



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

Título del trabajo de titulación:

Análisis de vulnerabilidad sísmica de un edificio de estructura metálica para uso
especial

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

Ingeniero Civil

Autores:

Christian Iván Hernández Zárate

Francisco Xavier Santacruz Molina

Director:

Ing. Esteban Marcelo Cabrera Vélez, PhD

Cuenca-Ecuador

2024

Dedicatoria

A mis padres, Noemí e Iván, quienes me han brindado apoyo y cariño incondicional. Gracias por ser mi fuente de inspiración durante esta etapa académica. Este peldaño es por y para ustedes.

A mis hermanas, Adriana y Sofía, más que mis hermanas, son mis compañeras de vida. Gracias por ser mi motivo de superación, y mi fuente de afecto más sincera.

A mis amigos y familia, gracias por su cariño y por su constante presencia en este proceso. Su estancia ha sido un regalo, que aprecio absolutamente.

Christian Iván Hernández Zárate

Dedicatoria

A mi querida madre, Ximena, cuyo amor, apoyo y sacrificio han sido una fuente constante de inspiración. Tu fortaleza y cariño han sido fundamentales para que hoy pueda alcanzar esta meta. A la memoria de mi padre, Diego, quien siempre creyó en mí y me inculcó la importancia de la educación y el respeto a las personas. Aunque ya no estés físicamente con nosotros, tu legado y tus enseñanzas vivirán en mi corazón. Te extraño y te dedico este logro en honor a tu memoria con profundo amor y gratitud. Siempre serás una inspiración para mí.

A mi querido hermano, Emilio, cuya constante presencia y apoyo me han inspirado a alcanzar mi mejor versión como ser humano. Este triunfo es tanto tuyo como mío.

A mi familia, amigos, compañera de vida y todas las personas que dejaron su huella en este camino, por sus sabios consejos, los momentos compartidos, las risas y por ser parte esencial en esta etapa de mi vida.

Francisco Xavier Santacruz Molina

Agradecimientos

Primeramente, agradezco de manera significativa a nuestro tutor Ing. Esteban Cabrera, PhD, que nos ha brindado todo su apoyo y conocimiento. Su compromiso y dedicación fue indispensable para finalizar el proyecto.

Gracias por el apoyo pleno de mi familia. A mis padres, hermanas y demás familiares, les agradezco por ser mi fuente de estímulo y progreso.

Doy gracias a mis amigos, especialmente a mi amigo de tesis que, sin su ánimo y su apoyo, este proyecto no sería lo que es.

Quiero expresar mi más sincera gratitud a todas las personas que han formado parte en la realización de este trabajo.

Christian Iván Hernández Zárate

Agradecimientos

Primero que nada, agradezco a Dios por haberme dado la salud, fuerza y sabiduría que necesité para poder cursar estos 5 años de carrera universitaria.

A mi familia, cuyo apoyo incondicional ha sido fundamental a lo largo de este camino académico. Gracias por su paciencia, comprensión y por siempre creer en mí. Sus palabras de aliento y su confianza en mis capacidades me han dado el impulso necesario para perseverar y culminar esta etapa con éxito; sin ustedes no lo hubiera conseguido.

A mi compañera de vida, por su amor, paciencia y apoyo absoluto en mis triunfos y derrotas. Gracias por enseñarme que a pesar de las adversidades uno siempre debe seguir luchando.

A mi mejor amigo, a pesar que la vida nos ha llevado por caminos distintos, me has demostrado que la lealtad de tu amistad va más allá de la presencia física. Gracias por ser mi confidente y hermano incondicional.

A mi mejor amiga, por estar siempre dispuesta a cooperar cuando más lo necesito; tu compañía hizo que este reto académico sea más llevadero. Sin imaginar la universidad nos hizo compañeros, pero la vida nos hizo mejores amigos.

A mi compañero de tesis, sin tu apoyo incondicional, perseverancia y valiosa colaboración, este trabajo no hubiera sido posible. Gracias por estar a mi lado en cada paso del camino.

A mis amigos de la universidad, por hacer de esta experiencia académica algo más que estudiar; juntos impulsamos nuestros sueños y logramos alcanzar esa meta que nos imaginamos en un inicio. Gracias a la vida por habernos reunido de una forma tan inesperada. Siempre será un gusto coincidir con ustedes queridos colegas.

A mis amigos del colegio, por su amistad sincera, duradera y por los recuerdos compartidos. Gracias por ser una inspiración para seguir adelante. Que orgullo ver que lo que soñamos de pequeños lo estamos consiguiendo.

A todos los docentes que compartieron sus valiosos conocimientos no solo académicos, sino también valores humanos. Un especial agradecimiento al Ing. Esteban Cabrera, PhD; quien no solo fue un docente sino también un gran amigo siempre presto a ayudar y apoyar este proyecto. Gracias a todos por formar estudiantes con el objetivo de mejorar la sociedad.

Gracias a todos por siempre creer en mí.

Francisco Xavier Santacruz Molina

Resumen

Este estudio realiza una evaluación de vulnerabilidad sísmica de un edificio de acero diseñado con pórticos resistentes a momentos, clasificado como una estructura de uso especial. El edificio evaluado consta de tres pisos y una cubierta. Para el modelado estructural se utiliza el software comercial ETABS, integrando la geometría del edificio, las cargas de diseño y las propiedades de los materiales conforme a los planos estructurales. Las rótulas plásticas en vigas y columnas se calculan conforme a las directrices del documento ASCE 41-17, empleando un script desarrollado en MATLAB. Estos cálculos se verifican con los resultados obtenidos automáticamente en ETABS. Posteriormente, se genera la curva de capacidad mediante un análisis de empuje incremental, y se determina el punto de desempeño siguiendo la metodología FEMA440, considerando una demanda sísmica correspondiente a un suelo tipo E. Finalmente, para evaluar el comportamiento sísmico del edificio, se emplean los criterios establecidos por VISION 2000, HAZUS y RISK-UE, los cuales definen los límites de desempeño y umbrales de daño. Los resultados revelan que la edificación de estudio presenta una alta vulnerabilidad ante sismos con períodos de retorno de 475 y 2500 años.

Palabras clave: rótulas plásticas, curva de capacidad, vulnerabilidad sísmica, daño estructural, desempeño sísmico.

Abstract

This study evaluates the seismic vulnerability assessment of a steel building designed with steel moment frame, classified as a special-use structure. The evaluated building consists of three floors and a roof. Structural modeling is conducted using the commercial software ETABS, integrating the building's geometry, design loads, and material properties according to the specified structural drawings. Plastic hinges in beams and columns are calculated following the guidelines of the ASCE 41-17 document, by using a script developed in MATLAB. These calculations are verified with the results automatically obtained in ETABS. Then, the capacity curve is generated by means of a pushover analysis, and the structure's performance point is determined following the FEMA440 methodology, considering the seismic demand corresponding to a soil type E. Finally, to assess the seismic behavior of the building, the criteria established by VISION 2000, HAZUS, and RISK-UE are employed, which define performance limits and damage thresholds. The results reveals that the studied building exhibits high vulnerability to earthquakes with return periods of 475 and 2500 years.

Key words: plastic hinges, capacity curve, seismic vulnerability, damage structural, seismic performance.

Índice de contenido

Capítulo 1.....	1
1. Introducción	1
1.1 Problemática y justificación.....	1
1.2 Estado del arte.....	7
Capítulo 2.....	10
2. Marco teórico.....	10
2.1 Análisis estático lineal	10
2.1.1 Diseño basado en fuerzas (DBF)	10
2.1.2 Espectro de respuesta elástico.....	10
2.1.3 Período fundamental de vibración	17
2.1.4 Cortante basal estático	18
2.1.5 Deriva de piso	20
2.2 Análisis estático no lineal	20
2.2.1 Consideraciones	20
2.2.2 Diseño de miembros a compresión.....	21
2.2.3 Diseño de miembros a flexión	23
2.2.4 Diseño de miembros a tensión	24
2.2.5 Rótulas plásticas.....	25
2.2.6 Diagrama de interacción	29

2.2.7	Gráfica momento-rotación.....	30
2.2.8	Curva de capacidad.....	31
2.2.9	Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad.....	32
2.2.10	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	33
2.2.11	Demanda sísmica.....	36
2.2.12	Curva de demanda a formato ADRS.....	36
2.2.13	Curva de demanda en formato ADRS a formato MADRS.....	37
2.2.14	Aplicación del Método de Linealización Equivalente para obtener el punto de desempeño.....	38
2.2.15	Punto de desempeño.....	39
2.2.16	Diseño basado en desempeño.....	40
Capítulo 3.....		45
3.	Descripción de la estructura.....	45
3.1	Descripción general del edificio.....	45
3.2	Características de los materiales.....	46
3.3	Tolerancias geométricas en construcción.....	46
3.4	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	46
3.5	Especificaciones técnicas.....	47
3.6	Módulo de elasticidad del concreto (E_c).....	47
3.7	Elementos estructurales.....	47
3.8	Vigas.....	47

3.8.1 Vigas rectangulares.....	48
3.8.2 Vigas tipo I.....	50
3.9 Correas metálicas.....	50
3.10 Columnas	51
3.10.1 Columnas rectangulares.....	52
3.10.2 Columnas tipo I.....	53
3.11 Losas	53
3.12 Conexiones.....	53
Capítulo 4.....	54
4. Resultados.....	54
4.1 Cargas	54
4.1.1 Cargas muertas.....	54
4.1.2 Cargas vivas.....	54
4.2 Diseño basado en fuerzas (DBF)	54
4.2.1 Espectro de respuesta elástico.....	54
4.2.2 Período fundamental de vibración	55
4.2.3 Cortante basal estático	56
4.2.4 Deriva de piso	57
4.3 Rótulas plásticas.....	60
4.3.1 Rótulas plásticas en vigas	60
4.3.2 Rótulas plásticas en columnas.....	62

4.4	Curva de capacidad.....	64
4.5	Punto de desempeño.....	65
4.6	Diseño basado en desempeño	65
Capítulo 5.....		69
5.	Conclusiones y recomendaciones	69
6.	Anexos	76
A.	Anexo 1: Cálculo de rótulas plásticas en vigas, según ASCE 41-17.....	76
B.	Anexo 2: Cálculo de rótulas plásticas en columnas, según ASCE 41-17.....	82
C.	Anexo 3: Gráfica de los diagramas de interacción	90
D.	Anexo 4: Gráfica de espectros de demanda.....	91
E.	Anexo 5: Gráfica del cortante basal.....	92
F.	Anexo 6: Gráficas de deriva de piso, sentido X y Y.....	93
G.	Anexo 7: Gráficas del nivel de desempeño y umbral de daño según VISION 2000, HAZUS y RISK-UE. Sentido X	94
H.	Anexo 8: Gráficas del nivel de desempeño y umbral de daño según VISION 2000, HAZUS y RISK-UE. Sentido Y	102

