicación geográfica del proyecto $r = 1$ para todos los suelos, excepto el suelo tipo E $r = 1.5$ para tipo de suelo E
R	Factor de reducción de resistencia sísmica $R = 8$ para pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas $R = 1$ para realizar análisis inelástico, no se reduce la resistencia sísmica.

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

2.2. Configuración estructural

2.2.1. Configuración estructural en planta

Para el caso del bloque 2 “Administración” la configuración estructural en planta, o coeficiente de regularidad, es de 0.90 mientras que para el bloque 3, 7 y 8 es de 1.

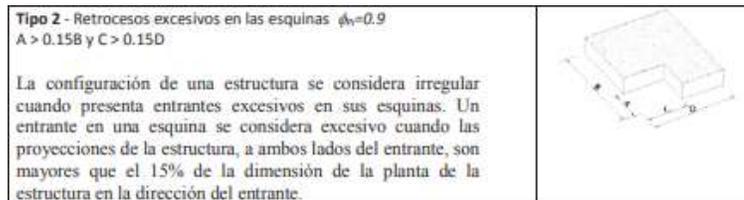


Figura No. 3.4. Coeficiente de regularidad en planta

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

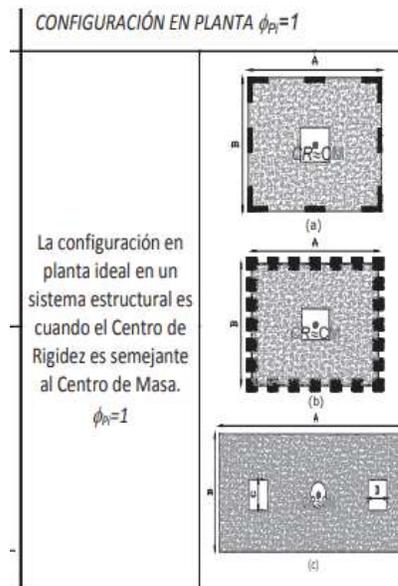


Figura No. 3.5. Coeficiente de regularidad en planta

Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

2.2.2. Coeficiente de regularidad en elevación

De igual manera, para el bloque 2 “Administración” el coeficiente de regularidad en elevación es de 0.90, mientras que para los bloques 3, 7 y 8 es 1.

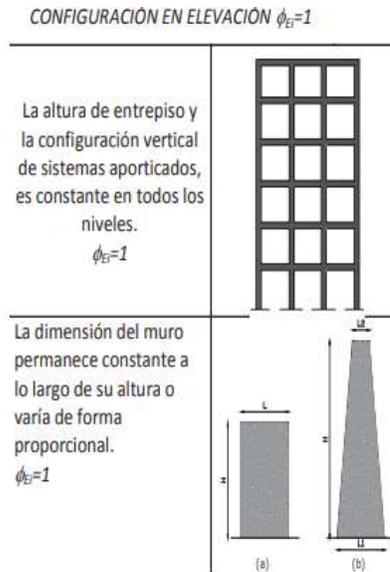


Figura No. 3.6. Coeficiente de regularidad en elevación
Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

Tipo 3 - Irregularidad geométrica
 $\phi_E=0.9$

$a > 1.3 b$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.

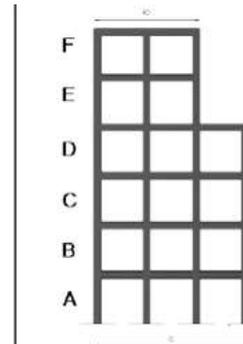


Figura No. 3.7. Coeficiente de regularidad en elevación
Fuente: NEC – SE – DS, 2015.

2.3. Espectro de diseño

2.3.1. Espectro de diseño bloque 2,3,7 y 8

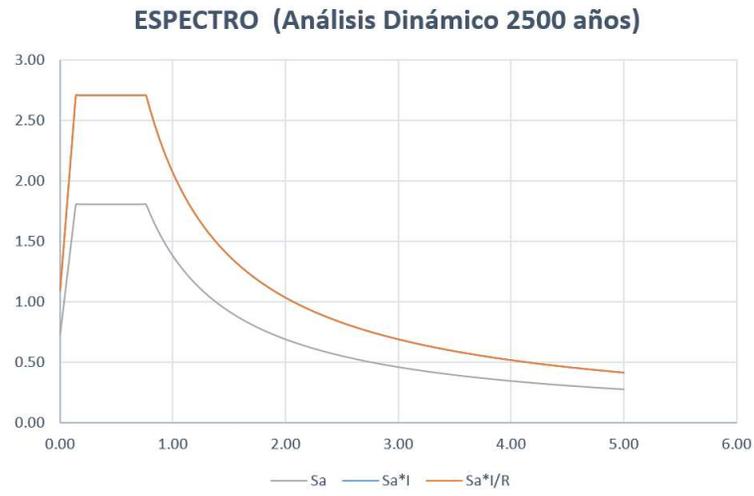


Figura No. 3.8. Espectro de diseño bloque 2,3,7 y 8 (2500 años)

Fuente: Autores

3. Modelación en el software de código abierto OpenSees

3.1. Definición de los materiales utilizados

Tabla No. 3.3. Propiedades del hormigón

Hormigón		
Propiedades	Nomenclatura	Valor
Resistencia a la compresión	f^c	21000 Kn/m ²
Peso por unidad de volumen	ρ	2400 Kg/m ³
Módulo de elasticidad	E	21000 MPa
Relacion de poisson	ν	0.2

Fuente: Autores

3.2. Modelación con rótulas plásticas

Consiste en modelar la sección a través de cinco resortes ubicados en cada nodo de los pórticos en análisis y atribuirle los comportamientos histeréticos correspondientes, determinando previamente los valores requeridos por OpenSees para el modelo de “*peak oriented*” de Ibarra – Medina – Krawinkler.

3.2.1. Modelación pórticos

Para la modelación de los pórticos en análisis en el código abierto OpenSees, se siguió un procedimiento sistemático con programas de entrada y salida siguiendo el siguiente orden:

- Definir variables, parámetros y materiales.
- Definir la ubicación de los nodos a utilizar para los pórticos analizados siguiendo los criterios de los cuatro resortes extremos para la generación de las rótulas plásticas.
- Asignar el comportamiento a los nodos base.
- Para la representación de los empotramientos en la base se generan tres nodos con coordenadas iguales y uniéndolos con el comando *rotSpring2D*.
- Generación de elementos vigas y columnas, considerando solo el desplazamiento.
- Con la utilización del comando *Joint2D* se crea el nodo central de la rótula plástica y se asigna las características histeréticas a las que estarán sometidos los nodos.
- Se asignarán masas concentradas en un nodo de los cuatro creados por columna, que simularán el comportamiento de la losa.

3.2.2. Comportamiento histerético

Los modelos de daño de comportamiento histerético utilizan deterioro cíclico para calcular el índice de daño en una estructura; esta energía histerética es calculada en base a métodos de integración que incrementan la carga cíclica usando totalmente la energía plástica del elemento en análisis (Altoontash, 2004).

Existen diversos modelos de comportamiento histerético que dependen del material constitutivo de los elementos que se desean estudiar; para el caso de esta investigación se utilizará el modelo *Peak Oriented* de Ibarra – Medina – Krawinkler, que es el modelo que sugiere la FEMA P695 para elementos de hormigón armado.

El modelo *Peak Oriented* considera una regla constitutiva de endurecimiento elástico, seguida de una sección de reblandecimiento y finalmente con un valor de fuerza residual. Este modelo considera una reducción de la rigidez de descarga (*elastic stiffness*) hasta que las fuerzas lleguen a cero; además de una recarga definida en función de los puntos pico de los ciclos anteriores, considerando que cuando el material se recarga en la sección no lineal estos puntos picos se reubican en la envolvente o “backbone curve” (Altoontash, 2004).

Para determinar los parámetros requeridos por el comando en OpenSees *Modified Ibarra – Medina – Krawinkler Deterioration Model with Peak – Oriented Hysteretic Response* fue necesario usar ciertas fórmulas que proporcionan aproximaciones, ya que estos parámetros son muy complejos de determinar.

3.2.2.1. Backbone curve

Backbone curve es aquella curva que limita el comportamiento histerético de una sección, es conocida como la curva constitutiva a la que se encuentran sometidos todos los elementos sin importar el material por el cual se encuentran conformados, esta es la primera curva de histéresis que se debe determinar para poder aplicar el método *Peak Oriented*.

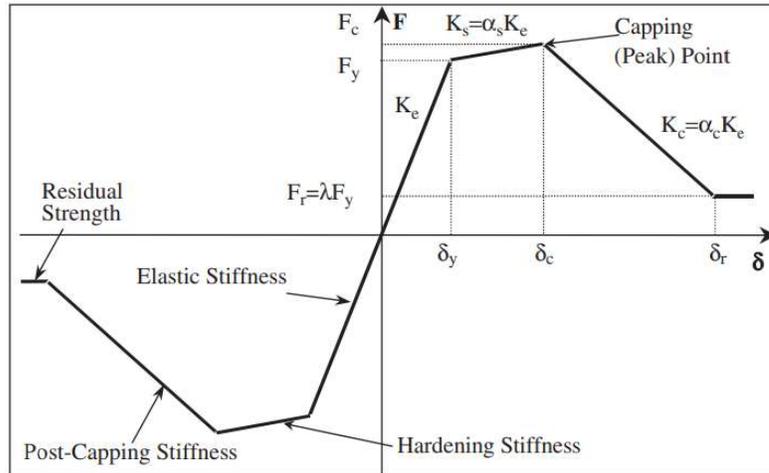
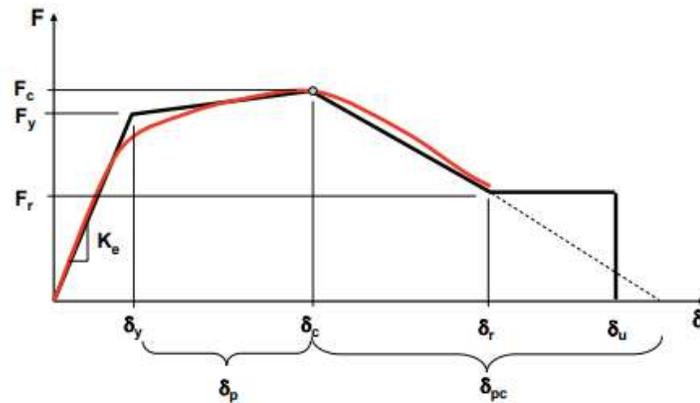


Figura No. 3.9. Backbone curve

Fuente: Ibarra, et al. 2005.

Esta curva envolvente requiere de ciertos parámetros que se basan en la curva esfuerzo – deformación que se exponen a continuación:



- Effective yield strength and deformation (F_y and δ_y)
- Effective elastic stiffness, $K_e = F_y / \delta_y$
- Strength cap and associated deformation for monotonic loading (F_c and δ_c)
- Pre-capping plastic deformation for monotonic loading, δ_p
- Effective post-yield tangent stiffness, $K_p = (F_c - F_y) / \delta_p$
- Post-capping deformation range, δ_{pc}
- Effective post-capping tangent stiffness, $K_{pc} = F_r / \delta_{pc}$
- Residual strength, F_r
- Ultimate deformation, δ_u

Figura No. 3.10. Parámetros requeridos para la Backbone curve

Fuente: FEMA P695, 2009

3.2.2.2. Modelo Peak Oriented

El modelo *Peak Oriented* requiere de parámetros que provienen de la *backbone curve*, de momento – curvatura y de parámetros característicos del material.

Tabla No. 3.4. Factores necesarios para el modelo Peak Oriented

Parámetros Peak Oriented	
K0	Elastic Stiffness
as_Plus	Strain hardening ratio
as_Neg	Strain hardening ratio
My_Plus	Effective yield strength
My_Neg	Effective yield strength
lamda_S	Cyclic deterioration parameter for strength deterioration
lamda_C	Cyclic deterioration parameter for post-capping strength deterioration
lamda_A	Cyclic deterioration parameter for accelerated reloading stiffness deterioration
lamda_K	Cyclic deterioration parameter for unloading stiffness deterioration
c_S	Rate of strength deterioration
c_C	Rate of post-capping strength deterioration
c_A	Rate of accelerated reloading deterioration
c_K	Rate of unloading stiffness deterioration
theta_p_Plus	Pre-capping rotation for positive loading direction
theta_p_Neg	Pre-capping rotation for negative loading direction
theta_pc_Plus	Post-capping rotation for positive loading direction
theta_pc_Neg	Post-capping rotation for negative loading direction
res_Pos	Residual strength ratio for positive loading direction
res_Neg	Residual strength ratio for negative loading direction
theta_u_Plus	Ultimate rotation capacity for positive loading direction
theta_u_Neg	Ultimate rotation capacity for negative loading direction
D_Plus	Rate of cyclic deterioration in the positive loading direction
D_Neg	Rate of cyclic deterioration in the negative loading direction

Fuente: OpenSees, 2019.

Existen algunos parámetros que son determinados mediante fórmulas que dependen de las características de la sección y el material que las componen.

- **Capacidad plástica de rotación (θ_p)**

La rotación total desde el punto de rendimiento hasta el punto límite es conocido como la capacidad plástica de rotación basada en el comportamiento histerético de Ibarra – Medina – Krawinkler. Esta capacidad de rotación es definida mediante una ecuación propuesta por Haselton.

$$\theta_p = 0.13 * (1 + 0.55 * asl) * (0.13^v) * (0.02 + 40 * psh)^{0.65} * (0.57)^{0.01 * f'c}$$

(Ecuación 4)

Donde:

asl: deslizamiento de barras de refuerzo (1 o 0)

v : relación de carga axial = $P/A_g f'c$

(Ecuación 5)

psh: relación de refuerzo transversal

$f'c$: resistencia a la compresión del hormigón

- **Predicción de la capacidad de rotación límite (θ_{pc})**

Haselton propone una ecuación para determinar la rotación límite de la sección, donde se define como la rotación máxima antes que se dé la rigidez negativa.

$$\theta_{pc} = 0.76 * 0.031^v * (0.02 + (40 * psh)^{1.02})$$

(Ecuación 6)

- **Relación endurecimiento – deformación (as)**

Haselton propone la siguiente fórmula para determinar la relación de endurecimiento deformación:

$$as = \frac{M_c/M_y}{\theta_p/Ke}$$

(Ecuación 7)

Donde:

M_c/M_y : rigidez antes del endurecimiento = $1.25 (0.89)^v (0.91)^{0.01 * f'c}$

(Ecuación 8)

- **Momento de fluencia My**

El momento de fluencia se determina mediante una aproximación que se basa en la siguiente expresión:

$$\frac{My}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(\frac{1+\delta_1}{2} - \frac{\xi_y}{3} \right) + E_s \frac{(1-\delta_y)}{2} \left[\rho_1 (1 - \xi_y) \rho_2 (\xi_y - \delta_1) + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta_1) \right] \right\}$$

(Ecuación 9)

Donde:

$$\varphi_y = \text{Curva de rendimiento} \approx 1.8f'c/E_c\xi_y d$$

(Ecuación 10)

$$\xi_y = \text{Profundidad del eje neutro en el rendimiento} = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A$$

(Ecuación 11)

$$\alpha = \text{Relación de radios elasticos} = E_s/E_c$$

(Ecuación 12)

$$A = \text{Parámetros intermedios} = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + N/bdf_y$$

(Ecuación 13)

$$B = \text{Parámetros intermedios} = \rho_1 + \rho_2\delta_1 + \rho_v(1 + \delta_1)/2 + N/bdf_y$$

(Ecuación 14)

$$\delta_1 = \text{Relación de profundidad efectiva} = d_{eff}/d$$

(Ecuación 15)

- **Rigidez inicial Ke**

Haselton, 2007, propone una formulación con la cual se puede llegar a predecir la rigidez elástica inicial de cada elemento y se hace de la siguiente manera:

$$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = 0.17 + 1.61 \left[\frac{P}{A_g f'c} \right]$$

(Ecuación 16)

- **Parámetros de deterioro (λ y c)**

Los modelos de histéresis de Ibarra – Medina – Krawinkler consideran parámetros de deterioro, y en el caso de *Peak Oriented* se considera un deterioro cíclico. Estos

parámetros de deterioro son los llamados λ y c que cuando se considera un deterioro completo se asume el valor de 1, de 2-9 cuando existe un deterioro moderado y 10 cuando no existe deterioro (Karaaslan, 2015).

