

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

**Análisis dinámico no lineal en 2D de la estructura del
Hospital “Homero Castanier”, de la ciudad de Azogues,
provincia del Cañar, mediante la utilización de rótulas
plásticas**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:

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

Autores:

JUAN JOSÉ MALO ALVARADO

JUAN FRANCISCO SEMPÉRTEGUI DÍAZ

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA, ECUADOR

2019

DEDICATORIA

Este trabajo investigativo va dedicado en primer lugar a Dios, quién me brindó la capacidad para cumplir los objetivos planteados a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil y sustancialmente en esta tesis previa a la obtención del título universitario.

A mis padres, Juan Carlos y Cathy, quienes han sido pilar fundamental en mi formación humana y académica; formando parte, tanto de los momentos más felices como de los de mayor desgaste y sufrimiento. Ellos me supieron demostrar su incondicional apoyo y cariño en todas las situaciones presentadas a lo largo de este proceso, siempre motivándome y brindándome sus oportunos consejos.

A mi hermana Ana María, quien siempre estuvo pendiente y es mi eterna compañera de vida.

A mis abuelos, tíos, tías y primos; por la confianza y por esa calidez que únicamente una familia unida puede ofrecer.

A esas personas que hoy ya no están aquí pero que seguro estarían orgullosas de mi en este momento.

Juan José

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada principalmente a Dios por haberme dado el apoyo y la fortaleza durante cada una de las etapas de mi vida.

A mis padres, Julio y Lihlih, quienes han sido mi principal ejemplo de responsabilidad, de honestidad y dedicación, por haberme criado como una persona de bien y con buenos valores, por apoyarme durante todo momento y darme los ánimos para nunca rendirme y conseguir todos mis sueños y metas.

A mi hermana, por estar incondicionalmente para mí, por siempre darme los consejos necesarios para aprender de mis errores y hacerme sentir bien en toda situación. A mis abuelos quienes me han llenado de sabiduría y cariño durante toda mi vida desde mis primeros pasos, por toda la confianza puesta en mí, la que me ha permitido superar diversas situaciones en el día a día.

A mis amigos y compañeros que han estado presentes durante mi etapa universitaria y no han dejado de brindarme las fuerzas necesarias para culminar con éxito este trabajo de titulación.

Juan Francisco

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradecemos a la Universidad del Azuay por brindarnos una experiencia educativa de gran calidad, en donde los principios éticos y morales de sus directivos y profesores han sido de vital importancia tanto en nuestro aprendizaje académico, como en nuestra formación personal, primando siempre los valores y el trabajo conjunto.

Una mención especial a nuestro director, Ing. José Vázquez, quien nos ha brindado el impulso necesario para continuar con este proyecto a pesar de las dificultades que se presentaron durante el camino recorrido.

Agradecemos a nuestros profesores miembros del tribunal, Ing. Francisco Flores, Ph.D. e Ing. Roberto Gamón, Ph.D.; quienes mostraron la disponibilidad para ayudarnos, brindarnos sus conocimientos y hacer que nuestro trabajo investigativo-experimental pueda concluir de manera satisfactoria.

El trabajo en equipo es la herramienta del futuro y este grupo lo ha demostrado, compartiendo los conocimientos, motivándonos para cumplir con la meta final y encontrando siempre una mano amiga en los momentos de necesidad. Un agradecimiento a nuestros compañeros: Karla, Mateo, Sebastián, María José, Michelle, Juan y Juan José.

Juan Francisco y Juan José

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO	III
RESUMEN	¡Error! Marcador no definido.
ABSTRACT	¡Error! Marcador no definido.
INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES	2
OBJETIVO GENERAL	3
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
METODOLOGÍA	4
1 CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	5
1.1. Diseño por capacidad	5
1.1.1. Filosofía del diseño por capacidad para sistemas con pórticos	7
1.2. Análisis por desempeño	8
1.2.1. Requerimientos de modelo	10
1.2.2. Pushover análisis	24
1.3. Mecanismo de fluencia de pórticos especiales de hormigón	25
1.4. Información hospitalaria	28
1.4.1. Ubicación	28
1.4.2. Historia – reseña	29
1.4.3. Servicios ofrecidos	30
1.4.4. Distribución y capacidad	32
1.5. Información constructiva	34
1.5.1. Estructura	34
1.5.2. Arquitectura	37
1.6. Definiciones esenciales	41
2 CAPÍTULO 2. AGRUPACIÓN DE CARGAS, MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN 2D ANALIZANDO LAS RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL HOSPITAL HOMERO CASTANIER	43
2.1. Condiciones iniciales	43

2.2. Geometría de los pórticos a utilizar	44
2.3. Cargas aplicadas en los pórticos seleccionados	46
2.3.1. Cargas vivas	46
2.3.2. Cargas muertas	47
2.3.3. Cargas accidentales o sísmicas	49
2.3.4. Combinación de cargas	51
2.4. Espectro de diseño	52
2.4.1. Tipos de suelos para el diseño sísmico	53
2.4.2. Coeficientes de perfil del suelo: F_a , F_d y F_s	54
2.4.3. Parámetros de reducción	56
2.5. Modelo histerético de Ibarra, Medina y Krawinkler	59
2.6. Análisis modal	61
2.7. Pushover - Análisis estático no lineal incrementado	67
2.7.1. Deriva de piso	67
2.7.2. Cortante basal de diseño	68
2.8. Escalamiento de sismos	70
2.8.1. Período Fundamental Escalado (FPS)	71
2.8.2. Suite Scale Factor (SS)	72
2.8.3. Factor de Escala Combinado (CS)	73
2.9. Análisis dinámico no lineal “tiempo-historia”	74
3 CAPÍTULO 3. OBTENCIÓN E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	75
3.1. Pórtico 1 “x”	75
3.2. Pórtico 2 “y”	84
CONCLUSIONES	92
RECOMENDACIONES	93
ANEXOS	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Sistema elasto-plástico con su Sistema lineal equivalente	7
Figura 1-2: Modelo del deterioro modificado de Ibarra Krawinkler Whittaker.....	12
Figura 1-3: Modelo concentrado comparado al Modelo distribuido	14
Figura 1-4: Comparación de conexiones entre modelo concentrado y distribuido	14
Figura 1-5: Modelo Elastoplasto, desplazamiento vs. Fuerza.....	15
Figura 1-6: Modelo Bilineal Simple	16
Figura 1-7: Modelo de degradación de rigidez.....	17
Figura 1-8: Modelo Pinching	17
Figura 1-9: Ejemplos de modelos de degradación de la rigidez.....	18
Figura 1-10: Modelo de una curva envolvente cíclica.....	19
Figura 1-11: Modelo de Takeda	20
Figura 1-12: Modelo de Sina.....	20
Figura 1-13: Modelo de Otani	21
Figura 1-14: Peak oriented model de Ibarra, Medina y Krawinkler	22
Figura 1-15 Efecto P-delta sobre un sistema de un grado de libertad	23
Figura 1-16: Modelo del nudo de Altoontash	27
Figura 1-17: Ubicación geográfica del Hospital.....	28
Figura 1-18: Exteriores del hospital Homero Castanier	28
Figura 1-19: Primeras instalaciones.....	30
Figura 1-20: Sectorización de zonas en donde existen camas para pacientes.....	34
Figura 1-21: Sección de columna	35
Figura 1-22: Secciones de las vigas.....	36
Figura 1-23: Imagen ejemplificadora de una losa alivianada.....	37
Figura 1-24: Planta complete del hospital Homero Castanier.....	38
Figura 1-25: Primera planta del bloque principal del hospital	39
Figura 1-26: Primera planta del bloque de fisioterapia.....	39
Figura 1-27: Primera planta de la casa de maquinas	40
Figura 1-28: Primera planta de los bloques de emergencia, consultorios y tomografía	40
Figura 2-1: Geometría del pórtico en dirección “x”	44
Figura 2-2: Secciones utilizadas en el pórtico en dirección “x”	45

Figura 2-3: Geometría del pórtico en dirección “y”	45
Figura 2-4 Secciones utilizadas en el pórtico en dirección “y”	46
Figura 2-5: Zonificación del Ecuador para valores de Z para propósitos de diseño. .50	
Figura 2-6: Curva de peligro sísmico para Azogues para determinar factor “Z”	51
Figura 2-7: Espectro de diseño para un sismo muy raro	58
Figura 2-8: Modo de vibrar #1 del pórtico 1 “x”	62
Figura 2-9: Modo de vibrar #2 del pórtico 1 “x”	63
Figura 2-10: Modo de vibrar #3 del pórtico 1 “x”	63
Figura 2-11: Modo de vibrar #4 del pórtico 1 “x”	64
Figura 2-12: Modo de vibrar #1 del pórtico 2 “y”	65
Figura 2-13: Modo de vibrar #2 del pórtico 2 “y”	65
Figura 2-14: Modo de vibrar #3 del pórtico 2 “y”	66
Figura 2-15: Modo de vibrar #4 del pórtico 2 “y”	66
Figura 2-16: Pushover pórtico 1 “x”	68
Figura 2-17: Pushover pórtico 1 “x”	69
Figura 3-1: Desplazamiento del último piso del sismo AGYE-N del pórtico 1 “x” ..	75
Figura 3-2: Derivas del primer y último piso del sismo AGYE-N del pórtico 1 “x” ..	76
Figura 3-3: Desplazamiento del último piso del sismo AOTA-N del pórtico 1 “x” ..	76
Figura 3-4: Derivas del primer y último piso del sismo AOTA-N del pórtico 1 “x” ..	77
Figura 3-5: Desplazamiento del último piso del sismo PRAM-N del pórtico 1 “x” ...	77
Figura 3-6: Derivas del primer y último piso del sismo PRAM-N del pórtico 1 “x” ..	78
Figura 3-7: Derivas máximas en el pórtico 1 “x” del sismo AGTE-N	78
Figura 3-8: Derivas máximas en el pórtico 1 “x” del sismo AOTA-N	79
Figura 3-9: Derivas máximas en el pórtico 1 “x” del sismo PRAM-N	79
Figura 3-10: Desplazamiento del último piso del sismo AGYE-N del pórtico 2	84
Figura 3-11: Derivas del primer y último piso del sismo AGYE-N del pórtico 2	84
Figura 3-12: Desplazamiento del último piso del sismo AOTA-N del pórtico 2	85
Figura 3-13: Derivas del primer y último piso del sismo AOTA-N del pórtico 2	85
Figura 3-14: Desplazamiento del último piso del sismo PRAM-N del pórtico 2	86
Figura 3-15: Derivas del primer y último piso del sismo PRAM-N del pórtico 2	86
Figura 3-16: Derivas máximas en el pórtico 2 “y” del sismo AGTE-N	87
Figura 3-17: Derivas máximas en el pórtico 2 “y” del sismo AOTA-N	87

Figura 3-18: Derivas máximas en el pórtico 2 “y” del sismo PRAM-N.....	88
--	----

ÍNDICE TABLAS

Tabla 0-1 Establecimientos de salud afectados por provincia por el terremoto del 16/06/2016.....	3
Tabla 1-1: Niveles de amenaza sísmica	8
Tabla 1-2: Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales.....	9
Tabla 1-3: Servicios médicos prestados por el hospital.	31
Tabla 1-4: Capacidad por área del hospital Homero Castanier.....	33
Tabla 1-5: Secciones de las columnas en las diferentes zonas del hospital	35
Tabla 2-1: Cargas vivas utilizadas en la modelación.....	46
<i>Tabla 2-2: Ancho tributario pórtico 1 “x”</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 2-3: Ancho tributario pórtico 2 “y”</i>	<i>47</i>
Tabla 2-4: Cargas muertas utilizadas en la modelación.....	48
Tabla 2-5: Peso en cada planta, pórtico 1 “x”	48
Tabla 2-6: Peso en cada planta, pórtico 2 “y”	48
Tabla 2-7: Cargas por nivel en el pórtico 1 “x”.....	52
Tabla 2-8: Cargas por nivel en el pórtico 2 “y”.....	52
Tabla 2-9: Clasificación de los perfiles de suelo	53
Tabla 2-10: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. (Fa)	54
Tabla 2-11: Desplazamientos para diseño en roca (Fd).....	55
Tabla 2-12: Comportamiento no lineal de los suelos (Fs)	56
Tabla 2-13: Parámetros de reducción para el espectro de diseño.....	57
Tabla 2-14: Factores usados para el espectro de diseño	58
Tabla 2-15: Periodos y frecuencias del pórtico 1 “x”	62
Tabla 2-16: Periodos y frecuencias del pórtico 2 “y”	64
Tabla 2-17: Factores utilizados para el cortante basal del pórtico 1 “x”	69
Tabla 2-18: Factores utilizados para el cortante basal del pórtico 1 “x”	70
Tabla 2-19: Derivas y tiempos de colapso	70

Tabla 3-1: Derivas máximas y tiempos en las que se producen en el pórtico 1 “x” ..82	
Tabla 3-2: Derivas máximas y tiempos en las que se producen en el pórtico 2 “y” ..89	
Tabla 3-3: Desplazamiento en el último piso de los pórticos analizados91	

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1-1: Factor de reducción de resistencia a la cedencia.....	6
Ecuación 1-2: factor de ductilidad	6
Ecuación 2-1: combinación de cargas utilizada en el modelo.....	51
Ecuación 2-2: Capacidad plástica de rotación.....	59
Ecuación 2-3: Predicción de la capacidad de rotación límite.....	59
Ecuación 2-4: Relación endurecimiento- deformación.....	60
Ecuación 2-5: Momento de fluencia M_y	60
Ecuación 2-6: Rigidez inicial k_e	60
Ecuación 2-7: Relación de resistencia residual	61
Ecuación 2-8: Ecuación de la fuerza lateral aplicada en el pushover	67
Ecuación 2-9: Ecuación del cortante basal del diseño	68
Ecuación 2-10: Ecuación del período fundamental escalado	71
Ecuación 2-11: Factor Suite Scale Factor	72
Ecuación 2-12: Factor de escala combinado	73
Ecuación 2-13: Escalamiento de sismos	73

ÍNDICE ANEXOS

Anexo 1: Script Pórtico 1	98
Anexo 2: Script Pórtico 2	101
Anexo 3: Sismos	103

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN 2D DE LA ESTRUCTURA DEL
HOSPITAL “HOMERO CASTANIER”, DE LA CIUDAD DE AZOGUES,
PROVINCIA DEL CAÑAR, MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE RÓTULAS
PLÁSTICAS**

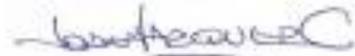
RESUMEN

Dentro del proyecto investigativo de la Universidad del Azuay referente a “Hospitales Seguros Frente a Desastres” incluye el análisis dinámico no lineal del hospital Homero Castanier de la ciudad de Azogues. El presente trabajo tiene como objetivo lograr resultados que simulen el comportamiento real de la estructura en caso de que el establecimiento sea afectado por una catástrofe natural de tipo sísmico extremo, utilizando el software de código abierto OpenSees. Para completar el estudio se aplica el método de simulación con rótulas plásticas en lugares vulnerables del modelo, tanto en las uniones de los miembros estructurales como en la base de las columnas. Se realiza un el análisis incremental pushover, y se determina resultados relacionados con las derivas de piso, además el análisis tiempo-historia que nos da una idea del momento que la estructurar colapsaría.

Palabras claves: sismo, análisis dinámico no lineal, rótulas plásticas, OpenSees, pushover,



Ing. José Fernando Vázquez, Ph.D.
Director de Trabajo de Titulación



Ing. José Fernando Vázquez, Ph.D.
Director de Escuela



Juan José Malo Alvarado



Juan Francisco Sempértegui Díaz

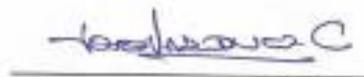
Autores

**NON-LINEAR DYNAMIC 2D ANALYSIS BY USING THE PLASTIC
HINGES METHOD IN THE STRUCTURE OF “HOMERO CASTANIER”
HOSPITAL IN AZOGUES, PROVINCE OF CAÑAR**

ABSTRACT

The non-linear dynamic analysis of the “Homero Castanier” hospital in Azogues is included in the research project of the University of Azuay called “Hospitales Seguros Frente a Desastres”. The objective of this work is to collect data that simulate the real behavior of the structure in the event of a natural catastrophe of extreme seismic type by using the OpenSees open source software. The simulation method with plastic hinges was applied in vulnerable places of the model, in the joints of the structural members and in the base of the columns. The incremental pushover analysis was conducted and the results related to floor drifts were determined. The time-history analysis was carried out. The moment when the structure would collapse was determined.

Keywords: Earthquake, nonlinear dynamic analysis, plastic hinges, OpenSees, pushover.

Ing. José Fernando Vázquez Calero, Ph.D. Ing. José Fernando Vázquez Calero, Ph.D.

Thesis Director



Juan José Malo Alvarado

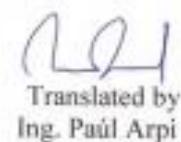
Faculty Director



Juan Francisco Sempértegui Díaz



Authors



Translated by
Ing. Paúl Arpi

Malo Alvarado Juan José

Sempértegui Díaz Juan Francisco

Trabajo de Titulación

Ing. José Vázquez Calero, M. Sc.

Julio, 2019

Análisis dinámico no lineal en 2D de la estructura del Hospital “Homero Castanier”, de la ciudad de Azogues, provincia del Cañar, mediante la utilización de rótulas plásticas

INTRODUCCIÓN

La población mundial a lo largo de la historia ha estado expuesta a grandes riesgos de catástrofes naturales. Se sabe que las placas tectónicas, tanto oceánicas como continentales, están en constante movimiento provocando sismos y movimientos telúricos que en ciertas ocasiones resultan devastadores para los seres humanos.

El Ecuador, perteneciente al Cinturón de Fuego del Pacífico, zona de riesgo inminente, tiene que prever el riesgo y adelantarse a posibles catástrofes, ya que, existen muchas posibilidades de que ocurran grandes sismos, incluso más fuertes de los que ya hemos tenido.

Al presentar tan alto riesgo sísmico, las estructuras tienen que estar diseñadas, calculadas y construidas con el fin de soportar cargas gravitacionales, estáticas y dinámicas. Con esta premisa, sabemos que las estructuras hospitalarias se tienen que diseñar para que no ocurra el colapso, por su indispensable uso y mayor requerimiento en épocas de catástrofes naturales. Es por esto, que las normas y especificaciones se tiene que cumplir en todas las etapas del diseño y de la construcción de hospitales y centros de salud, con el fin de poder utilizar las instalaciones en todo momento sin importar las condiciones naturales.

Este estudio continúa con el análisis y evaluación de “la configuración de edificaciones esenciales” siendo parte del proyecto de investigación de la Universidad del Azuay: “Implementación de una Estrategia de Hospitales Seguros Frente a Desastres”; en este caso se realizará la modelación de cargas en el software de código abierto OpenSees para lograr un análisis no lineal en 2D del Hospital Homero Castanier, de la ciudad de Azogues, determinando una serie de datos importantes sobre su comportamiento dinámico y sus deformaciones máximas antes del colapso.

ANTECEDENTES

El Ecuador es un país que está atravesado por varias fallas superficiales de tipo geológico, estas se deben a la subducción de la placa de Nazca con la placa Sudamericana. Por esta razón las placas se encuentran en constante movimiento, lo que produce fuerzas de rozamiento considerables que en un momento pueden llegar a fracturar la roca. Esta liberación de energía acumulada provoca movimientos telúricos denominados sismos (Secretaría de Gestión de Riesgos (SGR), 2014). Ecuador es un país altamente poblado, en donde las estructuras en su mayoría, fueron construidas en épocas en que las exigencias no eran tan rigurosas como lo son hoy en día. En aquel tiempo, no se consideraban las importantes amenazas sísmicas a las que cada estructura podía verse afectada, dado que el territorio ecuatoriano se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico. Por esta misma razón han ocurrido grandes catástrofes que acabaron con la vida de muchas personas por el colapso total o parcial de los establecimientos construidos. Los grandes sismos provocan pérdidas irreparables en un corto lapso de tiempo. Evidentemente, la región costanera del país resulta la más afectada, debido a la cercanía respecto a las placas tectónicas que se encuentran en movimiento (Parra Cárdenas, 2015).

El sismo de magnitud 7.8 grados en la escala de Richter que azotó las provincias de Esmeraldas y Manabí, afectó las infraestructuras públicas y privadas. Una evaluación realizada por el Ministerio de Salud Pública tuvo como resultado que 48

establecimientos de salud (Tabla 1) resultaron afectados por el sismo, además 12 centros de salud, 6 clínicas generales y 3 hospitales generales quedaron inoperativos.

Tabla 0-1 Establecimientos de salud afectados por provincia por el terremoto del 16/06/2016

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
	Bolívar		1			1
Manabí	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

Sabiendo que en el país muchas de las estructuras importantes no fueron diseñadas y construidas siguiendo los lineamientos y aspectos de seguridad con respecto a la actividad sísmica (Bambaren & Alatrística, 2007); es conveniente el estudio del comportamiento no lineal de las estructuras mediante un análisis 2D, del cual se extraerán datos importantes acerca del comportamiento dinámico estructural, lo que a su vez sirve para realizar un análisis sismo resistente frente una posible actividad sísmica.

OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis no lineal en 2D del Hospital Homero Castanier, de la ciudad de Azogues, aplicando el método de rótulas plásticas.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilar información existente referente a la edificación hospitalaria.
- Modelar y agrupar las cargas y masas a las que está sometido el establecimiento, tomando en cuenta las cargas gravitatorias y accidentales, utilizando el software de código abierto OpenSees.
- Interpretar los resultados obtenidos y localizar las zonas más vulnerables.

METODOLOGÍA

Para recopilar la información existente referente a la edificación hospitalaria Homero Castanier, se plantea revisar investigaciones que se hayan realizado previamente. Con esta información podremos contextualizar nuestra futura investigación para obtener los resultados requeridos. Se recolectará y se clasificará la información geométrica de la edificación hospitalaria en cuestión.

Siguiendo la normativa NEC-15 de peligro sísmico, se agruparán las cargas que se especifiquen, tanto las gravitatorias como las accidentales, sabiendo que se trabaja sobre una estructura de salud pública. Con esta información se podrá proceder al siguiente paso que es la modelación de la estructura del hospital, para obtener resultados que no se habían tenido anteriormente.

Para realizar el análisis no lineal en 2D, se aplicará el método analítico, por lo que se debe tener disponible y en correcto funcionamiento el software OpenSees; ya que, a partir de la programación generada en el mencionado software, se podrá obtener el modelo necesario del establecimiento hospitalario para lograr los resultados esperados.

A partir de los resultados del análisis, se procederá a utilizar un método predictivo que pronosticaría las deformaciones máximas antes del colapso de la estructura; así como el tiempo de colapso de la misma, para poder en un futuro realizar otras investigaciones.

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

1.1. Diseño por capacidad

Tanto el diseño de las estructuras de hormigón armado como su posterior construcción ha evolucionado con el pasar de los años y de esta manera han ido mejorando los métodos aplicados. Algunas décadas atrás, se planteó una estrategia para abordar el diseño de las estructuras y que estas resulten resistentes a grandes eventos sísmicos que puedan presentarse. La clave de este proceso es tomar en cuenta el rango inelástico de la estructura, aprovechando el mismo, para disipar la energía. De esta manera, se dice que no resulta conveniente diseñar estructuras en rango elástico, ya que, con el gasto en materiales y mano de obra, no resultaría conveniente económicamente hablando. Tomando en cuenta sismos muy raros, con la ductilidad intentamos permitir a los elementos estructurales disipar la mayor cantidad de energía posible, producida por los movimientos del suelo a través de las deformaciones inelásticas (MOHAMAD AMINE, N.D.).

Se debe tomar en cuenta la capacidad tanto de la estructura en general como la de los elementos estructurales y secciones transversales, de deformarse más allá del rango elástico sin que se genere una pérdida considerable en su resistencia y rigidez ante cargas sísmicas (NEC-SE-DS, 2015).

En los procedimientos del diseño de estructuras sismo resistentes se aplican factores de reducción que permiten obtener una respuesta elasto-plástica equivalente y de esta manera se llega a aceptar que las edificaciones tienen una determinada ductilidad que condiciona su respuesta. Con esta información, aceptamos un nivel de daño en las estructuras en caso de acciones sísmicas (Vielma Pérez, Barbat, & Oller, 2007). Con los factores de reducción mencionados, lograremos reducir las cargas para poder, a su vez, disminuir las secciones y optimizar los materiales.

En su libro Dinámica de Estructuras, Chopra, habla de un factor importante para tomar en cuenta en estos casos: el factor de ductilidad. Al hablar de diseño sismo resistente se deben tomar en cuenta las propiedades de los materiales y cuál es su respuesta frente a cargas dinámicas. Una propiedad importante es la ductilidad; característica que, en ingeniería, verificará la maleabilidad como la capacidad que tendrán de deformarse en un rango inelástico.

Para entender el funcionamiento del factor de ductilidad, se tiene que tomar en cuenta el factor R_y , como el factor de reducción de resistencia a la cedencia, quien hace posible llevar un sistema lineal a un sistema elasto-plástico para seguir con el diseño, como se muestra en la figura 1-15. Este factor relaciona la fuerza y la deformación en el punto de fluencia y los valores máximos de las mismas, para con la relación presentada encontrar el sistema equivalente. Si el factor R_y es mayor a 1 significa que el sistema no es lo suficientemente resistente para permanecer elástico durante el movimiento sísmico, indicándonos que nos encontramos en un rango inelástico.

$$R_y = \frac{f_o}{f_y} = \frac{u_o}{u_y}$$

Ecuación 1-1: Factor de reducción de resistencia a la cedencia

El factor adimensional de ductilidad relaciona las deformaciones tanto de la estructura como del suelo y resulta que si la deformación del suelo u_m , excede a la deformación de la estructura u_y , el factor de ductilidad va a ser mayor a la unidad. El sistema lineal correspondiente puede interpretarse como un sistema elastoplástico con $f_y = f_o$, lo que implica un factor de ductilidad igual a uno (Chopra, 2014).

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

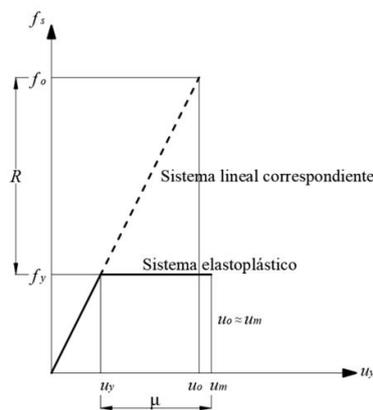
Ecuación 1-2: factor de ductilidad

Fuente: Chopra 2014

El factor de ductilidad es directamente proporcional al factor de carga sísmica R .