Índice de figuras

Figura 1-1: Cinturón de fuego del Pacífico.....	1
Figura 1-2: Placas tectónicas.....	2
Figura 1-3: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	3
Figura 1-4: Eventos sísmicos durante el periodo 1960-2018.....	5
Figura 2-1: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	11
Figura 2-2: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	12
Figura 2-3: Correspondencia entre la aceleración usada para definir el escenario sísmico de un suelo tipo E, y el valor de los coeficientes de amplificación de suelo	16
Figura 2-4: Valores del factor de longitud efectiva, K	22
Figura 2-5: Diagrama de interacción: momento flector normalizado vs. fuerza axial normalizada	30
Figura 2-6: Relación momento-rotación generalizada para elementos o componentes de acero .	31
Figura 2-7: Patrón lateral para obtener la curva de capacidad.....	32
Figura 2-8: Demanda inicial ADRS y espectro de capacidad.....	34
Figura 2-9: Representación bilineal del espectro de capacidad	34
Figura 2-10: Espectro de capacidad superpuesto sobre espectros de respuesta en formatos tradicional y ADRS	37
Figura 2-11: Ubicación de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS.....	39
Figura 2-12: Capacidad vs Demanda.....	40
Figura 2-13: Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño	41
Figura 3-1: Representación de los ejes principales, X y Y	45

Figura 4-1: Espectro de respuesta elástico definidos por un período de retorno de 475 y 2500 años	55
Figura 4-2: Distribución del cortante en cada piso	57
Figura 4-3: Representación gráfica de las derivas inelástica. Caso de carga estático en el eje X	58
Figura 4-4: Representación gráfica de las derivas inelástica. Caso de carga estático en el eje Y	59
Figura 4-5: Curva momento-rotación para una viga.....	62
Figura 4-6: Diagrama de interacción de la columna.....	63
Figura 4-7: Curva momento-rotación para una columna.....	64
Figura 4-8: Curva de capacidad.....	65
Figura 4-9: Análisis de desempeño, sentido X (VISION 2000)	66
Figura 4-10: Análisis de desempeño, sentido Y (VISION 2000)	66
Figura 4-11: Análisis de desempeño, sentido X (HAZUS)	67
Figura 4-12: Análisis de desempeño, sentido Y (HAZUS)	67
Figura 4-13: Análisis de desempeño, sentido X (RISK-UE)	68
Figura 4-14: Análisis de desempeño, sentido Y (RISK-UE)	68

Índice de tablas

Tabla 1-1: Tabla comparativa de los valores de intensidad, magnitud y aceleración.....	4
Tabla 1-2: Terremotos del Ecuador con intensidades \geq VIII.....	5
Tabla 2-1: Nomenclatura del espectro elástico de diseño.....	11
Tabla 2-2: Parámetros que definen la amenaza sísmica en el Ecuador según la NEC	13
Tabla 2-3: Clasificación de los perfiles de suelo	14
Tabla 2-4: Tipo de suelo y factores de sitio F_a	14
Tabla 2-5: Tipo de suelo y factores de sitio F_d	15
Tabla 2-6: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	15
Tabla 2-7: Escenarios sísmicos definidos para el análisis	16
Tabla 2-8: Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado (n).....	17
Tabla 2-9: Factor usado en el espectro de diseño elástico (r).....	17
Tabla 2-10: Valores de k	19
Tabla 2-11: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada (1).....	19
Tabla 2-12: Límites máximos de la deriva de piso, expresados como fracción de la altura de piso	20
Tabla 2-13: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - vigas y columnas de acero estructural - acciones de flexión	27
Tabla 2-14: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - columnas de acero estructural - acciones de flexión.....	28
Tabla 2-15: Grados de deterioro en las estructuras en las normas VISION 2000, HAZUS y RISK UE	42

Tabla 3-1: Características de los materiales.....	46
Tabla 3-2: Tolerancias geométricas.....	46
Tabla 3-3: Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión	48
Tabla 3-4: Vigas rectangulares	48
Tabla 3-5: Vigas tipo I.....	50
Tabla 3-6: Correas metálicas.....	50
Tabla 3-7: Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión	51
Tabla 3-8: Columnas rectangulares.....	52
Tabla 3-9: Columnas tipo I.....	53
Tabla 4-1: Carga muerta	54
Tabla 4-2: Carga viva.....	54
Tabla 4-3: Parámetros para el cálculo del espectro de respuesta elástico definidos por un período de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años	55
Tabla 4-4: Modos de vibrar.....	56
Tabla 4-5: Parámetros para el cálculo del cortante basal elástico.....	56
Tabla 4-6: Cortante por piso.....	57
Tabla 4-7: Desplazamientos. Caso de carga estático en el eje X.....	58
Tabla 4-8: Derivas inelásticas. Caso de carga estático en el eje X.....	58
Tabla 4-9: Desplazamientos. Caso de carga estático en el eje Y.....	59
Tabla 4-10: Derivas inelásticas. Caso de carga estático en el eje Y.....	59
Tabla 4-11: Parámetros para el cálculo de la rotación generalizada en vigas.....	60

Tabla 4-12: Cálculo manual de rótulas plásticas en vigas en MATLAB.....	61
Tabla 4-13: Fuerzas actuantes en la columna	63
Tabla 4-14: Cálculo manual de rótulas plásticas en columnas en MATLAB.....	63
Tabla 4-15: Parámetros para graficar la relación momento-rotación	64

Objetivos

Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura metálica llevando a cabo un análisis estático no lineal.

Objetivos específicos

- Análisis de la información disponible.
- Modelado estructural de la edificación. Considerando la geometría, las cargas y el material de los elementos estructurales.
- Cálculo de rótulas plásticas en elementos estructurales de acero, tanto en vigas como en columnas.
- Caracterización de la capacidad y la demanda.
- Obtención del punto de desempeño.
- Análisis de los escenarios de daño.

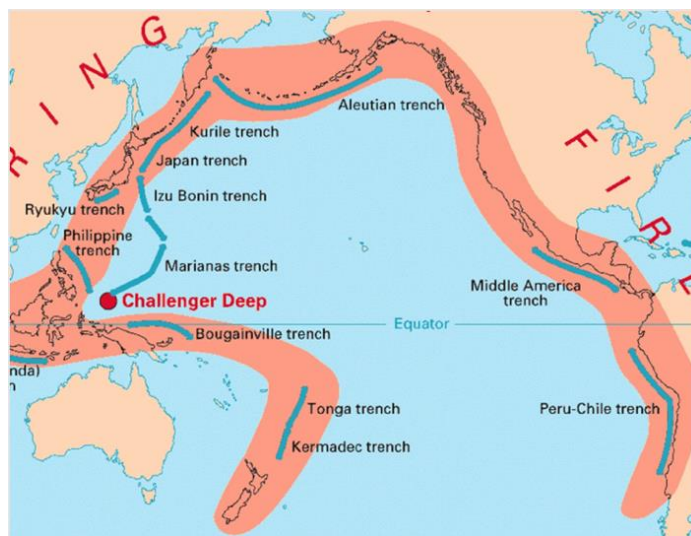
Capítulo 1

1. Introducción

1.1 Problemática y justificación

El cinturón de fuego del Pacífico, ilustrado en la Figura 1-1, alberga un área cercana a 40.000 km². Engloba zonas como Japón, Estados Unidos, los Andes, el este de México, entre otras. En esta franja se produce cerca del 90% de los sismos a nivel global (CNN Español, 2024).

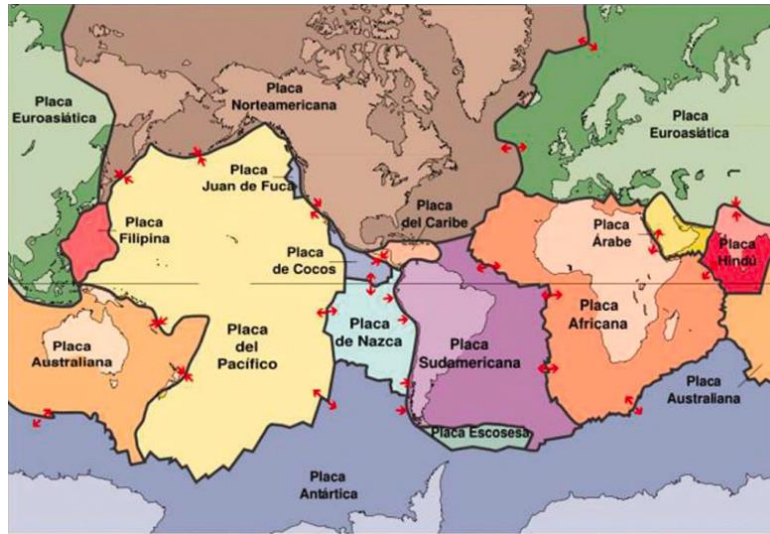
Figura 1-1: Cinturón de fuego del Pacífico



Fuente: Tomado de CNN, 2024

En esta línea se localizan algunas placas tectónicas, tales como: Nazca, Cocos, Juan de Fuca, Filipinas y Pacífico, como se observa en la Figura 1-2.

Figura 1-2: Placas tectónicas



Fuente: Tomado de Rivadeneira, *et al.*, 2007

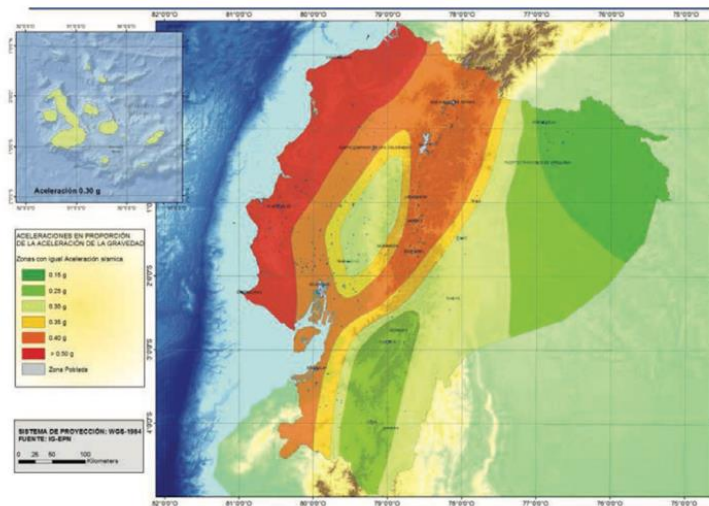
Las placas tectónicas son fragmentos de la corteza terrestre que están en constante movimiento, a diferentes velocidades y direcciones (Díaz *et al.*, 2021).

Cuando las placas entran en contacto, ocurren tres tipos de convergencia:

- Transformante o de fricción: Las placas rozan de manera horizontal, generando un efecto de fricción.
- Divergente: Las placas se distancian, generando fuga de magma.
- Convergente: Una placa se desliza por debajo de la otra.

Ecuador se localiza en el Cinturón de Fuego del Pacífico, sobre la placa Sudamericana, y el límite de esta, converge con la placa de Nazca; la cual se subduce en la placa Sudamericana acumulando energía, que es liberada causando sismos y erupciones volcánicas. Por tanto, Ecuador está localizado en una zona de elevado nivel de sismicidad, lo que se ve reflejado en el mapa de peligrosidad sísmica mostrado en la Figura 1-3, lo que significa que cada día pueden suceder sismos de magnitud baja, estando presente la posibilidad de ocurrencia de sismos de magnitudes elevadas (Instituto Geofísico - EPN, 2023).