- **Relación de resistencia residual**

La relación de resistencia residual se determina a través de la siguiente expresión

$$k = Fr/Fy$$

(Ecuación 17)

Donde:

$Fr = Resistencia\ residual$

$Fy = Fuerza\ efectiva$

- **Capacidad de rotación máxima**

La capacidad de rotación máxima se asume como 0.4 por lo expuesto en la investigación de Karaaslan, 2015.

- **Tasa de deterioro cíclico**

Este parámetro es utilizado para crear un comportamiento histerético simétrico, por lo que se asume 1 (OpenSees, 2019).

3.2.3. Análisis modal

El análisis modal es el proceso para determinar las características dinámicas inherentes de un sistema en formas de frecuencias naturales, amortiguamiento y modos de vibrar; para formular un modelo matemático dinámico. Este análisis se basa en que la respuesta de vibración de un sistema dinámico lineal invariante en el tiempo se puede expresar como la combinación lineal de un conjunto de movimientos armónicos simples llamados modos naturales de vibración. Estos modos de vibración se describen en términos de sus parámetros modales: periodo natural, amortiguamiento y el desplazamiento característico del modo (He, Fu, 2001).

Para determinar el análisis modal de los bloques 2,3,7 y 8 fue necesario crear previamente el pórtico con sus nodos, aplicar la metodología de rótulas plásticas de Ibarra – Medina – Krawinkler y las propiedades de los materiales utilizados.

Con el desarrollo de este análisis se determina la frecuencia y el periodo de cada bloque en sus dos primeros modos de vibrar.

- **Bloque 2**

Tabla No. 3.5. Periodos y frecuencias naturales bloque 2

Modo de vibrar	Frecuencia (rad/seg)	Periodo (seg)
Modo 1	7.7389	0.8119
Modo 2	19.4192	0.3236

Fuente: Autores

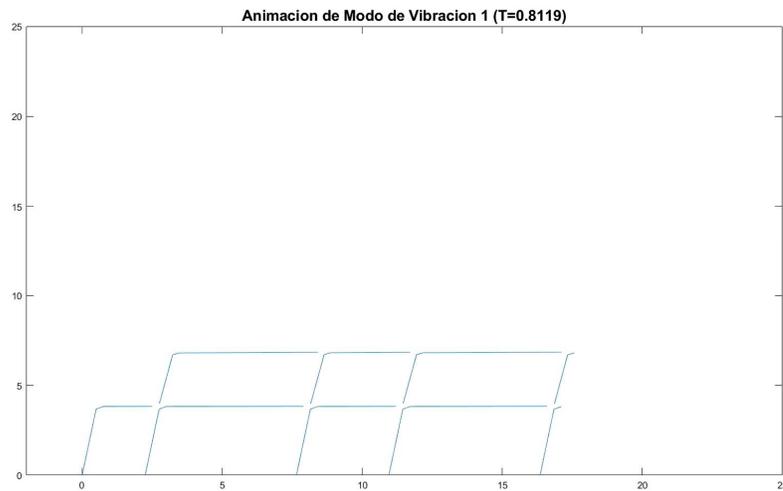


Figura No. 3.11. Primer modo de vibrar bloque 2

Fuente: Autores

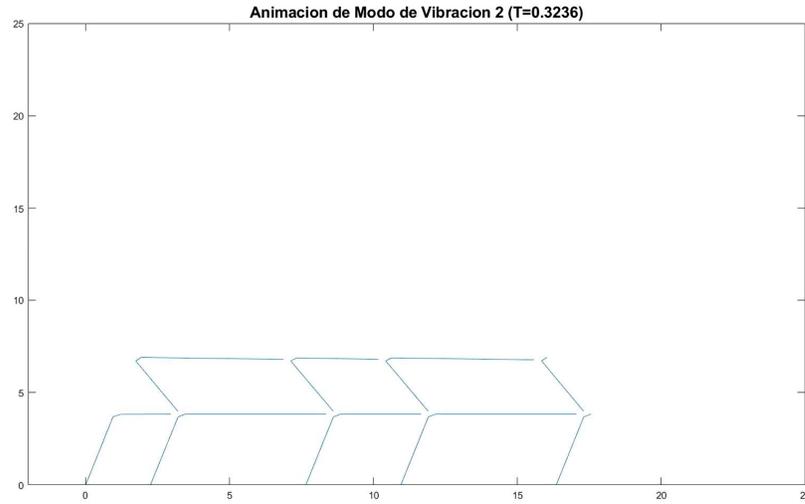


Figura No. 3.12. Segundo modo de vibrar bloque 2

Fuente: Autores

- Bloque 3

Tabla No. 3.6. Periodos y frecuencias naturales bloque 3

Modo de vibrar	Frecuencia (rad/seg)	Periodo (seg)
Modo 1	12.7539	0.4926
Modo 2	281.7725	0.0229

Fuente: Autores

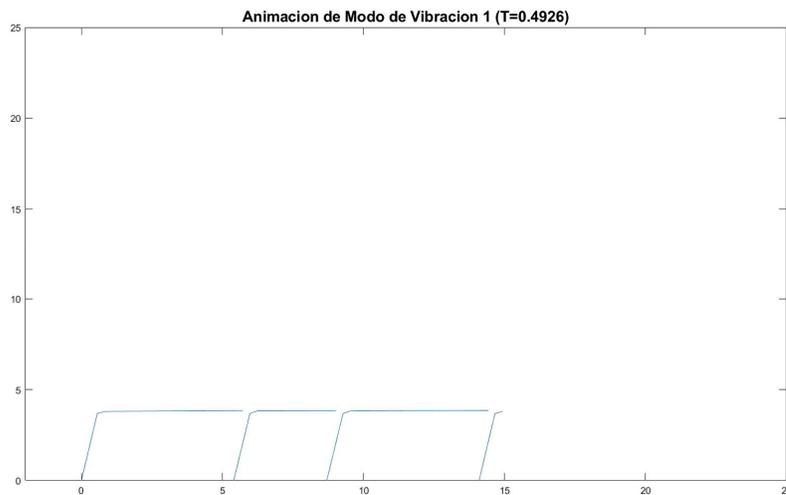


Figura No. 3.13. Primer modo de vibrar bloque 3

Fuente: Autores

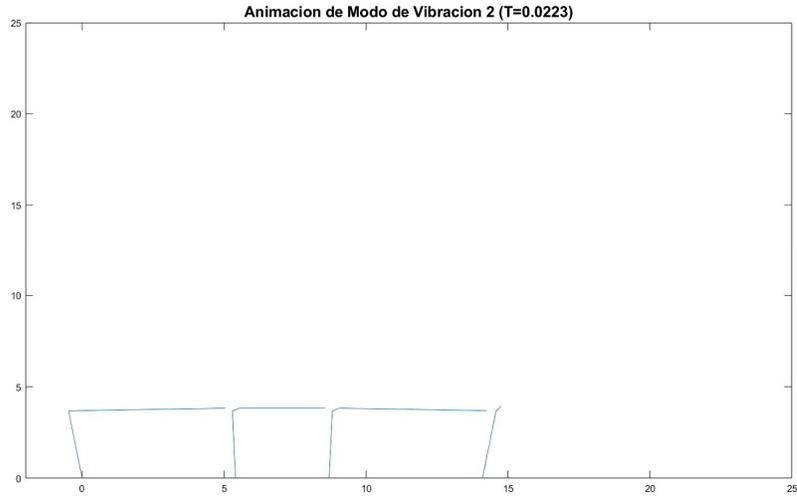


Figura No. 3.14. Segundo modo de vibrar bloque 3

Fuente: Autores

- **Bloque 7**

Tabla No. 3.7. Periodos y frecuencias naturales bloque 7

Modo de vibrar	Frecuencia (rad/seg)	Periodo (seg)
Modo 1	12.9443	0.4854
Modo 2	244.7199	0.0257

Fuente: Autores

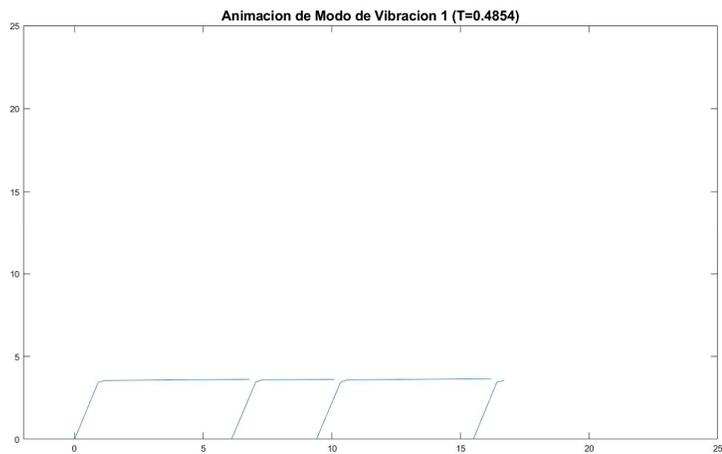


Figura No. 3.15. Primer modo de vibrar bloque 7

Fuente: Autores

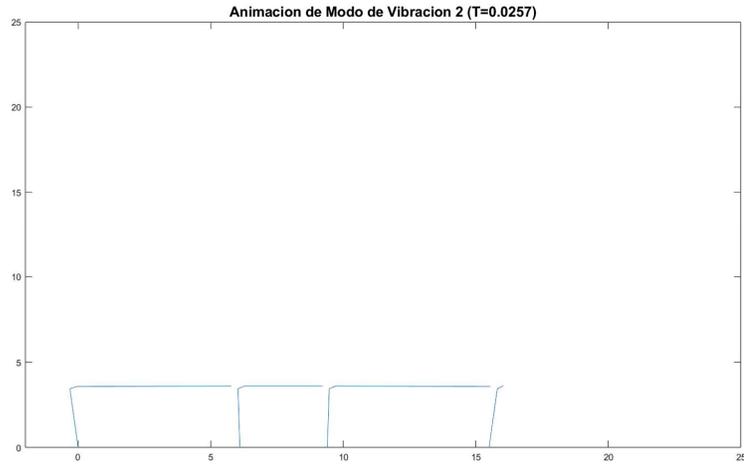


Figura No. 3.16. Segundo modo de vibrar bloque 7

Fuente: Autores

- Bloque 8

Tabla No. 3.8. Periodos y frecuencias naturales bloque 8

Modo de vibrar	Frecuencia (rad/seg)	Periodo (seg)
Modo 1	13.7537	0.4568
Modo 2	326.1564	0.0193

Fuente: Autores

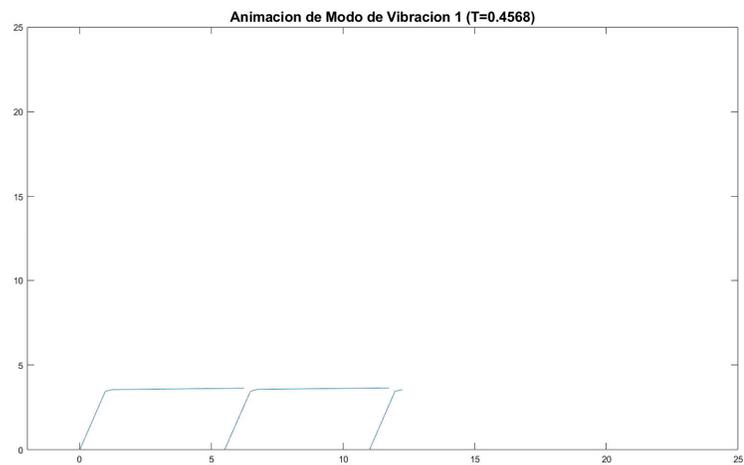


Figura No. 3.17. Primer modo de vibrar bloque 8

Fuente: Autores

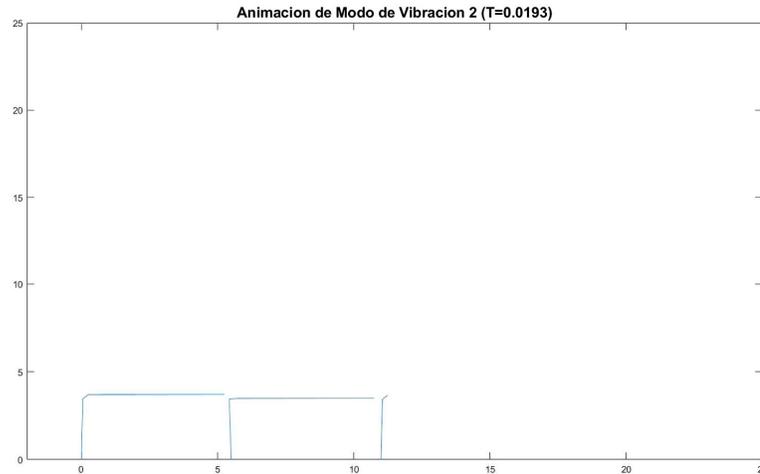


Figura No. 3.18. Segundo modo de vibrar bloque 8

Fuente: Autores

3.3. Escalamiento sísmico

Para realizar el análisis dinámico no lineal es necesario escalar los sismos para poder obtener resultados correctos; para poder escalar estos sismos se sigue el procedimiento del ASCE 7 que consiste en calcular dos factores escalando los espectros de diseño sísmico para cada bloque.

El procedimiento que se debe seguir para obtener estos factores se presenta a continuación:

- Se deben seleccionar once espectros de respuesta elásticos como mínimo, pero debido a que esta investigación es una continuación se utilizan los tres espectros de respuesta seleccionados anteriormente que fueron tomados durante el terremoto del 16 de abril de 2016 en Esmeraldas, adicionalmente se debe contar con el espectro de aceleraciones determinado en base a la norma NEC 2015.



Figura No. 3.19. Espectros de respuesta elástica

Fuente: Autores

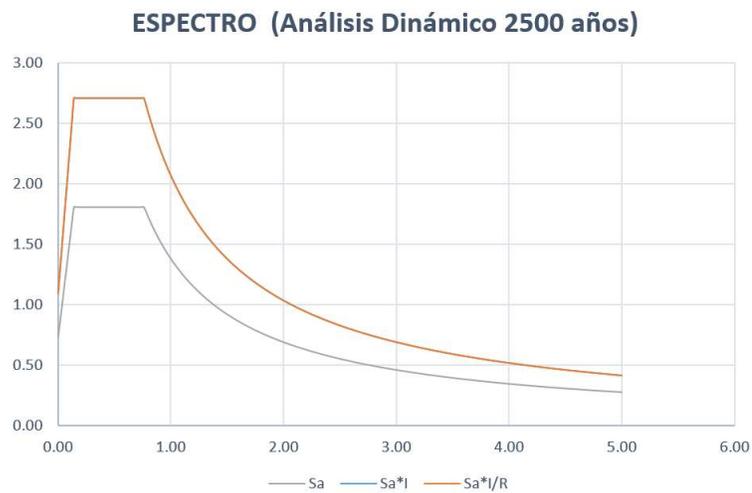


Figura No. 3.20. Espectro de diseño bloque 2 (2500 años)

Fuente: Autores

- Factor de escala FPS

Este factor se calcula para para cada sismo, por lo tanto, para esta investigación se van a tener tres factores FPS para cada bloque. Este factor se calcula mediante la siguiente expresión:

$$FPS = \frac{Sa_{MCE}}{Sa_{SRSS\ i}}$$

(Ecuación 18)

Donde:

Sa MCE = Componente espectral MCE en el periodo fundamental

$Sa_{SRSS\ i}$ = Componente SRSS de cada sismo en el periodo fundamental

- Factor de escala SS

Este factor es igual para todos los sismos, y se calcula en el “T mayor”, es decir, en el periodo mayor para que de esta manera se asegure que el espectro promedio quede por encima del espectro de diseño y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$SS = \frac{Sa_{MCE}}{Sa_{SRSS} * FPS\ i}$$

(Ecuación 19)

Donde:

Sa_{MCE} = Componente espectral MCE en el periodo mayor

Sa_{SRSS} = Componentes espectrales promedio

- Factor de escala Csi

Este factor afecta a las componentes horizontales de los registros sísmicos utilizados en la investigación y se obtiene para cada sismo escalado; se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Csi = FPS * SS$$

(Ecuación 20)

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los sismos escalados para cada bloque en análisis. Los registros sísmicos utilizados se presentan en el Anexo 2.