Las propuestas realizadas, sobre la ductilidad de las estructuras, a nivel mundial por Newmark y Veletsos (1960), Newmark y Hall (1973), Riddell y Newmark (1979), Newmark y Hall (1982) todavía tienen vigencia y dichas investigaciones siguen sirviendo como punto de partida de muchos estudios más modernos, pero bajo los mismos conceptos (Aguilar, 2008).

Figura 1-1: Sistema elasto-plástico con su Sistema lineal equivalente



Fuente: Chopra 2014

1.1.1. Filosofía del diseño por capacidad para sistemas con pórticos

- Las rótulas plásticas que aparecen en las estructuras que sufren afecciones por parte de cargas sísmicas son de vital importancia en un diseño por capacidad, pues en estos puntos se formarán mecanismos que llegan a afectar la estabilidad del pórtico en cuestión. Estos mecanismos se diseñan para que su resistencia nominal sea mayor a la resistencia requerida proveniente de las combinaciones de cargas que se detallan en las normas establecidas (Burgos Namuche & Piqué del Pozo).
- Se trata de evitar de cualquier manera las fallas por corte o fallas de anclaje e inestabilidad en las rótulas plásticas que se generen (Burgos Namuche & Piqué del Pozo).
- Las zonas potencialmente frágiles, o elementos que no puedan estar aptos para disipar energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la

sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del sismo (Burgos Namuche & Piqué del Pozo).

1.2. Análisis por desempeño

El diseño estructural obedece normas estipuladas por entidades internacionales y nacionales que buscan el correcto funcionamiento de las edificaciones para evitar daños humanos en caso de alguna catástrofe. Este conjunto de análisis busca generalmente el fallo de elementos no estructurales, como paredes, mampostería, tumbados, entre otros; prevaleciendo todos los elementos fundamentales que evitarían el total colapso de la edificación. Antiguamente, el análisis contemplaba únicamente cargas gravitacionales, pero con el pasar de los años la tendencia es someter a la estructura a distintas cargas dinámicas que varían con el tiempo y resultan las más agresivas para las estructuras. De esta manera, se utilizan catástrofes tipo para modelar y determinar el comportamiento de la estructura si se viera inmersa en una catástrofe de tipo sísmica. Con este proceso se puede revisar el daño provocado, controlando las deformaciones.

La NEC-SE-DS, 2015; manual ecuatoriano, en la sección Peligro Sísmico, Diseño sismo resistente, capítulo 4, detalla las amenazas sísmicas y los niveles de amenaza sísmica, siendo:

Tabla 1-1: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
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

Tabla 1-2: Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos estructurales no	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

En el caso de esta investigación, tratándose de una estructura de ocupación especial, se debe tomar en cuenta las verificaciones que garanticen que el establecimiento muestre un comportamiento inelástico para varios niveles de sismos y por esta premisa, es fundamental realizar un análisis no lineal. A su vez, un establecimiento de salud no debería sufrir ningún tipo de daño, partiendo del hecho que, en el caso de sufrir una catástrofe, es ahí donde la salud de la población más necesitada debe tener atención prioritaria.

Tomando en cuenta que nuestro análisis estará enfocado en un evento sísmico muy raro, se tomará un período de retorno de 2500 años y que basándonos en las estipulaciones de las estructuras esenciales se deberá verificar el correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para el no colapso, teniendo en cuenta que se podrían admitir fallos en elementos no estructurales, como se estipula en la norma en cuestión: “Cierta grado de daño”. Sin embargo, de ninguna manera se admiten daños en vigas o columnas, ya que un fallo en un elemento de este tipo podría resultar catastrófico.

Al momento de realizar un análisis o diseño estructural se toma en cuenta el colapso, el cual implica que todo el sistema estructural ya no sea capaz de soportar la carga por gravedad en presencia de una fuerza sísmica y por ejemplo provoca la falla de un elemento vertical a compresión (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005). El colapso global de la estructura se produciría cuando una falla local se propaga dañando a los elementos contiguos.

Con las premisas demostradas, se dice que la prevención del colapso en el diseño sísmo resistente es de vital importancia (Gupta & Krawinkler, 2000).

Se pueden plantear ciertos criterios de aceptación de cómo se comportaría una estructura dado el caso de un movimiento telúrico y que el comportamiento de la misma estaría controlado, pues se prevén y se aceptan algunos fallos en determinados lugares (Botas y Espinosa, 2012).

El análisis de una estructura determinará como esta se comporta ante un evento sísmico, es por eso que se deben considerar algunas propiedades de la misma, como la rigidez y la amortiguación que esta tenga, así como la de los elementos que la componen. La respuesta estructural será determinada por parámetros como la rigidez, la resistencia y la ductilidad, los mismos que determinarán si esta respuesta es elástica o inelástica.

1.2.1. Requerimientos de modelo

1.2.1.1. Modelos con plasticidad concentrada y distribuida

Dentro de los llamados modelos discretos encontramos aquellos de plasticidad concentrada y distribuida. Adicionalmente, los modelos discretos también son llamados como los de rótula puntual. Estos consisten en discretizar la estructura en elementos prismáticos como: vigas, columnas y placas (Flores Barreto, 2003), y de esta manera, aplicando cargas y puntos donde podrían aparecer las rótulas se podría simular su comportamiento aproximándose al verdadero en caso de ser sometida a cierto tipo de cargas.

Las rótulas plásticas se forman siguiendo lo establecido en el diseño por capacidad. A su vez, se toma en cuenta que el modelo depende de la ubicación de las mismas y dependiendo de esta especificación se logrará el correcto desempeño de la estructura (Azis, 1976). Para la aplicación de un modelo discreto se toma en cuenta tanto la longitud real del elemento como una longitud plastificada en el momento en que una fuerza dinámica aparezca.

Con el pasar de los años, se han incrementado las consideraciones iniciales haciendo que estos modelos resulten más precisos. Estas mejoras engloban: miembros con zonas rígidas en los extremos, extremos de vigas con muros de corte, entre otras.

La fluencia que se genera en la estructura puede darse en una sección dada o en un punto ubicado a lo largo del eje longitudinal del elemento. Por esta razón, se dice que existe una no linealidad consecutiva y geométrica si se forma en el elemento o en la sección respectivamente (Flores Barreto, 2003). Finalmente, tendremos dos tipos de modelos enfocados en el comportamiento no lineal según el comportamiento de la histéresis, los cuales son: los concentrados y los distribuidos. Los primeros nos ayudarán a realizar un análisis de colapso mientras que los otros mostrarán el comportamiento del agrietamiento del material por la utilización de fibras en sus secciones.

El estudio que se presentada, en el análisis del hospital Homero Castanier se enfocará en la utilización de modelos discretos concentrados, pues estos acercarán el comportamiento de la estructura al colapso en caso de un evento sismo raro.

Los modelos de elementos finitos discretos tratan la no-linealidad de los materiales para observar la respuesta no-lineal de la estructura. La no-linealidad puede ser asignada a los elementos de manera distribuida o por secciones correspondientes. Estos modelos pueden presentar modelos de plasticidad concentrada y modelos de plasticidad distribuida. (Martínez & Pozo, 2018). Ambos modelos requieren análisis de no linealidad y son los que se encuentran comúnmente para análisis y diseño sísmico. Estos ofrecen un buen equilibrio entre la simplicidad de resolverlos y los resultados obtenidos a partir de los análisis ya que dan buenos detalles del comportamiento de los elementos y no requiere altos recursos computacionales (NIST, 2017).

MODELO DE PLASTICIDAD CONCENTRADA

Los modelos de plasticidad concentrada se han desarrollado ampliamente y se han usado en modelaciones de estructuras. En 1967, Giberson introduce formalmente otra forma de modelos de plasticidad concentrada con rótulas plásticas en donde se espera la fluencia del material y elementos elásticos (Giberson, 1967). Después de varios modelos desarrollados, Sivaselvan y Reinhorn (Sivaselvan & Reinhorn, 2000), desarrollan un modelo de plasticidad concentrada que tiene una gran predicción de la respuesta no-lineal de una estructura, ya que, considera una degradación cíclica suavizada debido al deterioro de la resistencia y la rigidez que presentan los elementos. Hay modelos desarrollados posteriormente como el de Song y Pincheira (Song & Pincheira, 2000), el cual es capaz de mostrar el deterioro de rigidez y resistencia a partir de la disipación de energía histerética (Jerves Coello, 2018), que es la curva que representa la fuerza ejercida sobre un sistema contra la deformación del mismo repetidas veces. Es decir, representa la dependencia histórica de un sistema físico.

El modelo que puede predecir colapso de estructuras mediante la incorporación de diferentes parámetros de deterioro de resistencia y rigidez es el de Lignos, Krawinkler y Whittaker (Lignos, Krawinkler, & Whittaker, 2011).

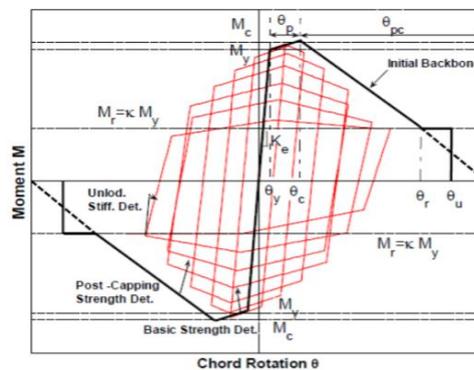


Figura 1-2: Modelo del deterioro modificado de Ibarra Krawinkler Whittaker

Fuente: (Lignos, Krawinkler, & Whittaker, 2011)

En los modelos de plasticidad concentrada, los elementos concentran toda la no-linealidad del material en sus extremos, por lo tanto, el comportamiento inelástico del material se trata de manera aproximada, pero de manera eficiente computacionalmente, tienen la ventaja de tener matrices de rigidez concisas (Spacone & El-Tawil, 2004). Existen algunas limitaciones en los modelos de plasticidad concentrada en especial cuando se trata de modelar el comportamiento de columnas en donde la interacción de la carga axial y el momento es de gran importancia. (Martínez & Pozo, 2018).

MODELO DE PLASTICIDAD DISTRIBUIDA

En estos modelos, a diferencia del de plasticidad concentrada, la no-linealidad del material se asigna a las secciones de los puntos de integración que se encuentran en toda la longitud del elemento. Las secciones pueden tener un comportamiento no-lineal progresivo a lo largo del elemento, y así, se define el comportamiento del elemento por medio de una integración ponderada de las respuestas de cada una de las secciones (Martínez Pesantez & Pozo Ocampo, 2018). Los modelos de plasticidad distribuida, al ser integrados a través de la sección, son más precisos y racionales que los de plasticidad concentrada (Spacone & El-Tawil, 2004). Varios de estos modelos simplifican ciertos aspectos importantes del comportamiento histerético del material, también deben ser calibrados respecto a experimentos de laboratorio por lo que tienen algunas limitaciones. En estos modelos la interacción esfuerzo-axial momento flector puede ser provista explícitamente al comportamiento de las rótulas plásticas según la teoría plástica convencional, esto debe tomarse con cuidado ya que pudiera afectar las respuestas del sistema (Jerves, 2018).

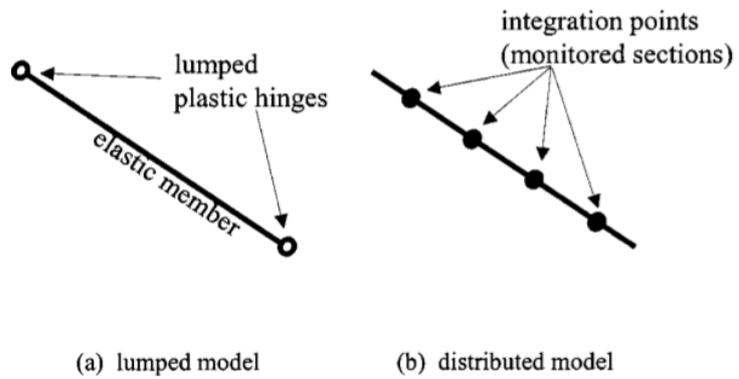


Figura 1-3: Modelo concentrado comparado al Modelo distribuido

Fuente: (Spacone & El-Tawil, 2004)

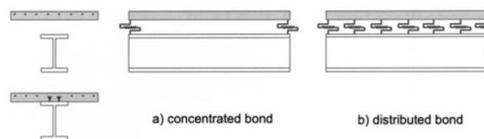


Figura 1-4: Comparación de conexiones entre modelo concentrado y distribuido

1.2.1.2. Modelos de Histéresis

- MODELO ELASTOPLASTO

El modelo elasto plástico contempla el más sencillo y uno de los más utilizados para determinar el comportamiento de una estructura ante cargas repetitivas. En esta representación la rigidez y la elasticidad lateral permanecen constantes en todo el lapso de tiempo en que se aplica la fuerza. Estos modelos tampoco incluyen degradación de cargas, por lo que comprende un comportamiento lineal elástico. En la figura mostrada se nota el comportamiento lineal elástico hasta encontrar la resistencia de elasticidad. A medida que se aplica la rigidez elástica es cero y el los ciclos de descarga la rigidez es igual a la carga (FEMA, 2009).

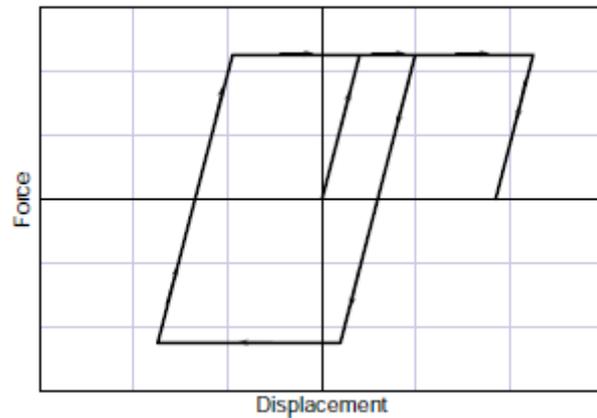


Figura 1-5: Modelo Elastoplasto, desplazamiento vs. Fuerza

Fuente: FEMA, 2009

- **MODELO BILINEAL**

En el modelo bilineal se consideran la rigidez elástica y la de fluencia. Adicionalmente, las pendientes de descarga y de la carga en reserva son las mismas en la etapa elástica. Representa un modelo bastante sencillo por lo que ha sido de gran utilidad en modelos estructurales en concreto y acero. La disipación de energía es bastante grande para deformaciones de amplitudes altas, mientras que para amplitudes de deformación bajas no se considera liberación de energía histerética. (Flores Barreto, 2003)

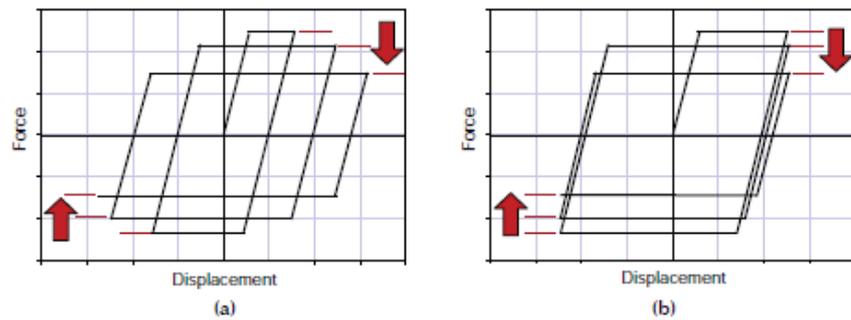


Figura 1-7: Modelo de degradación de rigidez.

Fuente: FEMA, 2009

Ejemplos de degradación de la resistencia cíclica: (a) debido al aumento inelástico del desplazamiento; y (b) debido a repetidos desplazamientos cíclicos.

- MODELO PINCHING

Este modelo se puede orientar a los efectos que las cargas cíclicas pueden tener sobre los componentes y las conexiones estructurales. Se llama efecto “pinching” al efecto cuando estos están sometidos a cargas cíclicas inversas, que generan grandes reducciones en la rigidez durante la recarga después de la descarga de la fuerza.

Este comportamiento es bastante común que suceda en elementos de hormigón armado cuando se empiezan a agrietar los elementos estructurales por el desgaste o el esfuerzo del material en cuestión.

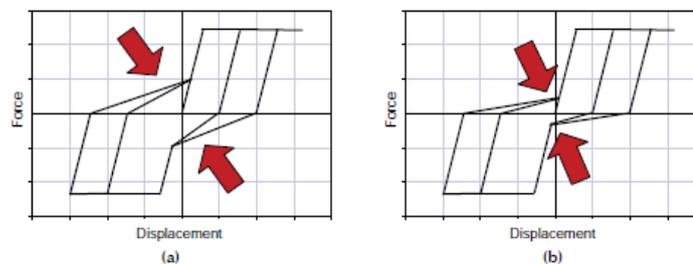


Figura 1-8: Modelo Pinching

Fuente: FEMA, 2009

Ejemplos de modelos histeréticos con: (a) pellizco moderado comportamiento; y (b) comportamiento severo de pellizco.

- MODELO DE DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

Muchas veces los componentes estructurales muestran degradación en su rigidez, debido a que son sometidos a cargas cíclicas. La degradación dependerá de la magnitud de la carga cíclica y de las características de los materiales que componen los elementos estructurales.

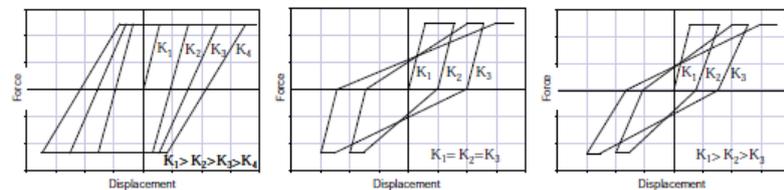


Figura 1-9: Ejemplos de modelos de degradación de la rigidez

Fuente: FEMA, 2009

En la figura número 1-8 tenemos tres ejemplos de degradación de la rigidez. En la primera imagen se puede apreciar que la rigidez disminuye cada vez más cuando avanza el desplazamiento; de igual forma, se observa que la rigidez de carga y de descarga es la misma. En la segunda imagen, se interpreta que la rigidez de recarga disminuye conforme aumenta el pico del desplazamiento. Mientras que, en la tercera imagen, la rigidez de recarga y de descarga vienen dadas en función del pico de desplazamiento.

Después de haber realizado varios estudios, la FEMA ha concluido que a pesar de la reducción de la rigidez y la reducción de la capacidad de disipación de energía, las deformaciones máximas son parecidas a los modelos elastoplástico (Astudillo Carpio, 2018).

- ENVOLVENTE CÍCLICA / BACKBONE

La envolvente cíclica como se menciona en el FEMA P440A, comprende una curva de fuerza – deformación que envuelve a la curva histerética provocada por la carga cíclica en un componente o conjunto de ellos. La curva que envuelve resulta de la unión de los puntos de desplazamiento máximo en el experimento.

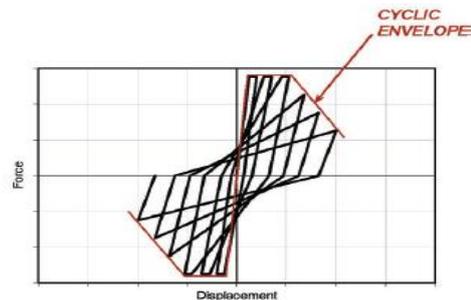


Figura 1-10: Modelo de una curva envolvente cíclica

Fuente: FEMA, 2009

En base a los modelos que se han presentado se han generado muchos estudios desde hace ya algunas décadas para saber el comportamiento de los materiales cuando se ven afectados por cargas cíclicas. En 1970 Takeda, Sozen y Nielsen, aplicaron un modelo en base a ciertos experimentos realizados en aquella época. Este modelo se basa en el uso de una curva primaria trilineal que resulta simétrica con respecto al origen. El punto máximo alcanzado anteriormente será el que otorgue la dirección de la curva en general (Takeda, Sozen, & Nielsen, 1970). “La pendiente de la curva de descarga se degrada dependiendo de la deflexión máxima alcanzada anteriormente en cualquier dirección, según una función experimental” (Flores Barreto, 2003). El modelo de Takeda se aplica en elementos que se ven afectados por efectos de la flexión.

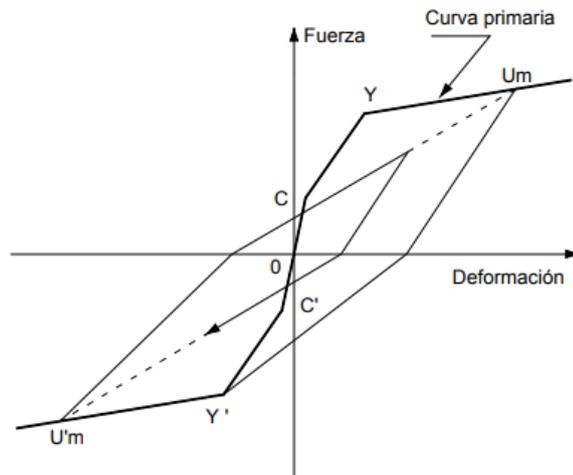


Figura 1-11: Modelo de Takeda

Fuente: Flores Barreto, 2003

Con el pasar de los años, este análisis sufrió algunas modificaciones, como fue en el caso del modelo de Sina, el cual, incorpora el efecto “Pinching” que fue descrito anteriormente. Con esta variante los resultados varían con respecto a otros modelos, ya que produce mayores desplazamientos. Esto se debe a que existe la tendencia a presentarse una rigidez incremental muy pequeña cerca del origen y sabiendo que a esta le sigue un aumento agresivo de la rigidez. Este resultado se ha obtenido después de estudios realizados en laboratorios.

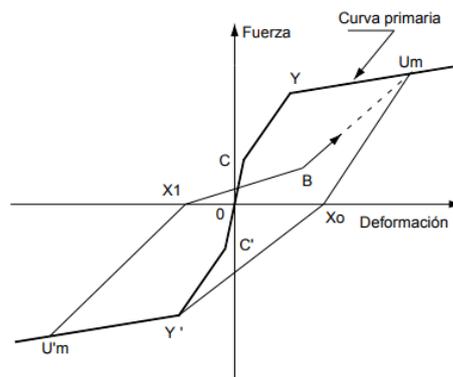


Figura 1-12: Modelo de Sina

Fuente: Flores Barreto, 2003

Otra de las versiones modificadas plantea Otani, que simplifica el modelo inicial de Takeda. Se presenta debido a que la curva primaria es bilineal y cuenta con el punto de quiebre en la zona de fluencia de la sección y teniendo en cuenta que considera una degradación de la rigidez en la etapa de descarga. En un principio este modelo fue planteado para poder representar la variación de la rigidez de un resorte que se aplique en los nodos de la estructura, sin embargo, se le sigue considerando un modelo complicado por la dificultad que representa mostrar ese comportamiento considerando la adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.

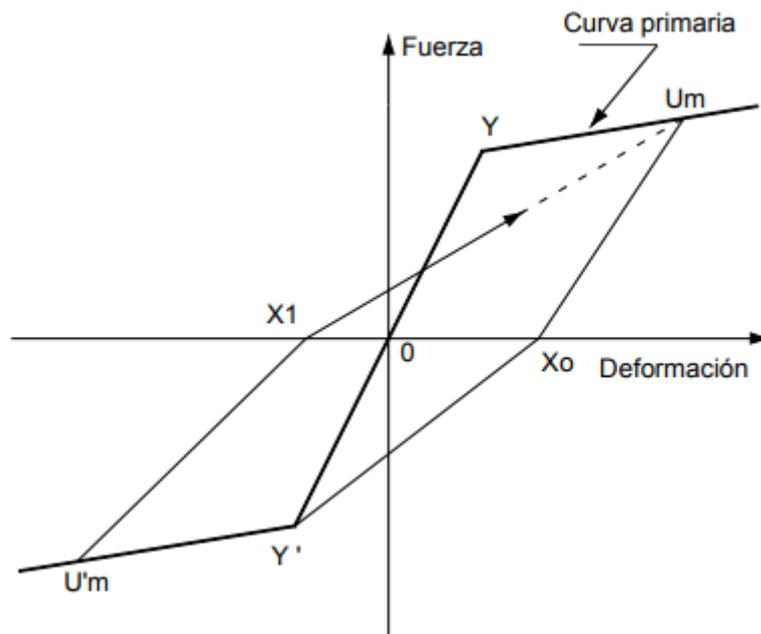


Figura 1-13: Modelo de Otani

Fuente: Flores Barreto, 2003

Continuando con el estudio de la histéresis en los materiales y elementos estructurales, en el estudio del 2005 de Ibarra, Medina y Krawinkler, plantean varios de los modelos ya presentados. Los modelos descritos especifican la curva envolvente o backbone que se basa en los parámetros de la elasticidad inicial, la resistencia elástica y

la resistencia al endurecimiento. También muestran aplicaciones con el modelo pinching, el cual no muestra ningún tipo de deterioro por cargas cíclicas, donde la deformación permanente y la deformación en dirección de la carga son los parámetros que se utilizan para completar el estudio. Sin embargo, se especifican los análisis en los modelos que incluyen la degradación de la rigidez al ser afectados por cargas cíclicas. En estos modelos se toma en cuenta la resistencia básica, la posterior al taponamiento y tanto la resistencia a la descarga como a la recarga, sabiendo que el elemento puede fallar en uno de estos parámetros en al menos un sentido.

En el estudio realizado en laboratorio, se logró conseguir visualizar el comportamiento de cada elemento basándose en el material que lo compone. Dos columnas de hormigón armado fueron analizadas, en las que se probó una carga cíclica que aumentaba conforme pasaba el tiempo y otra en la que se aplicaba la misma carga en el lapso de tiempo determinado.