Figura 1-3: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

La energía liberada durante un sismo se ve reflejada por su magnitud que para su medición se ocupa la escala de Richter. La determinación de la gravedad de los daños que genera un sismo con respecto a su epicentro se contempla por su intensidad; entre las escalas de intensidad, destaca la de Mercalli (Colón, *et al.*, 2019). En la Tabla 1-1 se muestra la relación entre la aceleración, magnitud e intensidad, según distintos criterios.

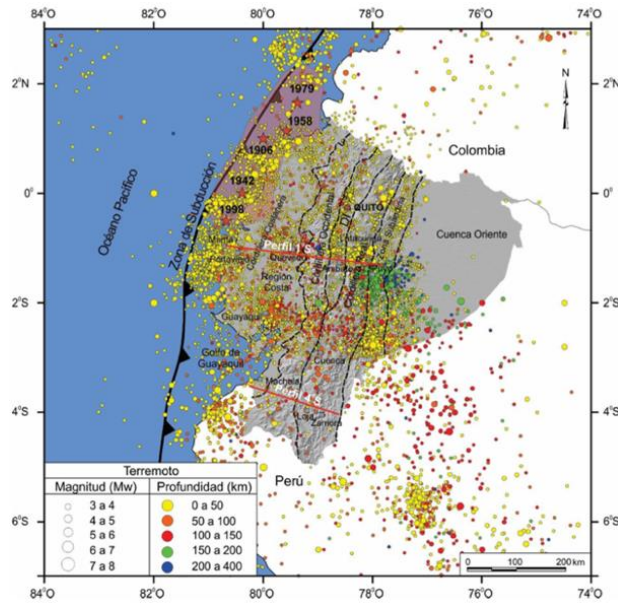
Tabla 1-1: Tabla comparativa de los valores de intensidad, magnitud y aceleración

Intensidad	Escala de la Intensidad	Magnitud	PGA (g)
I	No son percibidos.	< 2.3	< 0.002
II	Perceptible por ciertas personas.	2.3 – 2.9	0.002 – 0.003
III	Perceptibles dentro de edificaciones.	3.0 – 4.1	0.004 – 0.007
IV	La intensidad es mayor. Objetos en el interior, pendular.	3.7 – 4.2	0.015 – 0.02
V	Gran parte de las personas lo percibe, a pesar de estar en el exterior.	4.3-4.9	0.03 – 0.04
VI	Todas las personas lo perciben.	5.0 – 5.6	0.06 – 0.07
VII	Existe dificultades al caminar. Daños de inmuebles mal contruidos.	5.7 – 6.2	0.1 – 0.15
VIII	Colapso parcial en edificaciones.	6.3 – 6.9	0.25 – 0.3
IX	Daño considerable en estructuras con un buen diseño estructural.	7.0-7.6	0.5 – 0.55
X	Dstrucción de gran parte de estructuras basadas en albañilería.	7.7 – 8.2	> 0.6
XI	Un grupo muy reducido de estructuras de albañilería están de pie.	8.3- 9.0	> 0.6
XII	Pérdida total de la infraestructura.	>9.0	> 0.6

Fuente: Tomado de Red Sísmica de Puerto Rico, s.f.

Con respecto al registro de sismicidad de Ecuador en los últimos 400 años, han ocurrido mínimo 133 sismos con una intensidad por lo menos de VI en la escala de Mercalli, y 37 acontecimientos que han superado magnitudes de 7Mw (Duque, *et al.*, 2018). La Figura 1-4 presenta la distribución espacial de los eventos ocurridos en el territorio nacional.

Figura 1-4: Eventos sísmicos durante el periodo 1960-2018



Fuente: Tomado de Duque, *et al.*, 2018

En la Tabla 1-2 se muestran los sismos históricos de Ecuador.

Tabla 1-2: Terremotos del Ecuador con intensidades $\geq VIII$

Número	Fecha	Intensidad	Sectores Afectados
1	- de abril de 1541	VIII	Napo
2	31 de septiembre de 1587	VIII	Pichincha
3	15 de marzo de 1645	IX	Chimborazo, Tungurahua
4	29 de septiembre de 1674	IX	Chimborazo, Bolívar
5	22 noviembre de 1687	VIII	Tungurahua
6	20 de junio de 1698	X	Tungurahua, Chimborazo
7	06 de diciembre de 1736	VIII	Pichincha, Cotopaxi
8	20 de enero de 1749	VIII	Loja
9	28 de abril de 1755	VIII	Pichincha
10	22 de febrero de 1757	IX	Cotopaxi, Tungurahua
11	10 de mayo de 1786	VIII	Chimborazo
12	04 de febrero de 1797	XI	Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi, Bolívar
13	20 de enero de 1834	XI	Carchi, Nariño* (Colombia)

14	22 de marzo de 1859	VIII	Pichincha, Imbabura, Cotopaxi
15	15 de agosto de 1868	VIII	Carchi
16	16 de agosto de 1868	IX	Imbabura, Carchi, Pichincha
17	03 de mayo de 1896	IX	Manabí
18	31 de enero de 1906	IX	Esmeraldas, Nariño (Colombia)
19	23 de septiembre de 1911	VIII	Chimborazo, Bolívar
20	23 de febrero de 1913	VIII	Loja, Azuay
21	31 de mayo de 1914	VIII	Pichincha, Cotopaxi
22	05 de febrero de 1923	VIII	Pichincha
23	16 de diciembre de 1923	VIII	Carchi, Nariño (Colombia)
24	18 de diciembre de 1926	VIII	Carchi
25	25 de julio de 1929	VIII	Pichincha
26	10 agosto de 1938	VIII	Pichincha
27	14 mayo de 1942	IX	Manabí, Guayas, Bolívar
28	05 de agosto de 1949	X	Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi
29	12 de diciembre de 1953	VIII	Loja, norte del Perú
30	20 de julio de 1955	VIII	Pichincha, Imbabura
31	19 de enero de 1958	VIII	Esmeraldas
32	08 de abril de 1961	VIII	Chimborazo
33	19 de mayo de 1964	VIII	Manabí
34	10 de diciembre de 1970	IX	Loja, El Oro, Azuay, norte del Perú
35	06 de marzo de 1987	IX	Napo, Sucumbíos, Imbabura
36	02 de octubre de 1995	VIII	Morona Santiago
37	04 de agosto de 1998	VIII	Provincia de Manabí

Fuente: Tomado de Instituto Geofísico - EPN, 2023

Según la NEC, Cuenca se localiza en una zona sísmica II, con una categorización de peligro sísmico alta. Por tanto, de cara al diseño de edificaciones nuevas, se debe considerar lo siguiente:

fomentar la regularidad de planta, regularidad en altura, evitar los pisos blandos, discontinuidad en ejes verticales, columna corta, entre otros. Lo que en algunos casos no se cumple para ciertas edificaciones existentes.

Las estructuras pasadas, se basaban en el Código Ecuatoriano de la Construcción, establecido en el año 2001, en esta norma se omitía las disposiciones sismorresistentes, centrándose en las fuerzas gravitacionales. En consecuencia, las edificaciones construidas antes de la publicación de la norma NEC deben ser consideradas como estructuras con alta vulnerabilidad sísmica.

1.2 Estado del arte

Durante los años ochenta y noventa, se produjeron un gran número de sismos significativos en el planeta, produciendo un sinnúmero de daños estructurales. Por ejemplo, en 1994 el sismo de Northridge en California ocasionó daños cerca de los treinta mil millones de dólares. Otro ejemplo es en el año 1995 en Kobe, Japón, el sismo provocó daños de alrededor de ciento cincuenta mil millones de dólares. Esto se resume a que tanto las pérdidas económicas, el bienestar de las personas y el costo de reparación fueron extremadamente altos. Esto trajo consigo la necesidad de modificar las normas de construcción. El enfoque se centró en el control de los daños estructurales teniendo en cuenta el desempeño de las estructuras (Ghobarah, 2001, como se citó en Rodelo, *et al.*, 2022).

El diseño basado en desempeño (PBSD) considera ciertas incertidumbres, tanto en la demanda y capacidad de una estructura, mientras que los métodos de diseño sismo resistente tradicionales no. Existen tres documentos que fundamentan la filosofía del diseño basado en desempeño: SEAOC VISION 2000, ATC-40, y FEMA-273.

- SEAOC VISION 2000: Publicado en el año 1995, se basa en dar pautas para las bases del diseño estructural basado en desempeño. Se indica cinco niveles de desempeño considerando métodos elásticos e inelásticos.
- ATC-40: Publicado en el año 1996, sus fundamentos estructurales deben satisfacer un objetivo de desempeño. El punto de desempeño lo calcula mediante el espectro de capacidad y demanda.
- FEMA-273: Publicado en el año 1997, asocia un grupo de probabilidad de excedencia relacionada con sismos y los objetivos de desempeño.

Debido al terremoto Northridge en California en el año 2000, se presentaron daños notorios en estructuras de acero, por lo que se publicaron varios informes para el diseño estructuras de acero.

- FEMA-350: Publicado en el año 2000, enfocado en marcos de acero, tanto para diseño y verificación.
- FEMA-351: Publicado en el año 2000, se centra en las soldaduras pre establecidas de acero, con para poder evaluarlas y enmendarlas.
- FEMA-352: Publicado en el año 2000, considera la reparación de conexiones de acero.
- FEMA-353: Publicado en el año 2000, provee especificaciones para garantizar el desempeño de estructuras de acero.
- FEMA-355C y FEMA-355F: Publicado en el año 2000, aclara conceptos y metodologías sobre el desempeño de las estructuras.

Desde el año 2000 al año 2010 se publicaron nuevos estudios, financiadas por FEMA.

- FEMA-440: Publicado en el año 2005, muestra la mejoría del análisis estático sísmico.
- FEMA-445: Publicado en el año 2006, se enfoca en la nueva forma de realizar diseño y evaluaciones basado en desempeño de estructuras ya construidas.
- FEMA-451: Publicado en el año 2006, implementa ejemplos de diseño.
- FEMA-P695: Publicado en el año 2009, propone una manera de cuantificar por medio de factores el desempeño de una estructura.
- FEMA-P750: Publicado en el año 2009, hace énfasis en investigaciones para diseñar y evaluar mediante desempeño estructuras nuevas.

Además de la inversión de FEMA, se crearon muchas investigaciones más por todo el mundo que han aportado en el diseño y verificación por desempeño.

- En el año 1999 (Nikolic-Brzev y Stojadimovic) hicieron una evaluación sísmica basada en desempeño con respecto a losas de hormigón.
- En el año 2000 (Lehman y Moehle) realizaron un estudio basado en desempeño referente a las columnas de hormigón armado de puentes.
- En el año 2018 (Franchin *et al.*) indagaron sobre el diseño sísmico con respecto al riesgo y rendimiento de estructuras de hormigón armado.
- En el año 2019 (Ozkul *et al.*) se enfoca en el estudio de muros de corte durante eventos sísmicos.
- En el año 2020 (Kim y Troung) evaluaron la confiabilidad de estructuras de acero semirrígidas.