- Bloque 2

Tabla No. 3.9. Datos iniciales bloque 2

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Periodo fundamental	T	0.8119	seg
Periodo limite inicial	0.2 T	0.1600	seg
Periodo limite final	1.5 T	1.2200	seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores

Tabla No. 3.10. Datos resultantes escalamiento bloque 2

Sismo SRSS	FPS	T mayor	SS	Csi
AMNT-E	5.3671	1.2000	1.1109	5.9624
AMNT-N	4.8187	1.2000	1.1109	5.3531
ASDO-N	14.0086	1.2000	1.1109	15.5624

Fuente: Autores

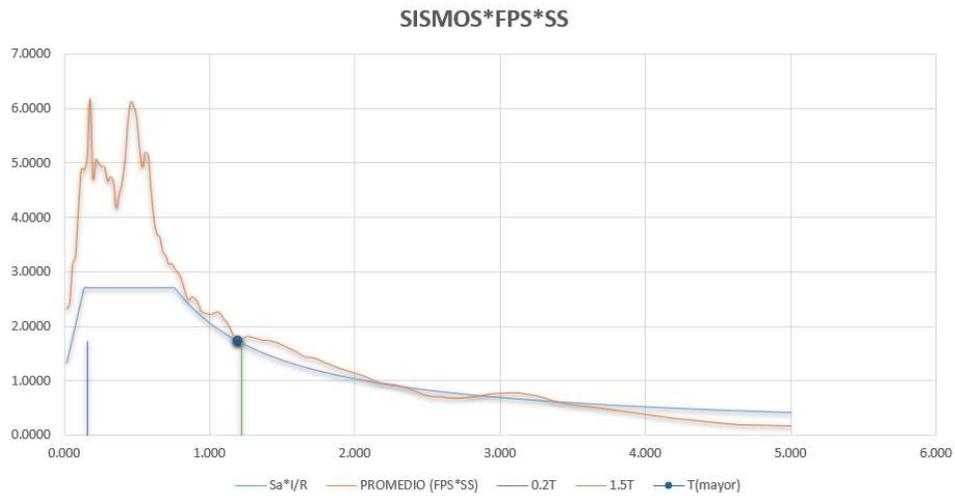


Figura No. 3.21. Sismos * FPS * SS

Fuente: Autores

- Bloque 3

Tabla No. 3.11. Datos iniciales bloque 3

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Periodo fundamental	T	0.4926	seg
Periodo limite inicial	0.2 T	0.1000	seg
Periodo limite final	1.5 T	0.7400	seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores

Tabla No. 3.12. Datos resultantes escalamiento bloque 3

Sismo SRSS	FPS	T mayor	SS	Csi
AMNT-E	4.2139	0.760	1.7656	7.4402
AMNT-N	2.8473	0.760	1.7656	5.0750
ASDO-N	4.7595	0.760	1.7656	8.4036

Fuente: Autores

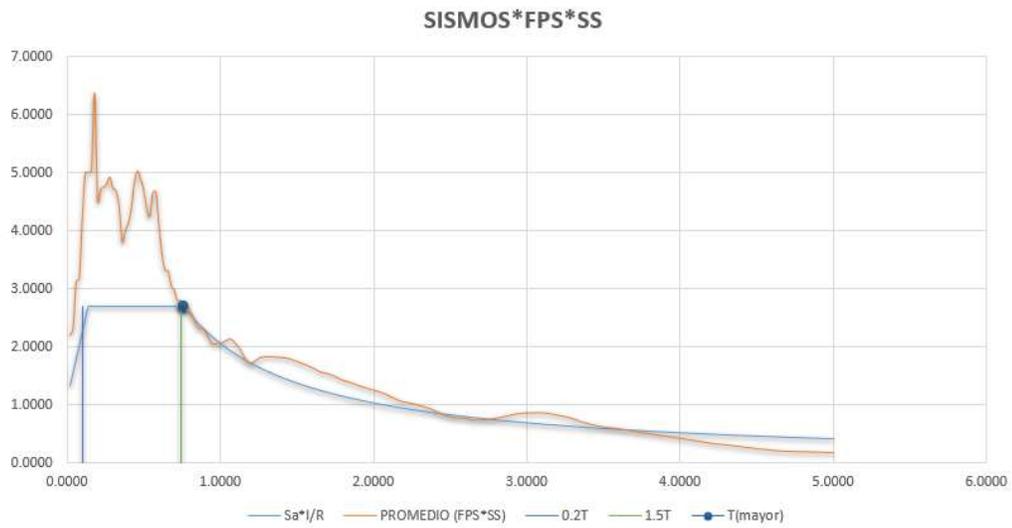


Figura No. 3.22. Sismos * FPS * SS

Fuente: Autores

- Bloque 7

Tabla No. 3.13. Datos iniciales bloque 7

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Periodo fundamental	T	0.4854	seg
Periodo limite inicial	0.2 T	0.1000	seg
Periodo limite final	1.5 T	0.7300	seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores

Tabla No. 3.14. Datos resultantes escalamiento bloque 7

Sismo SRSS	FPS	T mayor	SS	Csi
AMNT-E	4.2224	0.740	1.7289	7.3001
AMNT-N	2.7560	0.740	1.7289	4.7647
ASDO-N	4.7490	0.740	1.7289	8.2105

Fuente: Autores

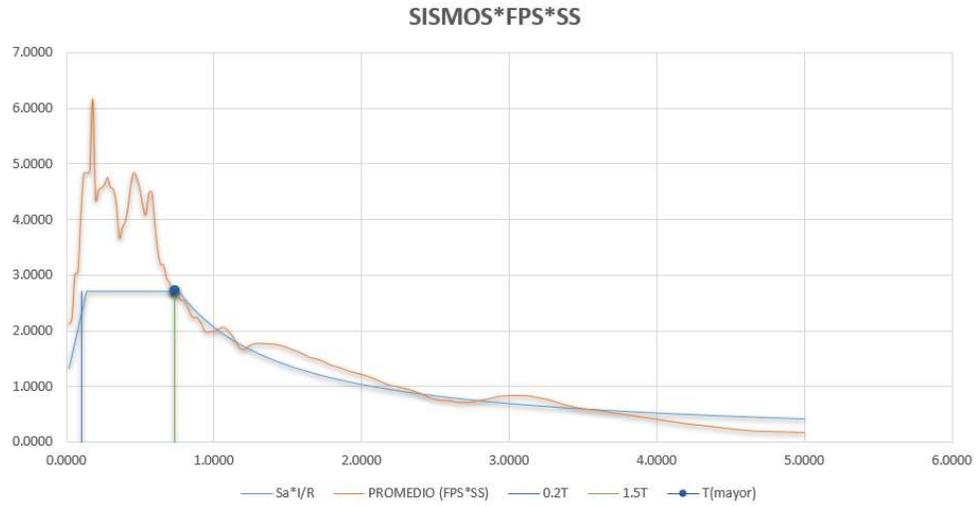


Figura No. 3.23. Sismos * FPS * SS

Fuente: Autores

- Bloque 8

Tabla No. 3.15. Datos iniciales bloque 8

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Periodo fundamental	T	0.4568	seg
Periodo limite inicial	0.2 T	0.0900	seg
Periodo limite final	1.5 T	0.6900	seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores

Tabla No. 3.16. Datos resultantes escalamiento bloque 8

Sismo SRSS	FPS	T mayor	SS	Csi
AMNT-E	4.1872	0.700	1.6854	7.0571
AMNT-N	2.3770	0.700	1.6854	4.0063
ASDO-N	5.1412	0.700	1.6854	8.6649

Fuente: Autores

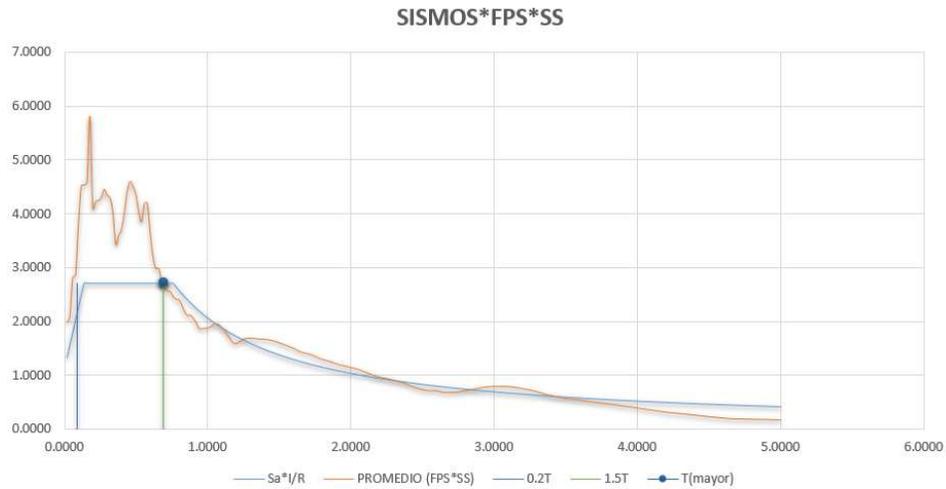


Figura No. 3.24. Sismos * FPS * SS

Fuente: Autores

3.4. Análisis estático no lineal

3.4.1. “Pushover”

El método “*Pushover*” se basa en el supuesto que la respuesta de la estructura está controlada por el primero o los primeros modos de vibración y que de esta forma permanece constante a lo largo de la respuesta elástica e inelástica de la estructura, ayudando a transformar un análisis dinámico complejo en un análisis estático (Themelis, 2008).

Para este análisis es necesario aplicar una fuerza lateral que desplaza a la estructura hasta llegar al punto de colapso y graficar la relación entre la fuerza lateral y los desplazamientos que genera en un nodo de control.

3.4.1.1. Deriva de piso

La deriva de piso es aquel desplazamiento lateral relativo de un piso debido a la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso superior. La deriva no deberá exceder los valores establecidos por la NEC – SE – DS que se presentan a continuación:

Tabla No. 3.17. Límites de derivas

Estructuras	Deriva máxima
Hormigón armado, metal y de madera	0.02
Mampostería	0.01

Fuente: NEC, 2015.

3.4.1.2. Cortante basal de diseño

La NEC – SE – DS, 2015 propone una expresión en la cual se puede determinar el cortante basal de diseño a nivel de cargas últimas aplicado a una estructura en una dirección especificada:

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

(Ecuación 21)

Donde:

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración

$\phi_P \phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción sísmica

W = Carga sísmica reactiva

Tabla No. 3.18. Cortante basal de diseño

Descripción	Cortante basal (Tn)
Bloque 2	29.05
Bloque 3	7.90

Bloque 7	10.08
Bloque 8	4.63

Fuente: NEC, 2015.

3.4.1.3. Efectos P – Delta

Estos efectos afectan significativamente a los desplazamientos de una estructura, debido a que estos efectos dependen de la relación entre la rigidez posterior al rendimiento y la rigidez elástica efectiva, periodo fundamental de la estructura, el factor de reducción sísmica y la carga histerética. Estos efectos deben ser incluidos adecuadamente ya que los resultados podrían dejar de ser conservadores y podrían afectar al funcionamiento de la estructura (Themelis, 2008).

En OpenSees estos efectos son activados con el comando “*geomTransf PDelta*”.

3.4.1.4. Modelación en OpenSees

La modelación de este fenómeno en OpenSees es necesario cargar la combinación de cargas vivas y muertas como lo establece la FEMA y distribuir las en las vigas de cada paño, adicionalmente se tiene que establecer un nodo donde se aplicará la carga lateral, establecer un incremento del desplazamiento y la deriva a la que se quiere llegar.

El software de código abierto OpenSees permite resolver el sistema de ecuaciones diferenciales necesarias para realizar este fenómeno mediante varios parámetros como son las restricciones, el algoritmo de respuesta, tipo de análisis, método de solución entre otros que pueden ser escogido en el manual del código hasta conseguir la mejor convergencia del sistema.

OpenSees muestra los resultados del *Pushover* a través de un bloc de notas con puntos donde se puede expresar la relación deriva vs fuerza, que son los gráficos que se presentan a continuación para cada bloque analizado:

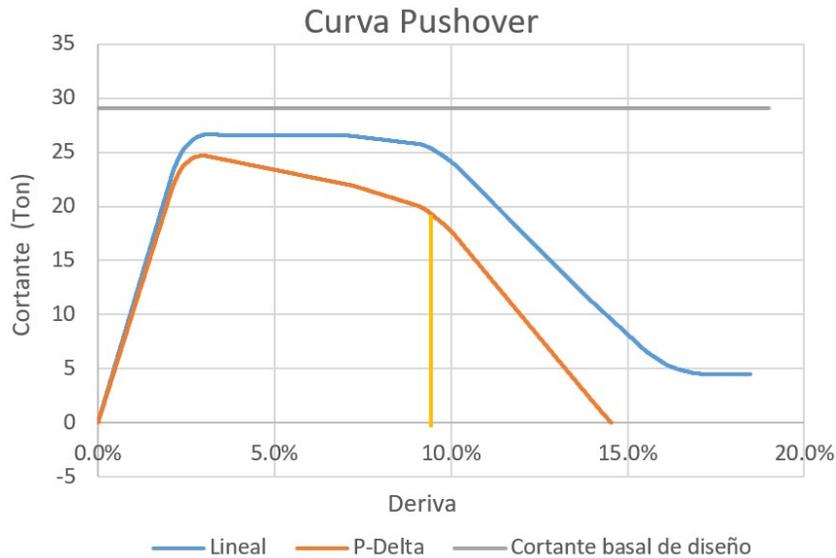


Figura No. 3.25. Curva Pushover Bloque 2

Fuente: Autores

En la figura 3.25 se puede observar que el pórtico 2 sometido a un análisis Pushover soporta una fuerza cortante de 24.70 Tn como máximo, que está por debajo del cortante basal de diseño, lo que representa que el pórtico entra en fluencia antes de lo esperado y no soportaría las condiciones mínimas de diseño sismo resistente que propone la norma NEC, y es importante tomar en cuenta la diferencia con el análisis lineal que no considera la degradación de la rigidez y nos da datos más alejados de la realidad. Adicionalmente, presenta una deriva de deterioro del 9.5% en donde la rigidez disminuye con mayor pendiente hasta llegar a cero y perder su capacidad resistente.

