



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA ESTRUCTURA ESENCIAL
EN LA PROVINCIA DE EL ORO.**

**CUN GALVEZ JOSUE FERNANDO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA ESTRUCTURA
ESENCIAL EN LA PROVINCIA DE EL ORO.**

**CUN GALVEZ JOSUE FERNANDO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA ESTRUCTURA
ESENCIAL EN LA PROVINCIA DE EL ORO.**

**CUN GALVEZ JOSUE FERNANDO
INGENIERO CIVIL**

AÑAZCO CAMPOVERDE PAUL ANDRE

**MACHALA
2023**

Titulación Cun

por Josue Fernando Cun Galvez

Fecha de entrega: 03-oct-2023 10:05a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2184436625

Nombre del archivo: 3_Trabajo_de_Titulaci_n_-_Josu_Cun.pdf (4.28M)

Total de palabras: 20672

Total de caracteres: 112251

Titulación Cun

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%

INDICE DE SIMILITUD

10%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

5%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	idoc.pub Fuente de Internet	1%
2	Submitted to Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales (FLACSO) - Sede Ecuador Trabajo del estudiante	1%
3	www.dspace.espol.edu.ec Fuente de Internet	1%
4	1library.co Fuente de Internet	1%
5	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	dspace.esPOCH.edu.ec Fuente de Internet	<1%

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, CUN GALVEZ JOSUE FERNANDO, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA ESTRUCTURA ESENCIAL EN LA PROVINCIA DE EL ORO., otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



CUN GALVEZ JOSUE FERNANDO

0707017182

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación está dirigido a Dios, mis padres, mis hermanos y a mis amigos.

A Dios, por darme sabiduría y fortaleza a lo largo de mi camino.

A mis padres, por haber sido mi sustento, fortaleza e inspiración en cada momento de mi vida y formación académica.

A mis hermanos, por alentarme y aconsejarme en cada momento.

A cada uno de mis mejores amigos, ya que han demostrado ser personas importantes en mi vida, me han apoyado desde el inicio y me enseñaron el significado de una amistad verdadera.

Josue Fernando Cun Gálvez

AGRADECIMIENTO

Quiero extender mi eterna gratitud a Dios por darme la salud, sabiduría y perseverancia para poder alcanzar todas mis metas propuestas y permitirme llegar a donde estoy.

A mis padres Euvenia Gálvez y Enrique Cun, quienes siempre fueron un pilar fundamental en mi formación ya que han estado en todas las etapas de mi vida brindándome su apoyo, amor incondicional y me han guiado para poder alcanzar todas las metas que me planteado en la vida.

A mis dos hermanos Enrique y Evelyn, quienes me han sabido aconsejar, apoyar y brindar todo su cariño desde pequeño y han sido mi modelo a seguir.

A mi tutor, el Ing. Paúl Añazco por haber creído en mi capacidad y ser mi guía desde los inicios hasta la culminación de presente trabajo de titulación.

Con mucha gratitud, respeto y admiración.

Josue Fernando Cun Gálvez

RESUMEN

El presente trabajo de titulación surge de la necesidad de conocer el nivel de desempeño de una estructura de categoría esencial como es el edificio de uso clínico llamado “clínica San Marcos” de la ciudad de Pasaje, provincia de El Oro. Para ello, se comenzó realizando una modelación estructural de nuestro objeto de estudio empleando datos obtenidos por planos estructurales y datos tomados en campo con el que, posteriormente, se realizará un análisis no lineal estático para identificar la curva de desempeño de nuestra edificación para ambas direcciones de análisis. Finalmente, se planteó analizar los niveles de desempeño aplicando diferentes rangos de objetivos en base a distintos periodos de retorno por nivel de amenaza sísmica según lo establece las FEMA 356. Según los resultados obtenidos por la evaluación del nivel de desempeño inferimos que la edificación para uso clínico no cumple con los criterios establecidos según la matriz de objetivos establecida por la SEAC ya que, debiendo alcanzar un nivel de objetivo de seguridad crítica, esta alcanzó un nivel de desempeño inaceptable ante la aplicación de cargas sísmicas para diferentes periodos de retorno. Además, se denota un comportamiento dúctil insuficiente y un factor de sobre resistencia menor al requerido para edificaciones de concreto.

Palabras clave: Análisis no lineal estático, niveles de desempeño, nivel de objetivo, comportamiento dúctil.

ABSTRACT

This degree work arises from the need to know the performance level of a structure of essential category such as the building for clinical use called "San Marcos clinic" in the city of Pasaje, province of El Oro. For this purpose, we began by performing a structural modeling of our object of study using data obtained from structural plans and data taken on site with which, subsequently, a static nonlinear analysis will be performed to identify the performance curve of the building for both directions of analysis. Finally, it was proposed to analyze the performance levels by applying different target ranges based on different return periods by seismic hazard level as established by FEMA 356. According to the results obtained from the evaluation of the performance level, it is inferred that the building for clinical use does not meet the required criteria according to the target matrix established by SEAC since it should reach a critical safety target level and it reached an unacceptable performance level with the application of seismic loads for different return periods. In addition, insufficient ductile behavior and an over-resistance factor lower than that required for concrete buildings are denoted.

Keywords: Nonlinear static analysis, performance levels, target level, ductile behavior.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	13
Importancia del tema.....	13
Actualidad de la problemática.....	13
Estructura del trabajo	15
1. CAPITULO I: Planteamiento del problema	16
1.1. Línea base del proyecto.....	16
1.2. Descripción de la Situación problémica (Causas y efectos)	17
1.3. Formulación del problema: preguntas científicas.	18
1.4. Delimitación del objeto de estudio.....	19
1.5. Justificación.....	20
1.6. Objetivos: general y específicos.....	21
1.6.1. Objetivo General.....	21
1.6.2. Objetivos Específicos	21
2. CAPITULO II: Marco Teórico.....	22
2.1. Antecedentes contextuales	22
2.2. Antecedentes Conceptuales.....	23
2.2.1. Normas a emplear:	23
2.2.2. Definiciones generales.....	40
2.3. Antecedentes referenciales.....	46
3. CAPITULO III: Metodología.....	48
3.1. Modalidad básica de la investigación	48
3.2. Tipo de investigación	48
3.2.1. Documental.....	48
3.2.2. De campo.....	48

3.2.3. Descriptiva.....	48
3.3. Objeto de estudio.....	48
3.4. Descripción de la población y muestra	49
3.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados.....	49
3.5.1. Modelación	49
3.5.2. Sistémico.....	70
3.6.1. Medición	70
4. CAPÍTULO IV: Análisis e interpretación de Resultados.....	71
4.1. Análisis e interpretación de resultados.....	71
4.1.1. Análisis dinámico espectral	71
4.1.2. Análisis sísmico estático	80
4.1.3. Distribución de fuerzas laterales por piso.....	82
4.1.4. Análisis no lineal estático	83
5. Conclusiones y recomendaciones.....	97
5.1. Conclusiones	97
5.2. Recomendaciones.....	99
6. Referencias bibliográficas	100
Anexos	105
Anexo 1: Poblaciones Ecuatorianas y valor de factor de Z	105
Anexo 2: Tabla de datos de la curva de capacidad para un sismo estático en dirección X	106
Anexo 3: Tabla de datos de la curva de capacidad para un sismo estático en dirección Y	108
Anexo 4: Planos estructurales	110
Anexo 5: Evidencia fotográfica	112

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Infraestructura educativa	17
Tabla 2: Coeficientes del periodo de vibración	24
Tabla 3: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	26
Tabla 4: Factores de sitio Fa y tipos de suelo.	27
Tabla 5: Factores de sitio Fd y tipos de suelo.	27
Tabla 6: Factores de coeficiente inelástico del subsuelo Fs y tipos de suelo.	28
Tabla 7: Tipo de uso e importancia de las edificaciones.	30
Tabla 8: Factores de resistencia R	34
Tabla 9: Inercia de elementos estructurales	35
Tabla 10: Niveles de peligro sísmico.....	37
Tabla 11: Matriz de objetivos de desempeño	38
Tabla 12: Secciones de vigas centrales y periféricas	50
Tabla 13: Secciones de columnas centrales y periféricas	51
Tabla 14: Resumen de las secciones de los elementos	52
Tabla 15: Sobrecargas mínimas para cargas vivas	52
Tabla 16: Longitudes y áreas de las paredes del edificio	53
Tabla 17: Detalle de elementos de mampostería	53
Tabla 18: Cargas muertas distribuidas para los diferentes pisos.	54
Tabla 19: Cálculo de altura equivalente para losa alivianada.....	58
Tabla 20: Coeficientes de perfil de suelo.....	71
Tabla 21: Coeficientes para el espectro inelástico.....	72
Tabla 22: Periodos fundamentales y participación de masa.	73
Tabla 23: Cortantes de piso para cada dirección	74
Tabla 24: Coeficientes para el cálculo del periodo.....	74
Tabla 25: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo dinámico en X	75
Tabla 26: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo dinámico en Y	76
Tabla 27: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso	78
Tabla 28: Derivas máximas elásticas e inelásticas para el sismo dinámico en X.....	78
Tabla 29: Derivas máximas elásticas e inelásticas para el sismo dinámico en Y	79
Tabla 30: Coeficientes de K en función de T	80

Tabla 31: Tabla de coeficientes del análisis estático.	81
Tabla 32: Relación de cortantes.	81
Tabla 33: Cálculo del cortante reajustado.	82
Tabla 34: Datos iniciales para el cálculo de fuerzas laterales.	82
Tabla 35: Cálculo de fuerzas laterales para cada piso	83
Tabla 36: Datos obtenidos del análisis dinámico.	87
Tabla 37: Cálculo de las ductilidades de la estructura.	89
Tabla 38: Cálculo de las ductilidades de la estructura.	90
Tabla 39: Cálculo de las ductilidades de la estructura.	92
Tabla 40: Cálculo de las ductilidades de la estructura.	93
Tabla 41: Cálculo de las ductilidades de la estructura.	94

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Delimitación del objeto de estudio.	19
Ilustración 2: Zonas sísmicas para propósito de diseño valor del factor de zona Z.....	26
Ilustración 3: Modelo ilustrativo de un espectro elástico de aceleraciones según la NEC ...	29
Ilustración 4: Configuración regular en planta y elevación.....	31
Ilustración 5: Coeficientes de irregularidad en planta.	32
Ilustración 6: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	33
Ilustración 7: Curva de capacidad sísmica de una estructura y modelo bilineal.	37
Ilustración 8: Curva de fuerzas normalizadas vs deformación	39
Ilustración 9: Curva de histéresis demostrativa.	46
Ilustración 10: Definición de la grilla de referencia.	54
Ilustración 11: Definición de materiales	55
Ilustración 12: Creación de las secciones	56
Ilustración 13: Colocación de las secciones creadas.....	56
Ilustración 14: Asignación de momento 0 para elementos en voladizo	57
Ilustración 15: Asignación de extremos rígidos	57
Ilustración 16: Creación de losa.....	58
Ilustración 17: Asignación de la malla de área para losas	59
Ilustración 18: Creación y colocación de diafragmas	59
Ilustración 19: Creación de los tipos de carga	60
Ilustración 20: Asignación de cargas a la losa	60
Ilustración 21: Creación de la masa reactiva	61
Ilustración 22: Modelo estructural.....	61
Ilustración 23: Definición del espectro inelástico.....	62
Ilustración 24: Definición de sismos dinámicos para el eje x.....	62
Ilustración 25: Definición de sismos dinámicos para el eje Y.....	63
Ilustración 26: Ilustración de los periodos pertenecientes a los modos de vibración.	63
Ilustración 27: Ingreso de coeficientes k en sismos estáticos	64
Ilustración 28: Tabla de cortantes en la base	65
Ilustración 29: Ajuste por cortante para Sismo dinámico en X	65
Ilustración 30: Ajuste por cortante para Sismo dinámico en Y	66

Ilustración 31: Desplazamientos absolutos por piso.....	66
Ilustración 32: Estado de carga gravitacional para el análisis no lineal estático	67
Ilustración 33: Estado de carga de fuerza sísmica en la dirección de análisis X.....	67
Ilustración 34: Combinaciones de carga.....	68
Ilustración 35: Creación de las rótulas plásticas para las secciones de los elementos.....	69
Ilustración 36: Asignación de rótulas plásticas a las columnas	69
Ilustración 37: Asignación de rótulas plásticas a las vigas	70
Ilustración 38: Espectros de diseño para la ciudad de Pasaje	72
Ilustración 39: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para el Sismo dinámico en X	76
Ilustración 40: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para el Sismo dinámico en Y	77
Ilustración 41: Gráfica de las derivas máximas inelásticas para el Sismo dinámico en X ...	78
Ilustración 42: Gráfica de las derivas máximas inelásticas para el Sismo dinámico en Y ...	79
Ilustración 43: Curva de capacidad para el eje X	83
Ilustración 44: Formación de rótulas plásticas para un sismo en dirección X.....	84
Ilustración 45: Curva de capacidad para el eje Y	84
Ilustración 46: Formación de rótulas plásticas para un sismo en dirección Y.....	85
Ilustración 47: Curva de peligro sísmico para la ciudad de Machala	86
Ilustración 48: Espectros de respuesta en aceleraciones para distintos periodos de retorno.	87
Ilustración 49: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X.....	89
Ilustración 50: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y	90
Ilustración 51: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X.....	91
Ilustración 52: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y.....	92
Ilustración 53: Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X	93
Ilustración 54: Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y	94
Ilustración 55: Matriz de objetivos de desempeño para el sismo X	95
Ilustración 56: Matriz de objetivos de desempeño para el sismo Y	96
Ilustración 57: Planos estructurales del Mezanine.....	110
Ilustración 58: Planos estructurales de la 1era, 2da y 3era planta alta.....	111
Ilustración 59: Daños en la fachada y paredes del voladizo de la Clínica San Marcos.....	112

Ilustración 60: Fallo de viga por corte en la clínica San Marcos.....	112
Ilustración 61: Daños en mampostería interior de la clínica San Marcos.....	113
Ilustración 62: Colapso de pared interior de la clínica San Marcos	113
Ilustración 63: Agrietamiento de paredes de la clínica San Marcos	114
Ilustración 64: Colapso parcial de paredes en la zona del voladizo de la clínica San Marcos	114

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

Al estar situada una estructura en un terreno con una actividad sísmica alta, es importante realizar un análisis sismorresistente que determine las capacidades estructurales de los edificios ya que, en caso de que se manifieste uno de estos eventos, hay posibilidad de que algunas estructuras no presenten el desempeño eficiente debido a diversos factores que pueden llegar a aumentar la vulnerabilidad de la estructura, tales como la construcción informal, la mala selección de materiales, la inexistencia de licencias de construcciones rígidas y el incumplimiento de la Norma Ecuatoriana de Construcción. Si bien es cierto, existen diversos métodos que se emplean para analizar el nivel de desempeño de una estructura, ya sean análisis estáticos o dinámicos, no obstante, uno de los métodos más empleados y recomendados es el análisis no lineal estático o también llamado análisis Pushover, debido a que requiere de un costo computacional menor con respecto a los análisis no lineales dinámicos y a la hora de realizar cálculos matemáticos nos proporciona resultados similares. (Flores Vega, 2021)

Actualidad de la problemática

El cinturón de fuego es una de las zonas con mayor riesgo de terremotos, siendo afectados países como Chile, Ecuador, Perú, todos los países del norte y algunos de Centro América como Costa Rica, Nicaragua y el Salvador, esto es debido a que estas regiones se encuentran en el conocido cinturón de fuego, lugar donde las placas tectónicas están en constante movimiento. Remontando a años pasados, uno de los mayores terremotos registrados en la historia se dio en Chile, el 22 de mayo de 1960 con una magnitud de 9.5 Mw. Dicho acontecimiento trajo consigo represalias como erupciones de volcanes, destrucciones de las vías de comunicación terrestres y un maremoto que destruyó toda la costa chilena y zonas costeras de países como Japón y Hawái. (Panduro Saavedra, 2021)

Ecuador se encuentra ubicado sobre la placa sudamericana, la cual está en una constante interacción entre las placas Nazca, Cocos y caribe. Dicha interacción provoca que esta placa

sufra un movimiento aproximado de 2 a 5 mm al año. A pesar de esto el país no ha sufrido fuertes actividades telúricas en muchos años. Debido a esto, no se les ha dado la debida atención a los diseños sismorresistentes y, si bien es cierto, a pesar de la presencia de la Norma Ecuatoriana de Construcción, dicha norma tiene escasa información que pueda brindar un correcto desempeño ante una carga sísmica de notable magnitud (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016). Dicho problema fue evidenciado el pasado 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí, cantón Pedernales donde se presencié uno de los mayores terremotos ocurridos en el país, evento que tuvo una magnitud de 7.8 Mw y dejó como resultado un saldo de 661 personas fallecidas, miles de heridos y afectados que perdieron sus viviendas, negocios y bienes debido al mal desempeño que tuvieron las estructuras ante un evento sísmico de gran magnitud (Castillo Peñaherrera & Santillán Berrones, 2021). Esto fue un llamado de atención alarmante a las entidades a cargo de supervisar el diseño de las edificaciones puesto que no se esperaban resultados tan desastrosos.

Otro evento a recalcar que también tiene importancia fue el sismo ocurrido el 18 de agosto del 2023, el cual afectó fuertemente a la provincia de El Oro con una magnitud de 6.5 Mw (José Rubén Orellana, 2023) donde trágicamente once personas perdieron la vida y cientos de persona se vieron afectadas por daños estructurales en sus viviendas siendo las ciudades de El Guabo, Machala y Pasaje las más afectadas

En la provincia de El Oro, en años recientes se ha notado un aumento notorio de diseños sismorresistentes en estructuras de carácter importante como edificaciones educativas, edificaciones de salud y edificios gubernamentales. Esto puede ser evidenciado en el estudio de Vulnerabilidad física realizado por el autor Morocho (Morocho Orellana et al., 2022) donde se evaluó el desempeño elástico de un bloque de aulas, frente a cargas sísmicas. En dicho trabajo se concluyó que la estructura a evaluar conformada por marcos especiales a momento no sufrirá riesgos estructurales. Sin embargo, este no es el caso de todas las edificaciones ya que un gran porcentaje de estas no poseen un diseño adecuado, en gran parte gracias a la informalidad de las obras.

Estructura del trabajo

El presente trabajo de investigación constará de una estructura compuesta de 4 capítulos detallados a continuación:

El capítulo I: Planteamiento de problema contendrá la línea base del proyecto, una descripción a más detalle de la situación problemática que enfrenta dicho proyecto, una formulación de preguntas científicas que buscan solucionar la problemática principal, la delimitación del área en donde se ejecutará el trabajo, la justificación del porqué es necesario realizarlo y los objetivos que se buscan alcanzar a lo largo del proyecto.

El capítulo II: Marco Teórico hablará sobre los antecedentes contextuales en donde se habla de los diferentes análisis no lineales partiendo de un punto de vista macro, meso y micro, los antecedentes conceptuales de los diferentes conceptos básicos que engloba un análisis no lineal estático, las normas a emplear y procedimientos a ejecutar. Finalmente, los antecedentes referenciales hablarán sobre las diferentes metodologías empleadas en los diferentes análisis no lineales ejecutados en el mundo.

El capítulo III: Metodología tocará temas como el tipo de investigación empleada y su modalidad, el objeto de estudio, la descripción de la población y muestra que se verá involucrada en el proyecto y los métodos teóricos y empíricos que fueron ejecutados con los materiales utilizados.

El capítulo IV: Análisis en interpretación de resultados se dedicará a procesar la información obtenida en capítulos previos y, posteriormente, a emitir un criterio en base los resultados con la finalidad de proporcionar dicha información a las personas competentes y realizar las acciones necesarias para mejorar la integridad estructural del objeto de estudio en caso de que se requiera.

1. CAPITULO I: Planteamiento del problema

1.1.Línea base del proyecto

Actualmente, el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Machala 2019 - 2030 tiene como uno de sus objetivos estratégicos la construcción de infraestructuras resilientes, con el fin promover la industrialización inclusiva, la rehabilitación de edificaciones fuera de servicio, la construcción de conjuntos habitacionales para zonas rurales y la construcción de infraestructura pública, entre otras cosas. Esto con la finalidad de fortalecer la extrema fragilidad a la que se encuentra sometida la ciudad ante el peligro actual de sismo y los diferentes escenarios que se pueden presentar a futuro (PDOT, 2019).

Los suelos son un factor importante que debemos tomar en cuenta a la hora de construir una edificación ya que pueden llegar a significar un gran problema. En la provincia de El Oro, una de las ciudades en las que más se debe controlar dicho factor es en la ciudad de Machala ya que, debido a su cercanía con el mar, el nivel freático que poseen dichos suelos es altamente saturados, además, su composición va desde material arenoso, arcilloso o arcilloso – limoso, siendo este último uno de los que más predomina en la zona. Esto produce que las velocidades de onda de corte y los periodos de vibración producidos en un evento telúrico significativo posean una mayor magnitud (Tenesaca et al., 2017).

En la actualidad, la provincia de El Oro en sus diferentes ciudades y cantones posee edificaciones que emplean columnas y vigas metálicas, edificaciones con arriostramientos, muros rigidizados y otro tipo de elementos que aportan rigidez a la estructura, pero las estructuras más antiguas empleaban el modelo de marcos especiales a momento de concreto y la edificación que se designó para el análisis no lineal estático tiene una estructura compuesta del último modelo enunciado.

Según datos recopilados del ministerio de Educación en su archivo referente a instituciones educativas (PDOT, 2019), en la tabla 1 se puede observar que la ciudad de Machala posee un total de 187 instituciones de los cuales, 166 se encuentran en el casco urbano mientras que 21 están ubicadas en zonas rurales.

Tabla 1: Infraestructura educativa

Parroquia	Urbana	Rural	Total
El cambio	3	13	16
El retiro	0	7	7
La providencia	50	1	51
Machala	72	0	72
Nueve de mayo	17	0	17
Puerto Bolívar	24	0	24

Fuente: (PDOT, 2019)

1.2.Descripción de la Situación problemática (Causas y efectos)

En la provincia de El Oro existe una gran cantidad de edificaciones, sin embargo, muchas de estas no poseen un diseño sismorresistente adecuado que les garantice seguridad a los usuarios a la hora de sufrir un evento sísmico de gran magnitud, esto se debe en gran parte a la parte a la informalidad en obras. Un ejemplo de esto sería cuando una persona desea construir una vivienda, para ello va construyéndola poco a poco y adaptando el modelo original según su disponibilidad económica lo permita. Esto junto con la poca experiencia de algunos maestros en obra representan un problema ya que, en una zona como Ecuador donde la actividad sísmica es alta, se debe tener por cada edificación una respuesta estructural muy clara ante cargas sísmicas. Sin embargo, se pueden encontrar muchas estructuras sin registros municipales o licencias de construcciones rígidas que nos certifiquen que la obra tuvo un correcto diseño.

Otro problema que se puede presentar debido a la poca experiencia o falta de preparación de un ingeniero civil es que se realice una estimación errónea del desempeño estructural de una obra lo que conllevará a problemas a la hora de presenciar un evento sísmico ya que pueden generarse daños significativos inesperados en zonas específicas que adoptarán un desempeño no lineal y, consecuentemente, afectará la rigidez de la estructura aumentando su vulnerabilidad y susceptibilidad al colapso ante otro sismo de igual magnitud. Este problema no puede presentarse en estructuras esenciales ya que en este tipo de eventos se tiene que garantizar su funcionamiento continuo.

A los problemas previamente enunciados también se les puede adicionar la deficiencia de información de la Norma Ecuatoriana de Construcción que, a pesar de poseer diseños sismorresistentes, estos no poseen la suficiente información (registros sismológicos) para mantener una norma actualizada. Esto se puede atribuir a que no se han presenciado muchos eventos sísmicos de gran magnitud en el país. Como consecuencia de esto, hay muchas estructuras que tendrían un desempeño inadecuado ante un sismo de gran magnitud y esto se pudo evidenciar en el sismo ocurrido el 16 de abril en el año 2016 en la provincia de Manabí, cantón Pedernales, lugar donde la mayoría de las estructuras colapsaron y muchas más quedaron muy afectadas por el evento.

1.3. Formulación del problema: preguntas científicas.

¿Qué problemas se provoca por la deficiente información sísmica de la Norma Ecuatoriana de Construcción?

La deficiente información sísmica de la Norma Ecuatoriana de Construcción limita a diseños sismorresistentes ineficientes que, en muchos casos, no están preparados para la llegada de un evento sismológico de gran magnitud que pueda comprometer su infraestructura.

¿Qué daños estructurales puede generar una estimación errónea en el desempeño de una estructura?

La estimación errónea en el desempeño de una estructura ya sea debido a la poca experiencia o falta de preparación de un ingeniero civil, nos puede traer como resultados daños en elementos significativos en la estructura afectando en gran medida la rigidez de la edificación y dejándola vulnerable ante la presencia de otro evento sísmico.

¿La incertidumbre en la respuesta estructural se debe a un diseño inadecuado por la informalidad en las obras?

La informalidad en las obras de construcción es uno de los mayores problemas actualmente ya que, al no contar con un diseño sismorresistente proporcionado por un profesional capacitado, se genera cierta incertidumbre con respecto al desempeño que tendrá el proyecto a futuro. Es por ello por lo que se recomienda dejar el trabajo de realizar una obra a personas

con una preparación debida que puedan garantizar la seguridad a los usuarios que habitarán la construcción.

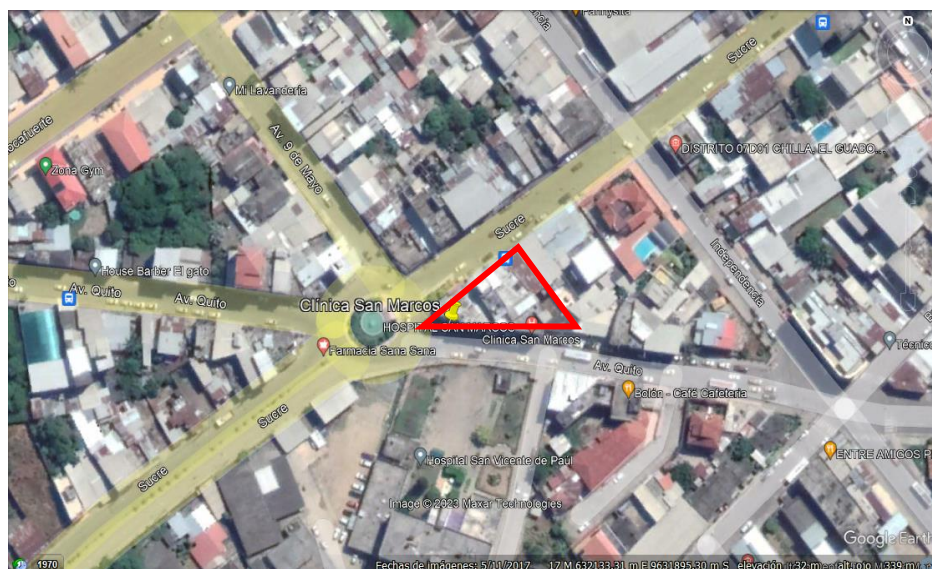
¿Por qué es importante garantizar la protección sísmica a estructuras de carácter esencial?

Se debe garantizar la protección sísmica a las estructuras de carácter esencial debido a que en un enveto telúrico de gran magnitud, es imprescindible que estas puedan seguir en funcionamiento salvaguardando la vida de sus ocupantes, ya sean instituciones dedicadas a la educación, hospitales e infraestructura gubernamental.

1.4.Delimitación del objeto de estudio

La edificación que será sometida al análisis para evaluar su desempeño sísmico será un edificio con un uso destinado como clínica llamada “Clínica San Marcos”. Dichas instalaciones se encuentran ubicadas en la provincia del Oro, ciudad de Pasaje, Parroquia Ochoa León, entre la calle Sucre y Avenida Quito (Ver Ilustración 1)

Ilustración 1: Delimitación del objeto de estudio.



Fuente: Google Earth

1.5. Justificación

La importancia de realizar este análisis es para identificar que desempeño demostrará la estructura al momento de ser sometida a una combinación de cargas con la finalidad de determinar si tendrá un desempeño adecuado o inadecuado ante la presencia de un evento sísmico que pueda atentar contra la vida de los habitantes que asisten diariamente a dichas instalaciones. Es por ello por lo que, para el presente trabajo se realizó una investigación bibliográfica en diferentes bases de datos, donde se recopiló información de artículos académicos, artículos científicos, tesis de grado y de maestría, con la finalidad de identificar qué factores influyen en la vulnerabilidad de una estructura y ver que procedimiento adoptar.