El diseño y verificación basado en la filosofía PBSD es óptimo en cuanto a predicciones del desempeño sísmico de las estructuras, dándole importancia en su uso para las necesidades futuras referentes al diseño y verificación de estructuras sismorresistentes, haciendo hincapié en la definición de objetivos de desempeño relacionados con diferentes niveles de daño (Rodelo, *et al.*, 2022).

Capítulo 2

2. Marco teórico

2.1 Análisis estático lineal

2.1.1 Diseño basado en fuerzas (DBF)

Este método se emplea para llevar a cabo el análisis estático lineal, mismo que hace uso un espectro elástico de aceleraciones, el mismo que depende de un coeficiente de reducción (R) y las características del lugar de estudio. Con base a estos parámetros se calcula el cortante base y su disposición en cada piso (Sánchez, 2012). Cabe recalcar que esta metodología tiene deficiencias muy graves, ocasionando que no todas las estructuras alcancen el desempeño supuesto en la etapa de diseño; a pesar de esto, el método basado en fuerzas es usado en su gran mayoría en el diseño sismorresistente de puentes y edificios en todo el mundo (Suárez V. , 2009).

La metodología a seguir es la siguiente:

- Precisar el espectro de diseño $S_a(T)$ con base a las características del lugar de emplazamiento.
- Calcular el periodo fundamental de vibración (T_a) de la estructura.
- Obtención del cortante basal (V).
- Distribución del cortante basal.
- Control de derivas de piso.

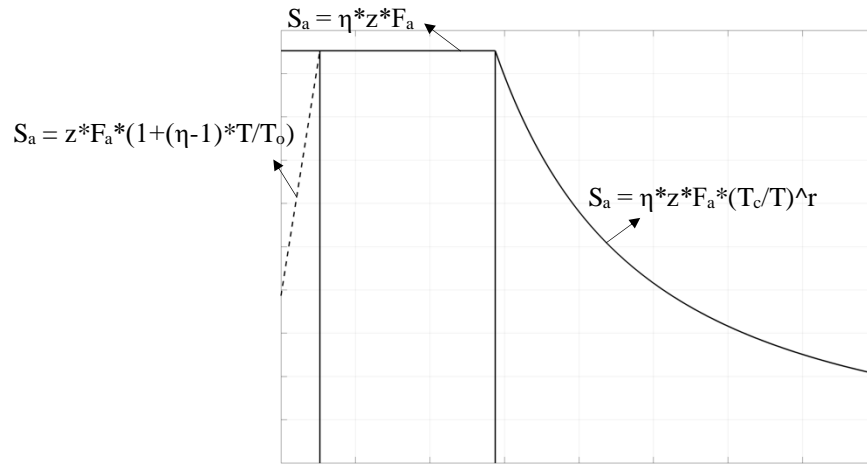
2.1.2 Espectro de respuesta elástico

Los espectros de respuesta elásticos proveen los movimientos y características del suelo durante un sismo y, por consiguiente, el impacto a las estructuras (Suárez R. , 2021). Estos datos son indispensables tanto para el diseño estructural o evaluaciones estructurales de infraestructuras existentes.

Para la elaboración del espectro de diseño elástico, mostrado en la NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014), se necesitan tres pautas fundamentales:

- a) El factor de zona sísmica Z.
- b) El tipo de suelo del lugar de emplazamiento de la estructura.
- c) Coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s .

Figura 2-1: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Donde:

Tabla 2-1: Nomenclatura del espectro elástico de diseño

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
T	Período fundamental de vibración de la estructura.
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_C Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

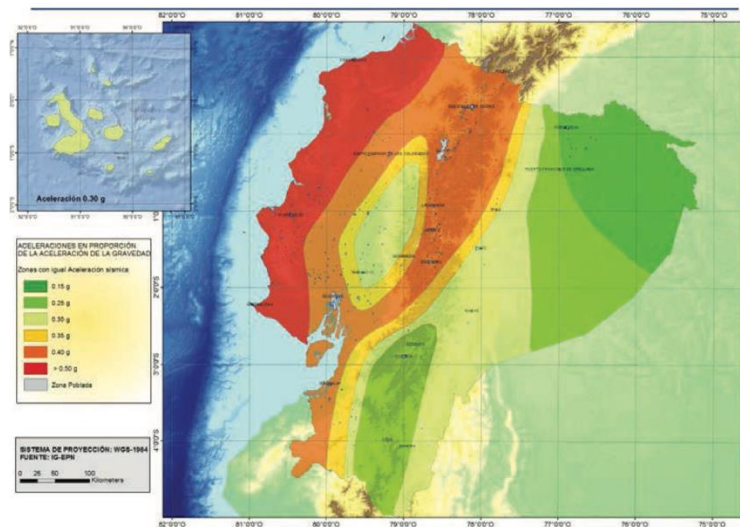
Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

a) Factor de zona sísmica z

Ecuador está ubicado en una zona de alto nivel de sismicidad, explicado a detalle anteriormente, con excepción de nororiente que refiere una amenaza sísmica intermedia y el litoral ecuatoriano que representa una amenaza sísmica muy alta. El Ecuador está dividido en seis zonas sísmicas, como se muestra en la Figura 2-2. Estas zonas se ven caracterizadas por el valor del factor de zona Z , que indica la aceleración máxima en roca que se espera para el sismo de diseño, la misma que se expresa como fracción de aceleración de la gravedad (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Figura 2-2: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Cuenca, al estar localizada en una zona sísmica II, el factor de zona Z , será igual a 0.25.

Nivel de amenaza sísmica

Para verificar el desempeño de una estructura se hace uso de los niveles de amenaza sísmica clasificados con base a cuatro tipos de sismos. Hay que tener en cuenta que son consideraciones probabilísticas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). En el presente estudio se

verificará el nivel de desempeño de la estructura con base a un sismo frecuente, ocasional, raro y uno muy raro, como se ve en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2: Parámetros que definen la amenaza sísmica en el Ecuador según la NEC

Nivel del Sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

b) Tipo de suelo del lugar de emplazamiento de la estructura

Con base al ESTUDIO GEOTÉCNICO (Riquetti & Riquetti), realizado el 15 de marzo de 2014, se conoció a detalle la composición y características generales del subsuelo en el lugar de construcción de la universidad. Se realizaron excavaciones de calicatas a cielo abierto y se extrajeron muestras de suelo alteradas y se complementó con ensayos como el Cono de Penetración Dinámico y Penetrómetro de bolsillo. Con base a estos parámetros se determinaron las propiedades físico-mecánicas de los suelos de las cimentaciones y se estableció la estratigrafía y características básicas de los estratos analizados.

El tipo de suelo donde se localiza la edificación a evaluar, tiene presencia de suelo arcillo limos arenosos (CL-ML y CH-MH) y limo arcillo arenoso (MH-CH) a nivel de las zapatas.

Con base a los ensayos de clasificación, el índice de plasticidad de las muestras, son mayores a 20 y menores a 70, por lo que el suelo a considerar será de tipo E, como se muestra en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3: Clasificación de los perfiles de suelo

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

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

c) Coeficientes de perfil del suelo F_a , F_d y F_s

- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

Como se muestra en la Tabla 2-4, el factor F_a amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos de sitio (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Tabla 2-4: Tipo de suelo y factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

- F_d : Coeficiente de amplificación de desplazamientos para diseño en roca

Como se ve en la Tabla 2-5, el factor F_d amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos de sitio (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Tabla 2-5: Tipo de suelo y factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

- **F_s : Comportamiento no lineal de los suelos**

Como se muestra en la Tabla 2-6, el coeficiente F_s toma en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período de sitio, que a su vez depende de la intensidad y contenido de la frecuencia de excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, los cuales se usan para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

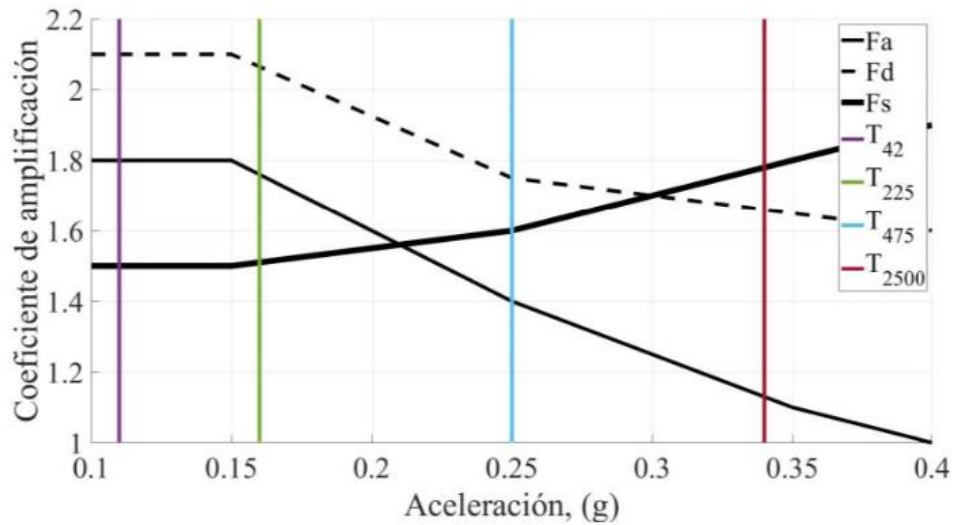
Tabla 2-6: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Los valores presentados, z , F_a , F_d y F_s hacen referencia a un escenario sísmico que está con base a un período sísmico de 475 años. Para obtener los coeficientes de amplificación de suelo tipo E, para un período de retorno de 72, 225 y 2500 años, se realiza una interpolación lineal basándose en los valores referentes a un período sísmico de 475 años, como se en la Figura 2-3.

Figura 2-3: Correspondencia entre la aceleración usada para definir el escenario sísmico de un suelo tipo E, y el valor de los coeficientes de amplificación de suelo



Fuente: Tomado de Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019

Con base a la interpolación lineal planteada por Cabrera y Andrade (2022), siguiendo las recomendaciones de la NEC, se calcula que los coeficientes de amplificación de suelo son los que se observan en la Tabla 2-7.