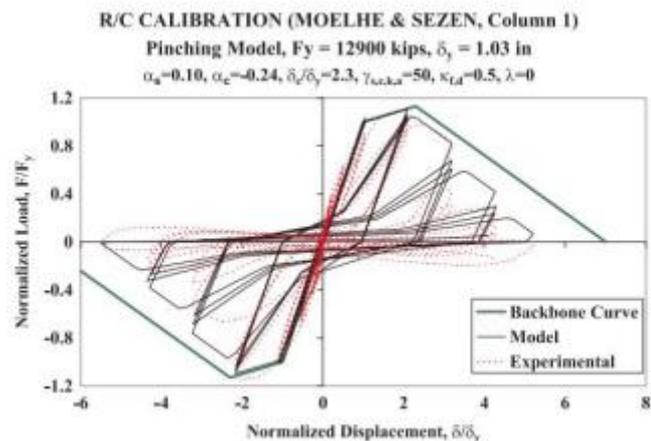


Figura 1-14: Peak oriented model de Ibarra, Medina y Krawinkler

Fuente: (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005)

1.2.1.3. Efectos P-Delta

Para este tipo de análisis se necesitan las secciones de los materiales con sus respectivas características como armado de acero longitudinal, resistencia a la compresión de los elementos estructurales, cargas tanto gravitatorias como vivas, y se debe considerar el efecto P-Delta. También encontramos el análisis dinámico no lineal en el cual la estructura se modela de manera similar al análisis dinámico lineal a diferencia que se incorpora el comportamiento inelástico de los elementos estructurales por las leyes de la histéresis. En este análisis se somete a la estructura a aceleraciones tales de provocar excitaciones sísmicas que pueden llevarla al estado de plasticidad o rotura y así determinar el tiempo de colapso. En este análisis también se implementa el efecto de segundo orden P-Delta el cual produce un aumento de los esfuerzos internos causado por las cargas axiales en los extremos del elemento cuando estos se encuentran deformados. Este efecto de segundo orden puede causar dificultades en la determinación del desplazamiento último (Peralta Alvarez, Vargas, & Pujades, 2012).

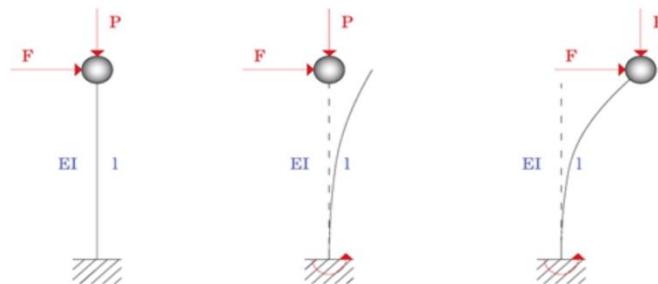


Figura 1-15 Efecto P-delta sobre un sistema de un grado de libertad

Fuente: Vielma, Cando, 2014.

Los efectos P-Delta se producen cuando los desplazamientos son grandes y en combinación con una fuerza axial externa, causan momentos de vuelco en la base de la columna. Los efectos P-Delta reducen la rigidez inicial y pueden también reducir la rigidez pos – rendimiento (Fedak, 2012).

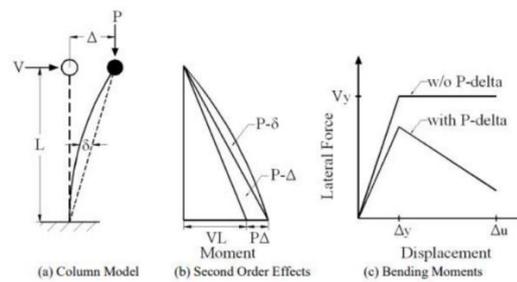


Figura Efectos P-delta

Fuente: Fedak, 2012.

El amortiguamiento de la estructura es otro parámetro a considerar en este tipo de análisis, uno de los artiguamientos es el inherente, el cual es propio de la estructura y aparece cuando la estructura está sometida a un excitamiento sísmico pero que no causa daño estructural. Este amortiguamiento hace que la estructura vuelva al reposo. La masa y la rigidez son proporcionales al amortiguamiento (Chopra, 2014).

1.2.2. Pushover análisis

Para el análisis sísmico de una estructura existen varios métodos. Encontramos el análisis estático no lineal o “Pushover” el mismo que consiste en aplicar un empuje lateral incremental a la estructura, hasta que esta llegue al colapso. En este análisis de aplican las cargas en los nodos laterales del elemento. Las fuerzas laterales son monótonas crecientes, aumentando en proporción constante, y tomando como control el desplazamiento en la parte superior del edificio hasta que este alcance un cierto nivel de deformación. El desplazamiento último podría ser la deformación que se espera en el diseño sísmico de una nueva estructura (Peralta Alvarez, Vargas, & Pujades, 2012).

1.3. Mecanismo de fluencia de pórticos especiales de hormigón

Los pórticos especiales de hormigón armado se definen como una estructura formada por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la 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). En estos pórticos se toman en cuenta la aparición de rótulas plásticas en los elementos estructurales al momento de enfrentarse a cargas dinámicas.

Las rótulas plásticas comprenden el efecto que se produce en un elemento al ser sometido a un esfuerzo que supera su límite elástico. Dicho elemento, mantiene su estado tensional. Sin embargo, permite la rotación del mismo semejante a una articulación (Guasch, 2014). A su vez, la Norma Ecuatoria de la Construcción define una rótula plástica como un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de una conexión, de manera rígida.

El análisis de la entidad hospitalaria en cuestión comprende la utilización de rótulas plásticas en su análisis para determinar el comportamiento general de la estructura. Se han realizado un sin número de pruebas de laboratorio, pero no se ha logrado determinar exactamente los puntos en donde llegan a formarse, sabiendo que depende de muchos factores. Se puede deducir que ciertas zonas en los elementos estructurales son más vulnerables que otros; sin embargo, no se puede asegurar en una medida exacta la generación de estos mecanismos. Las normas constructivas en general, dicen que cuando se diseñan elementos de hormigón armado los estribos transversales tienen que estar más unidos en las zonas más cercanas a los nodos y pueden separarse conforme se avanza en la longitud de la viga hasta volverse a unir en el siguiente nodo al final del elemento. De esta manera, se dice que los estribos deberán estar en mayor número en una dimensión igual a la mitad de la altura transversal del elemento, por lo que se podría asumir que las rótulas plásticas podrían aparecer más fácilmente en este punto (FEMA P695, 2009).

Haselton en los estudios propuestos especifica que para modelar rótulas plásticas en vigas y columnas se use un modelo de elasticidad concentrada. De esta manera se colocan las rótulas en los extremos del elemento, agrupadas. Se deben incluir resortes rotativos no lineales o inelásticos en los extremos y de la misma forma, este modelo, se compone de elementos viga columna como elementos elásticos. Este modelo incluye resortes en la base de las columnas y en las caras de los nodos. En las columnas se recomienda que se ubiquen en la sexta parte de la luz libre del elemento en los extremos, como se mencionó anteriormente. para poder simular el colapso en una estructura, la respuesta histerética más importante se ve reflejada en el máximo punto de fuerza alcanzado llamado “peak point”. Este punto se ve reflejado el momento en que el hormigón colapsa y sufre la total ruptura en algún punto a lo largo de la longitud del elemento, así como el fracaso de la armadura de refuerzo (FEMA P695, 2009).

En el modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler se definen cuatro modos de deterioro cíclico: el deterioro de la fuerza debido al endurecimiento inelástico por deformación, el deterioro de la fuerza debido al ablandamiento luego del peak point, el deterioro de la rigidez de recarga acelerada y el deterioro de la rigidez de descarga.

Haselton en el mismo estudio detalla el comportamiento que se da en la base de la columna. La clave está en el resorte rotacional elástico semirrígido que se coloca en el nivel cero, en el final de la cimentación y el inicio de las columnas. Para poder asumir el comportamiento de la rótula en ese punto se toman en cuenta tres nodos en el mismo lugar y se sabe que se debe tomar en cuenta elementos de rigidez infinita y longitud cero en los primeros dos nodos. El restante se conecta a ellos asumiendo la rigidez del elemento de estudio. Se debe tener cuidado si es que existiera un cambio de material entre la base de la columna y la columna en sí.

Se tiene que prestar atención al punto de unión entre una viga y una columna. En investigaciones previas se afirmaba que se tenía que realizar una calibración especial en los nudos que aparecen en estos puntos. Esta calibración se daba a partir de datos experimentales y con los avances descubiertos se agregaban zonas de rigidez al final de los elementos (Alath & Kunnath, 1995) y de la misma manera se podían agregar elementos muy rígidos entre las rótulas generadas.

Para lograr respuestas confiables y simplificadas para modelar los nudos se han tomado en cuenta recomendaciones publicadas en el estudio de Altoontash, donde la deformación generada por la carga axial y el cortante en la zona de unión entre una viga y una columna es despreciable, no así como el giro, el cual si se considera. A su vez, el comportamiento de esta unión se modela como un panel para el nudo y para la conexión para los extremos de los elementos viga – columna.

El análisis aplicable en esta investigación comprende un estudio en dos dimensiones en el que el panel se define como un paralelogramo con lados axialmente rígidos, permitiendo que el nudo se deforme con un esfuerzo cortante. Los elementos adyacentes están conectados al punto medio del lado recto del paralelogramo y se puede mover todo el panel como un cuerpo rígido en las dos dimensiones, presentando cuatro grados de libertad, ya que se agrega la deformación derivada del cortante como un grado adicional. En el centro del nudo se utiliza un resorte rotacional para representar la deformación causada por el cortante en este punto.

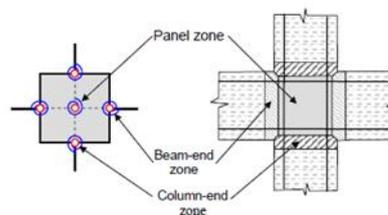


Figure 2-15: The joint zones represented by rotational springs

Figura 1-16: Modelo del nudo de Altoontash

Fuente: (Altoontash, 2004)

La respuesta histerética esperada al momento de utilizar el panel es una respuesta pinching.

1.4. Información hospitalaria

1.4.1. Ubicación

El hospital “Homero Castanier Crespo” es una institución pública la cual pertenece al Ministerio de Salud Pública del Ecuador. Está ubicado en la ciudad de Azogues la cual se encuentra a 2537 metros de altura sobre el nivel del mar, en la provincia de Cañar; entre las calles: Luis M. González, Imbabura y la calle Ambato. (Esquivel & Cabrera, 2017).



Figura 1-17: Ubicación geográfica del Hospital

Fuente: Google earth



Figura 1-18: Exteriores del hospital Homero Castanier

Fuente: Google street view

1.4.2. Historia – reseña

Debido a la falta de una institución hospitalaria pública o privada en la ciudad de Azogues a inicios del siglo XX, la gente que necesitaba atención médica la recibía en su casa, o tenía que trasladarse a ciudades cercanas muchas veces muriendo en el camino por todos los problemas que se presentaban como falta de transporte, mal estado de las vías; por estas razones se construye el hospital Tres de Noviembre en el lugar donde funciona actualmente el Cuartel de la Policía (Pérez & Sarmiento, 2014).

Un terrible incendio se produce en 1970, el cual consume gran parte del pabellón principal y también afecta las instalaciones de quirófanos y la central de esterilización. Luego del voraz incendio se produce una crisis en la prestación de servicios de salud, ya que la institución hospitalaria afectada era la única en la ciudad y en la provincia. Con apoyo del Ministerio de Salud Pública se suscribe el contrato para la construcción y equipamiento de este hospital con un nuevo nombre: Homero Castanier Crespo (Pérez & Sarmiento, 2014).

El nuevo hospital inicia su construcción en el año de 1977 y tres años después, en tiempo récord culmina la obra. Este nuevo establecimiento cuenta con modernos equipos de tecnología para la época, excelente personal, buenas instalaciones, 120 camas las cuales estaban distribuidas en especialidades como pediatría, medicina interna, cirugía, ginecología y obstetricia. Estos factores consolidaron la confianza de la población de la ciudad en este hospital (Pérez & Sarmiento, 2014).



Figura 1-19: Primeras instalaciones

Fuente: Pérez & Sarmiento, 2014

El hospital Homero Castanier Crespo ha llegado a ser un baluarte para la provincia de Cañar y la ciudad de Azogues, brindando un gran servicio de salud a sus usuarios sabiendo que abastece a una extensa población que reside por el sector. Con el paso de los años ha logrado equiparse de gran manera para cubrir la mayor cantidad de áreas médicas para que su servicio mejore paulatinamente.

1.4.3. Servicios ofrecidos

Siendo el principal establecimiento hospitalario de la ciudad de Azogues, el Homero Castanier, cuenta con cobertura de la mayoría de áreas de salud. Sabiendo que la población de la ciudad ronda los 40000 habitantes sin tomar en cuenta la zona rural, tiene que estar equipado correctamente y sobre todo ser un establecimiento seguro que aporte tanto a la ciudad como a las comunidades aledañas y pueda estar en total funcionamiento todos los días del año.

Tabla 1-3: Servicios médicos prestados por el hospital.

SERVICIOS DEL HOSPITAL HOMERO CASTANIER				
MÉDICOS CLINICOS	MÉDICOS QUIRÚRGICOS	AUXILIARES DE DIAGNÓSTICO	COLABORACIÓN MÉDICA	OTROS
Medicina general	Cirugía general	Laboratorio clínico	Trabajo social	Nutrición
Traumatología	Urología	Anatomía patológica	Farmacia	Lavandería
Neumología	Obstetricia	Imageneología (RX, Ecografía)	Centro de esterilización	Mantenimiento
Odontología	Ginecología general	Fisioterapia	Departamento de enfermería	Costura
Pediatría	Traumatología	Rehabilitación	Estadística	Limpieza
Ginecología	Cirugía plástica		Financiero	Conserjería
Obstetricia	Neurocirugía		Recursos humanos	Guardianía
Cardiología	Otorrinolaringología			Transporte
Psiquiatría				
Psicología				

Clínica				
Neurología				
Hemodiálisis				

Fuente: elaboración propia

1.4.4. Distribución y capacidad

Para el análisis del hospital, se localizaron seis bloques, que en conjunto forman el complejo hospitalario. La primera zona está conformada por un bloque principal, donde funciona todo lo que tiene que ver con la hospitalización. El resto de bloques son conformados por la casa de máquinas, los consultorios, tomografía, emergencias, fisioterapia. El hospital cuenta con un total de 156 camas disponibles para los pacientes y están distribuidas en diferentes sectores del hospital, ya sea de medicina interna, cirugía, cuidados intensivos y quirófanos.

Tabla 1-4: Capacidad por área del hospital Homero Castanier

CAPACIDAD DEL HOSPITAL HOMERO CASTANIER			
		NÚMERO DE CAMAS	CAPACIDAD ADICIONAL
MEDICINA INTERNA (A)	MEDICINA GENERAL	42	10
	PEDIATRÍA	22	0
CIRUGÍA (B)	CIRUGÍA GENERAL	24	2
	TRAUMATOLOGÍA	9	2
	OBSTETRICIA Y GINECOLOGÍA	35	1
UCI (C)	CUIDADOS INTENSIVOS	4	0
QUIRÓFANOS (D)	CIRUGÍA ASÉPTICA	4	0
	CIRUGIA GINECO-OBSTETRICIA	1	0

Fuente: (Cabrera & Esquivel, 2016)

Elaboración: propia

En la imagen presentada a continuación se puede divisar la ubicación de cada uno de estos bloques en donde se encuentran camas para pacientes, representados con las letras en paréntesis en la tabla superior.

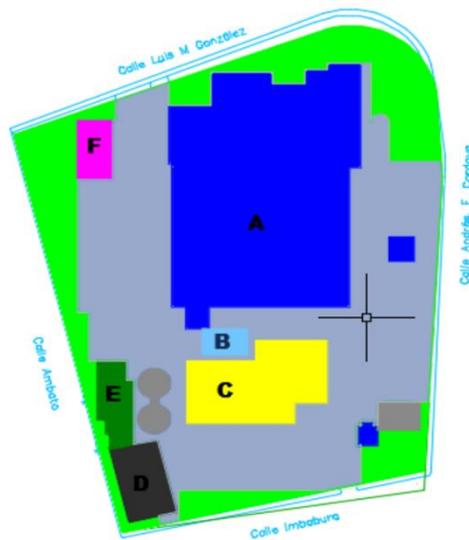


Figura 1-20: Sectorización de zonas en donde existen camas para pacientes

Fuente: (Cabrera & Esquivel, 2016)

1.5. Información constructiva

1.5.1. Estructura

El establecimiento está construido en su totalidad en hormigón armado, cumpliendo con las normas estipuladas en aquella época, contempladas en el llamado Código Ecuatoriano de la Construcción de 1974 (CEC). Con el uso de zapatas cuadradas y cadenas de amarre en la cimentación, se levantaron columnas cuadradas y rectangulares para dar paso a la utilización de vigas con secciones similares con el fin de formar pórticos espaciales, siendo el soporte de losas alivianadas en todos los pisos levantados (Cabrera & Esquivel, 2016).

1.5.1.1. Columnas

A excepción del segundo bloque de fisioterapia que fue construido con estructura metálica, el resto del establecimiento se compone de columnas de hormigón armado de secciones rectangulares y en su mayoría cuadradas que varían entre 30x30 a 40x40 cm. Se determinó que la resistencia del hormigón en estos elementos estructurales ronda los 240 kg/cm².

Tabla 1-5: Secciones de las columnas en las diferentes zonas del hospital

ÁREA	TIPO	DIMENSIONES	
		x	y
ÁREA PRONCIPAL	Cuadrada	30	30
	Cuadrada	40	40
	Rectangular	30	40
	Rectangular	40	30
CASA DE MÁQUINAS	Cuadrada	40	40
CONSULTORIOS	Cuadrada	30	30
TOMOGRAFÍA	Cuadrada	30	30
EMERGENCIA	Cuadrada	40	40
FISIOTERAPIA	Cuadrada	40	40
	Metálicas	-	-

Fuente: recopilación (Cabrera & Esquivel, 2016)

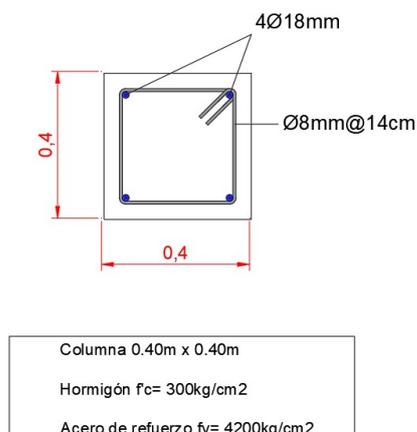


Figura 1-21: Sección de columna

Elaboración: autores

1.5.1.2. Vigas

Las vigas comprenden elementos estructurales, que son indispensables para formar pórticos espaciales conjuntamente con las columnas. Estos elementos funcionan en su mayoría a flexo compresión y son las encargadas de transmitir las fuerzas y momentos respectivos a las columnas para que posteriormente vayan a parar en la cimentación. El concepto aprendido en las aulas toma en cuenta diseñar columnas fuertes y vigas débiles, con el fin de optimizar el diseño y los materiales. El hospital Homero Castanier cuenta con vigas rectangulares.

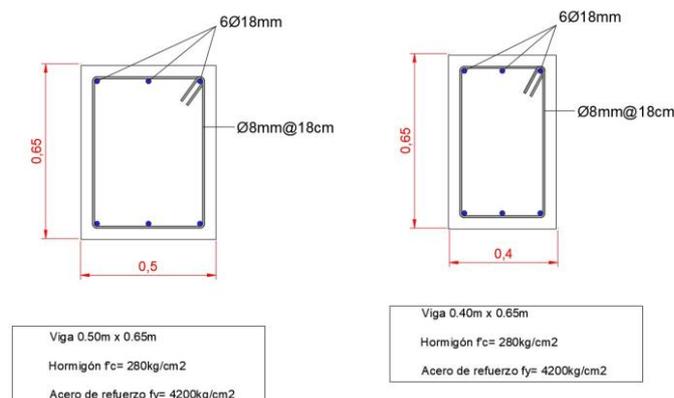


Figura 1-22: Secciones de las vigas

Elaboración: autores

1.5.1.3. Losas

“Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado (y se vacía por lo general en forma monolítica con estas vigas), en muros de marnpostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua” (Nilson, 2001).

El establecimiento hospitalario en cuestión cuenta con vigas alivianadas que se unen a vigas de gran peralte para quedarnos finalmente con vigas descolgadas. La técnica de realizar losas más ligeras trata de sustituir ciertos espacios de la losa con materiales más livianos o incluso dejando espacios vacíos o huecos y de esta manera reducir el peso propio de la estructura.



Figura 1-23: Imagen ejemplificadora de una losa alivianada

Fuente: Google imágenes, plataformaarquitectura.cl

1.5.2. Arquitectura

Arquitectónicamente el establecimiento está en buenas condiciones, es evidente el buen uso de las instalaciones, la constante refacción y actualización de los bloques con el pasar de los años desde su construcción algunas décadas atrás.

Las paredes de este hospital son de mampostería de bloque y de ladrillo, están empastadas, pintadas y cubiertas con cerámica. Los pisos están casi en su totalidad cubiertos de baldosa. Las puertas de acceso principal son del aluminio y vidrio al

igual que sus ventanas; las puertas de los consultorios son de madera. El cielo raso del hospital se encuentra en buen estado y presenta una buena iluminación.

Las plantas arquitectónicas y su distribución hacen que el hospital tenga un buen funcionamiento y las áreas estén ubicadas dependiendo la conveniencia de los pacientes.



Figura 1-24: Planta completa del hospital Homero Castanier

Fuente: (Cabrera & Esquivel, 2016)

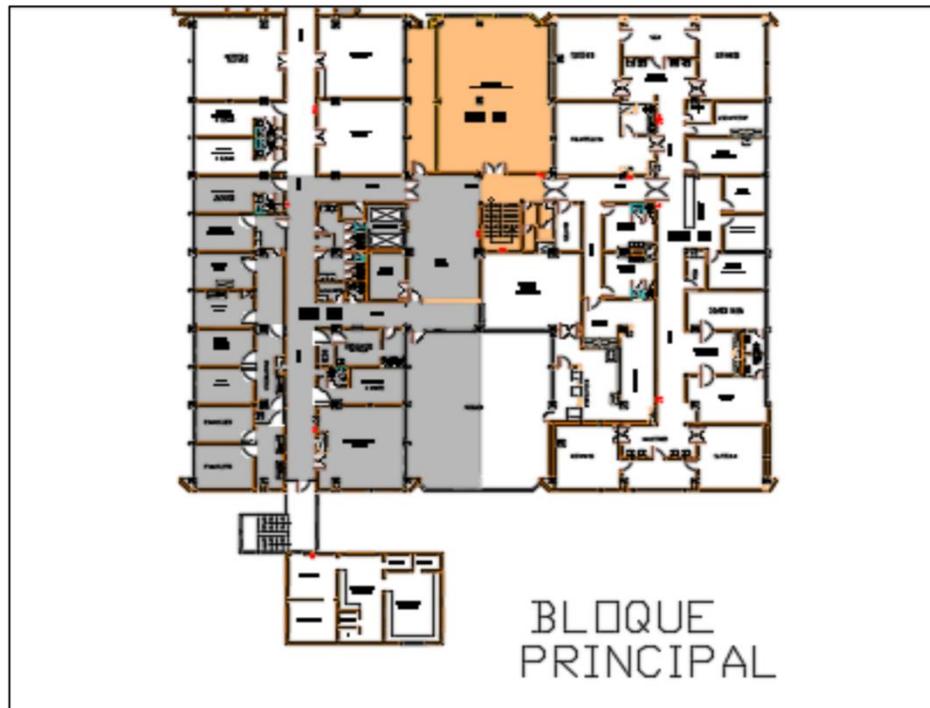


Figura 1-25: Primera planta del bloque principal del hospital

Fuente: (Cabrera & Esquivel, 2016)

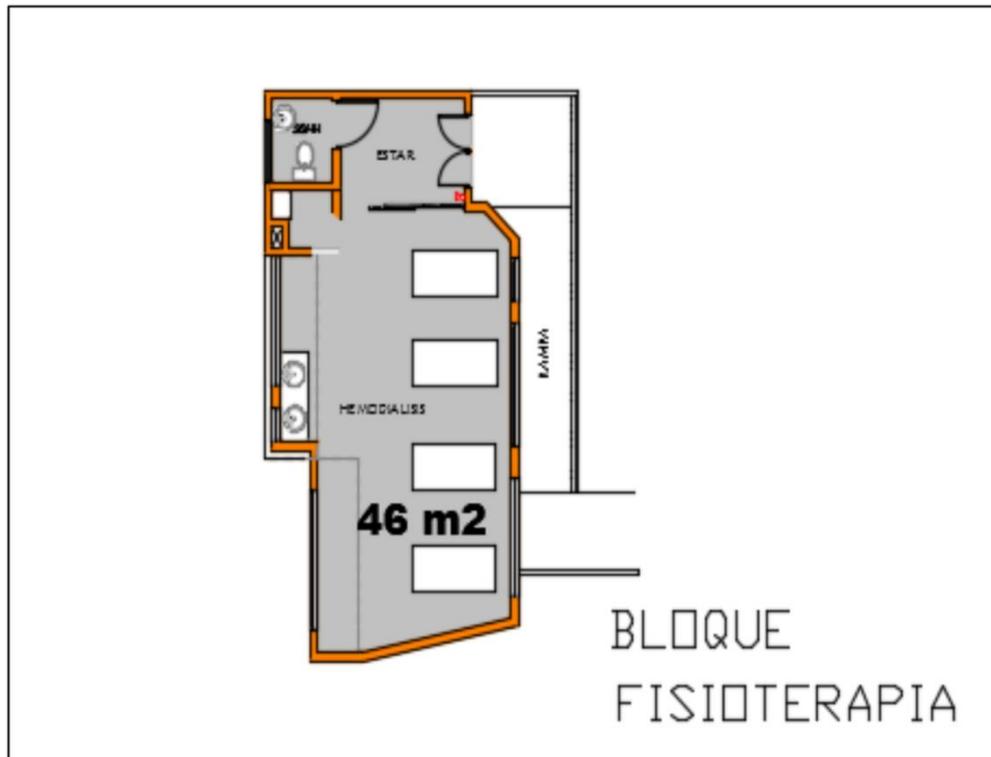


Figura 1-26: Primera planta del bloque de fisioterapia

Fuente: (Cabrera & Esquivel, 2016)