Los resultados obtenidos servirán como bases para futuros proyectos donde se requiera edificar estructuras destinadas a la educación en zonas donde las velocidades de onda de corte se magnifiquen debido a la inestabilidad del suelo, ya sea por un suelo altamente saturado debido a la cercanía con cuerpos de agua o por una estratigrafía compuesta por suelos arcillosos, limosos o arenosos que resultan desfavorables para la construcción y requieren un mejoramiento previo.

Para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura existen diferentes metodologías, como son el análisis estático y el análisis dinámico que nos permiten conocer el rango elástico, inelástico o plástico de los materiales que lo componen. Sin embargo, uno de los métodos más recomendados es el análisis no lineal estático o también conocido como Pushover, ya que demanda un coste menor de memoria computacional para realizar los cálculos matemáticos y brinda resultados muy aproximados respecto a otros análisis con mayor nivel de complejidad. Además, este análisis tiene una buena compatibilidad con otro tipo de métodos como el análisis no lineal dinámico Tiempo – Historia que emplea registro de aceleraciones y aplica dichas cargas al modelo estructural con la finalidad de conocer la deformación de la estructura y sus elementos.

1.6.Objetivos: general y específicos

1.6.1. Objetivo General

- Analizar el desempeño sísmico de una estructura empleando un análisis no lineal estático aplicando criterios de la Norma Ecuatoriana de Construcción para la obtención de la respuesta sísmica de un edificio de categoría esencial ante la aplicación de una carga sísmica significativa.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Identificar los factores que intervienen en la vulnerabilidad sísmica de una estructura mediante una investigación bibliográfica en bases de datos, repositorios y revistas científicas.
- Evaluar el desempeño sísmico empleando factores como niveles de amenaza sísmica y características constitutivas de los materiales mediante softwares matemáticos para el cálculo de modelos computacionales que permitan el análisis del desempeño de un edificio para uso clínico.
- Realizar un análisis no lineal estático de una estructura esencial construida en la provincia de El Oro empleando softwares computaciones para la obtención del nivel de desempeño de un edificio de categoría esencial.

2. CAPITULO II: Marco Teórico

2.1. Antecedentes contextuales

A nivel global, se realizan una gran variedad de análisis a las estructuras con la finalidad de determinar si estas tendrán un desempeño adecuado ante una situación sísmica de alto riesgo. Debido a que es importante determinar el desempeño que tendrán las estructuras una vez pasen su rango elástico se optó por un análisis no lineal estático.

El trabajo de investigación realizado por Sherif, Reham y Mohamed emplea el análisis no lineal Pushover con la finalidad de investigar qué impacto tendrá la presencia de un sótano en una edificación y tomando en cuenta la presión a la que estarán sometidos los muros de contención. Para dicho análisis consideraban que la carga designada para el modelo aumentaba desde la zona del sótano hasta el nivel superior del edificio hasta que el factor de amplificación de cargas sea igual a 1. Los datos resultantes nos informan que los muros de contención tienen un gran impacto en el desempeño sísmico, ya que, si no estuvieran en el modelo, el periodo de la estructura crecería debido a que la rigidez estructural disminuye (Abd-Elhamid et al., 2020).

Entrando al continente americano, en Chile los autores Medina y Music realizaron un análisis no lineal estático como base para determinar el nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado. Para ello comenzaron aplicando propiedades no lineales a los componentes de los muros y consideraron tres patrones de carga: Un espectro sísmico proporcionado por la Normativa Chilena y dos formas del espectro de desplazamiento elástico provenientes de la Normativa Chilena y la FEMA (Medina & Music, 2018). Los resultados reflejados en la curva de capacidad resultante de dicho análisis sirvieron de base para emplear el método de Espectro de capacidad MEC, que emplea la curva de capacidad y la demanda sísmica.

Si nos ubicamos en nuestro país, tenemos como buena referencia la investigación proporcionada por los autores Maza y Guerrero, en la que se realiza un análisis no lineal a un conjunto de estructuras regulares de acero con pórticos especiales resistentes a momentos. Se aplicó el análisis a los pórticos tipo marco especial a momento empleando softwares computacionales y se obtuvo las curvas de capacidad como resultados que evidenciaron que

todos los pórticos sufrieron un colapso en un promedio de 4% de relación de desplazamiento en el tope superior respecto a la altura total de la estructura (Guerrero Cuasapaz & Maza Diaz, 2022).

Un dato interesante que se pudo evidenciar en el estudio realizado por Viera, Quizanga y Andino es que se aplicó el análisis no lineal estático a 18 estructuras elaboradas bajo distintos criterios de las normas de Ecuador, Colombia y Perú. Los resultados obtenidos en la curva de capacidad nos informan que los modelos desarrollados con la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) presentan una capacidad de resistencia estructural menor frente a las otras normas. Este resultado cobra sentido puesto que, se evidenció en dicho trabajo que la NEC es más permisiva en comparación de las otras normas ya que tiene un porcentaje admisible de derivas de piso de 2%, valor mucho más alto que las permitidas por las otras normas (Viera Arroba et al., 2020).

En la ciudad de Quito, se quería evaluar un grupo de edificaciones multifamiliares del Distrito Metropolitano. Es por ello por lo que los autores Celi, Pantoja, Sosa y Ayala presentaron una investigación en donde realizaron un análisis no lineal estático para evaluar su vulnerabilidad. En dicho trabajo se identificaron 4 tipologías recurrentes de 11556 unidades estructurales y se determinó que las columnas presentarán una falla frágil es su base (Celi et al., 2018).

Los factores que influyeron en estos resultados fueron la baja relación de rigidez entre las vigas y las columnas, además de una baja capacidad cortante.

2.2. Antecedentes Conceptuales

2.2.1. Normas a emplear:

Para el presente análisis se hizo uso de diferentes normativas teniendo en consideración los diferentes lineamientos proporcionados, tanto por la Norma Ecuatoriana de Construcción como por Normas Americanas enfocadas específicamente en el análisis no lineal estático. Estas se pueden evidenciar a continuación:

2.2.1.1. Norma Ecuatoriana de Construcción - NEC-SE-DS-2015

Periodo de vibración T para una estructura

Es el tiempo que una estructura o sistema durará para regresar de un estado de movimiento oscilante a su estado inicial luego de que complete un ciclo oscilante. En cambio, denominamos como periodo de vibración fundamental al mayor periodo de una estructura registrado en una dirección.

La NEC-SE-DS nos proporciona dos opciones con las que podremos realizar estimaciones iniciales para poder corroborar si nuestra estructura tiene un periodo de vibración aceptable.

1. El primer método nos plantea que, para estructuras el valor T se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$T = C_t H_n^\alpha$$

Donde:

C_t = Coeficiente en base a la tipología del edificio.

h_n = Altura máxima de la estructura.

T = Periodo de vibración

Obtendremos los valores de los coeficientes en la Tabla 2:

Tabla 2: Coeficientes del periodo de vibración

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

2. El segundo método será calculado a partir de las propiedades estructurales de la edificación y esta puede darse, ya sea mediante un análisis modal o empleando cálculos manuales. El valor de T no debe superar en un 30% al valor previamente obtenido en el método anterior. La expresión que se debe emplear es la siguiente:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

f_i = Distribución aproximada de fuerzas laterales en el piso i

δ_i = Deflexión elástica del piso i (Se calcula empleando f_i)

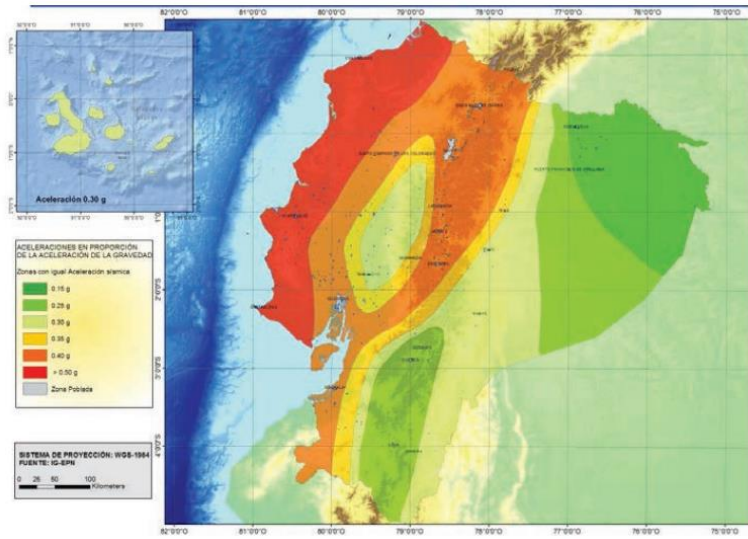
w_i = Peso asignado al piso i de la estructura.

Zonificación sísmica y el factor de zona Z

La zonificación sísmica es un proceso que divide una región geográfica en diferentes zonas según su nivel de riesgo sísmico. Se basa en diversos factores, tales como la actividad sísmica a lo largo de los años, la geología y topografía del área y la cercanía a fallas geológicas activas.

Según la NEC-SE-DS-2015 el Ecuador está clasificado en seis zonas sísmicas. El siguiente mapa fue generado contemplando un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años. Los resultados fueron los siguientes:

Ilustración 2: Zonas sísmicas para propósito de diseño valor del factor de zona Z



Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Como se aprecia en la Ilustración 2, las zonas del Oriente Ecuatoriano poseen un nivel de peligrosidad sísmica mucho menor mientras que las zonas costeras del país presentan un nivel de amenaza sísmica muy alta. Acorde a esta clasificación se determinaron las aceleraciones máximas en roca o factor de zona Z. En la Tabla 3 se ilustrarán los diferentes factores:

Tabla 3: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

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: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Los coeficientes Fa y Fd son los encargados de amplificar las ordenadas pertenecientes al espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca y al espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, respectivamente (Ver Tabla 4 y Tabla 5).

Tabla 4: Factores de sitio F_a y tipos de suelo.

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Tabla 5: Factores de sitio F_d y tipos de suelo.

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

En cambio, el coeficiente F_s considera el comportamiento no lineal de los suelos (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015). A continuación, en la Tabla 6 se pueden apreciar en función del tipo de suelo:

Tabla 6: Factores de coeficiente inelástico del subsuelo F_s y tipos de suelo.

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Razón entre el PGA y la aceleración espectral S_a

Este valor no será constante, sino que variará de acuerdo a la región en la que se esté llevando a cabo el proyecto. A continuación, se puede apreciar los diferentes valores según la zona:

- $\eta = 1.80 \rightarrow$ Provincias pertenecientes a la Costa, excepto Esmeraldas.
- $\eta = 2.48 \rightarrow$ Provincias pertenecientes a la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60 \rightarrow$ Provincias del Oriente.

Factor (r) empleado en el espectro elástico

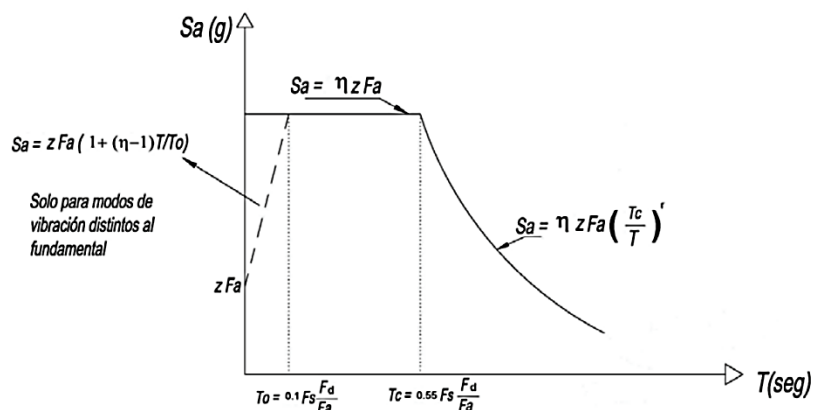
Este factor dependerá de la ubicación geográfica en donde se estará ejecutando el proyecto.

- $r = 1.0 \rightarrow$ Suelos tipo A, B, C y D
- $r = 1.5 \rightarrow$ Suelos tipo E

Modelo de un espectro elástico horizontal de aceleraciones

Para determinar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones se hará uso de los coeficientes de suelo y los factores dependientes de la ubicación geográfica (Ver Ilustración 3).

Ilustración 3: Modelo ilustrativo de un espectro elástico de aceleraciones según la NEC



Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Se define como una aceleración expresada como una fracción de la gravedad, dicho valor será dependiente del periodo de vibración de la estructura o edificación. Se obtienen de las siguientes expresiones para los diferentes rangos existentes:

$$\text{Cuando } 0 \leq T \leq T_c \quad \rightarrow \quad S_a = \eta * Z * F_a$$

$$\text{Cuando } T > T_c \quad \rightarrow \quad S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Cortante basal de diseño (V)

Es una fuerza lateral de diseño que es aplicada en la planta base de un edificio como resultado de la acción de una fuerza sísmica de diseño. Se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Dónde:

S_a → Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P, ϕ_E → Coeficientes de configuración en planta y configuración en elevación

I → Coeficiente de nivel de importancia estructural

R → Factor de reducción de resistencia sísmica

W → Carga sísmica reactiva

Para la selección de los diferentes coeficientes y factores se hará uso de una serie de tablas proporcionadas por la NEC, las cuales se irán detallando paso a paso.

Categoría de la edificación y coeficiente de importancia (I)

Es el encargado de incrementar la demanda sísmica de diseño para las estructuras en base al tipo de ocupación que tendrá dicha estructura. Es un factor importante a tomar en cuenta porque hay estructuras que deben permanecer operativas en todo momento luego de un evento sísmico sin sufrir daños significativos (Ver Tabla 7).

Tabla 7: Tipo de uso e importancia de las edificaciones.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

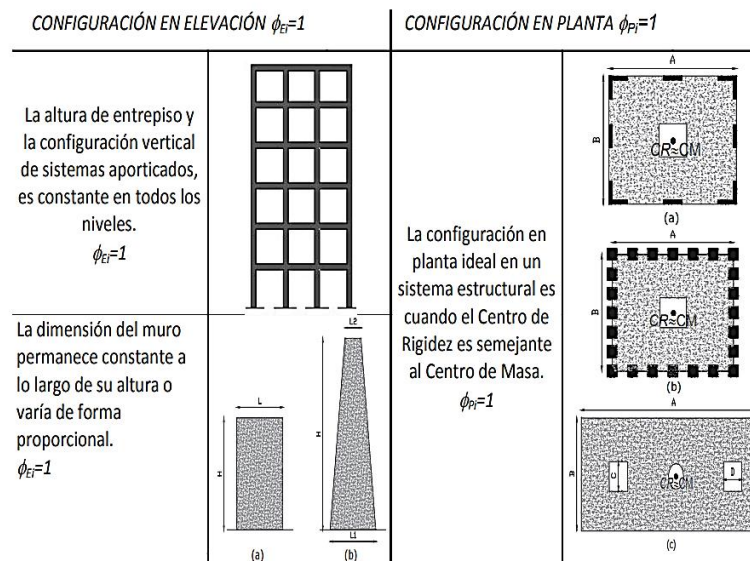
Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Regularidades en planta y elevación de una estructura

Para el cálculo del cortante basal, es importante analizar la configuración estructural del edificio ya que, en caso de tener una configuración inusual, dependiendo de si es una elevación o una planta irregular, se deberá aplicar un coeficiente que penalice al diseño con la finalidad de que contemple un escenario con una configuración deficiente.

Para configuraciones regulares tenemos las previstas en la Ilustración 4:

Ilustración 4: Configuración regular en planta y elevación

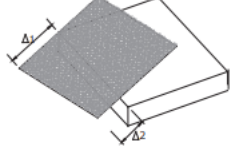
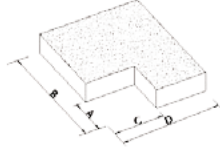
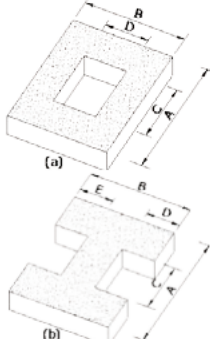



Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

En cambio, para casos donde la configuración es irregular en planta y elevación tenemos las siguientes tipologías de construcciones con irregularidades que se pueden presentar con una frecuencia mayor:

- Para estructuras irregulares en planta (Ver Ilustración 5):

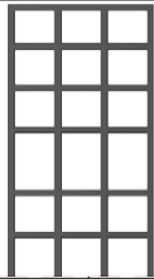
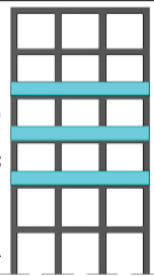

Ilustración 5: Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pt}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

- Para estructuras irregulares en elevación (Ver Ilustración 6):

Ilustración 6: Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

Tomando como punto de partida criterios sismo resistentes, para el análisis y diseño de una edificación es necesario implementar un factor que permita reducir las fuerzas sísmicas de diseño que serán aplicadas en una estructura teniendo en consideración que la estructura sea adecuadamente dúctil de tal manera que en secciones determinadas formen rótulas plásticas.

Dichas fuerzas simplificadas a la hora de ser aplicadas en un espectro elástico generan uno inelástico. A continuación, en la Tabla 8 se detallarán los factores de resistencia para sistemas estructurales dúctiles:

Tabla 8: Factores de resistencia R

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

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Coeficientes de las inercias agrietadas

Para el escenario que contemple estructuras de hormigón armado y mampostería, al determinar la rigidez y las máximas desviaciones, es necesario emplear las inercias agrietadas de los componentes estructurales, de manera análoga a lo explicado en el cálculo estático de las fuerzas sísmicas. Para ello a continuación, en la Tabla 9 se determinarán los coeficientes

que afectarán a los elementos estructurales proporcionando valores más cercanos a la realidad:

Tabla 9: Inercia de elementos estructurales

INERCIA AGRIETADAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO	
Columnas	$0.8 * I_g$
Vigas	$0.5 * I_g$
Muros estructurales	$0.6 * I_g$

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

2.2.1.2. Federal Emergency Management Agency - FEMA 440

Evaluación de procedimientos estáticos no lineales actuales

Dentro de la ingeniería, para efectos prácticos los procedimientos estáticos no lineales tienen mucha popularidad y predominan dos opciones:

Las técnicas de linealización equivalentes que son basadas en que el desplazamiento máximo de un oscilador de un sistema de grados de libertad se puede estimar mediante la respuesta elástica de un oscilador con un periodo y amortiguación mucho mayores que el inicial. Dicho procedimiento emplea estimaciones de ductilidad para poder dar una estimación del periodo efectivo y el amortiguamiento (Federal Emergency Management Agency, 2005).

En cambio, los procedimientos de modificación de desplazamiento se encargan de estimar el desplazamiento total del oscilador multiplicando la respuesta elástica dada por propiedades asumidas como propiedades lineales iniciales y amortiguación por uno o más coeficientes.

2.2.1.3. Federal Emergency Management Agency - FEMA 356

Dentro de los procedimientos establecidos por la FEMA, se establece el método del coeficiente como el principal método estático no lineal enfocado en modificar la respuesta elástica lineal del sistema de grados de libertad equivalente multiplicándola por un grupo de coeficientes con la finalidad de generar un resultado aproximado del desplazamiento máximo

global o también conocido desplazamiento del objetivo. Dicho método parte de la curva Pushover o también conocida como curva fuerza – deformación que establece una relación entre el cortante producido en la base con la deformación máxima del techo (Federal Emergency Management Agency, 2000).

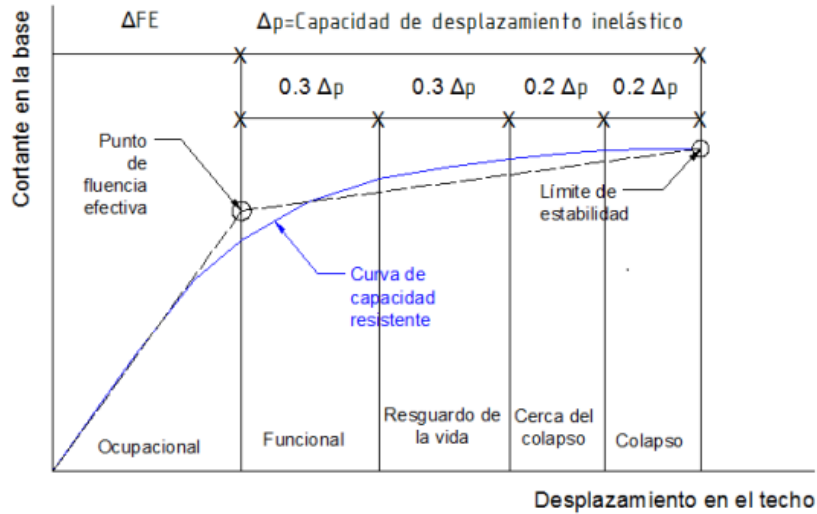
También hay que resaltar al periodo efectivo, obtenido del periodo inicial considerando cierta pérdida de rigidez debido a la transición elástica a inelástica. Este periodo es la representación lineal de la rigidez del sistema de grados de libertad equivalente.

Niveles de desempeño estructural

Para poder determinar el nivel de desempeño estructural de una edificación se necesitará conocer los rangos operaciones que tendrán las estructuras luego de sufrir un evento sísmico, los cuales será detallados a continuación (Ver Ilustración 7):

- **Inmediatamente operacional:** En este rango la estructura no presentará daños significativos, su rigidez y resistencia no se verán afectados y es segura de ocupar luego del sismo.
- **Ocupación inmediata:** Presenta fisuramientos menores en mampostería. Nos permite reducir tiempos de reparaciones, proteger equipos y salvaguardar objetos valiosos que necesiten ser resguardados.
- **Seguridad de vida:** Los elementos estructurales presentarán daños, sin embargo, la estructura podrá seguir en pie ya que queda cierto margen prudente antes de llegar al rango de colapso parcial o total. En este punto las reparaciones aún son posibles, pero tienen un alto coste lo que las hace inviables.
- **Prevención de colapso:** La estructura tendrá una pérdida significativa de rigidez y resistencia, sin embargo, las columnas y muros de carga aún siguen funcionando. Presentan grandes derivas permanentes. El edificio está en peligro de colapso por lo que se recomienda evacuar (Aguiar et al., 2018).
- **Colapso:** La estructura se daña ante el evento sísmico.

Ilustración 7: Curva de capacidad sísmica de una estructura y modelo bilineal.



Fuente: (Aguiar et al., 2018)

Niveles probabilísticos de riesgo de terremoto

Estos niveles establecidos por la norma constan de diferentes periodos de retornos catalogándose desde un sismo frecuente hasta un sismo muy raro (Ver Tabla 10).

Tabla 10: Niveles de peligro sísmico

Sismo	Periodo de retorno (años)
Frecuente	72
Ocasional	225
Raro	475
Muy raro	2500

Fuente: (Federal Emergency Management Agency 356, 2000)

Gracias al aporte de la Structural Engineering Association of California (Structural Engineering Association of California, 1995) se estableció una matriz con la cual podremos determinar el desempeño de una estructura en base a tres objetivos de desempeño en base a su ocupación (Ver Tabla 11).

Tabla 11: Matriz de objetivos de desempeño

	Inmediatamente operativo	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)				
Ocasional (225 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (2500 años)				

Diagonal de la matriz:

- Objetivo esencial o peligroso
- Objetivo básico
- Desempeño inaceptable
- Objetivo de seguridad crítica

Fuente: (Structural Engineering Association of California, 1995)

Ductilidades de la estructura

Mediante las distancias obtenidas del análisis de cada distancia correspondiente a los desplazamientos de fluencia, desempeño y desplazamiento último podremos obtener los valores correspondientes a las ductilidades, siendo estas:

$$\mu_{\text{máx}} = \frac{\text{Desplazamiento}_{\text{último}}}{\text{Desplazamiento}_{\text{fluencia}}}$$

$$\mu_{\text{demanda}} = \frac{\text{Desplazamiento}_{\text{desempeño}}}{\text{Desplazamiento}_{\text{fluencia}}}$$

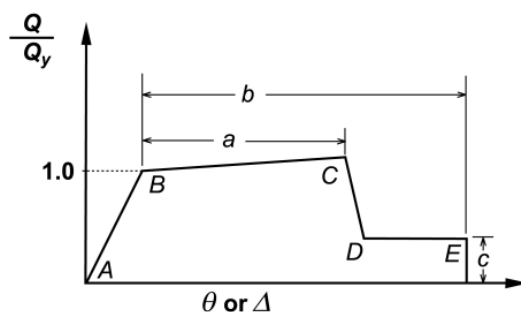
$$\mu_{\text{reserva}} = \mu_{\text{máx}} - \mu_{\text{demanda}}$$

Comportamiento controlado por deformación y fuerza

Las relaciones de fuerza – deformaciones presentadas en la siguiente ilustración sirven como base para generar criterios de aceptación y modelado. Dicha curva se desempeñará en distintos rangos que determinarán el desempeño operacional de los elementos. En el primer rango A-B comprende un rango elástico, en el rango B-C los elementos pasan a un rango

inelástico. En el rango C-D comienza a perder rigidez y resistencia pasando a un rango plástico y, finalmente en el rango D-E el elemento llega al punto donde su resistencia y rigidez valen cero. En la Ilustración 8 se puede apreciar de mejor manera dichos rangos.

Ilustración 8: Curva de fuerzas normalizadas vs deformación



Fuente: (Federal Emergency Management Agency 356, 2000)

2.2.1.4. Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (Comité 41: Evaluación Sísmica y Modernización de Edificios Existentes) ASCE-41

La norma ASCE-41 nos enuncia que los análisis no lineales serán aplicables a todo tipo de edificios, sin embargo, para poder ejecutarse debe cumplir con cierta característica:

Se debe determinar si los modos superiores son significativos, esto se logra analizando el espectro resultante del análisis modal empleando los modos suficientes para cumplir el 90% de participación de masa. Además, se realizará otro análisis del espectro de respuesta que solo considere la participación proporcionada por el primer modo. Para determinar si los efectos del modo más alto se consideran significativos se debe revisar que el cortante de cualquier piso excede el 130% del cortante del piso correspondiente solo teniendo en consideración la respuesta dada por el primer modo (American Society of Civil Engineers, 2017).

2.2.1.5. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – ATC 40

La ATC 40 en su capítulo VIII hace mención sobre los procedimientos para un análisis no lineal estático. Dicho procedimiento destaca dos piezas clave las cuales son la demanda y la capacidad.

A breves rasgos, podemos decir que la capacidad no es nada más que una representación de la capacidad que poseerá una estructura ante la acción de una carga sísmica mientras que la demanda es la representación de la respuesta de movimiento que da el suelo ante un terremoto.

El rendimiento va a depender de la respuesta que tendrá la capacidad al enfrentar la demanda o, en otras palabras, la capacidad de la estructura debe ser la suficiente para poder soportar la demanda sísmica de tal manera que el desempeño de la estructura esté alineado con los objetivos establecidos para el diseño (Applied Technology Council, 1996).

Al entrar a los análisis no lineales, además del método Pushover, el método del espectro de capacidad y el método del coeficiente de desplazamiento, es importante destacar que para la ejecución de los mismos se necesitarán de tres requerimientos los cuales son: Capacidad, demanda (desplazamientos) y rendimiento. Dichos requerimientos serán detallados más adelante.

2.2.2. Definiciones generales

Sismos

Los desastres o catástrofes siempre han sido atribuidos a la naturaleza, es decir, que no tienen una causa aparente. Estos fenómenos han atentado y arrebatado un gran número de vidas humanas a lo largo de los años. Pero uno de los desastres naturales que representa una gran amenaza son los movimientos de tierra o mejor conocidos como sismos. Estos movimientos son los causantes de grandes pérdidas, tanto materiales como humanas, ya que hoy en día no existe tecnología alguna que nos permita determinar con exactitud el momento en el que un evento sísmico pueda suceder (Aristizábal Giraldo et al., 2020). El origen de los sismos se puede atribuir a fallas tectónicas o fallas geológicas que, al interactuar entre sí liberan de manera violenta una gran cantidad de energía que recorre desde las capas inferiores de la tierra hasta la superficie terrestre.