Tabla 2-7: Escenarios sísmicos definidos para el análisis

Parámetro	Valor (T ₇₂)	Valor (T ₂₂₅)	Valor (T ₄₇₅)	Valor (T ₂₅₀₀)
Z	0.11	0.16	0.25	0.34
F _a	1.8	1.74	1.4	1.13
F _d	2.1	2.065	1.75	1.66
F _s	1.5	1.51	1.6	1.78

Fuente: Tomado de Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019

El espectro de respuesta elástico de 5% de amortiguamiento, está representado como una fracción de la aceleración de la gravedad, como se muestra en la Ecuación 2-1.

$$S_a(T) = \begin{cases} \eta * Z * F_a & \text{para } 0 \leq T \leq T_c \\ \eta * Z * F_a * \left(\frac{T}{c}\right)^r & \text{para } T > T_c \\ Z * F_a * \left(1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_0}\right) & \text{para } T \leq T_0 \end{cases} \quad \text{Ecuación 2-1}$$

Donde:

Tabla 2-8: Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado (n)

Lugar de emplazamiento de la estructura	η
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	1.80
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.60

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Tabla 2-9: Factor usado en el espectro de diseño elástico (r)

Tipo de perfil del subsuelo	r
Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E	1
Suelo E	1.5

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Para la obtención de T_C y T_0 se usará la Ecuación 2-2 y Ecuación 2-3 respectivamente.

$$T_C = 0.55 * F_S * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 2-2}$$

$$T_0 = 0.10 * F_S * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 2-3}$$

2.1.3 Período fundamental de vibración

El período fundamental de vibración de la estructura tiene un rol muy importante con respecto al diseño estructural, ya que depende de este valor para conocer la fuerza sísmica con la que se diseñara la estructura (Coral, 2014). El tiempo que tarda en oscilar una estructura, que mueve la gran mayoría de su masa, es el mayor período de la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). La NEC propone dos metodologías para la estimación del período fundamental de vibración, pero en el presente trabajo se hará uso del período fundamental de vibración generado por ETABS.

2.1.4 Cortante basal estático

El cortante basal de diseño es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, por acción del sismo de diseño con o sin reducción (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Se la calcula mediante la Ecuación 2-4.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad \text{Ecuación 2-4}$$

Donde:

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación
I	Coefficiente de importancia
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva
T_a	Período de vibración

Para el cálculo de las fuerzas cortantes aplicadas en cada piso de la estructura, se hace uso de la Ecuación 2-5.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} * V \quad \text{Ecuación 2-5}$$

Donde:

V	Cortante total en la base de la estructura
V_x	Cortante total en el piso x de la estructura
F_i	Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
F_x	Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
n	Número de pisos de la estructura
w_x	Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

w_i	Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W
h_x	Altura del piso x de la estructura
h_i	Altura del piso i de la estructura
k	Coficiente relacionado con el período de vibración de la estructura

Para determinar el coeficiente k , se deben usar los parámetros de la Tabla 2-10.

Tabla 2-10: Valores de k

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

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Factor de reducción sísmica R

El factor R se encarga de reducir las fuerzas sísmicas de diseño, siempre y cuando las estructuras y sus conexiones se diseñen para lograr un daño controlado (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Este factor depende del tipo de estructura, tipo de suelo, período de vibración, factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento.

El factor R previsto es 8, como se ve en la Tabla 2-11, pero existen ciertos criterios que limitan este factor. Por ejemplo: uso de una normativa no actualizada, incertidumbre al momento de la construcción, uso de conexiones no establecidas en la norma sismorresistente AISC 360-22 (2022). Todas estas variantes impiden el uso de un valor $R=8$, en este caso será igual a 5, siendo conservador.

Tabla 2-11: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada (1)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

2.1.5 Deriva de piso

La deriva de piso es el desplazamiento lateral relativo de un piso, ocasionado por la acción de una fuerza horizontal, basándose en el piso consecutivo (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). El control se lo realiza a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas del piso, como se ve en la Ecuación 2-6 que deberá cumplir las demandas mostradas en la Tabla 2-12.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{Ecuación 2-6}$$

Donde:

- Δ_M Deriva máxima inelástica
- Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
- R Factor de reducción de resistencia

Tabla 2-12: Límites máximos de la deriva de piso, 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	0.015

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

2.2 Análisis estático no lineal

2.2.1 Consideraciones

En los últimos años, se han logrado grandes avances con respecto a métodos de ingeniería basado en procesos de análisis estático no lineal (NSP). Los ingenieros usan esta metodología para la evaluación de estructuras existentes y diseño de nuevas construcciones. Con base a esta premisa, FEMA 356 utiliza un procedimiento denominado “Método espectro de capacidad”, mientras que ATC-40 usa el “Método de los coeficientes”. Estos métodos a pesar de tener un procedimiento diferente, los dos predicen el comportamiento inelástico de una estructura cuando se presenta un sismo. Esto ha evolucionado con la aparición de la ingeniería basada en el desempeño (PBE), que usa la predicción del comportamiento de la estructura para determinar su desempeño (FEMA/NIBS, 2020).

2.2.2 Diseño de miembros a compresión

Para el cálculo de las fuerzas axiales actuantes, se hará uso de la normativa AISC 360-22 (2022): la cual se basa para edificios estructurales de acero. Siguiendo esta normativa, explica que, para el diseño de elementos a compresión, se debe usar la Ecuación 2-7.

$$P_u = \phi_c * P_n \quad \text{Ecuación 2-7}$$

Donde:

P_u Resistencia última a la compresión

ϕ_c Factor de reducción ($\phi_c = 0.9$)

P_n Resistencia nominal a la compresión

Para el cálculo de la resistencia nominal a la compresión (P_n), se utiliza la Ecuación 2-8.

$$P_n = F_n * A_g \quad \text{Ecuación 2-8}$$

Donde:

F_n Tensión nominal

A_g Área bruta de la sección

Para determinar la tensión nominal (F_n), primero se analiza los siguientes parámetros para después ocupar las ecuaciones indicadas a continuación:

$$\text{Si } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$F_n = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) * F_y \quad \text{Ecuación 2-9}$$

$$\text{Si } \frac{L_c}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

$$F_n = 0.877 * F_e \quad \text{Ecuación 2-10}$$

Donde:

L_c Longitud efectiva del miembro ($K*L$). K = factor de longitud efectivo

r Radio de giro

E Módulo de elasticidad del acero

F_y Límite elástico mínimo especificado

F_e Esfuerzo de pandeo elástico

El factor de longitud (K) se determina con respecto a la Figura 2-4, dependiendo de los apoyos que el elemento estructural tenga.

Figura 2-4: Valores del factor de longitud efectiva, K

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.8	1.0	1.2	2.1	2.0
End condition code	<ul style="list-style-type: none"> Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free Rotation fixed, horizontal translation fixed, and vertical translation free Rotation free, horizontal translation fixed, and vertical translation free 					

Fuente: Tomado de AISC 360-22, 2022

Aclarando el cálculo del esfuerzo de pandeo elástico (F_e), se usa la Ecuación 2-11.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad \text{Ecuación 2-11}$$

2.2.3 Diseño de miembros a flexión

Miembros en forma de I, compactos y doblemente simétricos, y canales doblados sobre su eje mayor

Para elementos y canales en forma de I doblemente simétricos que han sido doblados a lo largo de su eje principal y que cumplen con los criterios de tener almas y alas compactas, se usará la norma el AISC 360-22 (2022) que nos explica que la resistencia nominal a la flexión, M_n , será el menor valor obtenido entre los límites de fluencia (momento plástico) y el pandeo lateral-torsional, como se ve en la Ecuación 2-12.

- Límite de fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ecuación 2-12}$$

Donde:

F_y Límite elástico mínimo especificado del tipo de acero utilizado, ksi (MPa)

Z_x Módulo de sección plástica alrededor del eje x

- Pandeo lateral-torsional

a) Cuando $L_b \leq L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsión.

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.75 F_y Z_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ecuación 2-13}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{Ecuación 2-14}$$

Donde:

L_b Límite elástico mínimo especificado del tipo de acero utilizado

F_{cr} Módulo de sección plástica alrededor del eje x

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{Ecuación 2-15}$$

Donde:

E Módulo de elasticidad del acero

J Constante de torsión

S_x Módulo de la sección elástica tomada alrededor del eje x

h_o Distancia entre los centroides del patín

Perfiles cuadrados y rectangulares de HSS y caja

Referente al AISC 341-22 (2022), este apartado se designa para secciones de perfiles huecos estructurales (HSS) ya sean cuadradas o rectangulares, así como para secciones de caja dobladas en cualquier dirección, siempre y cuando tengan almas o alas que cumplan con los criterios de compactas, no compactas o delgadas. La resistencia nominal a la flexión, M_n , se determinará eligiendo el valor más pequeño entre los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, pandeo local del alma y pandeo lateral-torsional en flexión pura.

Al haber analizado el edificio a profundidad se evidenció que los elementos son compactos, lo que hará que sólo se considere el primer parámetro.

- Límite de fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad \text{Ecuación 2-16}$$

Donde:

Z Módulo de la sección plástica alrededor del eje de flexión

2.2.4 Diseño de miembros a tensión

Se determina mediante la Ecuación 2-17, planteada por el AISC 360-22 (2022).

$$P_u = \phi_c * P_n$$

Ecuación 2-17

Donde:

P_u Resistencia última a la tensión

ϕ_c Factor de reducción ($\phi_c = 0.9$)

P_n Resistencia nominal a la compresión

Para el cálculo de la resistencia nominal a la compresión (P_n), se utiliza la Ecuación 2-18.

$$P_n = F_y * A_g$$

Ecuación 2-18

Donde:

F_y Límite elástico mínimo especificado

A_g Área bruta de la sección

2.2.5 Rótulas plásticas

Una rótula plástica se define como un mecanismo de dispersión de energía, la cual permite la rotación de la conexión, debido a que esta no es capaz de absorber el momento último a flexión (MIDUVI, 2014 como se citó en Carrión, 2019).

Se debe calcular las rótulas plásticas basado en la metodología de ASCE 41-17 (2017), la cual conlleva a analizar el elemento en su rango inelástico, bajo ciertas cargas. El cálculo de éstas, tanto para vigas y columnas se demuestra en los siguientes parámetros:

Como primer paso, se ubican las rótulas plásticas, éstas se localizan en los extremos de los elementos estructurales; la distancia de aplicación depende de la conexión a usar.

Se definen las propiedades de las rótulas plásticas, para la construcción de la curva fuerza-deformación generalizada. Para determinarla se necesita la curvatura del elemento mostrada en la Ecuación 2-19 para vigas y la Ecuación 2-20 para columnas. Estas ecuaciones usan constantes, que se ven en la Ecuación 2-19, Ecuación 2-20, Ecuación 2-21, Ecuación 2-22.

$$\theta_y = \frac{M_{pe} * L * (1 + \eta)}{6 * E * I}$$

Ecuación 2-19

$$\theta_y = \frac{M_{pce} * L * (1 + \eta)}{6 * (\tau_b * E) * I} \quad \text{Ecuación 2-20}$$

$$\eta = \frac{12 * E * I}{L^2 * G * A_s} \quad \text{Ecuación 2-21}$$

$$\tau_b = \begin{cases} \frac{|P|}{P_{ye}} \leq 0.5 & 1 \\ \frac{|P|}{P_{ye}} > 0.5 & 4 * \frac{|P|}{P_{ye}} * \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad \text{Ecuación 2-22}$$

Donde:

- θ_y Curvatura del elemento
- M_{pe} Capacidad de momento plástico esperado de la sección con respecto al eje de flexión
- M_{pce} Capacidad de momento plástico esperado de la sección alrededor del eje de flexión reducido por el efecto de la fuerza axial
- L Longitud de la viga o columna
- G Módulo de corte del metal
- P Fuerza axial en la columna
- P_{ye} Capacidad de fluencia axial esperada de la columna ($A_g * F_y$)
- E Módulo de elasticidad
- I Momento de inercia de la viga o columna en el plano de flexión
- A_s Área de corte efectiva de la sección transversal

El valor de la fuerza axial de la columna (P) se obtiene con base a la sección 2.2.2, que hace referencia a la determinación de la resistencia última a la compresión (P_u).

