



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 Misereor” del cantón Gualaquiza, provincia de
Morona Santiago, aplicando el método de rótulas plásticas**

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

Autores:

JUAN FERNANDO MARTÍNEZ VINTIMILLA

JUAN JOSÉ NARVÁEZ CORDERO

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA – ECUADOR.

2019

DEDICATORIA

Quiero dedicar el presente proyecto de titulación a Dios y mi familia, de manera especial a mis padres Fernando y Jhenny, quienes me han sabido guiar y apoyar incondicionalmente durante este largo proceso y en todos los momentos de mi vida, con su ejemplo, dedicación y amor han sido parte fundamental en mi formación personal, espiritual y ahora profesional. Este logro es más de ustedes que mío, amados padres.

Quiero dar una mención especial a mis queridos hermanos Nicolás, Pedro y José por siempre estar conmigo, día a día con sus palabras, gestos y arenga me han sabido expresar su apoyo, ahora yo espero poder retribuir aquello con el amor y la guía que imparte un hermano mayor.

Finalmente quiero dedicar a mis abuelos, tíos y demás familiares por siempre apoyarme y darme fuerzas para seguir adelante, sobre todo a mi abuelo Nicolás por sus infinitas muestras de apoyo y respaldo a mis decisiones.

JUAN FERNANDO

Primero quiero agradecer a Dios y a toda mi familia, de manera muy especial a mis padres Romel y Tere que me han sabido llevar y soportar en toda esta vida universitaria, siendo un ejemplo de dedicación, amor y esfuerzo para así llegar a mi formación personal y ahora con gran satisfacción la profesional.

No podía faltar el agradecimiento a mis hermanos Pedro y Pablo, que con sus palabras para seguir adelante han sido parte fundamental en este camino y así he podido sentir todo su amor y apoyo incondicional.

Por último, quiero dedicar este logro a toda la familia que ha estado conmigo en este tiempo y de manera muy especial a mi Tía Katty que siempre estará conmigo en mis pensamientos.

JUAN JOSÉ

AGRADECIMIENTO

Queremos expresar la gratitud infinita primeramente a Dios, el guía de nuestras vidas y de este arduo camino universitario, a nuestras familias por su apoyo incondicional y por las palabras precisas para seguir siempre adelante.

Expresamos el más sincero agradecimiento a nuestra querida Universidad del Azuay, por albergarnos en sus aulas durante estos años, a su personal administrativo, profesores y colaboradores que hacen de esta, la mejor universidad del país. Hoy con orgullo decimos ¡Qué lindo es ser de la UDA!

Queremos agradecer de manera especial al director de tesis, Ing. José Vázquez Calero, por el apoyo y guía brindada durante este proyecto, pero sobre todo por su calidez humana que diariamente nos acompañó en las aulas universitarias y fuera de ellas.

Agradecemos también, a los miembros del tribunal los ingenieros Juan Carlos Malo y Francisco Flores por su tiempo, apoyo, conocimientos y guía durante la realización del proyecto.

Finalmente, pronunciamos nuestra gratitud más sincera a nuestros amigos, los queridos “Cálidos”, quienes han convivido estos años con nosotros.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE ECUACIONES	viii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	ix
RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
INTRODUCCIÓN.....	1
ANTECEDENTES.....	2
OBJETIVOS.....	3
Objetivo general.....	3
Objetivos específicos.....	3
METODOLOGÍA	3
MARCO TEÓRICO	4
1 CAPÍTULO I. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PREVIA Y DEL ESTADO DEL HOSPITAL MISEREOR	8
1.1. Recopilación de información conceptual	8
1.1.1. Introducción	8
1.1.2. Diseño por capacidad	11
1.1.3. Análisis por desempeño	13
1.1.4. Modelos de análisis de desempeño.....	15
1.1.4.1. Modelos de plasticidad concentrada.....	17
1.1.4.2. Modelos de plasticidad distribuida.....	18
1.1.5. Histéresis	19
1.1.5.1. Modelos de curvas histeréticas	19
1.1.5.2. Efectos P-Delta	26
1.1.6. Análisis Pushover.....	27
1.1.7. Análisis dinámico no lineal de estructuras.....	28
1.1.8. Mecanismos de fluencia, pórticos especiales de hormigón armado	31
1.1.8.1. Rótulas plásticas	31
1.1.8.2. Rótulas plásticas en los elementos estructurales	31

1.1.8.2.1.	Vigas y columnas	31
1.1.8.2.2.	Unión viga-columna.....	31
1.1.8.2.3.	Base de columna	32
1.2.	Ubicación.....	32
1.3.	Reseña histórica del Hospital MISEREOR.....	33
1.4.	Población beneficiada que alberga el Hospital Misereor	34
1.5.	Infraestructura del hospital.....	34
1.5.1.	Estructuras	36
1.5.2.	Ambientes	36
1.5.2.1.	Emergencia	37
1.5.2.2.	Hospitalización	37
1.5.2.3.	Quirófanos.....	39
1.5.2.4.	Otros servicios	39
1.5.2.5.	Área administrativa	40
1.6.	Arquitectura e ingeniería del Hospital Básico Misereor	40
1.7.	Índice de Seguridad del Hospital Misereor	41
1.7.1.	Índice de seguridad	41
1.7.2.	Seguridad estructural	42
1.7.3.	Seguridad no estructural	43
1.8.	Dimensiones y propiedades de los elementos estructurales de los pórticos analizados	44
1.8.1.	Vigas	45
1.8.2.	Columnas.....	45
2	CAPÍTULO II. DETERMINACIÓN DE CARGAS Y MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN OPENSEES, APLICANDO EL MÉTODO DE RÓTULAS PLÁSTICAS	47
2.1	Modelación de la estructura en OpenSees.....	47
2.2	Pórticos a analizar	47
2.3	Determinación y modelación de cargas	48
2.3.1	Cargas vivas de uso.....	49
2.3.2	Cargas muertas o permanentes.....	50
2.3.3	Cargas accidentales	50
2.3.3.1	Cargas sísmicas	50
2.3.3.1.1	Zonificación sísmica, factor z	51
2.3.3.1.2	Factor z para edificaciones esenciales	52
2.4	Combinaciones de carga	53

2.5	Espectro de diseño	53
2.5.1	Características geológicas.....	54
2.5.2	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs	54
2.5.2.1	Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto	54
2.5.2.2	Fd: Desplazamientos para diseño de roca	55
2.5.2.3	Fs: comportamiento no lineal de los suelos	56
2.5.2.4	Parámetros de reducción del espectro de diseño	56
2.6	Calibración del modelo de Ibarra, Medina y Krawinkler en OpenSees	59
2.7	Análisis modal espectral.....	61
2.8	Escalamientos de sismos	63
2.8.1	Periodo Fundamental Escalado (FPS)	64
2.8.2	Suite Scale Factor (SS)	64
2.8.3	Factor de Escala Combinado (CS)	65
2.9	Análisis estático no lineal (Pushover)	68
2.9.1	Deriva	68
2.9.2	Cortante basal de diseño	69
2.10	Análisis Dinámico no Lineal “tiempo-historia”	72
3	CAPÍTULO III. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	73
3.1	Pórtico en eje X	73
3.1.1	Desplazamientos y derivas de piso máximas en el Pórtico eje X	76
3.1.2	Interpretación de resultados, Pórtico eje X	79
3.2	Pórtico en eje Y	80
3.2.1	Desplazamientos y derivas de piso máximas en el pórtico eje Y	83
3.2.2	Interpretación de resultados, pórtico eje Y	87
	CONCLUSIONES.....	89
	RECOMENDACIONES.....	91
	BIBLIOGRAFÍA.....	92
	ANEXOS.....	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1-16: Factor de ductilidad.....	13
Ilustración 1-1: Discretización de modelo concentrado frente al modelo distribuido	16
Ilustración 1-2: Modelo y grados de libertad.....	17
Ilustración 1-3: Modelo plasticidad concentrada.....	18
Ilustración 1-4 modelo de plasticidad distribuida.....	19
Ilustración 1-5: Primer caso de degradación de rigidez.....	20
Ilustración 1-6: Segundo caso de degradación de rigidez.....	21
Ilustración 1-7: Tercer caso de degradación de rigidez	21
Ilustración 1-8: Modelo Pinching.....	22
Ilustración 1-9: Modelo de la envolvente	23
Ilustración 1-10: Modelo Bilineal	23
Ilustración 1-11: Modelo de Ibarra Medina.....	24
Ilustración 1-12: Modelo Takeda	25
Ilustración 1-13: Modelo Sina.....	25
Ilustración 1-14: Modelo Otani	26
Ilustración 1-15: Efecto P-Delta sobre un grado de libertad.....	26
Ilustración 1-17: Sistema elastoplástico con su Sistema lineal equivalente	29
Ilustración 1-18: Ubicación Hospital Misereor	32
Ilustración 1-19: Maqueta Virtual del Hospital Misereor.....	33
Ilustración 1-20: Distribución Física del Hospital Misereor.....	35
Ilustración 1-21: Índice de Seguridad Hospitalaria	42
Ilustración 1-22: Seguridad estructural	43
Ilustración 1-23: Seguridad No Estructural	44
Ilustración 1-24: Daños no estructurales del sismo del 22 de febrero de 2019	44
Ilustración 1-25: Elemento Estructural Viga 1	45
Ilustración 1-26: Elemento Estructural Viga 2	45
Ilustración 1-27: Elemento Estructural Columna 1	46
Ilustración 1-28: Elemento Estructural Columna 2	46
Ilustración 2-1: Pórtico en Eje X.....	48
Ilustración 2-2: Pórtico en Eje Y.....	48
Ilustración 2-3: Mapa de zonificación sísmica	51
Ilustración 2-4: Curvas de Peligro Sísmico para MACAS	52
Ilustración 2-5: Espectro de Diseño para 2500 años.....	58
Ilustración 2-6: Primer Modo de Vibrar, Pórtico Eje X.....	62
Ilustración 2-7: Segundo Modo de Vibrar, Pórtico Eje X.....	62
Ilustración 2-8: Primer Modo de Vibrar, Pórtico Eje Y.....	63
Ilustración 2-9: Segundo Modo de Vibrar, Pórtico Eje Y.....	63
Ilustración 2-10: Sismo escalado para el pórtico “X”.....	66
Ilustración 2-11: Sismo escalado para el pórtico “Y”.....	67
Ilustración 2-12: Pushover del Pórtico en Eje X	70
Ilustración 2-13: Pushover del Pórtico en Eje Y	71
Ilustración 3-1: Desplazamientos Sismo AMNT-N, Pórtico Eje X	73
Ilustración 3-2: Derivas de piso Sismo AMNT-N, Pórtico Eje X.....	73
Ilustración 3-3: Desplazamiento Sismo AMIL-E, Pórtico Eje X.....	74

Ilustración 3-4: Derivas de piso Sismo AMIL-E, Pórtico Eje X.....	74
Ilustración 3-5: Desplazamiento Sismo ASDO-N, Pórtico Eje X.....	75
Ilustración 3-6: Derivas de piso Sismo ASDO-N, Pórtico Eje X.....	75
Ilustración 3-7: Desplazamientos máximos Sismo AMNT-N Pórtico X.....	76
Ilustración 3-8: Desplazamientos máximos Sismo AMIL-E Pórtico X.....	77
Ilustración 3-9: Desplazamientos máximos Sismo ASDO-N Pórtico X.....	77
Ilustración 3-10: Derivas máximas Sismo AMNT-N Pórtico X.....	78
Ilustración 3-11: Derivas máximas Sismo AMIL-E Pórtico X.....	79
Ilustración 3-12: Derivas máximas Sismo ASDO-N Pórtico X.....	79
Ilustración 3-13: Desplazamientos Sismo AMNT-N, Pórtico Eje Y.....	80
Ilustración 3-14: Derivas Sismo AMNT-N, Pórtico Eje Y.....	81
Ilustración 3-15: Desplazamiento Sismo AMIL-E, Pórtico Eje Y.....	81
Ilustración 3-16: Derivas Sismo AMIL-E, Pórtico Eje Y.....	82
Ilustración 3-17: Desplazamiento Sismo ASDO-N, Pórtico Eje Y.....	82
Ilustración 3-18: Derivas Sismo ASDO-N, Pórtico Eje Y.....	83
Ilustración 3-19: Desplazamientos máximos Sismo AMNT-N Pórtico Y.....	84
Ilustración 3-20: Desplazamientos máximos Sismo AMIL-E, Pórtico Y.....	84
Ilustración 3-21: Desplazamientos máximos Sismo ASDO-N, Pórtico Y.....	85
Ilustración 3-22: Derivas máximas Sismo AMNT-N Pórtico Y.....	86
Ilustración 3-23: Derivas máximas Sismo AMIL-E Pórtico Y.....	86
Ilustración 3-24: Derivas máximas Sismo ASDO-N Pórtico Y.....	87

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1: Establecimientos de salud afectados por el terremoto del 16 de abril del 2016 ..9	
Tabla 1-2: Camas disponibles y pérdidas, según tipología y provincia por el terremoto del 16 de abril del 2016	10
Tabla 1-3 Niveles de amenaza sísmica	14
Tabla 1-4 Síntesis de la filosofía de diseño	14
Tabla 1-5: Factor de reducción de carga (R).....	30
Tabla 1-6: Número de habitantes de los cantones de Gualaquiza, San Juan y El Pangui	34
Tabla 1-7: Área de Consulta externa	36
Tabla 1-8: Consultorios del área de consulta externa	36
Tabla 1-9: Área de emergencia	37
Tabla 1-10: Capacidad hospitalaria	37
Tabla 1-11: Área de hospitalización de varones.....	38
Tabla 1-12: Área de hospitalización de mujeres.....	38
Tabla 1-13: Área de hospitalización obstétrica	38
Tabla 1-14: Área de hospitalización de niños.....	39
Tabla 1-15: Área de quirófanos.....	39
Tabla 1-16: Área en otros servicios	39
Tabla 1-17: Resistencia promedio de vigas y columnas por área	40
Tabla 1-18: Resistencia promedio de vigas y columnas por nivel en el área de maternidad y lavandería	41
Tabla 1-19: Clasificación del Hospital según su Índice de Seguridad	42
Tabla 2-1: Cargas vivas de Hospital.....	49

Tabla 2-2: Cargas permanentes.....	50
Tabla 2-3: Valor del factor Z y su peligro sísmico.....	51
Tabla 2-4: Carga Sísmica Relativa de los Pórticos a analizar.....	53
Tabla 2-5; Tipo de Perfil de Suelo D.....	54
Tabla 2-6: Coeficiente de Ampliación de Suelo en la Zona de Período Corto (Fa).....	55
Tabla 2-7: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd).....	55
Tabla 2-8: Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs.).....	56
Tabla 2-9: Parámetros de reducción del espectro.....	57
Tabla 2-10: Factor de importancia de la estructura.....	57
Tabla 2-11: Factores utilizados para el espectro de Diseño.....	58
Tabla 2-12: Modos de Vibrar del Pórtico en el Eje X.....	61
Tabla 2-13: Modos de Vibrar del Pórtico en el Eje Y.....	62
Tabla 2-14: Datos iniciales para escalamiento de sismo en la dirección X.....	66
Tabla 2-15: Datos del sismo ya escalado multiplicado por todos los factores.....	66
Tabla 2-16: Datos iniciales para escalamiento de sismo en la dirección Y.....	67
Tabla 2-17: Datos del sismo ya escalado multiplicado por todos los factores.....	67
Tabla 2-18: Valores de deriva Máxima.....	68
Tabla 2-19: Factores para el cortante basal, Pórtico Eje X.....	70
Tabla 2-20: Factores para el cortante basal, Pórtico Eje X.....	71
Tabla 3-1: Desplazamientos máximos en el Pórtico Eje X.....	76
Tabla 3-2: Desplazamientos absolutos máximos en el Pórtico Eje X y el tiempo en que se produce.....	76
Tabla 3-3: Derivas máximas en el Pórtico Eje X.....	78
Tabla 3-4: Derivas absolutas máximas en el Pórtico Eje X y el tiempo en que se produce...78	78
Tabla 3-5: Desplazamientos máximas en el Pórtico Y.....	83
Tabla 3-6: Desplazamientos absolutos máximos en el Pórtico Eje Y y el tiempo en que se produce.....	83
Tabla 3-7: Derivas máximas en el pórtico Eje Y.....	85
Tabla 3-8: Derivas absolutas máximas en el Pórtico Eje Y y el tiempo en que se produce...85	85

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1-2: Factor de ductilidad μ	13
Ecuación 1-3: Relación entre respuesta elástica e inelástica.....	13
Ecuación 1-1: Índice de estabilidad del piso i.....	27
Ecuación 1-4: Factor de reducción de resistencia a la cedencia.....	29
Ecuación 2-1: Carga Sísmica Relativa.....	53
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.....	59
Ecuación 2-5: Momento de fluencia M_y	60
Ecuación 2-6: Rigidez inicial k_e	60
Ecuación 2-7: Relación de resistencia residual.....	60
Ecuación 2-8: Ecuación de la dinámica de estructuras.....	61
Ecuación 2-9: Ecuación del periodo fundamental escalado.....	64

Ecuación 2-10: Factor Suite Scale Factor.....	64
Ecuación 2-11: Factor de escala combinado	65
Ecuación 2-12: Escalamiento de sismos.....	65
Ecuación 2-13: Cortante basal de diseño.....	69

ÍNDICE DE ANEXOS

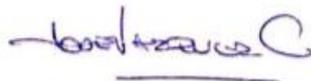
ANEXO : Script para la calibración del modelo.....	95
ANEXO :Acelerogramas de los sismos utilizados	100

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN 2D DE LA ESTRUCTURA DEL
“HOSPITAL MISEREOR” DEL CANTÓN GUALAQUIZA DE LA
PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO, APLICANDO EL MÉTODO DE
RÓTULAS PLÁSTICAS**

RESUMEN

El presente proyecto consistió en el análisis dinámico no lineal en 2D del “Hospital Misereor” del cantón Gualaquiza, este análisis se realizó mediante la modelación de rótulas plásticas en la estructura, para lo cual se utilizó el Software de código abierto OpenSees idealizando los pórticos más vulnerables del Hospital. El proyecto inició recopilando información conceptual de los parámetros utilizados en el análisis, posteriormente se agrupó las cargas (permanentes, de uso y accidentales) que afectan a la estructura y por último se procedió a realizar el análisis estático no lineal (Pushover) y el dinámico no lineal time-history de sismos ocurrentes, para concluir con el tiempo de colapso de la estructura del hospital ante un eventual sismo severo.

Palabras clave: Rótulas plásticas, Estructuras esenciales, Análisis dinámico no lineal, OpenSees, Pushover, Espectro del sismo.

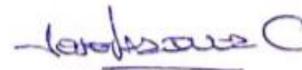


José Fernando Vázquez Calero.
Calero.

Director de Trabajo de Titulación



Juan Fernando Martínez Vintimilla.



José Fernando Vázquez

Director de Escuela



Juan José Narváez Cordero.

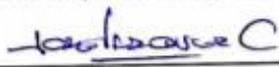
Autores.

DYNAMIC AND NON-LINEAR 2D ANALYSIS APPLYING THE PLASTIC SPLINTS METHOD IN THE STRUCTURE OF “HOSPITAL MISEREOR”, GUALAQUIZA, MORONA SANTIAGO PROVINCE

ABSTRACT

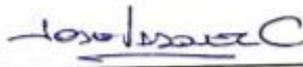
This project carried out a dynamic and non-linear 2D analysis of the "Misereor Hospital" in Gualaquiza. This analysis was carried out by modeling plastic splints in the structure using OpenSees open source software, idealizing the most vulnerable porches in the hospital. The project began by collecting the conceptual information of the parameters used in the analysis. Subsequently, the loads (permanent, of use and accidental) that affect the structure were grouped. Finally, the static non-linear analysis (Pushover) and the dynamic non-linear analysis (time-history) of seismic events were carried out to conclude with the collapse time of the hospital structure in the event of a severe earthquake.

Keywords: Plastic splints, essential structures, non-linear dynamic analysis, OpenSees, Pushover, seismic spectrum.



José Fernando Vázquez Calero.

Thesis Director

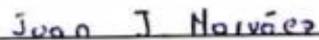


José Fernando Vázquez Calero.

Faculty Director



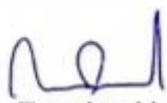
Juan Fernando Martínez Vintimilla.



Juan José Narváez Cordero.

Authors


UNIVERSIDAD
AZUAY
Dpto. Idiomas


Translated by
Ing. Paúl Arpi

Martínez Vintimilla Juan Fernando

Narváez Cordero Juan José

Trabajo de Titulación

Ing. José Vázquez Calero, M. Sc.

Julio, 2019

Análisis dinámico no lineal en 2D de la estructura del “Hospital Misereor” del cantón Gualaquiza de la provincia de Morona Santiago, aplicando el método de rótulas plásticas

INTRODUCCIÓN

En la historia de nuestro planeta han ocurrido desastres naturales que han causado daños severos, e incluso el cambio de la ubicación de los continentes; uno de estos desastres son los eventos sísmicos o terremotos, los cuales ocurren debido a la liberación de energía obtenida por el movimiento brusco de las placas tectónicas que emplazan los continentes.

Nuestro país se encuentra ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, que es el resultado de la tectónica y del movimiento de las placas de la corteza del planeta tierra; específicamente se ubica en la convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana, por lo que se considera vulnerable a una gran actividad sísmica, debido a que el 90% de los sismos a nivel mundial se producen dentro del mencionado sector (Secretaría de Gestión de Riesgos, 2014).

Debido a la ubicación de nuestro país, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), publicada en el año 2014, considera el diseño sísmo resistente de las estructuras a nivel nacional para precautelar y disminuir daños materiales y humanos. Dentro de las normas de la NEC, se considera a los hospitales como estructuras esenciales.

Las estructuras hospitalarias deben tener función continua, resistir completamente a los eventos telúricos que se presenten en su vida útil y brindar las instalaciones para el

post evento, por lo que la Universidad del Azuay y su proyecto denominado “Hospitales Seguros frente a Desastres, Estructuras Esenciales de Ocupación Inmediata con Función Continua”, realiza la investigación y evaluación de las estructuras de los hospitales a nivel nacional.

El siguiente proyecto de investigación trata de la continuación del análisis sísmico del “Hospital Misereor”, ubicado en el cantón Gualaquiza, provincia de Morona Santiago, donde se realizará el estudio no lineal en dos dimensiones de la estructura mediante la utilización de rótulas plásticas.

ANTECEDENTES

Los hospitales requieren consideraciones especiales en relación con la mitigación de riesgos debido a la función que desempeñan en el medio en donde se encuentran, a sus características de ocupación y a su papel durante situaciones de desastre (Organización Panamericana de Salud, 2008).

Por lo que el presente estudio realiza el análisis no lineal de la estructura del Hospital Misereor del cantón de Gualaquiza, cabe recalcar que se encuentra ubicada en una zona con baja o nula susceptibilidad al movimiento de masas (NEC DISEÑO SISMO RESISTENTE, 2014), más sin embargo tan solo el 2% de edificaciones dentro de la ciudad tienen un diseño sismo resistente moderado (Avecillas, 2016).

Este análisis estructural no lineal en edificaciones hospitalarias es un estudio que ha dado resultados alrededor del mundo y en el Ecuador se ha podido realizar amplias investigaciones como son: el modelado con y sin aisladores con un análisis no lineal de tiempo-historia utilizando la herramienta informática de código abierto OpenSees, como, por ejemplo:

El análisis no lineal del Hospital Aida León de Rodríguez Lara, determina que las derivas de piso no cumplen con la norma NEC de ser menores al 2%. A más de esto se evidenció que la deformación residual es evidente por lo que, la estructura luego del sismo queda deformada perdiendo la capacidad de servicio, y obligando a evacuar inmediatamente (Bustan, 2017).

OBJETIVOS

Objetivo general

Realizar el análisis no lineal en 2D del “Hospital Misereor” aplicando el método de rótulas plásticas.

Objetivos específicos

- Recopilar información necesaria acerca del Hospital Misereor.
- Modelar en dos dimensiones la estructura, analizando rótulas plásticas, mediante el software de código abierto OpenSees.
- Interpretar los resultados obtenidos para poder determinar el estado de la vulnerabilidad de la estructura hospitalaria.

METODOLOGÍA

Para realizar el proyecto necesitamos recopilar información que abarque datos sobre el Hospital Misereor, para lo cual se procederá a realizar una investigación bibliográfica, buscar tesis relacionadas con el tema, que faciliten el proceso experimental del proyecto. Se optará también, en esta primera parte del cronograma, por solicitar los planes preventivos en caso de riesgos o catástrofes naturales que actualmente rige a la seguridad del hospital con la finalidad de tener una idea de las rutas de evacuación y las zonas seguras dentro del predio en el caso de un eventual evento sísmico.

Antes de proceder a la modelación, obtendremos las cargas que influyen en la estructura del hospital, tanto vivas, gravitacionales y muertas; este procedimiento se lo realizará con la investigación de campo y los datos obtenidos en la recopilación de la información, como por ejemplo las cargas muertas que tiene la estructura.

Obtenidas las cargas presentes en la estructura, se procederá a realizar la modelación en el Software OpenSees y se analizará el comportamiento estructural del Hospital cuando exista la presencia de un sismo. Este Software permitirá obtener los resultados aproximados de la realidad estructural del hospital.

Finalmente, se procederá a interpretar los resultados obtenidos en la modelación con un análisis total y minucioso de cada elemento de la estructura, se precisará la identificación de los elementos que entren en fluencia y generen rótulas plásticas. Gracias a este análisis podremos observar los sectores de la estructura que tienden a una vulnerabilidad sísmica crítica.

MARCO TEÓRICO

Estructura: conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (puentes, tanques, etc.) (NEC DISEÑO SISMO RESISTENTE, 2014).

Riesgo al desastre: el riesgo de desastre surge cuando las amenazas/peligros interactúan con factores de vulnerabilidad físicos, sociales, económicos y ambientales. Los fenómenos de origen hidrometeorológico constituyen la gran mayoría de los desastres. Pese a que se va comprendiendo y reconociendo cada vez más la importancia de la reducción del riesgo de desastre y a que han aumentado los medios de respuesta, los desastres y en particular la gestión y la reducción del riesgo siguen representando un desafío mundial.” (Naciones Unidas , 2005).

Sismo: movimiento de masas, o placas en el interior de la corteza terrestre que produce cargas laterales y movimiento de tierras en la superficie.

Vulnerabilidad sísmica: propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su comportamiento ante la ocurrencia de un sismo y descrito a través de una ley causa/efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 2007).

Análisis no lineal: un análisis no lineal es aquel que considera el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición (Maldonado, 2012).

Análisis dinámico no lineal: reconoce el comportamiento no lineal en las reducciones por ductilidad de los espectros de diseño y en la exigencia de refuerzo que permitan a la estructura alcanzar grandes deformaciones tanto en elementos estructurales como

en no estructurales, disipar mucha energía, pero sin llegar a colapsar (Scaletti Farina, 1989).