Placas tectónicas

El Ecuador se encuentra ubicado dentro de un constante movimiento tectónico. Dicho de otra manera, se encuentra ubicado por sectores en diferentes placas que permanecen en constante

movimiento. La interacción más problemática puede ser originada por la microplaca “Región Andina”, perteneciente a la placa Sudamericana ya que, dicha placa pasa en constante movimiento interactuando con las placas del Caribe, Nazca y Coco que se subducen por debajo de la placa sudamericana 47 mm/año (Chunga et al., 2019). Por otro lado, si nos desplazamos al sur del país es otra situación dado que, se evidencia otro tipo de interacción más sencilla realizada por las placas Sudamericana y Nazca (Cunalata & Caiza, 2022). Como resultado se genera un constante movimiento de masas que representa uno de los principales peligros que atentan con el bienestar de las personas e impulsan a mejorar los diseños de las obras civiles con la finalidad de hacerle frente a este fenómeno natural.

Cinturón de fuego del Pacífico

La zona denominada “Cinturón de fuego” adopta ese nombre gracias a que se comprende una región donde hay una mayor probabilidad de producirse terremotos y erupciones volcánicas, producto del movimiento de placas tectónicas existente en la zona (Roldán Pinargote et al., 2020). A causa de esto, los análisis del nivel de peligro sísmico adoptan un papel importante en el diseño de una edificación dado que conoceremos que desempeño tendrá ante una carga sísmica que pueda poner en peligro la integridad de una estructura.

Dentro de la región que comprende el cinturón de fuego sucedió uno de los terremotos más desastrosos en toda la historia el 1960 en Chile, Valdivia donde se registró una magnitud de 9.5 Mw que se llevó a su paso miles de vidas, derribó edificios y casas y generó tsunamis que llegarían hasta las costas de Japón y Hawái. Esto se debe a que el constante movimiento de subducción y la fricción de las placas genera tensión que poco a poco se va acumulando hasta producirse una ruptura sísmica capaz de generar terremotos con una magnitud mayor a 8.5Mw (Funciello et al., 2020).

Peligro sísmico

El peligro sísmico hace referencia al nivel de riesgo, posibilidad de daños o pérdida de vidas humanas causado por un evento sísmico. Para analizar el peligro sísmico se debe tomar en cuenta la caracterización de dos factores: las fuentes y los suelos (Erazo, 2020). En el trabajo de investigación realizado por Leyton, Ruiz y Sepúlveda (Leyton et al., 2010) el concepto de peligro sísmico se describe como la posibilidad de superar un determinado valor sísmico, ya

sea de velocidad, aceleración, desplazamiento, magnitud o intensidad, en un período de tiempo de vida útil y en una zona específica.

Tipo de edificaciones según su importancia

Estructuras comunes

Son edificios destinados al uso cotidiano, como viviendas, oficinas, locales comerciales, etc.

Estructuras esenciales y especiales

Son edificios diseñados con características específicas para garantizar su resistencia y capacidad para permanecer operativos después de un evento sísmico.

Desempeño sísmico

Con el pasar de los años uno de los principales objetivos que tiene el ingeniero civil a la hora de llevar a cabo una obra de construcción es garantizar que las estructuras puedan brindar seguridad a los usuarios que las habitan, es por tal motivo que se necesita emplear diseños sismorresistentes para que cuando se presencie actividad sísmica, las estructuras tengan un desempeño sísmico adecuado, es decir, que no sufran daños que afecten su estructura ante la presencia de cargas sísmicas (Martínez Reyes & Nungaray Pérez, 2019). Para el desempeño sísmico se deberá evaluar teniendo en consideración varios factores como la magnitud de un terremoto, la ubicación geográfica de la edificación, la calidad de materiales y el diseño estructural, además se tomará en cuenta la vulnerabilidad de los componentes no estructurales como ventanas, muros falsos, etc.

Vulnerabilidad

Se define Vulnerabilidad como la predisposición de un sujeto, elemento o población a sufrir algún daño en una escala definida que pueda llegar a representar un peligro por parte de alguna amenaza (Gutiérrez, 2018).

Vulnerabilidad Sísmica

Por lo tanto, podemos decir que vulnerabilidad sísmica es el nivel de riesgo que puede tener una estructura al ser sometida a una carga sísmica (Razak et al., 2021). La vulnerabilidad sísmica que poseen las obras civiles en el país es, debido en gran parte a la ubicación

geográfica que poseen, a la calidad de materiales y a las deficiencias existentes que se producen a la hora de llevar a cabo la obra. Es por ello por lo que los análisis de desempeño toman un papel importante ya que estos nos permitirán identificar las deficiencias o defectos de diseño que ocasionan que una edificación sea más susceptible a fallos.

Vulnerabilidad estructural

Además de la vulnerabilidad sísmica tenemos la vulnerabilidad estructural que es el nivel de desempeño estructural ante alguna amenaza o fuerza externa que atente contra la estructura. Según los autores García y Degrande (2017) definen a la vulnerabilidad sísmica como la relación existente entre la amenaza y la capacidad estructural.

Análisis estructural

Análisis estructural se puede definir como un proceso de cálculo mediante el cual determinamos las cargas internas y externas en una estructura. Este proceso es imprescindible de realizar dado que el mismo determinará el desempeño que tendrá cada parte de la edificación y si tiene la capacidad de soportar la carga propia de la estructura y cargas externas proporcionadas por eventos sísmicos (García Vincés et al., 2021).

En el momento de evaluar una estructura se debe tomar en cuenta que, en casos reales, muchas de las edificaciones existentes no tienen un comportamiento en común, sino que se comportan de maneras diferentes a causa de diseño regulares e irregulares. Como resultado, se obtiene una tarea compleja, en gran parte a causa de que el comportamiento suele tender a la no linealidad por parte de sus elementos y su composición en general generando un proceso más complejo y con datos iniciales aleatorios e inciertos.

Comportamiento elástico

Es la capacidad que posee un material o la estructura de deformarse temporalmente bajo la aplicación de alguna carga externa y poder regresar a su composición original sin haber comprometido su forma base. Cuando las cargas externas hacen que el daño estructural incurra en el rango inelástico, dicho rango se encarga de disipar la energía impidiendo que la estructura sufra daños (García Carrera & Tapia Hernández, 2019).

Comportamiento plástico

Es el comportamiento que tendrá un material que, al ser sometido bajo la aplicación de una carga no podrá volver a su forma original debido a que se excedió su comportamiento elástico y la carga externa superó el desempeño del material. Es comúnmente conocido que cuando las estructuras son sometidas a cargas significativas, su comportamiento va más allá del rango elástico. En el caso de estructuras metálicas, pueden entrar en el rango plástico, mientras que para el caso de estructuras de hormigón armado pueden sufrir daños en el concreto debido al agrietamiento por tracción o aplastamiento por compresión, y a la plastificación del acero de refuerzo, tanto transversal como longitudinal (Vielma & Cando, 2017).

Ductilidad

Es la capacidad de un material a deformarse de manera plástica sin llegar a la rotura cuando es sometido a una carga externa. Un buen material posee una alta ductilidad lo que le permite deformarse sin llegar al punto de rotura, esta característica es muy valiosa en obra ya que nos permite ahorrar en materiales y nos da un mayor nivel de seguridad (Rebouças et al., 2022). En caso de llegar a la fractura dúctil de un elemento, implica que absorbió una gran cantidad de energía que sobrepasó su capacidad.

Marcos Resistentes a momento

Son un tipo de modelo estructural compuesto por una configuración viga – columna que aporta rigidez y resistencia a la deformación a una estructura. Son ampliamente usados en construcción debido a su versatilidad a la hora de realizar una obra ya que se adapta a las necesidades que se presenten, ya sea por el entorno o debido a alguna necesidad que presente la estructura. Según lo enunciado por la norma ASCE 41-13 nos dice que tanto las vigas como las columnas deberán considerarse como elementos estructurales con un comportamiento dúctil ya que, estos elementos en conjunto deberán ser capaces de deformarse sin llegar al punto de falla por rotura a la hora de ser sometidos por una carga externa permitiéndoles absorber y disipar energía sísmica (Araújo & Castro, 2018).

Análisis no lineal estático (Pushover)

Uno de los métodos más empleados para evaluar el desempeño estructural es el Análisis No Lineal Estático (Pushover), este es un método aproximado que consiste en someter a la

estructura a una distribución de cargas controladas de manera gradual de tal manera que se produzca un comportamiento no lineal que nos permitirá detectar que elementos se plastifican, cuales son más susceptibles a fluencia y si la estructura está en peligro de colapso (Esfahanian & Aghakouchak, 2019).

Como resultado del análisis obtendremos una curva de capacidad mediante la aplicación de un patrón de carga que aplica fuerzas laterales en proporción a la distribución de masas de cada diafragma. Dichas cargas aumentarán progresivamente hasta obtener un estado de colapso para la estructura (Mata et al., 2023).

Rótulas plásticas

A partir de la investigación de los autores Huang, Wu y Tang (Huang et al., 2022) obtendremos la definición de rótulas plásticas, la cual es un tipo de mecanismo de daño estructural que puede darse de tres maneras: Rotulas en vigas, columnas y mecanismos mixtos de viga-columna. Sus principales características que las permiten clasificar son el tiempo, la posición y el nivel en el que aparecen dichos puntos. Para las vigas, las rótulas aparecen en los extremos mientras que para las columnas se dan únicamente en su parte inferior. Para los casos en los que la columna forme rótulas tanto en su base como en su final, nos indicará que el piso es propenso a ceder ya que pasa a ser un piso débil. Finalmente, para el caso de los mecanismos mixtos de viga-columna se formarán rótulas plásticas en los extremos de ambos elementos, es decir, de vigas y columnas.

Curva de capacidad

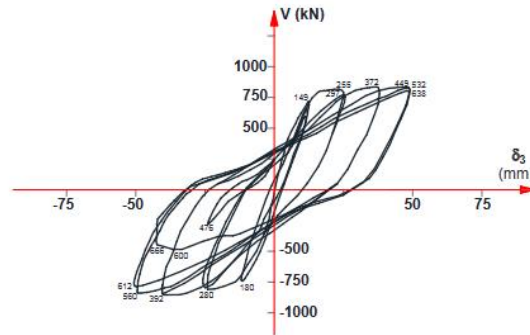
Según el trabajo de investigación realizado por Yaguana, Borja, Guerrero y Sánchez (Yaguana Torres et al., 2021) definen la curva de capacidad como la relación entre el desplazamiento lateral de la estructura y el cortante que se generará en la base de la edificación, esto indicará como se desempeñará, ya sea en rango elástico o inelástico.

Curva de histéresis

La curva de Histéresis se obtiene del análisis teórico. Para obtenerse debemos someter al modelo estructural a una carga pseudoestática con posibilidad de revertirla teniendo en consideración un comportamiento ni lineal por parte de los materiales (Vásquez Martínez &

Gallardo Amaya, 2018). A continuación, se presenta una representación gráfica de la curva de histéresis (Ver Ilustración 9):

Ilustración 9: Curva de histéresis demostrativa.



Fuente: (Vásquez Martínez & Gallardo Amaya, 2018)

2.3. Antecedentes referenciales

Edwin en su investigación titulada “Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso” busca determinar el nivel de desempeño de una estructura mediante el análisis no lineal estático Pushover. Para ello, se debe aplicar un conjunto de cargas laterales de manera creciente a la estructura a analizar con la finalidad de llevarla al colapso. Toda la información recopilada de la normativa técnica y la información de la estructura nos dará como resultado la curva de capacidad que nos dirá la capacidad que posee una estructura a soportar un terremoto (Flores Vega, 2021).

Dentro de la evaluación de desempeño, Sherif, Reham y Mohamed en su trabajo de investigación titulado “Comportamiento dinámico de edificios de concreto de varios pisos basado en empuje no lineal e historia de tiempo” buscaban obtener el factor que refleja la capacidad de la estructura para deformarse inelásticamente empleando un análisis no lineal estático como punto de partida. La finalidad de este trabajo es ver qué impacto tendrá en la estructura la existencia de muros de contención en el subsuelo del edificio. Los resultados nos indican que, a mayor número de pisos, mayor también crecerá el factor de ductilidad. El factor R será obtenido del análisis Pushover y si este valor es mayor, también incrementará un factor de ductilidad (Abd-Elhamid et al., 2020).

Los autores Viera, Quizanga y Andino realizaron un análisis no lineal estático a un conjunto de 18 modelos de edificios de hormigón armado para poder evaluar la vulnerabilidad sísmica resultante considerando diferentes parámetros de la Norma Ecuatoriana de Construcción, el reglamento Colombiano de Construcción y el Reglamento de Edificaciones en Perú. Para ello, diseñaron edificaciones de 5 pisos regulares en planta y en elevación que posteriormente, fueron sometidas a un análisis no lineal estático empleando el método de las zonas plásticas. Dicho método consiste en dividir la estructura en zonas plásticas donde se espera que sufran deformaciones plásticas debido a la acción de cargas externas (Viera Arroba et al., 2020). Dicho método nos dará como resultado la capacidad de carga y la capacidad que tiene una estructura para deformarse.

3. CAPITULO III: Metodología

3.1. Modalidad básica de la investigación

El enfoque empleado para el presente trabajo será cuantitativo, ya que se aplicaron procesos empíricos para la obtención de información numérica como distancias, alturas y dimensiones que serán nuestra base para la realización del análisis no lineal estático. Empleando este enfoque obtendremos como resultados las diferentes curvas de desempeño, capacidad y momentos que nos indicarán en que puntos se plastifica la estructura en cuestión.

3.2. Tipo de investigación

Dentro del campo de la investigación se hizo uso de diferentes tipos de ejecución, siendo estos los siguientes:

3.2.1. Documental

Esta investigación se refiere a la obtención de información mediante la búsqueda en fuentes de información confiables como bases de datos indexadas, revistas científicas, trabajos de posgrado, entre otras.

3.2.2. De campo

Se basa en la recopilación de información obtenida mediante procesos de medición y dimensionamiento en el lugar de estudio empleando herramientas de apoyo y evaluaciones visuales.

3.2.3. Descriptiva

Es el procesamiento de la información obtenida en la investigación de campo con la finalidad de determinar el desempeño del objeto de estudio y cómo reaccionará ante eventos sísmicos.

3.3. Objeto de estudio

La edificación que será sometida al análisis para evaluar su desempeño sísmico será un edificio con un uso destinado como clínica llamada “Clínica San Marcos”. Dichas

instalaciones se encuentran ubicadas en la provincia del Oro, ciudad de Pasaje, Parroquia Ochoa León, entre la calle Sucre y Avenida Quito.

3.4. Descripción de la población y muestra

Para el presente trabajo de titulación se tomará en consideración que la población serán las estructuras esenciales comprendidas en la provincia de El Oro y se tomará como muestra la clínica San Marcos de la ciudad de Pasaje, parroquia Ochoa León, en la cual se obtendrá la información necesaria para determinar el desempeño ante una amenaza sísmica.

3.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados

3.5.1. Modelación

Esta técnica será llevada a cabo haciendo uso de la información obtenida, tanto de manera directa realizando mediciones en campo como la indirecta empleando planos estructurales de diseño. Dicha información servirá para la digitalización del modelo de estudio y para su posterior análisis.

Como punto de partida, se hará uso de las secciones de los elementos estructurales que forman parte de la estructura, tomando en cuenta que dichos elementos poseen un $F'c = 240kg/m^2$ y $Fy = 4200kg/m^2$, además el módulo de elasticidad del concreto se ha calculado con la siguiente expresión:

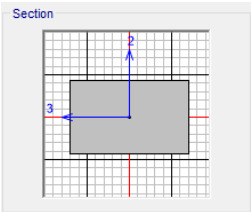
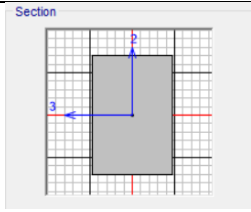
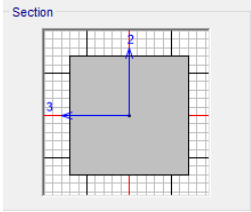
$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} = 216887.0674 \text{ kg/cm}^2$$

3.5.1.1. Detalle de las secciones de los elementos

- **Vigas:** Las vigas empleadas en el presente modelo estructural serán de concreto armado con acero de refuerzo, estas presentarán tres tipos de secciones:
 - Para la estructura general se utilizaron dos tipos de secciones, la primera sección correspondiente al eje X según nuestro eje de referencia serán vigas peraltadas con una sección de 30x45cm mientras que para el eje Y tendremos vigas embebidas con una sección de 40x25 cm.

- Para las zonas comprendidas en los voladizos se bordeará con unas vigas embebidas de 25x25 cm (Ver Tabla 12).

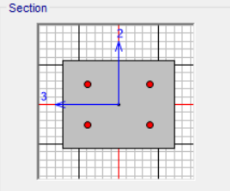
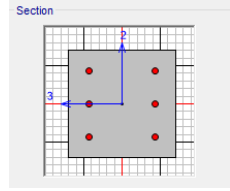
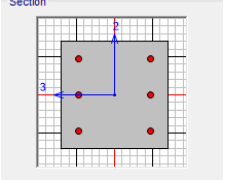
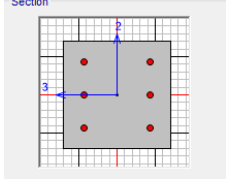
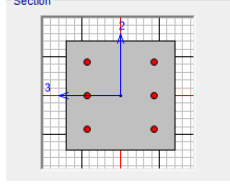
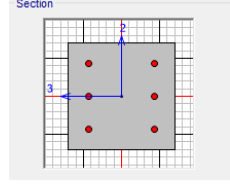
Tabla 12: Secciones de vigas centrales y periféricas

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
Vigas	Sección (cm)	Acero (mm)
V1	 <div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px; margin-top: 5px;"> <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="25,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="40,"/></p> </div>	5Φ18
VA	 <div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px; margin-top: 5px;"> <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="45,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="30,"/></p> </div>	5Φ18
Vvol	 <div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px; margin-top: 5px;"> <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="25,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="25,"/></p> </div>	5Φ18

Fuente: El autor

- **Columnas:** En el caso de las columnas, estas tienen una distribución en base los requerimientos necesarios para la estructura, comenzando por las columnas de mayor sección en la periferia de la base y, posteriormente con secciones de menor tamaño en las partes internas y pisos superiores. A continuación, se detallarán las secciones de columnas empleadas en la Tabla 13:

Tabla 13: Secciones de columnas centrales y periféricas

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
Columnas	Sección (cm)	Acero (mm)
C1	 <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="20,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="25,"/></p>	4Φ18mm
C2	 <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="30,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="30,"/></p>	6Φ18mm
C3	 <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="35,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="35,"/></p>	6Φ18mm
C4	 <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="40,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="40,"/></p>	6Φ18mm
C5	 <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="45,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="45,"/></p>	6Φ18mm
C6	 <p>Dimensions</p> <p>Depth (t3) <input type="text" value="50,"/></p> <p>Width (t2) <input type="text" value="50,"/></p>	6Φ18mm

Fuente: El autor

En resumen, para vigas y columnas tenemos la siguiente información (Ver Tabla 14):

Tabla 14: Resumen de las secciones de los elementos

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES			
TIPO	NOMBRE	SECCIÓN (cm)	ACERO (mm)
VIGA	V1	40x25	5Φ18mm
	VA	30x45	5Φ18mm
	Vvol	25x25	5Φ18mm
COLUMNA	C1	20x25	4Φ18mm
	C2	30x30	6Φ18mm
	C3	35x35	6Φ18mm
	C4	40x40	6Φ18mm
	C5	45x45	6Φ18mm
	C6	50x50	6Φ18mm
LOSA	Losa	Espesor: 25 cm	

Fuente: El autor

3.5.1.2. Distribución de cargas

Para la distribución de cargas que serán empleadas en el modelo, se asumirá un valor de carga viva según lo establece la NEC para sus distintas ocupaciones de los pisos para uso clínico (Ver Tabla 15).

Tabla 15: Sobrecargas mínimas para cargas vivas

Ocupación y Uso	Carga Uniforme (kgf/m²)
Sala de quirófanos, laboratorios	480
Sala de pacientes	480
Corredores en pisos superiores a la planta baja	480
Cubierta	480

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

En cambio, para las cargas muertas se agregará una sobrecarga donde se considerará el peso de los elementos que estarán sobre la misma, para ello mediante una evaluación de cargas de cada piso, se procedió con el siguiente análisis:

Como primer punto se tomaron medidas de todas las paredes internas y externas con ayuda del de un modelo digitalizado en el software estudiantil AutoCAD y se calcularon las áreas correspondientes empleando una altura de 2.7m para cada planta según los datos obtenidos en campo (Ver Tabla 16):

Tabla 16: Longitudes y áreas de las paredes del edificio

Planta	Longitudes (m)		Áreas (m ²)	
	Ladrillo	Bloque	Ladrillo	Bloque
Mezanine	99,87	146,61	269,649	395,847
Piso 1	115,02	247,7	310,554	668,79
Piso 2	115,02	284,74	310,554	768,798
Piso 3	115,02	159,91	310,554	431,757

Fuente: El autor

Para las paredes internas se consideraron bloques mientras que para las paredes externas se consideraron de ladrillo. Sus dimensiones serán detalladas a continuación en la Tabla 17:

Tabla 17: Detalle de elementos de mampostería

Tipo	Peso específico (kg/m ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Alto (cm)
Ladrillo	1631,55	32	6,5	16
Bloque	1223,66	40	7	20

Fuente: El autor

Se consideraron también elementos como el mortero para los ladrillos y bloques, cerámicas de 1m² con espesor de 1.5 cm y peso específico de 1835 kg/m³. Adicional a ello también se considera el cemento para el enlucido de las paredes con un peso específico de 1850 kg/m³.

De manera resumida, para cada planta tendremos las siguientes cargas muertas ilustradas en la Tabla 18:

Tabla 18: Cargas muertas distribuidas para los diferentes pisos.

Piso	Carga Muerta (kg/m^2)
Mezanine	748.76
Planta alta 1	739.64
Planta alta 2	680.67
Planta alta 3	577.41
Cubierta	200.00

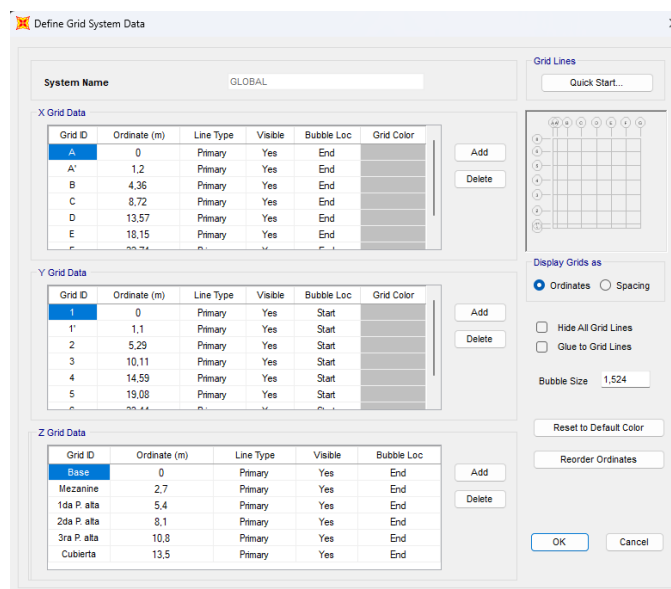
Fuente: El autor

Una vez detallados los datos previos, podemos comenzar con el modelamiento.

3.5.1.3. Procedimiento para la elaboración del modelo

1. Definir las líneas de referencia para la modelación de la estructura según el número de plantas y pórticos en cada dirección de análisis. Para este modelo se ha considerado un edificio de 4 niveles, los cuales poseen una altura de entrepiso de 2.70 m. Además, la estructura posee 8 pórticos orientados sobre el eje “x” y 8 en dirección del eje “y” (Ver Ilustración 10).

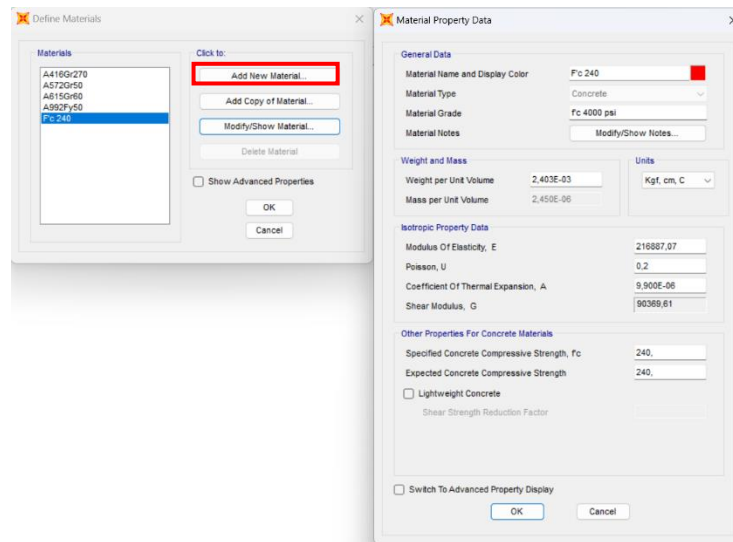
Ilustración 10: Definición de la grilla de referencia.



Fuente: El autor

2. A continuación, se definen las propiedades de los materiales a utilizar anteriormente descritos. Para ello, emplearon la opción “Material”, la cual se encuentra situada en la pestaña “Define”, ubicada en la cinta de opciones principal (Ver Ilustración 11).

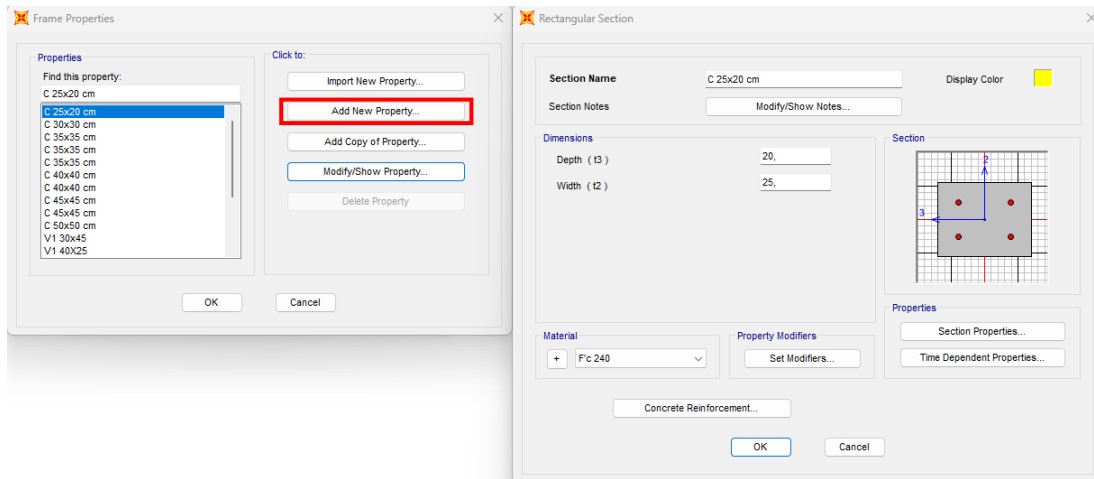
Ilustración 11: Definición de materiales



Fuente: El autor

3. Seguidamente, se definirán las dimensiones de las secciones descritas por medio de la opción “Frame Sections”, la cual se encuentra de “Section Properties”. Posteriormente, en la ventana emergente seleccionaremos “Add New Property” para así añadir los elementos requeridos. Se adopto los criterios de diseño de la NEC que nos dice que se asignará una inercia agrietada a los elementos estructurales siendo 0.8 para columnas y 0.5 para vigas (Ver Ilustración 12).

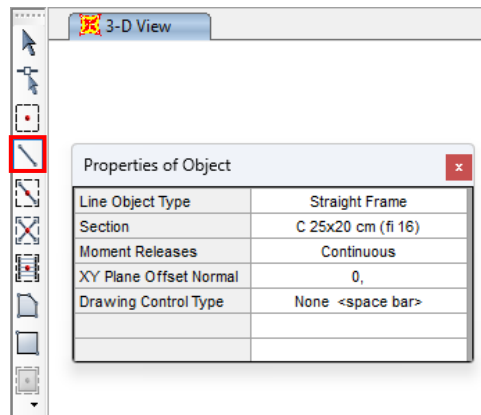
Ilustración 12: Creación de las secciones



Fuente: El autor

4. Luego, se añaden las secciones ya definidas al modelo estructural incluyendo columnas, vigas principales, vigas secundarias en ambos ejes de la estructura general y vigas en ambos ejes del voladizo (Ver Ilustración 13).