La capacidad de momento plástico esperado (M_{pe}) se obtiene mediante la Ecuación 2-23, designada por el AISC 360-22 (2022).

$$M_{pe} = Z * F_y \quad \text{Ecuación 2-23}$$

Para definir la capacidad de momento plástico esperado (M_{pce}) se calcula con base a la Ecuación 2-24.

$$M_{pce} = \begin{cases} \frac{|P|}{F_{ye}} < 0.2 & M_{pe} * \left(1 - \frac{|P|}{2 * P_{ye}}\right) \\ \frac{|P|}{F_{ye}} \geq 0.2 & M_{pe} * \frac{9}{8} * \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad \text{Ecuación 2-24}$$

La rotación plástica (a y b), la relación de resistencia residual (c) y los ángulos de rotación plástica (IO, LS y CP) para vigas, se usarán los parámetros de la Tabla 2-13 y para columnas se usará la Tabla 2-14.

Tabla 2-13: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - vigas y columnas de acero estructural - acciones de flexión

Parámetros del modelo	Criterios de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica (radianes)		
Relación de resistencia residual c	IO	LS	CP
1. Donde: $\frac{b_f}{2*t_f} \leq 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	a = 9* θ b = 11* θ c = 0.6	0.25*a a	b
2. Donde: $\frac{b_f}{2*t_f} \geq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	a = 4* θ b = 6* θ c = 0.2	0.25*a 0.75*a	a
3. Otros: Interpolación lineal entre los valores de las líneas 1 y 2 tanto para la esbeltez del ala (primer término) como para la esbeltez del alma			

Fuente: Tomado de AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017

Donde:

- b_f Ancho del patín (cm)
- t_f Espesor del patín (cm)
- F_{ye} Límite elástico esperado (kg/cm^2)

- h Altura de la viga (cm)
t_w Espesor del alma (cm)
θ Deformación generalizada (radianes)

Tabla 2-14: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - columnas de acero estructural - acciones de flexión

Parámetros del modelo	Criterios de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica (radianes)		
Relación de resistencia residual c	IO	LS	CP
1. Donde: $\frac{b_f}{t} \leq 0.55 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y			
Para $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2$, $\frac{h}{t} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} * \left(1 - 0.71 * \frac{P_G}{P_{ye}}\right)$			
Para $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2$, $\frac{h}{t} \leq 0.77 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} * \left(2.93 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right) \leq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$			
$a = 0.8 * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.2} * \left(0.1 * \frac{L}{r_y} + 0.8 * \frac{h}{t}\right)^{-1} - 0.0035 \geq 0$	0.5*a	0.75*b	b
$b = 7.4 * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.3} * \left(0.5 * \frac{L}{r_y} + 2.9 * \frac{h}{t}\right)^{-1} - 0.006 \geq 0$			
$c = 0.9 - 0.9 * \frac{P_G}{P_{ye}}$			
2. Donde: $\frac{b_f}{t} \geq 1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ o			
Para $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2$, $\frac{h}{t} \geq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} * \left(1 - 1.83 * \frac{P_G}{P_{ye}}\right)$			
Para $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2$, $\frac{h}{t} \geq 1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} * \left(2.33 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right) \geq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	0.5*a	0.75*b	b
$a = 1.2 * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.2} * \left(1.4 * \frac{L}{r_y} + 0.1 * \frac{h}{t} + 0.9 * \frac{b}{t}\right)^{-1} - 0.0023 \geq 0$			

$$b = 2.5 * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.8} * \left(0.1 * \frac{L}{r_y} + 0.2 * \frac{h}{t} + 2.7 * \frac{b}{t}\right)^{-1}$$

$$- 0.0097 \geq 0$$

$$c = 0.5 - 0.5 * \frac{P_G}{P_{ye}}$$

3. Otros: Se realizará una interpolación lineal entre los valores de las líneas 1 y 2 tanto para la esbeltez del ala (primer término) como para la esbeltez del alma (segundo término), y se utilizará el valor resultante más bajo

Fuente: Tomado de AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017

Donde:

- PG Carga gravitacional en la columna
- P_{ye} Capacidad de fluencia axial esperada de la columna (A_g*F_y)
- F_{ye} Límite elástico esperado (kg/cm²)
- L Longitud de la columna
- r_y Radio de giro del elemento en el sentido y
- h Altura de la sección
- b Ancho de la sección
- t Espesor de la sección

Para la determinación de la carga gravitacional de la columna (PG), se usa la Ecuación 2-25, determinada por el ASCE 41-17 (2017).

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad \text{Ecuación 2-25}$$

Donde:

- Q_G Acción causada por cargas gravitacionales
- Q_D Acción causada por cargas muertas
- Q_L Acción causada por carga viva, igual al 25% de la carga viva no reducida.
- Q_S Acción causada por la carga efectiva de nieve

2.2.6 Diagrama de interacción

Los diagramas de interacción son indispensables para conocer la resistencia de las columnas ante distintas condiciones de momentos y cargas axiales. Las combinaciones de carga que se encuentren

dentro de la curva, suponen condiciones satisfactorias en cuanto a la resistencia de esta, pero si la combinación cae en la parte exterior de la curva, significa una falla en el elemento estructural (McCormac & Brown, 2015).

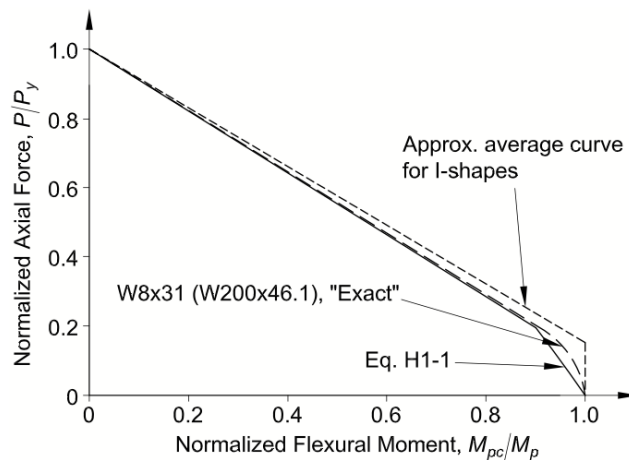
Para la gráfica del diagrama de interacción se hará uso de la metodología del AISC 360-22 (2022), donde se hace uso de la Ecuación 2-26 y Ecuación 2-27.

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} * \frac{M_u}{M_n} = 1 \quad \text{si} \quad \frac{P_u}{P_n} \geq 2 \quad \text{Ecuación 2-26}$$

$$\frac{P_u}{2 * P_n} + \frac{M_u}{M_n} = 1 \quad \text{si} \quad \frac{P_u}{P_n} < 2 \quad \text{Ecuación 2-27}$$

Con estas fórmulas se grafica el diagrama de interacción, con base a la fuerza axial normalizada y el momento flector normalizado, como se aprecia en la Figura 2-5.

Figura 2-5: Diagrama de interacción: momento flector normalizado vs. fuerza axial normalizada



Fuente: Tomado de AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017

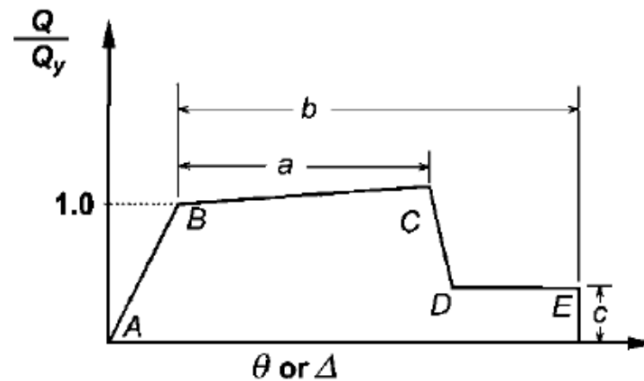
2.2.7 Gráfica momento-rotación

Una rótula plástica se define como un mecanismo de dispersión de energía, la cual permite la rotación de la conexión, debido a que esta no es capaz de absorber el momento último a flexión. Estas se localizan en los extremos de los elementos, la distancia de estos depende las conexiones a usar. La metodología a seguir se base en el ASCE 41-17, la cual conlleva a analizar el elemento en su rango inelástico, bajo ciertas cargas. Se busca obtener la relación momento-rotación, que permite obtener información sobre el comportamiento de la sección durante todo el tiempo que la

sección esté cargada. Como lo es, el desarrollo de las rótulas plásticas. (García, 2018), (Mario García, 2018)

Al obtener los valores anteriormente mencionados, se puede generar la curva momento-rotación generalizada, ilustrada en la Figura 2-6. El primer tramo empieza con la respuesta lineal representada por el punto A y el límite de fluencia efectivo B; el segundo tramo empieza con B y termina con C que representa un porcentaje (0% a 10%) de la pendiente elástica. El tercer tramo (C-D) representa la degradación de la resistencia. El punto E dicta una resistencia ampliamente reducida. En el momento en que las deformaciones superan el punto E, la resistencia cae a cero (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017).

Figura 2-6: Relación momento-rotación generalizada para elementos o componentes de acero

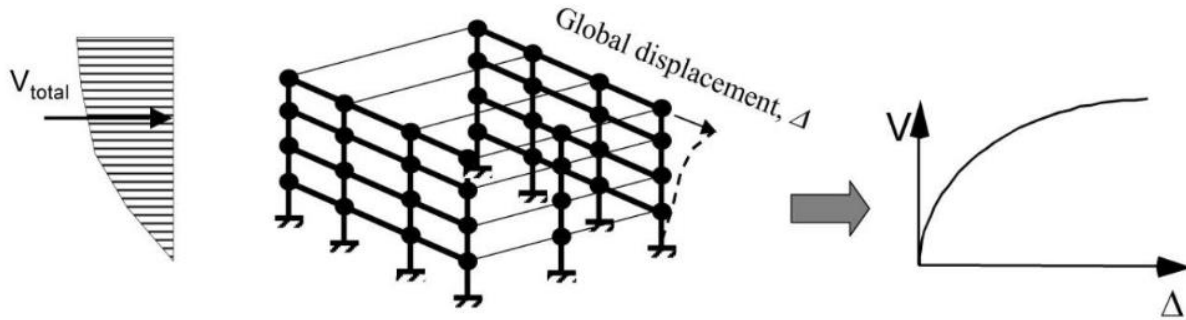


Fuente: Tomado de AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017

2.2.8 Curva de capacidad

La curva de capacidad, como se ve en la Figura 2-7, representa el movimiento horizontal de una edificación cuando esta es empujada hacia un lado, mostrando la capacidad de una estructura para soportar la demanda sísmica. La generación de esta curva define la capacidad de una estructura independientemente de cualquier sismo en específico; esta capacidad depende de la resistencia y su capacidad de deformación individual. La capacidad de una estructura está definida por una curva *pushover*, para poder delimitar su comportamiento inelástico. El proceso termina cuando la estructura se vuelve inestable o hasta que llega al límite deseado. Inicialmente, esta es una línea recta debido a que se encuentra en la zona lineal. Posteriormente, comienza a curvarse, debido a que la estructura empieza a ceder (Applied Technology Council, 1996).