Histéresis: es la tendencia de un material a conservar una de sus propiedades (deformación, por ejemplo), en ausencia del estímulo que la ha generado a través del tiempo (Fernandez, 2005). Fenómeno por medio del cual dos o más propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis (NEC ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, 2014).

Curvas Histeréticas: podemos definir las curvas histeréticas como la curva que representa la fuerza ejercida sobre un sistema contra la deformación del mismo, de manera repetida. Es decir, representa la dependencia histórica de un sistema físico. Para entenderlo mejor: si empujas algo (repetitivamente), esto se deforma, cuando lo sueltas, ¿regresa a su sitio completamente? si no lo hace, este sistema presenta Histéresis. Está presente generalmente en materiales magnéticos, existen ejemplos más simples y comunes, por ejemplo, cuando se aplica mucha fuerza en un tenedor cuando se está cortando un pedazo de carne, no siempre regresa a su forma original, la forma del tenedor depende de la fuerza y del histórico de tiempo. Este ejemplo también se puede observar en nuestro caso de ingeniería, en vigas en voladizo o en sistemas de un solo nudo en general (Fernandez, 2005).

Rótula plástica: una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de una conexión, de manera rígida. La capacidad a flexión de las rótulas plásticas se obtiene considerando la sobre resistencia de los materiales y las cuantías reales de acero que se detallarán en los planos (NEC ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, 2014).

Deriva de piso: desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del

desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso (NEC DISEÑO SISMO RESISTENTE, 2014).

Cortante basal: fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma (NEC ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, 2014).

Estructuras esenciales: son las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias (NEC ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, 2014).

Para las estructuras esenciales y de ocupación especial, se requiere la verificación de desempeño de dichas estructuras. Se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-14, en lo que refiere a peligro sísmico, establece que, para las estructuras esenciales se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

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

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).

Ocupación inmediata: edificación que puede ser ocupada después de un evento sísmico, aunque no esté completamente desafectado, esto quiere decir que se puede presentar daños en elementos no estructurales o carencia de servicios básicos como agua, teléfono o electricidad (Cabrera & Erika, 2016).

Escala de Richter: escala logarítmica, elaborada por Ch. F. Richter, cuya función es medir la intensidad de un sismo, se la numera del 1 al 9. Al definirla como logarítmica

se dice que la progresión de los efectos de un sismo se intensifica con la de los grados de la escala.

OpenSees: es un sistema de código abierto orientado a las aplicaciones de simulación en ingeniería sísmica usando métodos de elementos finitos. Creado para generar programas para simular el comportamiento de sistemas estructurales y geotécnicos bajo el ataque de sismos. Se puede crear modelos de estructuras reticulares (pórticos planos, edificios en 3D, puentes), simular el comportamiento real de los materiales, secciones y elementos que componen las estructuras. Materiales como el concreto, acero, madera, suelos que se comportan de manera no lineal inelástica cuando se deforman, interacción suelo-estructura, ejecutar varios tipos de simulaciones como análisis elástico estático, análisis modal, análisis lineal estático, análisis lineal dinámico. OpenSees tiene capacidades avanzadas para modelar y analizar la respuesta no lineal de sistemas que utilizan una amplia gama de modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución (Cortés, 2011).

CAPÍTULO I. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PREVIA Y DEL ESTADO DEL HOSPITAL MISEREOR

1.1. Recopilación de información conceptual

1.1.1. Introducción

Se sabe que en América Latina y el Caribe existen más de 18000 hospitales, de los cuales el 67% se encuentran en zonas de desastre, inclusive muchos de ellos han quedado inservibles después de desastres naturales. Como consecuencia de esto, más de 45 millones de personas se han quedado sin el derecho de recibir atención médica y si se cuantifica la pérdida económica, superaría los cuatro mil millones de dólares en 25 años. Por lo tanto, en la Conferencia Mundial sobre la Reducción de los desastres, que tuvo lugar en Kobe en el año 2005, se aprobó el Marco de Acción de Hyogo, con lo cual 169 países lo adoptaron como una de sus acciones a integrar en el sector de salud y promover la idea de hospitales seguros frente a desastres (Organización Panamericana de Salud, 2008).

El Ecuador, como el resto de los países situados en el Océano Pacífico, se encuentra ubicado geográficamente en el denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, una de las zonas de mayor actividad sísmica de la Tierra, la cual abarca el 80% de toda la energía sísmica del planeta (Secretaría de Gestión de Riesgos, 2014).

En la historia de nuestro país han ocurrido graves sismos que han devastado y destruido gran parte del territorio afectado, como, por ejemplo:

- Junio de 1698 donde un terremoto azotó el territorio comprendido entre las provincias de Cotopaxi hasta el sur del Azuay donde se contabilizaron 8000 pérdidas humanas.
- 4 de febrero de 1797 ocurrió un sismo de 8.3 grados en la escala de Richter, el cual produjo destrucción total en la ciudad de Riobamba y causó daños en la parte centro-norte de nuestro país causando 12833 muertos contabilizados.
- En enero de 1906, la provincia de Esmeraldas fue afectada con un terremoto de 8.8 grados (5to más fuerte en la historia mundial desde la existencia de sismógrafos).

- 5 de agosto de 1949 cuando un terremoto de 6.8 grados acabó con la provincia de Tungurahua desapareciendo por completo los pueblos de Pelileo y Píllaro, afectando a 100000 personas sin hogar y aproximadamente 6000 muertos.

El acontecimiento sísmico más reciente fue el terremoto de 7.8 grados en la escala de Richter ocurrido el 16 de abril del 2016, que afectó a las provincias de Manabí y Esmeraldas. Este sismo debilitó estructuras tanto públicas como privadas, entre ellas edificaciones hospitalarias, sin embargo, como menciona la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, dichas estructuras al diseñarse deben garantizar que, ante la ocurrencia de un sismo, estas continúen con su normal funcionalidad para que sean usadas inmediatamente después de la catástrofe. Lamentablemente los datos emitidos por el Ministerio de Salud Pública después de la evaluación estructural a las edificaciones afectadas demostraron todo lo contrario a tal punto que 48 establecimientos de salud sufrieron afectaciones considerables, con una pérdida total de 573 camas hospitalarias, es decir el 18% de las plazas disponibles en ese entonces (Comité para Reconstrucción y Reactivación Productiva, 2016).

Tabla 1-1: Establecimientos de salud afectados por el terremoto del 16 de abril del 2016

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

Fuente: (Comité para Reconstrucción y Reactivación Productiva, 2016)

Tabla 1-2: Camas disponibles y pérdidas, según tipología y provincia por el terremoto del 16 de abril del 2016

Tipología	Camas	Esmeraldas	Manabí	Total	% pérdidas
Hospital básico	Disponibles	150	351	501	4%
	Perdidas	20	0	20	
Hospital general	Disponibles	935	828	1763	21%
	Perdidas	0	363	363	
Hospital especializado	Disponibles	15	88	103	76%
	Perdidas	0	78	78	
Clinica general	Disponibles	57	526	583	13%
	Perdidas	0	76	76	
Total	Disponibles	1157	1793	2950	18%
	Perdidas	20	517	537	
	% pérdidas	2%	29%	18%	

Fuente: (Comité para Reconstrucción y Reactivación Productiva, 2016)

Frente a estos penosos antecedentes y teniendo en cuenta que las estructuras hospitalarias deben ser las más resistentes ante un evento sísmico, se procederá a estudiar el comportamiento estructural de los Hospitales frente a un sismo.

El diseño sísmico más utilizado es el diseño por capacidad, este procedimiento de diseño, actualmente, está siendo adoptado por muchas normas sismo resistentes alrededor del mundo, debido al buen desempeño de edificaciones diseñadas con esta metodología. Según la NEC 2015 es un método de diseño eligiendo ciertos elementos del sistema estructural, diseñados y estudiados en detalle de manera apropiada para asegurar la disipación energética bajo el efecto de deformaciones importantes, mientras todos los otros elementos estructurales resisten suficientemente para que las disposiciones elegidas para disipar la energía estén aseguradas (NEC-SE-DS, 2015).

Por otro lado, en la NEC se enfatiza que las estructuras de uso esencial y de ocupación especial deben resistir tanto a los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño y se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño, mediante un análisis por desempeño. Este análisis tiene una filosofía de diseño que busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura. Se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para las estructuras de ocupación especial y esencial (NEC-SE-DS, 2015).

Por consiguiente, el presente proyecto de titulación consiste en el análisis por desempeño de la estructura del “Hospital Misereor”, ubicado en el cantón Gualaquiza, provincia de Morona Santiago, donde se realizará el estudio no lineal en dos dimensiones de la estructura mediante la utilización de rótulas plásticas.

1.1.2. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad se originó en Nueva Zelanda para estructuras aporricadas de hormigón armado. Este diseño consiste en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que conforman el sistema estructural para permitir la formación de un adecuado mecanismo de deformación plástica (mecanismo de falla), evitando la ocurrencia de fallas frágiles. Para ello se determinan ciertas zonas de la estructura sismo resistente que se diseñan y detallan para disipar energía en forma dúctil y estable y que se denominan comúnmente “rótulas plásticas”. Como indica (Paulay & Priestley, 1992), el diseño por capacidad contiene tres aspectos importantes que se tiene que considerar para su correcto uso, los cuales son:

- Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal mayor a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de carga. Estas zonas se detallan cuidadosamente con el fin de asegurar que las demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas. Esto se logra, principalmente, con menores espaciamientos de la armadura transversal (Paulay & Priestley, 1992).
- Se evita, en los elementos que tienen rótulas plásticas, las formas indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estas formas exceda la capacidad de las rótulas plásticas a causa de la sobre resistencia flexional (Paulay & Priestley, 1992).
- 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 sobre resistencia flexional de las rótulas

plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del sismo (Paulay & Priestley, 1992).

- El concepto de “capacidad” primará en cada paso de un diseño sismo resistente, es decir en este caso, que las fuerzas en el nudo (o en las rótulas) dependen de las armaduras presentes en dichas zonas, es decir, las armaduras a ser colocadas realmente y no de las fuerzas encontradas al analizar la estructura.

Una de las propiedades del diseño por capacidad es la ductilidad, que es la facultad de los miembros estructurales de deformarse dentro del límite inelástico sin que afecte su resistencia o rigidez. En el proyecto sismo resistente de estructuras se aplican procedimientos de análisis con base en la respuesta elástica que, mediante la aplicación de factores de reducción permiten obtener su respuesta elasto-plástica equivalente. Esta concepción implica aceptar que las estructuras tienen una determinada ductilidad que condiciona su respuesta, por lo que implícitamente las normas de proyecto sismo resistente admiten que las estructuras llegan a alcanzar determinados niveles de daño al ser sometidas a acciones sísmicas (Vielma & Cando, 2014).

La ductilidad es una característica esencial en el buen comportamiento sismo resistente de cualquier estructura. La necesidad de contar con ella parte de la metodología de diseño usada en la actualidad que confía en la disipación de energía por acción inelástica para resistir adecuadamente un terremoto severo. Un sistema se puede considerar dúctil cuando es capaz de experimentar deformaciones substanciales bajo carga constante, sin sufrir daños excesivos o pérdida de resistencia bajo ciclos repetidos de carga y descarga (Paulay & Priestley, 1992).

Según (Flores, 2003) el factor de ductilidad de desplazamientos (μ) en una estructura es la relación entre la deflexión lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico (Δu) y la deflexión lateral la primera vez que se alcanza la fluencia (Δy) (Flores, 2003). Como podemos observar en la siguiente figura.

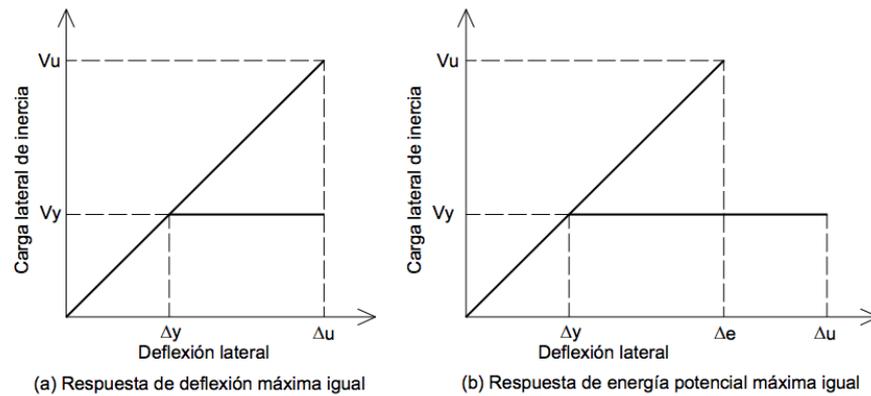


Ilustración 1-1: Factor de ductilidad

Fuente: (Flores, 2003)

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Ecuación 1-1: Factor de ductilidad μ

Fuente: (Flores, 2003)

También podemos observar que la relación entre la respuesta elástica máxima (V_y), y la respuesta máxima inelástica (V_u) es la inversa del factor de ductilidad, siempre y cuando las deflexiones máximas elásticas y elasto plásticas sean iguales, es decir

$$\frac{V_y}{V_u} = \frac{1}{\mu}$$

Ecuación 1-2: Relación entre respuesta elástica e inelástica

Fuente: (Flores, 2003)

1.1.3. Análisis por desempeño

Como se mencionó anteriormente, el diseño por desempeño tiene como objetivo la seguridad del edificio cuando este sea sometido a cargas sísmicas y a cualquier otro tipo de solicitaciones, se pretende que la estructura pueda brindar protección a sus ocupantes, e inclusive evitar el colapso estructural sin que se modifique el período de diseño de las estructuras esenciales. Según la NEC 2014, las estructuras esenciales

para evitar el colapso y considerar el desempeño se deben diseñar con un sismo que tenga un período de retorno no menor de 475 años, es decir severo o extremo.

Tabla 1-3 Niveles de amenaza sísmica

Nivel de Sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T(años)	Tasa anual de excedencia (1/T)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0004

Fuente: (NEC DISEÑO SISMO RESISTENTE, 2014)

Para lograr lo estipulado en el párrafo anterior, la estructura debe ser diseñada de tal forma que sus elementos tengan un comportamiento lineal mientras sigan en el rango elástico de sus materiales, es decir que aún no se produzcan rótulas plásticas; y un comportamiento no lineal cuando los elementos se encuentren en el rango inelástico y que se logre liberar la energía producida por el sismo, En la NEC 14, se presenta un cuadro de síntesis del nivel de desempeño estructural, cabe recalcar que las estructuras esenciales y de ocupación inmediata deben encontrarse al servicio de la población después que ocurra un sismo; para lo que no debe existir daño tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales.

o

Tabla 1-4 Síntesis de la filosofía de diseño

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	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 DISEÑO SISMO RESISTENTE, 2014)

Entonces, como menciona (Botas, 2012) y considerando lo estipulado por la Norma Ecuatoriana, el objetivo básico del análisis por desempeño es el siguiente:

- **Sismo a nivel de servicio:**

El resultado de este análisis no permite que se tenga daño alguno estructural y que la estructura permanezca de pie (Botas, 2012).

- **Sismo a nivel de daño:**

El resultado de este análisis permite la deformación estructural dentro de los límites aceptables, que no cause riesgos indebidos y la vida de los habitantes está protegida. Los elementos no estructurales importantes permanecen anclados a la estructura que se mantiene de pie; sin embargo, algunos pueden sufrir daños tales como fisuras o grietas (Botas, 2012).

- **Sismo a nivel del colapso:**

La estructura va a ser vulnerada en su totalidad, tanto los elementos estructurales, como los no estructurales tendrán daños irreversibles.

1.1.4. Modelos de análisis de desempeño

Como menciona (Flores, 2003) debido a la existencia de gran cantidad de grados de libertad en un pórtico de varios pisos, es preciso simplificarlo para obtener un modelo matemático que se pueda resolver con solvencia. Para la elaboración del presente proyecto de titulación se considerará el modelo de miembros discretos.

Los modelos discretos, también conocido como el modelo de rótula puntual, consisten en integrar los elementos de la estructura de manera que se logra discretizar en elementos prismáticos para obtener un modelo cercano al comportamiento real de la estructura.

En este modelo las rótulas plásticas se forman a lo largo de la longitud del elemento, o también en una sección dada anteriormente, se toma en consideración que el modelo depende de la ubicación de las rótulas plásticas y de ahí su correcto desempeño (Azis, 1976). En su formulación considera una longitud plastificada, la cual es tomada en función de la longitud original del elemento. Otras mejoras han sido introducidas tales como, considerar miembros con zonas rígidas en los extremos, modelar extremos de vigas con muros de corte y también en elementos de barra del tipo armadura. En todos los casos, la fluencia ocurre en una sección dada o en un punto a lo largo del eje longitudinal del elemento (Flores, 2003), es decir que podemos hablar de una no linealidad consecutiva si se forma en el elemento o de una no linealidad geométrica si consideramos a una sección.

Al tener los dos tipos de formaciones anteriormente mencionadas, podemos concluir que tenemos dos especímenes de modelos enfocados a captar el comportamiento no-lineal de las estructuras, según la formulación de la histéresis: el primero, de plasticidad concentrada que nos permite realizar un análisis de colapso; y el segundo, de plasticidad distribuida que permite captar el comportamiento del agrietamiento del material, interacción momento-axial y otros fenómenos.

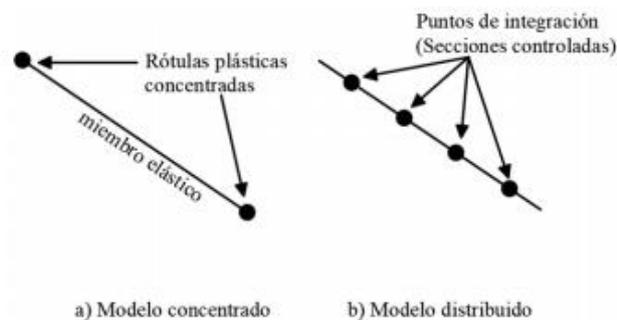


Ilustración 1-2: Discretización de modelo concentrado frente al modelo distribuido

Fuente: (Martínez & Pozo, 2018)

En el presente trabajo de titulación, como nos concentramos en el análisis del desempeño de las estructuras, se hará énfasis en la definición e historia de los modelos de plasticidad concentrada.

1.1.4.1. Modelos de plasticidad concentrada

Los modelos de plasticidad concentrada tienen la particularidad que, para resolver los pórticos sismo resistentes, el comportamiento no lineal del material se asume en los dos puntos extremos de los elementos, en este caso de las vigas (Jérves , 2018), esto significa que el comportamiento de la sección del elemento está dado por funciones predefinidas que describen las propiedades de resistencia y rigidez de mismo (NIST, 2017). Como mencionan (Martinez & Pozo, 2018) los modelos de plasticidad concentrada presentan limitaciones y suposiciones cuando se trata de modelar el comportamiento de ciertos elementos como las columnas, en donde es de suma importancia la interacción entre la carga axial y el momento. Según (Scott & Fenves, 2006), para poder simular la interacción anteriormente mencionada, se integra la relación momento-curvatura sobre una distancia predefinida donde se da la rótula. Esta estrategia es válida, requiere pocos parámetros de calibración, más sin embargo no tiene gran acogida en los programas de simulación estructural. Es reconocido que existen algunas limitaciones en los modelos de plasticidad concentrada debido principalmente a que los modelos deben ser calibrados respecto a experimentos de laboratorio que son dispuestos a patrones de carga, lo cual de alguna manera ya condiciona el comportamiento del modelo (Jérves , 2018)



Ilustración 1-3: Modelo y grados de libertad

Fuente: (Astudillo, 2018)

Se han desarrollado varios modelos aplicando el concepto de plasticidad concentrada, entre los cuales tenemos los siguientes:

El primero fue en el año de 1967, realizado por Clough y Johnston en donde se utiliza resortes en paralelo, integrando dos elementos de manera paralela: el primer elemento con un comportamiento elastoplástico para representar la fluencia del elemento y el segundo con una conducta elástica que simboliza la deformación y el endurecimiento

del elemento. Este modelo tiene la particularidad que al sumar la rigidez de ambos elementos se obtiene, en la relación momento curvatura, un comportamiento bilineal que representa el endurecimiento después que entren en fluencia.

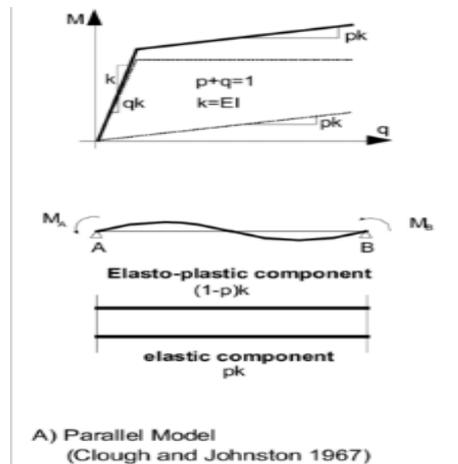


Ilustración 1-4: Modelo plasticidad concentrada

Fuente: (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991)

Giberson en el año de 1967 descifró la forma de concebir a los modelos de plasticidad concentrada con rótulas plásticas donde se espera fluencia del material y elementos elásticos (Giberson, 1967)

Fue en el año de 1976, cuando Yi-Kwei Wen desarrolló un modelo que contempla cambios continuos de la rigidez bajo animaciones de carga y descarga. En el mismo año, Takisawa generaliza este modelo a un comportamiento monotónico multilíneal para captar efectos de agrietamiento del hormigón en estructuras de hormigón armado (Jérvés , 2018). En el año 2000, (Song & Pincheira, 2000) desarrollaron modelos que incluyen también la zona de “rigidez negativa” en el comportamiento del material, este modelo es capaz de representar deterioro cíclico de rigidez y resistencia basado en disipación de energía histerética; es un modelo esencialmente “peak-oriented”, que considera pinching basado en deterioro de parámetros.

1.1.4.2. Modelos de plasticidad distribuida

Mientras tanto, los modelos de plasticidad distribuida permite la formación de rótulas plásticas a lo largo de la sección del elemento, la estructura es primeramente

discretizada al nivel del elemento como en el modelo de rótula puntual, entonces cada componente, viga o columna, es dividida en varios segmentos, cada cual es compuesto por una serie de fibras paralelas en la sección transversal del elemento (Flores, 2003). La principal incógnita en estos modelos son las fuerzas del elemento y se obtienen mediante funciones de interpolación de los desplazamientos o fuerzas globales del miembro (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991).

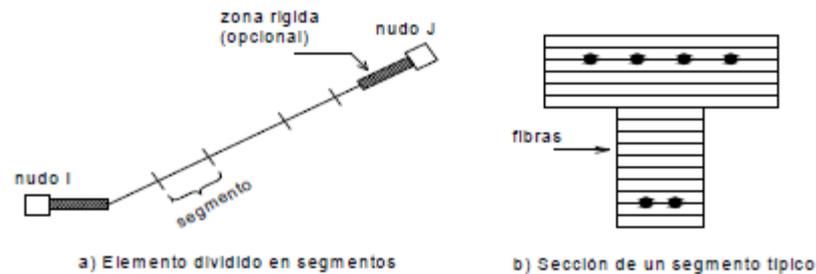


Ilustración 1-5 modelo de plasticidad distribuida

Fuente: (Flores, 2003)

1.1.5. Histéresis

En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis (NEC ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, 2014)

1.1.5.1. Modelos de curvas histeréticas

Para poder entender la respuesta inelástica de un sistema estructural, necesariamente se tiene que establecer un modelo matemático que cuente con la fuerza de restitución, y con este poder definir la relación entre la fuerza que actúa de manera cortante al entrepiso y su deflexión.

La curva que se obtuvo bajo las inversiones de signos de la fuerza se llama curva de histéresis, esta curva se afecta significativamente por los materiales y el tipo

estructural. Podemos definir las curvas histeréticas como la curva que representa la fuerza ejercida sobre un sistema contra la deformación del mismo, de manera repetida (Fernandez, 2005). La mayoría de los modelos matemáticos se simplifica de acuerdo con el nivel requerido de análisis (Flores, 2003). Existen varios modelos de curvas histeréticas desarrollados para poder representar el comportamiento del hormigón armado cuando es sometido a cargas de manera cíclica. En un ciclo, la fuerza exterior da un trabajo positivo, correspondiente a la energía disipada de la estructura: esto es el amortiguamiento por efecto de la histéresis (Rodríguez & Miramontes, 2001).

Modelo de la degradación de la rigidez

Este modelo se asemeja a la realidad con los elementos estructurales de hormigón armado, ya que estos tienden a disminuir la rigidez ante una carga cíclica de gran magnitud. Esto se debe a las características del hormigón que se fisura, pierde su adherencia y se agrieta.

Esta pérdida de rigidez se puede englobar en tres grupos que representan a la mayoría:

- El primero dice que la rigidez de carga y descarga es la misma, esto quiere decir que la rigidez es la misma mientras aumenta el desplazamiento. Se puede expresar como:

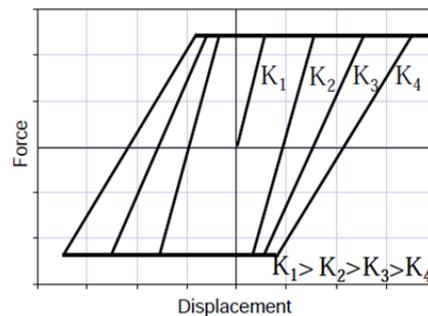


Ilustración 1-6: Primer caso de degradación de rigidez

Fuente: (FEMA P440A, 2009)

- El segundo la rigidez disminuye mientras que el desplazamiento aumenta, pero la rigidez de descarga se mantiene igual a la inicial. Se puede expresar como:

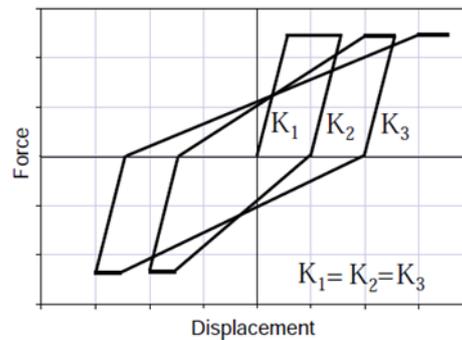


Ilustración 1-7: Segundo caso de degradación de rigidez

Fuente: (FEMA P440A, 2009)

- El tercero la rigidez de carga y descarga se degradan en función del desplazamiento máximo, pero las rigideces no son las mismas. Se puede expresar como:

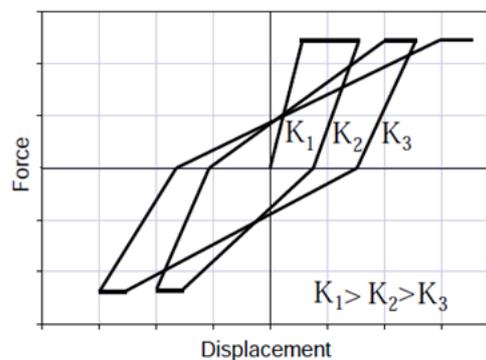


Ilustración 1-8: Tercer caso de degradación de rigidez

Fuente: (FEMA P440A, 2009)

En estudios anteriores en el cual se tenía como objetivo comparar estructuras con comportamiento elastoplásticos, se puede concluir que (estructuras que poseen un periodo fundamental mayor de uno), que aun así la pérdida de rigidez sea significativa, las deformaciones no lo son por lo que se puede usar modelos histeréticos más simples, sin que los resultados sean significativos. Sin embargo, en lo que si se debería tener en cuenta la degradación de rigidez es en estructuras de periodos cortos y emplazadas en suelos blandos, en las cuales los resultados varían considerablemente a los modelos que no utilizan la degradación de rigidez (FEMA P440A, 2009).