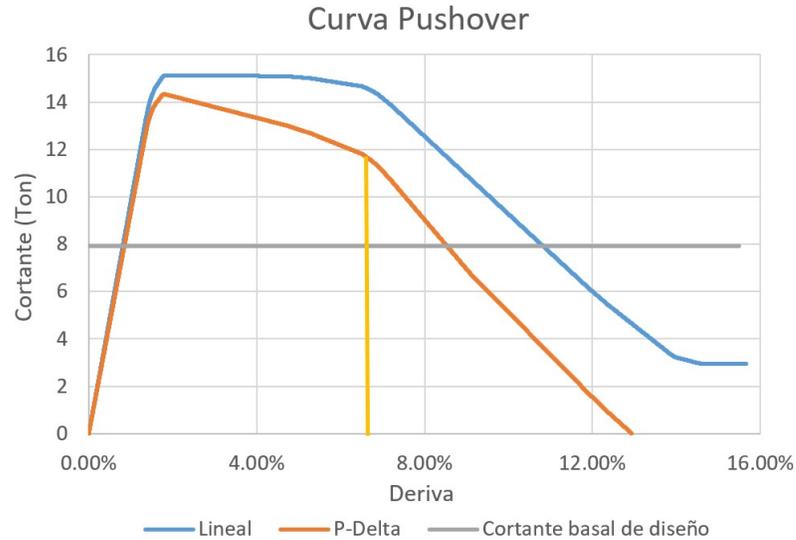


Figura No. 3.26. Curva Pushover Bloque 3

Fuente: Autores

En esta figura se puede ver que mediante el análisis Pushover el pórtico del bloque 3 es capaz de soportar 14.32 Tn de cortante que es superior al cortante basal de diseño, que en comparación al caso anterior este bloque si cumpliría con los requisitos mínimos de diseño sísmico propuesto por la NEC. De igual manera, la deriva de colapso es de 6.67% en donde la rigidez disminuye con mayor pendiente hasta llegar a cero y perder su capacidad resistente.

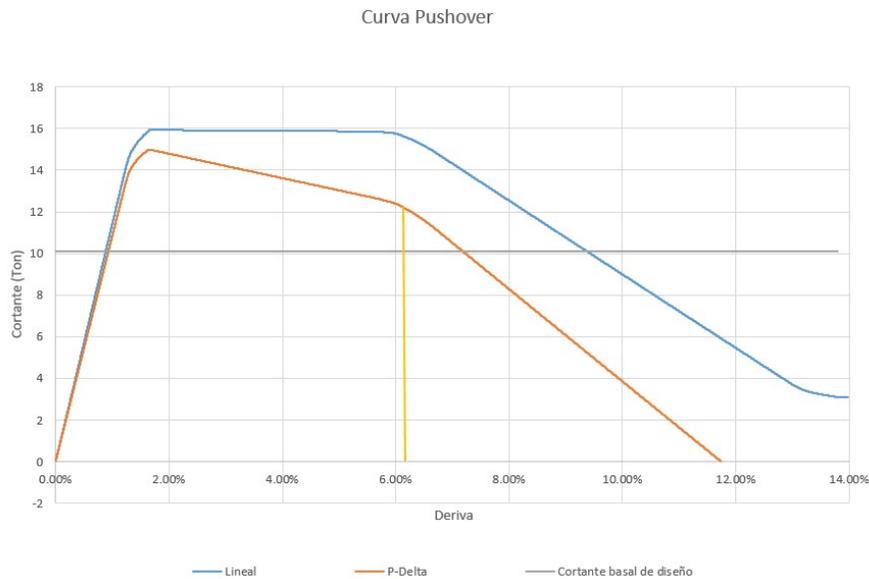


Figura No. 3.27. Curva Pushover Bloque 7

Fuente: Autores

En el análisis Pushover del bloque 7 representado en la figura 3.27 se puede observar que el pórtico tiene un cortante máximo de 14.99 Tn, que es superior al cortante basal de diseño por lo que se podría decir que el pórtico soportaría las condiciones sismo resistentes propuestas por la norma NEC. Adicionalmente, el pórtico tiene una deriva de colapso 6.14% en donde la rigidez disminuye con mayor pendiente hasta llegar a cero y perder su capacidad resistente.

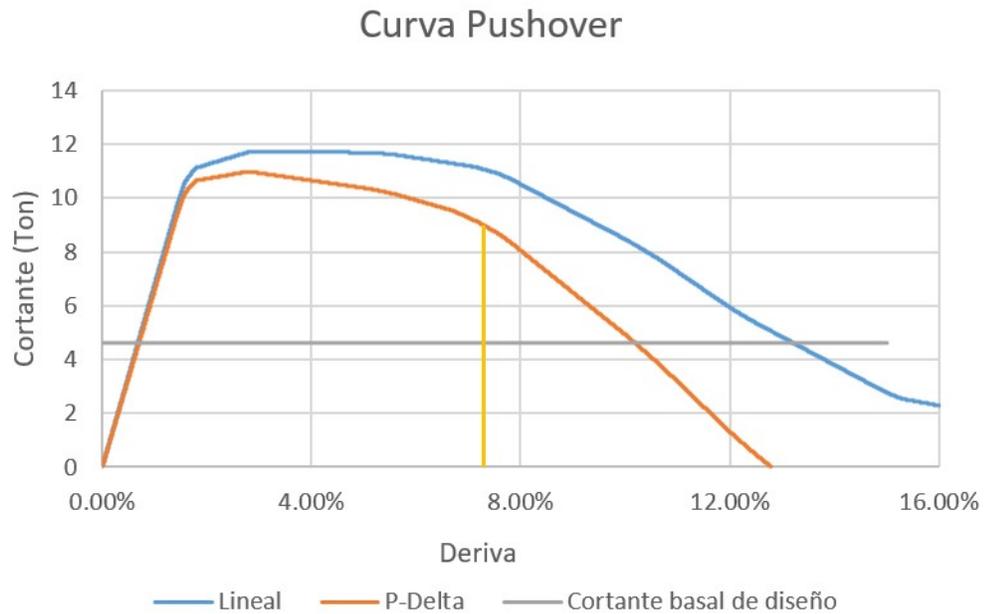


Figura No. 3.28. Curva Pushover bloque 8

Fuente: Autores

En la figura 3.28 que representa el análisis Pushover del bloque 8 se puede observar que el pórtico puede resistir un cortante máximo de 10.98 Tn, que es superior al cortante basal de diseño; por lo que se puede decir que el pórtico satisface los criterios de diseño sismo resistente propuesto por la norma vigente NEC. Se obtuvo también, una deriva de colapso de 7.30% en donde la rigidez disminuye con mayor pendiente hasta llegar a cero y perder su capacidad resistente.

3.5. Análisis dinámico no lineal

3.5.1. Análisis dinámico no lineal Tiempo – Historia

El análisis dinámico no lineal mediante la representación de tiempo – historia es el método de análisis no lineal más realista y preciso disponible. En este método la carga sísmica del terremoto es considerada como un movimiento de suelo natural que considera un modelo estructural que incluye la relación fuerza – deformación, efectos P – Delta y el comportamiento histerético de los elementos. Es necesario realizar varios análisis tiempo – historia para poder determinar el comportamiento estructural en diferentes regímenes de respuesta o daño (Lagaros, Mitropoulou, Papadrakakis, 2013).

El ASCE, 2016 recomienda que para un análisis dinámico es necesario hacer el análisis con once diferentes sismos, pero como esta investigación forma parte del proyecto de investigación científica de la Universidad del Azuay dentro del programa de “Hospitales Seguros Frente a Desastres” se toman los tres sismos tomados en estos trabajos, estos sismos son:

Tabla No. 3.19. Sismos utilizados

Sismo	Tiempo (s)
AMNT-E	50.04
AMNT-N	50.04
ASDO-N	80.04

Fuente: Autores

Para realizar el análisis dinámico tiempo historia es necesario ingresar el factor del sismo escalado, determinar el intervalo del tiempo de registro, asignar un nodo al que se le aplicará la carga sísmica y determinar los métodos de restricciones, algoritmo de respuesta, tipo de análisis, método de solución entre otros que pueden ser escogido en el manual del código hasta conseguir la mejor convergencia del sistema.

Por otra parte, es necesario determinar el amortiguamiento de Rayleigh, que para efectos de esta investigación se asume el valor tomado en tesis anteriores que es del 3%, ya que determinarlo depende de los materiales que se encuentran en los pórticos y se convertiría en un análisis muy complejo ajeno a los objetivos de esta tesis.

Nota: Los scripts utilizados para el desarrollo de esta tesis se presentan en el Anexo 3.

4. CAPITULO IV

1. Resultados

Al realizar el análisis dinámico no lineal se obtuvieron gráficos de tiempo - historia en las que se expresan las derivas y desplazamientos de los nodos de control asignados en cada piso versus el tiempo en el que se desarrollan, para conjuntamente con el análisis Pushover determinar el tiempo de colapso y calificar la vulnerabilidad de cada bloque analizado y si fracasa o no ante los eventos sísmicos propuestos.

Tabla No. 4.1. Resultados tiempo – historia bloque 2

Tiempo – historia bloque 2				
	Piso 1		Piso 2	
Sismo	Desp máx (m)	Deriva máx (%)	Desp máx (m)	Deriva máx (%)
AMNT-E	0.1096	2.86	0.2443	5.46
AMNT-N	0.0812	2.12	0.1911	5.63
ASDO-N	0.0776	2.03	0.1657	4.26

Fuente: Autores

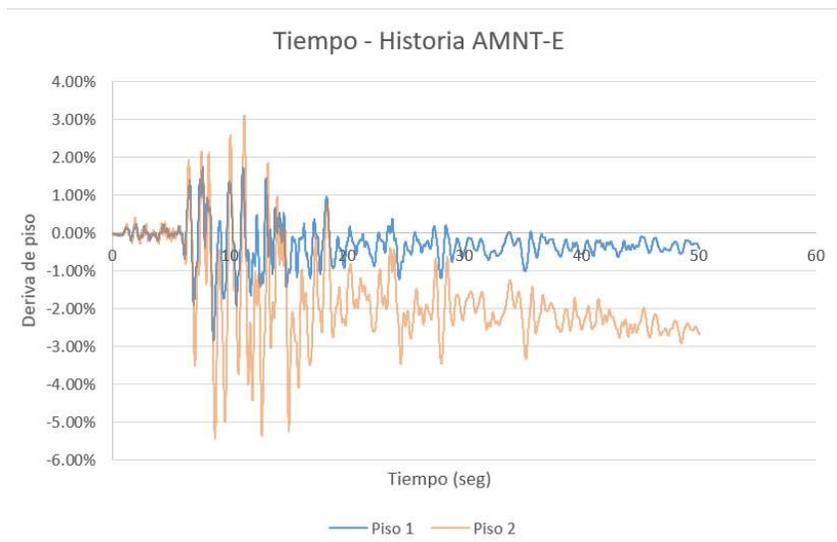


Figura No. 4.1. Tiempo – historia bloque 2 AMNT-E

Fuente: Autores

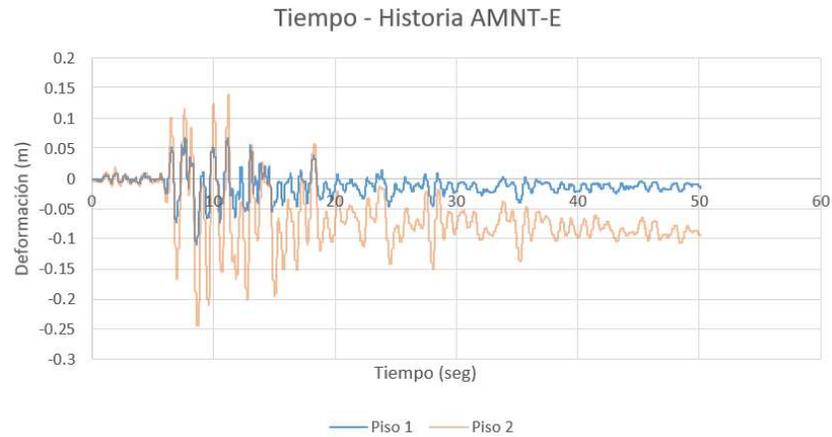


Figura No. 4.2. Tiempo – historia bloque 2 AMNT-E

Fuente: Autores

Según el ASCE, 2016 tiene que existir una deriva superior al 10% para que se pueda considerar el colapso de la estructura, pese a que la NEC – SE – DS establece una deriva máxima de diseño del 2% para pórticos de hormigo armado. En base a esto se puede decir que el pórtico analizado del bloque 2 resiste la excitación del sismo AMNT-E ya que presenta una deriva máxima de 5.46% en el piso 2 que es el más desfavorable y deja una deformación residual de aproximadamente 10 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da en el piso 2 a 9 segundos de empezado la excitación sísmica.

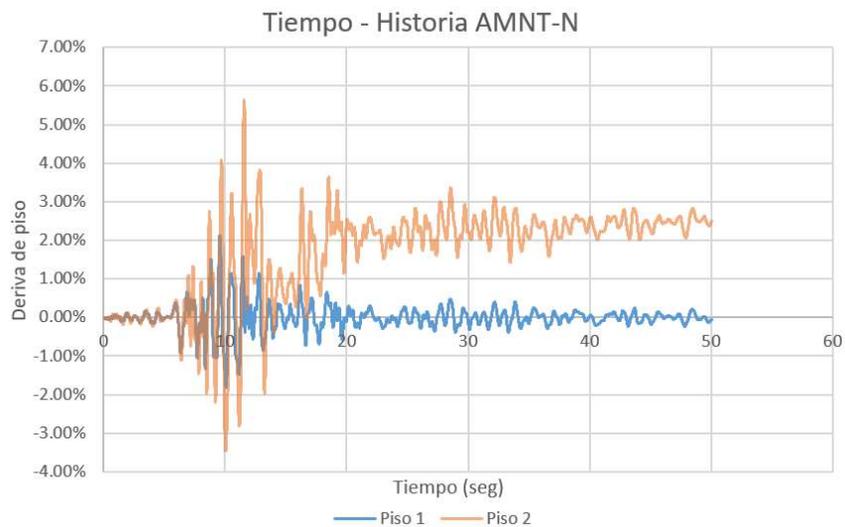


Figura No. 4.3. Tiempo – historia bloque 2 AMNT-N

Fuente: Autores

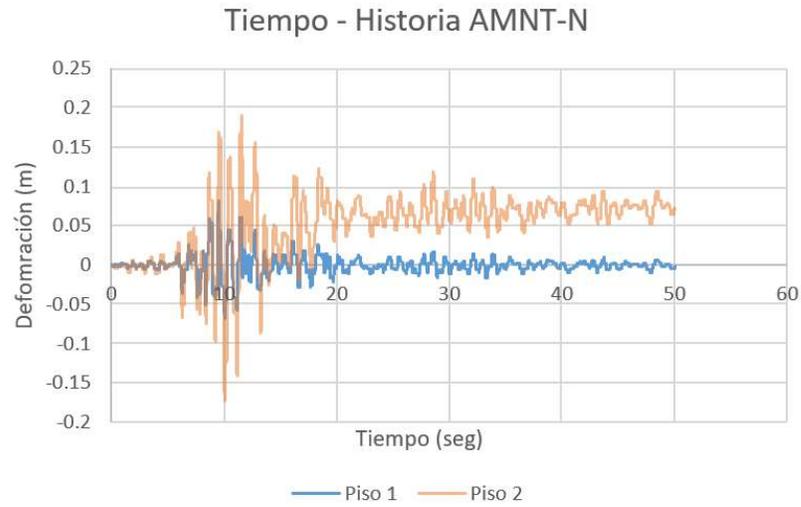


Figura No. 4.4. Tiempo – historia bloque 2 AMNT-N

Fuente: Autores

Según el ASCE, 2016 tiene que existir una deriva superior al 10% para que se pueda considerar el colapso de la estructura, pese a que la NEC – SE – DS establece una deriva máxima de diseño del 2% para pórticos de hormigón armado. En base a esto se puede decir que el pórtico analizado del bloque 2 resiste la excitación del sismo AMNT-N ya que presenta una deriva máxima de 5.63% en el piso 2 que es el más desfavorable y deja una deformación residual de aproximadamente 7 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da en el piso 2 a 12 segundos de empezado la excitación sísmica.