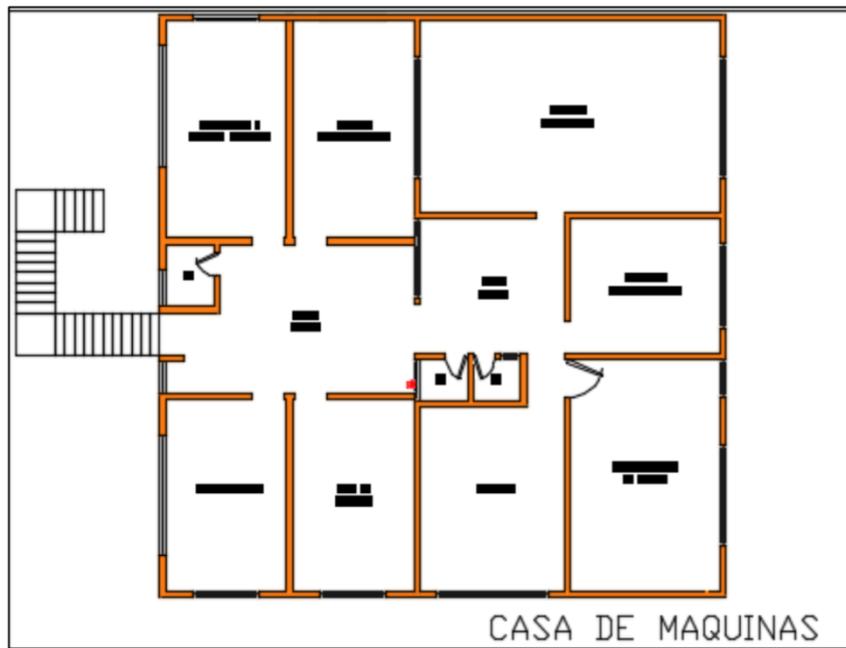


Figura 1-27: Primera planta de la casa de maquinas

Fuente: (Cabrera & Esquivel, 2016)

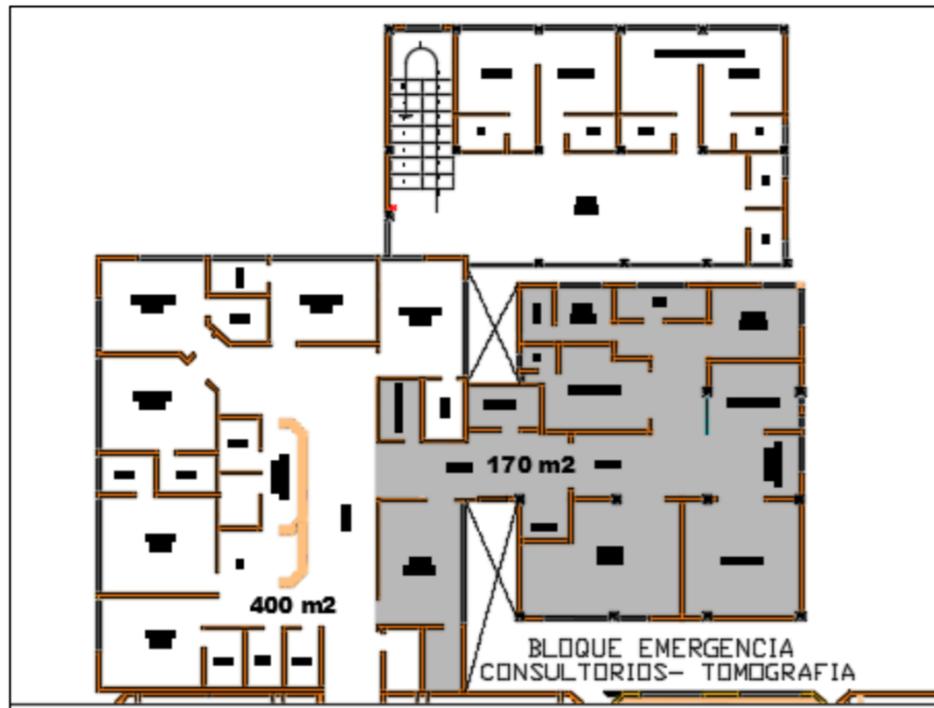


Figura 1-28: Primera planta de los bloques de emergencia, consultorios y tomografía

Fuente: (Cabrera & Esquivel, 2016)

1.6. Definiciones esenciales

RÓTULA PLÁSTICA: efecto que se produce en un elemento al ser sometido a un esfuerzo que supera su límite elástico. Dicho elemento, mantiene su estado tensional. Sin embargo, permite la rotación del mismo semejante a una articulación (Guasch, 2014).

Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de una conexión, de manera rígida (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION, 2015).

HISTÉRESIS: se define como la tendencia de un material a conservar una de sus propiedades como, por ejemplo, la deformación; en ausencia del estímulo que la ha generado a través del tiempo (Fernandez, 2005).

CURVAS HISTERÉTICAS: la curva que representa la fuerza ejercida sobre un sistema contra la deformación del mismo repetidas veces. Es decir, representa la dependencia histórica de un sistema físico.

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL: un análisis dinámico no lineal representa un estudio aplicando una fuerza variable en un lapso de tiempo determinado. Estos indican que, en las columnas de los pórticos de varios pisos, pueden ocurrir distribuciones inesperadas de momentos flexionantes, en comparación con la distribución obtenida de la carga lateral estática equivalente que recomiendan las normas técnicas (Flores Barreto, 2003).

ESTRUCTURA: es un conjunto estable de elementos resistentes de una construcción con la finalidad de soportar cargas y transmitir las, para llevar finalmente estos pesos o cargas al suelo. Esto es, un conjunto capaz de recibir cargas externas, resistirlas internamente y transmitir las a sus apoyos. El suelo es por último el que recibe todos los efectos producidos por estas fuerzas. La estructura tendrá entonces forma y dimensiones, constituida por un material apto para resistir (hormigón, madera, acero, etc), y tendrá presente la existencia de vínculos entre los distintos elementos que la componen.

EDIFICACIONES ESENCIALES: son aquellas que, en condiciones de emergencia, poseen instalaciones cuyo funcionamiento es de máxima importancia para brindar atención a la población afectada (Melone, 2014).

HOSPITAL SEGURO: establecimiento de salud cuyos servicios permanecen accesibles y funcionando a su máxima capacidad instalada y en su misma infraestructura, inmediatamente después de un fenómeno destructivo de origen natural (Ministerio de Salud Pública, 2008).

DERIVA DE PISO: diferencia relativa del desplazamiento de diseño entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso (NEC-SE-HM, ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, 2015).

MODO DE VIBRAR: el modo de vibración es la tendencia existente que presenta una estructura para desplazarse (o deformarse) al ser excitada por una fuerza externa. Los modos de vibración son una función del período de la estructura. El modo de vibración más importante de una edificación es el correspondiente al período fundamental de la misma y este será el que domine la respuesta de la estructura frente a un evento sísmico (Chopra, 2014).

CAPÍTULO 2. AGRUPACIÓN DE CARGAS, MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN 2D ANALIZANDO LAS RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL HOSPITAL HOMERO CASTANIER

2.1. Condiciones iniciales

Se han planteado ciertas condiciones iniciales que simplifican la modelación de la estructura debido a su complejidad. Como se sabe, el hospital cuenta con algunas décadas a su haber, por lo que en la época de su diseño y su construcción las especificaciones técnicas y las normas no eran tan rigurosas como lo son ahora. Debido a los estudios realizados con el correr de los años que permitieron que se hagan construcciones más seguras y que no generen un riesgo alto para la población, se han planteado ciertas premisas, basadas en los mismos, que se tomarán en cuenta a lo largo de la modelación de la edificación.

- Se analizará únicamente el bloque principal del establecimiento, sabiendo que es el más antiguo y en donde se han planteado investigaciones previas con otros métodos de análisis.
- El hospital cuenta con muros sótano que funcionan como empotramientos en la base, por lo que únicamente se tomará en cuenta el pórtico a partir del nivel de la rasante.
- Se tomarán en cuenta dos pórticos siendo el primero en dirección “x” y el otro en dirección “y”
- En estudios anteriores realizados en la Universidad del Azuay para hospitales seguros, aseguran que el establecimiento hospitalario de la ciudad de Azogues no cumple casi con ningún parámetro normado, tanto en el diseño como en su construcción. Por esta razón, se idealizará una estructura basada en la geometría real del hospital, pero asumiendo que los pórticos cumplen todas las especificaciones que aparecen

en las normas sobre los pórticos especiales resistentes a momentos.

2.2. Geometría de los pórticos a utilizar

Para la modelación del hospital se toman en cuenta dos pórticos como se detalla en las condiciones iniciales. El pórtico 1 está ubicado en la dirección de “x”, mientras que por defecto, el pórtico numero 2 estará en la dirección “y”

- Pórtico 1: este pórtico está dividido en seis vanos de 6.35 m cada uno, teniendo una longitud total de 38.1 m. A su vez, los dos primeros entresijos están separados una altura de 3.5 m mientras que los tres siguientes son de 3.25 m; por esta razón se tiene cinco plantas que alcanzan una altura total de 16.75 m. Las vigas utilizadas tienen una sección de 50x65 cm, mientras que las columnas son de 40x40 cm.

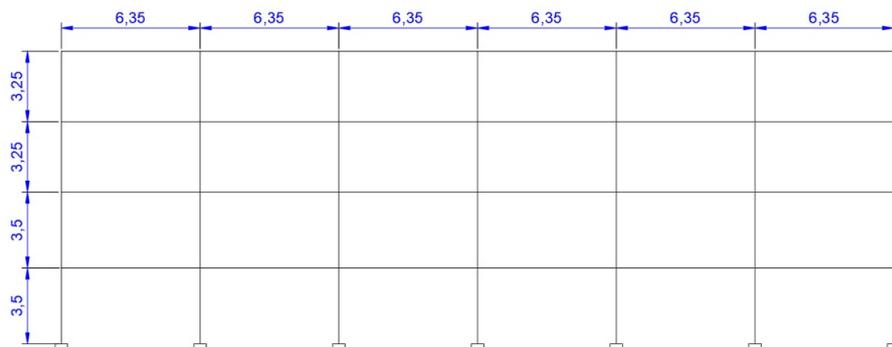


Figura 2-1: Geometría del pórtico en dirección “x”

Elaboración: autores

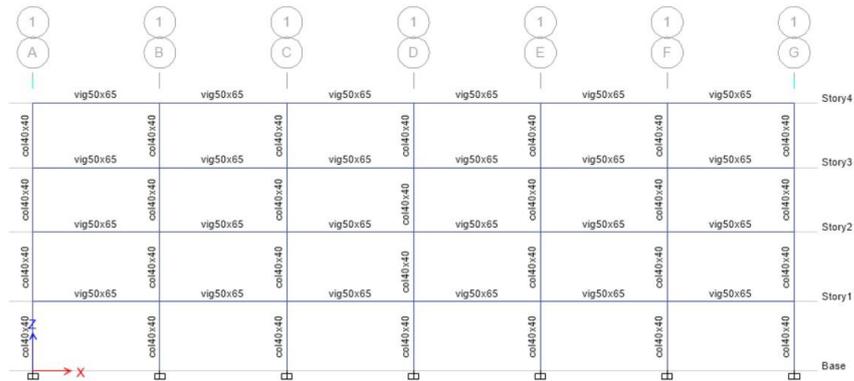


Figura 2-2: Secciones utilizadas en el pórtico en dirección “x”

Elaboración: autores

- Pórtico 2: este pórtico está dividido en seis vanos de 5.6 m cada uno, teniendo una longitud total de 33.6 m. A su vez, los dos primeros entresijos están separados una altura de 3.5 m, mientras que los cuatro siguientes son de 3.25 m; por esta razón se tiene cinco plantas que alcanzan una altura total de 20 m. Las vigas utilizadas tienen una sección de 50x65 cm, mientras que las columnas son de 40x40 cm.

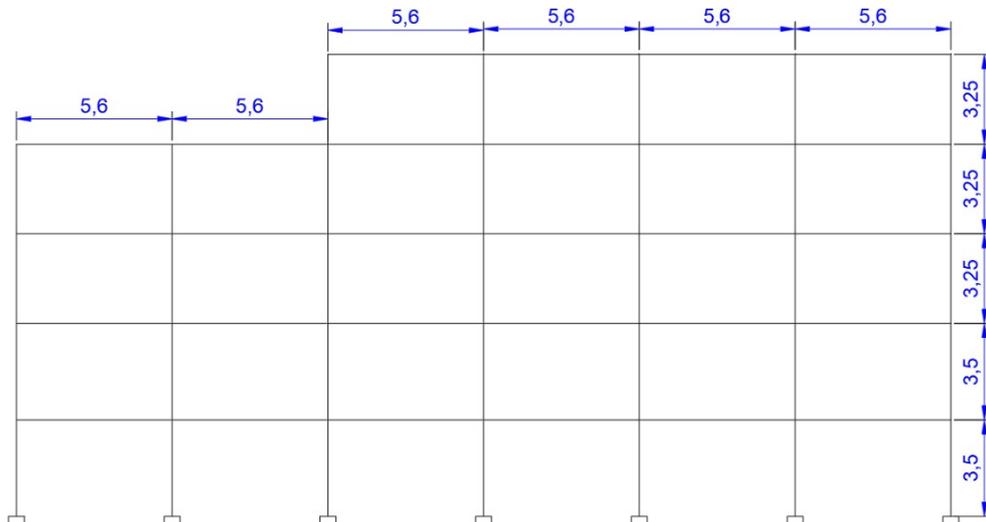


Figura 2-3: Geometría del pórtico en dirección “y”

Elaboración: autores

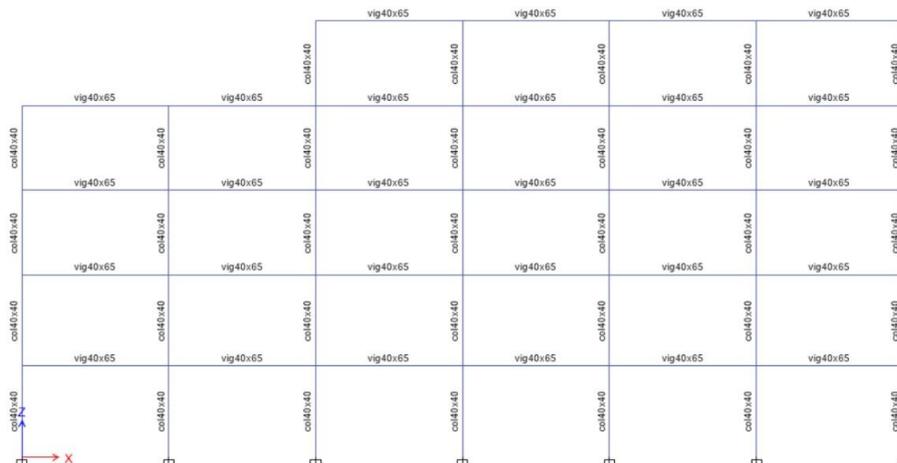


Figura 2-4 Secciones utilizadas en el pórtico en dirección “y”

Elaboración: autores

2.3. Cargas aplicadas en los pórticos seleccionados

2.3.1. Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas que pueden o no estar todo el tiempo aplicadas en los elementos estructurales y la Norma Ecuatoriana de la Construcción detalla ciertos valores dependiendo la ocupación de la edificación. En la NEC-15 en la tabla 2-2 para cargas variables se obtuvo:

Tabla 2-1: Cargas vivas utilizadas en la modelación

CARGAS VIVAS	
OCUPACIÓN	CARGA (kn/m ²)
Pasillo	4
Sala de pacientes	2
Laboratorio	2,9
Bodega	6
Terraza	4,8
Cubierta	3

Elaboración: autores

Tabla 2-2: Ancho tributario pórtico 1 “x”

PÓRTICO 1	ANCHO TRIBUTARIO (m)
Planta alta 1	5,6
Planta alta 2	5,6
Planta alta 3	5,6
Planta alta 4	5,6

Elaboración: autores

Tabla 2-3: Ancho tributario pórtico 2 “y”

PÓRTICO 2	ANCHO TRIBUTARIO (m)
Planta alta 1	6,35
Planta alta 2	6,35
Planta alta 3	6,35
Planta alta 4	6,35
Planta alta 5	6,35

Elaboración: autores

2.3.2. Cargas muertas

La NEC-15 en la tabla 2-1 detalla el uso de las cargas permanente o muertas que están presentes en las edificaciones y representan aquellas cargas que la estructura estará soportando en todo momento. Para este análisis se escogieron las cargas de acabados, losas y paredes; de la siguiente manera:

Tabla 2-4: Cargas muertas utilizadas en la modelación

CARGAS MUERTAS	
TIPO	CARGA (kg/m²)
Losa	350
Pared	140
Acabados	50

Elaboración: autores

Tabla 2-5: Peso en cada planta, pórtico 1 "x"

PÓRTICO 1	PESO EN CADA PLANTA (ton)
Planta alta 1	3,024
Planta alta 2	3,024
Planta alta 3	3,024
Planta alta 4	3,024

Elaboración: autores

Tabla 2-6: Peso en cada planta, pórtico 2 "y"

PÓRTICO 2	PESO EN CADA PLANTA (ton)
Planta alta 1	3,429
Planta alta 2	3,429
Planta alta 3	3,429
Planta alta 4	3,429
Planta alta 5	3,429

Elaboración: autores

2.3.3. Cargas accidentales o sísmicas

Las cargas accidentales vendrán acompañadas únicamente en caso de una catástrofe natural como es un sismo. Para poder tomar en cuenta una carga sísmica en un diseño o análisis estructural se deben tomar en cuenta algunos factores que serán descritos a continuación. El primero, hace referencia a un valor que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño seleccionado, este valor está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC-SE-DS, 2015). Este valor nombrado como “Z”, se tiene que seleccionar de acuerdo a la zona del país en donde se encuentre la edificación.

Ecuador está dividido en seis zonas sísmicas, teniendo los siguientes valores de Z: 0.15, 0.25, 0.30, 0.35, 0.35, 0.40 y mayor o igual a 0.50.

La primera zona sísmica representa un riesgo intermedio en la caracterización del sismo y la zona sísmica número seis tiene una muy alta peligrosidad sísmica. Sabiendo que el resto de zonas son de peligro sísmico alto.

En la siguiente figura se muestra la zonificación del país que se obtuvo a partir del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un período de retorno de 475 años.

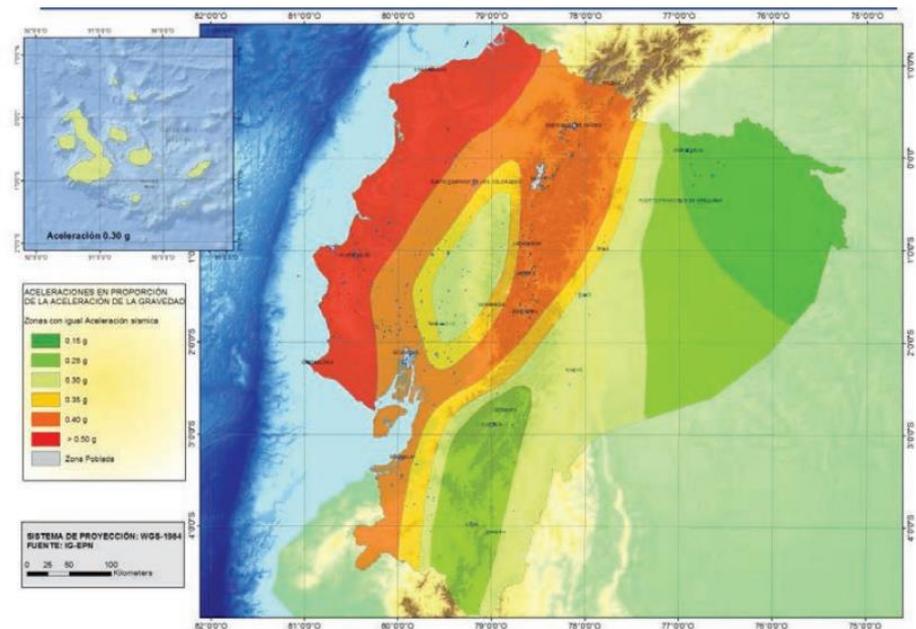


Figura 2-5: Zonificación del Ecuador para valores de Z para propósitos de diseño.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Teniendo en cuenta que a la ciudad de Azogues le corresponde un valor de Z de 0.25, obtenido en la tabla 10.2 de la NEC, concluimos que está en la zona sísmica número dos y tiene un riesgo de peligro sísmico alto.

Utilizando los valores de la tabla 1.2 en donde se detallan los valores de la tasa anual de excedencia para sismos muy raros hemos obtenido: 0.0004, por lo que utilizando este valor en las curvas de peligro sísmico expuestas en la NEC obtenemos el valor de la aceleración “ Z ” para 2500 años, trazando una horizontal hasta la curva PGA mostrada a continuación.

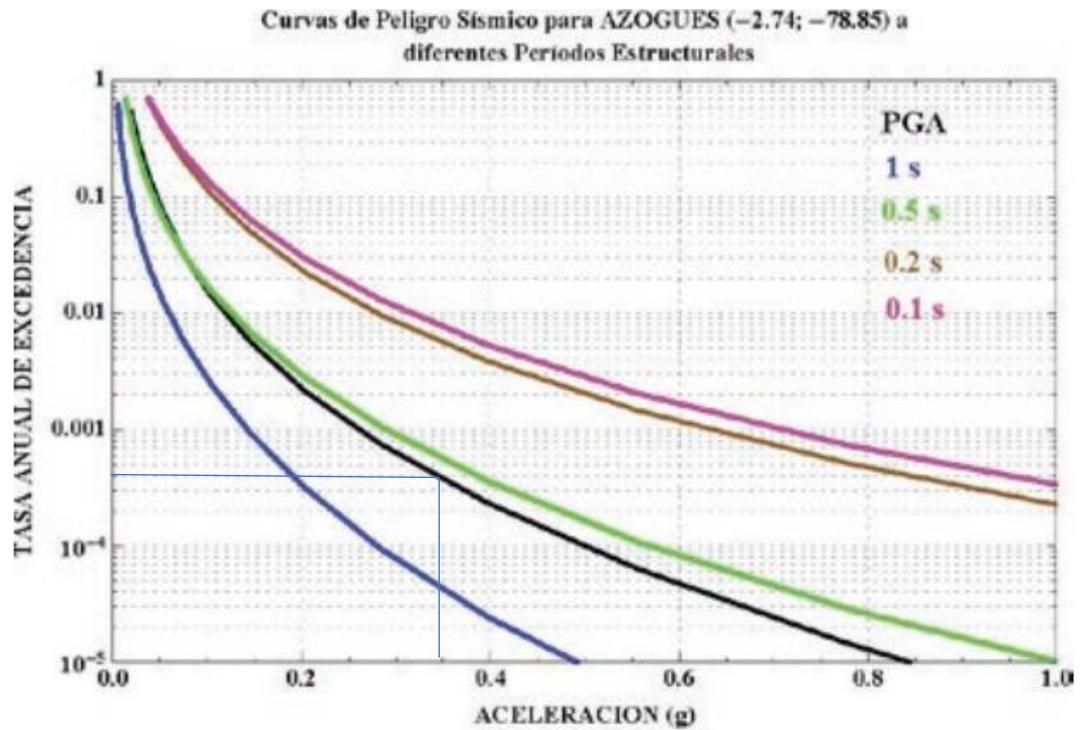


Figura 2-6: Curva de peligro sísmico para Azogues para determinar factor “Z”

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Para un período de diseño de 2500 años se obtuvo, por lo tanto, un valor de Z de 0.35(g)

2.3.4. Combinación de cargas

Debido a que se está haciendo un análisis para lograr obtener resultados de la respuesta del hospital en cuestión, se utiliza una combinación de cargas que se acople a un estudio en donde existen cargas laterales dinámicas que representan el sismo. De esta manera, la FEMA (Agencia Federal de Manejo de Emergencias) sugiere la expresión presentada para realizar el análisis dinámico no lineal de la estructura:

$$W = 1.00D + 0.25L$$

Ecuación 2-1: combinación de cargas utilizada en el modelo

Fuente: (FEMA, 2009)

La carga sísmica reactiva es igual al cien por ciento de la carga muerta puntual y una reducción de setenta y cinco por ciento de la carga puntual viva.

Las cargas aplicadas expresadas en masas por unidad de volumen o área que serán trasladadas a cargas distribuidas en las vigas de los pórticos y el respectivo valor de “W” se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2-7: Cargas por nivel en el pórtico 1 “x”

Cargas			
Niveles	D (Ton)	L (Ton)	W (Ton)
N + 3,50	3,024	2,688	3,696
N + 7,00	3,024	2,688	3,696
N + 10,25	3,024	2,688	3,696
N + 13,50	3,024	2,688	3,696

Elaboración: autores

Tabla 2-8: Cargas por nivel en el pórtico 2 “y”

Cargas			
Niveles	D (Ton)	L (Ton)	W (Ton)
N + 3,50	3,429	3,048	4,191
N + 7,00	3,429	3,048	4,191
N + 10,25	3,429	3,048	4,191
N + 13,50	3,429	3,048	4,191
N + 16,75	3,429	3,048	4,191

Elaboración: autores

2.4. Espectro de diseño

La NEC-SE-DS dice que el espectro de diseño se crea a partir de diferentes características geológicas, tectónicas, sismológicas y también el tipo del suelo según donde se encuentre emplazada la edificación. Los espectros de diseño pueden crearse para diferentes períodos de retorno, 475 años, 1000 años, 2000 años. En este caso de estudio se creará con un período de retorno de 2500 años.

2.4.1. Tipos de suelos para el diseño sísmico

La NEC-SE-DS define 6 tipos de suelos. Los 5 primeros A, B, C, D y E se clasifican según parámetros correspondientes a los 30 m superiores de perfil. Para el último tipo F, se utilizan otros criterios en donde la respuesta no se debe limitar a los 30 m superiores en suelos con un espesor significativo.

Por medio de un estudio geotécnico realizado a una profundidad de 3 metros, el suelo en donde se encuentra emplazada la edificación de este hospital, es un suelo A-7-6 (12) según la A.A.S.H.T.O. y según la NEC es un suelo tipo C. (Esquivel & Cabrera, 2017).

Tabla 2-9: Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$

		$100 \text{ kPa} > Su \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $Su < 50 \text{ kPa}$

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: autores

2.4.2. Coeficientes de perfil del suelo: Fa, Fd y Fs

Por la ubicación del hospital en una zona de alto riesgo sísmico, tiene una aceleración esperada de 0,35g. A continuación, se muestran las tablas con los valores de los 3 factores que se utilizarán:

Tabla 2-10: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. (Fa)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: propia

Tabla 2-11: Desplazamientos para diseño en roca (F_d)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: propia

Tabla 2-12: Comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: propia

2.4.3. Parámetros de reducción

La NEC-15 establece algunos parámetros con los cuales se podrá escalar la magnitud del espectro del sismo de acuerdo a la ubicación y a la importancia de la edificación.