Modelo de Pinching

Este modelo llamado Pinching o pellizco se caracteriza por su gran pérdida de rigidez durante la recarga, recuperando su rigidez en el momento de la descarga, este comportamiento es común en elementos estructurales de hormigón armado y algunas conexiones de acero, también se pueden presentar en estructuras de madera y en partes de la mampostería.

Siendo esta la situación de una estructura de hormigón armado, el comportamiento se resume en que, al existir grietas en el hormigón en una dirección, la rigidez se recupera parcialmente cuando el desplazamiento se impone en la dirección contraria al que se produjeron las grietas. El nivel del Pinching dependerá de las características de la estructura (propiedades del material, geometría, nivel de detalles dúctiles y conexiones), así como el historial de carga (intensidad en cada ciclo, número de ciclos y secuencia de carga) (FEMA P440A, 2009).

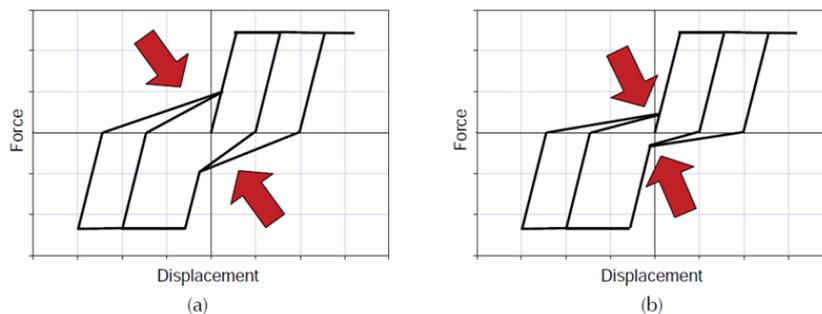


Ilustración 1-9: Modelo Pinching

Fuente: (FEMA P440A, 2009)

Estudios posteriores revelan que usando este modelo en estructuras con periodos moderados y largos con combinación de la degradación de la rigidez los desplazamientos máximos no son considerables con relación a modelos como el bilineal. Sin embargo, en estructuras con periodos cortos con el modelo de Pinching los desplazamientos máximos tienden a ser mayores a los experimentados con un comportamiento elástico o bilineal (FEMA P440A, 2009).

Modelo de la Envolvente Cíclica (Cyclic Envelope /Backbone)

Llamado también el modelo de la curva envolvente, representa la respuesta de la deformación basada en tres parámetros como son la elasticidad inicial, la resistencia elástica y la resistencia al endurecimiento.

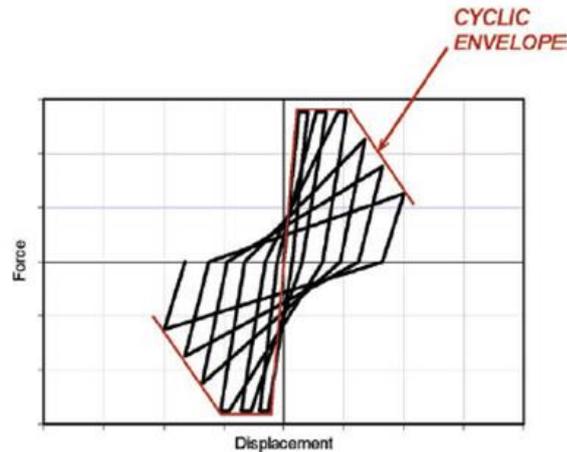


Ilustración 1-10: Modelo de la envolvente

Fuente: (FEMA P440A, 2009)

Modelo Bilineal

Este modelo es usado tanto para acero como para hormigón armado. Este modelo considera solamente la rigidez elástica y la de fluencia; mientras que las pendientes de carga y descarga es la misma que la que existe cuando el elemento actúa en su forma elástica. Se debe tomar en cuenta que para amplitudes bajas no se considera la disipación de energía histerética.

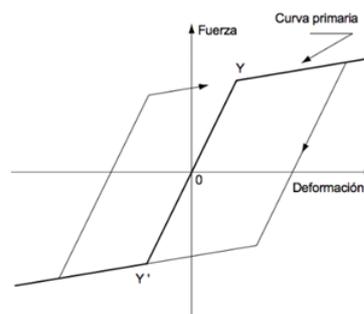


Ilustración 1-11: Modelo Bilineal

Fuente: (Flores, 2003)

Dentro de los modelos bilineales, (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005) plantea varios modelos con energía de disipación, en donde se toma en cuenta también el deterioro cíclico que sufre el modelo. El modelo “peak oriented” es el que se utiliza para demostrar el efecto mencionado.

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

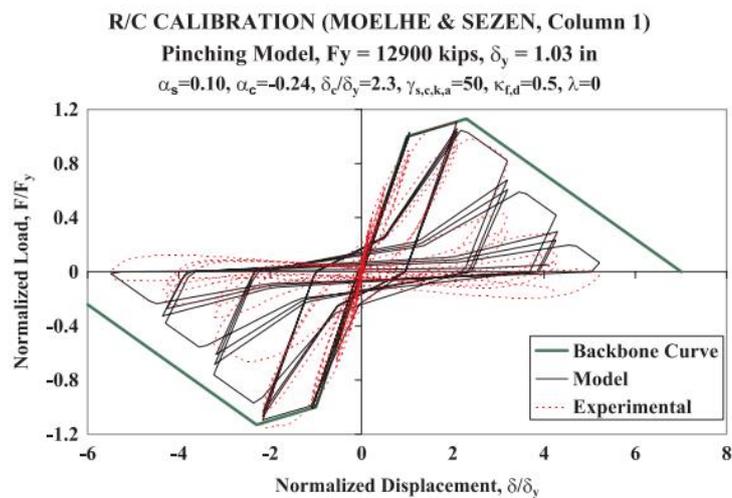


Ilustración 1-12: Modelo de Ibarra Medina

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

Modelo de Takaeda

En 1970 Takaeda, Sozen y Nielsen; mediante pruebas y observación experimental propusieron un modelo que usa una curva primaria trilineal y simétrica a su origen. Esta curva está dirigida hacia el máximo punto alcanzado en el anterior ciclo de curva. El modelo de Takaeda es aplicado en la parte de los elementos donde la falla por flexión es la que predomina; sin embargo, tiene el inconveniente de ser complejo, sin desmerecer que en un sin número de investigaciones ha logrado los resultados esperados.

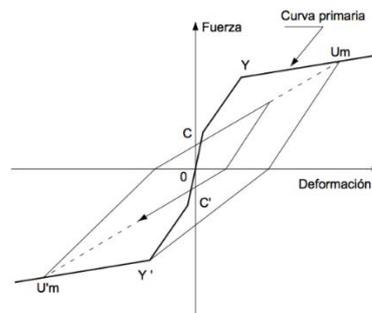


Ilustración 1-13: Modelo Takeda

Fuente: (Flores, 2003)

Modelo de Sina

Es una versión del modelo de Takeda, en donde se considera la rigidez incremental muy pequeña cerca del origen y que presenta un aumento brusco; este efecto es denominado “picking”. Gracias a esta consideración se puede mejorar la respuesta cuando la amplitud es pequeña, produciendo desplazamientos mayores.

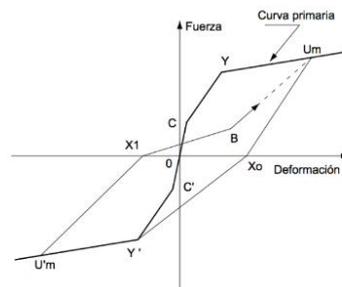


Ilustración 1-14: Modelo Sina

Fuente: (Flores, 2003)

Modelo de Otani

Como se mencionó anteriormente, debido a la complejidad del modelo de Takeda, este modelo es una versión simplificada del mismo. La curva primaria que representa este modelo es bilineal, se considera una degradación de la rigidez en la etapa de descarga y los tratamientos de los ciclos de amplitud es pequeña (Flores, 2003).

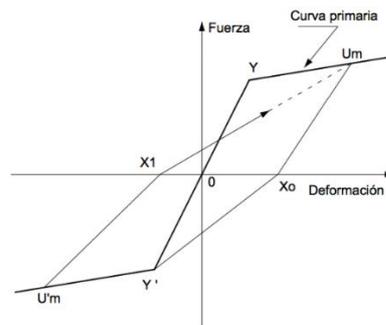


Ilustración 1-15: Modelo Otani

Fuente: (Flores, 2003)

1.1.5.2.Efectos P-Delta

Son efectos adicionales de segundo orden, los cuales producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, por lo que deben ser considerados para la evaluación de la estabilidad estructural (NEC ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, 2014) Estos efectos generan un momento extra, gracias a la deformación de la estructura, lo cual como consecuencia disminuye la rigidez de la misma generando así mayores desplazamientos a la respuesta dinámica de la estructura (Lasso & Vazquez, 2018). Los efectos P-Delta no solo reducen la rigidez inicial, sino que también reduce la rigidez post- rendimiento.

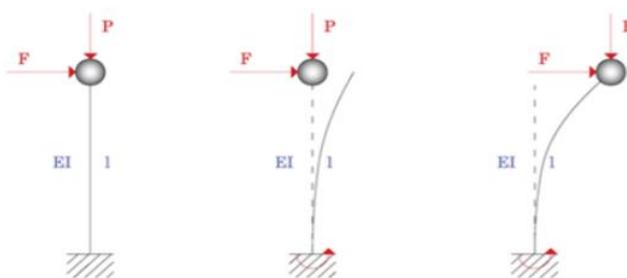


Ilustración 1-16: Efecto P-Delta sobre un grado de libertad

Fuente: (Vielma & Cando, 2014)

En el análisis del efecto P-Delta, se debe obtener el índice de estabilidad de piso (Q_i), si este valor es menor que 0.10 no se toma en cuenta el efecto P-Delta. Cuando el índice de estabilidad es mayor a 0.30, la estructura es demasiado flexible o inestable,

este índice nos indica que esta estructura está próxima al colapso o ya ha colapsado (Aleman & Naranjo, 2011).

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$$

Ecuación 1-3: Índice de estabilidad del piso i

Fuente: (Aleman & Naranjo, 2011)

Donde:

Q_i = Índice de estabilidad en el piso i.

P_i = Suma de carga vertical por carga viva y muerta sin mayorar del piso i y los pisos superiores.

Δ_i = Deriva del piso i.

V_i = Cortante sísmico en el piso i.

h_i = Altura del piso considerado.

1.1.6. Análisis Pushover

El análisis pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura sometida a una distribución determinada de fuerzas inerciales de manera monótona, con lo cual nos ayuda a obtener la máxima deformación, derivas máximas, deformaciones máximas, cortante basal máximo, el estado límite de servicio, identificación de la curva de capacidad, entre otros.

Sin embargo, el análisis Pushover tiene varias limitaciones debido a la no linealidad de su estudio, así como también a que este asume que el daño estructural depende solo de la deformación lateral, los cuales influyen directamente en la interpretación de resultados. A continuación, se presenta las principales limitaciones:

- Desprecia efectos como la disipación de la energía, por lo cual se considera que es una aplicación de daño muy simple sin considerar la complejidad de disipar energía acumulada, en especial para estructuras no dúctiles.
- Desprecia la energía cinética.
- Al ser un análisis en 2D, la torsión no es considerada.
- No se considera las cargas verticales producidas por el sismo, solamente las laterales.
- Los cambios progresivos en las propiedades de los modos de vibración que ocurren en la estructura cuando experimenta la falla no lineal cíclica de los elementos estructurales durante un sismo no son considerados en este tipo de análisis (Alemán & Naranjo, 2011).

1.1.7. Análisis dinámico no lineal de estructuras

El análisis que se usará para este estudio es el **Análisis dinámico no lineal**, el cual trata de llevar a la estructura a una excitación sísmica para después llegar a un estado de rotura o de plasticidad, para así determinar su comportamiento, su desplazamiento y el tiempo de colapso de la estructura del Hospital Misereor del cantón Gualaquiza, bajo la acción de un sismo denominado muy raro, es decir con el periodo de retorno de 2500 años. Este análisis contempla la posibilidad del colapso de ciertos elementos no estructurales o estructurales sin afectar el funcionamiento de la estructura esencial (Bazzano & Pérez, 2017).

Es así que, en nuestro país, la NEC-15 dictamina que el diseño estructural debe soportar los desplazamientos producidos por la carga horizontal ocasionada por el sismo. También establece que para considerar la ductilidad de los materiales en un diseño elástico se afecta a las cargas por un factor R de reducción de cargas de diseño, para lo cual se asume que la estructura se diseña pensando en un mecanismo de falla que esté dentro del rango permitido. El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para

funcionar como rótulas plásticas (NEC-SE-DS, 2015). Los edificios no se diseñan con el Espectro Elástico hallado para un periodo de retorno de varios años, sino con un Espectro de Diseño Inelástico, el mismo que se obtiene dividiendo las ordenadas espectrales elásticas para el Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía. Finalmente, el valor está relacionado con el desempeño esperado de la estructura y este a su vez depende del sismo de análisis (Aguilar, 2015). De manera comprensiva, según (Chopra A. , 2014) indica que el factor de ductilidad es proporcional al factor de reducción de cargas R_y , que relaciona la fuerza y la deformación justamente en el punto cuando el sistema pasa a ser un sistema elastoplástico.

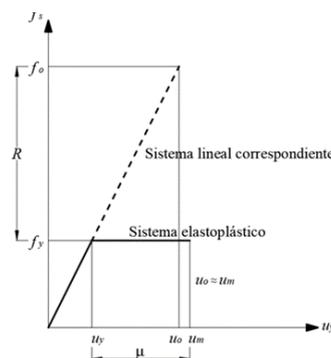


Ilustración 1-17: Sistema elastoplástico con su Sistema lineal equivalente

Fuente: (Chopra A. , 2014)

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

Ecuación 1-4: Factor de reducción de resistencia a la cedencia

Fuente: (Chopra A. , 2014)

En la NEC-15, se establece los valores del factor R, los cuales están presentados a continuación.

Tabla 1-5: Factor de reducción de carga (R)

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

De lo visto anteriormente, se puede decir que las estructuras que pueden sostener grandes deformaciones plásticas tienen una buena resistencia sísmica. Por consiguiente, las estructuras que tienen valores altos de μ se pueden diseñar con niveles más bajos de capacidad resistente a las fuerzas laterales. También se puede establecer que la parte de la estructura que vaya a sufrir grandes deformaciones plásticas debe poseer un factor de ductilidad que cubra sobradamente la esperada deformación plástica (Flores, 2003).

1.1.8. Mecanismos de fluencia, pórticos especiales de hormigón armado

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se especifica que las estructuras conformadas por pórticos especiales sismo resistentes están compuestas por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en el cual tanto el pórtico como la conexión viga–columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil (NEC-SE-DS, 2015).

1.1.8.1. Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas son mecanismos que se pueden generar tanto en vigas como columnas y a través de estas, la estructura disipa energía sísmica mediante curvas de comportamiento histórico (Vázquez & Lasso, 2018).

1.1.8.2. Rótulas plásticas en los elementos estructurales

Según la FEMA P695, 2009 existen varios métodos para determinar la ubicación de las rótulas plásticas en los elementos estructurales como vigas, columnas y en su unión; así como también en las bases de las columnas. Como detallamos en la parte anterior, se utilizarán modelos de plasticidad concentrada.

1.1.8.2.1. Vigas y columnas

En los elementos como vigas y columnas, la modelación de las rótulas plásticas son similares, se utiliza un modelo de plasticidad concentrada de una componente. Este modelo contempla agregar resortes inelásticos en los extremos de las rótulas y un elemento elástico. Se pretende que la rótula plástica se desarrolle a máximo de dos veces la altura ($2 \cdot h$) de la viga desde la cara del nudo, y a la luz libre de entrepiso entre 6 ($L/6$) desde la cara del nudo para columna (Haselton, Goulet, Mitrani-reiser, Beck, & Deierlein, 2008).

1.1.8.2.2. Unión viga-columna

Altoontash propone que el comportamiento de la unión viga-columna se modele como un panel o “*panel zone*” para el nudo y una conexión entre los extremos de los elementos; el panel mencionado, para estudios en 2D se lo considera como un paralelogramo con 3 grados de libertad. En esta consideración se desprecia la

deformación axial, el cortante en la unión de los elementos; pero si se toma en cuenta el giro en la zona de interfaz. El modelo de “*panel zone*” tiene un comportamiento histerético y de respuesta piching (Haselton, Goulet, Mitrani-reiser, Beck, & Deierlein, 2008).

1.1.8.2.3. Base de columna

Se modela de igual manera que los elementos columna, con la diferencia que se desarrolla un resorte rotacional en el primer nivel, sin embargo, el análisis es mayor cuando se tiene cambio de material entre la cimentación y la columna (FEMA P440A, 2009).

1.2.Ubicación

El Hospital Misereor se encuentra ubicado en el cantón Gualaquiza de la provincia de Morona Santiago, exactamente en la avenida 16 de agosto y la calle Cuenca a una cuadra del parque central Plaza de la Democracia.



Ilustración 1-18: Ubicación Hospital Misereor

Fuente: (Ubica Ecuador, 2019)

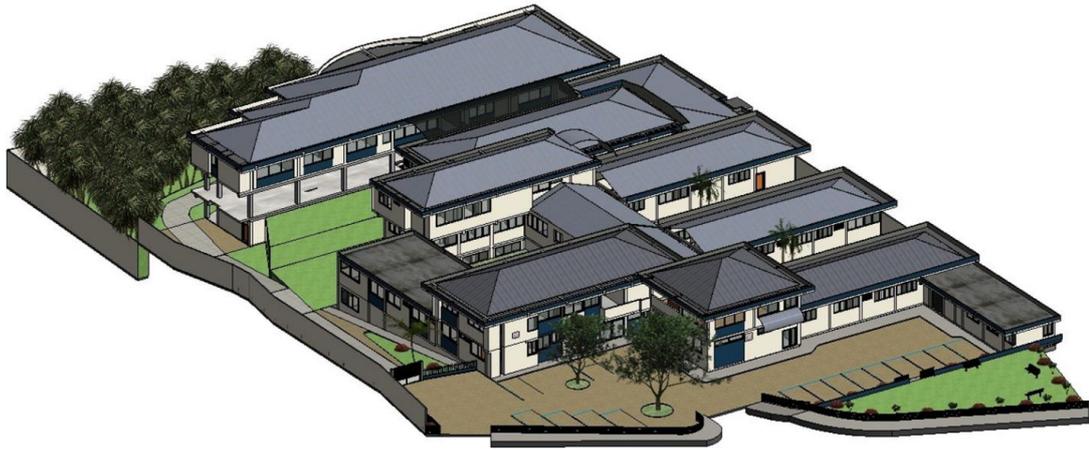


Ilustración 1-19: Maqueta Virtual del Hospital Misereor

Fuente: (Delgado & Sempértegui, 2016)

1.3. Reseña histórica del Hospital MISEREOR

Podríamos dividir la historia del Hospital Básico Misereor en dos partes, la primera data del año de 1870 cuando, gracias a la llegada de la misión religiosa de los Jesuitas al sector, también llegan las primeras enfermeras que ejercían sus labores en esta parte del Oriente ecuatoriano. Las condiciones fueron precarias, a tal punto que dichas enfermeras improvisaron un hospital en una casa pequeña y de paja.

Pasaron los años y las congregaciones católicas seguían realizando obra social en el lugar, tal es así que en 1892 los misioneros salesianos brindaron apoyo permanente a la improvisada casa de salud, mientras que gracias a la ayuda militar existía espontáneamente visita de brigadas médicas especializadas.

La segunda parte de la historia comienza con la cantonización de Gualaquiza, fue entonces cuando el municipio gestiona la presencia de brigadas médicas completas y permanentes en el cantón y también logran contratar a un médico de planta que haga las funciones de ayuda permanente a los habitantes. Sin embargo, es hasta el año de 1959 que las autoridades municipales, conjuntamente con la ayuda del actual Ministerio de Salud Pública y la Misión Salesiana se coloca de manera emblemática la primera piedra, la cual daba inicio a la construcción del actual Hospital Básico Misereor de Gualaquiza, sin embargo por la falta de presupuesto del consejo cantonal y de las organizaciones benefactoras la obra se ve suspendida.

No obstante, la dirección de la Misión Salesiana pasa a ser administrada por el padre alemán Otto Riedmayer quien se preocupa por reanudar la construcción del hospital y logra conseguir el apoyo económico de la organización de católicos alemanes “MISEREOR”. El 12 de febrero de 1964 se inaugura de manera oficial el Hospital Básico Misereor de Gualaquiza.

Desde el año de 1997 hasta el año del 2010, el Hospital ha sido sujeto a un proceso de modernización de su estructura física y de sus servicios con la incorporación de nuevos bloques de atención, esto debido al crecimiento poblacional del cantón Gualaquiza y de los cantones cercanos que también se ven beneficiados por el área de salud.

1.4. Población beneficiada que alberga el Hospital Misereor

La entidad hospitalaria se encarga de brindar servicio a los habitantes de la provincia de Morona Santiago, específicamente a los pobladores de los cantones de Gualaquiza y San Juan Bosco; y la parte norte de la provincia de Zamora Chinchipe, cantón El Pangui. A continuación, observamos la población de los cantones anteriormente mencionados, según el Censo de Población y Vivienda realizado por el INEC en el 2010.

Tabla 1-6: Número de habitantes de los cantones de Gualaquiza, San Juan y El Pangui

Habitantes			
Cantón	Hombre	Mujeres	Total
Gualaquiza	8.697	8.465	17.162
San Juan	1.975	1.933	3.908
El Pangui	4.338	4.281	8.619
Total			29.689

Fuente: (INEC, 2010)

1.5. Infraestructura del hospital

El Hospital Misereor del cantón Gualaquiza cuenta con un área de 3908 m² distribuida en dos bloques irregulares que poseen desniveles de altura entre ellos, esto es consecuencia de las diferentes etapas de construcción y la nula existencia de

planificación y distribución de espacios de la entidad hospitalaria. Debido a la irregularidad anteriormente mencionada entre los bloques, existen varios fenómenos que aumentan la vulnerabilidad estructural como son: cambios abruptos de rigidez lateral, presencia de pisos débiles y concentraciones de masa.

El término de la obra constructiva fue en el año 2010, un año antes de que entre en vigor la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015), razón por la cual la edificación no cuenta con los estándares apropiados y mucho menos actuales en su diseño y construcción (Delgado & Sempértegui, 2016).

El hospital cuenta con dos plantas, en el primer piso se ubica toda el área de atención directa al paciente y la segunda, toda el área administrativa, los bloques que forman parte de la entidad hospitalaria son los siguientes:

- 1) Bloque de maternidad
- 2) Planta baja - lavandería, planta alta - quirófano.
- 3) Planta baja - bodega cocina, primera planta alta - cocina, segunda planta alta - residencia.
- 4) Hospitalización niños.
- 5) Rayos X y comedor.
- 6) Planta baja - bodegas, planta alta - consultorios.
- 7) Hospitalización mujeres.
- 8) Planta baja - consultorios, planta alta - administración.
- 9) Hospitalización varones.
- 10) Planta baja - emergencia, planta alta - consultorios y oficinas.
- 11) Laboratorio.



Ilustración 1-20: Distribución Física del Hospital Misereor

Fuente: (Delgado & Sempértegui, 2016).

1.5.1. Estructuras

- Estructura de hormigón armado.
- Estructura de cubierta hierro y madera.
- Cubierta dura techo.
- Paredes de bloque.
- Pisos de cerámica.
- Ventanas de aluminio.
- Puertas externas de aluminio.
- Puertas internas de madera.

1.5.2. Ambientes

Tabla 1-7: Área de Consulta externa

Consulta Externa		
Cantidad	Ambiente	Área(m²)
1	Sala de espera	63
1	Estadística	53
1	Emergencia	40
1	Vacunatorio	23
1	Farmacia	18
1	Rayos X	48
Total de área		245

Fuente: Autores.

Tabla 1-8: Consultorios del área de consulta externa

Consultorios		
Cantidad	Especialidad	Área(m²)
1	Sala de Espera	25
2	Ginecología y Obstetricia	26
1	Medicina Interna	11
1	Pediatría	14
2	Cirugía	16
2	Medicina General	26

1	Estomatología	18
2	Odontología	36
Total de área		147

Fuente: Autores

1.5.2.1. Emergencia

Un área en donde funciona SAS (sistema automatizado de atención).

Tabla 1-9: Área de emergencia

Emergencia		
Cantidad	Ambiente	Área(m²)
1	Sala de emergencia	40
Total de área		40

Fuente: Elaboración propia

1.5.2.2. Hospitalización

En un principio el Hospital Misereor tenía una capacidad para albergar 18 camas, sin embargo, actualmente funciona con 42 camas, y con una probabilidad de expansión de 2 camas más para un total de 44. En promedio el tiempo de uso de las camas del hospital por paciente rodea los 3 días.

Tabla 1-10: Capacidad hospitalaria

Capacidad hospitalaria		
Servicio	Cantidad	Capacidad adicional
Medicina Interna(varones)	8	0
Medicina Interna(mujeres)	8	0
Pediatría	8	2
Cirugía general	4	0
Obstetricia y ginecología	10	0

Neonatología	2	0
Cuidados intermedios	2	0
Total de camillas	42	2

Fuente: Autores

Tabla 1-11: Área de hospitalización de varones

Área de hospitalización varones		
Cantidad	Ambiente	Área(m²)
4	Salas de atención hospitalaria	43.2
4	Baño privado por sala	12.8
1	Estación de enfermería	7.8
1	Sala de espera	8.3
Total de área		72.1

Fuente: Autores

Tabla 1-12: Área de hospitalización de mujeres

Área de hospitalización mujeres		
Cantidad	Ambiente	Área(m²)
4	Salas de atención hospitalaria	43.2
4	Baño privado por sala	12.8
1	Estación de enfermería	8.8
1	Sala de espera	8.5
1	Cuarto de utilería de ropa	13
1	Cuarto de utilería de insumos	12
Total de área		98.3

Fuente: Autores

Tabla 1-13: Área de hospitalización obstétrica

Área de hospitalización obstétrica		
Cantidad	Ambiente	Área(m²)
3	Sala de atención hospitalaria	22.2
3	Baño privado por sala	5.8
1	Sala de labor	17
1	Vestidor	13
1	Cuarto de utilería de ropa con baño	15
Total de área		73

Fuente: Autores

Tabla 1-14: Área de hospitalización de niños

Área de hospitalización niños		
Cantidad	Ambiente	Área(m²)
2	Sala de atención hospitalaria	23.6
3	Baño privado por sala	6.4
1	Estación de enfermería	13
1	Cuarto de utilería de ropa	8
1	Cuarto de utilería de insumos	8.7
1	Sala de espera	12
Total de área		71.7

Fuente: Autores

1.5.2.3. Quirófanos

Tabla 1-15: Área de quirófanos

Área de quirófanos		
Cantidad	Ambiente	Área(m²)
1	Quirófano	29
1	Sala de partos	27
1	Sala de recuperación	14
1	Sala de esterilización	42
Total de área		112

Fuente: Autores

1.5.2.4. Otros servicios

Tabla 1-16: Área en otros servicios

Otros servicios		
Cantidad	Ambiente	Área(m²)
1	Cocina	79
1	Comedor	24
1	Economato	9

1	Despensa	13
1	Audiometría	14.5
1	Cuarto frío	17.5
1	Laboratorio clínico	85
1	Banco de sangre	13
Total de área		255

Fuente: Autores

1.5.2.5. Área administrativa

Funciona en el segundo piso, con un área física adecuada con los siguientes ambientes:

- Dirección y secretaría.
- Administración.
- Contabilidad, pagaduría y recaudación.
- Personal.
- Coordinación.
- Educador de la salud e inspector sanitario.