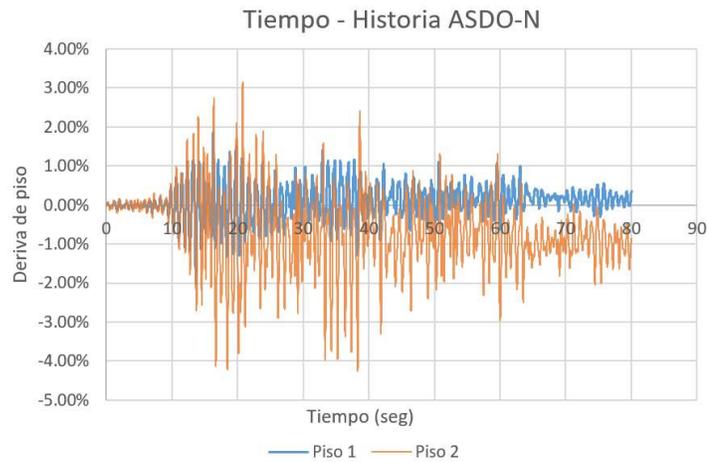


Figura No. 4.5. Tiempo – historia bloque 2 ASDO-N

Fuente: Autores

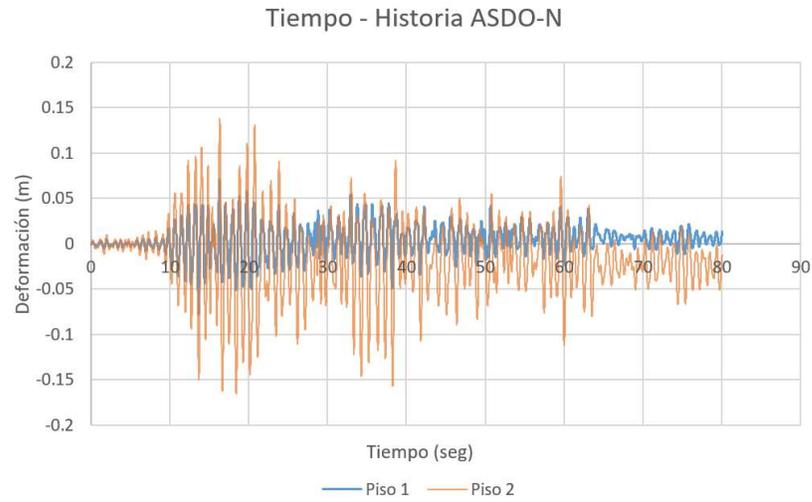


Figura No. 4.6. Tiempo – historia bloque 2 ASDO-N

Fuente: Autores

Según el ASCE, 2016 tiene que existir una deriva superior al 10% para que se pueda considerar el colapso de la estructura, pese a que la NEC – SE – DS establece una deriva máxima de diseño del 2% para pórticos de hormigón armado. En base a esto se puede decir que el pórtico analizado del bloque 2 resiste la excitación del sismo ASDO-N ya que presenta una deriva máxima de 4.26% en el piso 2 que es el más desfavorable y deja una deformación residual de aproximadamente 3 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da en el piso 2 a los 39 segundos de empezado la excitación sísmica.

Tabla No. 4.2. Resultados tiempo – historia bloque 3

Tiempo – historia bloque 3		
	Piso 1	
Sismo	Desp máx (m)	Deriva máx (%)
AMNT-E	0.1929	5.04
AMNT-N	0.1234	3.22
ASDO-N	0.0864	2.26

Fuente: Autores

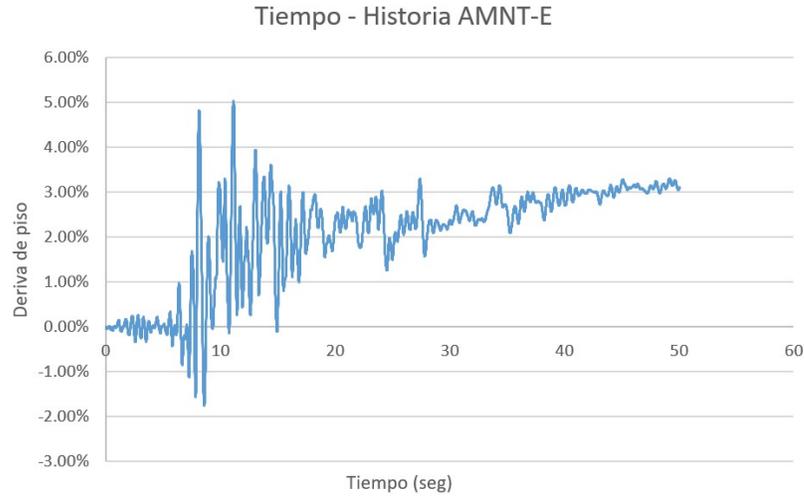


Figura No. 4.7. Tiempo – historia bloque 3 AMNT-E
Fuente: Autores

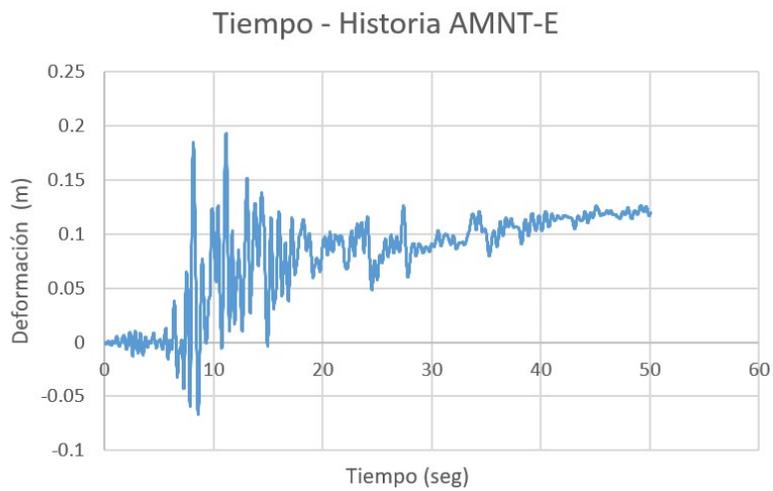


Figura No. 4.8. Tiempo – historia bloque 3 AMNT-E
Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 3 resiste la excitación del sismo AMNT-E ya que presenta una deriva máxima de 5.04% con una deformación residual de aproximadamente 12 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 11 segundos de empezado la excitación sísmica.

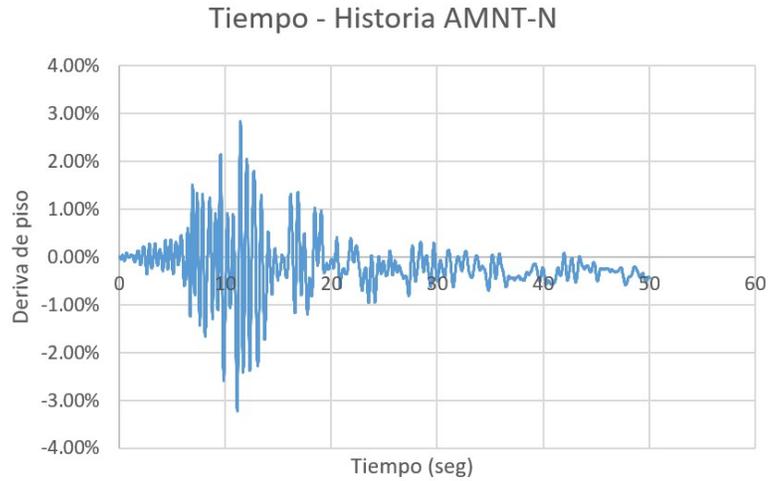


Figura No. 4.9. Tiempo – historia bloque 3 AMNT-N
Fuente: Autores

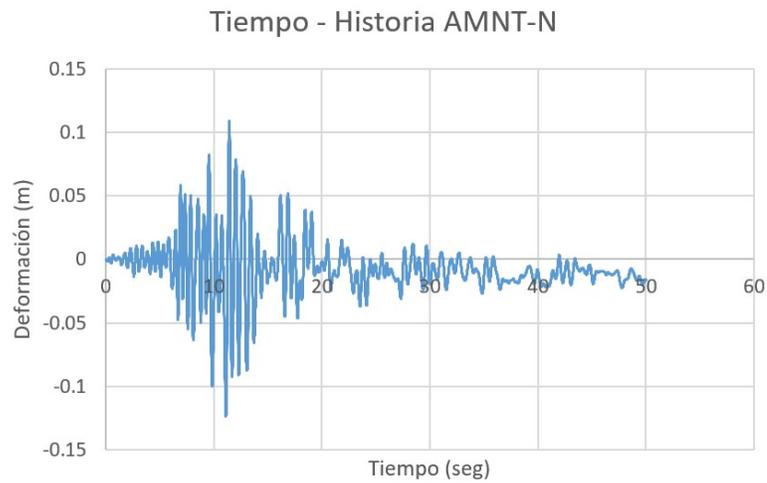


Figura No. 4.10. Tiempo – historia bloque 3 AMNT-N
Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 3 resiste la excitación del sismo AMNT-N, ya que presenta una deriva máxima de 3.22% con una deformación residual de aproximadamente 2 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 12 segundos de empezado la excitación sísmica.

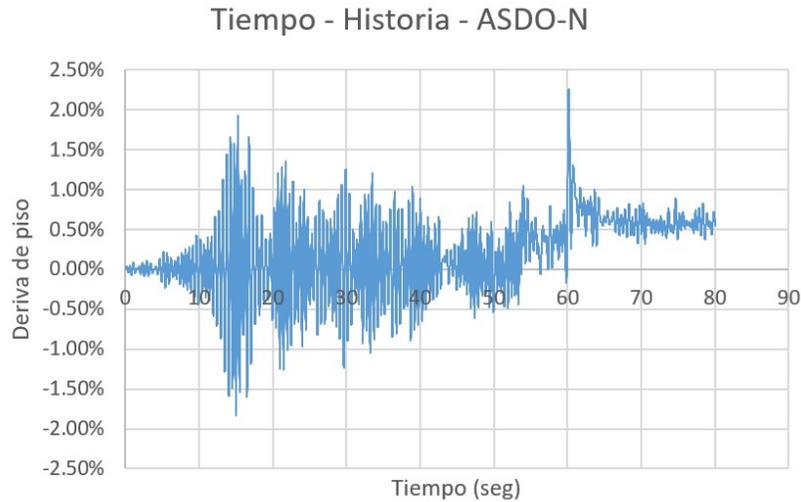


Figura No. 4.11. Tiempo – historia bloque 3 ASDO-N
Fuente: Autores

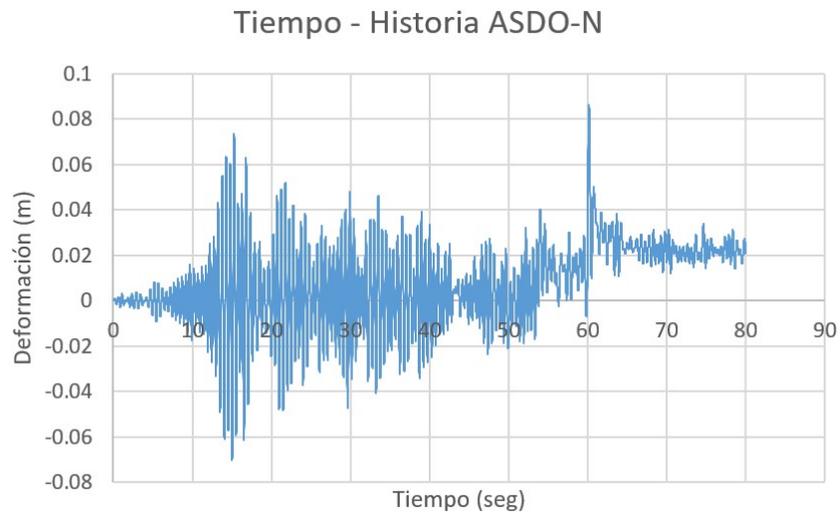


Figura No. 4.12. Tiempo – historia bloque 3 ASDO-N
Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 3 resiste la excitación del sismo ASDO-N ya que presenta una deriva máxima de 2.26% con una deformación residual de aproximadamente 2 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 60 segundos de empezado la excitación sísmica.

Tabla No. 4.3. Resultados tiempo – historia bloque 7

Tiempo – historia bloque 7		
Piso 1		
Sismo	Desp máx (m)	Deriva máx (%)
AMNT-E	0.1238	3.44
AMNT-N	0.1242	3.45
ASDO-N	0.0812	2.26

Fuente: Autores

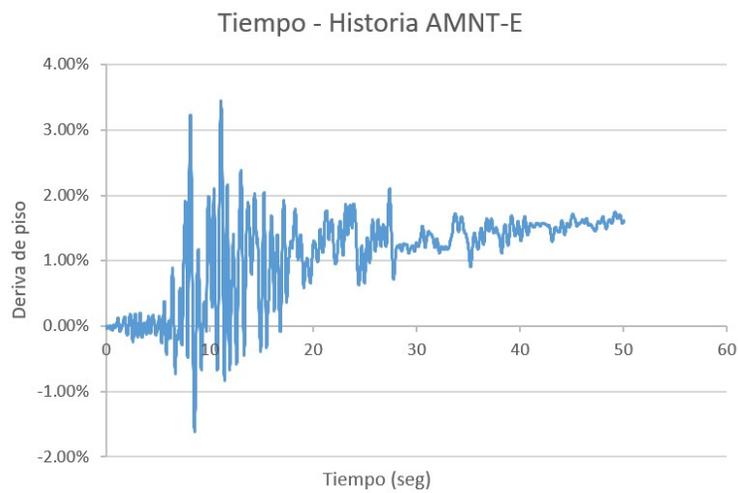


Figura No. 4.13. Tiempo – historia bloque 7 AMNT-E

Fuente: Autores

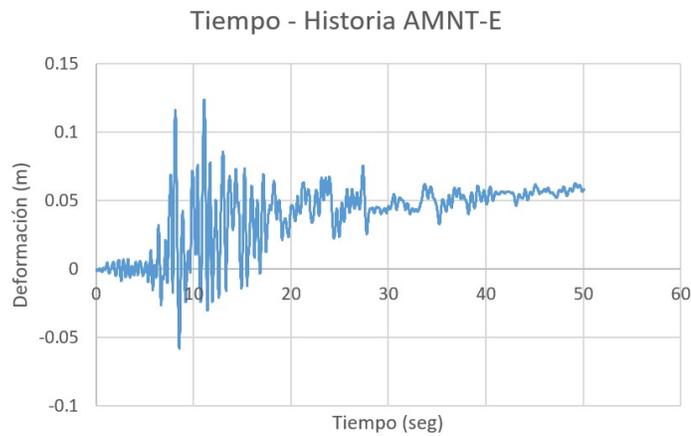


Figura No. 4.14. Tiempo – historia bloque 7 AMNT-E

Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 7 resiste la excitación del sismo AMNT-E ya que presenta una deriva máxima de 3.44% con una deformación residual de aproximadamente 6 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 11 segundos de empezado la excitación sísmica.