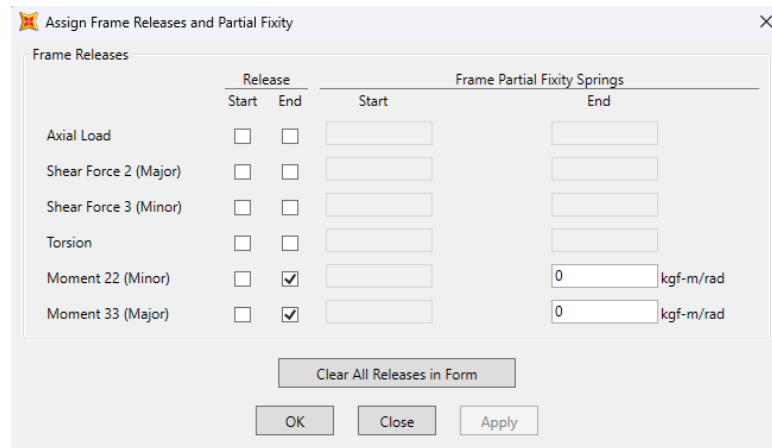
Ilustración 13: Colocación de las secciones creadas



Fuente: El autor

5. Para las vigas en voladizo, se deberá quitar los momentos en los extremos donde ya no haya continuidad. Para ello, se deberá seleccionar la opción “Releases/ Partial Fixity” del apartado “Frame” en la pestaña “Assign” (Ver Ilustración 14).

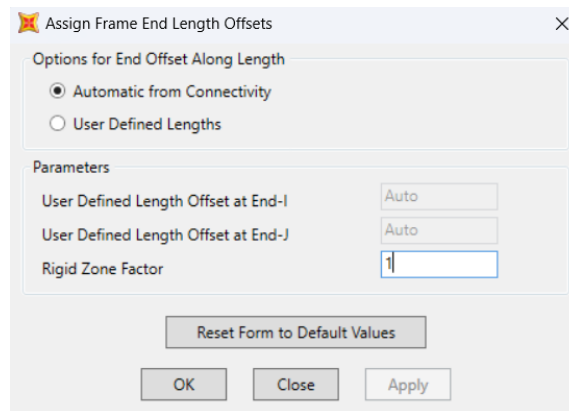
Ilustración 14: Asignación de momento 0 para elementos en voladizo



Fuente: El autor

1. Asignamos extremos rígidos con un factor de 1 con la finalidad de garantizar un nudo fuerte en las vigas internas. Esto se logra en la opción “End Length Offsets” del apartado “Frame” en la pestaña “Assign” (Ver Ilustración 15).

Ilustración 15: Asignación de extremos rígidos



Fuente: El autor

2. Una vez definidos los elementos y colocados en el modelo, se procede a colocar la losa, para ello en el apartado “Sections properties” seleccionaremos la opción “Area Sections”, ahí crearemos una losa tipo Shell – Thin. Para definir el espesor de la losa tendremos que encontrar una altura equivalente para la losa alivianada con vigas T tomando como referencia una losa maciza de 25 cm, dicha equivalencia se encontrará mediante las inercias de los elementos.

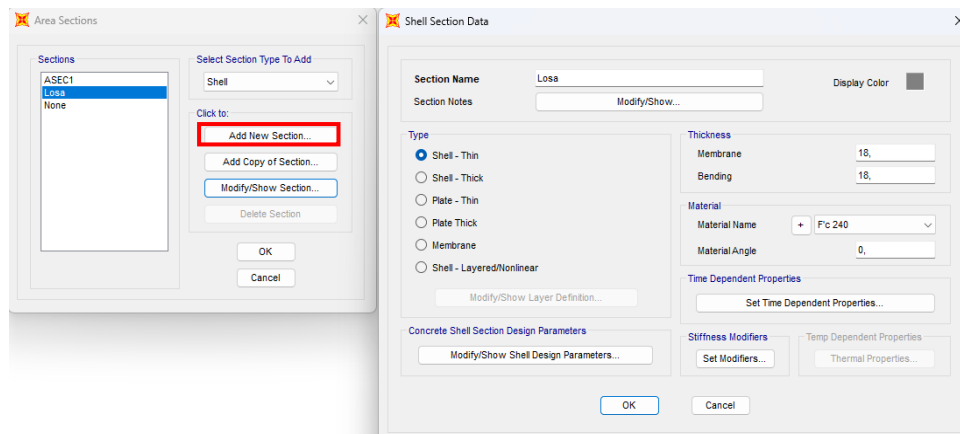
Tabla 19: Cálculo de altura equivalente para losa alivianada.

Elementos	Área	y	Ay	l _o	d ²	It (cm ⁴)
1	200	10	2000	6667	48,23	16311,728
2	200	10	2000	6667	48,23	16311,728
3	500	22,5	11250	1042	30,86	16473,765
Σ	900	14,17	15250			49097,222
CG		16,94	cm			
Altura losa maciza		18	cm			

Fuente: El autor

Según los resultados obtenidos en la Tabla 19, se tendrá una altura equivalente de 18 cm que reemplazará la losa alivianada de 25 cm en el programa.

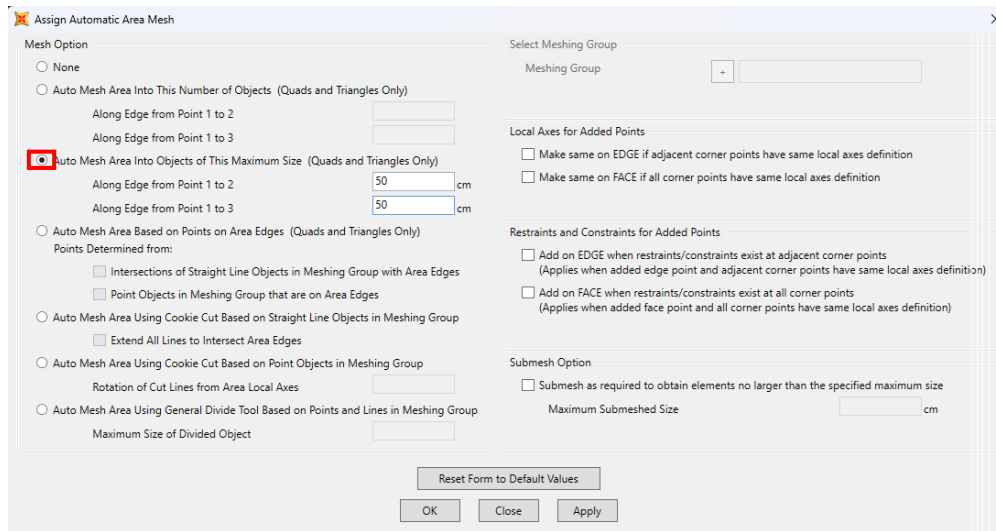
Ilustración 16: Creación de losa



Fuente: El autor

- Para que el programa realice una correcta distribución de cargas sobre toda la superficie de trabajo, es necesario crear una malla. Para ello, en la pestaña “Assign” nos iremos al apartado “Area” y seleccionaremos la opción “Automatic Area Mesh”. Tomaremos como tamaño máximo las dimensiones de las cajonetas existentes en la losa que para el presente caso son de 50cm x 50cm (Ver Ilustración 17).

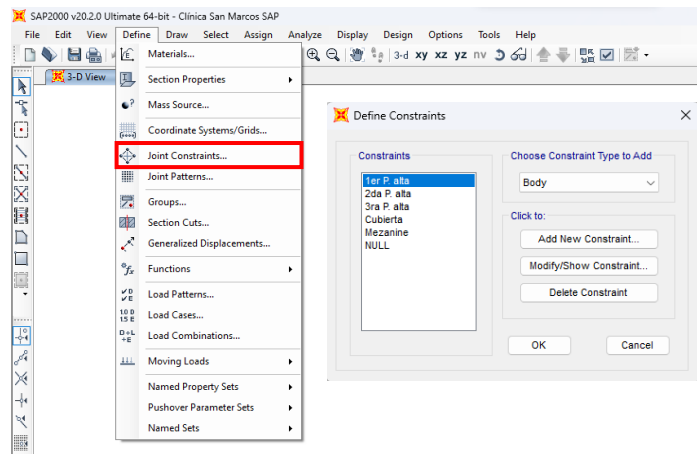
Ilustración 17: Asignación de la malla de área para losas



Fuente: El autor

4. A continuación, se le definirá los diafragmas correspondientes a cada planta, dicho elemento simulará un escenario de piso rígido. Para ello, seleccionaremos la opción “Joint Constraints” de la pestaña “Define”. Una vez definidos los diafragmas para cada piso se le asignará a cada planta su diafragma correspondiente (Ver Ilustración 18).

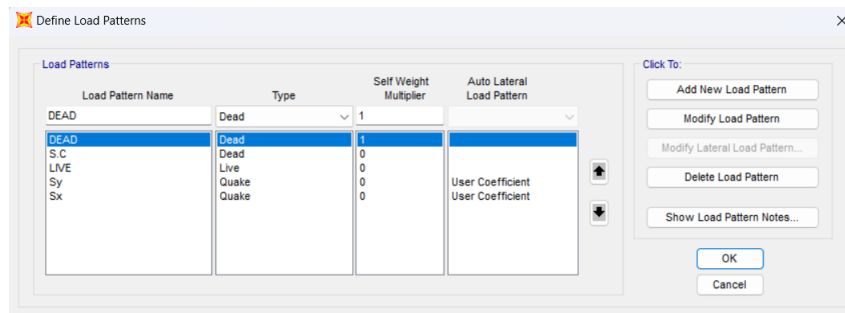
Ilustración 18: Creación y colocación de diafragmas



Fuente: El autor

6. Seguidamente, se definirán el tipo de cargas en la estructura. Para ello haremos uso de la opción “Load Paterns”. Crearemos tanto carga viva como muerta y a esta última, le añadiremos un apartado de sobrecarga donde también contemplaremos el peso de la estructura. Además, se crearán dos cargas sísmicas las cuales se generarán mediante el uso de los coeficientes proveniente de la información del análisis modal que se realizará más adelante (Ver Ilustración 19).

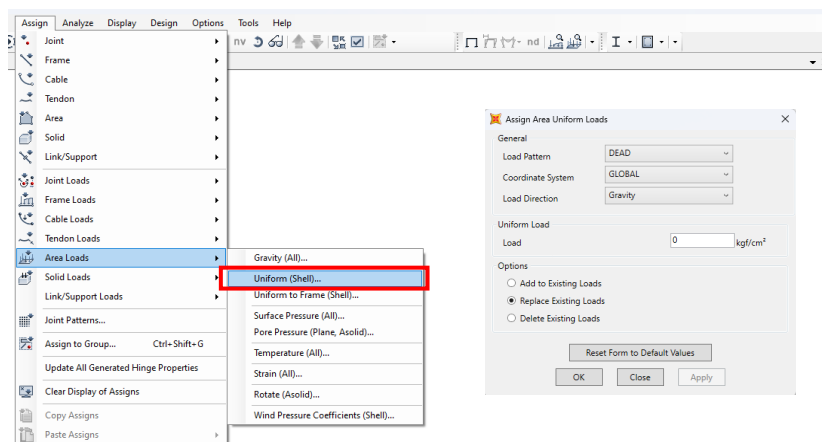
Ilustración 19: Creación de los tipos de carga



Fuente: El autor

5. Una vez creados los patrones de carga, se procederá a colocar las cargas vivas y muertas sobre la estructura. Para ello, nos iremos a la pestaña “Assign”, seleccionaremos el apartado “Area Loads” y escogemos la opción “Uniform” para posteriormente colocar las cargas respectivas sobre la losa (Ver Ilustración 20).

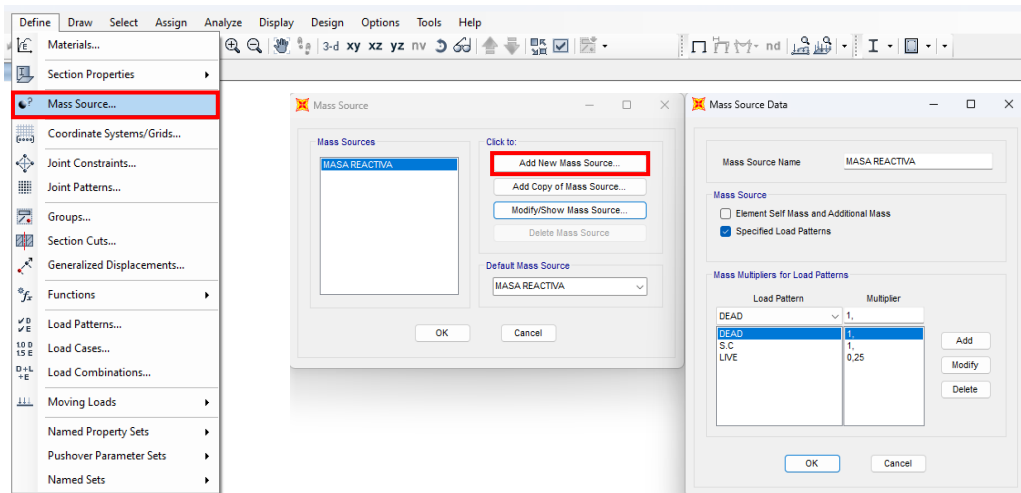
Ilustración 20: Asignación de cargas a la losa



Fuente: El autor

6. A continuación, se definirá la masa reactiva para el posterior cálculo de la fuerza sísmica. Mediante la opción “Mass Source”, se determinará el porcentaje tanto de carga muerta como de carga viva a emplearse. Se especificará que los valores para la definición de la masa reactiva, se utilice un 100% de carga muerta según lo establecido por la NEC-SE-DS-Peligro sísmico + 25% de carga viva, siendo este último una elección de porcentaje a criterio del diseñador (Ver Ilustración 21).

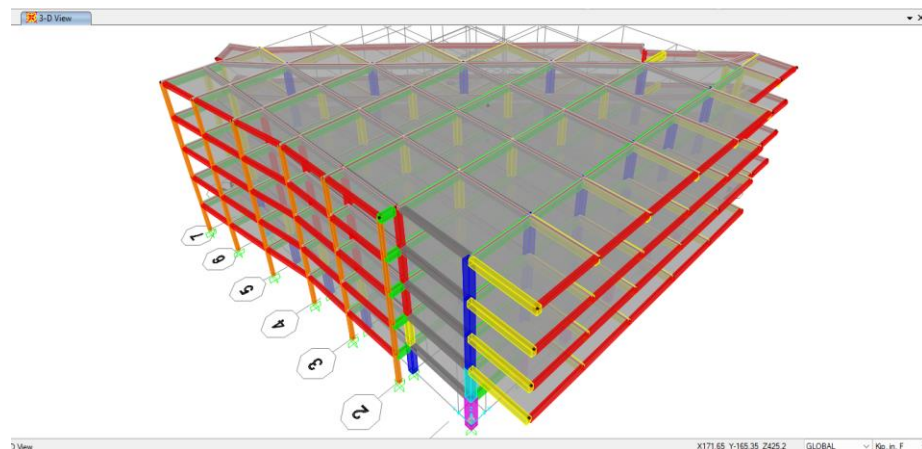
Ilustración 21: Creación de la masa reactiva



Fuente: El autor

7. Con este último paso enunciado, nuestro modelo estaría listo para los análisis a ejecutarse (Ver Ilustración 22).

Ilustración 22: Modelo estructural

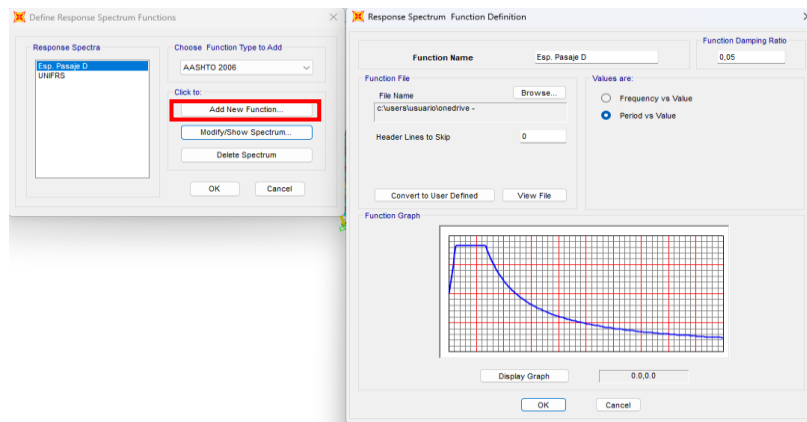


Fuente: El autor

3.5.1.4. Análisis lineal dinámico

7. Ahora procederemos a comenzar con el análisis lineal dinámico, para ello primero deberemos colocar un espectro de respuesta a partir de un archivo que contenga la información sobre las características del suelo donde se encuentra el edificio. Esto se lo hará a partir de la opción “Response Spectrum” de la pestaña “Functions”. Para el presente análisis se hizo uso de un suelo tipo D para la ciudad de Pasaje (Ver Ilustración 23).

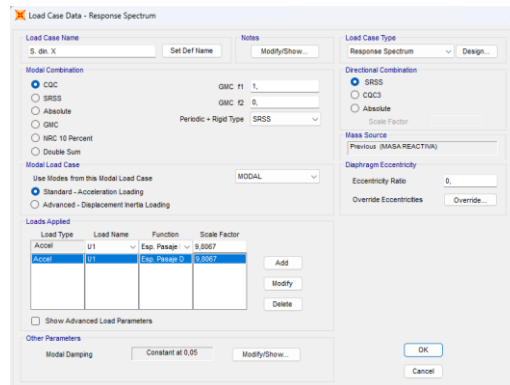
Ilustración 23: Definición del espectro inelástico



Fuente: El autor

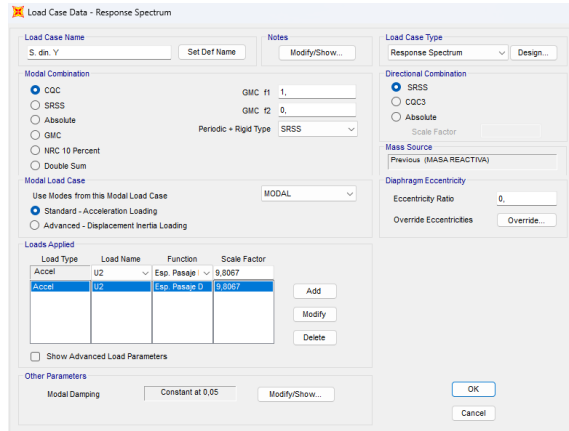
8. Ahora agregaremos el sismo dinámico, se lo hará mediante la opción “Load Cases” para los cuales se definirá la dirección de cada uno, tanto para sismo dinámico en la dirección “x”, como para el sismo dinámico en dirección “y” (Ver Ilustración 24 e Ilustración 25).

Ilustración 24: Definición de sismos dinámicos para el eje x



Fuente: El autor

Ilustración 25: Definición de sismos dinámicos para el eje Y



Fuente: El autor

3.5.1.5. Análisis lineal estático

9. Antes de poder definir el sismo estático deberemos conocer los periodos fundamentales en ambas direcciones, para ello, ejecutaremos el programa seleccionando la opción “Run Analysis”. Como resultado obtendremos los periodos fundamentales en los ejes X y Y, estos podrán ser visibles en el apartado “Show tables” de la pestaña “Display” (Ver Ilustración 26).

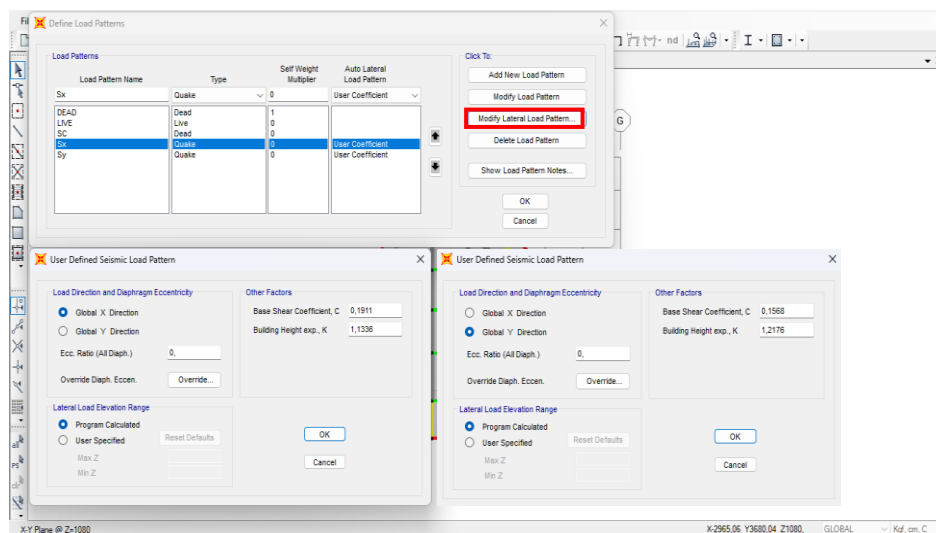
Ilustración 26: Ilustración de los periodos pertenecientes a los modos de vibración.

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	F
	Text	Unitless		Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,989005	0,0137	0,7087	5,878E-05	0,0137	0,7087	5,878E-05	0,0378	
MODAL	Mode	2	0,87569	0,0319	0,1022	5,585E-07	0,0457	0,8108	5,934E-05	0,0052	
MODAL	Mode	3	0,818232	0,7731	0,0028	0,0001141	0,8187	0,8137	0,0001734	7,79E-06	
MODAL	Mode	4	0,343367	0,0022	0,0914	0,0011	0,8209	0,9051	0,0013	0,141	
MODAL	Mode	5	0,303005	0,005	0,0088	1,242E-05	0,8259	0,9139	0,0013	0,0143	
MODAL	Mode	6	0,286938	0,1007	0,0001917	0,0017	0,9266	0,9141	0,0029	5,745E-05	
MODAL	Mode	7	0,243026	1,479E-05	0,0037	0,0066	0,9266	0,9178	0,0096	0,0055	
MODAL	Mode	8	0,240029	6,733E-05	0,0008002	0,0005252	0,9267	0,9186	0,0101	0,0004261	
MODAL	Mode	9	0,228814	3,149E-05	0,0183	0,0139	0,9267	0,9369	0,024	0,0532	
MODAL	Mode	10	0,212316	5E-06	0,0041	0,0498	0,9267	0,941	0,0738	0,0304	
MODAL	Mode	11	0,209182	3,686E-06	6,376E-05	0,0001383	0,9267	0,9411	0,0739	1,692E-05	
MODAL	Mode	12	0,205577	3,003E-05	1,139E-05	5,476E-06	0,9268	0,9411	0,0739	7,761E-07	

Fuente: El autor

10. Con los periodos obtenidos para ambos ejes se procede a calcular la aceleración empleando el espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de Construcción para el tipo de suelo establecido. A partir de esos valores se calculará el coeficiente sísmico para definir el sismo estático en X y en Y. Además, se calculará en coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura (K) según lo establecido por la NEC. Adicionaremos dichos coeficientes seleccionando el apartado “Modify Lateral Load”. También se tendrá que especificar la dirección del sismo para cada eje (Ver Ilustración 27).

Ilustración 27: Ingreso de coeficientes k en sismos estáticos



Fuente: El autor

11. Se ejecutará el análisis nuevamente para comprobar los valores del sismo estático debido a que, con dichos valores se determinará si es necesario un ajuste de cortante. Para ello, se realizará una relación Sismo dinámico/Sismo estático para cada eje de acción donde cada resultado debe darnos un valor mínimo de 80% para estructuras regulares y un 85% para estructuras irregulares. Los valores de los sismos estáticos y dinámicos se encontrarán en la lista de datos “Base reactions” de la opción “Show tables” (Ver Ilustración 28).

Ilustración 28: Tabla de cortantes en la base

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-cm	GlobalMY Tonf-cm	GlobalMZ Tonf-cm	GlobalX cm
MODAL	LinModal	Mode	9	-8,0104	-193,2597	168,1558	11884,262	-195488,023	-189811,69	0
MODAL	LinModal	Mode	10	3,708	-106,5011	-369,8628	7252,435	442089,951	-111303,125	0
MODAL	LinModal	Mode	11	-3,2798	-13,6382	-20,0844	-1149,957	-89354,525	27235,078	0
MODAL	LinModal	Mode	12	-9,6915	5,9672	-4,139	-10059,918	100114,479	-43793,776	0
LIVE	LinStatic			-7,195E-11	4,039E-10	779,5816	705859,453	-795290,401	3,503E-07	0
SC	LinStatic			-7,848E-11	4,333E-10	879,5491	798867,393	-893179,529	3,832E-07	0
Sx	LinStatic			-546,0034	-5,112E-10	-1,97E-11	5,98E-07	-543765,42	497452,723	0
Sy	LinStatic			1,67E-10	-451,4442	3,691E-11	454385,439	1,203E-07	-472059,64	0
S. din. X	LinRespSpec	Max		473,8864	59,41221	10,6515	54238,201	468794,426	535961,117	0
S. din. Y	LinRespSpec	Max		61,5873	391,6347	11,8645	387565,409	60380,651	459185,388	0
Carga gravit...	NonStatic	Max		-2,885E-10	1,259E-09	3071,0826	2837274,979	-3132782,19	1,112E-06	0
Carga gravit...	NonStatic	Min		-2,885E-10	1,259E-09	3071,0826	2837274,979	-3132782,19	1,112E-06	0
Sismo X - NLE	NonStatic	Max		-2,885E-10	2,517E-05	3071,0826	2837275,028	-3132782,19	451099,266	0
Sismo X - NLE	NonStatic	Min		-495,1262	-0,0002613	3071,0826	2837274,974	-3625877,5	1,112E-06	0
Sismo Y - NLE	NonStatic	Max		9,318E-05	1,259E-09	3071,0826	3369726,682	-3132782,18	1,112E-06	0

Fuente: El autor

12. En caso de requerir ajuste por cortante, para estructuras irregulares se deberá dividir el 85% requerido entre la relación del sismo dinámica con el estático y dicho valor se lo multiplicará por la gravedad. El nuevo valor de gravedad obtenido será modificado por medio de la opción “Load Cases”, seleccionando únicamente la dirección del sismo que requiera ser ajustada (Ver Ilustración 29 e Ilustración 30).

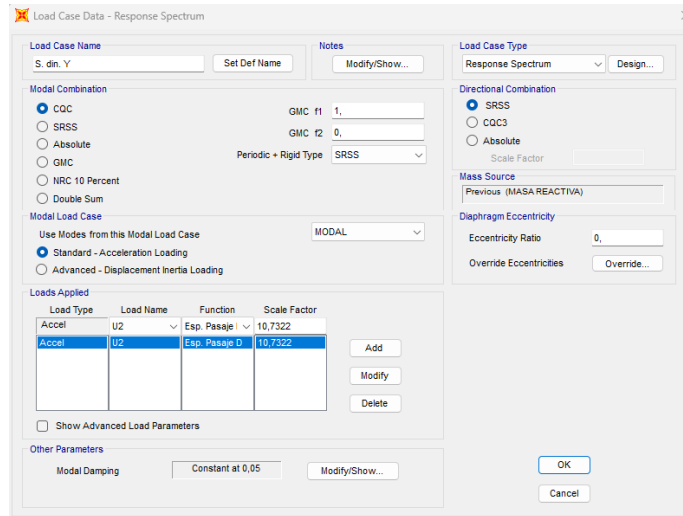
Ilustración 29: Ajuste por cortante para Sismo dinámico en X

The dialog box 'Load Case Data - Response Spectrum' is shown with the following settings:

- Load Case Name:** S. din. X
- Modal Combination:** COC (selected), with GMC f1 = 1 and GMC f2 = 0. Periodic + Rigid Type is set to SRSS.
- Modal Load Case:** MODAL (selected). Use Modes from this Modal Load Case is checked. Standard - Acceleration Loading is selected.
- Loads Applied:** A table with columns 'Load Type', 'Load Name', 'Function', and 'Scale Factor'. It contains two entries: 'Accel' with 'U1' and 'Esp. Pasaje' function, both with a scale factor of 10,3713.
- Directional Combination:** SRSS (selected).
- Mass Source:** Previous (MASA REACTIVA).
- Diaphragm Eccentricity:** Eccentricity Ratio is 0.
- Other Parameters:** Modal Damping is set to Constant at 0,05.