1.6. Arquitectura e ingeniería del Hospital Básico Misereor

En la investigación previamente realizada por los ingenieros Geovanny Sempertegui y Paola Delgado concluyen que existe una distribución irregular de los bloques del hospital y estos poseen desniveles de altura entre ellos, esto se debe a la falta de planificación a la hora de expansión de los bloques administrativos y de atención.

En cuanto a la ingeniería del hospital, la investigación de los ingenieros, citados previamente, también arroja el resultado de la resistencia promedio de los elementos estructurales del hospital (vigas, losas y columnas) en cada área del hospital, estos resultados fueron obtenidos mediante un ensayo de esclerómetro. Los resultados del ensayo son presentados en la siguiente tabla resumen.

Tabla 1-17: Resistencia promedio de vigas y columnas por área

Resistencia promedio de vigas y columnas		
Área	Resistencia viga(kg/cm²)	Resistencia columna(kg/cm²)
Vacunatorio y quirófano	175.16	331.01
Cocina y residencia	251.13	304.86
Hospitalización varones mujeres niños	258.8	301.96
Administración y consultorios	251.13	304.86

Fuente: (Delgado & Sempértegui, 2016)

Tabla 1-18: Resistencia promedio de vigas y columnas por nivel en el área de maternidad y lavandería

Resistencia de vigas y columnas en kg/cm²				
Área	Columna 20x20	Columna 30x30	Viga 45x35	Viga 45x30
Maternidad	210	210	210	210

Fuente: (Delgado & Sempértegui, 2016)

1.7. Índice de Seguridad del Hospital Misereor

El análisis de la estructura hospitalaria realizado por los ingenieros Geovanny Sempertegui y Paola Delgado para determinar el Índice de Seguridad de las instalaciones y el estado estructural del hospital se lo indagó mediante el modelo matemático establecido por la Organización Panamericana de la Salud. El formulario utilizado para el análisis es el número 2, analizado en una investigación previa del Hospital Misereor arrojó los siguientes datos:

1.7.1. Índice de seguridad

Del análisis realizado se obtiene que el Hospital Básico Misereor obtiene un Índice de Seguridad de 0.45 y su vulnerabilidad se ubica en 0.55.

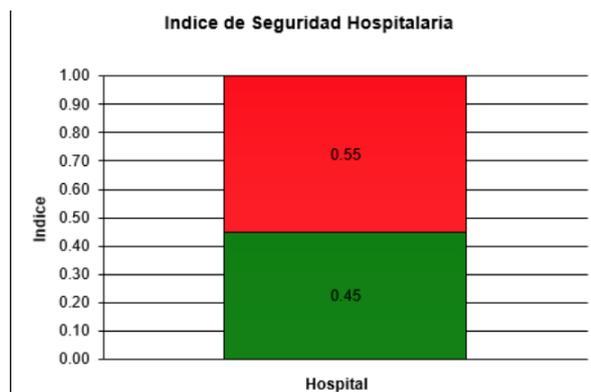


Ilustración 1-21: Índice de Seguridad Hospitalaria

Fuente: (Delgado & Sempértegui, 2016)

Según los resultados obtenidos en la modelación matemática del Hospital Misereor, este se ubica en la categoría B de la Organización Panamericana de Salud; por lo tanto se requiere que la estructura debe ser intervenida en el corto plazo. Es evidente que, si no se realiza dicha intervención, al momento de un desastre la estructura no cumplirá con los niveles de seguridad y tanto el personal del hospital, como los pacientes y usuarios que se encuentren en el lugar estarán en riesgo.

Tabla 1-19: Clasificación del Hospital según su Índice de Seguridad

Índice de seguridad	Categoría	¿Qué se tiene que hacer?
0 – 0.35	C	Se requieren medidas urgentes de manera inmediata, ya que los niveles actuales de seguridad del establecimiento no son suficientes para proteger la vida de los pacientes y el personal durante y después de un desastre.
0.36 – 0.65	B	Se requieren medidas necesarias en el corto plazo, ya que los niveles actuales de seguridad del establecimiento pueden potencialmente poner en riesgo a los pacientes, el personal y su funcionamiento durante y después de un desastre.
0.66 – 1	A	Aunque es probable que el hospital continúe funcionando en caso de desastres, se recomienda continuar con medidas para mejorar la capacidad de respuesta y ejecutar medidas preventivas en el mediano y largo plazo, para mejorar el nivel de seguridad frente a desastres.

Fuente: (Narea, 2012)

1.7.2. Seguridad estructural

Esta evaluación se realizó a los elementos estructurales, es decir columnas, vigas, cimientos, muros cortantes y lozas.



Ilustración 1-22: Seguridad estructural

Fuente: (Delgado & Sempértegui, 2016)

Los resultados obtenidos demuestran que el 70% de la estructura del Hospital tiene una seguridad entre media y baja, es decir una seguridad estructural vulnerable y tan solo el 30% de la misma, ocupa un estado alentador con la seguridad estable. Este problema en la seguridad estructural del Hospital Misereor se da principalmente por la falta de planificación, falta de apego a la NEC y el no tomar en cuenta aspectos arquitectónicos y estructurales en las diversas ampliaciones que ha sido sujeta la estructura por el incremento de pacientes; a esto debemos sumar que el establecimiento tiene un decadente sistema de mantenimiento preventivo y correctivos de fallas estructurales.

1.7.3. Seguridad no estructural

Los elementos no estructurales son conformados por paredes, ventanas, puertas, mobiliario, equipos de oficina y médicos, sistemas eléctricos e hidráulicos, entre otros. El aspecto no estructural debe ser considerado de gran importancia debido a que representa el 80% del costo total de un hospital, según las cifras de la Organización Panamericana de Salud (Delgado & Sempértegui, 2016).



Ilustración 1-23: Seguridad No Estructural

Fuente: (Delgado & Sempértegui, 2016)

Como observamos en la figura, el resultado del aspecto no estructural tiende a la misma línea del estructural, es decir no brinda las condiciones necesarias para afirmar que se encuentra en buen estado.

De acuerdo al formulario de evaluación del ISH, el hospital posee un 46% de seguridad estructural en una categorización media; la razón principal por la que se encuentra en esta categoría es la falta de información sobre planos estructurales de los distintos bloques del hospital, impidiendo así una correcta evaluación (Delgado & Sempértegui, 2016).

En el sismo de 7.5 grados en la escala de Richter, ocurrido el día viernes 22 de febrero de 2019 con epicentro en la provincia de Morona Santiago, el Hospital Básico Misereor de la ciudad de Gualaquiza presentó afectaciones en los elementos no estructurales, específicamente en el piso de baldosa colocado en las losas de la estructura y fisuras en ciertas paredes del establecimiento.



Ilustración 1-24: Daños no estructurales del sismo del 22 de febrero de 2019

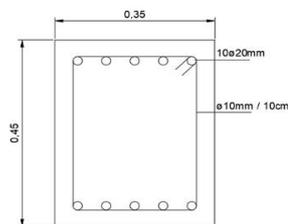
Fuente: (Gualaquiza somos todos, 2019)

1.8. Dimensiones y propiedades de los elementos estructurales de los pórticos analizados

Las dimensiones de las vigas y columnas del bloque de maternidad se detallarán a continuación; al igual que la resistencia del hormigón utilizado.

1.8.1. Vigas

Los pórticos a analizar cuentan con dos tipos de vigas diferentes. La primera sección de viga tiene dimensiones de 0.45x0.35 m, resistencia del hormigón de 210 kg/cm², fluencia del acero de 4200 kg/cm²; las varillas de hierro son de diámetro ϕ 20 mm.

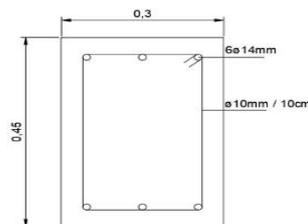


Viga: 45x35
Hormigón $f'c= 210\text{kg/cm}^2$
Acero de refuerzo $f_y= 4200\text{ kg/cm}^2$

Ilustración 1-25: Elemento Estructural Viga 1

Fuente: Elaboración propia

La segunda sección viga que forma parte de los pórticos posee las siguientes características: dimensiones de 0.45x0.30 m, resistencia del hormigón de 210 kg/cm², fluencia del acero de 4200 kg/cm², las varillas de hierro son de diámetro ϕ 14 mm.



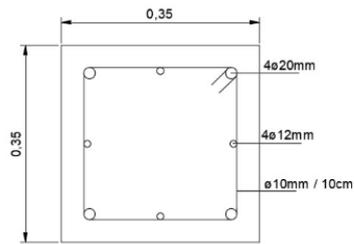
Viga: 45x30
Hormigón $f'c= 210\text{kg/cm}^2$
Acero de refuerzo $f_y= 4200\text{ kg/cm}^2$

Ilustración 1-26: Elemento Estructural Viga 2

Fuente: Elaboración propia

1.8.2. Columnas

La primera sección de las columnas que forman parte de los pórticos posee las siguientes características: dimensiones de 0.35x0.35 m, resistencia del hormigón de 190 kg/cm², fluencia del acero de 4200 kg/cm², posee dos tipos de varillas de hierro de diámetro ϕ 12 mm y ϕ 20 mm.

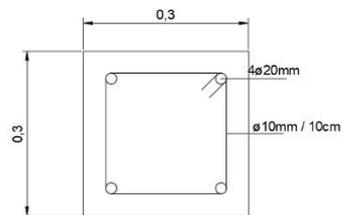


Columna: 35x35
 Hormigón $f'c = 190 \text{ kg/cm}^2$
 Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ilustración 1-27: Elemento Estructural Columna 1

Fuente: Elaboración propia.

La segunda sección columna que forma parte de los pórticos posee las siguientes características: dimensiones de 0.30x0.30 m, resistencia del hormigón de 190 kg/cm^2 , fluencia del acero de 4200 kg/cm^2 , las varillas de hierro son de diámetro $\phi 20 \text{ mm}$.



Columna: 30x30
 Hormigón $f'c = 190 \text{ kg/cm}^2$
 Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ilustración 1-28: Elemento Estructural Columna 2

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO II. DETERMINACIÓN DE CARGAS Y MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN OPENSEES, APLICANDO EL MÉTODO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

2.1 Modelación de la estructura en OpenSees

Para la modelación de la estructura en el Software OpenSees, se siguió la siguiente secuencia:

1. Definir el bloque a analizar, pórticos y su geometría.
2. Definir los nodos del modelo y asignar las restricciones correspondientes.
3. Establecer los materiales de los elementos estructurales y asignar las propiedades, las mismas se encuentran en el apéndice 1.8.
4. Determinar las cargas a las que están sometidos cada uno de los pórticos (permanentes, de uso, accidentales).
5. Crear el espectro de diseño a utilizar en el modelo matemático.
6. Calibrar el Modelo de Ibarra, Medina y Krawinkler en OpenSees.
7. Obtener los períodos de vibración de los pórticos analizados.
8. Realizar el análisis estático no lineal (Pushover).
9. Realizar el análisis dinámico no lineal o time-history.

2.2 Pórticos a analizar

Debido a la irregularidad de la estructura tanto en secciones, resistencias, simetría y configuración de los elementos, en el presente análisis se optó por elegir el bloque más desfavorable del Hospital Misereor. Esta simplificación también se hace para facilitar la idealización del modelo matemático para poder modelar la estructura en el Software OpenSees, para lo cual se tomó las siguientes consideraciones iniciales:

- El pórtico elegido para el análisis es el de maternidad debido a que es el más desfavorable por su vulnerabilidad, elevación y simetría.
- Gracias al aporte estructural de los muros que existen bajo el hospital, el modelo matemático empieza en el nivel N0+000.

- Se considerará los pórticos en las direcciones X y Y, del bloque de maternidad para el presente análisis.

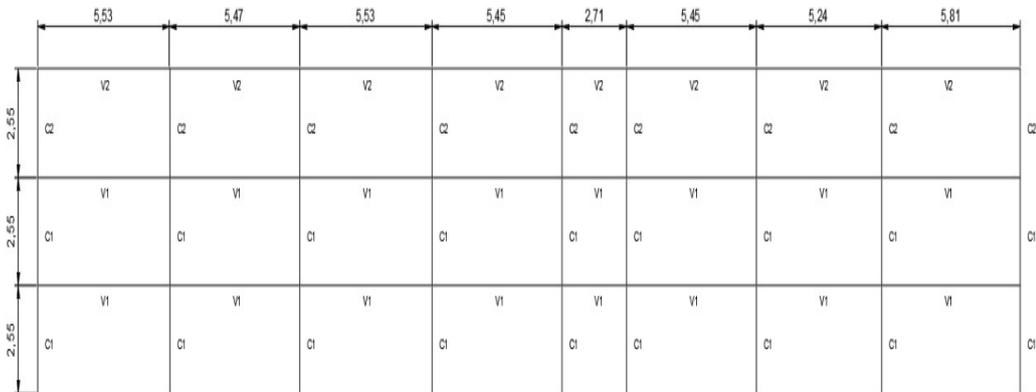


Ilustración 2-1: Pórtico en Eje X

Fuente: Ilustración propia.

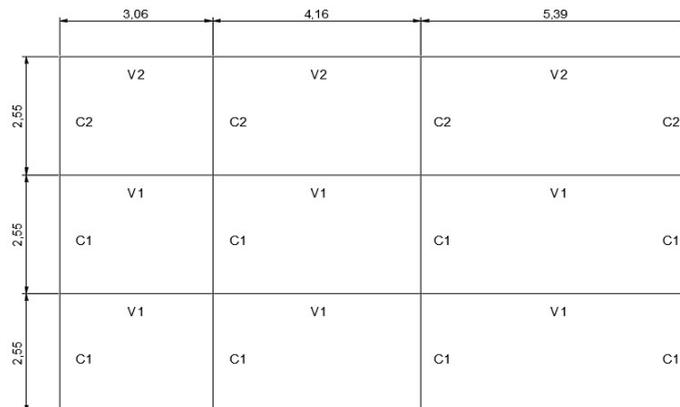


Ilustración 2-2: Pórtico en Eje Y

Fuente: Ilustración propia.

2.3 Determinación y modelación de cargas

Para la agrupación de cargas existentes en los pórticos se obtuvo la información de la NEC-SE-2015, ubicada en los capítulos “Cargas (No Sísmicas) y Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente, considerando las cargas muertas y vivas.

2.3.1 Cargas vivas de uso

También llamada sobrecargas de uso, son aquellas que se utilizarán en el cálculo y dependen de la ocupación de la edificación; estas están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipo y accesorios móviles o temporales (NEC-SE, 2015). Para la modelación de la estructura se recolectó las cargas vivas (L) que la NEC establece para hospitales.

Tabla 2-1: Cargas vivas de Hospital

Ocupación o Uso (Hospitales)	Carga uniforme (Kn/m ²)
Quirófanos	2.9
Laboratorios	2.9
Sala de Pacientes	2
Corredores en pisos superiores	4
Terrazas	4.8
Bodegas de almacenamiento liviano	6
Bodegas de almacenamiento pesado	12
Salida de Emergencia	4.8
Oficinas	2
Habitaciones	2
Elevadores	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Sin embargo, como el presente proyecto consiste en analizar el pórtico para una situación de emergencia en un sismo y para facilitar la codificación en el Software, se considera una **carga viva general de corredores para la circulación de 4 Kn/m²**.

2.3.2 Cargas muertas o permanentes

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones eléctricas, sanitarias, cubiertas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura (NEC-SE-DS, 2015). Las cargas muertas (D) utilizadas en el modelo son:

Tabla 2-2: Cargas permanentes.

Cargas Muertas	KN/m²
Baldosa	0,2
Cielo raso de yeso sobre lsitones de madera	0,2
Paredes	1
Instlaciones	0,5
Losa de 20cm	3,5
Cubierta	0,5
Total	7,2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.3.3 Cargas accidentales

Son aquellas cargas que se dan de manera inesperada, causando esfuerzos y deformaciones en la estructura. En el presente proyecto la carga accidental más importante es la producida por el sismo.

2.3.3.1 Cargas sísmicas

Para obtener las cargas sísmicas que afectan la estructura, es necesario conocer algunos aspectos como: geología de la zona, sismología, periodo de diseño de la estructura, entre otros.

2.3.3.1.1 Zonificación sísmica, factor z

El valor del factor Z dependerá de la zona en donde se encuentre emplazada la estructura, este valor representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC-SE-DS, 2015).

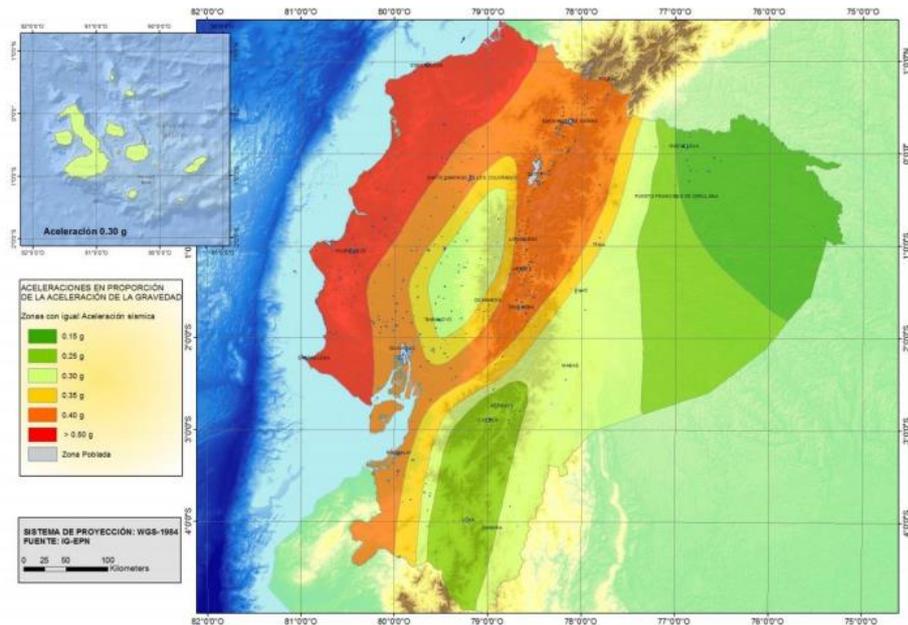


Ilustración 2-3: Mapa de zonificación sísmica

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La zonificación del mapa proviene del resultado del estudio para un 10% de excedencia en 50 años, que equivale a un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 2-3: Valor del factor Z y su peligro sísmico

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	>0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En el caso del Hospital Básico Misereor se encuentra ubicado en la provincia de Morona Santiago, cantón Gualaquiza, el mismo que corresponde a un factor Z de 0.30 simbolizando un peligro sísmico alto, como podemos observar en el mapa y en la tabla.

2.3.3.1.2 Factor z para edificaciones esenciales

Para el diseño de estructuras esenciales y de ocupación inmediata, es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño (NEC-SE-DS, 2015). Para lo cual es necesario tomar en cuenta las curvas de peligro sísmico, en este caso de Macas, capital de Morona Santiago, provincia a la cual pertenece el Hospital Misereor.

Las curvas que se podrán observar a continuación relacionan la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia (NEC-SE-DS, 2015). Para obtener el valor de z, se debe trazar una horizontal desde el valor de la tasa anual de excedencia, hasta la curva de color negro (PGA), siendo la abscisa de la intersección el valor esperado.

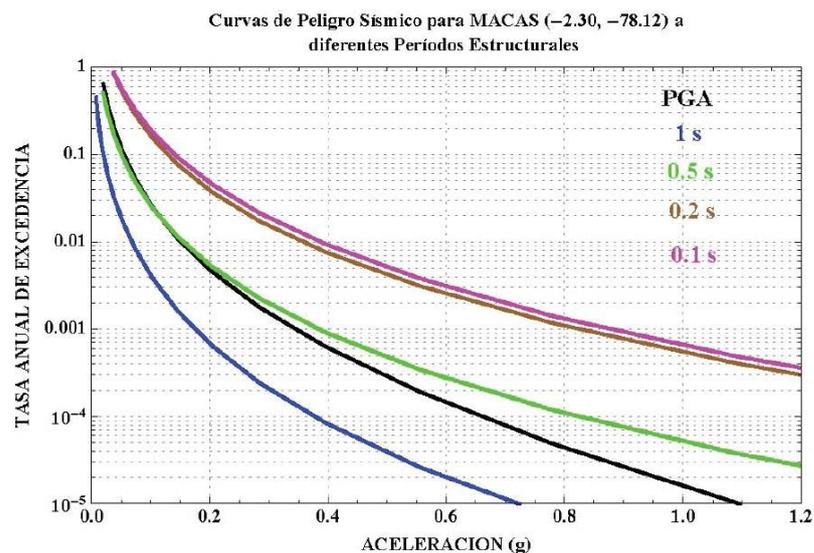


Ilustración 2-4: Curvas de Peligro Sísmico para MACAS

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Así obtenemos que el valor de z, en la provincia de Morona Santiago, para un periodo de retorno de 2500 años es de 0.425 (g).

2.4 Combinaciones de carga

Para realizar el análisis dinámico no lineal, la FEMA propone la siguiente combinación de carga

$$W = 1.00D + 0.25L$$

Ecuación 2-1: Carga Sísmica Relativa

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Donde:

W= carga sísmica reactiva [Kn]

D= carga muerta puntual [Kn]

L= carga viva puntual [Kn]

Para la combinación de carga es necesario agrupar tanto cargas permanentes como las vivas y multiplicarles por las áreas tributarias en las que actúan en cada pórtico del bloque de maternidad del Hospital Misereor.

Tabla 2-4: Carga Sísmica Relativa de los Pórticos a analizar.

Cuadro de Cargas			
Pórtico	D (Kn)	L (Kn)	W(Kn)
Pórtico Eje X	34.38	22.92	40.11
Pórtico Eje Y	39.6	26.4	46.2

Fuente: Autores

2.5 Espectro de diseño

Anil K. Chopra en su libro nos presenta que para obtener el espectro de diseño se requiere ciertos parámetros (geológicos, sismológicos, tectónicos y del tipo de suelo) en donde se encuentra emplazada la edificación, puesto que este espectro servirá para

el diseño de nuevas estructuras como también para evaluar la seguridad sísmica que es el caso de este estudio. (Chopra A. , 2014).

En la NEC-2015 se considera que el espectro máximo será realizado para un periodo de retorno de 2500 años y de tipo elástico, para lo cual se utilizará los parámetros que se especificarán a continuación.

2.5.1 Características geológicas

Según la NEC-2015 en el Ecuador existen seis tipos de suelo en el cual los 5 primeros A, B, C, D y E que corresponden a los 30 m superiores del perfil. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciales deben subdividirse, asignándose un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil (NEC-SE-DS, 2015).

Según investigaciones anteriores el perfil del Hospital Básico Misereor se encuentra construido sobre un perfil tipo D que tiene las siguientes características.

Tabla 2-5; Tipo de Perfil de Suelo D

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 \text{ m/s} > N \geq 15 \text{ m/s}$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.2 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

2.5.2.1 Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

El coeficiente Fa amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

Tabla 2-6: Coeficiente de Ampliación de Suelo en la Zona de Período Corto (Fa)

Tipo de perfil de Suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase sección 10.5.4 (NEC 15)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.2.2 Fd: Desplazamientos para diseño de roca

El coeficiente Fd amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

Tabla 2-7: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

Tipo de perfil de Suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase sección 10.6.4 (NEC 15)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.2.3 Fs: comportamiento no lineal de los suelos

El coeficiente F_s considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 2-8: Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s .)

Tipo de perfil de Suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase sección 10.6.4 (NEC 15)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.2.4 Parámetros de reducción del espectro de diseño

Según la NEC-15 existe varios valores que permiten escalar la magnitud del espectro sísmico de acuerdo a la importancia de la estructura a analizar, estos están en función del servicio que brinda su ubicación y el tipo de análisis.

Tabla 2-9: Parámetros de reducción del espectro

Factor	Descripción
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado $n=2,60$ Provincias del Oriente
R	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r=1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E $r=1,5$ para tipo de suelo E
R	Factor de reducción de resistencia sísmica $R=8$ para pórticos especiales sísmos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. $R=1$ para realizar análisis inelástico, no se reduce la resistencia sísmica.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Se usará el factor de reducción $R=1$ ya que en este proyecto se realizará un análisis inelástico.

Tabla 2-10: Factor de importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destinos e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control a reo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

A continuación, se presentará un resumen de los factores los cuales se escogieron según en donde se encuentra emplazada el Hospital Básico Misereor, con estos datos se realizará el espectro de diseño con un periodo de retorno de 2500 años.

Tabla 2-11: Factores utilizados para el espectro de Diseño

Factores	
Tipo de suelo	D
Z	0.425
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
R	1
r	1
η	2.6
I	1.5

Fuente: Autores

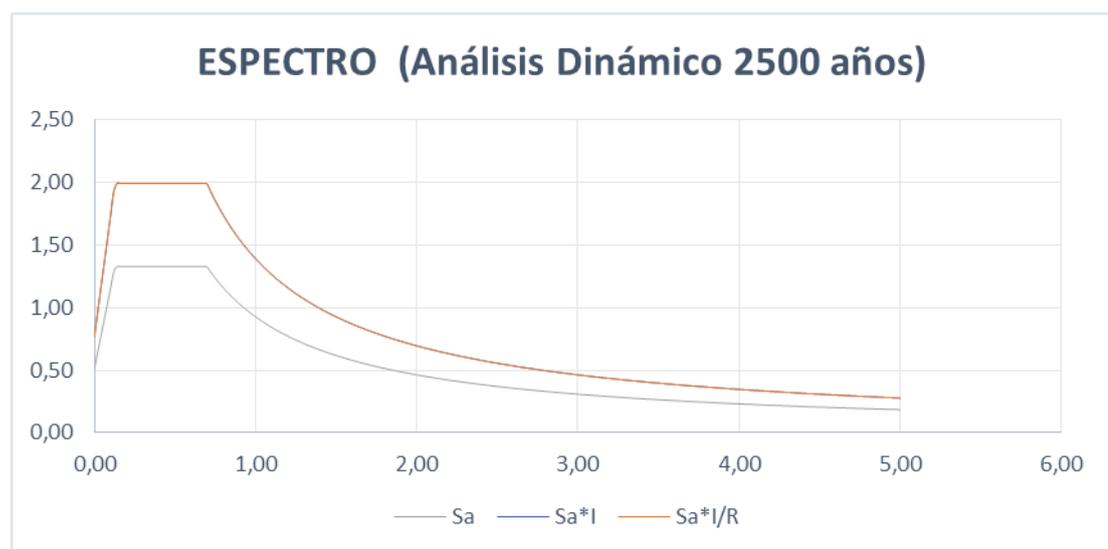


Ilustración 2-5: Espectro de Diseño para 2500 años.