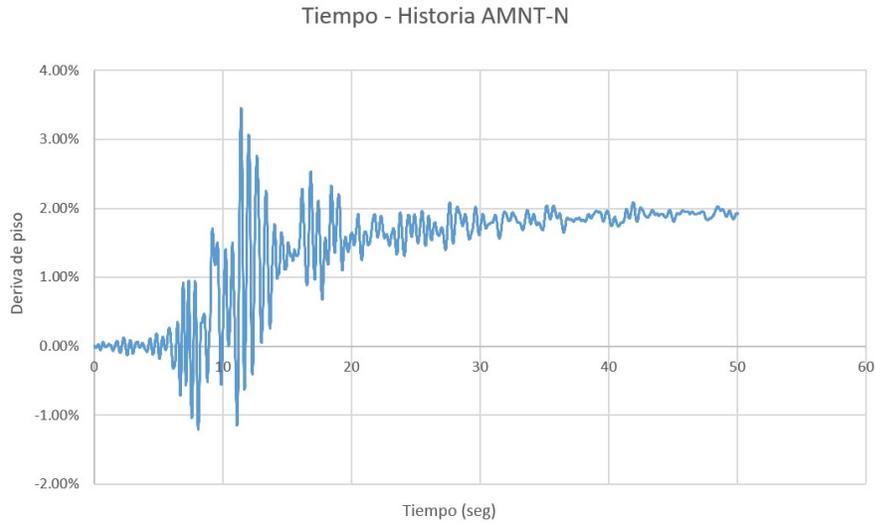


Figura No. 4.15. Tiempo – historia bloque 7 AMNT-N

Fuente: Autores

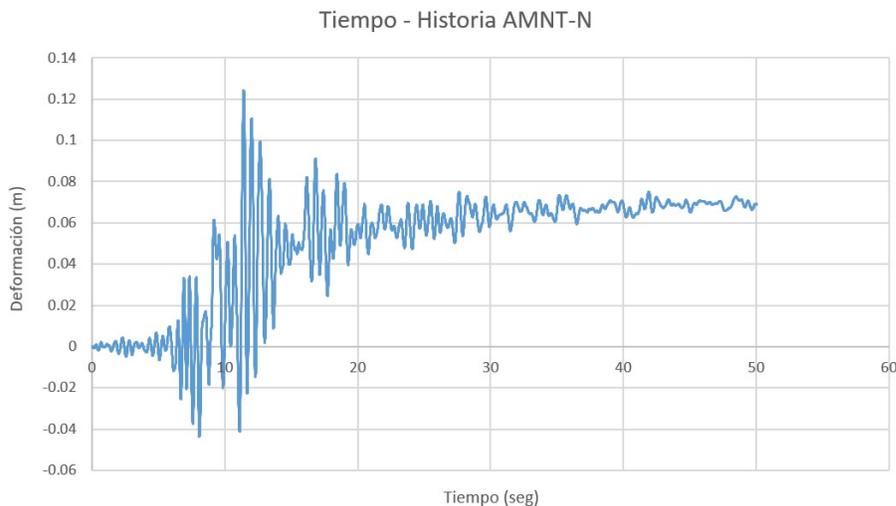


Figura No. 4.16. Tiempo – historia bloque 7 AMNT-N

Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 7 resiste la excitación del sismo AMNT-N ya que presenta una deriva máxima de 3.45% con una deformación residual de aproximadamente 7 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 11 segundos de empezado la excitación sísmica.

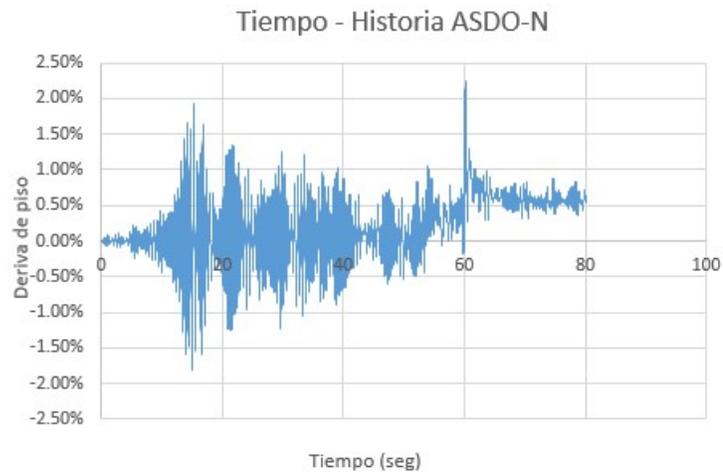


Figura No. 4.17. Tiempo – historia bloque 7 ASDO-N

Fuente: Autores

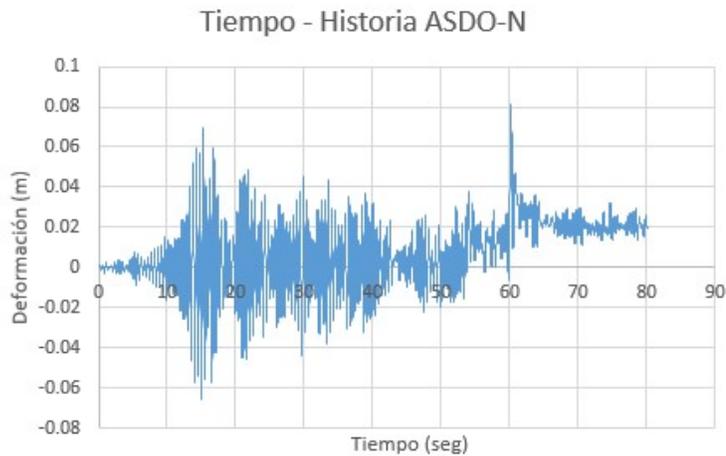


Figura No. 4.18. Tiempo – historia bloque 7 ASDO-N

Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 7 resiste la excitación del sismo ASDO-N ya que presenta una deriva máxima de 2.26% con una deformación residual de aproximadamente 2 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 60 segundos de empezado la excitación sísmica.

Tabla No. 4.4. Resultados tiempo – historia bloque 8

Tiempo – historia bloque 8		
	Piso 1	
Sismo	Desp máx (m)	Deriva máx (%)
AMNT-E	0.1457	4.05
AMNT-N	0.1206	3.35
ASDO-N	0.0721	2.00

Fuente: Autores

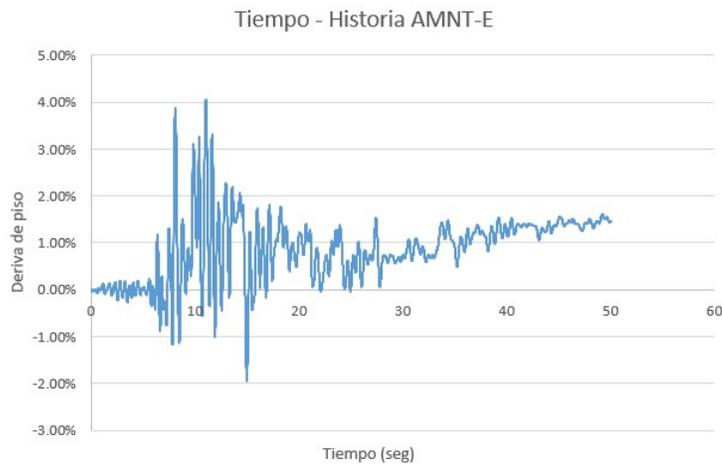


Figura No. 4.19. Tiempo – historia bloque 8 AMNT-E

Fuente: Autores

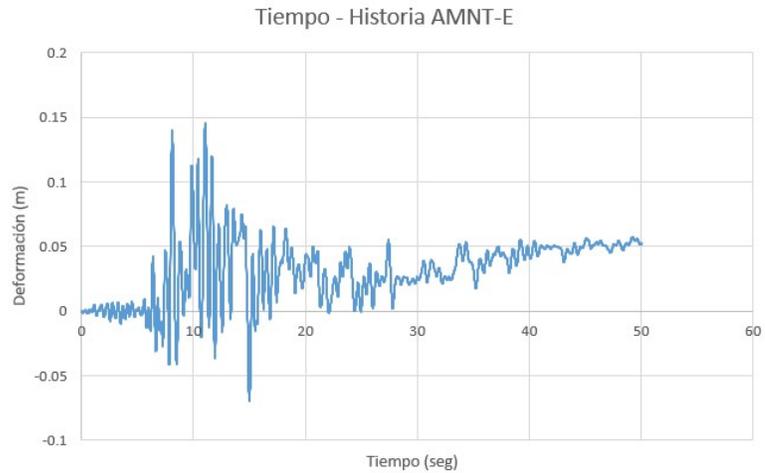


Figura No. 4.20. Tiempo – historia bloque 8 AMNT-E

Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 8 resiste la excitación del sismo AMNT-E ya que presenta una deriva máxima de 4.05% con una deformación residual de aproximadamente 5 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 11 segundos de empezado la excitación sísmica.

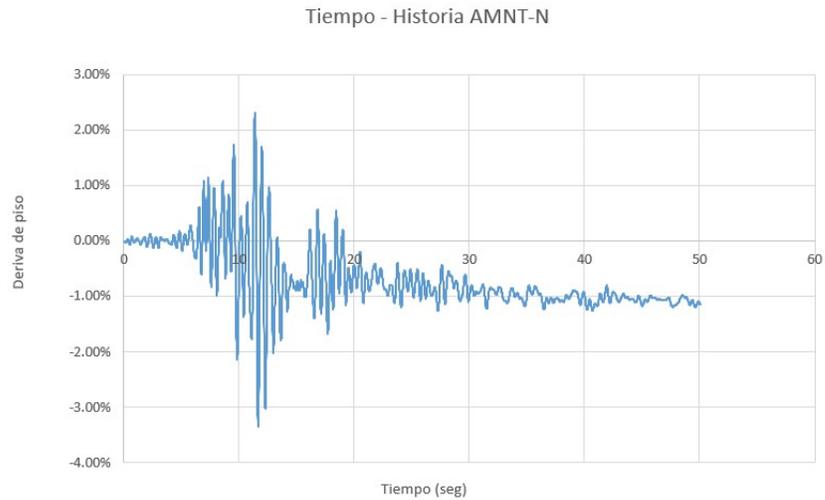


Figura No. 4.21. Tiempo – historia bloque 8 AMNT-N

Fuente: Autores

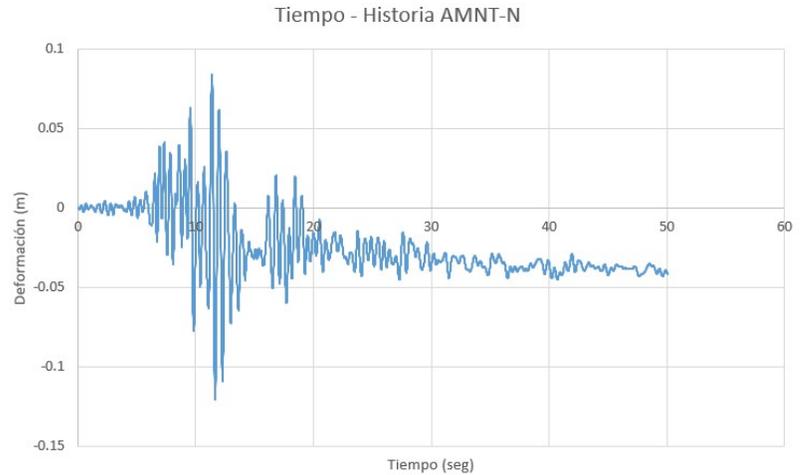


Figura No. 4.22. Tiempo – historia bloque 8 AMNT-N

Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 8 resiste la excitación del sismo AMNT-N ya que presenta una deriva máxima de 3.35% con una deformación residual de aproximadamente 4 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 12 segundos de empezado la excitación sísmica.

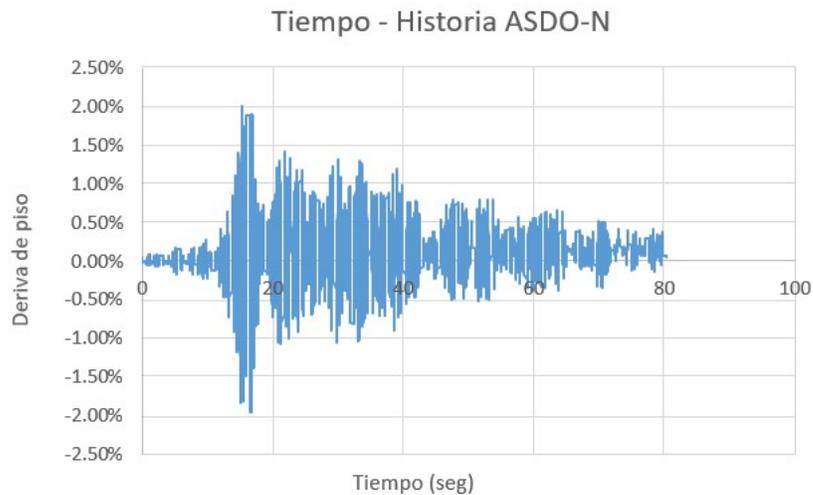


Figura No. 4.23. Tiempo – historia bloque 8 ASDO-N

Fuente: Autores



Figura No. 4.24. Tiempo – historia bloque 8 ASDO-N

Fuente: Autores

Según lo expuesto anteriormente sobre la deriva de colapso máxima y la deriva de diseño establecida por la NEC se puede decir que el pórtico analizado del bloque 8 resiste la excitación del sismo ASDO-N ya que presenta una deriva máxima de 2.00% con una deformación residual de aproximadamente 1 cm debido a la pérdida de rigidez del pórtico. El máximo desplazamiento en el pórtico se da a los 15 segundos de empezado la excitación sísmica.

2. Conclusiones

Esta investigación se realizó en base a los estudios previos de Villota (2016) y Calle, Feijo (2017); con las que se pudo determinar parámetros necesarios para la modelación y establecer una línea base para comparar el análisis de fibras con el de rótulas.

La modelación de cargas y masas actuantes en la estructura se basó en los valores establecidos por la NEC – SE – DS y la combinación de cargas para análisis dinámicos propuestos por la FEMA P695.

Al finalizar la modelación en el software de código abierto OpenSees aplicando el método de rótulas plásticas se pudo determinar que estas rótulas solo influyen en el comportamiento inelástico, por lo que no afecta al periodo fundamental de la estructura y sus modos de vibrar, por lo que en este sentido el análisis con rotulas plásticas y fibras arroja los mismos datos.

Para el análisis en el rango inelástico de los pórticos analizados es importante señalar que el comportamiento con rótulas plásticas considera niveles de desempeño más alto, ya que con fibras no se considera el colapso de la estructura. Es por esto que, con el método de fibras, en el análisis tiempo historia las derivas obtenidas se comparan únicamente con la deriva de diseño recomendada por la NEC y no con la deriva máxima de colapso; por lo que Calle, et al concluye que la edificación podría sufrir daños estructurales graves y frente a la excitación sísmica no soportaría los sismos para los cuales fue analizado.

En esta investigación, mediante un análisis estático no lineal incremental (Pushover), que nos indica la resistencia del pórtico frente a cargas laterales, se pudo observar la pérdida de rigidez de cada pórtico pese a que existe una meseta debido a la ductilidad de la estructura al sobrepasar la deriva en donde se considera una pérdida drástica de la rigidez, que para el bloque 2 fue del 9.5%, para el bloque 3 de 6.67%, para el bloque 7 de 6.14% y finalmente para el bloque 8 fue de 7.30%. Se debe considerar los valores obtenidos únicamente con los efectos P – Delta ya que de lo contrario es estaría tomando una sobre estimación de la resistencia y obteniendo valores poco conservadores para el análisis.

Para el análisis tiempo – historia fue necesario escalar los sismos de diseños utilizados en las investigaciones previas para obtener valores más desfavorables y poder analizar a la estructura en su punto vulnerable; escalando estos sismos para un periodo de retorno de 2500 años como lo recomienda la NEC y el ASCE-7.

Ante la excitación sísmica del registro AMNT-E todos los pórticos fueron capaces de mantenerse con derivas inferiores a la deriva de colapso propuesta por el ASCE, 2016; pero teniendo una deformación residual considerable. Para el caso del bloque 2 la deriva máxima fue de 2.86% en el primer piso y 5.46% en el segundo; en el bloque 3 la deriva máxima fue de 5.04%; en el bloque 7 de 3.44% y finalmente en el bloque 8 de 4.05%.