Fuente: El autor

Ilustración 30: Ajuste por cortante para Sismo dinámico en Y



Fuente: El autor

13. Una vez ya realizado el ajuste por cortante, se procede a determinar las derivas por cada piso. Para ello, teniendo previamente seleccionado un grupo de puntos creados previamente en los centros de masa de cada piso y en la opción “Show tables” deberemos seleccionar la subpestaña “Displacements” de la opción “Joint Output”. Ahí obtendremos los desplazamientos absolutos de cada piso (Ver Ilustración 31).

Ilustración 31: Desplazamientos absolutos por piso

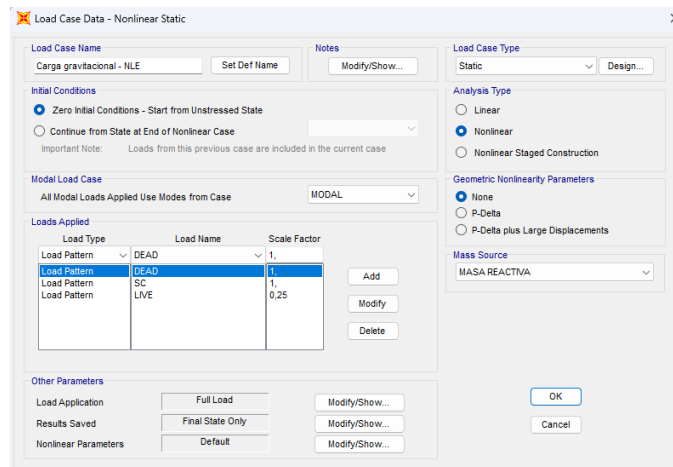
Joint Text	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum Unitless	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
43	MODAL	LinModal	Mode	9	-0,00885	-0,270734	0	0	0	-1,5E-05
43	MODAL	LinModal	Mode	10	-0,005516	0,161279	0	0	0	9,697E-06
43	MODAL	LinModal	Mode	11	-0,007745	-0,027872	0	0	0	3E-05
43	MODAL	LinModal	Mode	12	-0,005804	0,009511	0	0	0	-3,9E-05
43	LIVE	LinStatic			-8,486E-07	0,000629	0	0	0	-2,834E-07
43	SC	LinStatic			-0,000197	0,000975	0	0	0	-2,143E-07
43	Sx	LinStatic			0,698773	0,007348	0	0	0	2,4E-05
43	Sy	LinStatic			0,002469	0,778024	0	0	0	6E-05
43	S. din. X	LinRespSpec	Max		0,598068	0,092726	0	0	0	0,000108
43	S. din. Y	LinRespSpec	Max		0,06522	0,65596	0	0	0	0,000214
43	1,2D+1,6L	Combination			0,000684	0,003929	0	0	0	-1,957E-06
44	DEAD	LinStatic			0,019761	-0,019477	0	0	0	-1E-05
44	MODAL	LinModal	Mode	1	0,040682	0,332782	0	0	0	9,9E-05
44	MODAL	LinModal	Mode	2	0,072644	-0,114657	0	0	0	0,000283
44	MODAL	LinModal	Mode	3	0,340671	-0,027361	0	0	0	-7,4E-05
44	MODAL	LinModal	Mode	4	0,093385	0,70858	0	0	0	0,000147

Fuente: El autor

3.5.1.6. Análisis no lineal estático

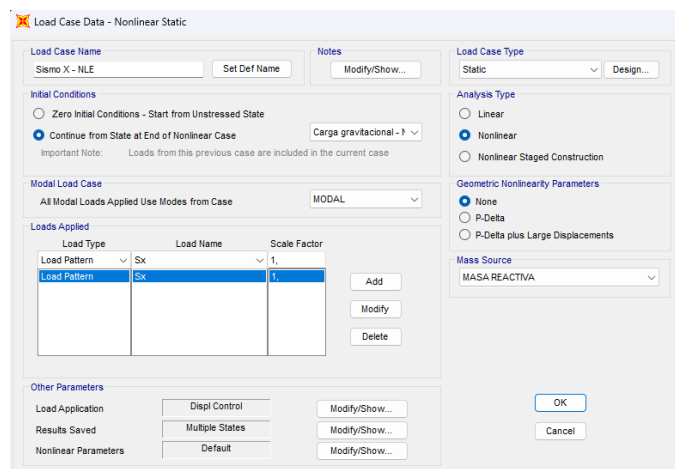
14. Ahora crearemos 3 estados de cargas pertenecientes al análisis no lineal estático siendo estos uno gravitatorio y dos para las diferentes direcciones en las que se moverá el sismo. Para la carga gravitacional se hará uso de la combinación de cargas previamente empleada para la masa reactiva mientras que para los estados de cargas sísmicas se deberán emplear la carga correspondiente al eje correspondiente y ambos estados de carga (X, Y) deberán continuar a partir del estado de carga gravitacional (Ver Ilustración 32 e Ilustración 33).

Ilustración 32: Estado de carga gravitacional para el análisis no lineal estático



Fuente: El autor

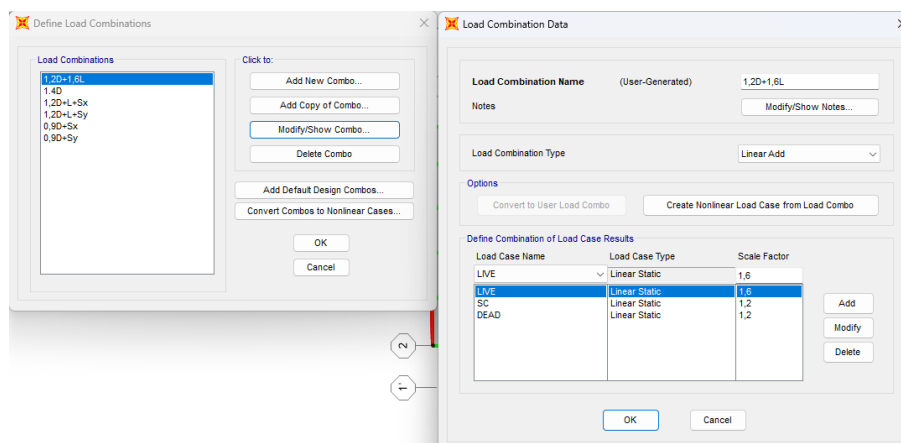
Ilustración 33: Estado de carga de fuerza sísmica en la dirección de análisis X



Fuente: El autor

15. Crearemos combinaciones de cargas (LRFD) buscando emplear la combinación óptima, para ello deberemos crear las combinaciones en el apartado “Load Combinations” de la pestaña “Define”. Ahí crearemos combinaciones de carga considerando la carga de sismo dinámico para poder obtener un valor considerable que pueda influir en el diseño de las rótulas plásticas. Para el caso se seleccionó el combo 1.2D+1.6L siendo este combo el que nos dé el caso más crítico (Ver Ilustración 34).

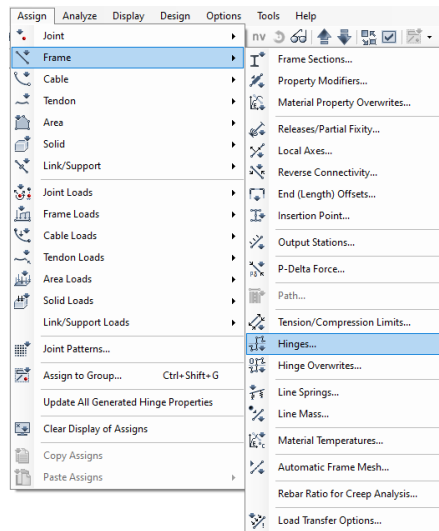
Ilustración 34: Combinaciones de carga



Fuente: El autor

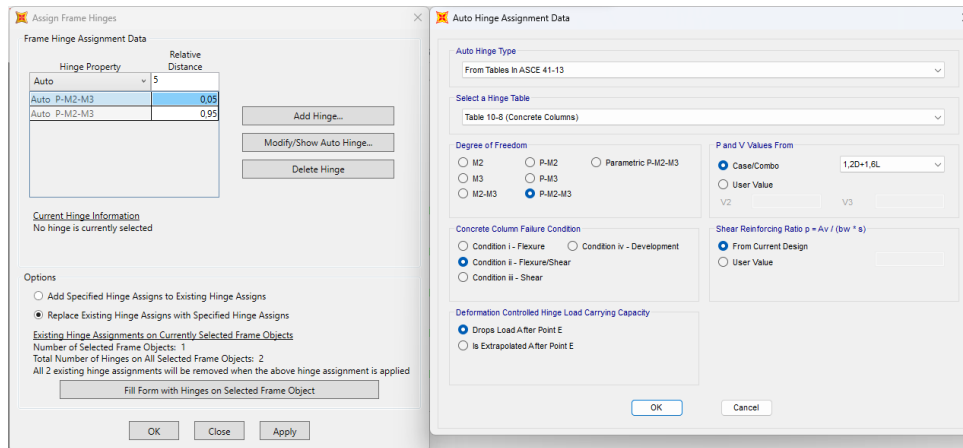
16. Asignaremos rótulas plásticas a los elementos estructurales con la finalidad de identificar los puntos críticos a la hora de un evento sísmico, dichas rótulas fueron asignadas por el software en lugar de ser diseñadas. Como siguiente paso seleccionaremos de manera separada vigas y columnas y para cada caso, deberemos crear dos apartados que denoten en qué punto se ubiquen dichas rótulas. Para el presente caso se ingresó que las rótulas se ubicarían a 5% y 95% de la longitud total de cada elemento. Se deberá seleccionar los valores de la tabla de la ASCE 41-17 y se deberá ingresar el combo gravitacional escogido para el cálculo de los valores P (Ver Ilustración 35, Ilustración 36 e Ilustración 37).

Ilustración 35: Creación de las rótulas plásticas para las secciones de los elementos



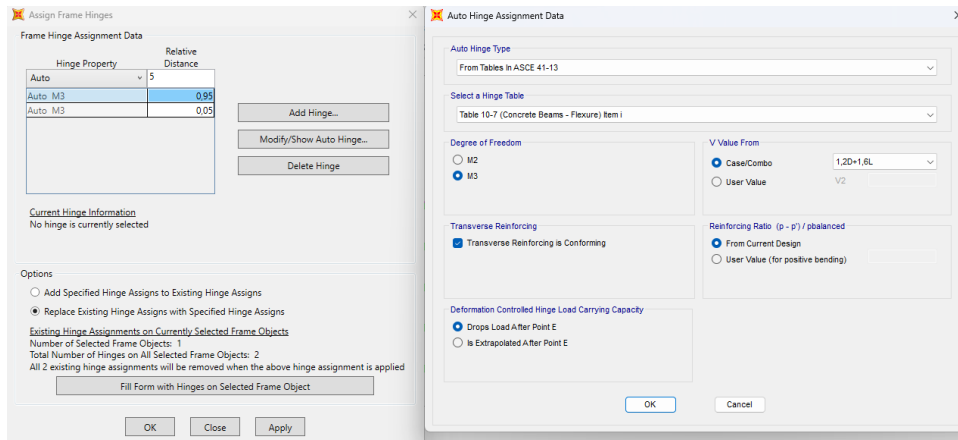
Fuente: El autor

Ilustración 36: Asignación de rótulas plásticas a las columnas



Fuente: El autor

Ilustración 37: Asignación de rótulas plásticas a las vigas



Fuente: El autor

3.5.2. Sistémico

Para la ejecución de este método se hará uso del modelado de la estructura ya que, a partir de dicho material, se podrá analizar el desempeño de diversas partes de la estructura y determinaremos como estas se comportarán ante movimientos sísmicos que atenten contra la integridad estructural del objeto de estudio.

3.6. Métodos empíricos con los materiales utilizados

3.6.1. Medición

Se emplearán mediciones en campo para corroborar medidas ilustradas en los planos estructurales y, de ser el caso, se actualizarán las dimensiones de elementos que lo requieran con la finalidad de obtener resultados que tengan una gran precisión y se asemejen a la realidad.

4. CAPÍTULO IV: Análisis e interpretación de Resultados

4.1. Análisis e interpretación de resultados

Se modeló la edificación empleando planos estructurales y datos tomados en campo, no se tomó en cuenta la mampostería debido a que se desconoce qué tipo de desempeño tendrá por sus características. Además, se asignó factores de agrietamiento a los elementos estructurales con la finalidad de acercarse lo más posible al comportamiento que presentará la estructura física.

Comenzando con el análisis de los resultados obtenidos iremos detallando cada resultado y cada proceso hasta llegar al análisis no lineal estático o también conocido como análisis Pushover. Para ello, como punto de partida deberemos realizar un análisis lineal dinámico para poder obtener los periodos fundamentales de nuestra edificación.

4.1.1. Análisis dinámico espectral

4.1.1.1. Elaboración del espectro de diseño en aceleraciones

Mediante el uso de la Norma Ecuatoriana de Construcción se definirá el espectro que se empleará para el sismo dinámico de la estructura. Para ello, como primer paso se deberá determinar el tipo de suelo y los coeficientes pertenecientes al mismo. En este caso se asumió que la estructura se aloja en un suelo Tipo D con un periodo de retorno de 475 años y con una zonificación sísmica Tipo IV. Se obtuvo los siguientes coeficientes en la Tabla 20:

Tabla 20: Coeficientes de perfil de suelo

Suelo Tipo D – Zona IV		
Descripción	Símbolo	Valor
Aceleración máxima en roca.	<i>z</i>	0,35
Relación de amplificación espectral.	<i>n</i>	1,8 (Costa)
Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.	<i>F_a</i>	1,25
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.	<i>F_d</i>	1,28
Comportamiento no lineal de los suelos.	<i>F_s</i>	1.19

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Una vez realizado el espectro elástico, procederemos a calcular el inelástico empleando los coeficientes para el cortante basal con la finalidad de obtener un espectro de diseño óptimo (Ver Tabla 21).

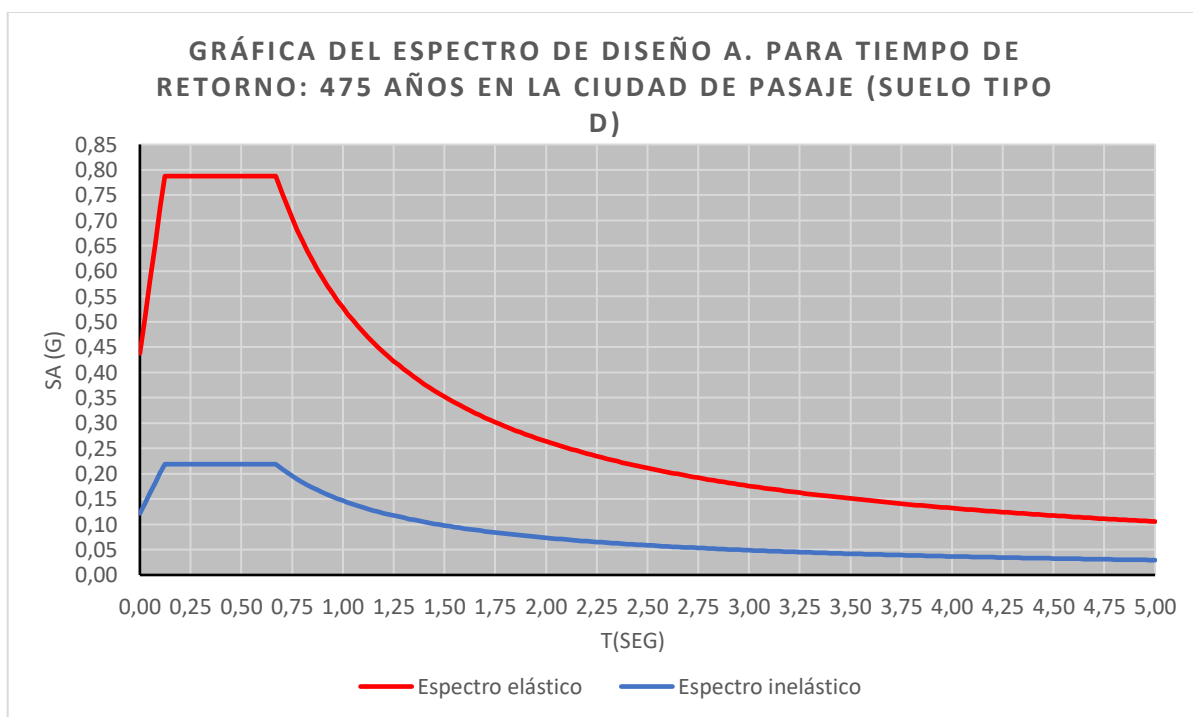
Tabla 21: Coeficientes para el espectro inelástico

Coeficientes para el espectro inelástico		
Descripción	Símbolo	Valor
Nivel de importancia	I	1,5
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	6
Coeficiente de configuración en planta	Φ_P	0,9
Coeficiente de configuración en elevación	Φ_E	1

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Empleando dichos coeficientes, obtenemos las curvas que representan los espectros elásticos e inelásticos (Ver Ilustración 38) para un periodo de retorno de 475 años en la ciudad de Pasaje. El espectro inelástico será el empleado para el análisis lineal dinámico que se realizará en el modelo estructural.

Ilustración 38: Espectros de diseño para la ciudad de Pasaje



Fuente: El autor

Mediante la ejecución del análisis lineal dinámico empleando el espectro inelástico proporcionado por la NEC-SE-DS con un periodo de retorno de 475 años para la ciudad de Pasaje considerando un suelo Tipo D obtendremos los periodos correspondientes a los modos de vibración de la estructura (Ver Tabla 22) tomando en consideración que para cada planta de la estructura se establecerán 3 modos, teniendo un total de 12 modos de vibración.

Tabla 22: Periodos fundamentales y participación de masa.

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUx	SumUy
1	0,9864	0,0118	0,7316	0,0001	0,0118	0,7316
2	0,8650	0,0253	0,0798	0,0000	0,0371	0,8114
3	0,7992	0,7818	0,0036	0,0001	0,8189	0,8150
4	0,3418	0,0021	0,0918	0,0010	0,8210	0,9068
5	0,2991	0,0037	0,0074	0,0000	0,8248	0,9141
6	0,2809	0,1018	0,0003	0,0018	0,9266	0,9144
7	0,2385	0,0001	0,0014	0,0000	0,9267	0,9158
8	0,2348	0,0000	0,0032	0,0048	0,9267	0,9190
9	0,2283	0,0000	0,0174	0,0141	0,9268	0,9364
10	0,2107	0,0000	0,0047	0,0498	0,9268	0,9411
11	0,2071	0,0000	0,0000	0,0000	0,9268	0,9411
12	0,2011	0,0000	0,0000	0,0001	0,9268	0,9411

Fuente: El autor

Una vez realizado el análisis modal determinamos que el modo fundamental de vibración que posee la estructura es de $T=0.989$ seg y tiene una participación de masa del 71% en traslación en la dirección Y. Además, se puede apreciar que en el sexto modo se cumple el 90% de participación de masa em ambas direcciones de análisis.

4.1.1.2. Verificación de la relación de cortantes según la ASCE-41

Una vez obtenidos los periodos en los diferentes modos de vibración de la estructura, procedemos a calcular la aceleración en roca correspondiente a cada periodo con la finalidad de poder emplear dicho dato en el cálculo de los cortantes por piso. Calculando el cortante de cada modo y dividiendo la sumatoria para el cortante de su periodo fundamental, obtuvimos la Tabla 23:

Tabla 23: Cortantes de piso para cada dirección

Modo	Periodo	Sa (g)	Cortante de piso	
			Vx	Vy
1	0,989	0,534	11,294	700,247
2	0,876	0,603	27,349	86,264
3	0,818	0,645	904,472	4,165
4	0,343	0,788	2,966	129,661
5	0,303	0,788	5,226	10,452
6	0,287	0,788	143,785	0,438
Verificación			1,21	1,33

Fuente: El autor

La estructura cumple con la relación de cortantes en el eje X mientras que para el eje Y la estructura sobrepasa el 130% de control establecido por la ASCE-41.

4.1.1.3. Control del periodo fundamental de vibración T según la NEC-SE-DS

Otra verificación a realizar es el chequeo del periodo fundamental que nos proporciona la NEC. Para ello, partimos de nuestro periodo fundamental el cual es de $T = 0.989$ s estableciéndolo como punto de comparación. Los métodos de chequeo que nos proporciona la norma son dos:

Para el primer método, el valor de control de T se puede determinar con la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Teniendo en cuenta que la altura máxima es de 13.5 m, según la Tabla 24 los coeficientes serán:

Tabla 24: Coeficientes para el cálculo del periodo.

Tipo de estructura	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.055	0.9

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Obtenemos como resultado:

$$T = (0.055) * (13.5)^{0.9}$$

$$T = 0.57 \text{ segundos}$$

El método 2 nos dice no debe ser mayor en un 30% al periodo obtenido por el método 1

$$T = 1.30 * (0.57 \text{ segundos})$$

$$T = 0.74 \text{ segundos}$$

Si comparamos nuestro periodo fundamental de vibración con los periodos de control establecidos por la NEC-SE-DS que dieron como resultado un periodo de $T=0.74$ como periodo máximo, se evidencia que la estructura no cumple con los requisitos mínimos habiendo una diferencia del 25,18% con el periodo de control.

Un buen punto de comparación a destacar es el ocurrido en el trabajo de titulación de la autora Mancheno (Mancheno, 2017) donde, al realizar una evaluación de desempeño al bloque de aulas de la facultad de Ingeniería civil se evidenció que el edificio no cumplió con los requisitos mínimos requeridos por la NEC presentando una variación de un 16% en su periodo con respecto a los periodos de control establecidos por la norma.

4.1.1.4. Cálculo de los desplazamientos

Considerando la configuración estructural presente de la edificación para uso clínico, se analizó el desplazamiento máximo generado por los distintos sismos en ambas direcciones obteniendo los siguientes resultados ilustrados en la Tabla 25:

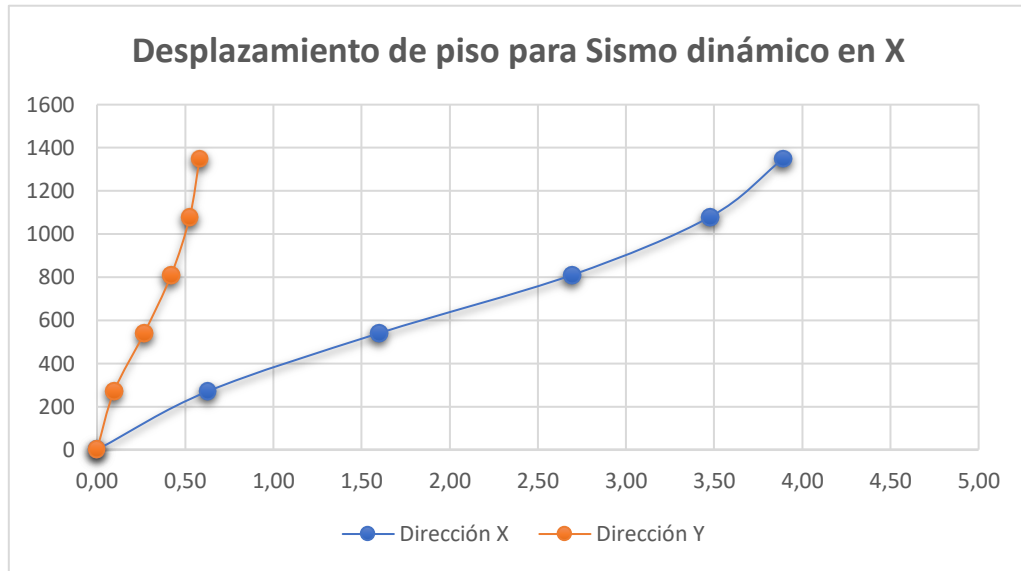
Para el Sismo dinámico para la dirección en X:

Tabla 25: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo dinámico en X

Desplazamiento máximo para sismo en X			
Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
Cubierta	1350	3,89	0,58
3ra planta	1080	3,48	0,53
2da planta	810	2,69	0,42
1ra planta	540	1,60	0,27
Mezanine	270	0,63	0,10
Planta baja	0	0,00	0,00

Fuente: El autor

Ilustración 39: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para el Sismo dinámico en X



Fuente: El autor

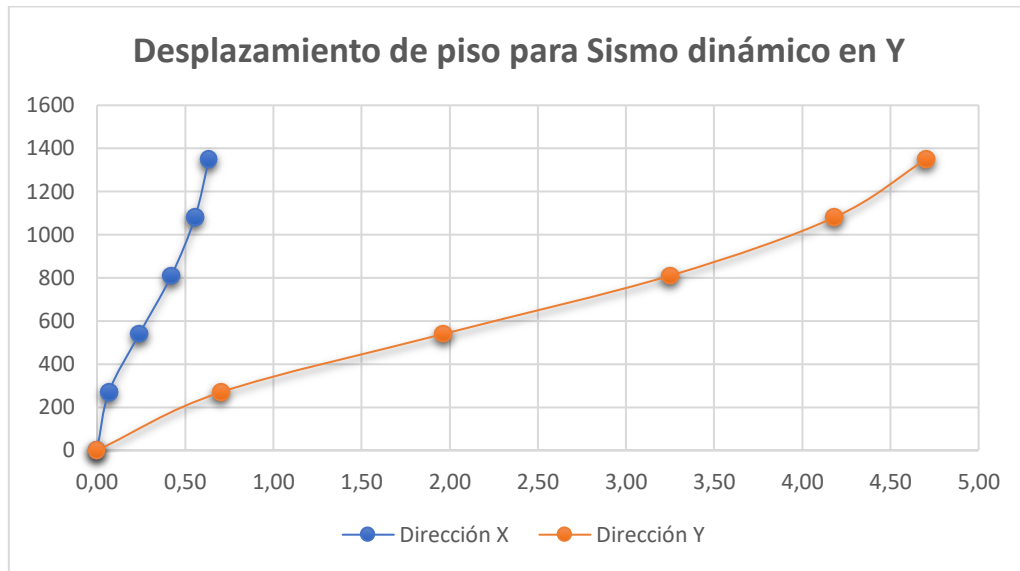
Para el Sismo dinámico para la dirección en Y (Ver Tabla 26):

Tabla 26: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo dinámico en Y

Desplazamiento máximo para sismo en Y			
Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
Cubierta	1350	0,63	4,70
3ra planta	1080	0,56	4,18
2da planta	810	0,42	3,25
1ra planta	540	0,24	1,97
Mezanine	270	0,07	0,70
Planta baja	0	0,00	0,00

Fuente: El autor

Ilustración 40: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para el Sismo dinámico en Y



Fuente: El autor

En cuestión del desplazamiento elástico, se evidenció analizando ambas direcciones de sismo dinámico que se generan desplazamientos en ambas direcciones de análisis lo cual puede significar un comportamiento torsional por parte de la edificación. Esto se corrobora en los resultados del análisis modal que denotan que el segundo modo de vibración tiene un comportamiento torsional, una de las razones de dicho comportamiento puede deberse a la configuración en planta que posee la edificación.

4.1.1.5. Cálculo de derivas de entrepiso

Para obtener la deriva elástica a partir de los desplazamientos absolutos deberemos restar el desplazamiento a trabajar menos el del piso inferior a ese y el resultado de esa resta deberá ser dividido por la altura de entrepiso.