Fuente: Autores.

2.6 Calibración del modelo de Ibarra, Medina y Krawinkler en OpenSees

Para lograr un modelo idealizado y con gran similitud a la realidad de los pórticos a analizar en el Software OpenSees, se utilizará el modelo histerético de envolvente cíclica de Ibarra, Medina y Krawinkler.

La calibración sigue los siguientes pasos:

1. 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

2. 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)

3. 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 : rigidez antes del endurecimiento = $1.25 (0.89)^v (0.91)^{0.01 f'c}$

4. Momento de fluencia M_y

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

Ecuación 2-5: Momento de fluencia M_y

Fuente: (Karaaslan, 2015)

5. Rigidez inicial K_e

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

Ecuación 2-6: Rigidez inicial k_e

Fuente: (Karaaslan, 2015)

6. Parámetros de deterioro (λ y c)

Ambos valores se asumen igual a 1.

7. Relación de resistencia residual

$$k = Fr/F_y$$

Ecuación 2-7: Relación de resistencia residual

Fuente: (Karaaslan, 2015)

Donde:

Fr = Resistencia residual

F_y = Fuerza efectiva

2.7 Análisis modal espectral

El análisis modal que es un componente importante de todo tipo de análisis dinámico, parte de la solución de un sistema de ecuaciones, que ignora el amortiguamiento de la estructura para así encontrar la tendencia a vibrar, determinar el periodo y la frecuencia de la estructura solo teniendo en cuenta masas y la rigidez. (Aguiar, 2015). Resolviendo así la ecuación fundamental de la dinámica:

$$m * \ddot{u} + k * u = 0$$

Ecuación 2-8: Ecuación de la dinámica de estructuras

Fuente: (Chopra A. , 2014)

En el presente estudio se modelo con el software de código abierto OpenSees, modelando los pórticos más desfavorables en el eje X y el eje Y, indicados previamente con cada una de sus propias características y a continuación se presenta los modos de vibrar con sus respectivos periodos de cada pórtico.

Tabla 2-12: Modos de Vibrar del Pórtico en el Eje X

Pórtico Eje X		
Modo de Vibración	Frecuencia (rad/seg)	Período(seg)
Modo de Vibración 1	6,65495899	0,94413805
Modo de Vibración 2	17,9862993	0,34933256

Fuente: Autores.

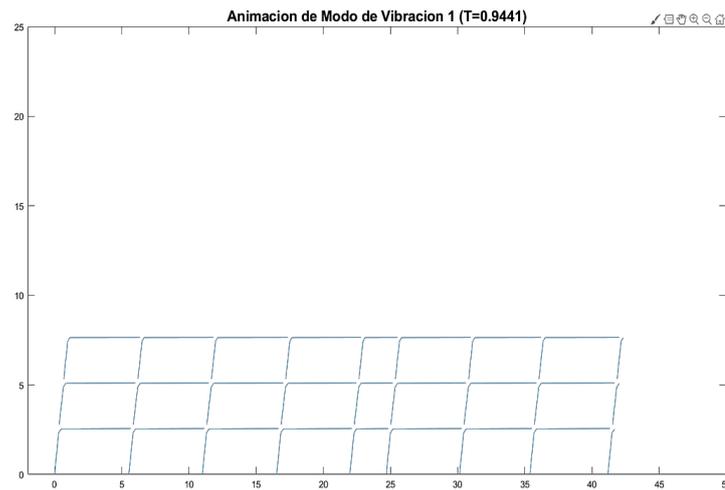


Ilustración 2-6: Primer Modo de Vibrar, Pórtico Eje X.

Fuente: Autores

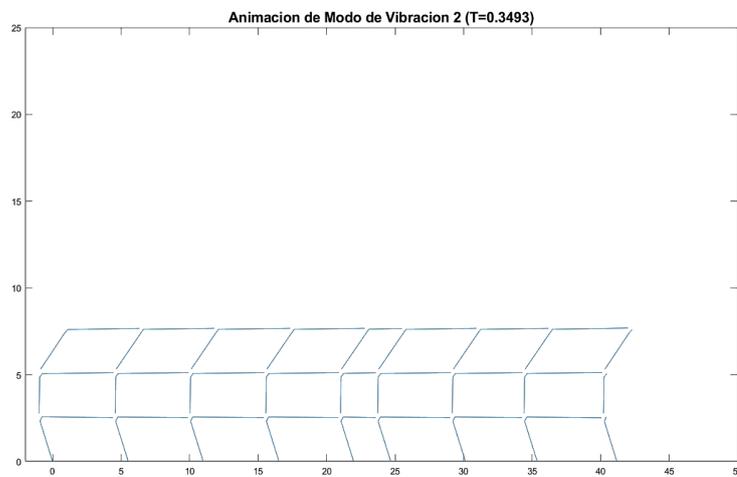


Ilustración 2-7: Segundo Modo de Vibrar, Pórtico Eje X.

Fuente: Autores

Tabla 2-13: Modos de Vibrar del Pórtico en el Eje Y

Pórtico Eje Y		
Modo de Vibración	Frecuencia (rad/seg)	Período(seg)
Modo de Vibración 1	6,4290244	0,9773178
Modo de Vibración 2	17,6148569	0,3566989

Fuente: Autores.

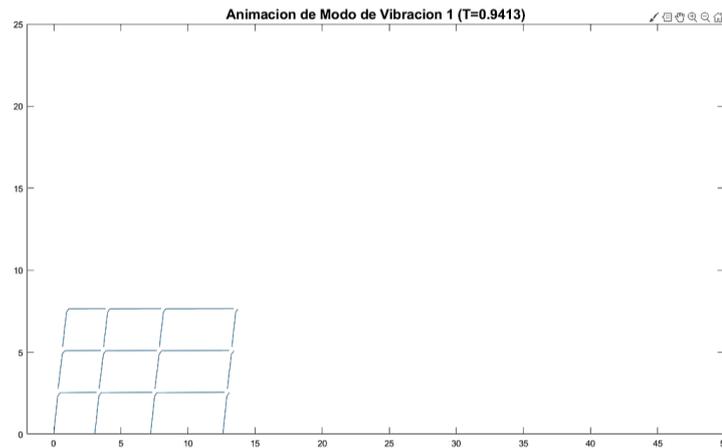


Ilustración 2-8: Primer Modo de Vibrar, Pórtico Eje Y.

Fuente: Autores

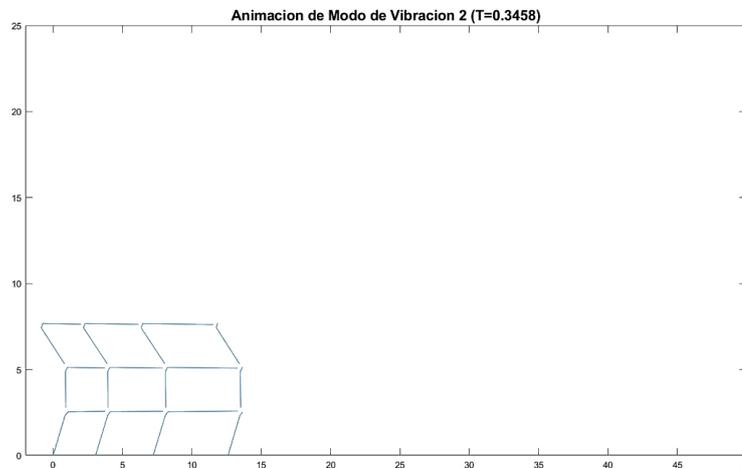


Ilustración 2-9: Segundo Modo de Vibrar, Pórtico Eje Y.

Fuente: Autores

2.8 Escalamientos de sismos

Según el ASCE 7 existen varios pasos para poder escalar el sismo y el método que se utiliza en la mayoría de los casos consiste en determinar dos factores de escala, que son producto de escalar los espectros de respuesta elástico de cada sismo. Para el escalamiento de sismo como mínimo se debe seleccionar tres espectros de respuesta elásticos (al 5% de amortiguamiento respecto al crítico).

A continuación, se establecerá paso a paso como escalar el sismo.

2.8.1 Periodo Fundamental Escalado (FPS)

En el primer paso, se necesita el espectro de respuesta y al espectro de diseño con el periodo de retorno que en este caso de estudio es de 2500 años y que se representa con la siguiente ecuación:

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

Ecuación 2-9: Ecuación del periodo fundamental escalado

Fuente : (ASCE-7, 2016)

Donde:

FPS: Periodo fundamental escalado.

Sa MCE(T): Componente espectral de la estructura en el periodo fundamental (T).

Sa i(T): Periodo fundamental(T) de la estructura para cada espectro de respuesta.

2.8.2 Suite Scale Factor (SS)

Con este factor se busca tener al sismo magnificado con aceleraciones mayores a las Sa MCE en un rango de periodo de 0.2 T a 1.5 T. Para obtener el factor indicado se utiliza la siguiente fórmula.

$$SS = \frac{Sa_{MCE}(T_{mayor})}{\bar{X} Sa_i * FPS_i(T_{mayor})}$$

Ecuación 2-10: Factor Suite Scale Factor

Fuente : (ASCE-7, 2016)

Donde:

SS: Factor Suite Scale.

Sa MCE (T mayor): Componente mayorado espectral de la estructura en el periodo fundamental (T).

\bar{X} Sa 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)

Para el tercer paso, ya con los dos factores FPS Y SS, se multiplica por sus respectivas aceleraciones espectrales para cada sismo, y de este producto se realizará una media aritmética lo que nos da como resultado el sismo escalado.

$$Cs = SS * FPS i$$

Ecuación 2-11: Factor de escala combinado

Fuente : (ASCE-7, 2016)

Donde:

Cs: Factor de escala combinado

SS: Factor Suite Scale.

FPS: Periodo fundamental escalado.

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

Ecuación 2-12: Escalamiento de sismos

Fuente : (ASCE-7, 2016)

Donde:

$\bar{X} CS i$: Aceleraciones escaladas

Sa i: Aceleraciones del sismo

Después de especificar las fórmulas y factores utilizados, se presenta los sismos de los pórticos del bloque de maternidad del Hospital Misereor.

Tabla 2-14: Datos iniciales para escalamiento de sismo en la dirección X

DATOS INICIALES BLOQUE DE MATERNIDAD DIRECCIÓN X			
Descripción	Símbolo	valor	unidad
Período de la estructura	T	0.94413805	Seg
Período limite inicial	0.2T	0.19	Seg
Período limite final	1.5T	1.42	Seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores.

Tabla 2-15: Datos del sismo ya escalado multiplicado por todos los factores

FACTORES RESULTANTES ESCALAMIENTO DE SISMOS BLOQUE DE MATERNIDAD DIRECCION X				
Sismo SRSS	FPS	T_{mayor}	SS	Csi
AMIL-E	21.1539	1.36	1.3275	28.0823
AMNT-N	3.1366	1.36	1.3275	4.1640
ASDO-N	10.0131	1.36	1.3275	13.2926

Fuente: Autores.

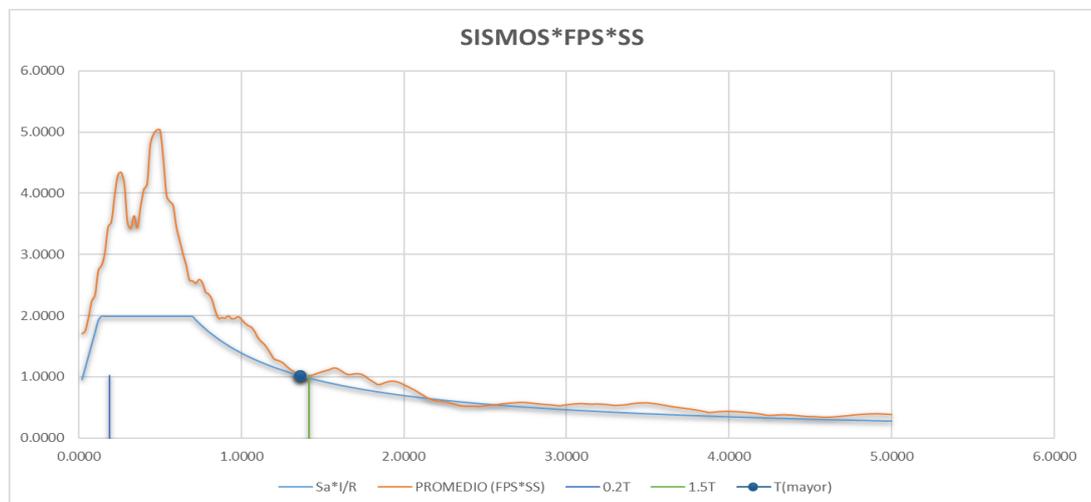


Ilustración 2-10: Sismo escalado para el pórtico "X".

Fuente: Autores.

Tabla 2-16: Datos iniciales para escalamiento de sismo en la dirección Y

DATOS INICIALES BLOQUE DE MATERNIDAD DIRECCIÓN Y			
Descripción	Símbolo	valor	unidad
Período de la estructura	T	0.9773178	Seg
Período limite inicial	0.2T	0.2	Seg
Período limite final	1.5T	1.47	Seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores.

Tabla 2-17: Datos del sismo ya escalado multiplicado por todos los factores

FACTORES RESULTANTES ESCALAMIENTO DE SISMOS BLOQUE DE MATERNIDAD DIRECCION Y				
Sismo SRSS	FPS	T_{mayor}	SS	Csi
AMIL-E	17.5169	1.36	1.3923	24.3897
AMNT-N	3.1706	1.36	1.3923	4.4145
ASDO-N	10.5111	1.36	1.3923	14.6351

Fuente: Autores.

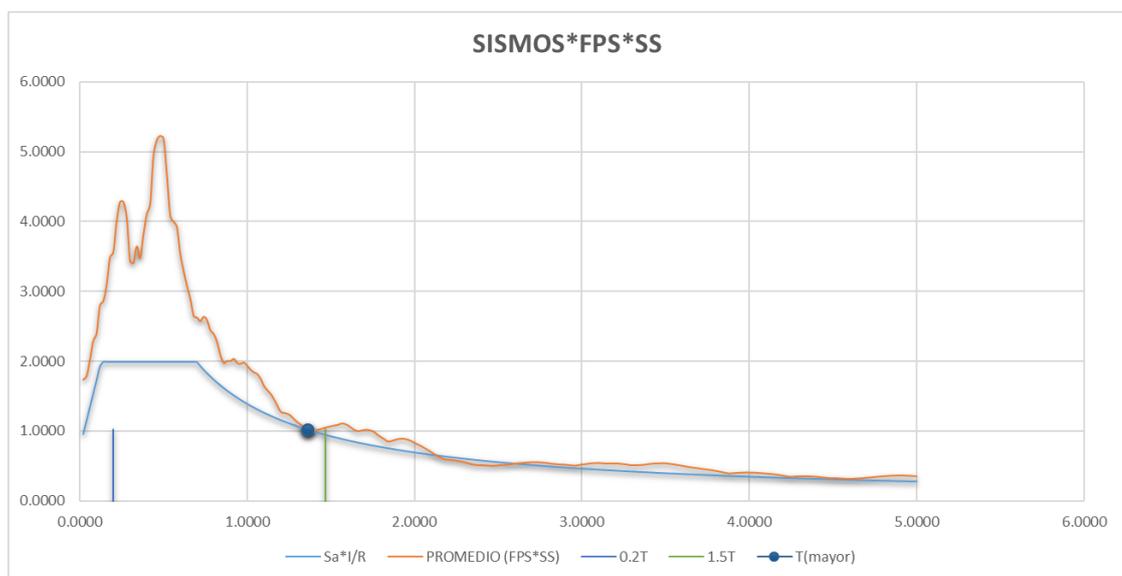


Ilustración 2-11: Sismo escalado para el pórtico “Y”.

Fuente: Autores.

2.9 Análisis estático no lineal (Pushover)

La normativa utilizada en este proyecto NEC-2015, aceptan que las estructuras pueden presentar diferentes niveles de daño, lo que requiere de análisis dinámicos paso a paso (Tiempo-Historia) en donde se quiere conocer la deformación en la cual la estructura se convierte en un mecanismo y deja de resistir cargas laterales. Para obviar estos métodos y tener una idea aproximada de la resistencia estructural se utiliza el método del Pushover introducido por primera vez en los años 70 por Freeman. Este método consiste en aplicar las cargas laterales que actúan en el pórtico hasta que fallen los componentes y esto se continua hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que se llegue a un límite predeterminado (Gutiérrez, 2015).

En los pórticos analizados se han establecido nodos de control en el último piso para poder determinar y analizar las deformaciones y derivas.

2.9.1 Deriva

Se conoce como la deriva de piso al coeficiente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso. Según la NEC-2015 la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecida es esta tabla:

Tabla 2-18: Valores de deriva Máxima

Estructuras de:	Deriva máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Para cumplir la NEC-2015 nuestros pórticos antes mencionados no deberán de exceder la deriva del 2%, a continuación, se presentará los resultados de cada pórtico por cada uno de sus pisos.

2.9.2 Cortante basal de diseño

Se define como cortante basal de diseño a la fuerza total de diseño por cargas laterales aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo, esto de acuerdo a la NEC-2015, en la cual la metodología a usar está en función del periodo del retorno del sismo a utilizar (NEC-SE-DS, 2015).

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

Ecuación 2-13: Cortante basal de diseño

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

V: cortante basal de diseño.

I: coeficiente de importancia.

S_a: aceleración espectral para el periodo de la estructura.

R: factor de reducción espectral.

Φ: coeficiente de irregularidad en planta y en elevación.

W: carga sísmica reactiva.

A continuación, presentamos el análisis no lineal de cada uno de los pórticos, así como también su cortante basal, el cortante máximo que soportan los pórticos y la deriva de piso máxima alcanzada; cabe recalcar que después de estos puntos la estructura entra en colapso.

- **Pórtico eje X**

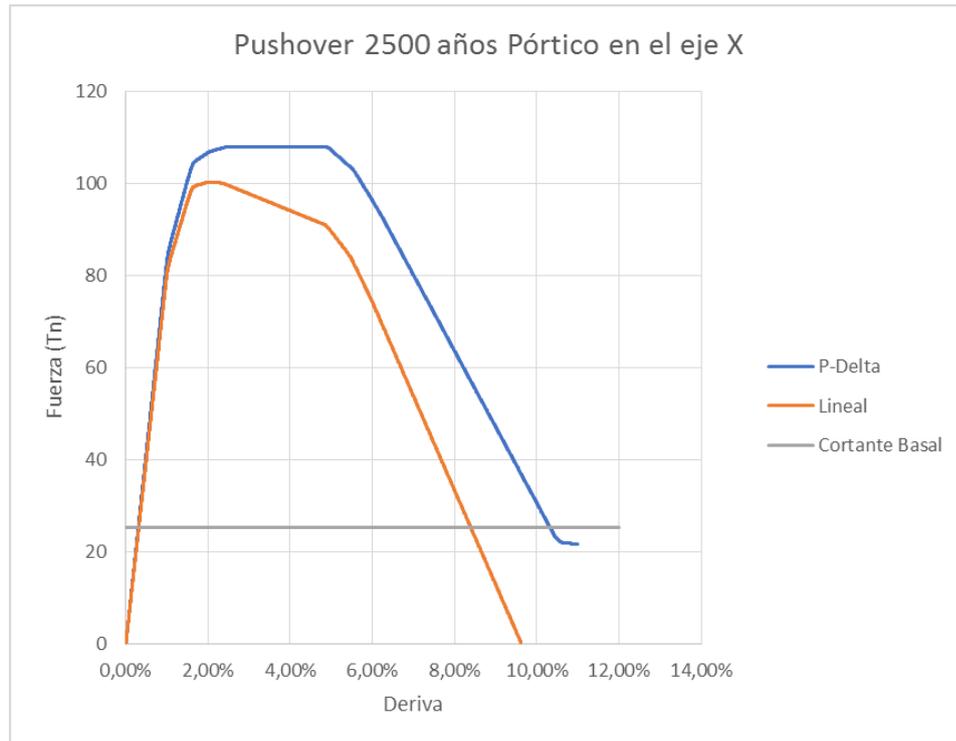


Ilustración 2-12: Pushover del Pórtico en Eje X

Fuente: Autores

Tabla 2-19: Factores para el cortante basal, Pórtico Eje X

Factores para el Cortante Basal	
I	1,50
Sa	0,98
θ_p	1,00
θ_e	1,00
Ta	0,94
W	136,30
R	8,00
V (Tn)	25,17

Fuente: Autores

Datos obtenidos:

- Cortante Basal: 25,17 Ton.
- Cortante máximo soportado: 100,24 Ton.
- Deriva de piso máxima en el pórtico: 4.96%.

- **Pórtico eje Y**

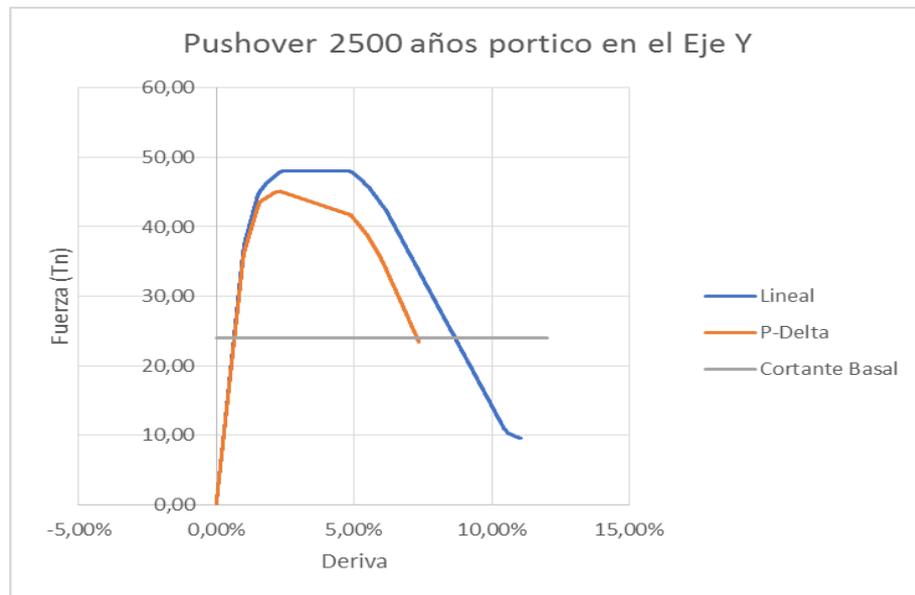


Ilustración 2-13: Pushover del Pórtico en Eje Y

Fuente: Autores

Tabla 2-20: Factores para el cortante basal, Pórtico Eje X

Factores para el Cortante Basal	
I	1,50
Sa	0,94
θ_p	1,00
θ_e	1,00
Ta	0,9773
W	136,30
R	8,00
V (Tn)	24,02

Fuente: Autores

Datos obtenidos:

- Cortante Basal: 24,02 Ton.
- Cortante máximo soportado: 45,11 Ton.
- Deriva de piso máxima en el pórtico: 4.81%

2.10 Análisis Dinámico no Lineal “tiempo-historia”

El análisis tiempo-historia arroja los resultados de la respuesta de la estructura ante la serie de movimientos sísmicos, en el rango no lineal; lo que quiere decir que las rigideces de la estructura van cambiando mediante el análisis avanza, para demostrar la relación entre este cambio de rigidez con el efecto P-delta y el comportamiento histerético. Este análisis es más exacto que el lineal, ya que tiene mayor capacidad de modelar los comportamientos de los elementos estructurales.

CAPÍTULO III. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Luego de realizar el modelo de los pórticos más vulnerables de la estructura del Hospital Misereor, presentamos los siguientes resultados correspondientes al análisis dinámico no lineal tiempo-historia.