Figura 2-7: Patrón lateral para obtener la curva de capacidad



Fuente: Tomado de FEMA/NIBS, 2020

2.2.9 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

Para usar este procedimiento, es necesario transformar la curva de capacidad de la estructura, que se encuentra en términos de cortante de la base y desplazamiento en el techo, en un espectro de capacidad, en términos de aceleración-desplazamiento (ADRS).

Con base a la Ecuación 2-28 y Ecuación 2-29, se puede convertir el cortante en la base en aceleración espectral.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad \text{Ecuación 2-28}$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i,1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g] * [\sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i,1}^2)/g]} \quad \text{Ecuación 2-29}$$

Donde:

- S_a Aceleración espectral
- V Cortante en la base
- W Peso muerto del edificio más cargas vivas
- α_1 Coeficiente de masa modal para el primer modo natural
- $\phi_{i,1}$ Amplitud del modo 1 en el nivel i
- w_i/g Masa asignada al nivel i

Para transformar el desplazamiento en el techo en desplazamiento espectral, se usa la Ecuación 2-30 y Ecuación 2-31.

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 * \phi_{roof,1}} \quad \text{Ecuación 2-30}$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i,1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i,1}^2) / g} \right] \quad \text{Ecuación 2-31}$$

Donde:

- S_d Desplazamiento espectral
- Δ_{roof} Desplazamiento en el techo
- PF_1 Factor de participación modal para el primer modo natural

2.2.10 Representación bilineal de la curva de capacidad

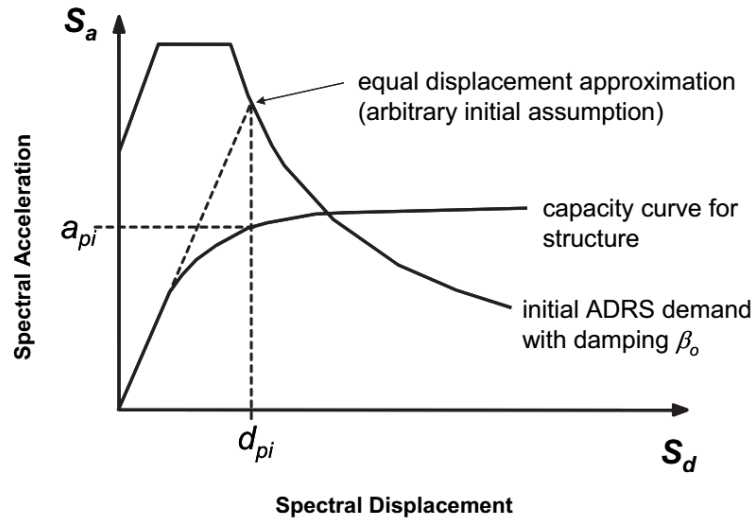
La bilinealización se refiere a obtención de una representación gráfica compuesta por dos líneas con pendientes diferentes. La curva bilinealizada incluye una sección elástica hasta llegar a un punto denominado fuerza de fluencia, a partir del cual la pendiente cambia, indicando la zona plástica (Ramos & Rodríguez, 2021).

Para poder calcular la curva se debe seguir los pasos de la normativa FEMA440 (2020) mismos que se describirán a continuación:

1. Elegir una representación espectral del movimiento del suelo que incluya una amortiguación inicial de (β_i) , generalmente se establece en 5%. Esta puede ser según ATC-40 o FEMA 356 la cual deberá ser un espectro determinista específico del sitio o un espectro probabilístico que contemple un riesgo uniforme.
2. Ajustar el espectro seleccionado según sea necesario para considerar la interacción suelo-estructura (SSI), siguiendo los procedimientos del Capítulo 9 de la normativa FEMA440 (2020). Esto incluye una posible reducción en las ordenadas espectrales debido a la interacción cinemática y un cambio en la amortiguación del sistema del valor inicial (β_i) a (β_0) . Si no se toma en cuenta el amortiguamiento de la cimentación, (β_0) será igual a (β_i) .

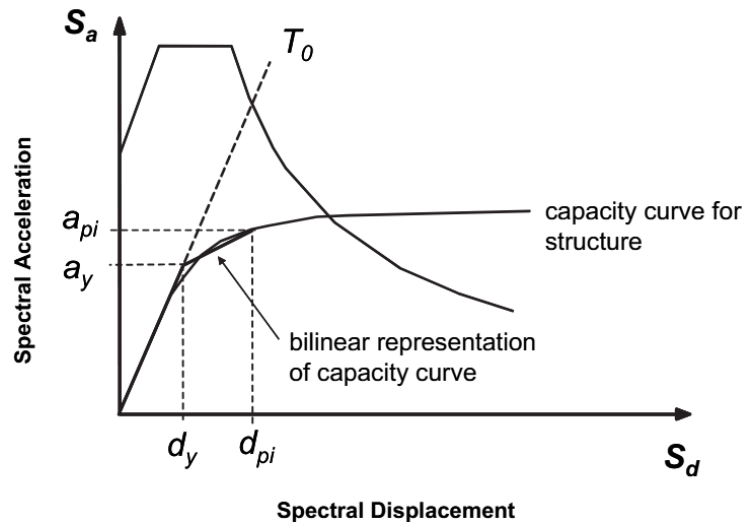
3. Transformar el espectro seleccionado a un formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento siguiendo las indicaciones del ATC-40. Este proceso representa la demandar ADRS inicial como se aprecia en la Figura 2-8.

Figura 2-8: Demanda inicial ADRS y espectro de capacidad



Fuente: Tomado de FEMA/NIBS, 2020.

Figura 2-9: Representación bilineal del espectro de capacidad



Fuente: Tomado de FEMA/NIBS, 2020

4. Elaborar una curva de capacidad para la estructura que se encuentra en evaluación. Esta curva representa la relación de un modelo SDOF de la estructura entre la aceleración y desplazamiento espectral. Cuando se realiza con la normativa FEMA 356, esta proporciona

una relación entre el corte basal y el desplazamiento del techo, lo cual requiere convertir en formato ADRS.

5. Elegir un punto de rendimiento inicial aceleración máximo (a_{pi}) y desplazamiento (d_{pi}). Este punto puede determinarse utilizando una aproximación de desplazamiento.
6. Elaborar una representación bilineal del espectro de capacidad siguiendo los procedimientos del ATC-40. Esto establece el período inicial (T_0), el desplazamiento de fluencia (d_y) y la aceleración de fluencia (a_y). Se debe tomar en cuenta que esto varía según los valores asumidos de (a_{pi}) y (d_{pi}).
7. Para la representación bilineal desarrollada en el paso 6, se debe determinar la rigidez post-elástica (α) y la ductilidad (μ) con las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad \text{Ecuación 2-32}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad \text{Ecuación 2-33}$$

8. Con los valores obtenidos de la rigidez post-elástica (α) y la ductilidad (μ), se debe determinar la amortiguación efectiva correspondiente (β_{eff}) y el período efectivo correspondiente (T_{eff}); usar las siguientes ecuaciones

Parámetros y ecuaciones para determinar la amortiguación efectiva:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ecuación 2-34}$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ecuación 2-35}$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad \text{Ecuación 2-36}$$

Parámetros y ecuaciones para determinar el periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0 \quad \text{Ecuación 2-37}$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ecuación 2-38}$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ecuación 2-39}$$

Estas ecuaciones se aplican para el rango de $T_0 = 0.2$ a 2.0 s.

2.2.11 Demanda sísmica

La demanda sísmica es la representación del movimiento de suelo del terremoto. Este movimiento genera patrones de desplazamiento horizontal en las estructuras que varían con el tiempo. Se usa de manera preliminar un espectro de respuesta elástica, mostrando la aceleración espectral en función del desplazamiento espectral. Se usan factores de reducción para considerar la disipación de energía histerética o amortiguamiento efectivo (Applied Technology Council, 1996).

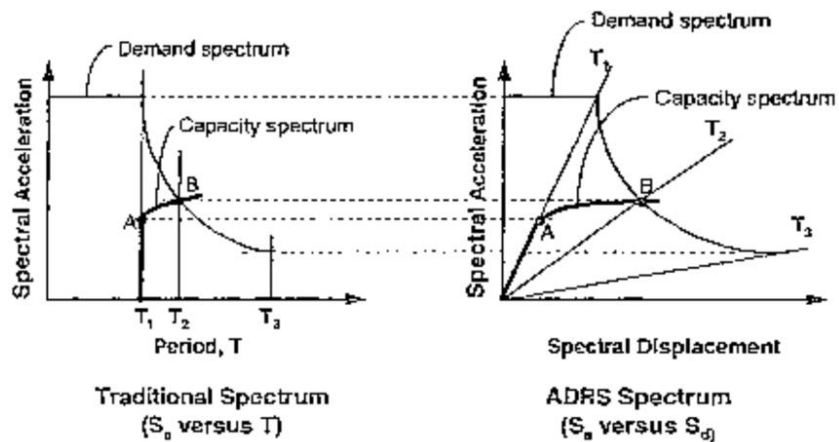
2.2.12 Curva de demanda a formato ADRS

El espectro de demanda, se encuentra en función de la aceleración espectral y el periodo de la estructura. Para convertir la curva en forma ADRS, es decir con base a la aceleración espectral y

desplazamiento espectral, es necesario convertir el período de la estructura en desplazamiento espectral, con base a la Ecuación 2-40, según ATC-40 (1996), como se aprecia en la Figura 2-10.

$$S_d = S_a * \frac{T^2}{4 * \pi^2} \quad \text{Ecuación 2-40}$$

Figura 2-10: Espectro de capacidad superpuesto sobre espectros de respuesta en formatos tradicional y ADRS



Fuente: Tomado de Applied Technology Council, 1996

2.2.13 Curva de demanda en formato ADRS a formato MADRS

Se requiere el uso de factores de reducción espectral para acercar un espectro de respuesta inicial a un nivel adecuado de amortiguación efectiva; para la realización de los procesos de linealización equivalente se usará la norma FEMA 440 (2020).

Los factores a usar en la Ecuación 2-41, se denominan coeficientes de amortiguamiento (B). Son necesarios para adecuar las coordenadas del espectro de demandas que están en función del amortiguamiento efectivo (B_{eff}).

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln B_{eff} (\%)} \quad \text{Ecuación 2-41}$$

El período efectivo (T_{eff}), comúnmente es más pequeño que el período secante (T_{sec}), es por esto que se usa un factor (M), para ajustar el espectro de demanda, mostrado en la Ecuación 2-42.