Tabla 2-13: *Parámetros de reducción para el espectro de diseño*

<p>η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado. Para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos, la NEC-15 establece que $\eta = 2.48$.</p>
<p>r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.</p> <p>$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.</p> <p>$r = 1.5$ para tipo de suelo E.</p>
<p>R = Factor de reducción de resistencia sísmica.</p> <p>$R = 8$ para pórticos especiales sísmos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.</p> <p>$R = 1$ para realizar análisis inelástico, no se reduce la resistencia sísmica.</p>
<p>Coeficiente I = Coeficiente de importancia. Su propósito 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.</p> <p>$I = 1.5$ (Edificaciones esenciales).</p>

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: propia

Tabla 2-14: Factores usados para el espectro de diseño

Z	0.25
Fa	1.3
Fd	1.28
Fs	0.94
r	1
R	1
η	2.48
I	1.5
Z	0.25
Fa	1.3
Fd	1.28
Fs	0.94
r	1
R	1
η	2.48
I	1.5

Elaboración: propia

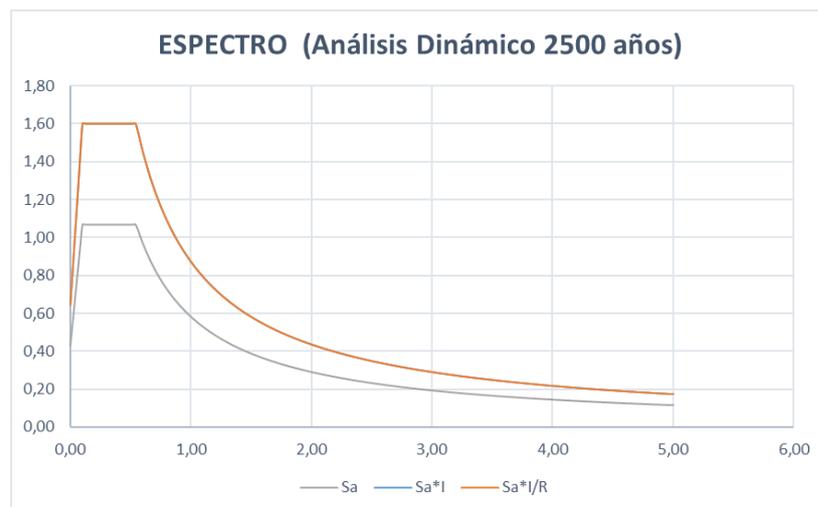


Figura 2-7: Espectro de diseño para un sismo muy raro

Elaboración: autores

2.5. Modelo histerético de Ibarra, Medina y Krawinkler

Es de vital importancia el uso del modelo de Ibarra, Medina y Krawinkler en el software de código abierto “OpenSees”. Este modelo de histéresis de envolvente cíclica es el que se utilizará para poder tener un modelo idealizado de la estructura hospitalaria y que se asemeje, lo mejor posible, a la realidad. Este proceso se logra después de obtener ciertos valores de la siguiente manera:

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

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

Ecuación 2-2: Capacidad plástica de rotación

Fuente: (Karaaslan, 2015)

Donde:

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

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

psh: relación de refuerzo transversal

f'_c : resistencia a la compresión del hormigón

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

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

Ecuación 2-3: Predicción de la capacidad de rotación límite

Fuente: (Karaaslan, 2015)

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

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

Ecuación 2-4: Relación endurecimiento- deformación

Fuente: (Karaaslan, 2015)

Donde:

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

- **Momento de fluencia My**

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

Ecuación 2-5: Momento de fluencia My

Fuente: (Karaaslan, 2015)

- **Rigidez inicial Ke**

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

Ecuación 2-6: Rigidez inicial ke

Fuente: (Karaaslan, 2015)

- **Parámetros de deterioro (λ y c)**

Ambos valores se asumen igual a 1.

- **Relación de resistencia residual**

$$k = Fr/Fy$$

Ecuación 2-7: Relación de resistencia residual

Fuente: (Karaaslan, 2015)

Donde:

Fr= Resistencia residual

Fy= Fuerza efectiva

2.6. Análisis modal

El estudio de Rodríguez describe que “el análisis modal es un método para estimar los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural. Su base metodológica radica en que la vibración del suelo es transmitida a toda la estructura a través de sus elementos y como consecuencia de ella, las principales masas se mueven o desplazan en forma relativa respecto al suelo” (Rodríguez Cuevas, 2016). De la misma manera, el análisis radica en analizar la estructura sin amortiguamiento y sin tomar en cuenta fuerzas externas para determinar la forma en la que vibra libremente, resolviendo la ecuación fundamental de la vibración libre planteada por Chopra para determinar el período, los modos de vibrar y la frecuencia de la estructura en cuestión.

Utilizando el software de código abierto “OpenSees” se analizarán los dos pórticos para obtener el análisis modal de cada uno de ellos para a continuación seguir adelante con el análisis dinámico no lineal.

Para verificar que el modelo no tenga errores se hizo un modelo idealizado en el programa ETABS sin tomar en cuenta las rótulas plásticas, pero generando los análisis modales, los cuales mostraron resultados con un alto grado de similitud respecto a los modelos de OpenSees.

Tabla 2-15: Periodos y frecuencias del pórtico 1 "x"

Pórtico 1		
Modos de Vibrar	Período (Seg)	Frecuencia (rad/seg)
Modo 1	1,1148	5,6362
Modo 2	0,3484	18,0328
Modo 3	0,2088	30,0866
Modo 4	0,1513	41,5338

Elaboración: autores

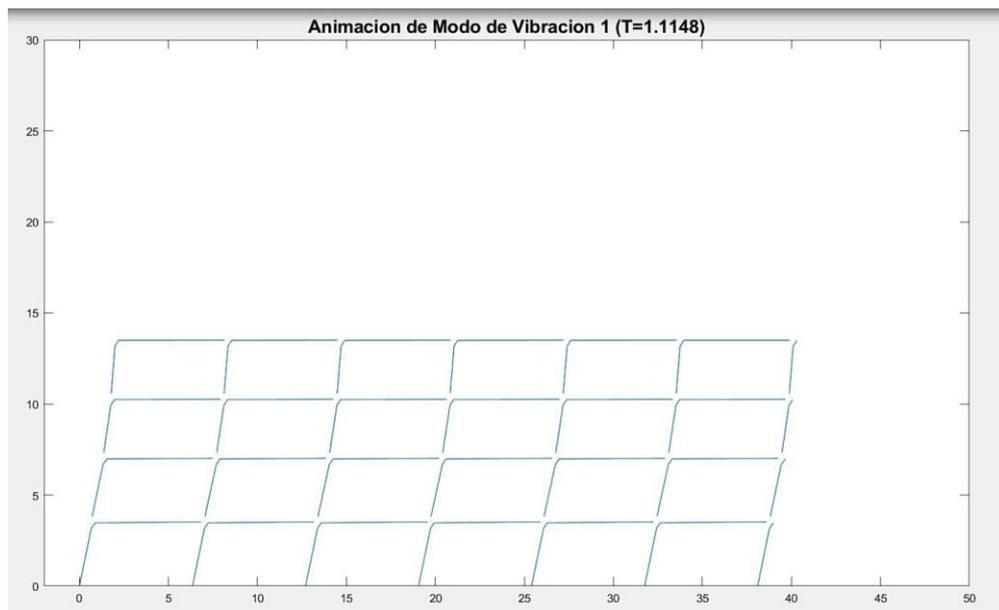


Figura 2-8: Modo de vibrar #1 del pórtico 1 "x"

Elaboración: autores

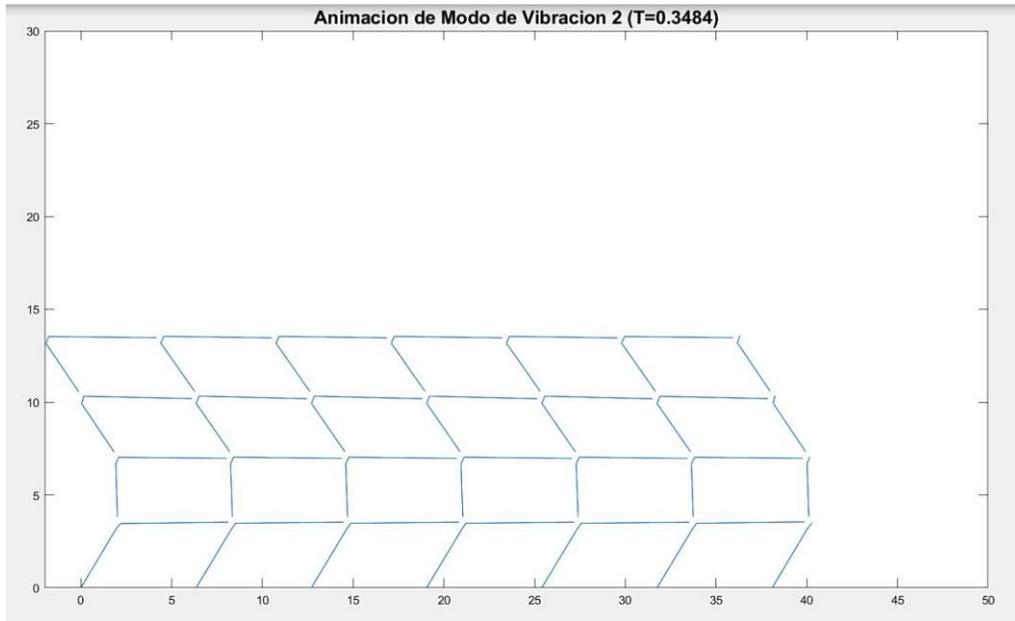


Figura 2-9: Modo de vibrar #2 del pórtico 1 "x"

Elaboración: autores

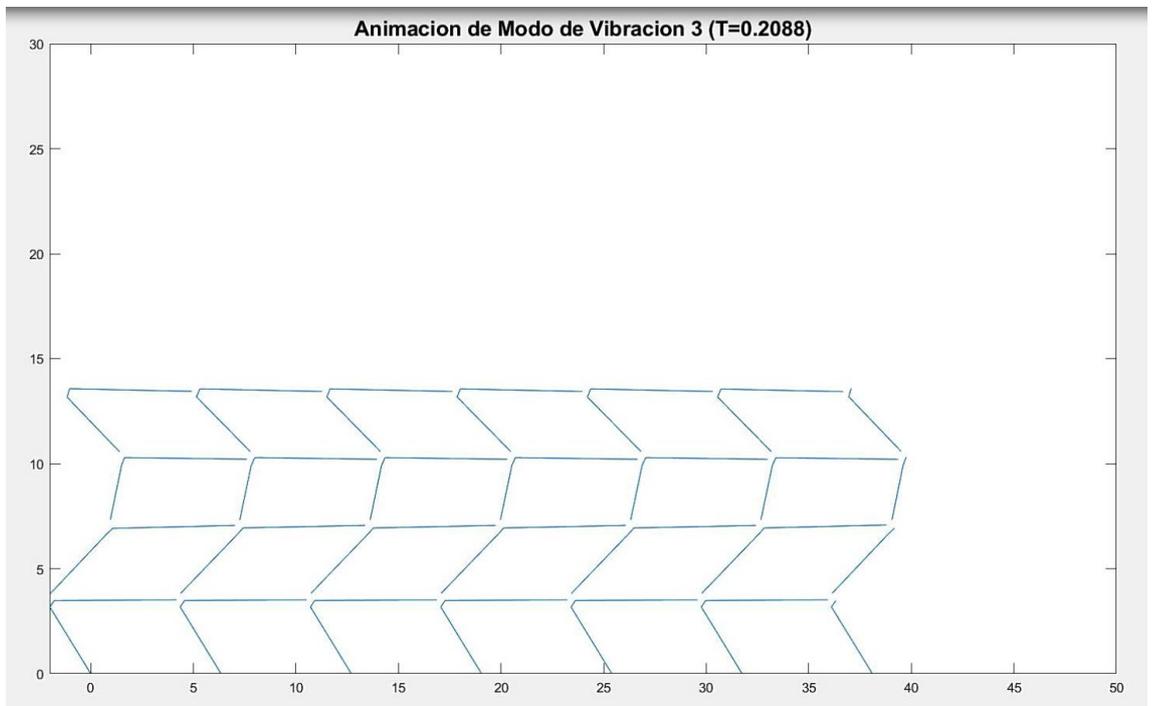


Figura 2-10: Modo de vibrar #3 del pórtico 1 "x"

Elaboración: autores

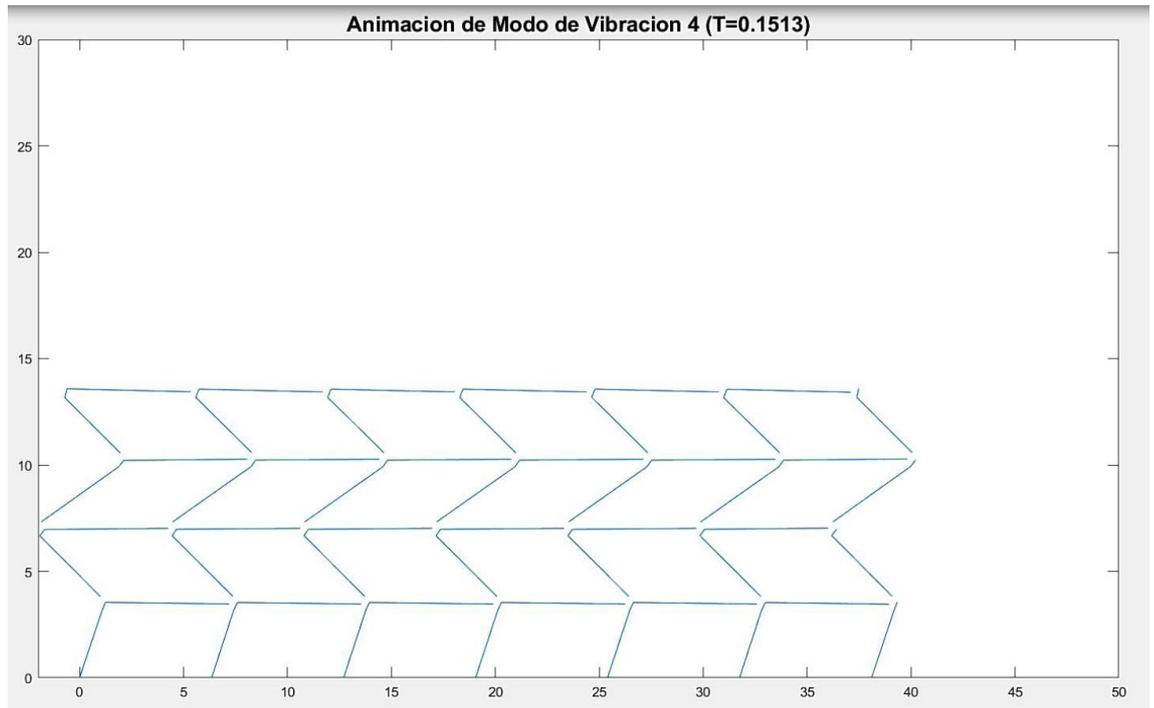


Figura 2-11: Modo de vibrar #4 del pórtico 1 “x”

Elaboración: autores

Tabla 2-16: Períodos y frecuencias del pórtico 2 “y”

Pórtico 2		
Modos de Vibrar	Período (Seg)	Frecuencia (rad/seg)
Modo 1	1,299	4,8368
Modo 2	0,4178	15,0371
Modo 3	0,2518	24,958
Modo 4	0,1821	34,5081

Elaboración: autores

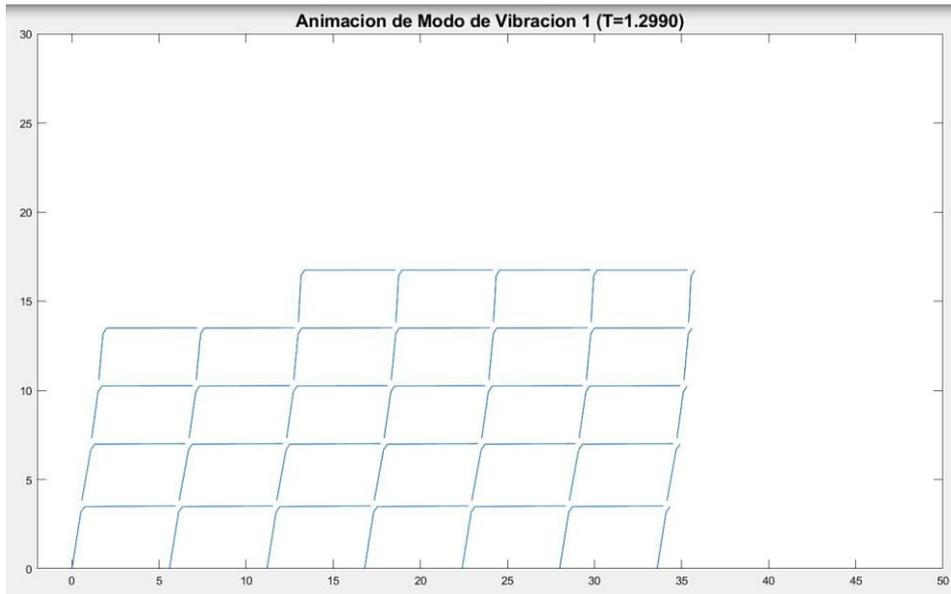


Figura 2-12: Modo de vibrar #1 del pórtico 2 “y”

Elaboración: autores

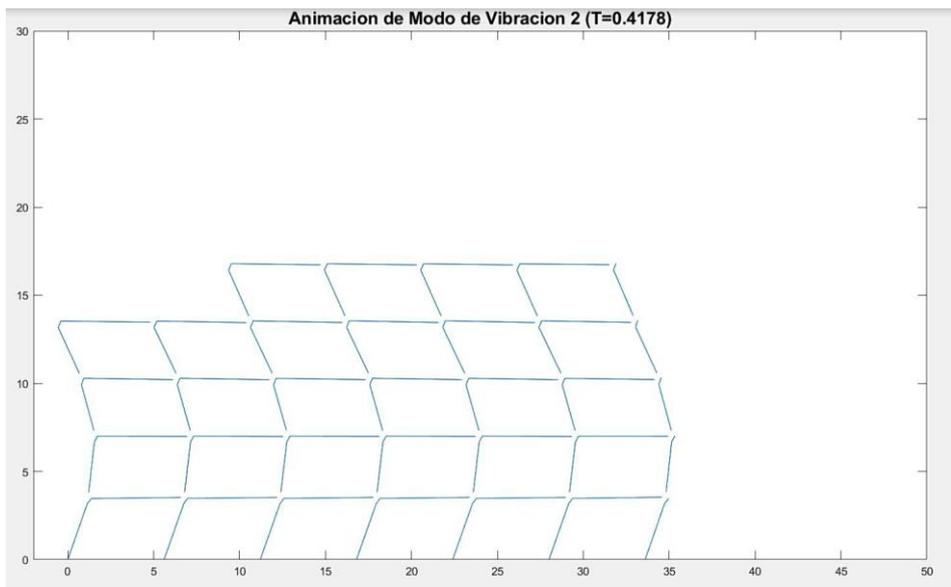


Figura 2-13: Modo de vibrar #2 del pórtico 2 “y”

Elaboración: autores

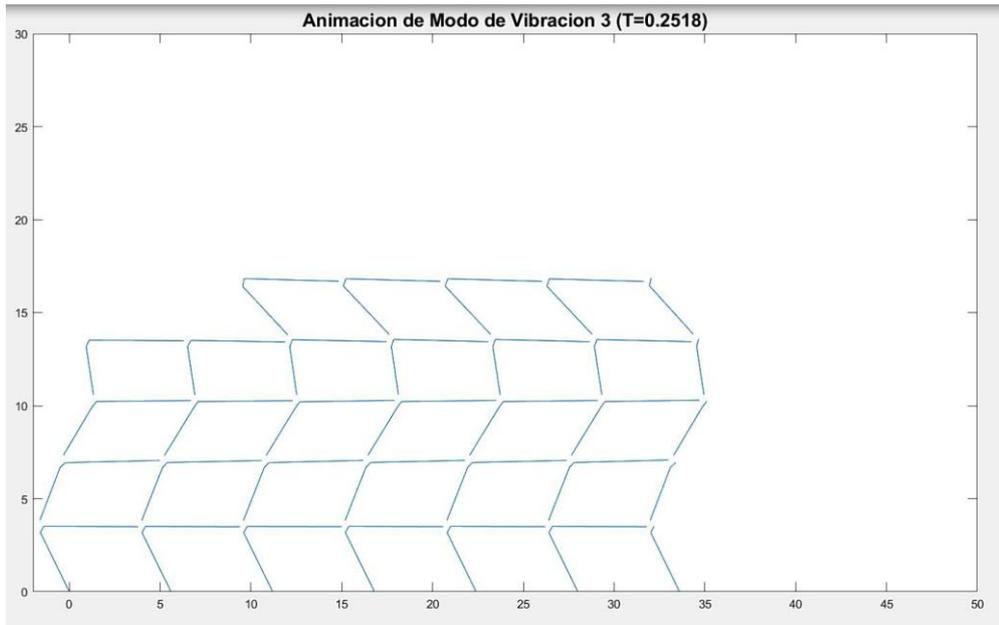


Figura 2-14: Modo de vibrar #3 del pórtico 2 “y”

Elaboración: autores

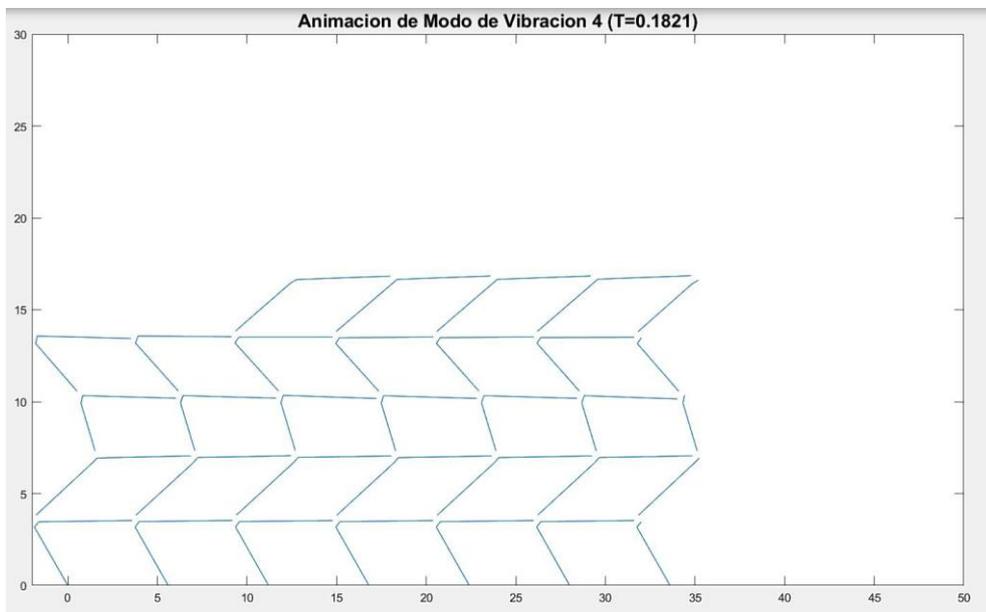


Figura 2-15: Modo de vibrar #4 del pórtico 2 “y”

Elaboración: autores

2.7. Pushover - Análisis estático no lineal incrementado

El pushover es de gran ayuda para poder completar el análisis, ya que determina el comportamiento de una estructura en su rango inelástico. Este proceso permite observar la relación que existe entre el cortante basal y el desplazamiento del último nodo en términos de altura. Como se describía en el capítulo 1, para encaminar este proceso se aplica una carga lateral proporcional a la masa de cada piso en función de su primer modo de vibrar, aplicando la ecuación:

$$F_x = (m_x) (\phi_{1x})$$

Ecuación 2-8: Ecuación de la fuerza lateral aplicada en el pushover

Fuente: (FEMA P695, 2009)

Donde:

- F_x : fuerza lateral distribuida en cada nivel
- m_x : masa por piso
- ϕ_{1x} : ordenada del nodo de cada nivel en el primer modo de vibrar

De esta manera, se siguen algunos pasos para lograr tener el análisis dinámico no lineal de tiempo-historia, en el que se detallará el momento en que la estructura se convierte en un mecanismo y deja de resistir cargas laterales. Para realizar este análisis se determinaron las cargas laterales por nodo aplicando la ecuación 2-2 y se automatizó el proceso en el software “Opensees”. También, se utilizaron nodos de control en el último nivel para analizar las deformaciones y las derivas de piso.

2.7.1. Deriva de piso

La diferencia relativa del desplazamiento de diseño entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso, se define como deriva de piso (NEC-SE-HM, ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, 2015).

Este valor se calcula dividiendo la diferencia entre la deformación de los nodos de control en pisos contiguos para la altura del entrepiso, sabiendo que el valor máximo de la deriva según la NEC es del 2%, si la estructura es de hormigón armado.