Para determinar las derivas inelásticas se usará como límites la Tabla 27 y se tendrá en cuenta la siguiente expresión:

$$\Delta_i = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Tabla 27: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

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

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Organizando de mejor manera la información y calculando las derivas elásticas e inelásticas obtenemos la Tabla 28 y la Ilustración 41:

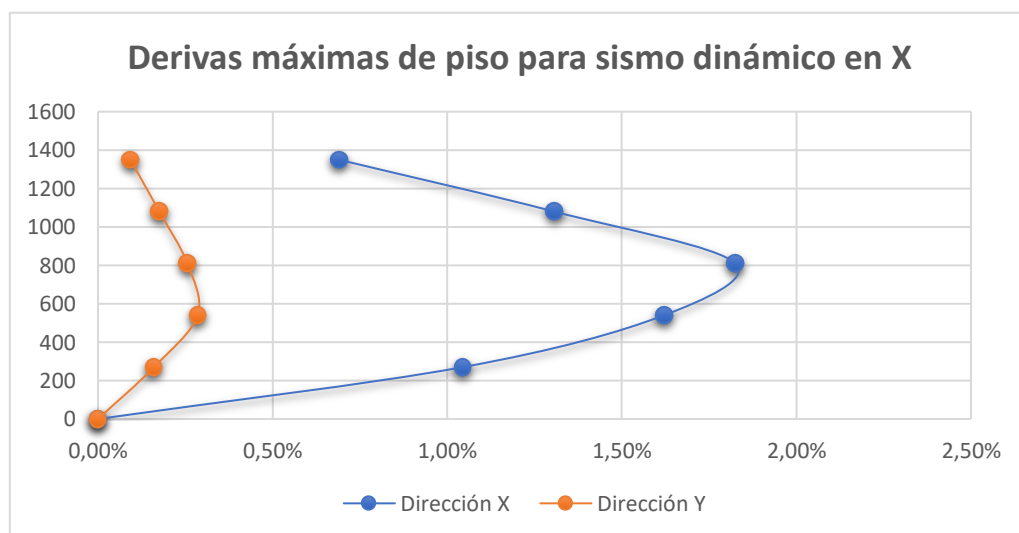
Para el Sismo dinámico para la dirección en X:

Tabla 28: Derivas máximas elásticas e inelásticas para el sismo dinámico en X

Derivas para sismo dinámico en X					
Planta	Altura (cm)	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y
Cubierta	270	0,15%	0,02%	0,69%	0,09%
3ra planta	270	0,29%	0,04%	1,31%	0,18%
2da planta	270	0,41%	0,06%	1,83%	0,26%
1ra planta	270	0,36%	0,06%	1,62%	0,29%
Mezanine	270	0,23%	0,04%	1,04%	0,16%
Planta baja	0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Fuente: El autor

Ilustración 41: Gráfica de las derivas máximas inelásticas para el Sismo dinámico en X



Fuente: El autor

Para el análisis de las derivas inelásticas empleando como límites permisibles el establecido por la NEC siendo 2% el porcentaje máximo que pueden llegar a alcanzar, se concluye que la verificación por derivas se cumple ya que para el eje X se tendría una deriva inelástica máxima en la segunda planta alta del edificio con un valor de 1.89%.

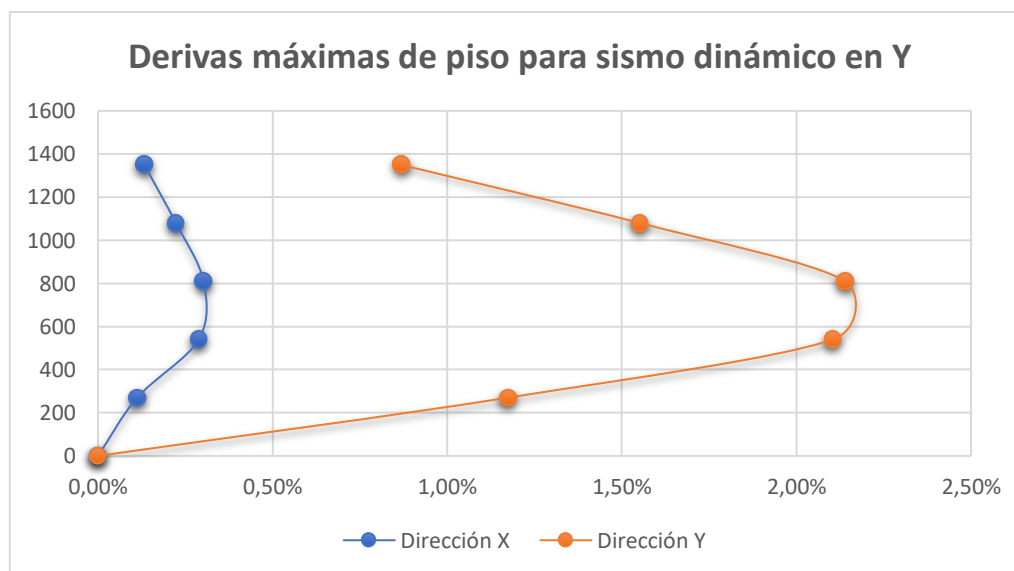
Para el Sismo dinámico para la dirección en Y (Ver Tabla 29 e Ilustración 42):

Tabla 29: Derivas máximas elásticas e inelásticas para el sismo dinámico en Y

Sismo dinámico en Y					
Planta	Altura (cm)	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y
Cubierta	270	0,03%	0,19%	0,13%	0,87%
3ra planta	270	0,05%	0,34%	0,22%	1,55%
2da planta	270	0,07%	0,48%	0,30%	2,14%
1ra planta	270	0,06%	0,47%	0,29%	2,10%
Mezanine	270	0,02%	0,26%	0,11%	1,17%
Planta baja	0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Fuente: El autor

Ilustración 42: Gráfica de las derivas máximas inelásticas para el Sismo dinámico en Y



Fuente: El autor

Para el eje Y obtuvimos una deriva inelástica de 2.18% y se daría en la segunda planta alta. Por tal motivo, para la verificación de derivas se concluiría que para el eje Y la estructura no cumple con el control de deriva inelástica mientras que en el eje X si pasa dicho control.

4.1.2. Análisis sísmico estático

4.1.2.1. Cálculo de coeficientes del periodo de vibración C y K

Para ello, como primer punto deberemos sacar los periodos correspondientes a los modos de vibración X y Y, siendo estos $t = 0,989 \text{ seg}$; $t = 0,818 \text{ seg}$ respectivamente. Luego deberemos calcular la aceleración en roca para el espectro elástico empleando la siguiente ecuación:

$$Sa = \eta * z * Fa * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Ahora emplearemos los coeficientes del cortante basal para llevar nuestras aceleraciones obtenidas a un rango inelástico, esto es mejor conocido como Coeficiente sísmico. Para ello, haremos uso de la siguiente expresión:

$$C = \frac{Sa * I}{R * \phi_P * \phi_E}$$

A partir de dichos coeficientes, podremos determinar los coeficientes relacionados con los periodos de vibración (K) tomando como referencia la Tabla 30:

Tabla 30: Coeficientes de K en función de T

Valores de T (s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Dichos valores resultantes serán ingresados en los patrones de carga pertenecientes al sismo estático (Ver Tabla 31).

Tabla 31: Tabla de coeficientes del análisis estático.

Tipo	Y	X
T (seg)	0,986	0,799
C	0,149	0,183
K	1,243	1,150

Fuente: El autor

4.1.2.2. Verificación por ajuste de cortante según la NEC-SE-DS

La NEC-SE-DS enuncia un ajuste de cortante en caso de que no se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{\text{Sismo dinámico}}{\text{Sismo estático}} \geq 0.85 \text{ (Para estructuras irregulares)}$$

En caso de requerir un ajuste, se deberá dividir el 85% requerido para el valor resultante entre la relación del sismo dinámica con el estático y dicho valor se lo multiplicará por la gravedad (Ver Tabla 32).

Tabla 32: Relación de cortantes.

Sismo	Eje X (Ton)	Eje Y (Ton)
Estático	533,323	432,1254
Dinámico	431,0064	339,5932
Relación	0,81	0,79

Fuente: El autor

$$\text{Ajuste en X} = \frac{0.85}{0.81 * 9.8067} = 10,315$$

$$\text{Ajuste en Y} = \frac{0.85}{0.79 * 9.8067} = 10,607$$

En vista de que las relaciones no llegaron al 85% se procede a realizar el ajuste. Habiendo recalculado el valor de gravedad para ambos sismos dinámicos se obtuvieron nuevos resultados los cuales son ilustrados en la Tabla 33:

Tabla 33: Cálculo del cortante reajustado

Sismo	Eje X (Ton)	Eje Y (Ton)
Estático	533,323	432,1254
Dinámico	453,3243	367,3065
Relación	0,85	0,85

Fuente: El autor

4.1.3. Distribución de fuerzas laterales por piso

Para poder determinar las fuerzas laterales que estarán sometiendo cada piso perteneciente a la edificación, se hará uso de datos previamente definidos como la carga sísmica, altura de entrepiso, número de plantas y cortante de diseño. Para el cortante de diseño se hará uso del coeficiente sísmico correspondiente a nuestro periodo de vibración fundamental y la carga reactiva como se puede ver a continuación:

$$C_s = 0.149$$

$$W_{reactiva} = 2928,76 \text{ Ton}$$

$$V_{diseño} = 0.145 * 2928,76 \text{ Ton} = 435,28 \text{ Ton}$$

Con el cortante de diseño obtenido procedemos a realizar las fuerzas laterales por piso (Ver Tabla 34 y Tabla 35).

Tabla 34: Datos iniciales para el cálculo de fuerzas laterales.

Cálculos sísmicos		
# Pisos	5	u
Altura	2,7	m
Tn	0,986	seg
Sa elástica	0,535	g
Cs	0,149	
W sísmico	2928,76	Ton
V diseño	435,28	Ton

Fuente: El autor

Tabla 35: Cálculo de fuerzas laterales para cada piso

Fuerzas laterales / Piso						
Nombre del piso	# Piso	hi ^k (m)	Wi (Ton)	Wi*hi ^k (Ton-m)	%	Fi (Ton)
Cubierta	5	25,425	585,75	14892,56	36,5%	158,69
3era planta alta	4	19,265	585,75	11284,66	27,6%	120,25
2da planta alta	3	13,472	585,75	7891,55	19,3%	84,09
1era planta alta	2	8,138	585,75	4766,96	11,7%	50,80
Mezanine	1	3,438	585,75	2013,70	4,9%	21,46
			Σ	40849,43	Σ	435,28

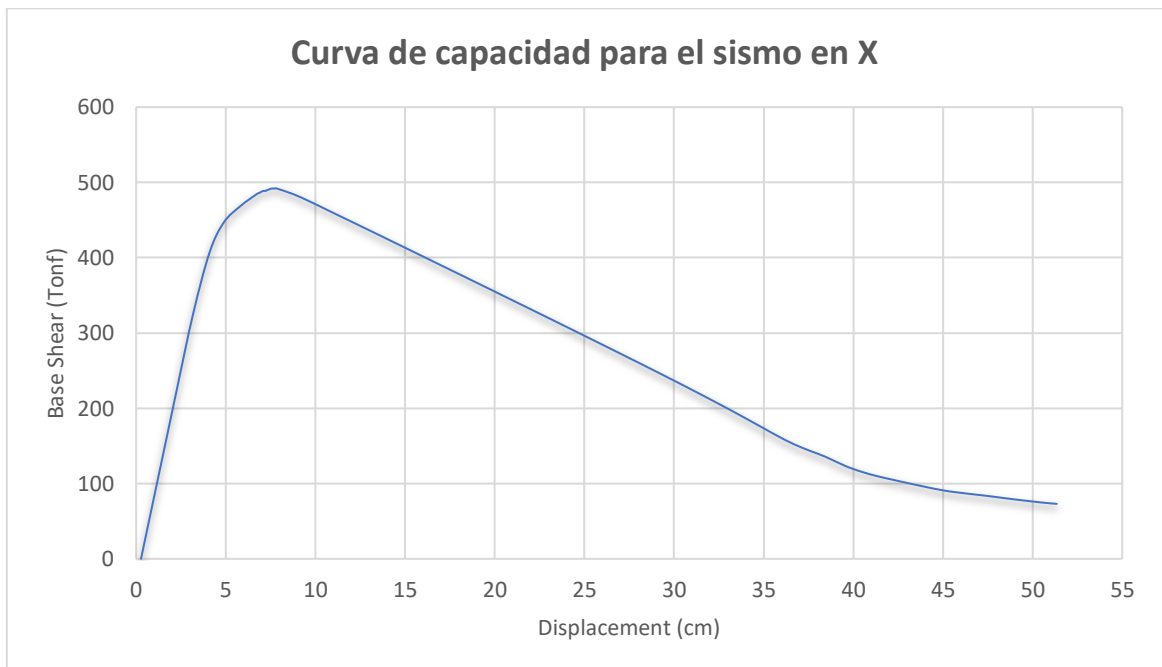
Fuente: El autor

4.1.4. Análisis no lineal estático

4.1.4.1. Curva de capacidad

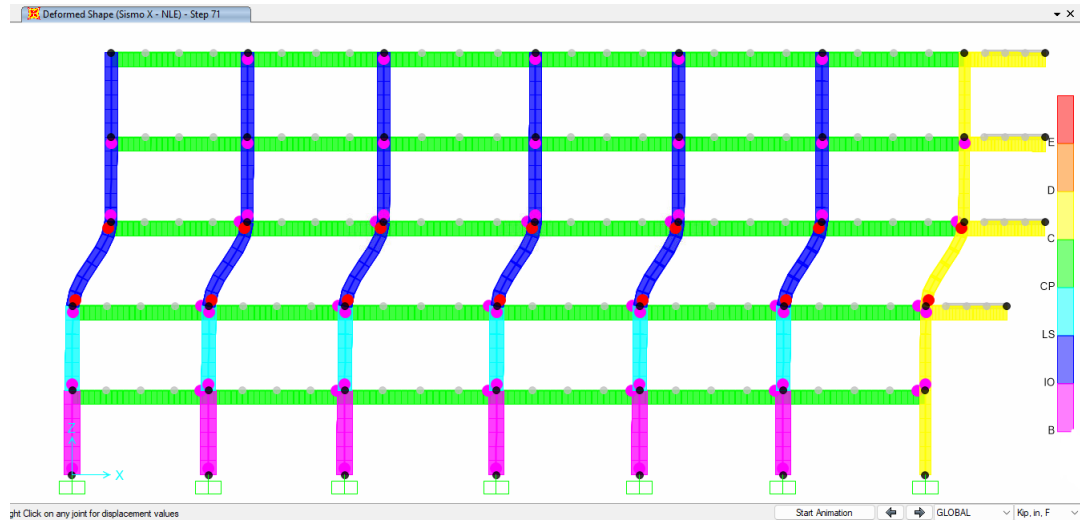
Para la representación de la curva de capacidad se la dará mediante modelos bidimensionales para ambas direcciones de análisis para lo cual se pudo evidenciar los siguientes resultados (Ver Ilustración 43 e Ilustración 44):

Ilustración 43: Curva de capacidad para el eje X



Fuente: El autor

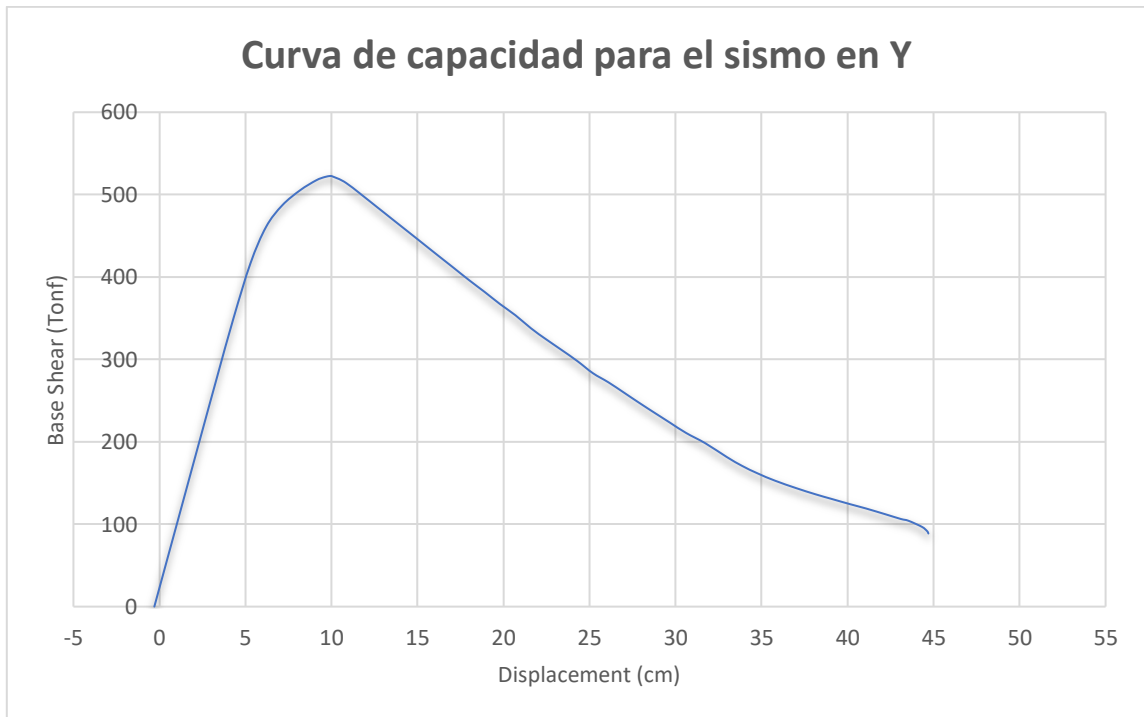
Ilustración 44: Formación de rótulas plásticas para un sismo en dirección X



Fuente: El autor

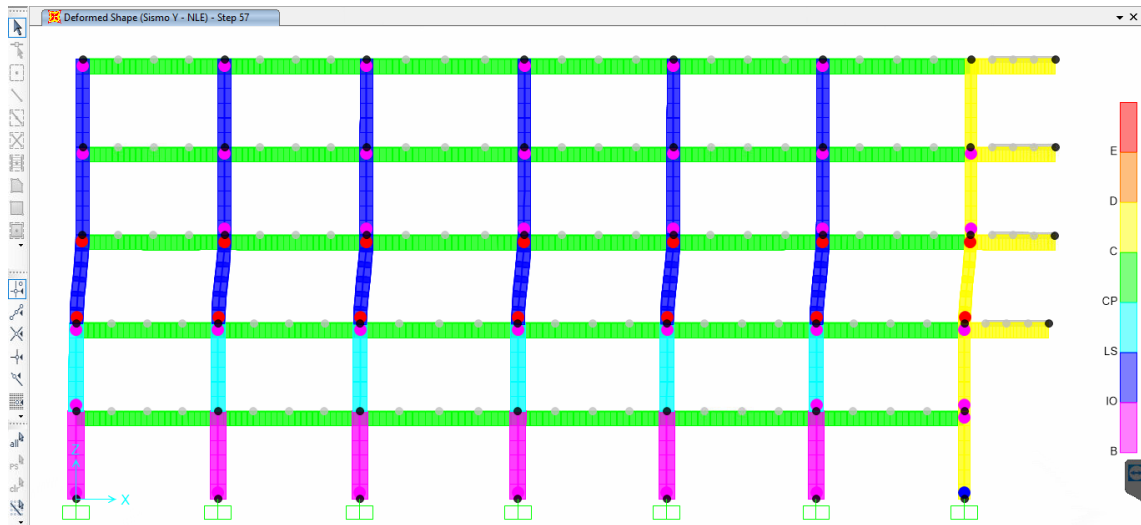
Para el sismo en dirección Y en cambio se obtuvo (Ver Ilustración 45 e Ilustración 46):

Ilustración 45: Curva de capacidad para el eje Y



Fuente: El autor

Ilustración 46: Formación de rótulas plásticas para un sismo en dirección Y



Fuente: El autor

Como paso previo para entrar a la evaluación de la estructura por niveles de desempeño se ingresó al programa cuatro espectros de diseño correspondientes a los distintos periodos de retorno de amenaza sísmica, siendo estos los siguientes:

Para un sismo frecuente: 72 años

Para un sismo ocasional: 225 años

Para un sismo raro: 475 años

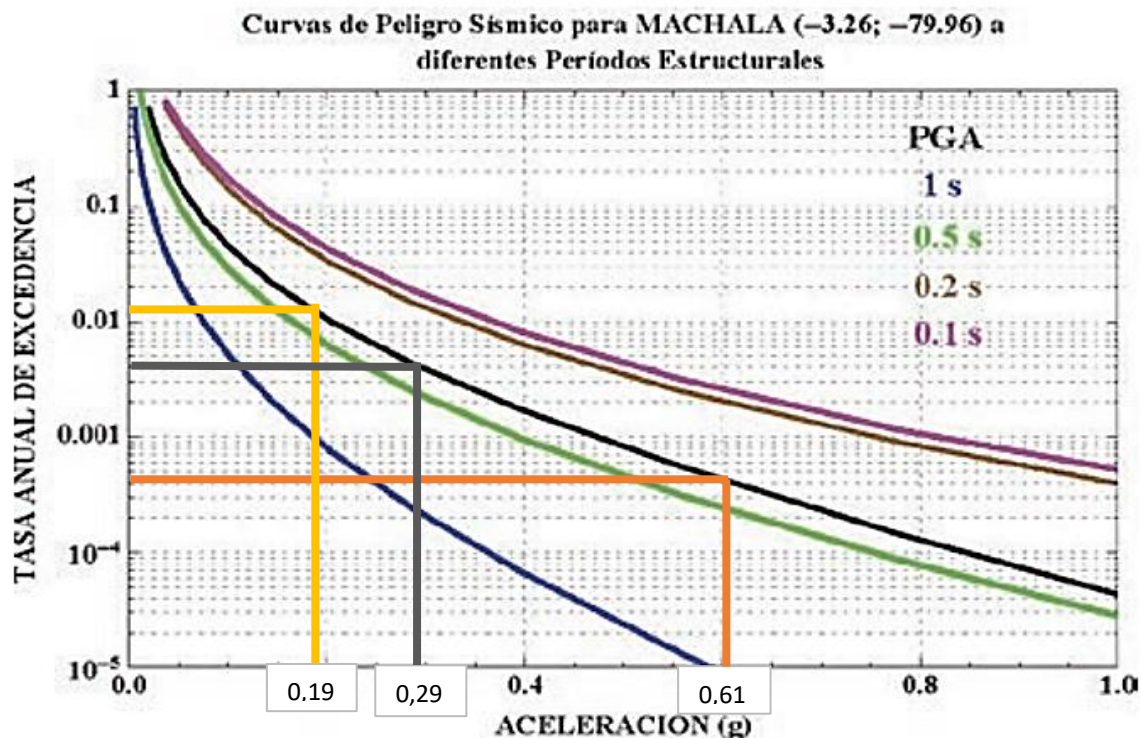
Para un sismo muy raro: 2500 años

Si bien es cierto, la Norma Ecuatoriana de Construcción solo nos proporciona un espectro de aceleraciones correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. Es por tal motivo que para la obtención de los espectros de los demás periodos de retorno se hizo uso de la curva de peligro sísmico de la ciudad de Machala debido a que al no existir una curva del lugar de estudio (Pasaje), se procede a emplear la del lugar más cercano, es decir, la ciudad de Machala.

Como primer punto determinaremos las tasas anuales de excedencia dividiendo la unidad por el periodo de retorno a buscar.

Una vez obtenido dichos valores los interceptaremos con la curva PGA ya que dicha curva pertenece a la máxima aceleración en roca (Ver Ilustración 47).

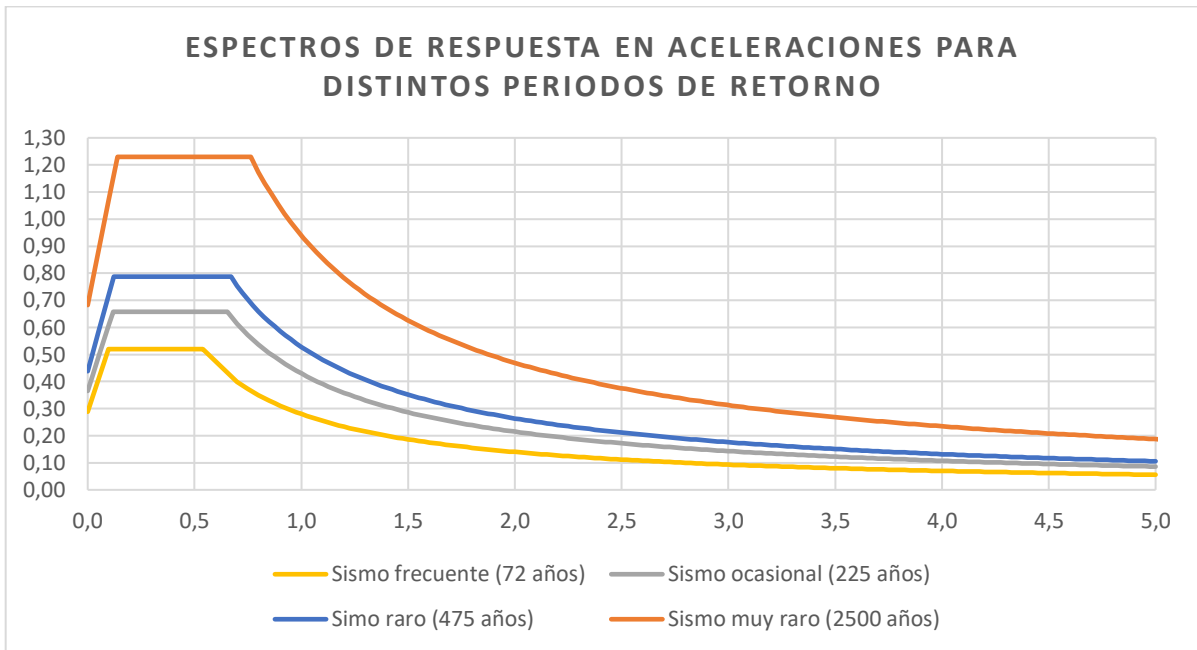
Ilustración 47: Curva de peligro sísmico para la ciudad de Machala



Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

A partir del punto que se intercepta la línea de la tasa anual de excedencia con la curva PGA se trazará una vertical hasta cortar con el eje de las aceleraciones. El valor resultante será nuestro factor de zona Z y a partir de dicho valor se calcularán el resto de coeficientes para el periodo de retorno seleccionado. A continuación, en la Ilustración 48 se pueden apreciar de mejor manera los espectros:

Ilustración 48: Espectros de respuesta en aceleraciones para distintos periodos de retorno.



Fuente: El autor

4.1.4.2. Evaluación de la estructura por niveles de desempeño

Para el presente trabajo se realizó la evaluación de la estructura para una serie de niveles probabilísticos de riesgos de terremotos con la finalidad de ver en qué nivel ocupacional se encuentra. Adicional a ello, se calcularán las ductilidades de la estructura, el factor de sobre resistencia Ω y el factor R.

Como primer punto determinaremos los valores necesarios para determinar el factor de sobre resistencia Ω partiendo de los datos obtenidos del análisis dinámico (Ver Tabla 36):

Tabla 36: Datos obtenidos del análisis dinámico

T (seg)	Sa (g)	Sa (g) - inel	W reactiva (Tonf)
0,9864	0,535	0,149	2928,76

Fuente: El autor

Una vez establecido los datos de partida, comenzaremos con el cálculo de los cortantes ya que dichos valores serán empleados en la obtención del factor Ω . Comenzaremos con el cálculo del cortante elástico empleando la siguiente expresión:

$$V_{elástico} = Sa(g) * W_{reactiva} = 1567,01 \text{ Tonf}$$

Mientras que para el cortante de diseño se empleará:

$$V_{diseño} = Sa(g)_{inelástica} * W_{reactiva} = 435,28 \text{ Tonf}$$

Para determinar el cortante máximo se deberá extraer el valor máximo de fuerzas obtenidas en la curva de capacidad, siendo que para las dos direcciones de análisis se obtuvo:

Para el sismo en X: $V_{máximo} = 492,10 \text{ Ton}$

Para el sismo en Y: $V_{máximo} = 522,63 \text{ Ton}$

La expresión que define el factor de sobre resistencia Ω estará dada por el resultado de dividir el cortante máximo para el cortante de diseño, obteniendo los siguientes factores para ambas direcciones:

Para el sismo en X: $\Omega = 1.13$

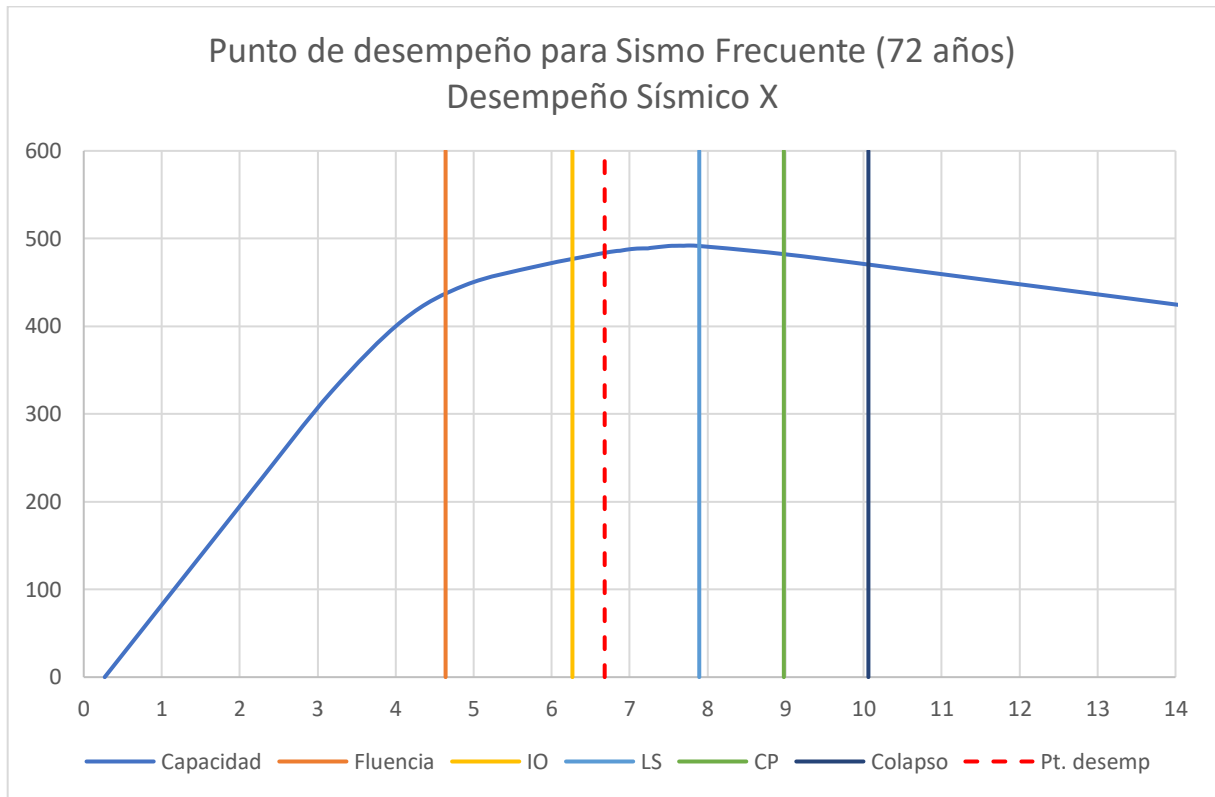
Para el sismo en Y: $\Omega = 1.20$

Teniendo como punto de referencia que para estructuras de hormigón el factor Ω tiene que ser al menos 3, los valores obtenidos nos indican que la estructura no posee sobre resistencia.