Para la excitación sísmica del registro AMNT-N todos los pórticos se mantuvieron sin sobrepasar la deriva máxima de colapso, que es del 10%, con una deformación residual leve. Para el caso del bloque 2 la deriva máxima fue de 2.12% en el primer piso y 5.63% en el segundo piso; en el bloque 3 la deriva máxima fue de 3.22%; en el bloque 7 de 3.45% y finalmente en el bloque 8 de 3.35%.

Finalmente, para la excitación sísmica del registro ASDO-N todos los pórticos se mantuvieron sin sobrepasar la deriva máxima propuesta por el ASCE que es del 10%, con una deformación residual casi despreciable. Para el caso del bloque 2 la deriva máxima fue de 2.03% en el primer piso y 4.26% en el segundo piso; en el bloque 3 la deriva máxima fue de 2.26%; en el bloque 7 de 2.26% y finalmente en el bloque 8 de 2.00%.

3. Recomendaciones

En base a lo experimentado en este análisis se recomienda calibrar de manera adecuada el modelo, para que los parámetros necesarios para modelar el comportamiento histerético de Ibarra – Medina – Krawinkler sean los correctos y no se presenten problemas de convergencia al realizar los análisis.

También se recomienda colocar rigidizadores laterales para que las derivas no sobrepasen los valores recomendados por la NEC – SE – DS o aisladores en las paredes para que no se produzcan daños estructurales graves cuando la edificación se encuentre sometida a la excitación sísmica.

Además, se recomienda continuar con la investigación y análisis de este hospital y entregar la información obtenida a organismos estatales que puedan dar soluciones a la vulnerabilidad que presenta el hospital, ya que la ocurrencia de un sismo en esta zona es alta.

Finalmente, se recomienda realizar un análisis en 3 dimensiones considerando plasticidad concentrada para obtener datos más reales, ya que en 3 dimensiones se consideran efectos de torsión que pueden cambiar los resultados finales de esta investigación.

Bibliografía

- Altoontash, A. (Agosto de 2004). *Opensees*. Obtenido de http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/doc/Altoontash_Dissertation.pdf
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.
- Andaur, D. (21 de Enero de 2009). *Repositorio Universidad de Chile*. Obtenido de http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/103386/andaur_d.pdf?sequence=3&isAllowed=y
- Astudillo, B. (Octubre de 2018). *Repositorio Institucional Universidad de Cuenca*. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/31448/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>
- Barrera, D. (2018). *Repositorio Universidad de Cuenca*. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/31501/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>
- Berkeley. (2019). *Opensees*. Obtenido de http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page
- Bruneau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of steel structures*. United States: Mc Graw Hill.
- Caceres, J. (2001). *Modelación, Analisis no lineal y disipación de energía de estructuras planas sometidas a terremotos*. Santiago de Chile.
- Calle, F., & Feijoo, B. (2017). *Repositorio Universidad del Azuay*. Obtenido de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/7242>
- Chopra, A. (2014). *Dinamica de estructuras*. Pearson.
- Comite de Reconstrucción y Recreatividad Productiva . (Mayo de 2017). *Plan de Reconstrucción y Reactivación Productiva post terremoto* .
- Fedak, L. (2012). *MSU Libraries*. Obtenido de <https://d.lib.msu.edu/etd/1851>
- FEMA 440. (Junio de 2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Obtenido de <https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1445-20490-9603/fema-440.pdf>
- FEMA P695. (Enero de 2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Obtenido de https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1716-25045-9655/fema_p695.pdf
- Flores, F., Lopez, D., & Charney, F. (6 de Diciembre de 2014). *Journal of constructional steel research*. Obtenido de <https://scihub.tw/https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X14003307?via%3Dihub>

- Flores, T. (2003). *Estudio del control de rótulas plásticas en porticos de concreto armado*. Lima.
- Guasch, Á. (2014). *Modulo de cálculo plástico para programa de cálculo matricial de estructuras*. Barcelona.
- Haselton, C., Goulet, C., & Reiser, J. (Agosto de 2008). *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. Obtenido de https://authors.library.caltech.edu/33801/1/web_PEER712_HASELTONetal.pdf
- He, J., & Zhi-Fang, F. (2001). *Madal Analysis*. Butterworth-Heinemann.
- Ibarra, L., Medina, R., & Krawinkler, H. (Enero de 2005). *Wiley Online Library*. Obtenido de <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/eqe.495>
- Instituto Geofísico. (2019). *Escuela Politecnica Nacional*. Obtenido de <https://www.igepep.edu.ec/glosario>
- Karaaslan, E. (Diciembre de 2015). *Seismic Performance Assessment Of Wide Beam Infill Joist Block Frame Structures In Turkey*. Obtenido de <http://etd.lib.metu.edu.tr/upload/12619676/index.pdf>
- Lagaros, N., Mitropoulou, C., & Papadrakakis, M. (2013). *Time Histroy Seismic Analysis*. Obtenido de https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/978-3-642-36197-5_134-1.pdf
- Lasso, E. (2018). *Repositorio Institucional Universidad de Cuenca*. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/30343>
- Lasso, P., & Vázquez, F. (2018). *Repositorio Universidad de Cuenca*. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/30343>
- Mazza, F., & Mazza, M. (19 de Febrero de 2010). *Springer Link*. Obtenido de <https://link.springer.com/article/10.1007/s00466-010-0478-0>
- NEC - SE - DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito .
- OMS. (2019). *Hospitales Seguros*. Obtenido de https://www.paho.org/disasters/index.php?option=com_content&view=article&id=3650:safe-hospitals-new-page&Itemid=1292&lang=es
- OPS & OMS . (2010). *Hospitales en zonas de riesgos* .
- Park, R. (Mayo de 1986). *Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames*. Obtenido de <https://www.earthquakespectra.org/doi/abs/10.1193/1.1585398>
- Parra, H. (2016). *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador Continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito* . Madrid: Universidad Politécnica de Madrid .
- Secretaria de Gestión de Riesgos . (Junio de 2014). *Programa de prevencion y mitigación para reducir el riesgo por diferentes amenazas* .
- Themelis, S. (Octubre de 2008). *Pushover Analysis For Seismic Assesment And Design Of Structures*. Obtenido de

<https://pdfs.semanticscholar.org/32c1/be862474c22542dae94f482b6b7fb7193e7d.pdf>

Villota, I. (2016). *Evaluación estructural de la Entidad Hospitalaria "Hospital Dario Machuca Palacios" del cantón La Troncal - Provincia del Cañar, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria*. Cuenca.

Zayas, V. (Abril de 2017). *Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua*. Obtenido de <http://www.coinesed.com.pe/wp-content/uploads/2017/04/Estandar-de-Aislamiento-Sismico.pdf>

Anexos

Anexo Cargas y Masas actuantes

Tabla No. A.1.1. Pesos Bloque 2

Pesos Bloque 2	
Área tributaria (m ²)	49.275
Losa 20cm (Kn)	3.5
Carga muerta	(Kn)
Piso 1	172.4625
Piso 2	172.4625
Total	344.925

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.2. Masas Bloque 2

Masas Bloque 2	
No. Nodos	
Piso 1	20
Piso 2	16
Masa piso 1 (Kn)	0.87901376
Masa piso 2 (Kn)	1.0987672

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.3. Combinación de cargas

Combinación de cargas	
Carga muerta total piso 1 (Kn/m ²)	5.4
Carga muerta total piso 2 (Kn/m ²)	5.9
Carga viva total piso 1 (Kn/m ²)	4.8
Carga viva total piso 1 (Kn/m ²)	4
W1 (Kn)	325.215
W2 (Kn)	512.46
W total	837.675

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.4. Pesos Bloque 3

Pesos Bloque 3	
Área tributaria (m ²)	32.7825
Losa 20cm (Kn)	3.5
Carga muerta (Kn)	114.7387
Total	114.7387

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.5. Masas Bloque 3

Masas Bloque 3	
No. Nodos	
Piso 1	16
Masa piso 1 (Kn)	0.73100631

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.6. Combinación de cargas

Combinación de cargas	
Carga muerta total piso 1 (Kn/m ²)	5.9
Carga viva total piso 1 (Kn/m ²)	4.8
W1 (Kn)	232.75575

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.7. Pesos Bloque 7

Pesos Bloque 7	
Área tributaria (m ²)	41.85
Losa 20cm (Kn)	3.5
Carga muerta (Kn)	146.475
Total	146.475

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.8. Masas Bloque 7

Masas Bloque 7	
No. Nodos	
Piso 1	16
Masa piso 1 (Kn)	0.93319954

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.9. Combinación de cargas

Combinación de cargas	
Carga muerta total piso 1 (Kn/m ²)	5.9
Carga viva total piso 1 (Kn/m ²)	4.8
W1 (Kn)	297.135

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.10. Pesos Bloque 8

Pesos Bloque 8	
Área tributaria (m ²)	19.25
Losa 20cm (Kn)	3.5
Carga muerta (Kn)	67.375
Total	67.375

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.11. Masas Bloque 8

Masas Bloque 8	
No. Nodos	
Piso 1	12
Masa piso 1 (Kn)	0.57233265

Fuente: Autores

Tabla No. A.1.12. Combinación de cargas

Combinación de cargas	
Carga muerta total piso 1 (Kn/m ²)	5.9
Carga viva total piso 1 (Kn/m ²)	4.8
W1 (Kn)	136.675