3.1 Pórtico en eje X

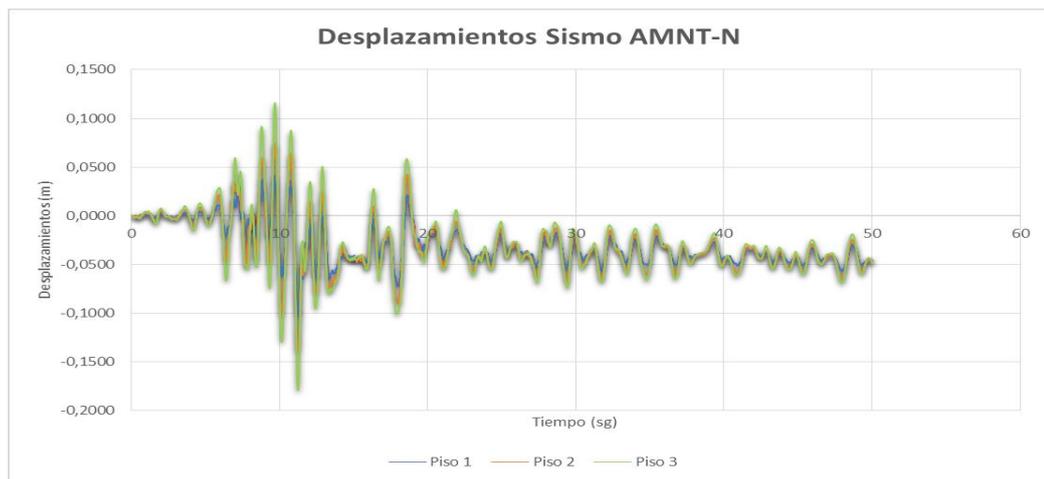


Ilustración 3-1: Desplazamientos Sismo AMNT-N, Pórtico Eje X

Fuente: Autores

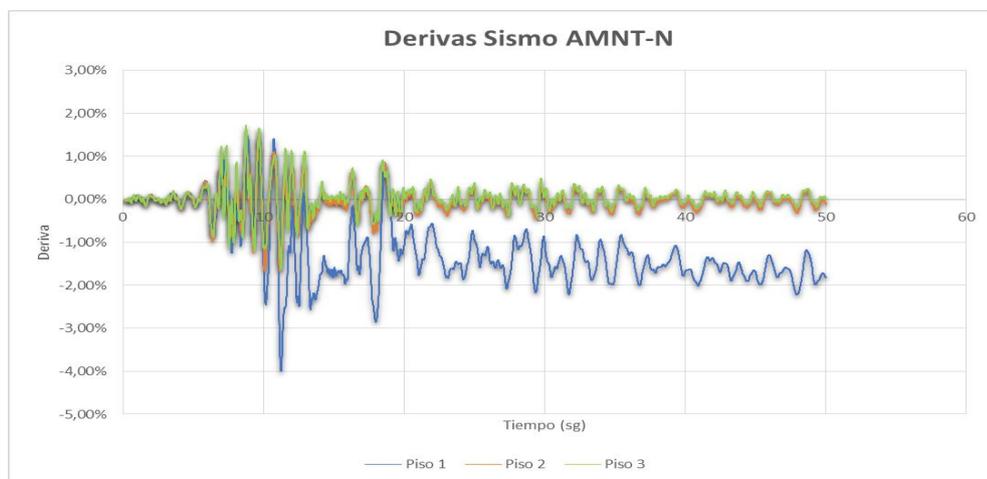


Ilustración 3-2: Derivas de piso Sismo AMNT-N, Pórtico Eje X

Fuente: Autores

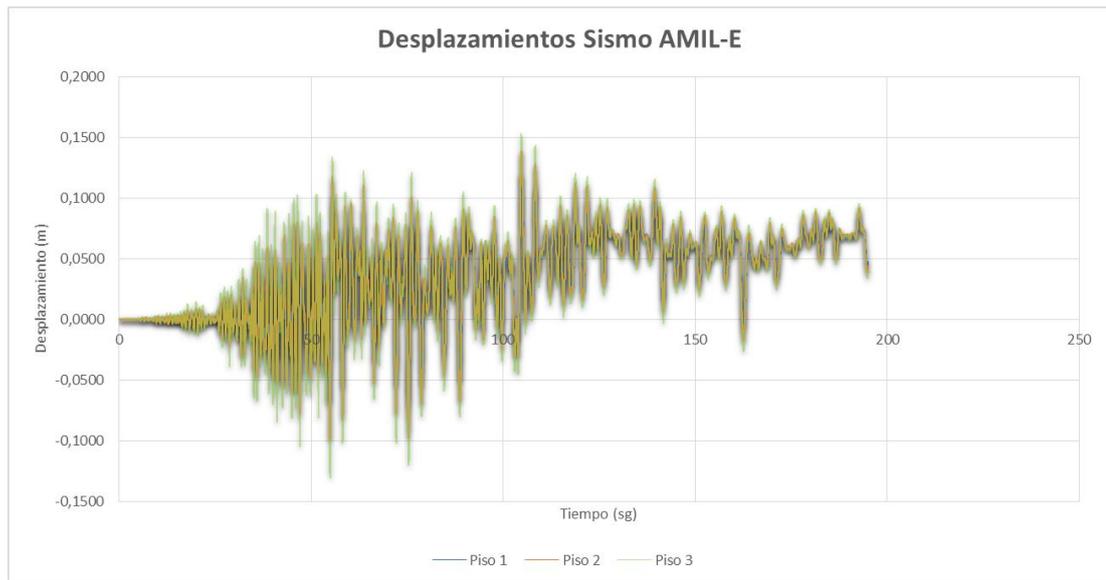


Ilustración 3-3: Desplazamiento Sismo AMIL-E, Pórtico Eje X

Fuente: Autores.

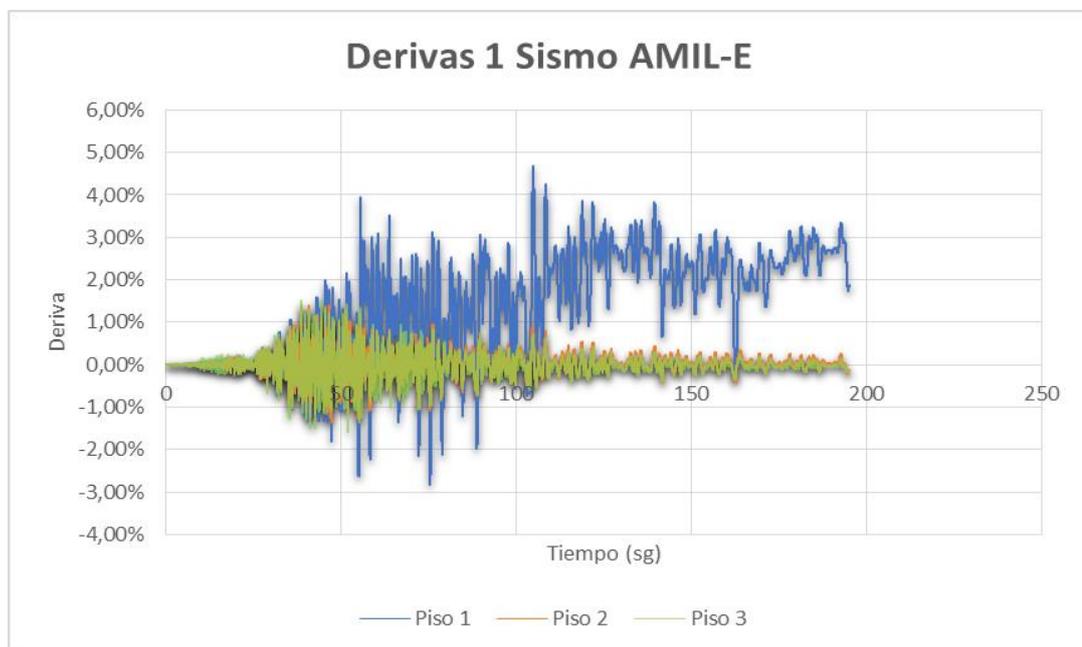


Ilustración 3-4: Derivas de piso Sismo AMIL-E, Pórtico Eje X

Fuente: Autores

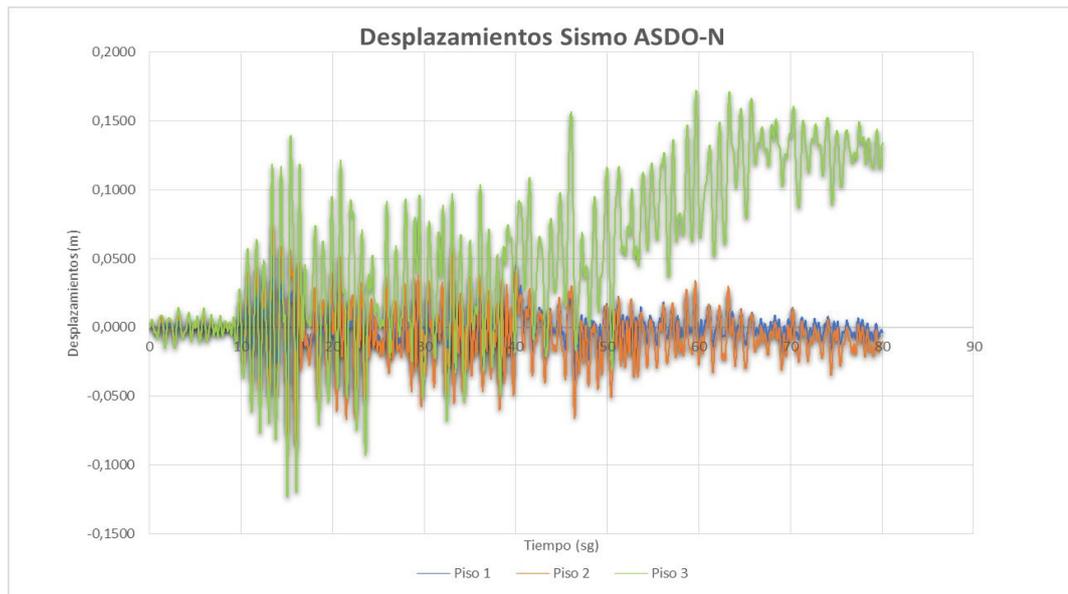


Ilustración 3-5: Desplazamiento Sismo ASDO-N, Pórtico Eje X

Fuente: Autores

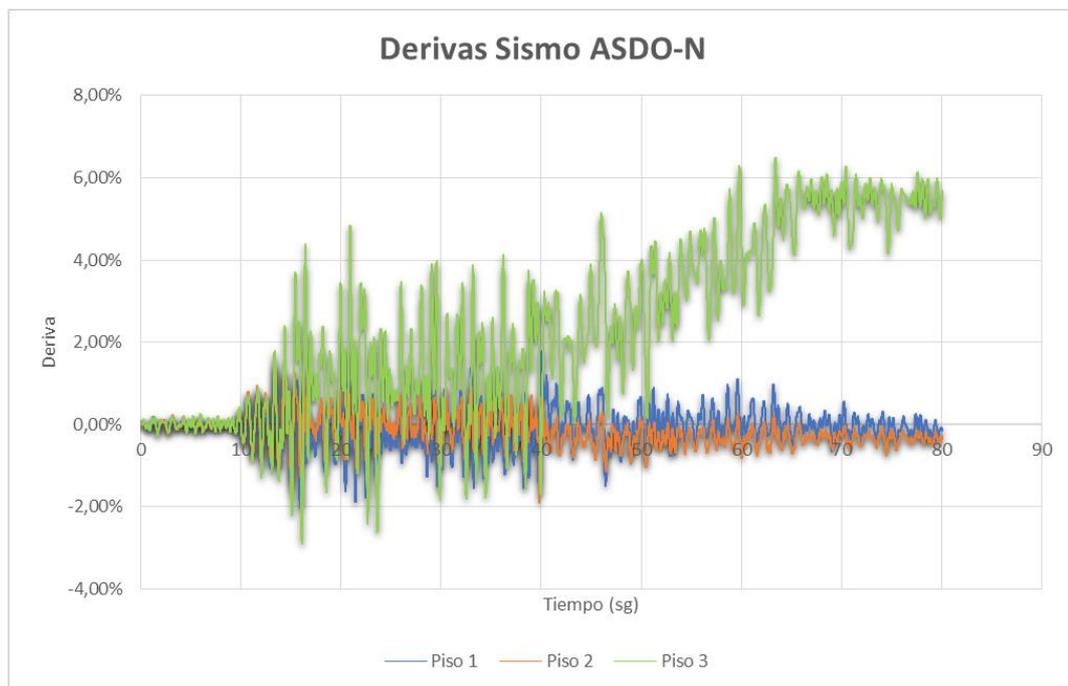


Ilustración 3-6: Derivas de piso Sismo ASDO-N, Pórtico Eje X

Fuente: Autores

3.1.1 Desplazamientos y derivas de piso máximas en el Pórtico eje X

Tabla 3-1: Desplazamientos máximos en el Pórtico Eje X

Desplazamientos máximos en el pórtico X						
Piso	AMNT-N		AMIL-E		ASDO-N	
	Desp (-)	Desp (+)	Desp (-)	Desp (+)	Desp (-)	Desp (+)
Piso 1	-0.10	0.04	-0.07	0.12	-0.05	0.05
Piso 2	-0.14	0.07	-0.10	0.14	-0.08	0.07
Piso 3	-0.18	0.12	-0.13	0.15	-0.12	0.17

Fuente: Autores

Tabla 3-2: Desplazamientos absolutos máximos en el Pórtico Eje X y el tiempo en que se produce

Desplazamientos máximos en el pórtico X						
Piso	AMNT-N		AMIL-E		ASDO-N	
	Desp (m)	Tiempo (sg)	Desp (m)	Tiempo (sg)	Desp (m)	Tiempo (sg)
Piso 1	-0.10	11.26	0.12	104.84	-0.05	15.96
Piso 2	-0.14	11.22	0.14	104.83	-0.08	15.96
Piso 3	-0.18	11.24	0.15	104.77	0.17	59.7

Fuente: Autores

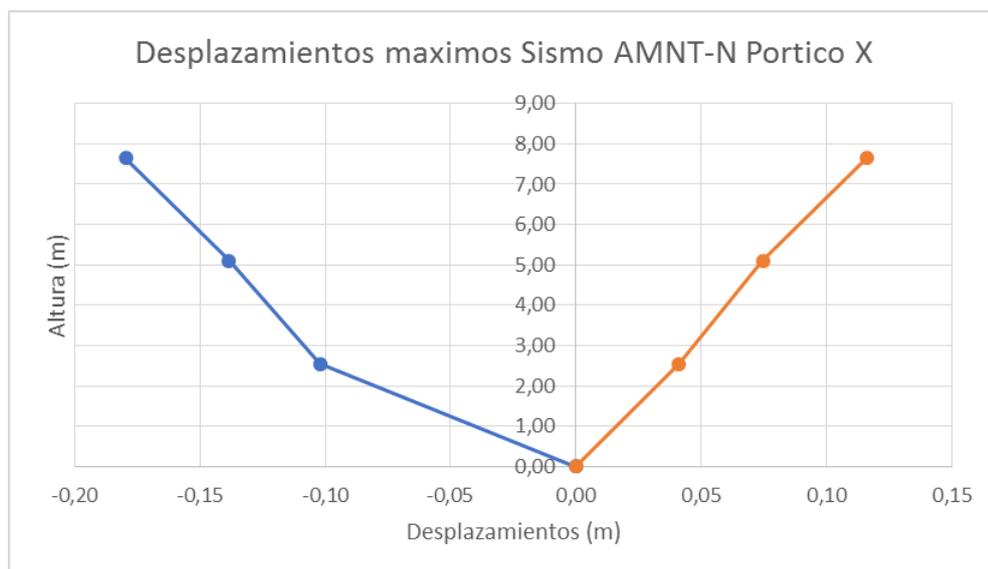


Ilustración 3-7: Desplazamientos máximos Sismo AMNT-N Pórtico X

Fuente: Autores

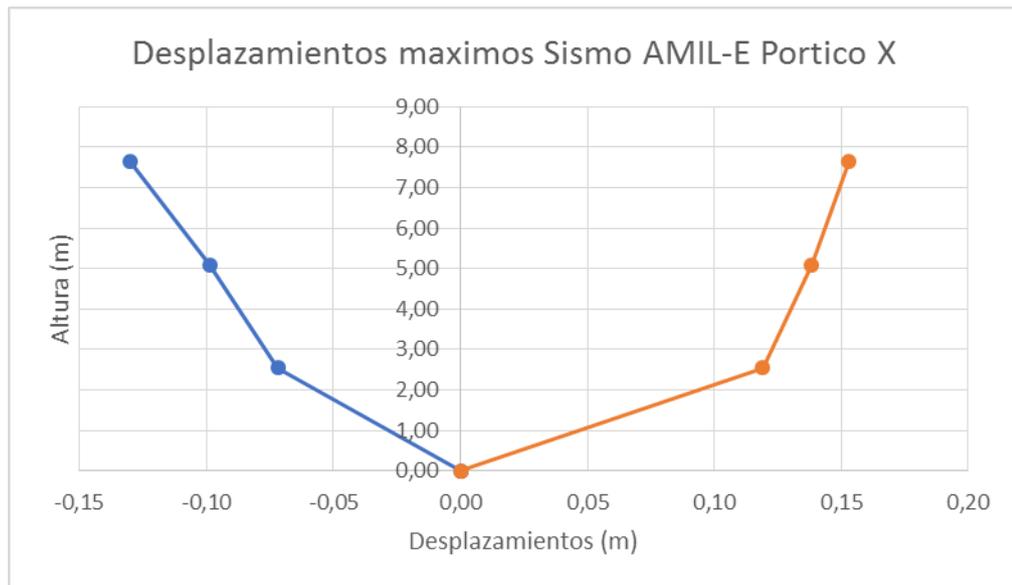


Ilustración 3-8: Desplazamientos máximos Sismo AMIL-E Pórtico X

Fuente: Autores

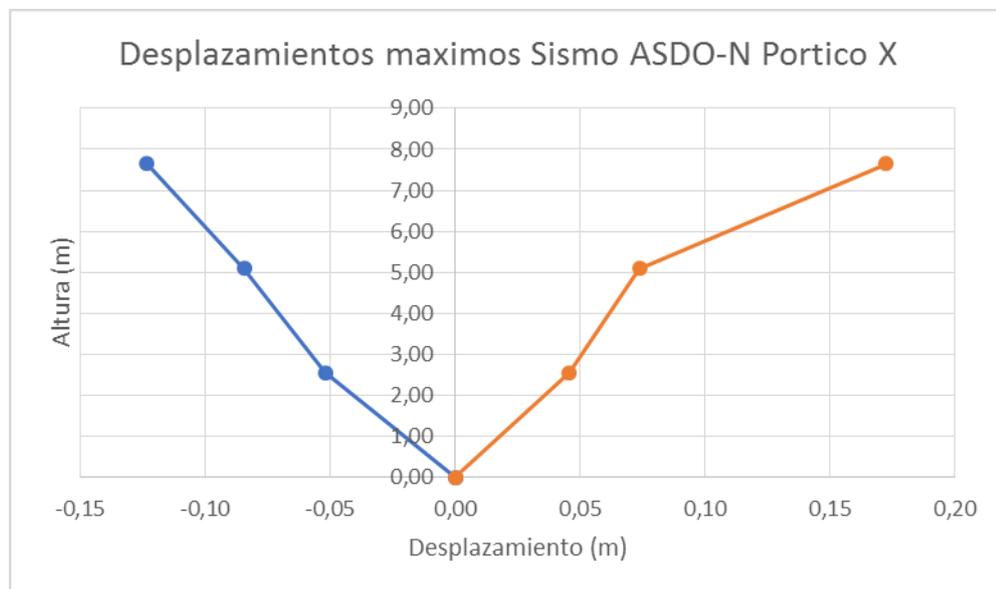


Ilustración 3-9: Desplazamientos máximos Sismo ASDO-N Pórtico X

Fuente: Autores

Tabla 3-3: Derivas máximas en el Pórtico Eje X

Derivas máximas en el pórtico X						
Piso	AMNT-N		AMIL-E		ASDO-N	
	Deriva (-)	Deriva (+)	Deriva (-)	Deriva (+)	Deriva (-)	Deriva (+)
Piso 1	-4.00%	1.62%	-2.82%	4.67%	-2.04%	1.79%
Piso 2	-1.69%	1.43%	-1.36%	1.39%	-1.90%	1.61%
Piso 3	-1.64%	1.73%	-1.59%	1.50%	-2.89%	6.49%

Fuente: Autores

Tabla 3-4: Derivas absolutas máximas en el Pórtico Eje X y el tiempo en que se produce

Derivas máximas en el pórtico X						
Piso	AMNT-N		AMIL-E		ASDO-N	
	Deriva	Tiempo (sg)	Deriva	Tiempo (sg)	Deriva	Tiempo (sg)
Piso 1	-4.00%	11.26	4.67%	104.87	-2.04%	15.95
Piso 2	-1.69%	11.17	1.39%	40.73	-1.90%	39.81
Piso 3	1.73%	8.76	-1.59%	51.97	6.49%	63.4

Fuente: Autores

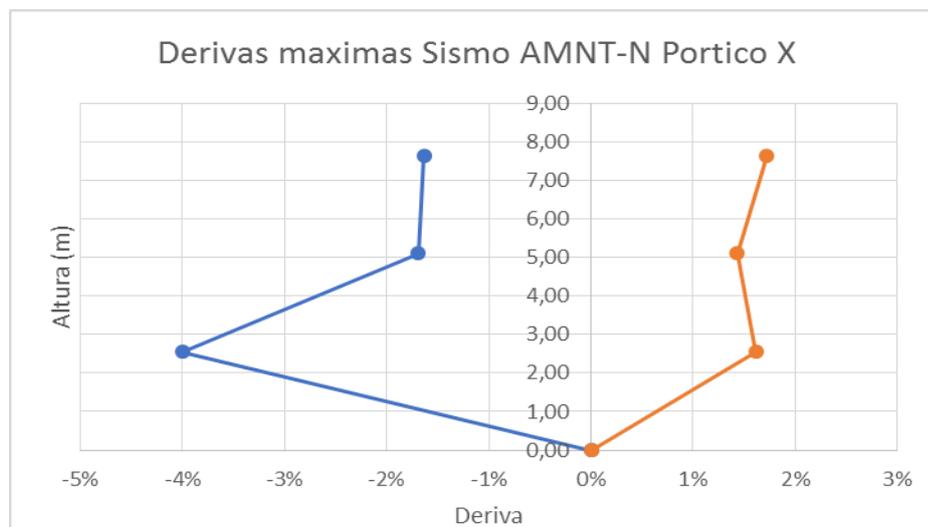


Ilustración 3-10: Derivas máximas Sismo AMNT-N Pórtico X

Fuente: Autores

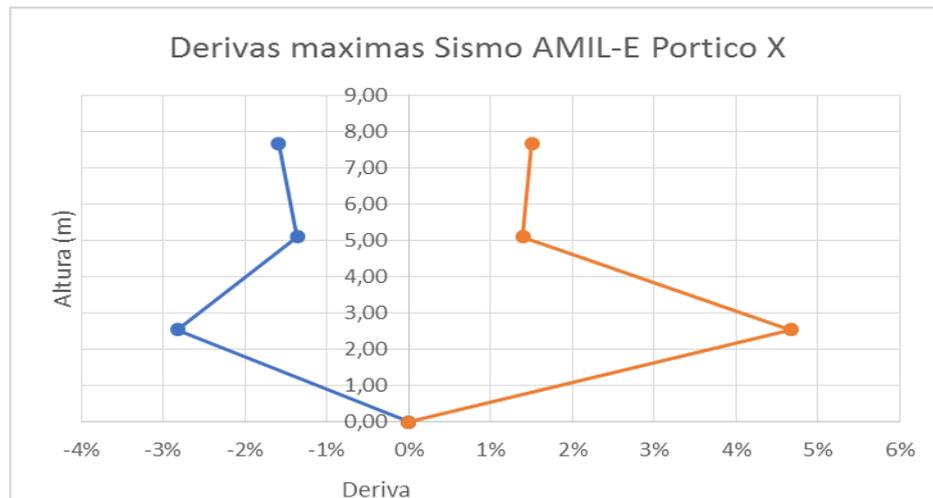


Ilustración 3-11: Derivas máximas Sismo AMIL-E Pórtico X

Fuente: Autores

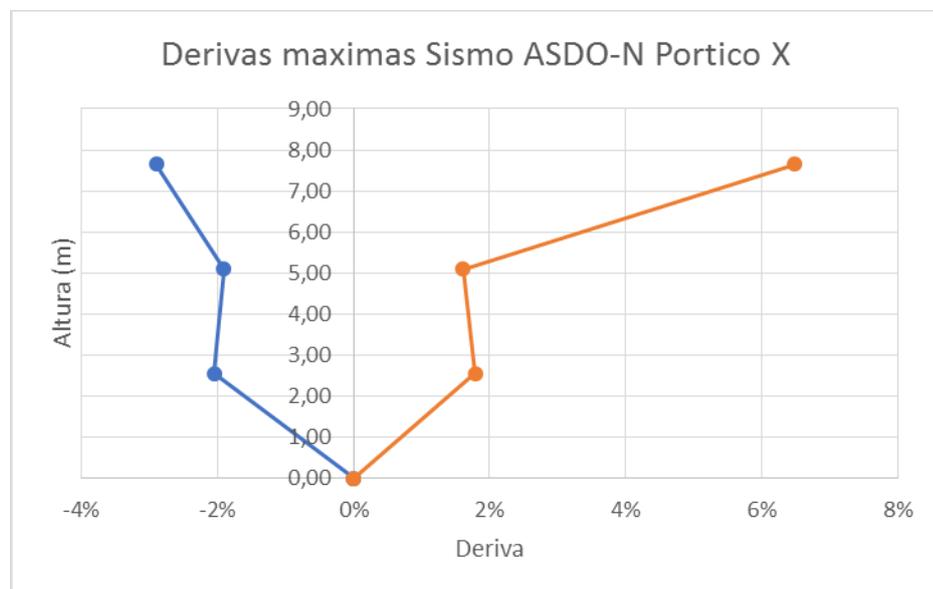


Ilustración 3-12: Derivas máximas Sismo ASDO-N Pórtico X

Fuente: Autores

3.1.2 Interpretación de resultados, Pórtico eje X

Según los resultados obtenidos del pórtico X frente al registro sísmico AMNT-N, el sismo no es suficiente para que la estructura llegue a colapsar, puesto que la deriva máxima presentada en el pórtico ante este sismo no sobrepasa la recomendada por el ASCE-7, que es del 10%, sin embargo, sobrepasa los valores de deriva de diseño del

2% establecida en la NEC-2015. Finalmente, en el pórtico analizado la deriva máxima se produce en el piso 1 con un valor de 4% en un tiempo de 11.26 seg, lo que quiere decir que presentaría daños estructurales considerables.

Luego se analizó el pórtico frente al registro sísmico AMIL-E, obteniendo en el primer piso una deriva máxima del 4.67% en un tiempo de 104.87 seg, que al igual que el anterior no llegaría a colapsar, ya que no sobrepasa la recomendada por el ASCE-7. Aun así, no se cumple con los valores establecidos por la NEC-2015, y de igual manera la estructura sufrirá daños estructurales.