Como siguiente paso, se empleó varios periodos de retorno según el nivel de concurrencia que nos proporciona la FEMA 356, dándonos como resultado las siguientes gráficas:

- Para un sismo de clasificación frecuente (72 años) se obtuvo las siguientes gráficas para ambas direcciones de análisis (Ver Ilustración 49):

Ilustración 49: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X



Fuente: El autor

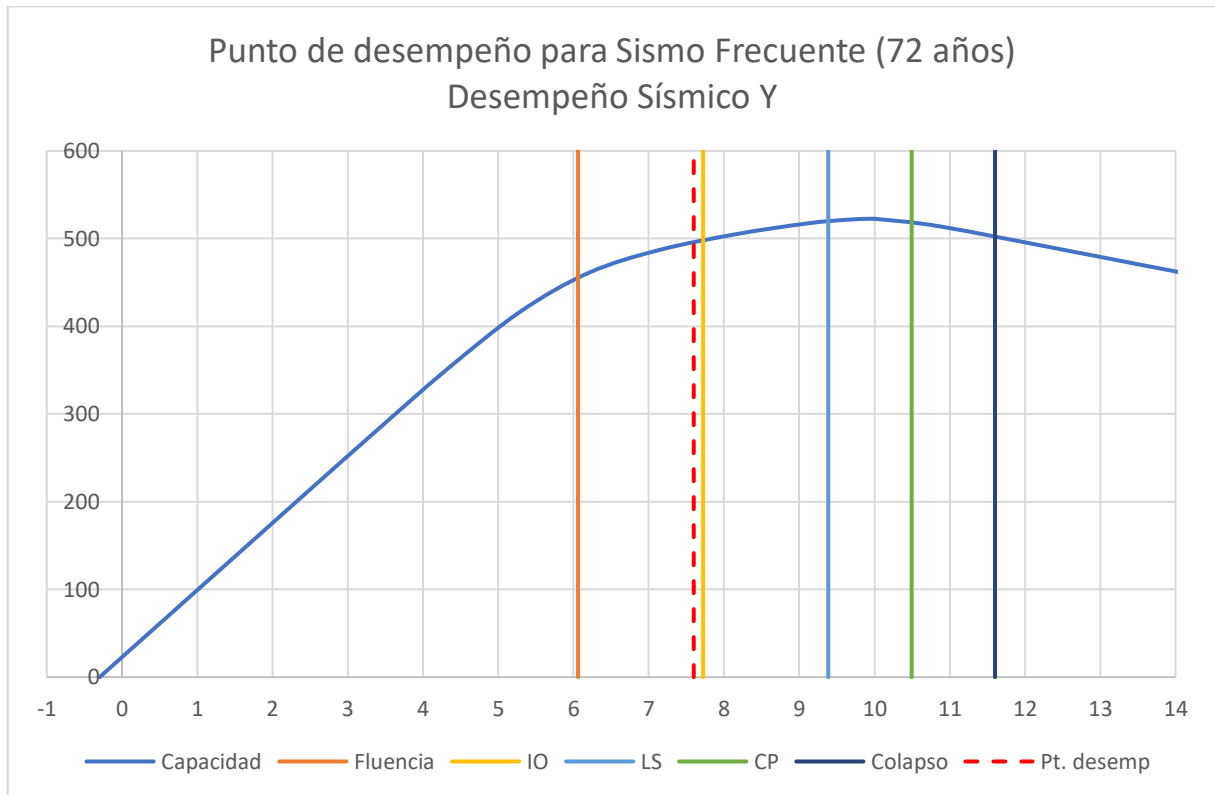
Tabla 37: Cálculo de las ductilidades de la estructura.

Ductilidades de la estructura	
Ductilidad μ máxima	2,17
Ductilidad μ demanda	1,44
Ductilidad μ Reserva	0,73
Necesita reforzamiento	
Factor R	2,711

Fuente: El autor

Luego de la ocurrencia del sismo en dirección X con un periodo de retorno de 72 años se concluye que la edificación requiere un reforzamiento tomando como base el criterio de que un edificio se puede considerar habitable si la ductilidad de reserva supera la mitad de la ductilidad máxima (Ver Tabla 37).

Ilustración 50: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y



Fuente: El autor

Tabla 38: Cálculo de las ductilidades de la estructura.

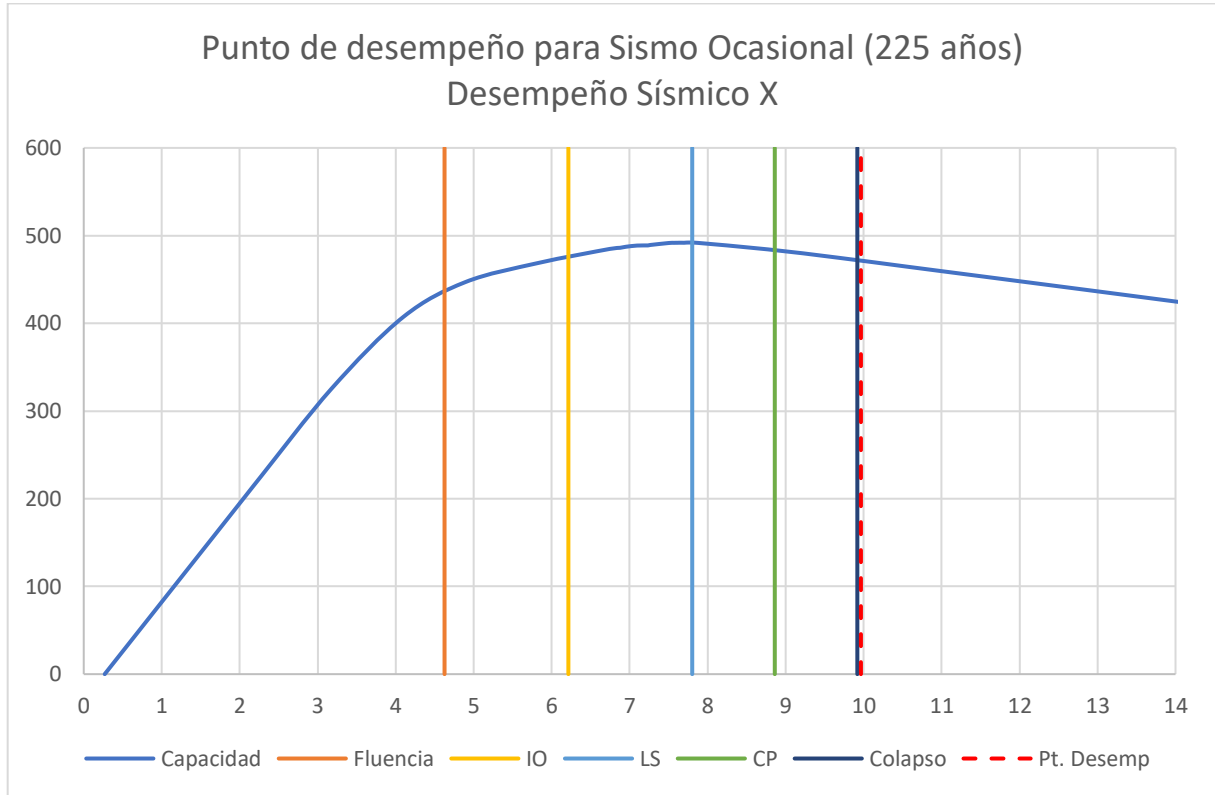
Ductilidades de la estructura	
Ductilidad μ máxima	1,91
Ductilidad μ demanda	1,25
Ductilidad μ Reserva	0,66
Necesita reforzamiento	
Factor R	2,393

Fuente: El autor

Luego de la ocurrencia del sismo en dirección Y con un periodo de retorno de 72 años se concluye que la edificación requiere un reforzamiento tomando como base el criterio de que un edificio se puede considerar habitable si la ductilidad de reserva supera la mitad de la ductilidad máxima (Ver Ilustración 50 y Tabla 38).

- Para un sismo de clasificación ocasional (225 años) se obtuvo las siguientes gráficas para ambas direcciones de análisis:

Ilustración 51: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X



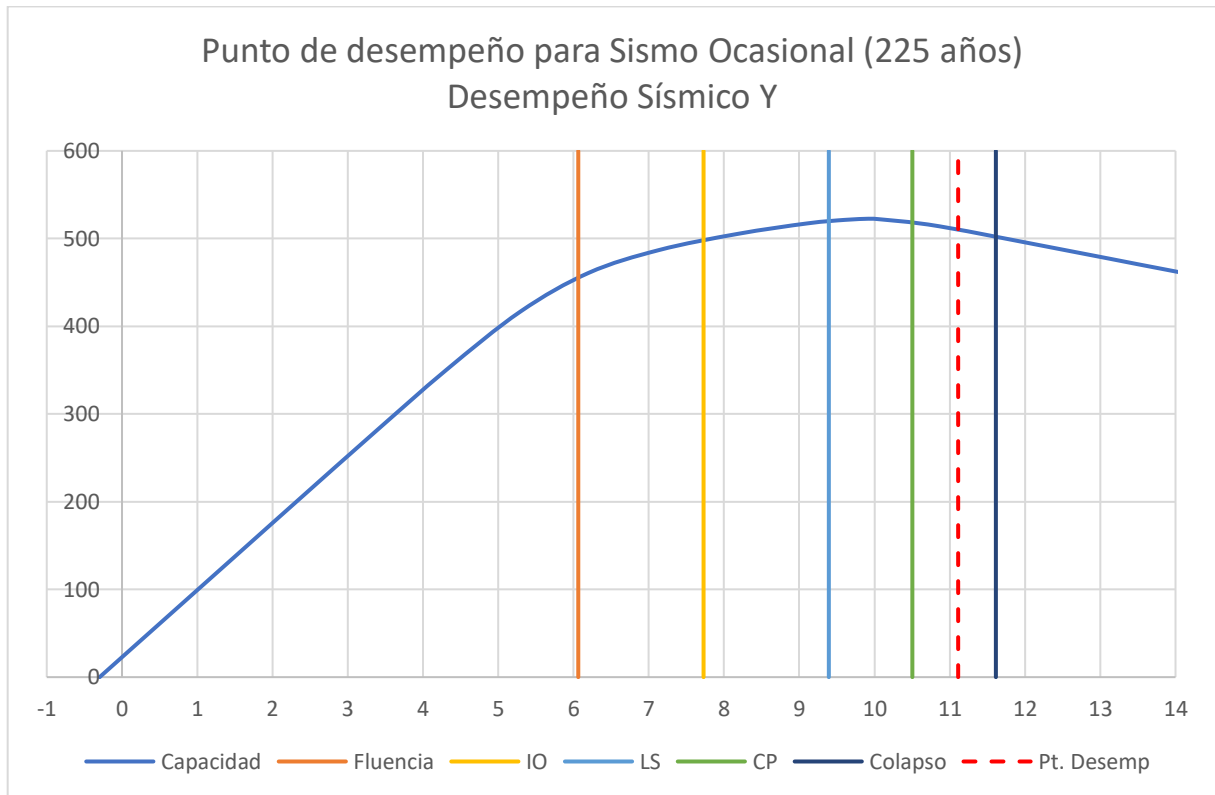
Fuente: El autor

Ductilidades de la estructura	
Ductilidad μ máxima	2,14
Ductilidad μ demanda	2,15
Ductilidad μ Reserva	-0,01
Necesita reforzamiento	
Factor R	2,680

Fuente: El autor

Luego de la ocurrencia del sismo en dirección X con un periodo de retorno de 225 se concluye que la edificación requiere un reforzamiento tomando como base el criterio de que un edificio se puede considerar habitable si la ductilidad de reserva supera la mitad de la ductilidad máxima (Ver Ilustración 51 y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

Ilustración 52: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y



Fuente: El autor

Tabla 39: Cálculo de las ductilidades de la estructura.

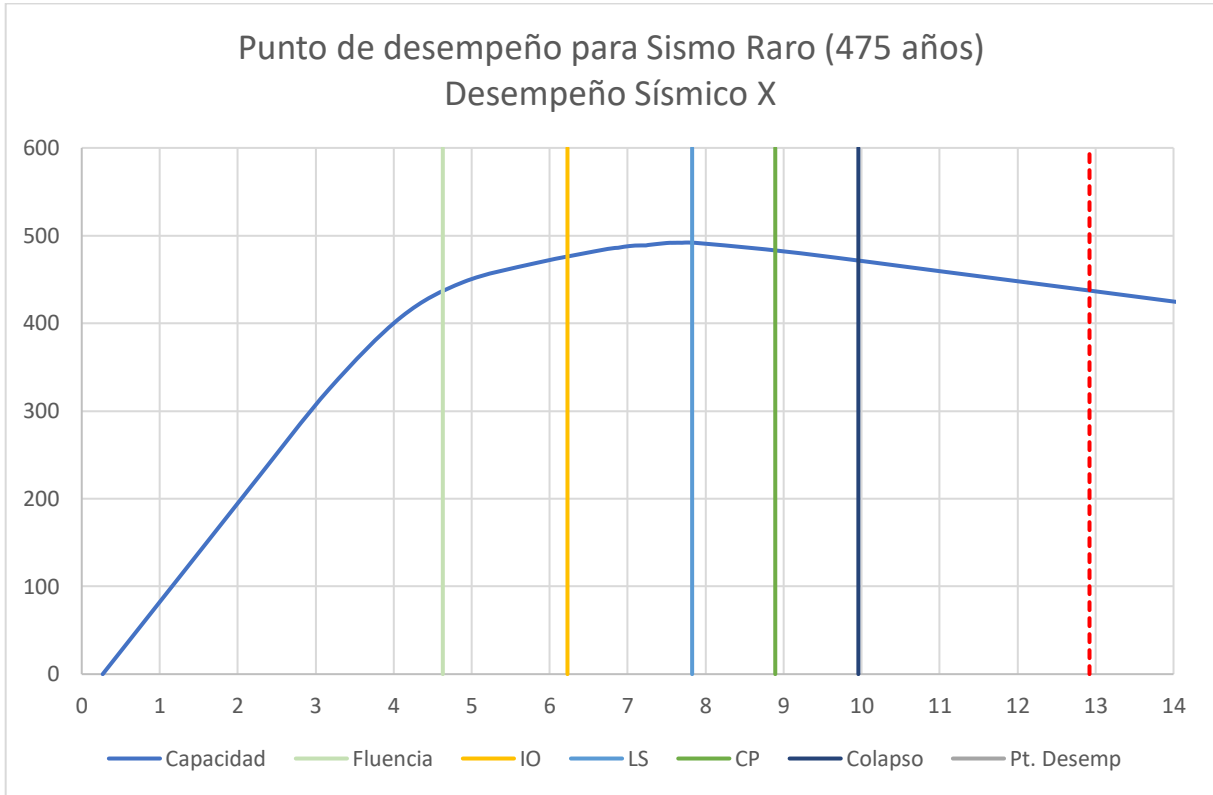
Ductilidades de la estructura	
Ductilidad μ máxima	1,92
Ductilidad μ demanda	1,83
Ductilidad μ Reserva	0,08
Necesita reforzamiento	
Factor R	2,394

Fuente: El autor

Luego de la ocurrencia del sismo en dirección Y con un periodo de retorno de 225 años se concluye que la edificación requiere un reforzamiento tomando como base el criterio de que un edificio se puede considerar habitable si la ductilidad de reserva supera la mitad de la ductilidad máxima (Ver Ilustración 52 y Tabla 39).

- Para un sismo de clasificación Raro (475 años) se obtuvo las siguientes gráficas para ambas direcciones de análisis:

Ilustración 53: Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X



Fuente: El autor

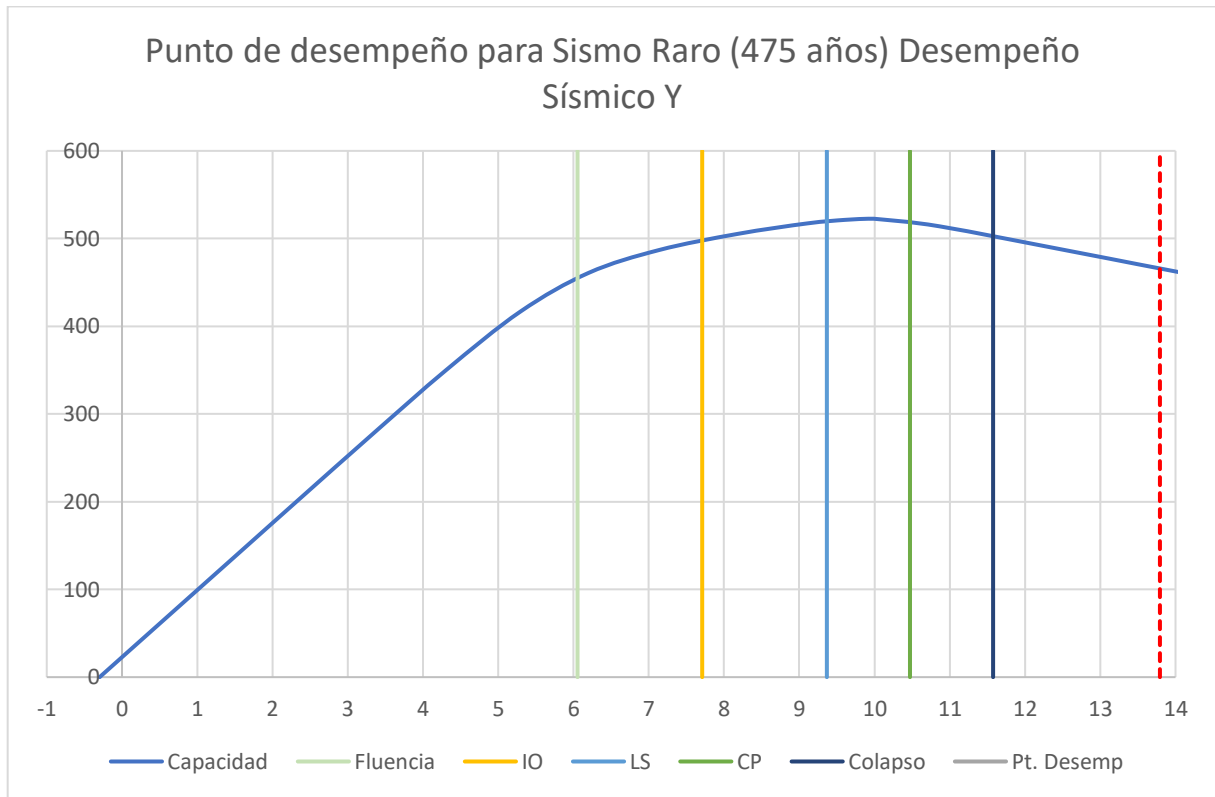
Tabla 40: Cálculo de las ductilidades de la estructura.

Ductilidades de la estructura	
Ductilidad μ máxima	2,15
Ductilidad μ demanda	2,79
Ductilidad μ Reserva	-0,64
Necesita reforzamiento	
Factor R	2,689

Fuente: El autor

Luego de la ocurrencia del sismo en dirección X con un periodo de retorno de 475 años se concluye que la edificación requiere un reforzamiento tomando como base el criterio de que un edificio se puede considerar habitable si la ductilidad de reserva supera la mitad de la ductilidad máxima (Ver Ilustración 53 y Tabla 40).

Ilustración 54: Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y



Fuente: El autor

Tabla 41: Cálculo de las ductilidades de la estructura.

Ductilidades de la estructura	
Ductilidad μ máxima	1,91
Ductilidad μ demanda	2,28
Ductilidad μ Reserva	-0,37
Se necesita reforzamiento	
Factor R	2,390

Fuente: El autor

Luego de la ocurrencia del sismo en dirección Y con un periodo de retorno de 475 años se concluye que la edificación requiere un reforzamiento tomando como base el criterio de que un edificio se puede considerar habitable si la ductilidad de reserva supera la mitad de la ductilidad máxima. (Ver Ilustración 54 y Tabla 41)

- Para un sismo de clasificación muy raro (2500 años) se infiere que la estructura tiende a un colapso puesto que para el sismo anterior de un periodo de retorno de 475 años el punto de desempeño cayó en el área de colapso, por lo tanto, se obvia dicho sismo.

Además, habiendo empleado un factor de reducción de resistencia sísmica $R=6$ para el análisis dinámico, se puede concluir que se estaría sub dimensionando la fuerza sísmica para todos los periodos de retorno analizados ya que los R resultantes fueron menores a 6 siendo estos los valores óptimos con los que se debería diseñar la estructura.

Una vez obtenido los puntos de desempeño para los diferentes sismos de diseño y, posteriormente haber ubicado el nivel ocupacional que tendrá la estructura para cada sismo se procede a elaborar la matriz de objetivos de desempeño proporcionada por la SEAC (Ver Ilustración 55 e Ilustración 56).

Ilustración 55: Matriz de objetivos de desempeño para el sismo X

	Inmediatamente operativo	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)				
Ocasional (225 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (2500 años)				

Diagonal de objetivos de desempeño:

- Objetivo de seguridad crítica (entre Frecuente y Muy raro)
- Objetivo esencial o peligroso (entre Ocasional y Raro)
- Objetivo básico (entre Raro y Muy raro)
- Desempeño inaceptable (entre Frecuente y Ocasional)

Fuente: (Structural Engineering Association of California, 1995)

Ilustración 56: Matriz de objetivos de desempeño para el sismo Y

	Inmediatamente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)				
Ocasional (225 años)			Objetivo básico	Desempeño inaceptable
Raro (475 años)		Objetivo esencial o peligroso		
Muy raro (2500 años)		Objetivo de seguridad crítica		

Fuente: (Structural Engineering Association of California, 1995)

En base a los resultados obtenidos por la evaluación de desempeño realizada a la clínica San Marcos empleando periodos de retornos propuestos por la FEMA 356 se determinó por medio de la matriz de objetivos de desempeño que la estructura no cumplirá con su objetivo básico, siendo este el de seguridad crítica, ambientado para una estructura de ocupación esencial. Además, se presentaron rótulas plásticas en donde se evidenció que para el pórtico más crítico en ambas direcciones del análisis Pushover se formaron rótulas críticas significando una pérdida total de su rigidez y resistencia.

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

Se identificaron que los factores principales que intervienen en la vulnerabilidad sísmica de una estructura son:

- La rigidez que aportan los elementos estructurales. Esto se pudo poner en evidencia debido a que en el eje de análisis Y al poseer vigas banda sufrió un mayor desplazamiento y, consecuentemente, la deriva inelástica en esa dirección se vio afectada frente al eje de análisis en X que, empleando vigas peraltadas tuvo un mejor comportamiento en cuestiones de desplazamiento y derivas.
- La configuración estructural ya que al tener una irregularidad en planta tiende a tener un comportamiento impredecible ya que puede ocasionar efectos de torsión indeseables.
- El papel que cumple la dosificación de los materiales es muy relevante en la rigidez de la estructura ya que, si no se asegura una resistencia a la compresión óptima para el concreto, la integridad estructural puede llegar a verse comprometida ante un evento sísmico notable.

Se evaluó el desempeño sísmico de la estructura empleando factores como niveles de amenaza sísmica y características constitutivas de los materiales por intermedio del software SAP 2000 permitiendo determinar el nivel de desempeño que posee la clínica San Marcos en base a los sismos para diferentes periodos de retorno y, posteriormente infiriendo que dicha edificación no llegó a los objetivos deseados para un edificio de uso clínico. Para los distintos sismos se llegaron a las siguientes conclusiones:

Para un sismo frecuente (72 años) en dirección X:

- $R = 2.71 \rightarrow$ Factor de diseño requerido, se requiere un aumento de secciones en elementos estructurales ya que la configuración actual no permite disipar energía de manera eficiente.
- Se necesitará reforzamiento estructural según resultados del análisis de ductilidades.

Para un sismo frecuente (72 años) en dirección Y:

- $R = 2.39 \rightarrow$ Factor de diseño requerido, se requiere un aumento de secciones en elementos estructurales ya que la configuración actual no permite disipar energía de manera eficiente.
- Se necesitará reforzamiento estructural según resultados del análisis de ductilidades.

Para un sismo ocasional (225 años) en dirección X:

- $R = 2.68 \rightarrow$ Factor inadecuado, se requiere un aumento de secciones en elementos estructurales ya que la configuración actual no permite disipar energía de manera eficiente.
- Se necesitará reforzamiento estructural según resultados del análisis de ductilidades.

Para un sismo ocasional (225 años) en dirección Y:

- $R = 2.39 \rightarrow$ Factor inadecuado, se requiere un aumento de secciones en elementos estructurales ya que la configuración actual no permite disipar energía de manera eficiente.
- Se necesitará reforzamiento estructural según resultados del análisis de ductilidades.

Para un sismo raro (475 años) en dirección X:

- $R = 2.68 \rightarrow$ Factor inadecuado, se requiere un aumento de secciones en elementos estructurales ya que la configuración actual no permite disipar energía de manera eficiente.
- Se necesitará reforzamiento estructural según resultados del análisis de ductilidades.

Para un sismo raro (475 años) en dirección Y:

- $R = 2.39 \rightarrow$ Factor inadecuado, se requiere un aumento de secciones en elementos estructurales ya que la configuración actual no permite disipar energía de manera eficiente.
- Se necesitará reforzamiento estructural según resultados del análisis de ductilidades.

Para el sismo de diseño empleado en el análisis no lineal estático se determinó que:

- Para la dirección X: $\Omega = 1.13 \rightarrow$ La estructura posee poca sobre resistencia.
- Para la dirección Y: $\Omega = 1.20 \rightarrow$ La estructura posee poca sobre resistencia.

Mediante la información obtenida y la analizada, se realizó un análisis no lineal estático en un edificio de uso clínico en la ciudad de Pasaje, provincia de El oro. En dicho análisis se

pudo evidenciar que para la zona del voladizo se crearían rótulas plásticas críticas. Esto se pudo corroborar con el sismo ocurrido el 18 de marzo del 2023, evento que tuvo una magnitud de 6.5 Mw y afectó fuertemente a cientos de edificaciones, incluyendo la estructura de análisis escogida para el presente trabajo. Mediante anexos fotográfico se puede apreciar de mejor manera los puntos críticos que fueron afectados incluyendo fallos por corte en las vigas y fisuramiento significativo en la mampostería.