Fuente: Autores

Anexo Registros Sísmicos

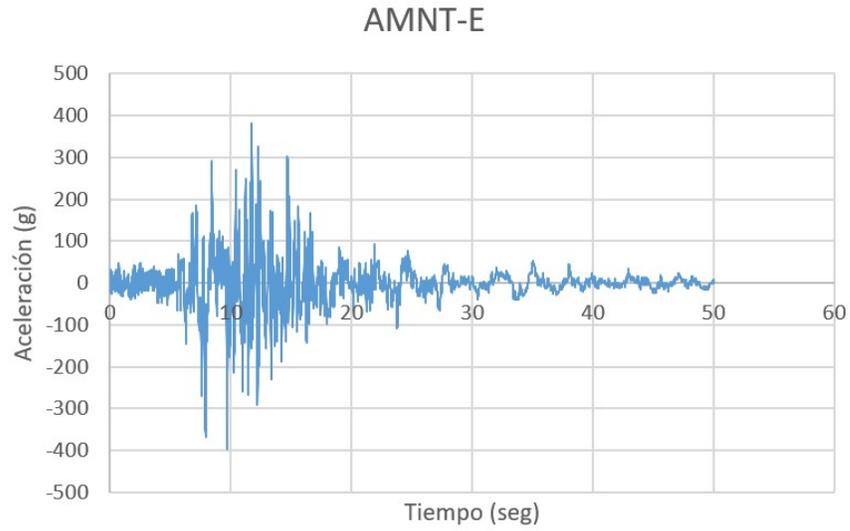


Figura No. A.2.1. Registro sísmico AMNT-E

Fuente: Autores

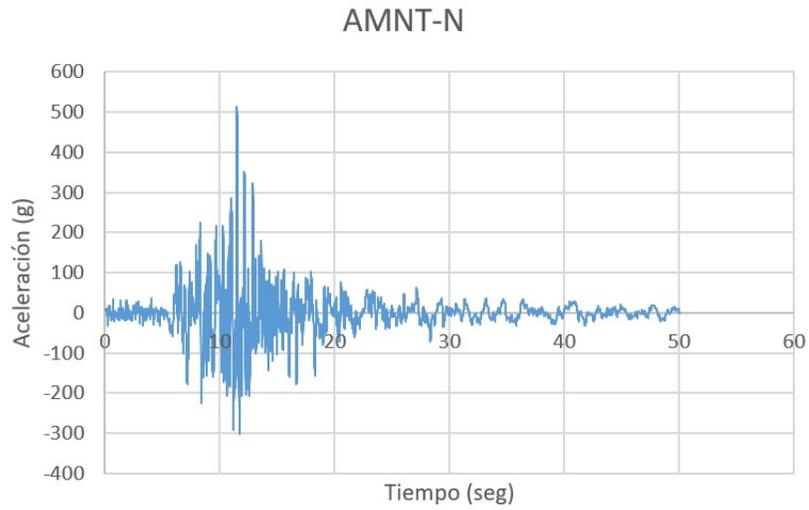


Figura No. A.2.2. Registro sísmico AMNT-N

Fuente: Autores

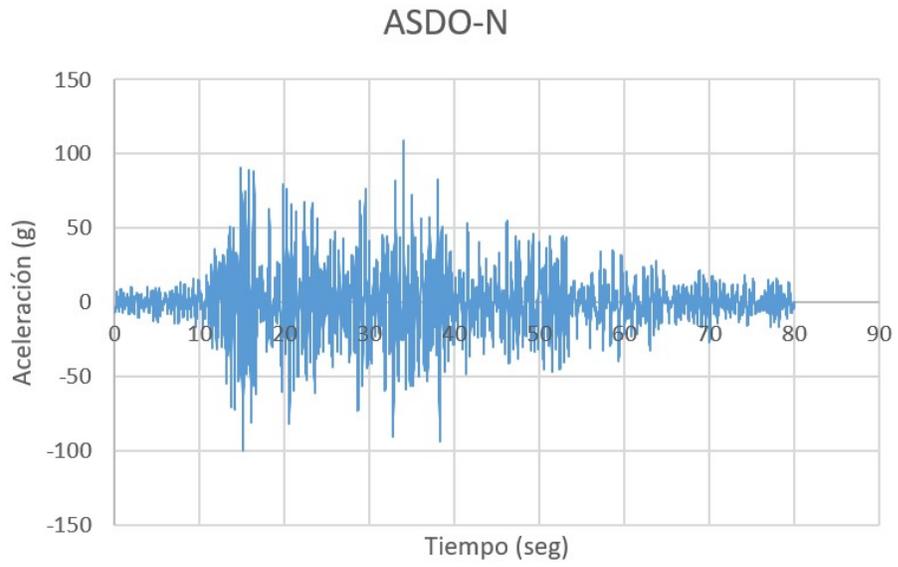


Figura No. A.2.3. Registro sísmico ASDO-N

Fuente: Autores

Anexo 3 Códigos de modelación

```
# Script to convert units to N-m
# Calibration Data for Ibarra-Krawinkler Hysteresis Calibration
# ENES KARAASLAN
#####
##
# Peak Oriented Ibarra-Krawinkler Deterioration Material #
#####
##
proc IbarraMatNew {mat Ke Mypos Myneg tetp tetpc McMy} {
  set in 1.; set kip 1.; set sec 1.;
  set ft [expr 12.*$in]; # define engineering units
  set ksi [expr $kip/pow($in,2)];
  set psi [expr $ksi/1000.];
  set lbf [expr $psi*$in*$in]; # pounds force
  set pcf [expr $lbf/pow($ft,3)]; # pounds per cubic foot
  set psf [expr $lbf/pow($ft,2)]; # pounds per square foot
  set in2 [expr $in*$in]; # inch^2
  set in4 [expr $in*$in*$in*$in]; # inch^4
  set cm [expr $in/2.54]; # centimetre
  set PI [expr 2*asin(1.0)]; # define constants
  set g [expr 32.2*$ft/pow($sec,2)]; # gravitational acceleration
  set Ubig 1.e10; # a really large number
  set Usmall [expr 1/$Ubig]; # a really small number
  set MPa [expr 145.04*$psi]; # MegaPascal
  set meter [expr 100.*$cm]; # metric unit
  set mm [expr 0.1*$cm]
  set m [expr 100.*$cm]
  set mm2 [expr $mm*$mm]
  set N [expr 0.00022481*$kip]
  set KN [expr 1000.*$N]
```

```
set matTag_Col $mat; # Material tag for wide beam spring
set Ko [expr 1.5*$Ke*1000]; # Initial Stiffness
set My_pos [expr 1*$Mypos*1000]; # Positive yield moment
set My_neg [expr 1*$Myneg*1000]; # Negative yield moment
set L_S 1; # basic strength deterioration
set L_K 1; # unloading stiffness deterioration
set L_A 1; # accelerated reloading stiffness deterioration
set L_C 1; # post-capping strength deterioration
set c_S 1.0; # exponent for basic strength deterioration
set c_K 1.0; # exponent for unloading stiffness deterioration
set c_A 1.0; # exponent for reloading stiffness deterioration
set c_C 1.0; # exponent for post-capping strength deterioration
set th_pP [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity +
set th_pN [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity -
set th_pcP [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity +
set th_pcN [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity -
set Res_pos 0.20; # residual strength ratio +
set Res_neg 0.20; # residual strength ratio -
set th_uP 0.4; # ultimate rot capacity +
set th_uN 0.4; # ultimate rot capacity -
set D_pos 1.0; # rate of cyclic deterioration +
set D_neg 1.0; # rate of cyclic deterioration -
set Mc_My $McMy; # Post yield strength ratio
set as_pos [expr $Mc_My/$th_pP/($Ke*1000)];# + strain hardening ratio
set as_neg [expr $Mc_My/$th_pN/($Ke*1000)];# - strain hardening ratio

uniaxialMaterial ModIMKPeakOriented $matTag_Col $Ko $as_pos $as_neg
$My_pos $My_neg $L_S $L_C $L_A $L_K $c_S $c_C $c_A $c_K $th_pP $th_pN
$th_pcP $th_pcN $Res_pos $Res_neg $th_uP $th_uN $D_pos $D_neg

puts $matTag_Col
```

```
puts $Ko
puts $as_pos
puts $as_neg
puts $My_pos
puts $My_neg
puts $L_S
puts $L_C
puts $L_A
puts $L_K
puts $c_S
puts $c_C
puts $c_A
puts $c_K
puts $th_pP
puts $th_pN
puts $th_pcP
puts $th_pcN
puts $Res_pos
puts $Res_neg
puts $th_uP
puts $th_uN
puts $D_pos
puts $D_neg

#####
##
# Yield Strength Prediction #

#####
##

proc IntStiff {P Ag fc Ec b d} {
```

```
set stiff [expr 0.17+1.61*$P/$Ag/$fc/1000.]
set gross [expr $Ec*$b*pow($d,3)/12/pow(1000,3)]
if {$stiff < 0.35} {
return [expr 0.35*$gross]
} elseif {$stiff > 0.8} {
return [expr 0.8*$gross]
} else {
return [expr $stiff*$gross]
}
}

proc PostCapRot {fc v asl rs} {
set caprot [expr 0.76*pow(0.031,$v)*pow((0.02+40.*$rs),1.02)]
if {$scaprot > 0.1} {
return 0.1
} else {
return $scaprot
}
}

proc Calibration {mtag Econc Esteel width depth cover fconc fsteel axial compr tens
shear barslip} {
#Geometry and Material Input Para.
set b $width; #Member Width
set d $depth; #Member Depth
set dc $cover; #Cover Depth
set fc $fconc; #Concrete Strength
set fy $fsteel; #Steel Yield Strength
set P $axial; #Member Axial Load
set rs $shear; #Reinforcement Ratio Shear
set rc $compr; #Reinforcement Ratio Compressive
```

```

set rt $stens; #Reinforcement Ratio Tensile
set asl $barslip; #Bar Slip Parameter either 0 or 1
set mat $mtag; #define material tag
set Ec $Econc;
set Es $Esteel;

#Geometry and Material Calculated Para.
set deff [expr $d-$cover]; #Effective Depth
set Ag [expr $b*$d/pow(1000.,2)]; #Member Gross Area
set v [expr $P/$Ag/$fc/1000.]; #Axial Load Ratio
set n [expr 1.0*$Es/$Ec]; #Ey/Ec
set dr [expr 1.0*$dc/$deff]; #Cover/Effective Depth Ratio
set A [expr $rc+$rt+$rs+$P*1000./$b/$deff/$fy];
set B [expr $rc+$rt*$dr+$rs*0.5*(1.0+$dr)+$P*1000./$b/$deff/$fy]
set ky [expr sqrt(pow($n,2)*pow($A,2)+2*$n*$B)-$n*$A];
set phi [expr 1.8*$fc/$Ec/$ky/$deff];

IbarraMatNew $mat [IntStiff $P $Ag $fc $Ec $b $d] [expr
0.5*$phi*$b*pow($deff,3)*($Ec*pow($ky,2)/2*(0.5*(1+$dr)-$ky/3)+0.5*$Es*(1-
$dr)*((1-$ky)*$rc+($ky-$dr)*$rt+(1-$dr)*$rs/6))/pow(1000,2)] [expr -
0.5*$phi*$b*pow($deff,3)*($Ec*pow($ky,2)/2*(0.5*(1+$dr)-$ky/3)+0.5*$Es*(1-
$dr)*((1-$ky)*$rc+($ky-$dr)*$rt+(1-$dr)*$rs/6))/pow(1000,2)] [expr
0.13*(1.+0.55*$asl)*pow(0.13,$v)*pow((0.02+40.*$rs),0.65)*pow(0.57,(0.01*$fc))]
[PostCapRot $fc $v $asl $rs] [expr 1.25*pow(0.89,$v)*pow(0.91,(0.01*$fc))]
}

source IMK.tcl

# # Decide if largeDispl should be used for the joint elements
# set lrgDsp 1;# Causes a bit more QNAN problems, but better to use.
set lrgDsp 1;

# Define small masses for convergence. These are applied by VB to virtually every
DOF. 7-12-06

```

This is what I used in DesA_Buffalo_v.9noGFrm when you consider the factor of 10 I used.

```
set smallMasspiso1 [expr 879.013];      # Translational y
set smallMasspiso2 [expr 1098.77];     # Translational y
set smallMass2 0;      # Translational x
set smallMass3 0;      # Translational x
set smallMass1 0;      # Translational x
```

Elastic test material stiffness - used for joint hinges not connected to anything, etc.

```
# set E_elasticTestMaterial 270807284095.21; # This is made to match
the initial bond-slip M-Rot spring stiffness for BS1
```

```
set E_elasticTestMaterial [expr 1.99948e+8*1300]; # This is
made to match the initial bond-slip M-Rot spring stiffness for BS1
```

Make an elastic material for testing while building the model (this is also used for the joint bond-slip springs that are not connected to anything)

```
set elastJointMatT 49999;      # To agree with joint numbering
uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatT $E_elasticTestMaterial
```

```
#####
#####
```

```
### DEFINE MATERIALS
```

Define Joint Shear Panel Materials

```
uniaxialMaterial Elastic 50202 [expr 15309513056.4103 ]
uniaxialMaterial Elastic 50203 [expr 15309513056.4103 ]
uniaxialMaterial Elastic 50204 [expr 15309513056.4103 ]
uniaxialMaterial Elastic 50205 [expr 15309513056.4103 ]

uniaxialMaterial Elastic 50101 [expr 15309513056.4103 ]
```

```
uniaxialMaterial Elastic 50102 [expr 15309513056.4103 ]  
uniaxialMaterial Elastic 50103 [expr 15309513056.4103 ]  
uniaxialMaterial Elastic 50104 [expr 15309513056.4103 ]  
uniaxialMaterial Elastic 50105 [expr 15309513056.4103 ]
```

```
puts "Shear Panel creada"
```

```
source calibracion.tcl
```

```
# Define Section GEOMETRY parameters -----
```

```
set HCol 250; # Column depth
```

```
set BCol 250; # Column width
```

```
set HCol2 300; # Column depth
```

```
set BCol2 300; # Column width
```

```
set BBeam 200; # Beam width
```

```
set HBeam 450; # Beam depth
```

```
set HBeam2 200;
```

```
set BBeam2 500;
```

```
set HBeam3 200;
```

```
set BBeam3 500;
```

```
set HCover 21; # Cover concrete depth
```

```
# Reinforcement Parameters
```

```
#Column reinforcement
```

```
set CompStRatCol [expr 0.00904779*2]; # Column Compression reinforcement ratio
```

```
set TenStRatCol [expr 0.00904779*2]; # Column Tension reinforcement ratio
```

```
set ShrStRatCol [expr 0.005183*2]; # Column Shear reinforcement ratio
```

```
set CompStRatCol2 [expr 0.00921539*2]; # Column Compression reinforcement  
ratio
```

```
set TenStRatCol2 [expr 0.00921539*2]; # Column Tension reinforcement ratio
```

```
set ShrStRatCol2 [expr 0.006121*2]; # Column Shear reinforcement ratio
set CompStRatBeam [expr 0.00473087*2]; # Beam Compression reinforcement ratio
set TenStRatBeam [expr 0.00473087*2]; # Beam Tension reinforcement ratio
set ShrStRatBeam [expr 0.005662*2]; # Beam Shear reinforcement ratio
set CompStRatBeam2 [expr 0.00423088*2]; # Beam Compression reinforcement
ratio
set TenStRatBeam2 [expr 0.00423088*2]; # Beam Tension reinforcement ratio
set ShrStRatBeam2 [expr 0.005662*2]; # Beam Shear reinforcement ratio
set CompStRatBeam3 [expr 0.0053572*2]; # Beam Compression reinforcement ratio
set TenStRatBeam3 [expr 0.0053572*2]; # Beam Tension reinforcement ratio
set ShrStRatBeam3 [expr 0.005662*2]; # Beam Shear reinforcement ratio
# Other Material Parameters
set fc 21; #28 day concrete strength
set fy 420; #Steel yield strength
set Esteel 210000;
set EConc 21000; #mpa

# define rotational spring material,
# Define Column Springs
# mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
#columna 25x25
Calibration 302021 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy 230.202
$CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1; #
Calibration 302031 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy 230.202
$CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1; #
Calibration 302041 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy 230.202
$CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1; #
Calibration 302051 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy 230.202
$CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1; #

#columna 30x030
```

Calibration 301011 \$EConc \$Esteel \$HCol2 \$BCol2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatCol2 \$TenStRatCol2 \$ShrStRatCol2 1; #

Calibration 301021 \$EConc \$Esteel \$HCol2 \$BCol2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatCol2 \$TenStRatCol2 \$ShrStRatCol2 1; #

Calibration 301031 \$EConc \$Esteel \$HCol2 \$BCol2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatCol2 \$TenStRatCol2 \$ShrStRatCol2 1; #

Calibration 301041 \$EConc \$Esteel \$HCol2 \$BCol2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatCol2 \$TenStRatCol2 \$ShrStRatCol2 1; #

Calibration 301051 \$EConc \$Esteel \$HCol2 \$BCol2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatCol2 \$TenStRatCol2 \$ShrStRatCol2 1; #

#viga 20x45 v1

Calibration 2201 \$EConc \$Esteel \$HBeam \$BBeam \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam \$TenStRatBeam \$ShrStRatBeam 0; #

Calibration 2202 \$EConc \$Esteel \$HBeam \$BBeam \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam \$TenStRatBeam \$ShrStRatBeam 0; #

Calibration 3201 \$EConc \$Esteel \$HBeam \$BBeam \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam \$TenStRatBeam \$ShrStRatBeam 0; #

Calibration 3202 \$EConc \$Esteel \$HBeam \$BBeam \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam \$TenStRatBeam \$ShrStRatBeam 0; #

Calibration 4201 \$EConc \$Esteel \$HBeam \$BBeam \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam \$TenStRatBeam \$ShrStRatBeam 0; #

Calibration 4202 \$EConc \$Esteel \$HBeam \$BBeam \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam \$TenStRatBeam \$ShrStRatBeam 0; #

#viga v3

Calibration 1101 \$EConc \$Esteel \$HBeam2 \$BBeam2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam2 \$TenStRatBeam2 \$ShrStRatBeam2 0; #

Calibration 1102 \$EConc \$Esteel \$HBeam2 \$BBeam2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam2 \$TenStRatBeam2 \$ShrStRatBeam2 0; #

Calibration 2101 \$EConc \$Esteel \$HBeam2 \$BBeam2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam2 \$TenStRatBeam2 \$ShrStRatBeam2 0; #

Calibration 2102 \$EConc \$Esteel \$HBeam2 \$BBeam2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam2 \$TenStRatBeam2 \$ShrStRatBeam2 0; #

Calibration 3101 \$EConc \$Esteel \$HBeam2 \$BBeam2 \$HCover \$fc \$fy 256.23
\$CompStRatBeam2 \$TenStRatBeam2 \$ShrStRatBeam2 0; #

```
Calibration 3102 $EConc $Esteel $HBeam2 $BBeam2 $HCover $fc $fy 256.23  
$CompStRatBeam2 $TenStRatBeam2 $ShrStRatBeam2 0; #
```

```
#viga 5
```

```
Calibration 4101 $EConc $Esteel $HBeam3 $BBeam3 $HCover $fc $fy 256.23  
$CompStRatBeam3 $TenStRatBeam3 $ShrStRatBeam3 0; #
```

```
Calibration 4102 $EConc $Esteel $HBeam3 $BBeam3 $HCover $fc $fy 256.23  
$CompStRatBeam3 $TenStRatBeam3 $ShrStRatBeam3 0; #
```

```
# # Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam  
and footing-soil stiffness
```

```
uniaxialMaterial Elastic 601 [expr 21000E+6];
```

```
uniaxialMaterial Elastic 602 [expr 21000E+6];
```

```
uniaxialMaterial Elastic 603 [expr 21000E+6];
```

```
uniaxialMaterial Elastic 604 [expr 21000E+6];
```

```
# puts "Rotspring material creada"
```

```
# propiedades de materiales
```

```
set Econcr 21000E+6
```

```
# Densidad del hormigon
```

```
set ro 2400
```

```
set Nu 0.2
```

```
puts "MAaterial prop creada"
```

```
set Acol1 0.09; # Just based on compressive transformed area for CS3  
(kind of avergae for now)
```

```
set Acol2 0.0625; # Just based on compressive transformed  
area for CS3 (kind of avergae for now)
```

```
set ABm1 0.09; # Just based on compressive transformed area for  
BS2 (kind of avergae for now)
```

```
set ABm2 0.1; # Just based on compressive transformed area for  
BS2 (kind of average for now)
```

```
set massDenscol1 [expr $ro * $Acol1]
```

```
set massDenscol2 [expr $ro * $Acol2]
```

```
set massDensBm1 [expr $ro * $ABm1]
```

```
set massDensBm2 [expr $ro * $ABm2]
```

```
# Geometric transformations
```

```
#geomTransf Linear $transfTag
```

```
geomTransf Linear 1
```

```
geomTransf PDelta 2
```

```
#Aplicar efectos P-Deltas? (1-no / 2-si)
```

```
set primaryGeomTransT 2
```

Define joint elements	#tag	n1	n2	n3	n4	centerNode	PH1
PH2	PH3	PH4	shearPanel	largeDisp			
element Joint2D	50202	2201	2202	2203	2204	2205	302021
2201	49999	49999	50202	\$lrgDsp			
element Joint2D	50203	3201	3202	3203	3204	3205	302031
3201	49999	2202	50203	\$lrgDsp			
element Joint2D	50204	4201	4202	4203	4204	4205	302041
4201	49999	3202	50204	\$lrgDsp			
element Joint2D	50205	5201	5202	5203	5204	5205	302051
49999	49999	4202	50205	\$lrgDsp			
element Joint2D	50101	1101	1102	1103	1104	1105	301011
1101	49999	49999	50101	\$lrgDsp			
element Joint2D	50102	2101	2102	2103	2104	2105	301021
2101	302021	1102	50102	\$lrgDsp			
element Joint2D	50103	3101	3102	3103	3104	3105	301031
3101	302031	2102	50103	\$lrgDsp			
element Joint2D	50104	4101	4102	4103	4104	4105	301041
4101	302041	3102	50104	\$lrgDsp			
element Joint2D	50105	5101	5102	5103	5104	5105	301051
49999	302051	4102	50105	\$lrgDsp			