2.7.2. Cortante basal de diseño

El cortante basal es la fuerza total generada en la base de la estructura por las cargas laterales aplicadas. La ecuación que se presenta depende del período de retorno del sismo utilizado.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_p * \Phi_E} * W$$

Ecuación 2-9: Ecuación del cortante basal del diseño

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION, 2015)

- V: cortante basal de diseño
- I: coeficiente de importancia (1-1.5)
- Sa: aceleración espectral
- R: el factor de reducción espectral
- Φ : coeficiente de irregularidad en planta y en elevación
- W: carga sísmica reactiva

PUSHOVER PÓRTICO 1 “x”

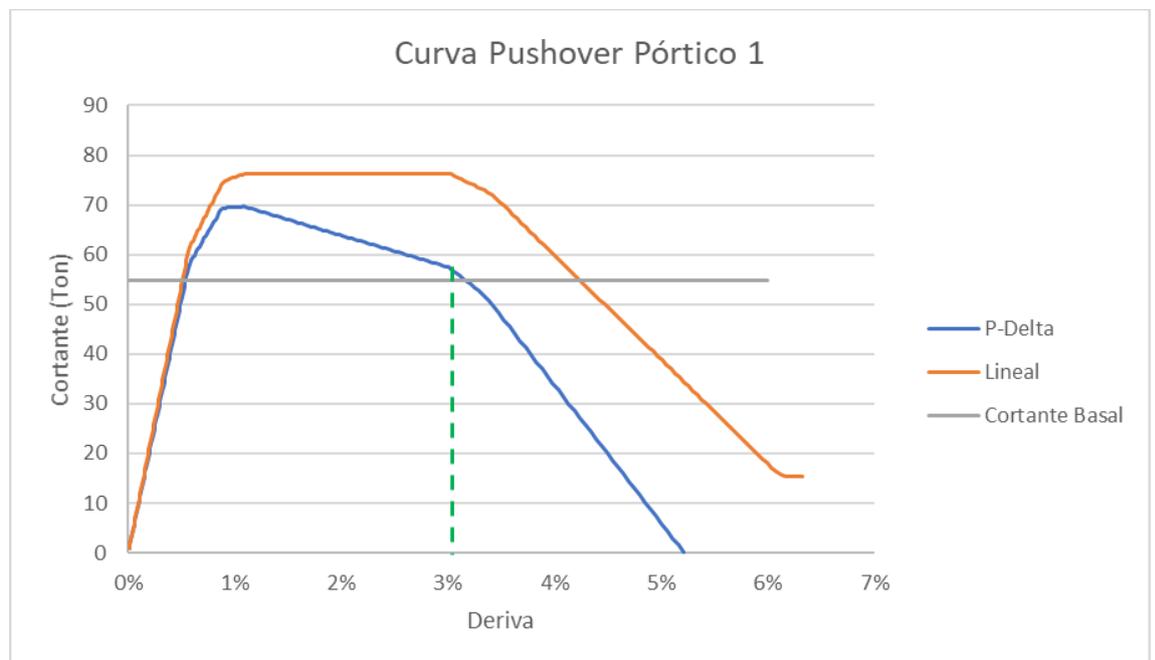


Figura 2-16: Pushover pórtico 1 “x”

Elaboración: autores

Tabla 2-17: Factores utilizados para el cortante basal del pórtico 1 “x”

Cortante basal	
sa	0.52
l	1.50
θ_P	1.00
θ_E	1.00
Ta	1.11
W	563.27
R	8.00
V (Ton)	54.92

Elaboración: autores

PUSHOVER PÓRTICO 2 “y”

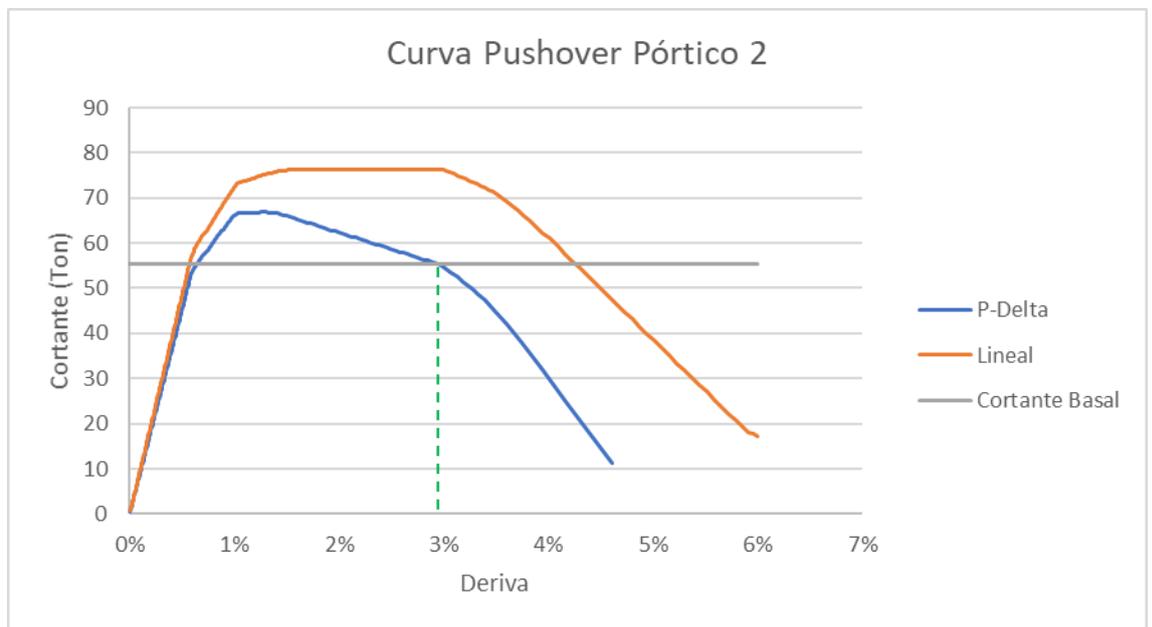


Figura 2-17: Pushover pórtico 1 “x”

Elaboración: autores

Tabla 2-18: Factores utilizados para el cortante basal del pórtico 1 "x"

Cortante basal	
sa	0.45
I	1.50
θ_P	1.00
θ_E	1.00
Ta	1.30
W	657.15
R	8.00
V (Ton)	55.45

Elaboración: autores

Tabla 2-19: Derivas y tiempos de colapso

Sismo	Pórtico 1		Pórtico 2	
	Deriva de colapso	Tiempo (Seg)	Deriva de colapso	Tiempo (Seg)
AGYE-N	3.1%	42.09	3.0%	No colapsa
AOTA-N	3.1%	54.16	3.0%	54.25
PRAM-N	3.1%	32.39	3.0%	50.16

Elaboración: autores

2.8. Escalamiento de sismos

El escalamiento de sismos comprende magnificar un espectro de respuesta acorde a un período de retorno establecido para una estructura. Para el análisis del hospital Homero Castanier, se utilizan tres sismos diferentes, a pesar de que la ASCE-7 recomienda el uso de once; esto se debe a que en las investigaciones previas en el estudio macro de Hospitales Seguros Frente a Desastres se han utilizado tres sismos y esta investigación se basa en esas premisas iniciales. Estos tres registros sísmicos, de similares características tanto en magnitud, profundidad y origen, se ajustarán o escalarán a un punto determinado del espectro de diseño generado para poder interpretar los resultados más adelante y que estos sean confiables con respecto al comportamiento

real de la estructura; de esta manera el análisis dinámico no lineal arrojará resultados acertados. A su vez, se procede a calcular ciertos factores que serán necesarios para continuar con el proceso; sabiendo que, estos permitirán calibrar el sismo en función del período fundamental de la estructura y el espectro de diseño.

2.8.1. Período Fundamental Escalado (FPS)

Para realizar el escalamiento de los sismos se necesita analizar el período fundamental escalado, el cual incluye el espectro de diseño y el espectro de respuesta. Sabiendo que, al relacionar estos dos valores en un punto equivalente lograremos maximizar y apegarnos al caso más desfavorable, ya que se mayoran todas las ordenadas del espectro para el componente espectral de la estructura en función del período fundamental más grande (T) (Charney, 2005). Se pretende que la aceleración espectral para el período fundamental (T) de la estructura en cada espectro de respuesta (Sa_i) sea igual al espectro de aceleración para el máximo sismo probable (Sa_{MCE}). Podremos ver el período fundamental de escalado FPS, utilizando la siguiente igualdad:

$$FPS = \frac{Sa_{MCE}(T)}{Sa_i(T)}$$

Ecuación 2-10: Ecuación del período fundamental escalado

Fuente: (ASCE-7, 2016).

Donde:

FPS: Período Fundamental Escalado.

$Sa_{MCE}(T)$: Componente Espectral de la Estructura en el período fundamental(T).

$Sa_i(T)$: Período fundamental (T) de la estructura para cada espectro de respuesta.

2.8.2. Suite Scale Factor (SS)

Se debe obtener el factor SS para lograr mantener al sismo magnificado con aceleraciones mayores a las componentes espectrales de la estructura en el período fundamental (S_a MCE) en un rango de $0.2 T - 1.5 T$.

Para obtener el Suite Scale Factor se mayoran todos los espectros de los sismos que se tengan por sus respectivos períodos fundamentales escalados. En este análisis se utilizan tres sismos, por lo que, cuando se tengan estos resultados se promediarán y se analizarán junto al componente espectral de la estructura en el período fundamental. De esta manera, se determinará el valor de la aceleración espectral del promedio de sismos mayorados que tengan el valor menor. A su vez, esta aceleración mínima corresponde a un período establecido al cual se le llamará T mayor. Como se observa en la ecuación mostrada a continuación, finalmente, se divide la S_a MCE en función del T mayor para el S_a del promedio de los sismos mayorados, multiplicado por el FPS en función del T mayor.

$$SS = \frac{S_a \text{ MCE (T mayor)}}{\overline{X} S_a i * FPS i (T mayor)}$$

Ecuación 2-11: Factor Suite Scale Factor

Fuente : (ASCE-7, 2016).

SS: Factor Suite Scale.

S_a MCE (T mayor): componente mayorado espectral de la estructura en el período fundamental (T).

$\overline{X} S_a i$: valor de aceleración espectral, del promedio de sismos mayorados, que tenga el valor menor.

FPS i (T mayor): FPS En función del (T mayor).

2.8.3. Factor de Escala Combinado (CS)

Los dos factores obtenidos anteriormente, tanto el FPS como el factor global SS, se utilizan para obtener las aceleraciones espectrales al multiplicar FPS en cada sismo por el factor SS. De este producto se realizará una media aritmética, lo que nos da como resultado el sismo escalado.

$$Cs = SS * FPS i$$

Ecuación 2-12: Factor de escala combinado

Fuente : (ASCE-7, 2016).

Donde:

Cs: Factor de Escala Combinado.

SS: Factor Suite Scale.

FPS: Período Fundamental Escalado.

$$\text{Sismo Escalado} = \overline{X} CS i * Sa i$$

Ecuación 2-13: Escalamiento de sismos

Fuente : (ASCE-7, 2016).

Donde:

$\overline{X} CS i$: Aceleraciones escaladas.

Sa i: Aceleraciones del sismo.

2.9. Análisis dinámico no lineal “tiempo-historia”

Cuando se trabaja en el rango no lineal se considera que las rigideces que presenta la estructura van cambiando con el pasar de los segundos arrojándonos diferentes resultados en una línea de tiempo. La respuesta de la estructura a las cargas dinámicas en el tiempo correspondiente se visualizará en un análisis tiempo-historia el que nos mostrará en que momento la estructura queda inservible o colapsa en su totalidad por un exceso de deformación. La relación que se presenta entre el cambio de rigidez, el efecto P-Delta y su comportamiento histerético es de vital importancia para lograr los resultados requeridos.

CAPÍTULO 3. OBTENCIÓN E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Tomando en cuenta los dos pórticos mostrados a lo largo de la investigación se muestran los análisis tiempo-historia, donde podremos encontrar respuestas al comportamiento de la estructura al momento de verse afectada por los sismos escalados para el estudio.

3.1. Pórtico 1 “x”

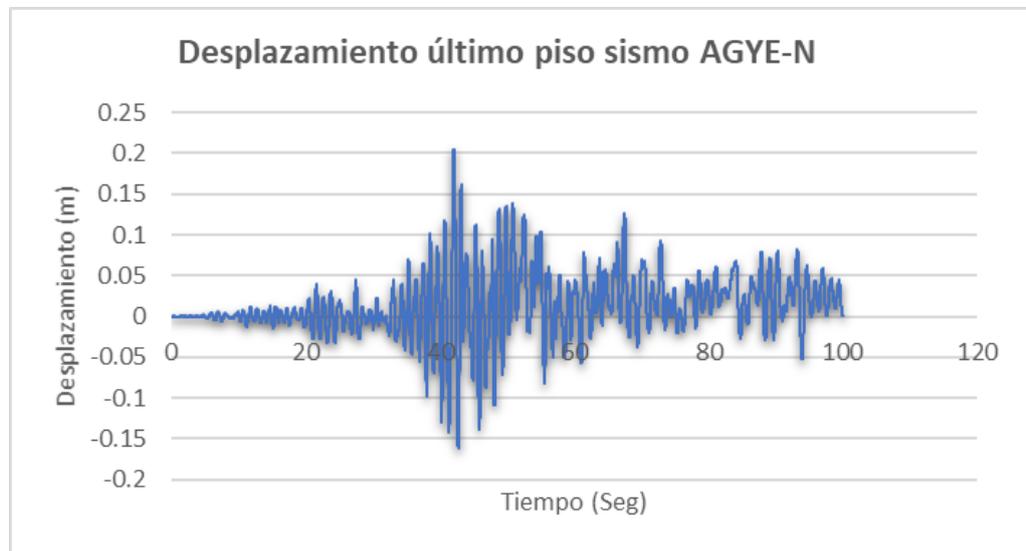


Figura 3-1: Desplazamiento del último piso del sismo AGYE-N del pórtico 1 “x”

Fuente: autores

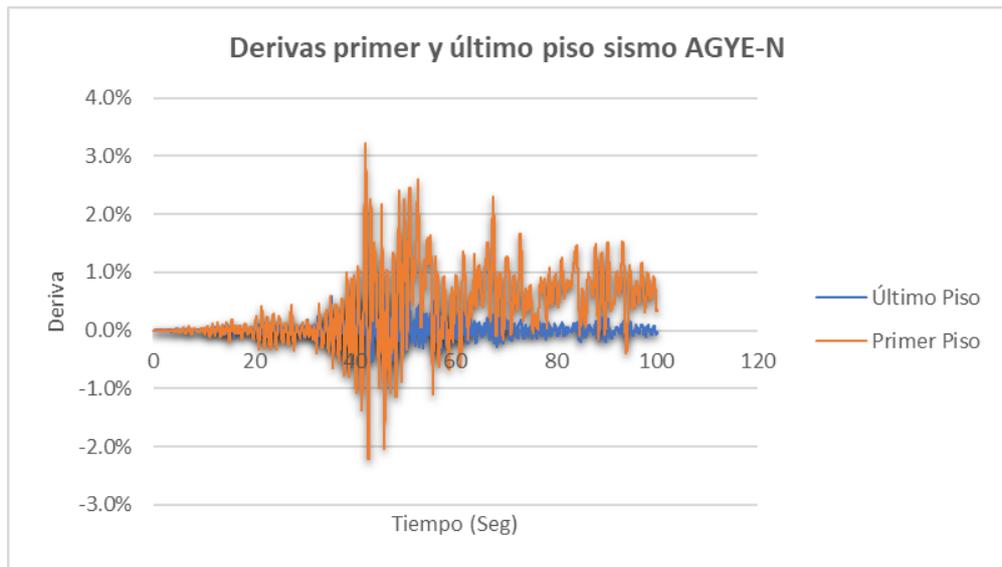


Figura 3-2: Derivas del primer y último piso del sismo AGYE-N del pórtico 1 “x”
Elaboración: autores

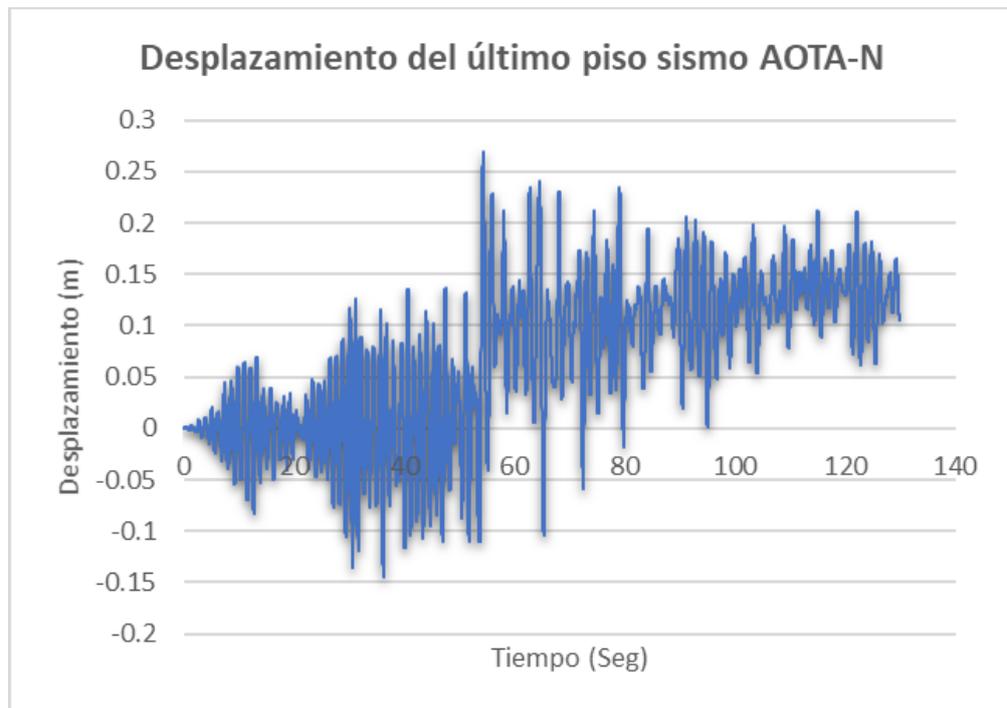


Figura 3-3: Desplazamiento del último piso del sismo AOTA-N del pórtico 1 “x”
Fuente: autores

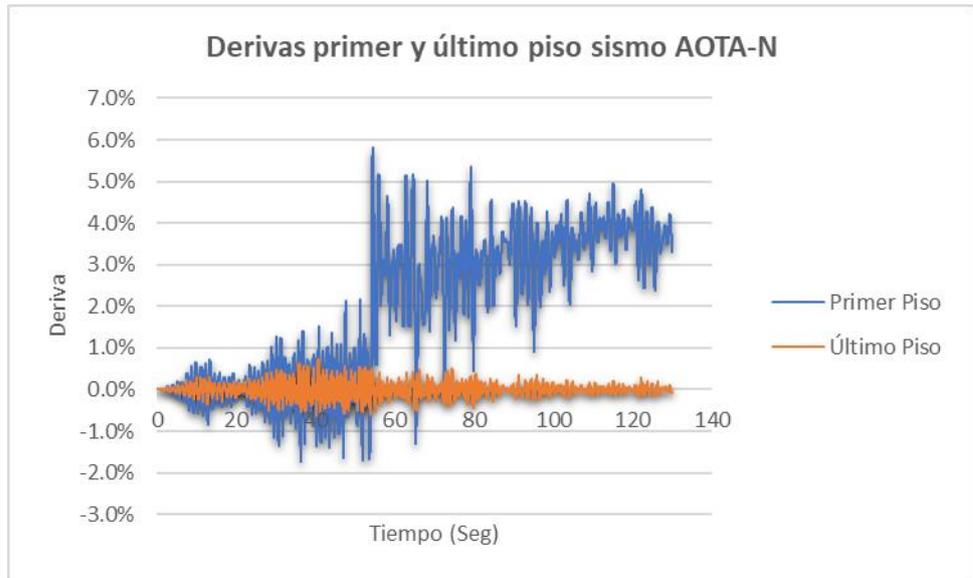


Figura 3-4: Derivas del primer y último piso del sismo AOTA-N del pórtico 1"x"

Elaboración: autores

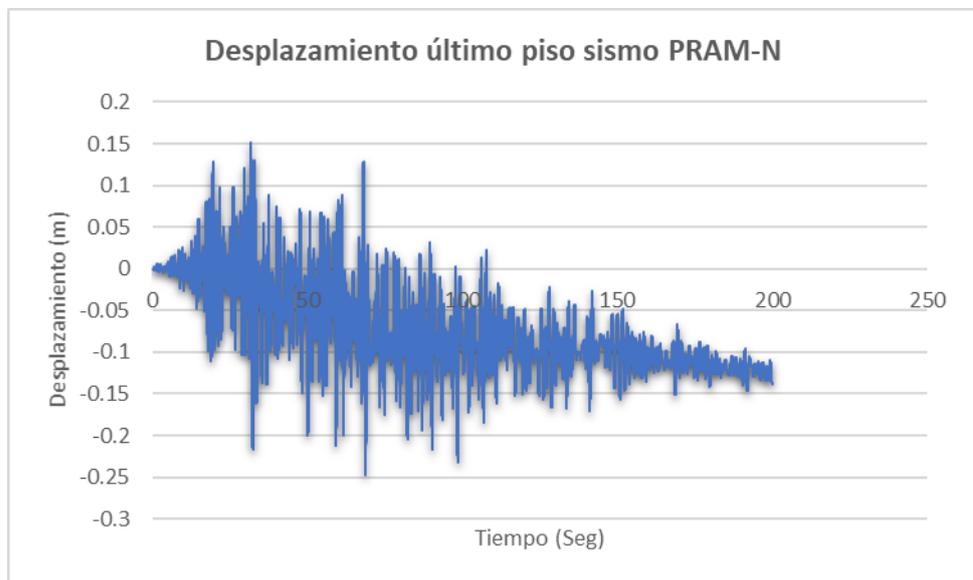


Figura 3-5: Desplazamiento del último piso del sismo PRAM-N del pórtico 1"x"

Fuente: autores

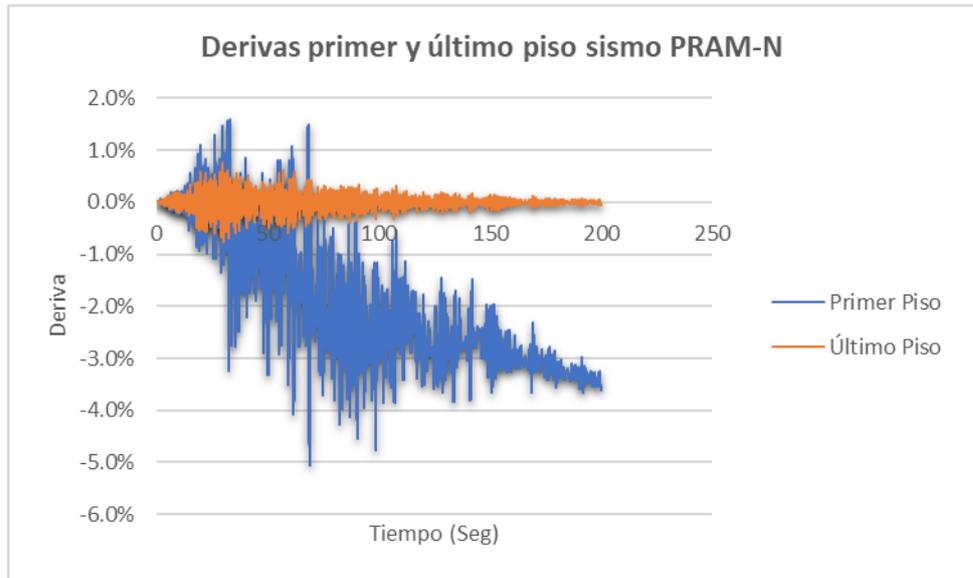


Figura 3-6: Derivas del primer y último piso del sismo PRAM-N del pórtico 1 "x"

Elaboración: autores

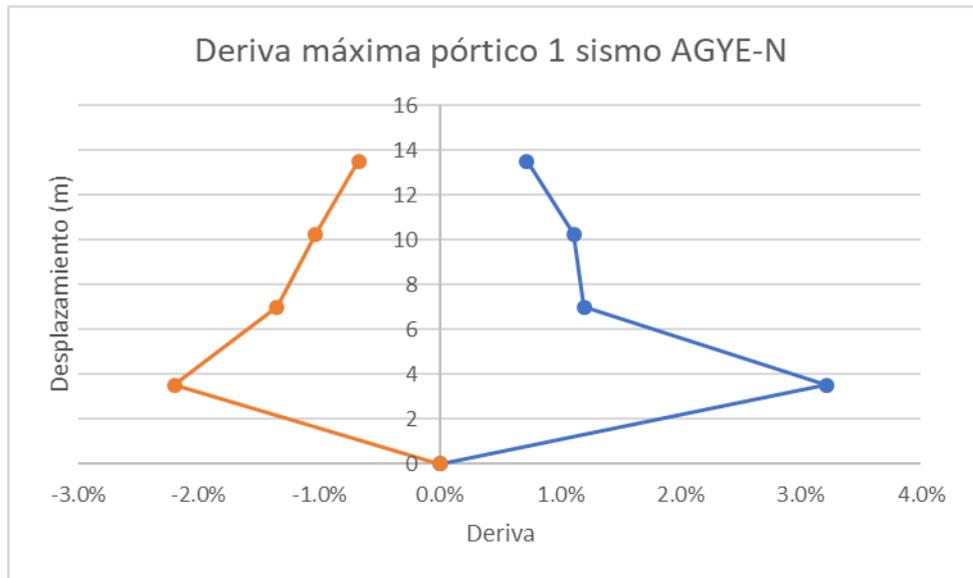


Figura 3-7: Derivas máximas en el pórtico 1 "x" del sismo AGTE-N

Elaboración: autores

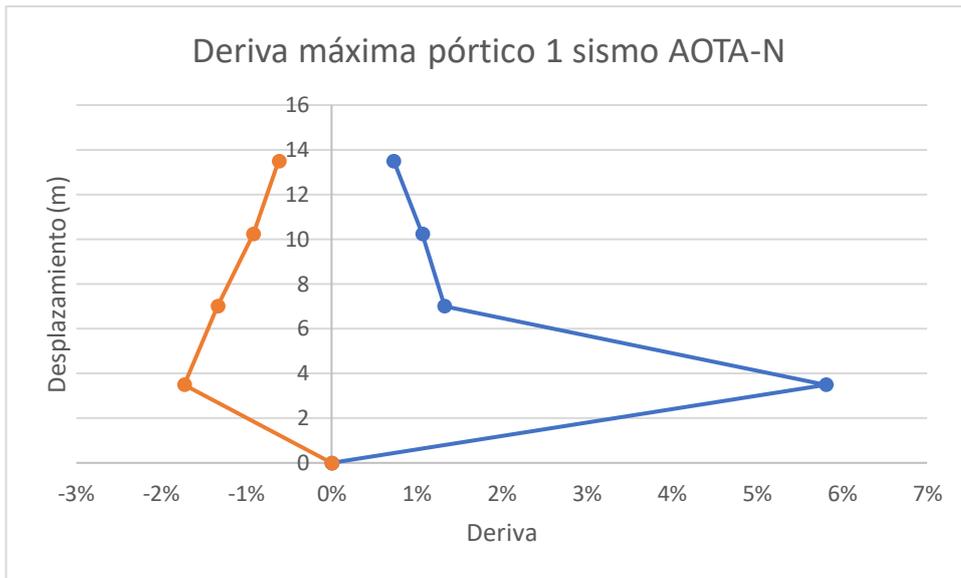


Figura 3-8: Derivas máximas en el pórtico 1 "x" del sismo AOTA-N

Elaboración: autores

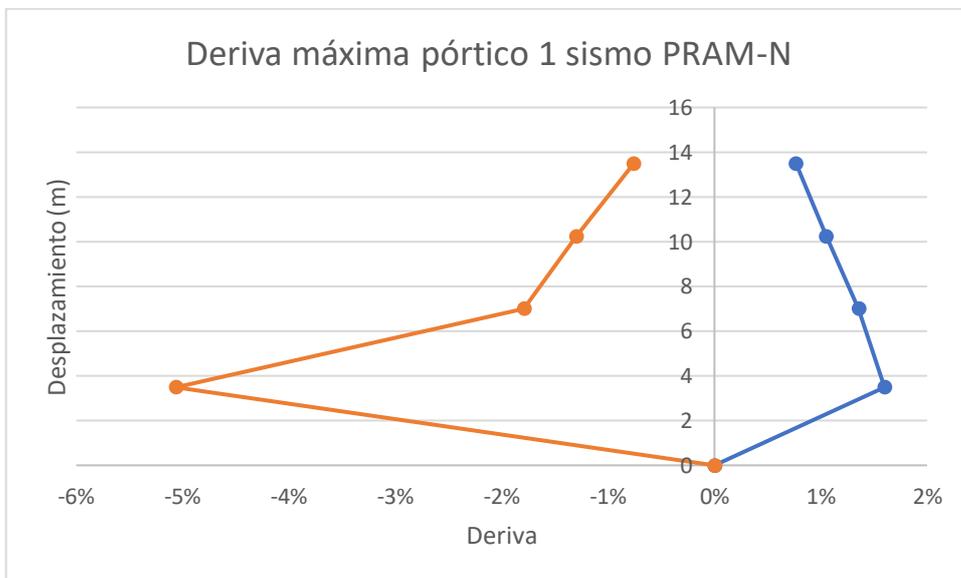


Figura 3-9: Derivas máximas en el pórtico 1 "x" del sismo PRAM-N

Elaboración: autores

Tabla 3-1: Derivas máximas y tiempos en las que se producen en el pórtico 1 “x”

Nivel Pisos (m)	AGYE-N			AOTA-N			PRAM-N		
	Max Deriva	Max Deriva(-)	Tiempo (Seg)	Max Deriva	Max Deriva(-)	Tiempo (Seg)	Max Deriva	Max Deriva(-)	Tiempo (Seg)
3.5	3.2%	-2.2%	42.16	5.8%	-1.7%	54.42	1.6%	-5.1%	68.74
7	1.2%	-1.4%	41.32	1.3%	-1.3%	54.17	1.4%	-1.8%	32.3
10.25	1.1%	-1.0%	41.94	1.1%	-0.9%	40.61	1.1%	-1.3%	32.28
13.5	0.7%	-0.7%	41.34	0.7%	-0.6%	40.69	0.8%	-0.8%	30.15

Elaboración: autores

- Interpretación de los resultados mostrados en el pórtico 1”x”

Los resultados que nos arroja el análisis de este pórtico frente a la acción de los 3 registros sísmicos usados para excitar la estructura evidencian que la deriva de piso máxima se da en el primer piso y el desplazamiento máximo en el último piso. Como se puede observar en la Figura 2-16, este pórtico cumple con el cortante basal de diseño calculado de 54.92 Ton y en la misma figura se observa que el valor de la deriva cuando la curva Pushover comienza a decaer con una pendiente negativa, es de 3.1%; este punto representa el cambio de comportamiento de la estructura ya que aquí es cuando esta comienza a perder rigidez hasta llegar a cero.