Por último, se analizó el pórtico ante el registro sísmico ASDO-N obteniendo las derivas más desfavorables llegando a una máxima de 6.49% en el piso 3 en un tiempo de 63.4 seg, esta al igual que las anteriores no sobrepasa el valor del 10% establecido en el ASCE-7. Sin embargo, esta deriva tiene gran diferencia con la establecida por la NEC-2015 normada en 2%, por lo que se deduce que la estructura llegaría a tener daños considerables en todos sus elementos estructurales

3.2 Pórtico en eje Y

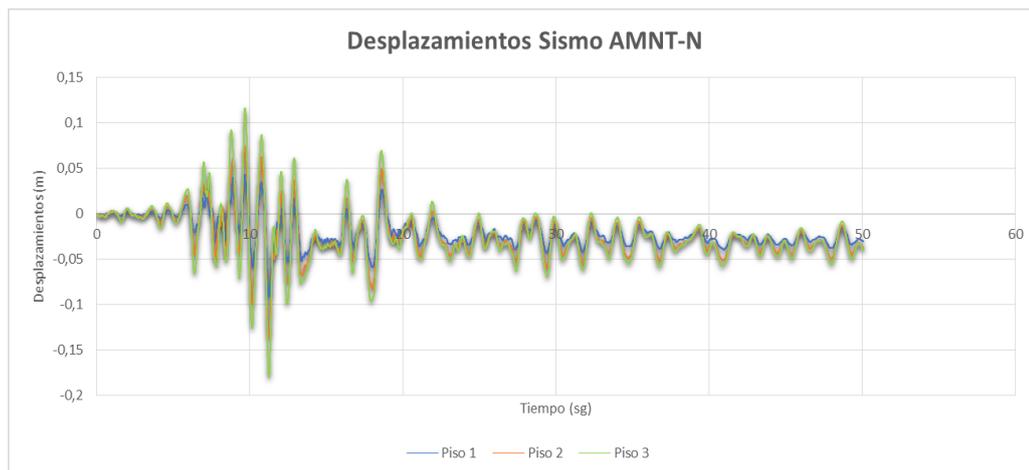


Ilustración 3-13: Desplazamientos Sismo AMNT-N, Pórtico Eje Y

Fuente: Autores

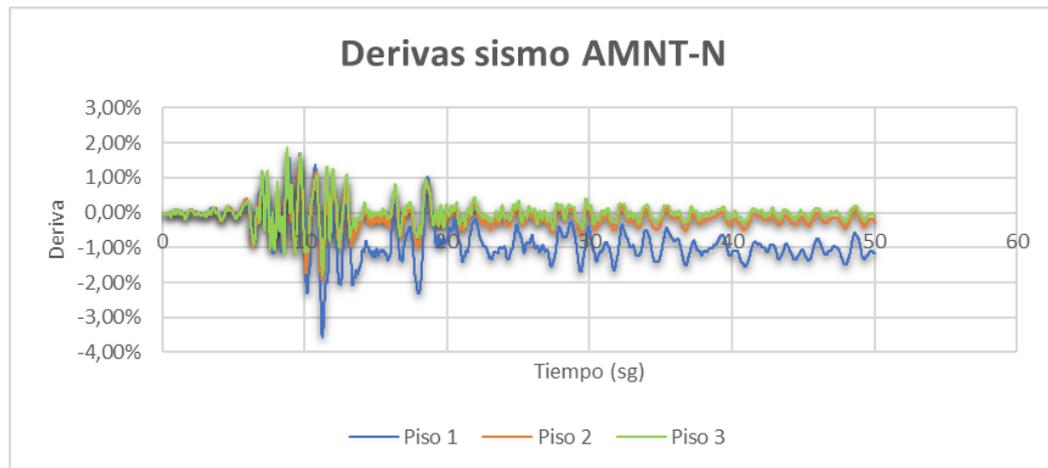


Ilustración 3-14: Derivas Sismo AMNT-N, Pórtico Eje Y

Fuente: Autores

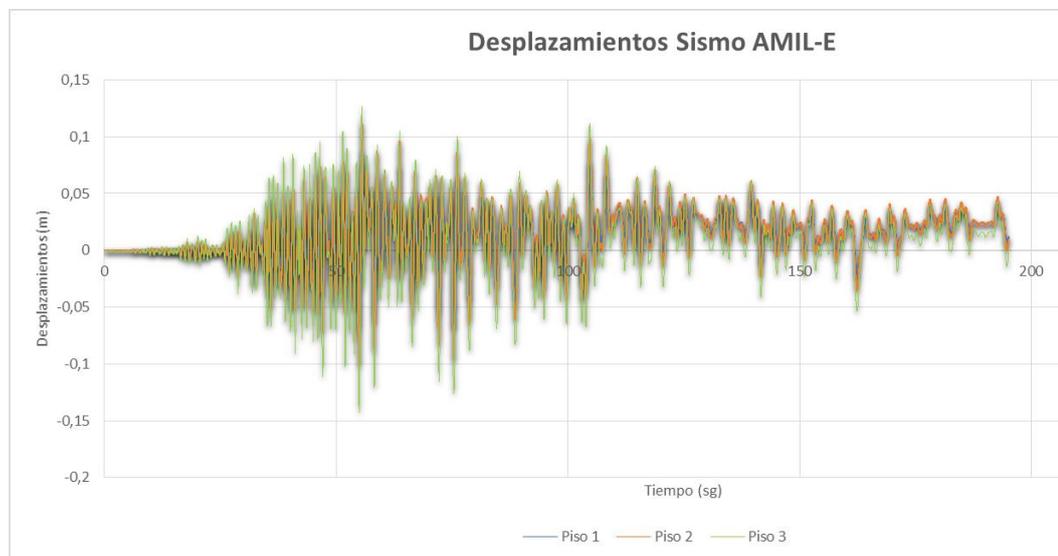


Ilustración 3-15: Desplazamiento Sismo AMIL-E, Pórtico Eje Y

Fuente: Autores.

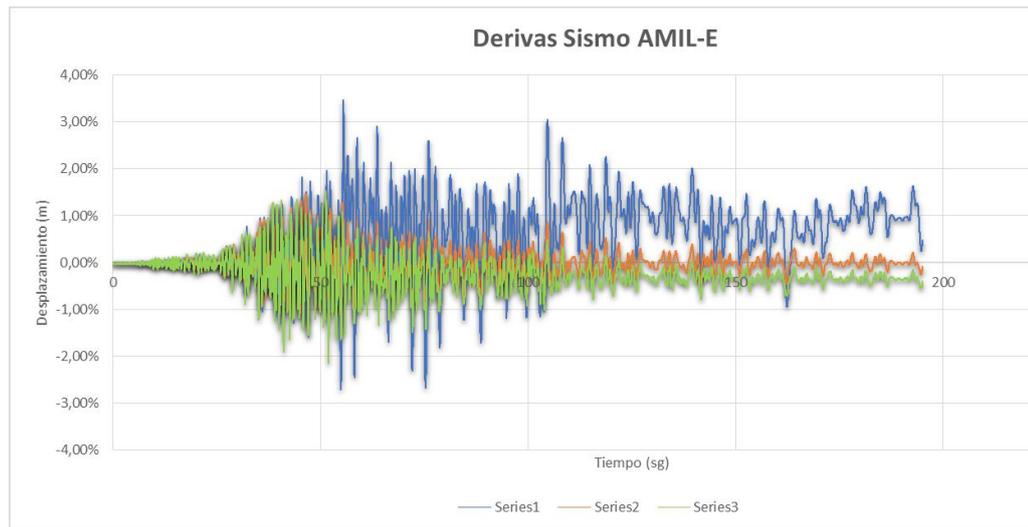


Ilustración 3-16: Derivas Sismo AMIL-E, Pórtico Eje Y

Fuente: Autores.

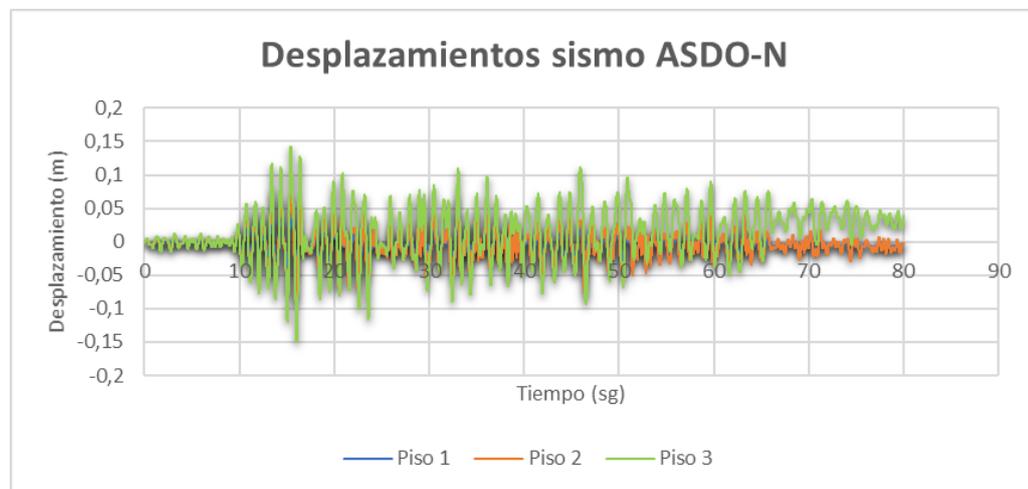


Ilustración 3-17: Desplazamiento Sismo ASDO-N, Pórtico Eje Y

Fuente: Autores

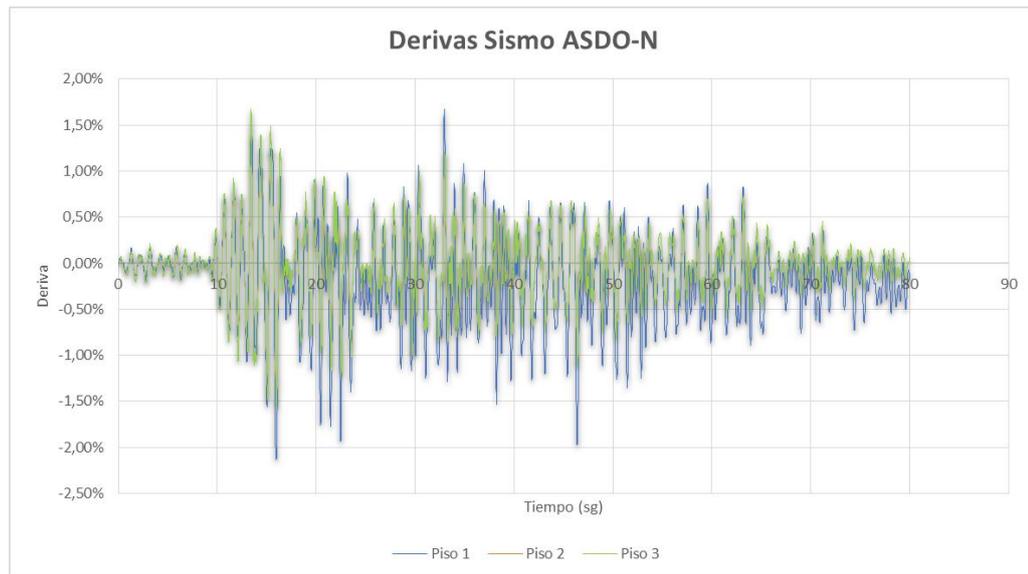


Ilustración 3-18: Derivas Sismo ASDO-N, Pórtico Eje Y

Fuente: Autores

3.2.1 Desplazamientos y derivas de piso máximas en el pórtico eje Y

Tabla 3-5: Desplazamientos máximas en el Pórtico Y

Desplazamientos máximos en el pórtico Y						
Piso	AMNT-N		AMIL-E		ASDO-N	
	Desp(-)	Desp(+)	Desp(-)	Desp(+)	Desp(-)	Desp(+)
Piso 1	-0,09	0,04	-0,07	0,09	-0,05	0,04
Piso 2	-0,14	0,07	-0,10	0,11	-0,09	0,08
Piso 3	-0,18	0,12	-0,14	0,13	-0,15	0,14

Fuente: Autores

Tabla 3-6: Desplazamientos absolutos máximos en el Pórtico Eje Y y el tiempo en que se produce

Desplazamientos máximos en el pórtico Y						
Piso	AMNT-N		AMIL-E		ASDO-N	
	Desp (m)	Tiempo (sg)	Desp (m)	Tiempo (sg)	Desp (m)	Tiempo (sg)
Piso 1	-0.09	11.23	0.09	55.57	-0.05	15.96
Piso 2	-0.14	11.21	0.11	55.54	-0.09	15.97
Piso 3	-0.18	11.24	-0.14	54.98	-0.15	16.04

Fuente: Autores

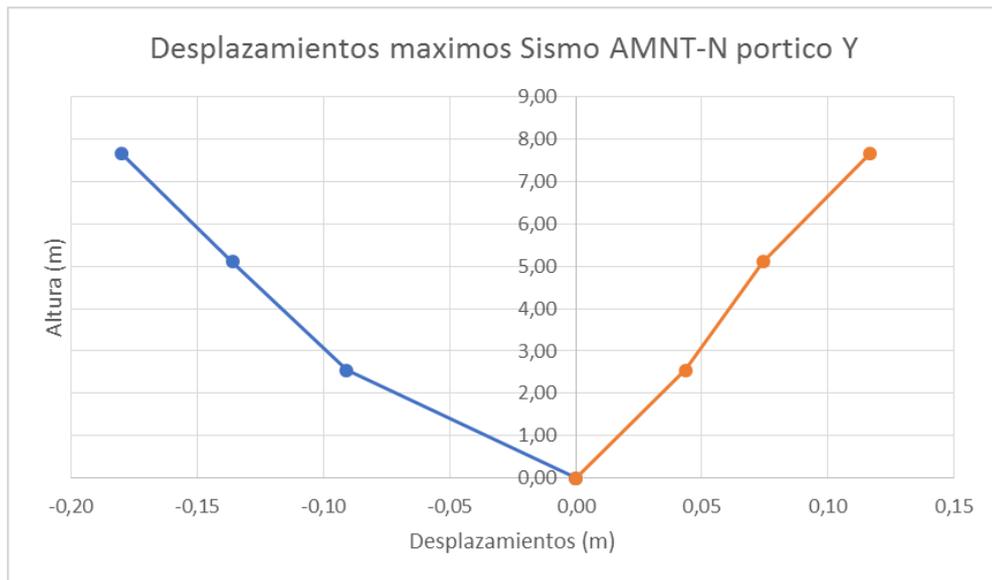


Ilustración 3-19: Desplazamientos máximos Sismo AMNT-N Pórtico Y

Fuente: Autores

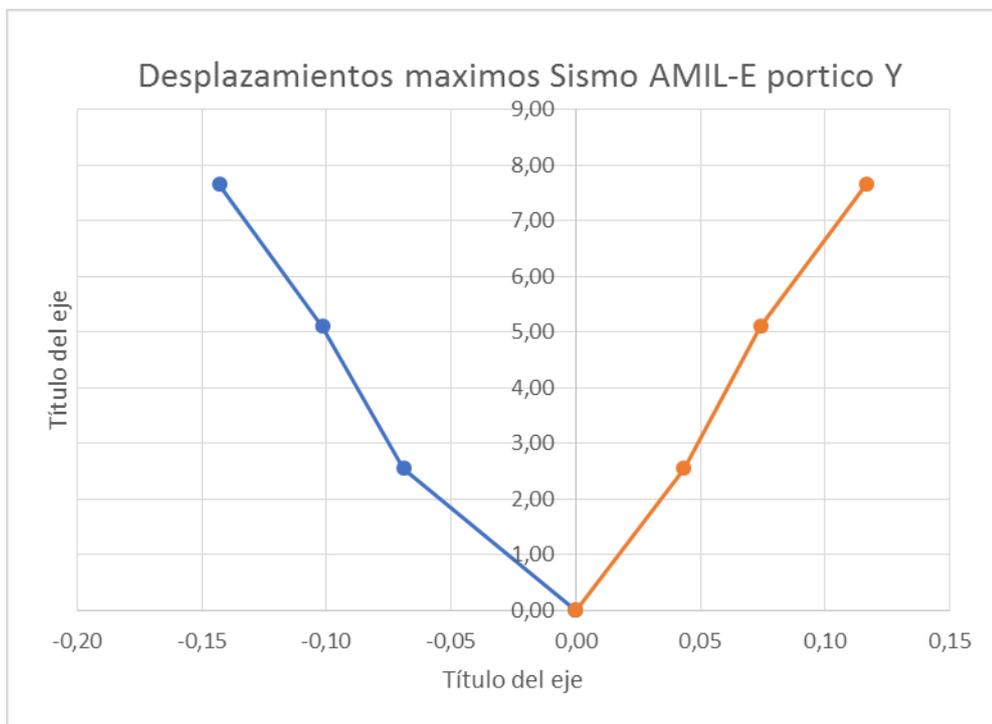


Ilustración 3-20: Desplazamientos máximos Sismo AMIL-E, Pórtico Y

Fuente: Autores

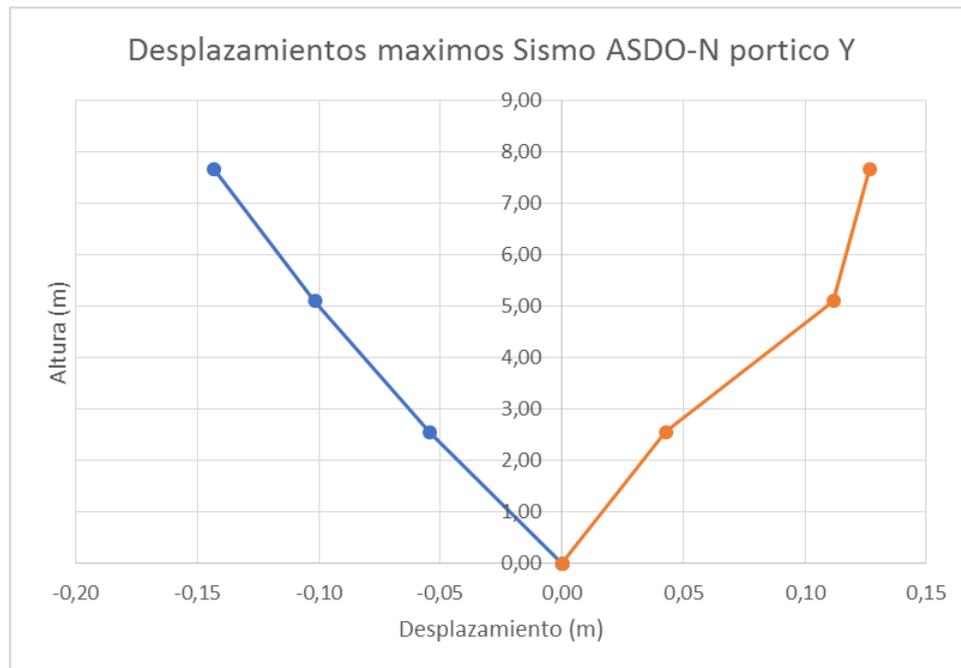


Ilustración 3-21: Desplazamientos máximos Sismo ASDO-N, Pórtico Y

Fuente: Autores

Tabla 3-7: Derivas máximas en el pórtico Eje Y

Derivas máximas en el pórtico Y						
Piso	AMNT-N		AMIL-E		ASDO-N	
	Deriva(-)	Deriva(+)	Deriva(-)	Deriva(+)	Deriva(-)	Deriva(+)
Piso 1	-3,57%	1,70%	-2,71%	3,47%	-2,14%	1,67%
Piso 2	-1,89%	1,31%	-1,33%	1,45%	-1,55%	1,68%
Piso 3	-1,80%	1,85%	-2,15%	1,52%	-1,55%	1,68%

Fuente: Autores

Tabla 3-8: Derivas absolutas máximas en el Pórtico Eje Y y el tiempo en que se produce

Derivas máximas en el pórtico Y						
Piso	AMNT-N		AMIL-E		ASDO-N	
	Deriva	Tiempo (sg)	Deriva	Tiempo (sg)	Deriva	Tiempo (sg)
Piso 1	-3.57%	11.23	3.47%	55.56	-2.14%	15.95
Piso 2	-1.89%	11.17	1.45%	46.48	1.68%	13.4
Piso 3	1.85%	8.75	-2.15%	51.97	1.68%	13.4

Fuente: Autores

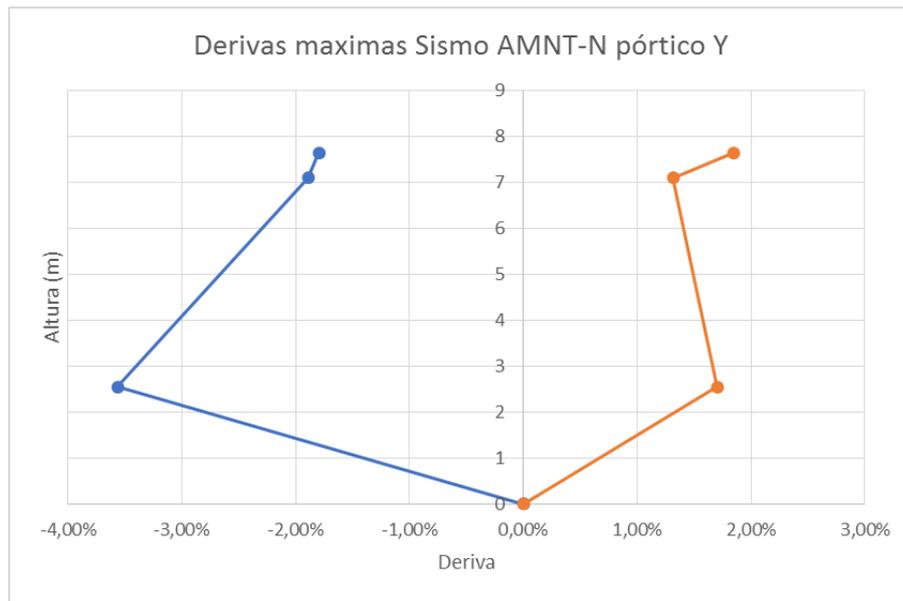


Ilustración 3-22: Derivas máximas Sismo AMNT-N Pórtico Y

Fuente: Autores

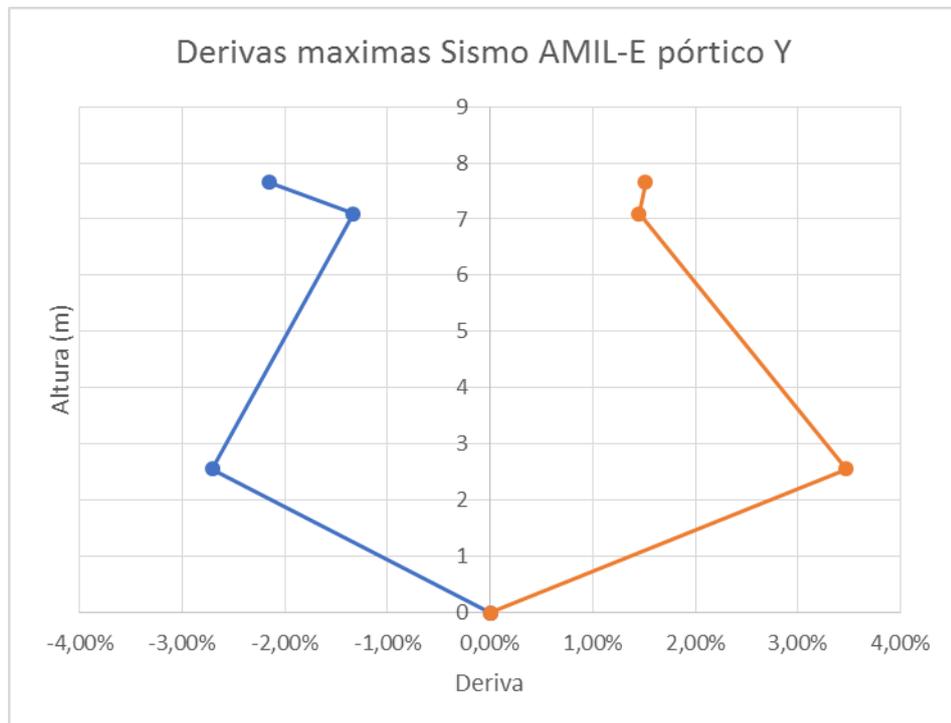


Ilustración 3-23: Derivas máximas Sismo AMIL-E Pórtico Y

Fuente: Autores

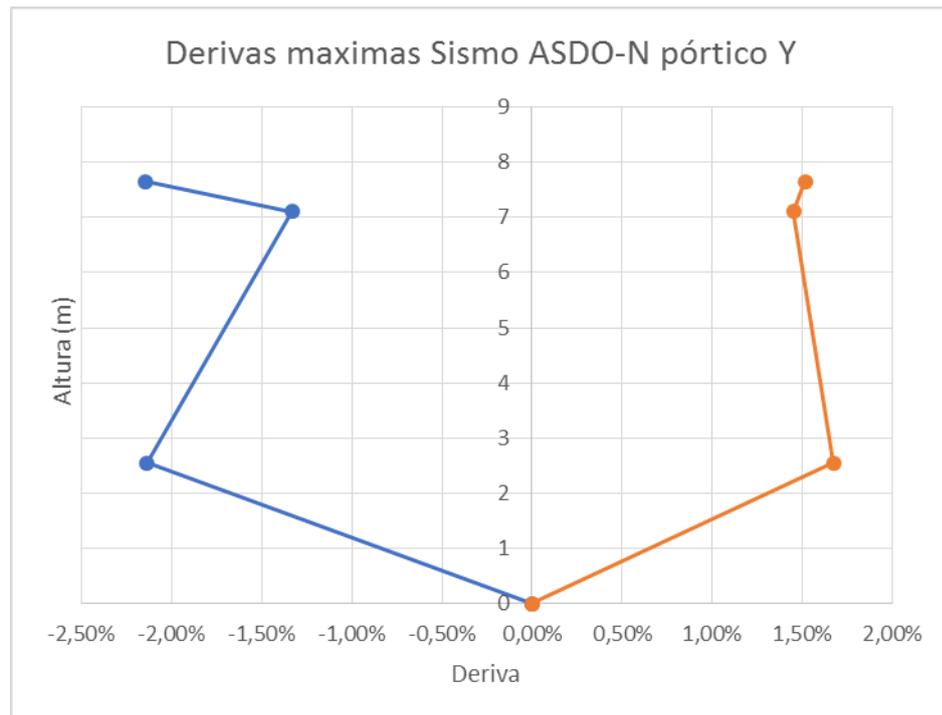


Ilustración 3-24: Derivas máximas Sismo ASDO-N Pórtico Y

Fuente: Autores

3.2.2 Interpretación de resultados, pórtico eje Y

Cumpliendo con el análisis en dos dimensiones, los resultados del pórtico en Y frente al registro sísmico AMNT-N fueron: una deriva máxima en el piso 1 de 3.57% en un tiempo de 11.23 seg, lo que no superaría lo establecido en el ASCE-7, es decir, la estructura no colapsará, sin embargo, excede la deriva de diseño establecida por la NEC-2015 del 2% por lo que la edificación sufrirá daños en sus elementos estructurales.

El mismo pórtico, frente al registro sísmico AMIL-E, obtuvo los siguientes valores: deriva máxima en el piso 1 del 3.47% en un tiempo de 55.56 seg, lo que representaría que este pórtico no llega al colapsar por lo establecido en el ASCE-7. Sin embargo, incumple la deriva de diseño de 2% establecida por la NEC-2015 por lo que la estructura, frente a este registro también presentaría daños estructurales

El último registro sísmico a analizar fue el ASDO-N, dando resultados de una deriva máxima de 2.14% en el piso 1 la que supera de manera muy leve a la deriva máxima de la NEC-2015 del 2% y muy por debajo de la normativa del ASCE-7 del 10%

CONCLUSIONES

La información recopilada en los proyectos de investigación previos realizados por (Delgado & Sempértegui, 2016) y (Manzano & Santacruz, 2017), sirvieron de línea base para este análisis, con la misma se determinó la geometría de los pórticos, dimensiones, resistencias y secciones de los elementos estructurales, siendo de principal importancia para la modelación de los pórticos más vulnerables de la estructura del Hospital Misereor.

La modelación de la estructura en el Software de código abierto OpenSees contribuyó para idealizar los pórticos y acercarlos a la realidad estructural y se logró utilizar el modelo histerético de envolvente cíclica de Ibarra, Medina y Krawinkler, un modelo idealizado basado en rótulas plásticas.

Con el análisis estático se pudo observar que la edificación si cumple con un requisito básico de la NEC-2015, que da cuenta que el cortante basal no sobrepase la curva del Pushover.

Las rótulas plásticas ubicadas en las uniones viga-columna no influyen en la modelación lineal de la estructura, verificando así lo investigado, teniendo parte solamente cuando la estructura pasa al rango no lineal de análisis.

Se concluyó también que no se podrá comparar con las investigaciones anteriores ya que, por falta de información de las propiedades de los materiales, como su resistencia, su módulo de elasticidad, su configuración geométrica...etc., se optó por modelar con resistencias comunes, sin embargo, se obtuvo resultados cercanos, pero no similares. Por otro lado, la comprobación en software comercial de la misma geometría y características no difiere mucho de la analizada en OpenSees.