5.2. Recomendaciones

El análisis no lineal estático es comúnmente aplicable en estructuras regulares debido a que tendrán un comportamiento más predecible. Para la estructura seleccionada se determinó que no es apta para ser evaluada mediante un análisis no lineal estático puesto que no pasó las verificaciones necesarias para emplear dicho análisis. Sin embargo, para el presente caso se lo realizó debido a que se quería evaluar el desempeño que tendría la estructura con un análisis no lineal estático, aunque lo que recomienda la ASCE 41-17 según los resultados obtenidos es que se realice un análisis dinámico dejando a criterio del evaluador la linealidad o no linealidad del análisis.

Se recomienda que para una mejor representación del modelo se puede incluir las paredes en la modelación de la estructura. Además, para realizar modelos estructurales en el Software SAP 2000 es recomendable no modelar la losa puesto que el programa en algunos casos distribuye de manera errónea las cargas a los otros elementos.

Los resultados obtenidos en el presente trabajo de titulación pueden servir como base para emplearse métodos de refuerzo estructural teniendo en cuenta que la dirección más crítica a será la dirección en Y por lo que se recomienda enfocar un refuerzo estructural en dicha dirección y la zona del volado donde se formaron las rótulas plásticas más críticas.

6. Referencias bibliográficas

- Abd-Elhamid, S. G., El-Tahawy, R. M. G. E., & El-Din Fayed, M. N. (2020). Dynamic behavior of multi-story concrete buildings based on non-linear pushover & time history analyses. *Advances in Science, Technology and Engineering Systems*, 5(2). <https://doi.org/10.25046/aj050219>
- Aguiar, R., Marcial, M., & Caiza, P. (2018). DESEMPEÑO SISMICO DE NUEVO CENTRO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y DE POST GRADO DE LA UNIVERSIDAD DE FUERZAS ARMADAS ESPE, SIN AISLADORES. *Ciencia*, 17(3), 327–345.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *American Society of Civil Engineers*.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*.
- Araújo, M., & Castro, J. M. (2018). A Critical Review of European and American Provisions for the Seismic Assessment of Existing Steel Moment-Resisting Frame Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(8), 1336–1364. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1277568>
- Aristizábal Giraldo, E. V., Gómez Cardona, F. J., García Aristizábal, E. F., & Guzmán Martínez, J. C. (2020). Análisis de la amenaza por movimientos en masa detonados por sismo en los Andes colombianos, caso de estudio: Barbosa (Antioquia). *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 30(2). <https://doi.org/10.18359/rcin.4304>
- Castillo Peñaherrera, C., & Santillán Berrones, J. (2021). ¿Qué aprendimos del terremoto de abril de 2016? Respuesta del Gobierno ecuatoriano a la emergencia. *Estudios de La Gestión. Revista Internacional de Administración*, 33–53. <https://doi.org/https://doi.org/10.32719/25506641.2021.10.2>
- Celi, C., Pantoja, J. C., Sosa, D., & Ayala, C. (2018). Vulnerabilidad sísmica de Quito Ecuador, fase I: curvas de capacidad de las tipologías estructurales, Proyecto GEM - SARA. *Revistapuce*. <https://doi.org/10.26807/revpuce.v0i106.130>

- Chunga, K., Ochoa-Cornejo, F., Mulas, M., Toulkeridis, T., & Menéndez, E. (2019). Characterization of seismogenic crustal faults in the gulf of Guayaquil, Ecuador. *Andean Geology*, 46(1). <https://doi.org/10.5027/andgeov46n1-2991>
- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- Erazo, K. (2020). Análisis probabilístico de peligro sísmico y terremoto de diseño para Santiago-República Dominicana. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 3(1). <https://doi.org/10.22206/cyap.2020.v3i1.pp7-30>
- Esfahanian, A., & Aghakouchak, A. A. (2019). A Single-Run Dynamic-Based Approach for Pushover Analysis of Structures Subjected to Near-Fault Pulse-Like Ground Motions. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(5), 725–749. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1326420>
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*.
- Federal Emergency Management Agency 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*.
- Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50). <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- Funciello, F., Corbi, F., Heuret, A., Piromallo, C., & Rosenau, M. (2020). Empirical Analysis of Global-Scale Natural Data and Analogue Seismotectonic Modelling Data to Unravel the Seismic Behaviour of the Subduction Megathrust. In *Frontiers in Earth Science* (Vol. 8). <https://doi.org/10.3389/feart.2020.600152>
- García Carrera, J. S., & Tapia Hernández, E. (2019). RESPUESTA INELÁSTICA DE MARCOS DÚCTILES CON CONTRAVIENTO EXCÉNTRICO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 100. <https://doi.org/10.18867/ris.100.478>

- García, H., & Degrande, G. (2017). Seismic vulnerability analysis of a two-story family dwelling in confined masonry in Cuenca, Ecuador. *MASKANA*, 8(2). <https://doi.org/10.18537/mskn.08.02.08>
- García Vines, L. J., Palacios Rodríguez, J., Escobar Molina, A. M., & Zambrano Cevallos, L. D. (2021). “Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí.” *Revista de Investigaciones En Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, 6(1). <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3686>
- Guerrero Cuasapaz, D. P., & Maza Diaz, G. J. (2022). Análisis no lineal de estructuras regulares de acero con pórticos especiales resistentes a momento utilizando OpenSees y Ceinci-Lab. *Green World Journal*, 5(1), 013. <https://doi.org/10.53313/gwj51013>
- Gutiérrez, M. V. (2018). Desastres sociales: sismos, reconstrucción e igualdad de género. *Revista Mexicana de Sociología*, 80. <https://doi.org/10.22201/iis.01882503p.2018.0.57777>
- Huang, Y., Wu, Q., & Tang, T. (2022). Seismic Performance and Design of the Fully Assembled Precast Concrete Frame with Buckling-Restrained Braces. *Buildings*, 12(11). <https://doi.org/10.3390/buildings12111818>
- José Rubén Orellana. (2023). *Informe Evento Sísmico N. 2023-036*.
- Leyton, F., Ruiz, S., & Sepúlveda, S. A. (2010). Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central. In *Andean Geology* (Vol. 37, Issue 2). <https://doi.org/10.5027/andgeov37n2-a11>
- Mancheno, S. (2017). *ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE AULAS DE LA UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL*. Universidad Técnica de Machala.
- Martínez Reyes, V., & Nungaray Pérez, C. (2019). Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones compuestas de marcos rígidos de acero en zonas hondureñas de alto peligro sísmico. *Informes de La Construcción*, 71(556), 314. <https://doi.org/10.3989/ic.64333>

- Mata, R., Nuñez, E., Hernández, M., Correa, C., & Bustamante, G. (2023). Seismic Performance of RC Moment Frame Buildings Considering SSI Effects: A Case Study of the New Venezuelan Seismic Code. *Buildings*, 13(7). <https://doi.org/10.3390/buildings13071694>
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23. <https://doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063>
- Morocho Orellana, J. C., Inca Balseca, C. L., Cornejo Reyes, P. J., & Mena Reinoso, Á. P. (2022). Vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas ecuatorianas evaluadas mediante modelos matemáticos de análisis dinámico. *Polo Del Conocimiento*, 7, 2073–2092. <https://doi.org/10.23857/pc.v7i4.3937>
- Norma Ecuatoriana de Construcción. (2015). *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*.
- Panduro Saavedra, C. N. (2021). *Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis no lineal Pushover y propuesta de reforzamiento estructural del Hotel SuiSui Tarapoto, 2021*. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/66552>
- PDOT. (2019). *PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN MACHALA*.
- Quinde Martínez, P. D., & Reinoso Angulo, E. (2016). ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 94. <https://doi.org/10.18867/ris.94.274>
- Razak, J. A. binti A., Rambat, S. bin, Ros, F. binti C., Shi, Z., & Mazlan, S. A. Bin. (2021). Seismic vulnerability assessment in ranau, sabah, using two different models. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 10(5). <https://doi.org/10.3390/ijgi10050271>
- Rebouças, A. S., Mehdipour, Z., Branco, J. M., & Lourenço, P. B. (2022). Ductile Moment-Resisting Timber Connections: A Review. *Buildings*, 12(2). <https://doi.org/10.3390/buildings12020240>

- Roldán Pinargote, E. F., Suárez Balcázar, R. M., García Vincés, L. J., & Zevallos Loor, M. G. (2020). Análisis estructural del edificio de docentes N° 1 de la Universidad Técnica de Manabí, comparando los espectros sísmicos de la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015, el determinado por el estudio de la microzonificación sísmica de Portoviejo. *Revista de Investigaciones En Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, 4(2). <https://doi.org/10.33936/riemat.v4i2.2190>
- Structural Engineering Association of California. (1995). *Vision 2000 - performance based seismic engineering of buildings*.
- Tenesaca, P., Aguacondo, E., Zambrano, W., & Cabrera, C. (2017). Análisis de velocidades de ondas de corte y periodos de vibración del suelo. Ciudad de Machala. *II Congreso Internacional de Ciencia y Tecnología*. <https://investigacion.utmachala.edu.ec/proceedings/index.php/utmach/article/view/138/116>
- Vásquez Martínez, A., & Gallardo Amaya, R. J. (2018). Respuesta no lineal de estructuras con muros de concreto reforzado. *INGE CUC*, 14(2). <https://doi.org/10.17981/ingecuc.14.2.2018.05>
- Vielma, J. C., & Cando, M. A. (2017). Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 33(3-4). <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2016.09.001>
- Viera Arroba, L. P., Quizanga Martínez, D. M., & Andino Carranco, J. L. (2020). Análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana. *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo*, 1(1). <https://doi.org/10.29166/revfig.v1i1.2186>
- Yaguana Torres, K. P., Borja Sánchez, B. D., Guerrero Cuasapaz, D. P., & Sánchez Oñate, D. M. (2021). Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento. *Green World Journal*, 4(2), 17. <https://doi.org/10.53313/gwj42017>

Anexos

Anexo 1: Poblaciones Ecuatorianas y valor de factor de Z

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
PORTOVELO	PORTOVELO	PORTOVELO	EL ORO	30
CHILLA	CHILLA	CHILLA	EL ORO	30
PACCHA	PACCHA	ATAHUALPA	EL ORO	30
PIÑAS	PIÑAS	PIÑAS	EL ORO	30
ZARUMA	MALVAS	ZARUMA	EL ORO	30
HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	EL ORO	40
SANTA ROSA	SANTA ROSA	SANTA ROSA	EL ORO	40
ARENILLAS	ARENILLAS	ARENILLAS	EL ORO	40
BELLAVISTA	BELLAVISTA	SANTA ROSA	EL ORO	40
MACHALA	MACHALA	MACHALA	EL ORO	40
BALSAS	BALSAS	BALSAS	EL ORO	35
MARCABELI	MARCABELI	MARCABELI	EL ORO	35
PASAJE	PASAJE	PASAJE	EL ORO	35
BELLA MARIA	BELLAMARIA	SANTA ROSA	EL ORO	40
EL GUABO	EL GUABO	EL GUABO	EL ORO	40

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Anexo 2: Tabla de datos de la curva de capacidad para un sismo estático en dirección X

Pasos	Desplazamiento	Cortante	A-B	B-IO	IO-LS	L-CP	CP-C	C-D	D-E	Mas allá de E
0	0,27	0,00	1314	0	0	0	0	0	0	0
1	1,17	101,24	1314	0	0	0	0	0	0	0
2	2,07	202,49	1314	0	0	0	0	0	0	0
3	2,27	225,56	1311	3	0	0	0	0	0	0
4	3,18	325,59	1283	31	0	0	0	0	0	0
5	4,10	407,28	1206	108	0	0	0	0	0	0
6	4,89	446,99	1128	186	0	0	0	0	0	0
7	5,82	468,70	1095	196	23	0	0	0	0	0
8	6,75	484,81	1072	186	46	4	0	6	0	0
9	6,88	486,11	1070	187	47	1	0	9	0	0
10	6,96	487,30	1068	187	49	0	0	10	0	0
11	7,10	488,64	1068	182	48	6	0	10	0	0
12	7,23	488,80	1068	176	45	15	0	10	0	0
13	7,26	489,29	1067	177	44	16	0	10	0	0
14	7,50	491,57	1067	175	38	19	0	15	0	0
15	7,57	491,77	1067	175	36	17	0	19	0	0
16	7,61	491,82	1067	175	35	15	0	22	0	0
17	7,62	491,86	1067	175	35	15	0	22	0	0
18	7,65	491,87	1067	175	33	16	0	23	0	0
19	7,70	491,83	1067	175	33	14	0	25	0	0
20	7,70	491,83	1067	175	33	14	0	25	0	0
21	7,73	492,03	1067	175	33	11	0	28	0	0
22	7,76	492,10	1067	175	30	14	0	28	0	0
23	7,80	492,04	1067	175	30	11	0	31	0	0
24	7,87	491,71	1067	175	29	9	1	33	0	0
25	8,77	484,32	1067	175	3	11	0	58	0	0
26	9,67	474,83	1067	175	0	0	0	72	0	0
27	10,57	464,41	1067	175	0	0	0	72	0	0
28	11,47	454,04	1067	175	0	0	0	72	0	0
29	12,37	443,68	1067	175	0	0	0	72	0	0
30	13,27	433,30	1067	175	0	0	0	72	0	0
31	14,17	422,85	1067	175	0	0	0	72	0	0
32	15,07	412,40	1067	175	0	0	0	72	0	0
33	15,97	401,94	1067	175	0	0	0	72	0	0
34	16,87	391,47	1067	175	0	0	0	72	0	0
35	17,77	380,98	1067	175	0	0	0	72	0	0
36	18,67	370,49	1067	175	0	0	0	72	0	0
37	19,57	359,99	1067	175	0	0	0	72	0	0
38	20,47	349,48	1067	175	0	0	0	72	0	0
39	21,37	338,95	1067	175	0	0	0	72	0	0
40	22,27	328,41	1067	175	0	0	0	72	0	0
41	23,17	317,86	1067	175	0	0	0	72	0	0
42	24,07	307,28	1067	175	0	0	0	72	0	0
43	24,97	296,66	1067	175	0	0	0	72	0	0
44	25,87	286,03	1067	175	0	0	0	72	0	0
45	26,77	275,37	1067	175	0	0	0	72	0	0
46	27,67	264,68	1067	175	0	0	0	72	0	0
47	28,57	253,95	1067	175	0	0	0	72	0	0

48	29,47	243,11	1067	175	0	0	0	72	0	0
49	30,37	232,20	1067	175	0	0	0	72	0	0
50	31,27	221,15	1067	175	0	0	0	72	0	0
51	32,17	209,93	1067	175	0	0	0	72	0	0
52	33,07	198,54	1067	175	0	0	0	72	0	0
53	33,97	186,93	1067	175	0	0	0	72	0	0
54	34,87	175,10	1067	175	0	0	0	72	0	0
55	35,77	163,24	1067	175	0	0	0	68	2	2
56	36,67	152,40	1067	175	0	0	0	66	0	6
57	37,57	143,57	1067	175	0	0	0	60	0	12
58	38,47	135,31	1067	175	0	0	0	60	0	12
59	39,54	123,49	1067	175	0	0	0	58	0	14
60	40,44	115,77	1067	175	0	0	0	54	1	17
61	41,34	109,75	1067	175	0	0	0	54	0	18
62	42,24	104,83	1067	175	0	0	0	54	0	18
63	43,14	100,05	1067	175	0	0	0	50	0	22
64	44,04	95,49	1067	175	0	0	0	48	0	24
65	44,94	91,19	1067	175	0	0	0	44	0	28
66	45,84	88,07	1067	175	0	0	0	44	0	28
67	47,42	83,71	1067	175	0	0	0	40	2	30
68	48,42	80,61	1067	175	0	0	0	38	0	34
69	49,32	77,99	1067	175	0	0	0	36	0	36
70	50,45	74,94	1067	175	0	0	0	35	1	36
71	51,35	72,98	1067	175	0	0	0	34	0	38

Fuente: El autor

Anexo 3: Tabla de datos de la curva de capacidad para un sismo estático en dirección Y

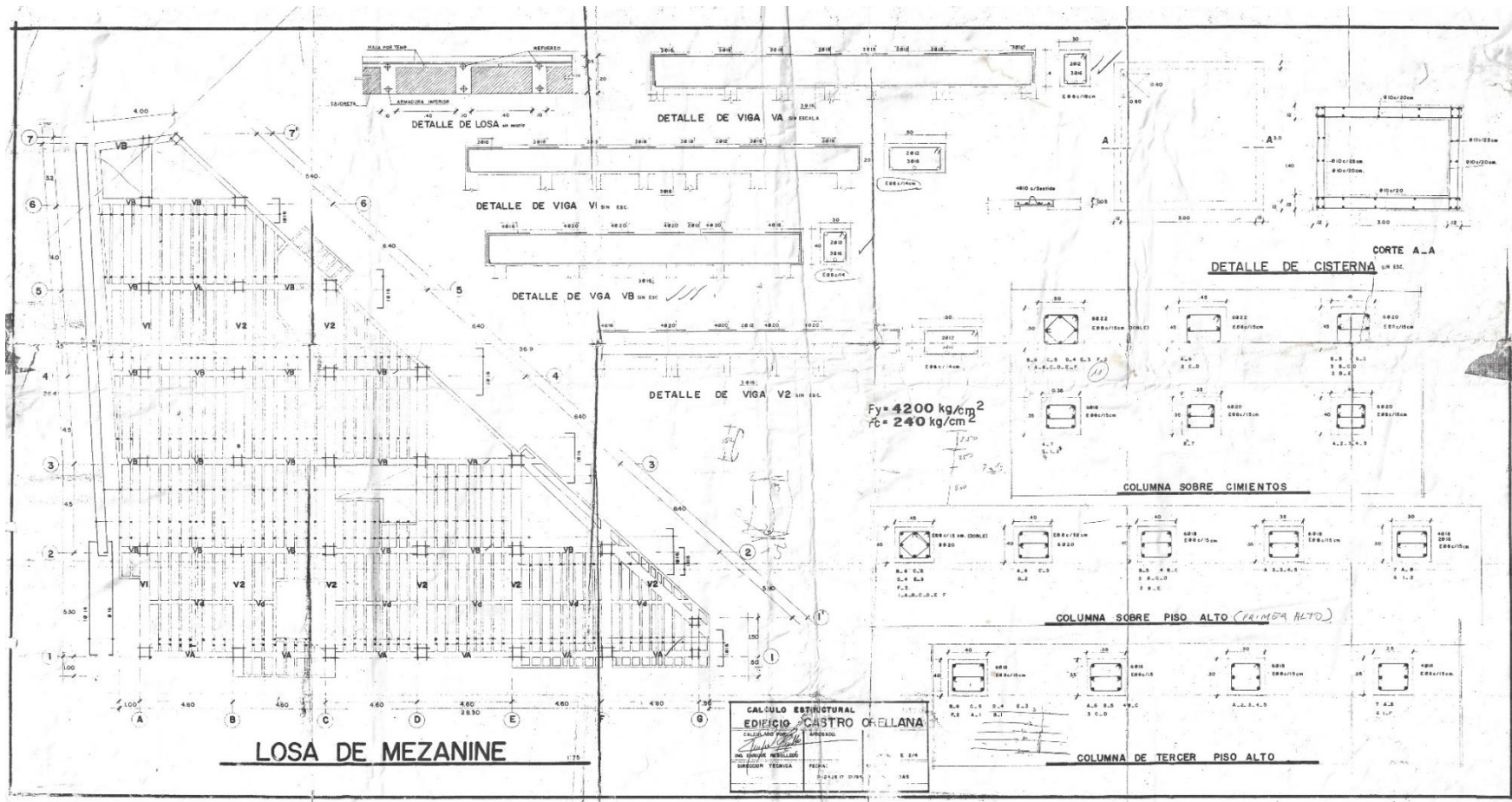
Pasos	Desplazamiento	Cortante	A-B	B-IO	IO-LS	L-CP	CP-C	C-D	D-E	Mas allá de E
0	-0,30	0,00	1314	0	0	0	0	0	0	0
1	0,60	68,83	1314	0	0	0	0	0	0	0
2	1,50	137,67	1314	0	0	0	0	0	0	0
3	2,38	204,78	1313	1	0	0	0	0	0	0
4	3,33	276,98	1296	18	0	0	0	0	0	0
5	4,31	350,09	1272	42	0	0	0	0	0	0
6	5,29	416,79	1212	102	0	0	0	0	0	0
7	6,20	460,87	1133	181	0	0	0	0	0	0
8	7,14	486,97	1078	236	0	0	0	0	0	0
9	8,18	505,33	1046	240	28	0	0	0	0	0
10	9,11	517,34	1021	235	50	8	0	0	0	0
11	9,60	521,32	1017	226	44	16	0	11	0	0
12	9,91	522,59	1016	224	34	16	0	24	0	0
13	9,93	522,62	1016	224	33	17	0	24	0	0
14	9,96	522,63	1016	224	31	17	0	26	0	0
15	9,97	522,63	1016	224	31	17	0	26	0	0
16	9,97	522,63	1016	224	31	17	0	26	0	0
17	9,98	522,62	1016	224	31	16	0	27	0	0
18	10,03	522,36	1016	224	28	16	0	30	0	0
19	10,86	514,00	1016	224	7	14	0	53	0	0
20	12,60	485,79	1016	224	2	0	0	72	0	0
21	13,50	470,82	1016	224	2	0	0	72	0	0
22	14,40	455,98	1016	224	2	0	0	72	0	0
23	15,30	441,02	1016	224	2	0	0	72	0	0
24	16,20	426,06	1016	224	2	0	0	72	0	0
25	17,10	411,24	1016	224	2	0	0	72	0	0
26	18,00	396,25	1016	224	2	0	0	72	0	0
27	18,90	382,01	1016	224	2	0	0	72	0	0
28	19,80	367,21	1016	224	2	0	0	72	0	0
29	20,70	353,57	1016	224	2	0	0	72	0	0
30	21,60	337,80	1016	224	2	0	0	72	0	0
31	22,50	324,10	1016	224	2	0	0	72	0	0
32	23,40	311,21	1016	224	2	0	0	72	0	0
33	24,30	297,95	1016	224	2	0	0	72	0	0
34	25,20	283,31	1016	224	2	0	0	72	0	0
35	26,10	272,24	1016	224	2	0	0	72	0	0
36	27,00	259,82	1016	224	2	0	0	72	0	0

37	27,90	247,20	1016	224	2	0	0	72	0	0
38	28,80	235,03	1016	224	2	0	0	72	0	0
39	29,70	222,98	1016	224	2	0	0	70	0	2
40	30,61	210,81	1016	224	2	0	0	68	2	2
41	31,74	198,22	1016	224	2	0	0	62	0	10
42	32,97	181,65	1016	224	2	0	0	62	0	10
43	33,87	170,73	1016	224	2	0	0	58	0	14
44	34,77	161,66	1016	224	2	0	0	58	0	14
45	35,79	152,80	1016	224	2	0	0	56	0	16
46	37,02	143,73	1016	224	2	0	0	52	0	20
47	38,15	136,23	1016	224	2	0	0	50	0	22
48	39,05	130,83	1016	224	2	0	0	47	1	24
49	40,17	124,17	1016	224	2	0	0	44	0	28
50	41,07	119,07	1016	224	2	0	0	44	0	28
51	42,20	112,08	1016	224	2	0	0	40	2	30
52	43,10	106,35	1016	224	2	0	0	34	2	36
53	43,55	104,13	1016	224	2	0	0	34	0	38
54	44,33	96,69	1016	224	2	0	0	34	0	38
55	44,62	91,85	1016	224	2	0	0	34	0	38
56	44,67	90,20	1016	224	2	0	0	34	0	38
57	44,70	88,70	1016	224	2	0	0	34	0	38

Fuente: El autor

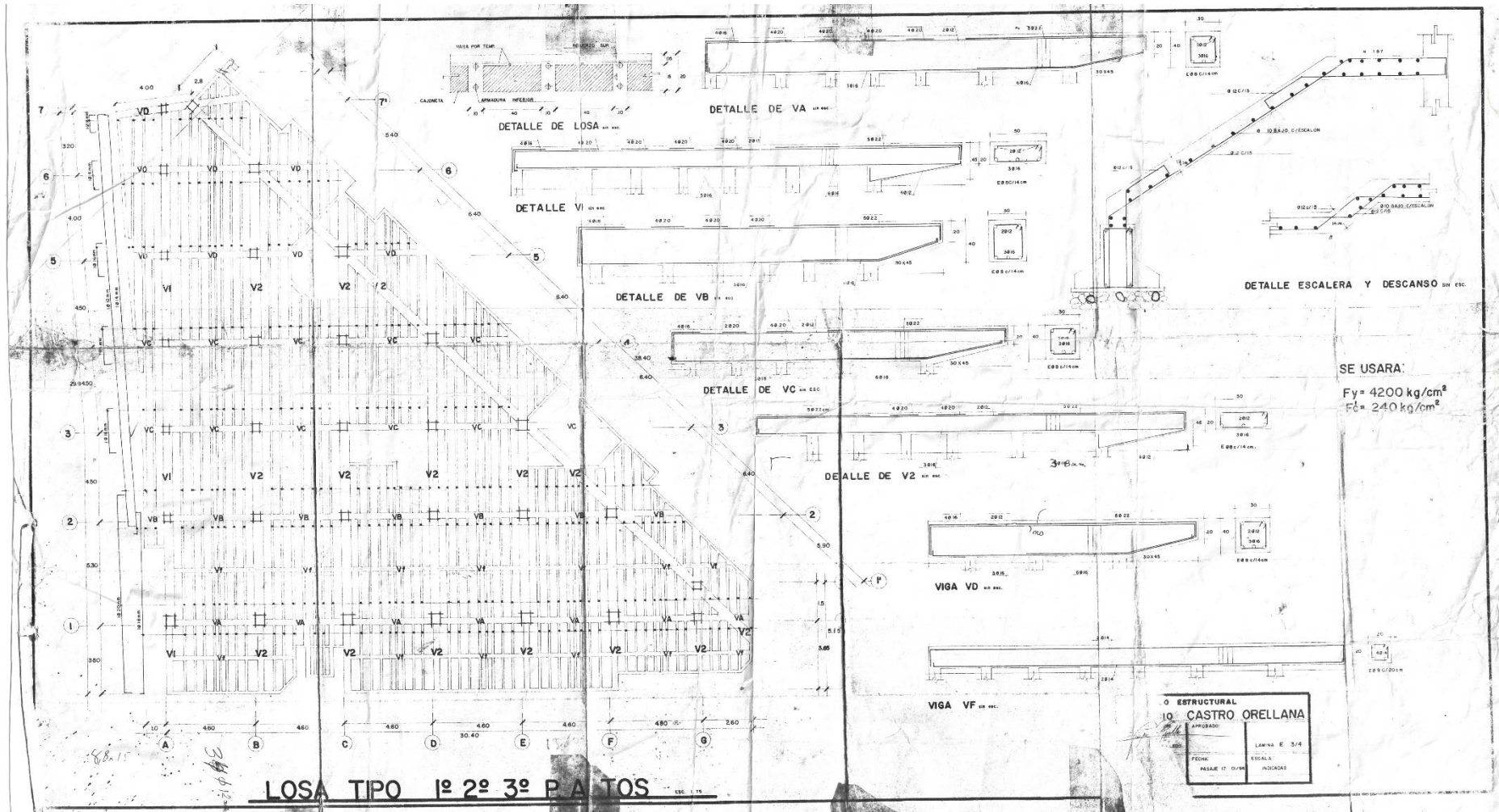
Anexo 4: Planos estructurales

Ilustración 57: Planos estructurales del Mezanine.



Fuente: Clínica San Marcos, 1996

Ilustración 58: Planos estructurales de la 1era, 2da y 3era planta alta.



Fuente: Clínica San Marcos, 1996

Anexo 5: Evidencia fotográfica

Ilustración 59: Daños en la fachada y paredes del voladizo de la Clínica San Marcos



Fuente: El autor

Ilustración 60: Fallo de viga por corte en la clínica San Marcos



Fuente: El autor

Ilustración 61: Daños en mampostería interior de la clínica San Marcos



Fuente: El autor

Ilustración 62: Colapso de pared interior de la clínica San Marcos



Fuente: El autor

Ilustración 63: Agrietamiento de paredes de la clínica San Marcos



Fuente: El autor

Ilustración 64: Colapso parcial de paredes en la zona del voladizo de la clínica San Marcos



Fuente: El autor