El primer registro sísmico analizado AGYE-N provoca una deriva máxima de 3.2% a los 42.16 segundos, por ende, la estructura no se enfrentaría al colapso ya que, no se sobrepasa la deriva teórica de colapso del 10% (ASCE-7, 2016). Además, se puede observar que este sismo causa una deformación residual de 4cm en el último piso.

El segundo registro sísmico AOTA-N provoca una deriva máxima de 5.8% a los 54.42 segundos. Este sismo tampoco provocaría el colapso de la estructura ya que no se sobrepasa la deriva teórica de colapso que establece la ASCE-7 de 10%. Este sismo causa una deformación residual de 14 cm aproximadamente en el último piso.

Por último, la estructura es sometida al registro sísmico PRAM-N, con este sismo se logra una deriva máxima de 5.07% a los 68.74 segundos. No se sobrepasa la deriva teórica de colapso de 10%. El pórtico tiene una deformación residual de 13 cm a los 200 segundos de iniciado el sismo.

La NEC-15 impone que la deriva máxima que se puede dar en una estructura esencial frente a un evento sísmico es del 2%.

3.2. Pórtico 2 “y”

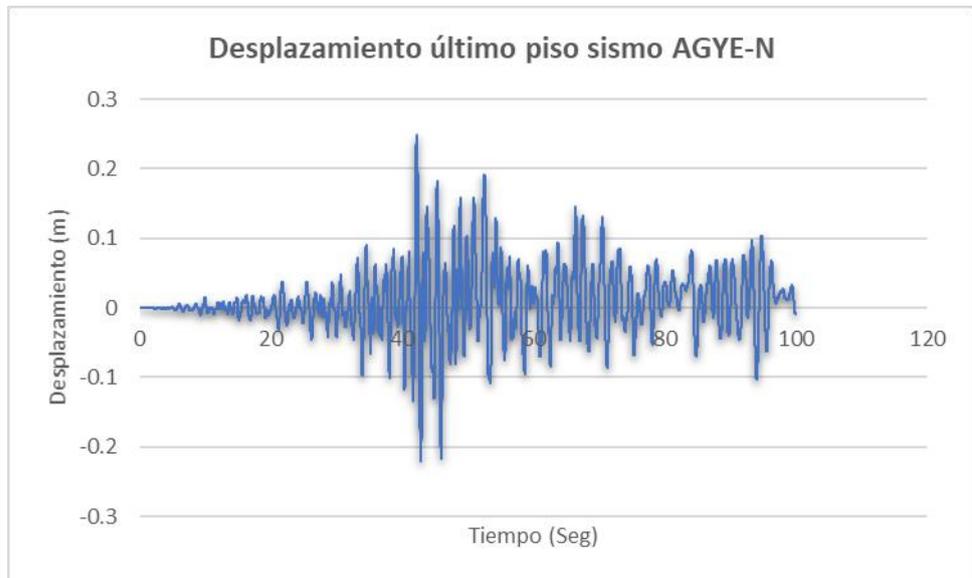


Figura 3-10: Desplazamiento del último piso del sismo AGYE-N del pórtico 2

Fuente: autores

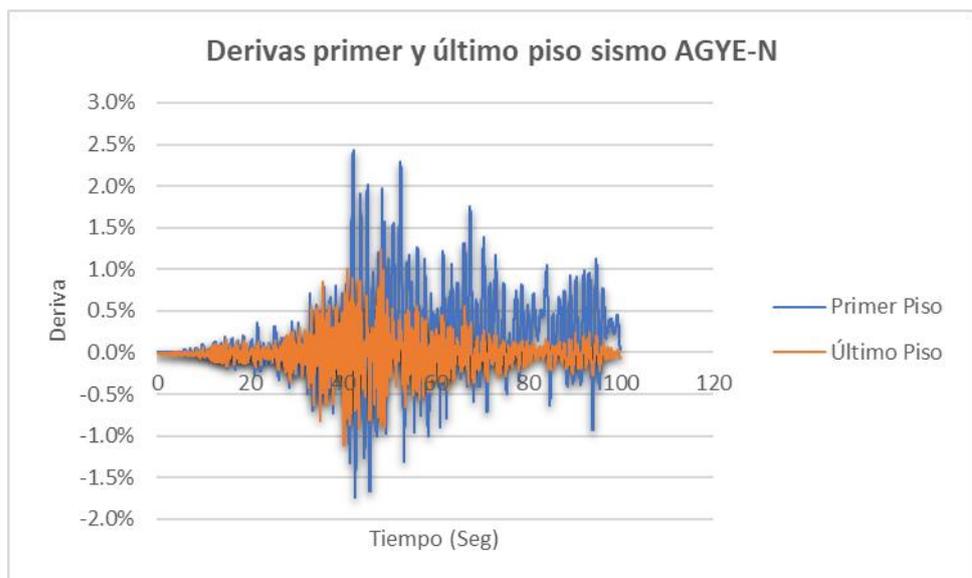


Figura 3-11: Derivas del primer y último piso del sismo AGYE-N del pórtico 2

Elaboración: autores

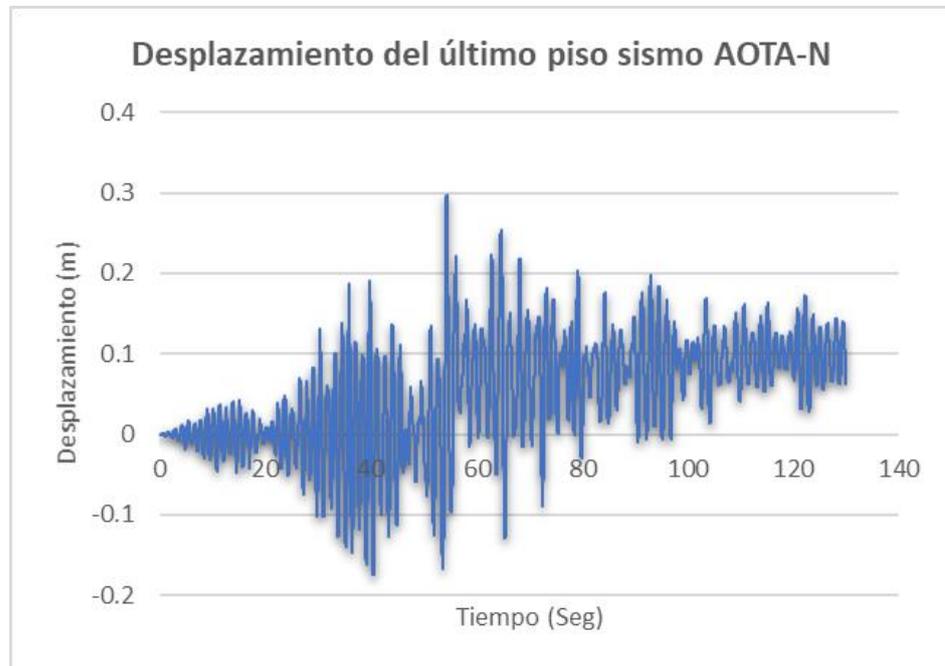


Figura 3-12: Desplazamiento del último piso del sismo AOTA-N del pórtico 2

Fuente: autores

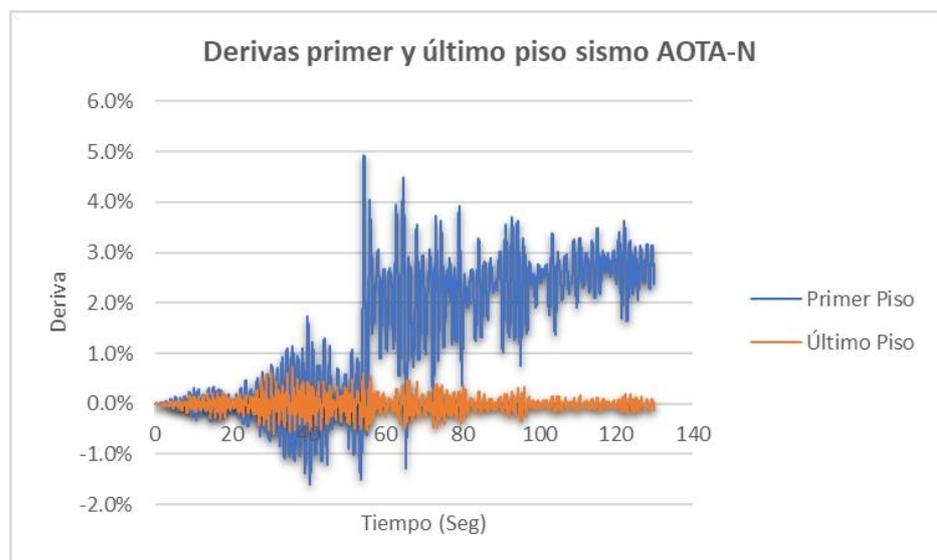


Figura 3-13: Derivas del primer y último piso del sismo AOTA-N del pórtico 2

Elaboración: autores

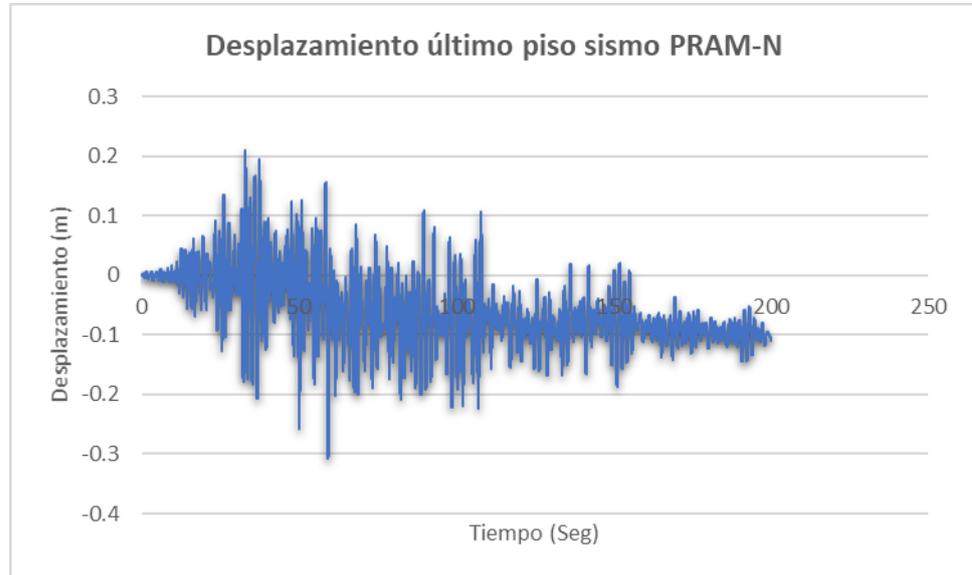


Figura 3-14: Desplazamiento del último piso del sismo PRAM-N del pórtico 2
Fuente: autores

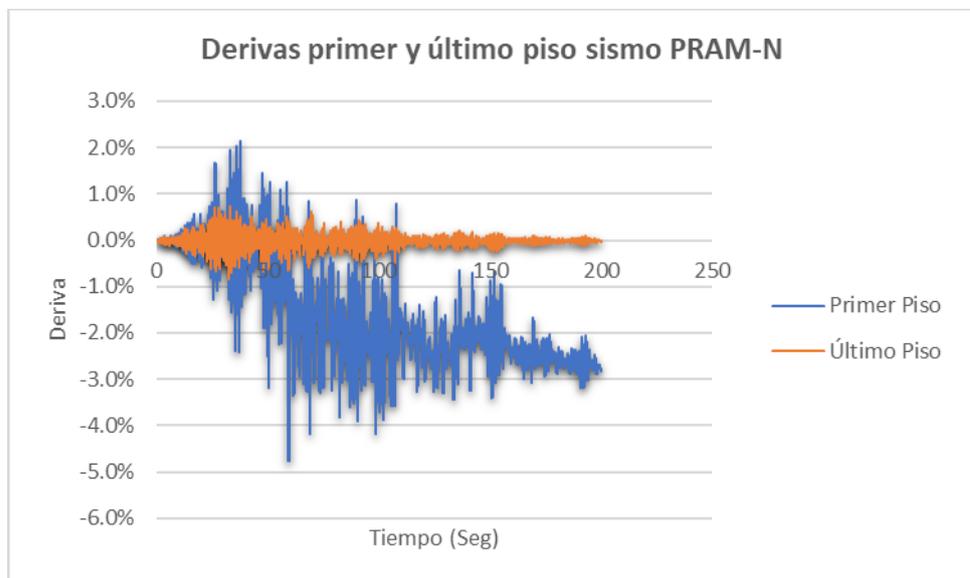


Figura 3-15: Derivas del primer y último piso del sismo PRAM-N del pórtico 2
Elaboración: autores

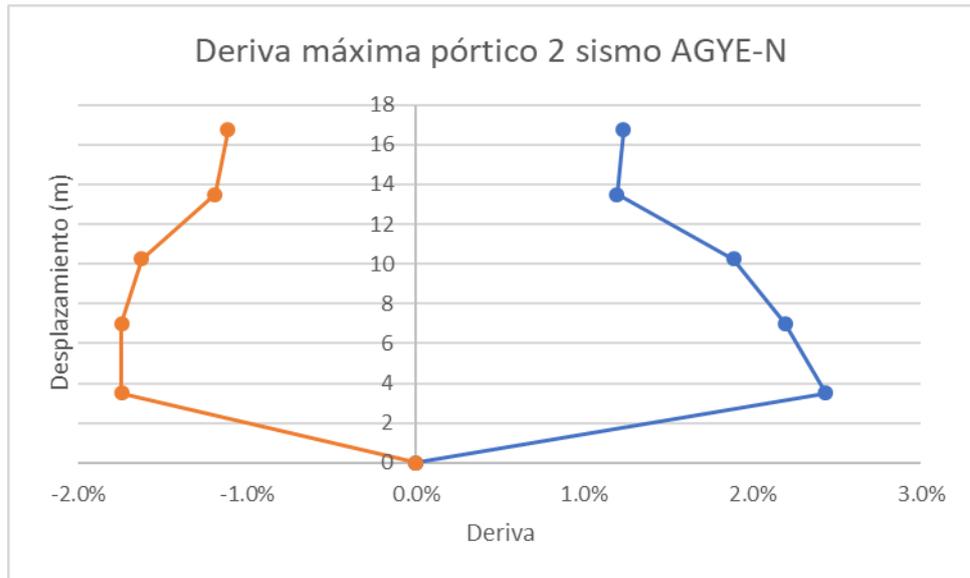


Figura 3-16: Derivas máximas en el pórtico 2 “y” del sismo AGTE-N

Elaboración: autores

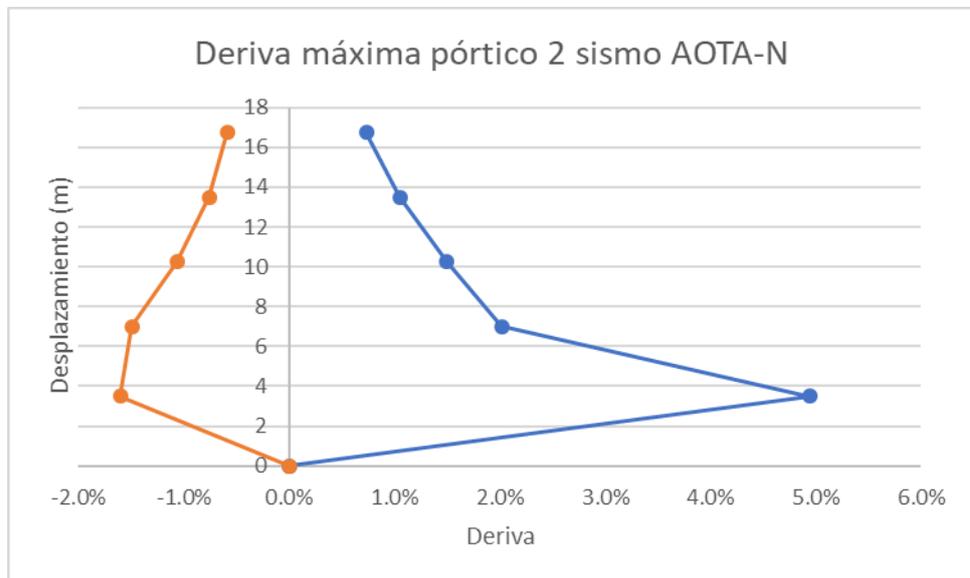


Figura 3-17: Derivas máximas en el pórtico 2 “y” del sismo AOTA-N

Elaboración: autores

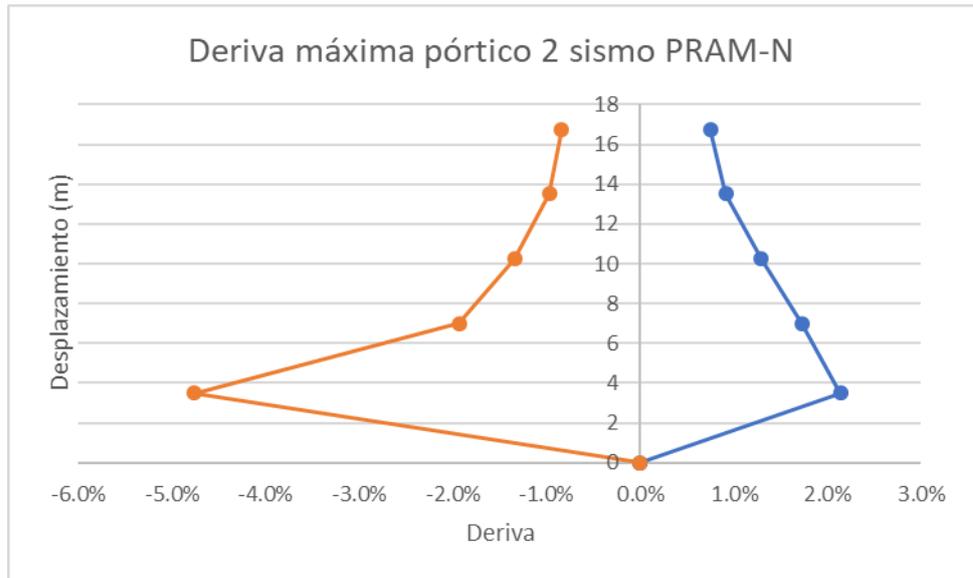


Figura 3-18: Derivas máximas en el pórtico 2 “y” del sismo PRAM-N

Elaboración: autores

Tabla 3-2: Derivas máximas y tiempos en las que se producen en el pórtico 2 “y”

Nivel Pisos (m)	AGYE-N			AOTA-N			PRAM-N		
	Max Deriva	Max Deriva(-)	Tiempo (Seg)	Max Deriva	Max Deriva(-)	Tiempo (Seg)	Max Deriva	Max Deriva(-)	Tiempo (Seg)
3.5	2.4%	-1.7%	42.33	4.9%	-1.6%	54.48	2.1%	-4.8%	59.36
7	2.2%	-1.7%	42.22	2.0%	-1.5%	54.22	1.7%	-1.9%	50.07
10.25	1.9%	-1.6%	42.18	1.5%	-1.1%	54.27	1.3%	-1.3%	33.05
13.5	1.2%	-1.2%	48.17	1.0%	-0.8%	35.81	0.9%	-1.0%	33.57
16.75	1.2%	-1.1%	48.39	0.7%	-0.6%	35.89	0.7%	-0.8%	32.29

Elaboración: autores

- Interpretación de los resultados mostrados en el pórtico 2”y”

Este pórtico es similar al pórtico 1 en su geometría general, sin embargo, presenta diferentes distancias entre vanos, diferentes secciones en sus elementos estructurales y un piso adicional, razón por la cual los análisis realizados tienen resultados diferentes a pesar de estar sometidos a los mismos registros sísmicos. Según los análisis Pushover, la deriva en donde la pendiente decae en este pórtico es de 3% y tiene un cortante basal de 55.45 Ton el cuál se encuentra por debajo de la curva Pushover.

Con el sismo AGYE-N este pórtico no se enfrentaría al colapso ya que la deriva máxima es de 2.43% a los 42.33 segundos. El sismo causa una deformación residual de 3 cm en el último piso.

El registro sísmico AOTA-N genera una deriva máxima de piso de 4.9% a los 54.48 segundos y deja una deformación residual de 13 cm en el último piso.

Por último, el sismo PRAM-N genera una deriva máxima de 4.8% a los 59,36 segundos. La deformación residual que queda en el pórtico es de 11 cm en el último piso.

Ninguno de estos sismos provocaría el colapso de la estructura si se compara con la deriva teórica de colapso del 10 % (ASCE-7, 2016), sin embargo, con los 3 registros sísmicos analizados se sobrepasa la deriva máxima de 2 % que impone la NEC-15 para estructuras esenciales.

Tabla 3-3: Desplazamiento en el último piso de los pórticos analizados

Desplazamiento en el último piso pórtico 1	
Sismo	Desplazamiento (m)
AGYE-N	0.205
AOTA-N	0.270
PRAM-N	0.152

Desplazamiento en el último piso pórtico 2	
Sismo	Desplazamiento (m)
AGYE-N	0.249
AOTA-N	0.298
PRAM-N	0.211

Elaboracion: autores

CONCLUSIONES

El proyecto de investigación de la Universidad del Azuay referente a “Hospitales Seguros Frente a Desastres” tiene en su haber, información sobre la entidad hospitalaria de la ciudad de Azogues; las cuales se intentaron tomar en cuenta de la manera más acertada en todo momento como línea base de partida. Sin embargo, para que la modelación y la aplicación de rótulas plásticas simulen la realidad, se impusieron ciertos valores tanto en su geometría como en la resistencia de sus materiales, debido a la indagación de más fuentes bibliográficas y con el afán de rescatar los datos que más se apeguen a la realidad, la información existente fue utilizada en la modelación.

Una vez que se finalizó con la etapa de recopilación de información existente del hospital, se procedió a la modelación de los pórticos en el software de código abierto “OpenSees”, y se comprobaron en otro comercial. Para esto, se realizaron las respectivas agrupaciones de cargas y masas como se encuentra normado en la NEC, los resultados fueron similares en períodos naturales, cortante basal y derivas.

La modelación de la estructura fue un gran reto, el cual incluyó el estudio de Ibarra, Medina y Krawinkler en cuanto a un comportamiento histérico de envolvente cíclica. Las rótulas plásticas aplicadas en el modelo permitieron simular el comportamiento real de la estructura, teniendo en cuenta que las rótulas ubicadas en las uniones viga-columna no influyen en la modelación lineal, verificando que solamente influyen cuando la estructura pasa al rango inelástico.

Un punto importante se observa con el análisis estático no lineal o pushover, el cual nos muestra que los pórticos cumplen con los requisitos mínimos establecidos por la NEC, ya que el cortante basal se encuentra por debajo de la curva pushover. Sin embargo, utilizando las cargas sísmicas y aplicando el análisis dinámico no lineal con los sismos: AGTE-N, AOTA-N y PRAM-N, escalados para un período de 2500 años, los resultados no son favorables para el hospital. Es decir, no cumple con el requisito principal recomendado por la Organización Panamericana de Salud, que recomienda

que un hospital seguro frente a desastres deberá diseñarse para trabajar con funcionalidad continua y ocupación inmediata post-evento.