Finalmente aplicando la metodología de análisis tiempo-historia recomendada en el ASCE 7, se usaron los registros sísmicos de las anteriores investigaciones: AMIL-E, AMNT-N y ASDO-N, escalados para un período de retorno de 2500 años. Después de realizar este escalamiento, se concluye que la estructura presenta su mayor deriva en el pórtico X y dentro del registro sísmico ASDO-N, con un valor de 6,49% en el piso 3 al tiempo de 63.4 segundos, dirección norte-sur. Lo que quiere decir que no llegaría a un colapso, pero se presentaría serios daños estructurales lo que dejaría a la estructura en un estado deplorable.

Una vez conseguidos los resultados de la presente investigación se dedujo que los procesos ingenieriles detrás de la construcción no fueron los más adecuados, razón por la cual este inmueble no debería ser ocupado como una estructura esencial, pues supone riesgo a la integridad de sus ocupantes en caso de presentarse eventos sísmicos esperados, peor aún prestará las condiciones de funcionalidad continua y ocupación inmediata post-evento.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar un análisis completo en 3 dimensiones, de la estructura del Hospital Misereor, para establecer los efectos producidos por la torsión y así tener resultados más cercanos a la realidad.

Es necesario que se planifique un programa de mitigación y reforzamiento, de manera inmediata de la edificación para así poder disminuir su vulnerabilidad sísmica, que puede producir el colapso estructural ante un sismo severo, se deberá incluso modelar con dispositivos de disipación y comprobar derivas máximas.

Se debe exigir a las entidades contratantes y a los constructores que se planifique las estructuras para que no solamente cumplan los mínimos de las normas y solicitaciones especificadas en la NEC, sino además la construcción cumpla a cabalidad el diseño por desempeño y el objetivo principal que es la funcionalidad continua de la estructura.

Se recomienda evaluar el estado de todas las estructuras hospitalarias del país y buscar que cumplan las condiciones de funcionalidad continua y ocupación inmediata post-evento.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, R. (2008). *ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS*. Quito: Centro de investigaciones Científicas Escuela Politecnica del Ejército.
- Aguilar, R. (2015). *ANALISIS SISMICO POR DESEMPEÑO*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Alemán, L., & Naranjo, L. (2011). *Diseño por Desempeño de Elementos Estructurales de Hormigón Armado Mediante los Códigos Fema, Utilizando ETABS*. Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército.
- Astudillo, B. (2018). *MODELACIÓN Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO, CONSIDERANDO DETERIORO PARA LA PREDICCIÓN DEL COLAPSO*. Cuenca.
- Avecillas, A. (2016). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA LA CIUDAD DE AZOGUES*. Quito: Universidad Politécnica Nacional.
- Azis, T. (1976). *INELASTIC DYNAMIC ANALYSIS OF BULDING FRAMES*. Massachusets: Institute of Technology.
- Bazzano, B., & Pérez, J. (2017). *INTRODUCCIÓN AL ANALISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS*. Montevideo: Craetive Commons.
- Botas, G. (2012). *DISEÑO POR DESEMPEÑO*. MEXICO.
- Buestan, A. (2017). *ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL "HOSPITAL AIDA LEÓN DE RODRÍGUEZ LARA" (GIRON), MEDIDAS DE MITIGACIÓN T REFUERZO PARA DISMINUIR SU VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL*. Cuenca.
- Cabrera, H., & Erika, E. (2016). *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL "HOMERO CASTANIER CRESPO" DE LA CIUDAD DE AZOGUES-PROVINCIA DE CAÑAR PARA CUANTIFICAR LAS AMENAZAS Y VULNERABILIDAD DE LA EDIFICACION HOSPITALARIA*. Cuenca.
- Chopra, A. (2014). *DINAMICA DE ESTRUCTURAS*. Mexico: PEARSON.
- Chopra, A. (2014). *DINÁMICA DE ESTRUCTURAS*. Ciudad de Mexico: Pearson Education.
- Comité para Reconstrucción y Reactivación Productiva. (2016). *PLAN RECONSTRUYÓ ECUADOR*. QUITO: Comité para Reconstrucción y Reactivación Productiva.
- Cortés, F. (2011). *SOLUCIÓN DE PROBLEMAS ESTRUCTURALES Y GEOTÉCNICOS CON OPENSEES*. Loja.
- Delgado, A., & Sempértegui, G. (2016). *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA ENTIDAD HOSPITALARIA "HOSPITAL MISEREOR" DE LA CIUDAD DE GUALAQUIZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO, PARA CUANTIFICAR LAS AMENAZAS Y VULNERABILIDAD DE LA EDIFICACIÓN HOSPITALARIA*. Cuenca.
- FEMA P440A. (2009). *EFFECTS OF STRENGTH AND STIFFNES DEGRADATION ON SEISMIC RESPONSE*. Washington.
- FEMA P440A. (2009). *QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS*.
- Fernandez, V. (2005). *Cirvas Histereticas*. Cusco.

- Fernandez, V. (2005). *Curvas Histereticas*. Cusco.
- Flores, T. (2003). *ESTUDIO DEL CONTROL DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN PORTICOS DE CONCRETO ARMADO*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Giberson, M. (1967). *THE RESPONSE OF NONLINEAR MULTISTORY STRUCTURES SUBJETED TO EARTHQUAKE EXCITATION*. Pasadena: California Institute of Technology.
- Gualaquiza somos todos. (28 de Marzo de 2019). *Noti Amazonía*. Obtenido de Noti Amazonía: <http://www.notiamazonia.com/noticias-recientes/morona-santiago-se-evaluan-danos-por-fuerte-sismo/>
- Gutiérrez, A. (2015). *NOTAS SOBRE EL MÉTODO DE ANALISIS NO LINEAL(PUSHOVER)*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Haselton, C., Goulet, C., Mitrani-reiser, J., Beck, J., & Deierlein, G. (2008). *AN ASSESSMENT TO BENCHMARK THE SEISMIC PERFORMANCE OF A CODE-CONFORMING REINFORCED CONCRETE MOMENT-FRAME BUILDING*. BERKELEY.
- Ibarra, L., Medina, R., & Krawinkler, H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration*.
- INEC. (2010). *CENSO 2010 POBLACIÓN Y VIVIENDA UNA HISTORIA PARA VER Y SENTIR*. Quito.
- Jérvés, R. (2018). *Análisis por desempeño de una estructura con plasticidad distribuida mediante fibras basadas en desplazamientos*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Karaaslan, E. (2015). *Seismic Performance Assessment of Wide Beam Infill Joist Block Frame Structures in Turkey*. Middle East Technical University.
- Lasso, E., & Vazquez, F. (2018). *EFFECTOS DE AISLAMIENTO DE BASE ELASTOMETRICOS EN LAS ACELERACIONES DE PISO DE UNA ESTRUCTURA PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES*. Cuenca.
- Maldonado, R. (2012). *SENSIBILIDAD Y SEGURIDAD DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON EN REGIMEN NO LINEAL*. Cataluña: Universidad Cataluña.
- Manzano, M., & Santacruz, D. (2017). *ANALISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL "HOSPITAL BÁSICO MISEREOR" (GUALAQUIZA), MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y REFUERZO PARA DISMINUIR SU VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL*. Cuenca.
- Martinez, L., & Pozo, P. (2018). *ANALISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA ESPECIAL DE ACERO MODELADA CON FIBRAS CONTROLADAS POR FUERZAS EN EL SOFTWARE OPENSEES*. Cuenca.
- Ministerio de Salud Pública. (2008). *POLÍTICA NACIONAL DE HOSPITALES SEGUROS*. Quito.
- Mohamad, A. (s.f.). *SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES*.
- Naciones Unidas . (2005). *ESTRATEGIA INTERNACIONAL PARA LA REDUCCION DE DESASTRES, EIRD*. Hyogo.

- Narea, J. (2012). *Diseño de un plan de seguridad e identificación de riesgos en el hospital Misereor Cantón Gualaquiza*. Cuenca.
- NEC DISEÑO SISMO RESISTENTE. (2014). *NEC DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito: MIDUVI.
- NEC ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO. (2014). *NEC ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito: MIDUVI.
- NEC-SE-CG. (2015). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, CARGAS (NO SISMICAS)*. Ecuador.
- NEC-SE-DS. (2015). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, DISEÑO SISMO RESISTENTE*. ECUADOR.
- Organización Panamericana de Salud. (2008). *ÍNDICE DE SEGURIDAD HOSPITALARIA*. Washington DC: Biblioteca sede OPS.
- Pareja, N. (2012). *ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO LINEAL Y NO LINEAL POR PORTICOS METALICOS RESISTENTES A MOMENTOS*. Lima.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Desing of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. California: John Wiley & Sons, Inc.
- Rodriguez, V., & Miramontes, D. (2001). *IDENTIFICACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO EFECTIVO DE ALGUNOS*. Zacatecas.
- Sandi. (2007). *SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT. METHODOLOGICAL ELEMENTS AND APPLICATIONS TO THE CASE OF ROMANIA*. Bucharest.
- Scaletti Farina, H. (1989). *MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA SÍSMICA*.
- Scott, M., & Fenves, G. (2006). *PLASTIC HINGE INTEGRATION METHODS FOR FORCE-BASED BEAM-COLUMN ELEMENTS*. CATALUÑA.
- Secretaria de Gestion de Riesgos. (2014). *SISTEMA NACIONAL DESCENTRALIZADO DE LA GESTIÓN DEL RIESGO Y EMERGENCIAS*. Quito: Secretaria de Gestión de Riesgos.
- Taucer, F., Spacone, E., & Filippou. (1991). *A FIBER BEAM-COLUMN ELEMENT FOR SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES*. California: University of California.
- Ubica Ecuador. (27 de Marzo de 2019). *Ubica*. Obtenido de Ubica: <https://www.ubica.ec/info/HOSPITAL-BASICO-MISEREOR>
- Vázquez, F., & Lasso, E. (2018). *EFFECTOS DE AISLAMIENTO DE BASE ELASTOMÉRICOS EN LAS ACELERACIONES DE PISO DE UNA ESTRUCTURA PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Vielma, J., & Cando, M. (2014). *EL EFECTO P-DELTA Y SU INFLUENCIA SOBRE LA DUCTIBILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS DEL ECUADOR*. Cuenca.
- Vielma, J., Barbat, A., & Oller, S. (2011). *PROYECTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS PORTICADAS*. Barcelona: A.H. Barbat.

ANEXOS

ANEXO : Script para la calibración del modelo.

- Calibración

```

Archivo  Editar  Buscar  Vista  Codificación  idioma  Configuración  Herramientas  Macro  Ejecutar  Plugins  Ventana  ?
calibracion.tcl  IMK.tcl
4      #####
5
6      proc IntStiff {P Ag fc Ec b d} {
7          set stiff [expr 0.17+1.61*$P/$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 $d-$cover]; #Effective Depth
46         set Ag [expr $b*$d/pow(1000.,2)]; #Member Gross Area
47         set v [expr $P/$Ag/$fc/1000.]; #Axial Load Ratio
48         set n [expr 1.0*$Es/$Ec]; #Ey/Ec
49         set dr [expr 1.0*$dc/$deff]; #Cover/Effective Depth Ratio
50         set A [expr $rc+$rt+$rs+$P*1000./$b/$deff/$fy];
51         set B [expr $rc+$rt*$dr+$rs*0.5*(1.0+$dr)+$P*1000./$b/$deff/$fy];
52         set ky [expr sqrt(pow($n,2)*pow($A,2)+2*$n*$B)-$n*$A];
53         set phi [expr 1.8*$fc/$Ec/$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)
55     }
56

```

- Valores IMK

Archivo Editar Buscar Vista Codificación idioma Configuración Herramientas Macro Ejecutar Plugins Ventana ? X



```

1 # Script to convert units to N-m
2 # Calibration Data for Ibarra-Krawinkler Hysteresis Calibration
3 # ENES KARASLAN
4 #####
5 # Peak Oriented Ibarra-Krawinkler Deterioration Material #
6 #####
7
8 proc IbarraMatNew {mat Ke Mypos Myneg tetp tetpc McMy} {
9   set in 1.; set kip 1.; set sec 1.;
10  set ft [expr 12.*$in]; # define engineering units
11  set ksi [expr $kip/pow($in,2)];
12  set psi [expr $ksi/1000.];
13  set lbf [expr $psi*$in*$in]; # pounds force
14  set pcf [expr $lbf/pow($ft,3)]; # pounds per cubic foot
15  set psf [expr $lbf/pow($ft,2)]; # pounds per square foot
16  set in2 [expr $in*$in]; # inch^2
17  set in4 [expr $in*$in*$in*$in]; # inch^4
18  set cm [expr $in/2.54]; # centimetre
19  set PI [expr 2*asin(1.0)]; # define constants
20  set g [expr 32.2*$ft/pow($sec,2)]; # gravitational acceleration
21  set Ubig 1.e10; # a really large number
22  set Usmall [expr 1/$Ubig]; # a really small number
23  set MPa [expr 145.04*$psi]; # MegaPascal
24  set meter [expr 100.*$cm]; # metric unit
25  set mm [expr 0.1*$cm]
26  set m [expr 100.*$cm]
27  set mm2 [expr $mm*$mm]
28  set N [expr 0.00022481*$kip]
29  set KN [expr 1000.*$N]
30
31  set matTag_Col $mat; # Material tag for wide beam spring
32  set Ko [expr 1.5*$Ke*1000]; # Initial Stiffness
33  set My_pos [expr 1*$Mypos*1000]; # Positive yield moment
34  set My_neg [expr 1*$Myneg*1000]; # Negative yield moment
35  set L_S 1; # basic strength deterioration
36  set L_K 1; # unloading stiffness deterioration
37  set L_A 1; # accelerated reloading stiffness deterioration
38  set L_C 1; # post-capping strength deterioration
39  set c_S 1.0; # exponent for basic strength deterioration
40  set c_K 1.0; # exponent for unloading stiffness deterioration
41  set c_A 1.0; # exponent for reloading stiffness deterioration
42  set c_C 1.0; # exponent for post-capping strength deterioration
43  set th_p [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity +
44  set th_pN [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity -
45  set th_pcP [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity +
46  set th_pcN [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity -
47  set Res_pos 0.20; # residual strength ratio +
48  set Res_neg 0.20; # residual strength ratio -
49  set th_uP 0.4; # ultimate rot capacity +
50  set th_uN 0.4; # ultimate rot capacity -
51  set D_pos 1.0; # rate of cyclic deterioration +
52  set D_neg 1.0; # rate of cyclic deterioration -
53  set Mc_My $McMy; # Post yield strength ratio
54  set as_pos [expr $Mc_My/$th_pP/($Ke*1000)]; # + strain hardening ratio
55  set as_neg [expr $Mc_My/$th_pN/($Ke*1000)]; # - strain hardening ratio
56  uniaxialMaterial ModIMKPeakOriented $matTag_Col $Ko $as_pos $as_neg $My_pos $My_neg $L_S $L_C $L_A $L_K $c_S $c_C $c_A $c_K

```

- Section and Material

```

Archivo  Editar  Buscar  Vista  Codificación  idioma  Configuración  Herramientas  Macro  Ejecutar  Plugins  Ventana  ?
calibracion.tcl  IMK.tcl  SectionAndMaterial.tcl
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.9noGFRm when you consider the factor of 10 I used.
10  set Mass2 [expr 2895.515816]; # Masa asignada en nodos [kg]
11  set smallMass2 0;
12  set smallMass3 0;
13
14  # Elastic test material stiffness - used for joint hinges not connected to anything, etc.
15  set E_elasticTestMaterial_Col_317 270807284095210; # This is made to match the initial bond-slip M-Rot spring stiffn
16  set E_elasticTestMaterial_Vig_290 270807284095210; # This is made to match the initial bond-slip M-Rot spring stiffn
17
18  # Make an elastic material for testing while building the model (this is also used for the joint bond-slip springs that
19  set elastJointMatI 49999; # To agree with joint numbering
20  uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatI $E_elasticTestMaterial_Col_317
21
22  # Make an elastic material for testing while building the model (this is also used for the joint bond-slip springs t
23  set elastJointMatI1 59999; # To agree with joint numbering
24  uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatI1 $E_elasticTestMaterial_Vig_290
25
26  puts "Bondslip 2 creada"
27
28  #####
29  ### DEFINE MATERIALS
30
31  # Define Joint Shear Panel Materials
32
33  uniaxialMaterial Elastic 612 110783457.7
34  uniaxialMaterial Elastic 613 110783457.7
35  uniaxialMaterial Elastic 614 81391928.12
36
37
38  uniaxialMaterial Elastic 622 110783457.7
39  uniaxialMaterial Elastic 623 110783457.7
40  uniaxialMaterial Elastic 624 81391928.12
41
42
43  uniaxialMaterial Elastic 632 110783457.7
44  uniaxialMaterial Elastic 633 110783457.7
45  uniaxialMaterial Elastic 634 81391928.12
46
47
48  uniaxialMaterial Elastic 642 110783457.7
49  uniaxialMaterial Elastic 643 110783457.7
50  uniaxialMaterial Elastic 644 81391928.12
51
52
53  uniaxialMaterial Elastic 652 110783457.7
54  uniaxialMaterial Elastic 653 110783457.7
55  uniaxialMaterial Elastic 654 81391928.12
56

```

```

58      uniaxialMaterial Elastic      662 110783457.7
59      uniaxialMaterial Elastic      663 110783457.7
60      uniaxialMaterial Elastic      664 81391928.12
61      |
62      |
63      uniaxialMaterial Elastic      672 110783457.7
64      uniaxialMaterial Elastic      673 110783457.7
65      uniaxialMaterial Elastic      674 81391928.12
66      |
67      |
68      uniaxialMaterial Elastic      682 110783457.7
69      uniaxialMaterial Elastic      683 110783457.7
70      uniaxialMaterial Elastic      684 81391928.12
71      |
72      |
73      uniaxialMaterial Elastic      692 110783457.7
74      uniaxialMaterial Elastic      693 110783457.7
75      uniaxialMaterial Elastic      694 81391928.12
76      |
77      |
78      puts "Shear Panel creada"
79
80      source calibracion.tcl
81
82      # Define Section GEOMETRY parameters -----
83      set HCol1 350; # Column depth
84      set BCol1 350; # Column width
85      set HCol2 300; # Column depth
86      set BCol2 300; # Column width
87      set BBeam1 350; # Beam width
88      set HBeam1 450; # Beam depth
89      set BBeam2 300; # Beam width
90      set HBeam2 450; # Beam depth
91
92      set HCover 40; # Cover concrete depth
93
94      # Reinforcement Parameters
95      #Column reinforcement
96      set CompStRatCol1 0.01395; # Column Compression reinforcement ratio
97      set TenStRatCol1 0.01395; # Column Tension reinforcement ratio
98      set ShrStRatCol1 0.004936; # Column Shear reinforcement ratio
99      set CompStRatCol2 0.01396; # Column Compression reinforcement ratio
100     set TenStRatCol2 0.01396; # Column Tension reinforcement ratio
101     set ShrStRatCol2 0.005759; # Column Shear reinforcement ratio
102     set CompStRatBeam1 0.01994; # Beam Compression reinforcement ratio
103     set TenStRatBeam1 0.01994; # Beam Tension reinforcement ratio
104     set ShrStRatBeam1 0.003839; # Beam Shear reinforcement ratio
105     set CompStRatBeam2 0.006841; # Beam Compression reinforcement ratio
106     set TenStRatBeam2 0.006841; # Beam Tension reinforcement ratio
107     set ShrStRatBeam2 0.003839; # Beam Shear reinforcement ratio
108     # Other Material Parameters
109     set fcv 21; #28 day concrete strength
110     set fcc 21; #28 day concrete strength
111     set fy 420; #Steel yield strength
112     set Esteel 210000;
113     set EConcc 21000;
114     set EConcv 21000;
115
116     # set P3 [expr 454.4801625/4];
117
118     # set P2 [expr 302.986775/4];
119
120     # set P1 [expr 151.4933875/4];
121
122     set P3 [expr 454.4801625/1];
123
124     set P2 [expr 302.986775/1];
125
126     set P1 [expr 151.4933875/1];
127
128
129
130
131     # define rotational spring material,
132     # Define Column Springs
133     # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
134     Calibration 30003 $EConcc $Esteel $HCol1 $BCol1 $HCover $fcc $fy $P3 $CompStRatCol1 $TenStRatCol1 $ShrStRatCol1 1; #
135     Calibration 30002 $EConcc $Esteel $HCol1 $BCol1 $HCover $fcc $fy $P2 $CompStRatCol1 $TenStRatCol1 $ShrStRatCol1 1; #
136     Calibration 30001 $EConcc $Esteel $HCol2 $BCol2 $HCover $fcc $fy $P1 $CompStRatCol2 $TenStRatCol2 $ShrStRatCol2 1; #
137
138
139     #Define Beam Springs
140     # mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
141     Calibration 20001 $EConcv $Esteel $HBeam1 $BBeam1 $HCover $fcv $fy $21.9454725 $CompStRatBeam1 $TenStRatBeam1 $ShrStRatBeam1
142     Calibration 20002 $EConcv $Esteel $HBeam2 $BBeam2 $HCover $fcv $fy $21.9454725 $CompStRatBeam2 $TenStRatBeam2 $ShrStRatBeam2
143
144     # # Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam and footing-soil stiffness
145     uniaxialMaterial Elastic      500 [expr 21000000E+6];
146
147     # puts "Rotspring material creada"
148
149     # propiedades de materiales
150     set EOFUnity 1.0; # This will be used when EI is used for I
151     set Acol_35x35 0.1225; # Just based on compressive transformed area for CS3 (kind of avergae for now)
152     set Acol_30x30 0.09;
153     set Avig_35x45 0.1575;
154     set Avig_30x45 0.135;
155
156     set EoncrC 21000E+6; # From ACI calcs, for 5 ksi concrete 310977000 284490000 si quieres pon 0 unidades de la hoja
157     set EoncrV 21000E+6;
158     # set EoncrC 26190365.89; # From ACI calcs, for 5 ksi concrete 310977000 284490000
159     # set EoncrV 25050184.77;
160
161     set ro 2400
162     set massDenscol_35x35 [expr $ro * $Acol_35x35]
163     set massDenscol_30x30 [expr $ro * $Acol_30x30]
164     set massDensvig_35x45 [expr $ro * $Avig_35x45]
165     set massDensvig_30x45 [expr $ro * $Avig_30x45]
166
167     set Icol_35x35 0.00125052
168     set Icol_30x30 0.000675
169

```

- RotSpring 2D

```

Archivo  Editar  Buscar  Vista  Codificación  idioma  Configuración  Herramientas  Macro  Ejecutar  Plugins  Ventana  ?
calibracion.tcl  .IMK1.tcl  SectionAndMaterial.tcl  rotSpring2D.tcl
1  # rotSpring2D.tcl
2
3  # SETS A MULTIPOINT CONSTRAINT ON THE TRANSLATIONAL DEGREES OF FREEDOM,
4
5  # SO DO NOT USE THIS PROCEDURE IF THERE ARE TRANSLATIONAL ZEROLENGTH
6
7  # ELEMENTS ALSO BEING USED BETWEEN THESE TWO NODES
8
9  #
10
11 # Written: MHS
12
13 # Date: Jan 2000
14
15 #
16
17 # Formal arguments
18
19 # eleID - unique element ID for this zero length rotational spring
20 # nodeR - node ID which will be retained by the multi-point constraint
21 # nodeC - node ID which will be constrained by the multi-point constraint
22 # matID - material ID which represents the moment-rotation relationship for the spring
23
24 proc rotSpring2D (eleID nodeR nodeC matID) {
25
26 # Create the zero length element
27
28 element zeroLength $eleID $nodeR $nodeC -mat $matID -dir 6
29
30 # Constrain the translational DOF with a multi-point constraint
31 # retained constrained DOF_1 DOF_2 ... DOF_n
32
33 equalDOF $nodeR $nodeC 1 2
34
35 }

```

Joint2D

```

# Define the joint elements
#
# tag n1 n2 n3 n4 CenterNode PH1 PH2 PH3 PH4 shearPanel LargeDisp
# tag n1 n2 n3 n4 CenterNode PH1 PH2 PH3 PH4 shearPanel LargeDisp

#Paño 1
element Joint2D 112 10121 10122 10123 10124 10125 30003 20001 30002 49999 612 $LrgDsp
element Joint2D 113 10131 10132 10133 10134 10135 30002 20001 30001 49999 613 $LrgDsp
element Joint2D 114 10141 10142 10143 10144 10145 30001 20002 49999 49999 614 $LrgDsp

# Paño 2
element Joint2D 122 10221 10222 10223 10224 10225 30003 20001 30002 20001 622 $LrgDsp
element Joint2D 123 10231 10232 10233 10234 10235 30002 20001 30001 20001 623 $LrgDsp
element Joint2D 124 10241 10242 10243 10244 10245 30001 20002 49999 20002 624 $LrgDsp

#Paño 3
element Joint2D 132 10321 10322 10323 10324 10325 30003 20001 30002 20001 632 $LrgDsp
element Joint2D 133 10331 10332 10333 10334 10335 30002 20001 30001 20001 633 $LrgDsp
element Joint2D 134 10341 10342 10343 10344 10345 30001 20002 49999 20002 634 $LrgDsp

#Paño 4
element Joint2D 142 10421 10422 10423 10424 10425 30003 20001 30002 20001 642 $LrgDsp
element Joint2D 143 10431 10432 10433 10434 10435 30002 20001 30001 20001 643 $LrgDsp
element Joint2D 144 10441 10442 10443 10444 10445 30001 20002 49999 20002 644 $LrgDsp

#Paño 5
element Joint2D 152 10521 10522 10523 10524 10525 30003 20001 30002 20001 652 $LrgDsp
element Joint2D 153 10531 10532 10533 10534 10535 30002 20001 30001 20001 653 $LrgDsp
element Joint2D 154 10541 10542 10543 10544 10545 30001 20002 49999 20002 654 $LrgDsp

# Paño 6
element Joint2D 162 10621 10622 10623 10624 10625 30003 20001 30002 20001 662 $LrgDsp
element Joint2D 163 10631 10632 10633 10634 10635 30002 20001 30001 20001 663 $LrgDsp
element Joint2D 164 10641 10642 10643 10644 10645 30001 20002 49999 20002 664 $LrgDsp

#Paño 7
element Joint2D 172 10721 10722 10723 10724 10725 30003 20001 30002 20001 672 $LrgDsp
element Joint2D 173 10731 10732 10733 10734 10735 30002 20001 30001 20001 673 $LrgDsp
element Joint2D 174 10741 10742 10743 10744 10745 30001 20002 49999 20002 674 $LrgDsp

# Paño 8
element Joint2D 182 10821 10822 10823 10824 10825 30003 20001 30002 20001 682 $LrgDsp
element Joint2D 183 10831 10832 10833 10834 10835 30002 20001 30001 20001 683 $LrgDsp
element Joint2D 184 10841 10842 10843 10844 10845 30001 20002 49999 20002 684 $LrgDsp

#Paño 9
element Joint2D 192 10921 10922 10923 10924 10925 30003 49999 30002 20001 692 $LrgDsp
element Joint2D 193 10931 10932 10933 10934 10935 30002 49999 30001 20001 693 $LrgDsp
element Joint2D 194 10941 10942 10943 10944 10945 30001 49999 49999 20002 694 $LrgDsp

```

ANEXO :Acelerogramas de los sismos utilizados