Teniendo en cuenta los valores arrojados por las derivas de piso, podemos concluir que las zonas más vulnerables se encuentran donde estas son máximas, causando grandes deformaciones. En conclusión, la primera planta alta comprende la zona más vulnerable del hospital, como se mostró en los resultados expuestos en el capítulo 3.

De esta manera, se logró realizar el análisis dinámico no lineal en 2D del hospital Homero Castanier, aplicando el método de rotulas plásticas y obteniendo los resultados respectivos para su correcta interpretación, dándonos una idea clara del comportamiento de la edificación hospitalaria ante acciones extremas.

RECOMENDACIONES

Al culminar con el análisis dinámico no lineal en 2D se recomienda tomar medidas preventivas y profundizar en el análisis y buscar soluciones para que los pórticos logren disipar la energía de una mejor manera. Es evidente que el establecimiento no está preparado para soportar cargas dinámicas inducidas por aceleración del suelo en caso de que se vea afectado por un sismo muy raro y los resultados de un evento de estas características, sería devastador para la comunidad y sus ocupantes.

A pesar de que este análisis tomó en cuenta los pórticos más desfavorables escogidos en investigaciones anteriores; se recomienda, indagar con un análisis más profundo cuales serían los comportamientos más reales. Tomando en cuenta que se puede hacer un análisis en tres dimensiones y que en este caso se podría tomar en cuenta otros factores como la torsión y la inercia.

Es fundamental que se incursione en la modelación y el uso de dispositivos de aislamiento y disipación, que pueden ser una medida real de mitigación para esta entidad hospitalaria.

Se conoce, dentro del proyecto de investigación científica UDA sobre Hospitales Seguros frente a Desastres, de estudios de tiempo de evacuación; debería realizarse un estudio similar en el hospital Homero Castañier y enfrentar el tiempo de evacuación con el tiempo de colapso, esta información será valiosa para las autoridades de salud en la toma de decisiones.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, R. (2008). *ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército.
- Alath, S., & Kunnath, S. K. (1995). *Modeling inelastic shear deformation in RC beam-column joints*. Colorado: New York: American Society of Civil Engineers.
- Altoontash, A. (2004). *SIMULATION AND DAMAGE MODELS FOR PERFORMANCE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS*. California, US: Stanford University.
- ASCE-7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineering.
- Astudillo Carpio, B. (2018). *Modelación y análisis por desempeño de una estructura de acero, considerando deterioro para la predicción del colapso*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Azis, T. (1976). *INELASTIC DYNAMIC ANALYSIS OF BUILDING FRAMES*. Massachusetts: Institute of Technology.
- Bambaren, A. C., & Alatrística, g. M. (2007). *Hospitales seguros ante desastres*. Revista Medica Herediana.
- Botas y Espinosa, G. (2012). *DISEÑO POR DESEMPEÑO*. México.
- Burgos Namuche, M., & Piqué del Pozo, J. (s.f.). *DISEÑO POR CAPACIDAD EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO PARA SER INCORPORADA A LA NORMA PERUANA E-060 COMO ALTERNATIVA DE DISEÑO*. Lima, Perú: UNI, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Cabrera, H., & Esquivel, E. (2016). *Evaluación estructural del "Hospital Homero Castanier Crespo" de la ciudad de Azogues - provincia del Cañar, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria*. Cuenca: Universidad del Azuay.
- Charney, F. A. (2005). *Ground motion scaling for response history analysis*. In *Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-05*. ASCE PRESS (pp. 29–39).
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. México: Pearson Education.
- FEMA P695, F. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*.

- FEMA, P. (2009). *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. Washington, D.C.: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT.
- Fernandez, V. (2005). *Curvas Histeréticas*. Cuzco.
- Flores Barreto, T. (2003). *Estudio del control de rotulas plásticas en pórticos de concreto armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Giberson, M. (1967). *The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitations*. Pasadena: Earthquake Engineering Research Laboratory.
- Guasch, D. A. (2014). *PROJECTE O TESIS D'ESPECIALITAT*. Escola Técnica Superior d'Enginyeria de Camins.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (2000). *DYNAMIC P-DELTA EFFECTS FOR FLEXIBLE INELASTIC STEEL STRUCTURES*. 145-154.
- Haselton, C., Goulet, C., Mitrani, J., Beck, J., Deierlein, G., Porter, K., . . . Taciroglu, E. (2008). *An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced Concrete Moment-Frame Building*. California: Berkeley.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength stiffness deterioration*.
- Jerves Coello, R. A. (2018). *Análisis por desempeño de una estructura con plasticidad distribuida mediante fibras basadas en desplazamientos*. Bachelor's thesis.
- Karaaslan, E. (2015). *Seismic Performance Assessment of Wide Beam Infill Joist Block Frame Structures in Turkey*. Middle East Technical University.
- Lignos, D., Krawinkler, H., & Whittaker, A. (2011). *Prediction and validation of sideways collapse of two scale models of a 4-Story Steel Moment Frame*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 40, 807-8225.
- Martínez Pesantez, I. L., & Pozo Ocampo, P. S. (2018). *Análisis por desempeño de una estructura especial de acero modelada con fibras controladas por fuerzas en el software OpenSees*(Bachelor's thesis).
- Melone, S. (2014). *PROJECTE O TESIS D'ESPECIALITAT*. Escola Técnica Superior d'Enginyeria de Camins.
- Ministerio de Salud Pública . (2008). *Política de Hospitales Seguros*. Quito.

- MOHAMAD AMINE, A. O. (N.D.). *Seismic Design of Reinforced Concrete Structures*. Japon.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma ecuatoriana de la construcción, Peligro sísmico - Diseño Sismo Resistente*. Ecuador.
- Nilson, A. H. (2001). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO*. Bogotá, Colombia: McGRAW-HILLINTERAMERICANA, S.A.
- NIST. (2017). *Guidelines for Nonlinear Astructural Analysis for Design of Buildings. Part II - Steel Moment Frames*.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION*. (2015).
- Parra Cárdenas, H. (2015). *Desarrollo Metodológico de Aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador Continental y estudio de riesgos sísmicos en la ciudad de Quito*. Quito.
- Pérez, S., & Sarmiento, P. (2014). *Propuesta para el mejoramiento y desarrollo del talento humano en el hospital Homero Castanier Crespo de la ciudad de Azogues*. Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
- Rodriguez Cuevas, D. A. (2016). *ANÁLISIS SISMORRESISTENTE MEDIANTE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL DE UN EDIFICIO HABITACIONAL UBICADO EN LA COMUNA DE TOMÉ*. Concepción : Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- Sivaselvan, M., & Reinhom, A. (2000). *Hysterrtic models for deterioring inelastic structures* . Journal of Engineering Mechanics Vol. 126, 633-640.
- Song, J., & Pincheira, J. (2000). *Earthquake Spectra Vol. 16, 817-851*.
- Spacone, E., & El-Tawil, S. (2004). *Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: State of the art*. Journal os Structural Engineering 130(2), 159-168.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. (1970). *Reinforced Concerte Response to Simulated Earthquakes*. Journal of Structural Engineering.
- Vielma Pérez, J. C., Barbat, A. H., & Oller, S. (2007). *CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO*. España.

ANEXOS

Anexo : Script Pórtico 1

```

1  # source Units_N.m.tcl
2  source IMK.tcl
3
4  ## Decide if largeDispl should be used for the joint elements
5  # set lrgDsp 1; # Causes a bit more QNAN problems, but better to use.
6  set lrgDsp 1;
7
8  # Define small masses for convergence. These are applied by VB to virtually every DOF. 7-12-06
9  # This is what I used in DesA Buffalo v.3noGPrm when you consider the factor of 10 I used.
10 # set Mass1 [expr 2718.654434]; # Masa asignada en nodos [kg]
11
12 #SectionAndMaterial
13 #####
14 # Define a few materials not defined by the model code from VBA
15
16
17 # Elastic test material stiffness - used for joint hinges not connected to anything, etc.
18 set E_elasticTestMaterial_Col_300 4.63165E+11;
19 set E_elasticTestMaterial_Vig_280 4.19667E+11;
20 # 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)
21 set elastJointMatT 49999; # To agree with joint numbering
22 uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatT $E_elasticTestMaterial_Col_300
23 set elastJointMatI 99999; # To agree with joint numbering
24 uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatI $E_elasticTestMaterial_Vig_280
25
26
27 #####
28 ### DEFINE MATERIALS
29
30 # Define Joint Shear Panel Materials
31 uniaxialMaterial Elastic 6000 113292467.4
32
33 puts "Shear Panel creada"
34
35 source calibracion.tcl
36
37 # Define Section GEOMETRY parameters -----
38 set HCol 400; # Column depth
39 set BCol 400; # Column width
40 set HVig1 650; # Column depth
41 set BVig1 500; # Column width
42 set HVig2 650; # Beam width
43 set BVig2 400; # Beam depth
44
45
46 set HCover 40; # Cover concrete depth
47
48 # Reinforcement Parameters
49 #Column reinforcement
50 set CompStRatCol 0.006361725; # Column Compression reinforcement ratio
51 set TenStRatCol 0.006361725; # Column Tension reinforcement ratio
52 set ShrStRatCol 0.001759291; # Column Shear reinforcement ratio
53 set CompStRatVig1 0.004697889; # Column Compression reinforcement ratio
54 set TenStRatVig1 0.004697889; # Column Tension reinforcement ratio
55 set ShrStRatVig1 0.000773315; # Column Shear reinforcement ratio
56 set CompStRatVig2 0.005872361; # Beam Compression reinforcement ratio
57 set TenStRatVig2 0.005872361; # Beam Tension reinforcement ratio
58 set ShrStRatVig2 0.000773315; # Beam Shear reinforcement ratio
59 # Other Material Parameters
60 set fcCol 30; #28 day concrete strength
61 set fcVig 28;
62 set fy 420; #Steel yield strength
63 set Esteel 210000;
64 set EConcCol 33342.61;
65 set EConcVig 32470.907776688;
66
67
68 set P4 [expr 746.76*4/7];
69 set P3 [expr 746.76*3/7];
70 set P2 [expr 746.76*2/7];
71 set P1 [expr 746.76*1/7];
72 # define rotational spring material,
73 # Define Column Springs
74 # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
75 Calibration 3001 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $Hcover $fcCol $fy $P1 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
76 Calibration 3002 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $Hcover $fcCol $fy $P2 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
77 Calibration 3003 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $Hcover $fcCol $fy $P3 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
78 Calibration 3004 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $Hcover $fcCol $fy $P4 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
79
80 #Define Beam Springs
81 # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
82 Calibration 2000 $EConcCol $Esteel $HVig1 $BVig1 $Hcover $fcVig $fy [expr 746.76/2] $CompStRatVig1 $TenStRatVig1 $ShrStRatVig1 0; #
83 # define rotational spring material,
84 # Define Column Springs
85 # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
86 # Calibration 30000 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $Hcover $fcCol $fy 746.76 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1; #
87 # Rotated Column springs
88

```

```

95  ## Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam and footing-soil stiffness
96  uniaxialMaterial Elastic 300 [expr 21000000E+6];
97
98
99
100
101
102  puts "Material prop creada"
103
104  # Propiedades de secciones
105  set A_Col 40x40 0.16;
106  set A_Vig_50x65 0.325;
107  set EC_Col 33342.61E+6 ;
108  set EC_Vig 32470.907776688E+6;
109  set I_Vig_50x65 0.01144270833
110  set I_Col_40x40 0.002133333
111  set FO 2400;
112  set massDensCol_40x40 [expr $ro*$A_Col_40x40]
113  set massDensVig_50x65 [expr $ro*$A_Vig_50x65]
114  # Geometric transformations

```

```

5
6  proc IntStiff {P Ag fc Ec b d} {
7  set stiff [expr 0.14*1.6*$P*$Ag/$fc/1000.]
8  set gross [expr $Ec*$b*pow($d,3)/12/pow(1000,3)]
9  if {$stiff < 0.35} {
10 return [expr 0.35*$gross]
11 } elseif {$stiff > 0.8} {
12 return [expr 0.8*$gross]
13 } else {
14 return [expr $stiff*$gross]
15 }
16 }
17
18 proc PostCapRot {fc v asl rs} {
19
20 set caprot [expr 0.76*pow(0.031,$v)*pow((0.02+40.*$rs),1.02)]
21 if {$caprot > 0.1} {
22 return 0.1
23 } else {
24 return $caprot
25 }
26 }
27
28
29 proc Calibration {mtag Econc Esteel width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip} {
30 #Geometry and Material Input Para.
31 set b $width; #Member Width
32 set d $depth; #Member Depth
33 set dc $cover; #Cover Depth
34 set fc $fconc; #Concrete Strength
35 set fy $fsteel; #Steel Yield Strength
36 set P $axial; #Member Axial Load
37 set rs $shear; #Reinforcement Ratio Shear
38 set rc $compr; #Reinforcement Ratio Compressive
39 set rt $tens; #Reinforcement Ratio Tensile
40 set asl $barslip; #Bar Slip Parameter either 0 or 1
41 set mat $mtag; #define material tag
42 set Ec $Econc;
43 set Es $Esteel;
44 #Geometry and Material Calculated Para.
45 set deff [expr $d-$dc]; #Effective Depth
46 set Ag [expr $b*$d/pow(1000,2)]; #Member Gross Area
47 set v [expr $P/$Ag/$fc/1000.]; #Axial Load Ratio
48 set n [expr 1.+*$rs/$Ec]; #fy/Ec
49 set dr [expr 1.0*$dc/$deff]; #Cover/Effective Depth Ratio
50 set A [expr $rc+$rt+$rs+SE*1000./$b/$deff/$fy];
51 set B [expr $rc+$rt+$rs+$rc*0.5*(1.0+$dr)+SE*1000./$b/$deff/$fy];
52 set ky [expr sqrt(pow($n,2)+pow($dr,2))*$Es*$b-$dc*$b];
53 set phi [expr 1.8*$Ec/$Es/$ky/$deff];
54 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+(2ky-$dr)
55 *$rc*(1-$dr)*$rs/3)/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)*$rc+(2ky-$dr)
56 *$rc*(1-$dr)*$rs/3)/pow(1000,2))] [PostCapRot $fc $v $asl $rs] [expr 1.25*pow(0.85,$v)*pow(0.81,(0.01*$rc))]
57 }

```

```

270 # puts "Rotspring material creada"
271 rotSpring2D 5011 10111 10112 300
272 rotSpring2D 5012 10112 10113 3004
273
274 rotSpring2D 5021 10211 10212 300
275 rotSpring2D 5022 10212 10213 3004
276
277 rotSpring2D 5031 10311 10312 300
278 rotSpring2D 5032 10312 10313 3004
279
280 rotSpring2D 5041 10411 10412 300
281 rotSpring2D 5042 10412 10413 3004
282
283 rotSpring2D 5051 10511 10512 300
284 rotSpring2D 5052 10512 10513 3004
285
286 rotSpring2D 5061 10611 10612 300
287 rotSpring2D 5062 10612 10613 3004
288
289 rotSpring2D 5071 10711 10712 300
290 rotSpring2D 5072 10712 10713 3004
291
292 # Define the joint elements
293 #
294 #
295 #pano1
296 element Joint2D 6012 10121 10122 10123 10124 10125 3004 2000 3003 59999 6000 $lrgDsp
297 element Joint2D 6013 10131 10132 10133 10134 10135 3003 2000 3002 59999 6000 $lrgDsp
298 element Joint2D 6014 10141 10142 10143 10144 10145 3002 2000 3001 59999 6000 $lrgDsp
299 element Joint2D 6015 10151 10152 10153 10154 10155 3001 2000 49999 59999 6000 $lrgDsp
300
301 #pano2
302 element Joint2D 6022 10221 10222 10223 10224 10225 3004 2000 3003 2000 6000 $lrgDsp
303 element Joint2D 6023 10231 10232 10233 10234 10235 3003 2000 3002 2000 6000 $lrgDsp
304 element Joint2D 6024 10241 10242 10243 10244 10245 3002 2000 3001 2000 6000 $lrgDsp
305 element Joint2D 6025 10251 10252 10253 10254 10255 3001 2000 49999 2000 6000 $lrgDsp
306
307 #pano3
308 element Joint2D 6032 10321 10322 10323 10324 10325 3004 2000 3003 2000 6000 $lrgDsp
309 element Joint2D 6033 10331 10332 10333 10334 10335 3003 2000 3002 2000 6000 $lrgDsp
310 element Joint2D 6034 10341 10342 10343 10344 10345 3002 2000 3001 2000 6000 $lrgDsp
311 element Joint2D 6035 10351 10352 10353 10354 10355 3001 2000 49999 2000 6000 $lrgDsp
312
313 #pano4
314 element Joint2D 6042 10421 10422 10423 10424 10425 3004 2000 3003 2000 6000 $lrgDsp
315 element Joint2D 6043 10431 10432 10433 10434 10435 3003 2000 3002 2000 6000 $lrgDsp
316 element Joint2D 6044 10441 10442 10443 10444 10445 3002 2000 3001 2000 6000 $lrgDsp
317 element Joint2D 6045 10451 10452 10453 10454 10455 3001 2000 49999 2000 6000 $lrgDsp
318
319 #pano5
320 element Joint2D 6052 10521 10522 10523 10524 10525 3004 2000 3003 2000 6000 $lrgDsp
321 element Joint2D 6053 10531 10532 10533 10534 10535 3003 2000 3002 2000 6000 $lrgDsp
322 element Joint2D 6054 10541 10542 10543 10544 10545 3002 2000 3001 2000 6000 $lrgDsp
323 element Joint2D 6055 10551 10552 10553 10554 10555 3001 2000 49999 2000 6000 $lrgDsp

```

Anexo : Script Pórtico 2

```

4  ## Decide if largeDispl should be used for the joint elements
5  # set lrgDsp 1; # Causes a bit more QNAN problems, but better to use.
6  set lrgDsp 1;
7
8  # Define small masses for convergence. These are applied by VB to virtually every DOF. 7-12-06
9  # This is what I used in DesA_Buffalo_v.9noGFrM when you consider the factor of 10 I used.
10 | set Mass1 [expr 2718.654434]; # Masa asignada en nodos [kg]
11 set Mass2 [expr 2537.410805];
12 #SectionAndMaterial
13 #####
14 # Define a few materials not defined by the model code from VBA
15
16
17 # Elastic test material stiffness - used for joint hinges not connected to anything. etc.
18 set E_elasticTestMaterial_Col_300 4.63165E+11;
19 set E_elasticTestMaterial_Vig_280 4.19667E+11;
20 # Make an elastic material for testing while building the model (this is also used for the joint bond-slip springs that are not c
21 set elastJointMatT 49999; # To agree with joint numbering
22 uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatT $E_elasticTestMaterial_Col_300
23 set elastJointMatTl 59999; # To agree with joint numbering
24 uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatTl $E_elasticTestMaterial_Vig_280
25
26
27 #####
28 ### DEFINE MATERIALS
29
30 # Define Joint Shear Panel Materials
31 uniaxialMaterial Elastic 6000 113292467.4
32
33 | puts "Shear Panel creada"
34
35
36 source calibracion.tcl
37
38 # Define Section GEOMETRY parameters -----
39 set HCol 400; # Column depth
40 set BCol 400; # Column width
41 set HVig1 650; # Column depth
42 set BVig1 500; # Column width
43 set HVig2 650; # Beam width
44 set BVig2 400; # Beam depth
45
46 set HCover 40; # Cover concrete depth
47
48 # Reinforcement Parameters
49 #Column reinforcement
50 set CompStRatCol 0.006361725; # Column Compression reinforcement ratio
51 set TenStRatCol 0.006361725; # Column Tension reinforcement ratio
52 set ShrStRatCol 0.001759291; # Column Shear reinforcement ratio
53 set CompStRatVig1 0.004697889; # Column Compression reinforcement ratio
54 set TenStRatVig1 0.004697889; # Column Tension reinforcement ratio
55 set ShrStRatVig1 0.000773315; # Column Shear reinforcement ratio
56 set CompStRatVig2 0.005872361; # Beam Compression reinforcement ratio
57 set TenStRatVig2 0.005872361; # Beam Tension reinforcement ratio

```

```

58 set ShrStRatVig2 0.000773315; # Beam Shear reinforcement ratio
59 # Other Material Parameters
60 set fcCol 30; #28 day concrete strength
61 set fcVig 28;
62 set fy 420; #Steel yield strength
63 set Esteel 210000;
64 set EConcCol 33342.61;
65 set EConcVig 32470.907776688;
66
67 set P5 [expr (746.76*4+497.84)/7];
68 set P4 [expr (746.76*3+497.84)/7];
69 set P3 [expr (746.76*2+497.84)/7];
70 set P2 [expr (746.76*1+497.84)/7];
71 set P1 [expr (497.84*1)/5];
72 # define rotational spring material,
73 # Define Column Springs
74 # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
75 Calibration 3001 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $HCover $fcCol $fy $P1 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
76 Calibration 3002 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $HCover $fcCol $fy $P2 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
77 Calibration 3003 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $HCover $fcCol $fy $P3 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
78 Calibration 3004 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $HCover $fcCol $fy $P4 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
79 Calibration 3005 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $HCover $fcCol $fy $P5 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
80
81 #Define Beam Springs
82 # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
83 Calibration 4000 $EConcVig $Esteel $HVig2 $BVig2 $HCover $fcVig $fy [expr 746.76/2] $CompStRatVig2 $TenStRatVig2 $ShrStRatVig2 0; #
84 # define rotational spring material,
85 # Define Column Springs
86 # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
87 # Calibration 30000 $EConcCol $Esteel $HCol $BCol $HCover $fcCol $fy 746.76 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1; #
88 # Rotated Column springs
89
90 #column springs at first floor
91
92 #Define Beam Springs
93 # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
94 # Calibration 20000 $EConc $Esteel $HBeam $BBeam $HCover $fc $fy [expr 1102.235904/5] $CompStRatBeam $TenStRatBeam $ShrStRatBeam 0; #
95
96 # # Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam and footing-soil stiffness
97 uniaxialMaterial Elastic 300 [expr 21000000E+6];
98
99
100
101
102
103 puts "Material prop creada"
104
105 # Propiedades de secciones
106 set A_Col_40x40 0.16;
107 set A_Vig_40x65 0.26;
108 set EC_Col 33342.61E+6 ;
109 set EC_Vig 32470.907776688E+6;
110 set I_Vig_40x65 0.009154166
111 set I_Col_40x40 0.002133333
112 set ro 2400;

```

```

390 element elasticBeamColumn 20605 10562 10664 $A_Vig_40x65 $EC_Vig $I_Vig_40x65 $primaryGeomTransI -mass $massDensVig_40x65
391 element elasticBeamColumn 20606 10662 10764 $A_Vig_40x65 $EC_Vig $I_Vig_40x65 $primaryGeomTransI -mass $massDensVig_40x65
392
393 # Define the column base rotational spring (both elastic foundation springs and column base PH springs)
394 # ## eleID nodeR nodeC matID
395 rotSpring2D 5011 10111 10112 300
396 rotSpring2D 5012 10112 10113 3005
397
398 rotSpring2D 5021 10211 10212 300
399 rotSpring2D 5022 10212 10213 3005
400
401 rotSpring2D 5031 10311 10312 300
402 rotSpring2D 5032 10312 10313 3005
403
404 rotSpring2D 5041 10411 10412 300
405 rotSpring2D 5042 10412 10413 3005
406
407 rotSpring2D 5051 10511 10512 300
408 rotSpring2D 5052 10512 10513 3005
409
410 rotSpring2D 5061 10611 10612 300
411 rotSpring2D 5062 10612 10613 3005
412
413 rotSpring2D 5071 10711 10712 300
414 rotSpring2D 5072 10712 10713 3005
415
416
417
418
419
420
421 # Define the joint elements
422 # tag n1 n2 n3 n4 centerNode PH1 PH2 PH3 PH4 shearPanel largeDisp
423 element Joint2D 6012 10121 10122 10123 10124 10125 3004 4000 3003 59999 6000 $lrgDsp
424 element Joint2D 6013 10131 10132 10133 10134 10135 3003 4000 3002 59999 6000 $lrgDsp
425 element Joint2D 6014 10141 10142 10143 10144 10145 3002 4000 3001 59999 6000 $lrgDsp
426 element Joint2D 6015 10151 10152 10153 10154 10155 3001 4000 49999 59999 6000 $lrgDsp
427
428 element Joint2D 6022 10221 10222 10223 10224 10225 3004 4000 3003 4000 6000 $lrgDsp
429 element Joint2D 6023 10231 10232 10233 10234 10235 3003 4000 3002 4000 6000 $lrgDsp
430 element Joint2D 6024 10241 10242 10243 10244 10245 3002 4000 3001 4000 6000 $lrgDsp
431 element Joint2D 6025 10251 10252 10253 10254 10255 3001 4000 49999 4000 6000 $lrgDsp
432
433 element Joint2D 6032 10321 10322 10323 10324 10325 3005 4000 3004 4000 6000 $lrgDsp
434 element Joint2D 6033 10331 10332 10333 10334 10335 3004 4000 3003 4000 6000 $lrgDsp
435 element Joint2D 6034 10341 10342 10343 10344 10345 3003 4000 3002 4000 6000 $lrgDsp
436 element Joint2D 6035 10351 10352 10353 10354 10355 3002 4000 3001 4000 6000 $lrgDsp
437 element Joint2D 6036 10361 10362 10363 10364 10365 3001 4000 49999 59999 6000 $lrgDsp
438
439 element Joint2D 6042 10421 10422 10423 10424 10425 3005 4000 3004 4000 6000 $lrgDsp
440 element Joint2D 6043 10431 10432 10433 10434 10435 3004 4000 3003 4000 6000 $lrgDsp
441 element Joint2D 6044 10441 10442 10443 10444 10445 3003 4000 3002 4000 6000 $lrgDsp
442 element Joint2D 6045 10451 10452 10453 10454 10455 3002 4000 3001 4000 6000 $lrgDsp
443 element Joint2D 6046 10461 10462 10463 10464 10465 3001 4000 49999 4000 6000 $lrgDsp
444
445 element Joint2D 6052 10521 10522 10523 10524 10525 3005 4000 3004 4000 6000 $lrgDsp

```

Anexo : Sismos