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad \text{Ecuación 2-42}$$

Con estos coeficientes se emplea la Ecuación 2-43 para convertir la curva de demanda de formato ADRS a formato MADRS.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B * (\beta_{eff})} \quad \text{Ecuación 2-43}$$

2.2.14 Aplicación del Método de Linealización Equivalente para obtener el punto de desempeño

Los procedimientos de linealización equivalente se basan en la estimación del desplazamiento elástico de un oscilador SDOF, mediante el desplazamiento elástico de un oscilador SDOF con un amortiguamiento y un período mayor que el original (FEMA/NIBS, 2020). Este método es empleado para obtener el desplazamiento en el rango inelástico de una estructura. Además, el método define el desempeño esperado de la edificación en el momento que la demanda y la capacidad máxima son idénticas.

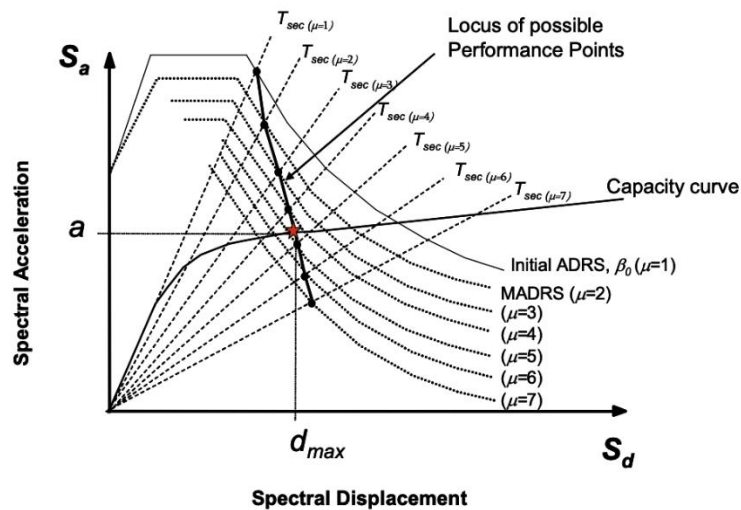
FEMA440 (2020) presenta una mejora en su procedimiento, rectificando la metodología del Método espectro de capacidad de ATC-40.

La metodología por seguir es la siguiente:

- Generar un espectro de diseño con base a la NEC-2015 y convertirlo a formato ADRS.
- Obtener la curva de capacidad de la estructura, obtenida en ETABS y convertirla a formato ADRS.
- Realizar la representación bilineal de la curva de capacidad.
- Con base al espectro de desplazamiento bilinealizado, obtener el período secante (T_{sec}), la razón de la pendiente post-elástica (α) y la ductilidad (μ).
- Con estos factores se debe calcular la amortiguación efectiva (B_{eff}) y el período efectivo (T_{eff}).
- Mediante estos datos se convierte la curva de demanda en formato ADRS a formato MADRS.

- Un punto posible de desempeño se consigue con la intersección del período secante (T_{sec}) con la curva de demanda en formato MADRS.
- Repetir el proceso hasta haber ocupado cada uno de los puntos de la curva de desplazamiento espectral.
- Analizar la intersección entre la curva de posibles puntos de desempeño con la curva de desplazamiento espectral. El punto obtenido refleja el punto de desempeño de la estructura.

Figura 2-11: Ubicación de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS

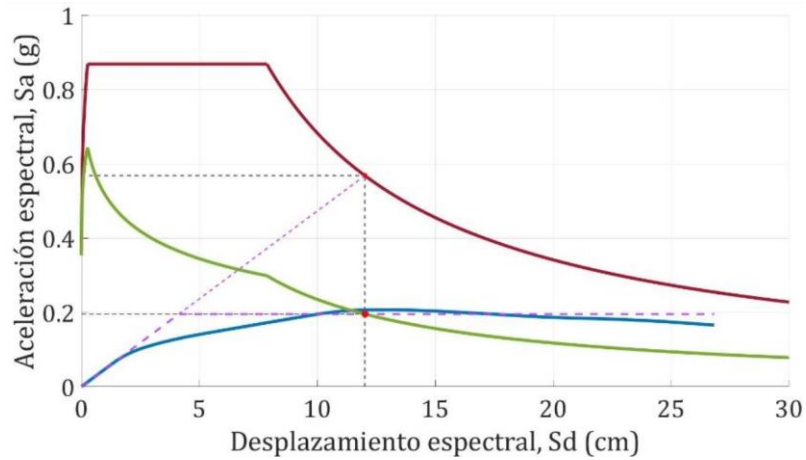


Fuente: Tomado de FEMA/NIBS, 2020.

2.2.15 Punto de desempeño

Para juzgar la aceptabilidad de un objetivo de desempeño dado, es necesario estimar el desplazamiento máximo probable para un supuesto movimiento de suelo. El punto de desempeño, ilustrado en la Figura 2-12, refleja el momento en que la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta a la estructura (Applied Technology Council, 1996).

Figura 2-12: Capacidad vs Demanda



Fuente: Tomado de Cabrera Vélez E. M., 2022

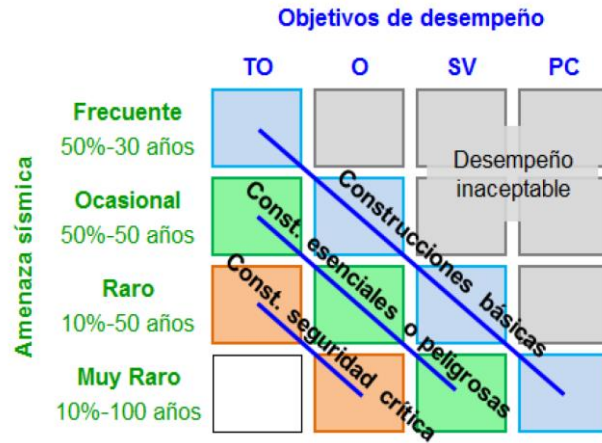
2.2.16 Diseño basado en desempeño

El principal objetivo de la ingeniería sísmica siempre ha sido proteger la seguridad de las personas, es decir que, desde la perspectiva estructural, evitar que los colapsos sean totales o parciales; es por ello que este sistema controla la resistencia y la ductilidad (Crisafulli, 2018).

En 1992, la SEAOC, a partir de las necesidades identificadas en los terremotos suscitados, se propuso la formación del comité VISION 2000 que tiene como finalidad proponer recomendaciones y metodologías de diseño sísmico (Crisafulli, 2018). Tres años después, se presenta un documento denominado *Performance-based seismic engineering of buildings*, más conocido como VISION 2000, en donde se indica el uso del diseño basado en el rendimiento o basado en prestaciones. Actualmente, esta metodología se conoce como diseño basado en el rendimiento o diseño resistente a terremotos basado en el rendimiento (Crisafulli, 2018).

Seguido de esto, en la Figura 2-13 se presenta la relación entre la amenaza sísmica y los niveles de desempeño:

Figura 2-13: Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño



Fuente: Tomado de Crisafulli, 2018

En la Tabla 2-15, Crisafulli (2018) menciona que en VISION 2000 se establecen cuatro metas de rendimiento que se relacionan con diversos grados de deterioro en la estructura, las cuales se describen de manera cualitativa, HAZUS describe en los cuatro siguientes umbrales de daño y RISK UE presenta ecuaciones para poder calcularlos.

Tabla 2-15: Grados de deterioro en las estructuras en las normas VISION 2000, HAZUS y RISK UE

Límite	VISION 2000	Distorsión de piso	HAZUS	Umbrales de daño	RISK UE	Ecuaciones
	Totalmente					
1	Operativo (TO)	< 0,2%	Leve	0.0040	Menor	$Sd_1 = 0.7 \cdot Dy$
2	Operativo (O)	0,2% a 0,5%	Moderado	0.0069	Moderado	$Sd_2 = Dy$
3	Seguridad de vidas (SV)	0,5% a 1,5%	Extenso	0.0157	Severo	$Sd_3 = Dy + 0.25(Du - Dy)$
4	Prevención de colapso	1,5% a 2,5%	Completo	0.0400	Colapso	$Sd_4 = Du$

Fuente: Adaptado de Crisafulli, 2018; FEMA/NIBS, 2020; & Milutinovic, Z. & Trendafiloski, G., 2003

Una vez mencionado en la definición sobre los grados de deterioro se explicará a continuación cada uno de ellos:

VISION 2000 (Crisafulli, 2018).

- Totalmente operativo (TO): La construcción se mantiene en funcionamiento sin interrupciones significativas. No hay daños apreciables en los elementos estructurales y no estructurales. La respuesta es elástica, y no hay deformaciones remanentes de gran importancia.
- Operativo (O): Se producen daños leves. La mayoría de las actividades y servicios pueden reanudarse después del terremoto. Puede haber fisuras o deformaciones menores.
- Seguridad de vidas (SV): Se produce un daño moderado. La estructura se mantiene estable, pero la resistencia y rigidez son menores. Se observan deformaciones

remanentes. El edificio puede quedar fuera de servicio y requerir evacuación. La reparación puede ser costosa.

- Prevención de colapso: Se producen daños severos, pero se evita el colapso total. Pueden ocurrir fallos en elementos no estructurales. Se observan deformaciones remanentes significativas.

Los límites mencionados anteriormente se usan para todos los tipos de edificaciones existentes sin especificación alguna.

HAZUS (FEMA/NIBS, 2020).

- Leve: este daño ocurre cuando se presentan grietas en las soldaduras y se forman pequeñas deformaciones en las conexiones.
- Moderado: en las conexiones se presentan grietas muy importantes y en las conexiones atornilladas se ven pernos rotos o los orificios de estos se han ensanchado.
- Extenso: en la mayoría de los miembros de acero se ha excedido la capacidad de fluencia, lo que en consecuencia produce la deformación lateral de la estructura. Además de esto, por las rotaciones de los miembros en las conexiones, conexiones fallidas y bridas pandeadas los miembros estructurales pudieron haberse excedido su capacidad máxima. En consecuencia, de todo lo antes mencionado, puede haber un colapso parcial de las estructuras ya que las conexiones y los elementos han sufrido fallas críticas.
- Completo: en este daño una gran cantidad de elementos estructurales ya han excedido sus capacidades finales los cuales provocan que algunos elementos estructurales y las conexiones hayan fallado. Sumado a esto se ha provocado un desplazamiento lateral muy peligroso el cual en un algún momento puede provocar un colapso parcial o un colapso total de la edificación. Se estima que el 8% de los de baja altura, 5% de los de media altura y el 3% de los de gran altura del área total de las edificaciones que cuenten con daños completos, se derrumben.

Se escogieron los rangos mencionados anteriormente debido a que, el edificio es un marco de momento de acero (S1), es decir, dicho edificio cuenta con estructuras de vigas y columnas de acero. Una vez definido, se procede a analizar el tipo de nivel de diseño sísmico al que corresponde,

en este caso, corresponde al código moderado. Finalmente, se debe clasificar la altura, misma que se divide en alta, media y baja. La altura del edificio es de 13.45 m, la cual pertenece al rango de media altura, permitiendo que se determinen las derivas entre pisos en el estado de los umbrales de daño que se usaran para realizar la evaluación.

RISK UE (Milutinovic, Z. & Trendafiloski, G., 2003).

- Menor: daño insignificante leve.
- Moderado: daño leve estructural, moderado no estructural.
- Severo: daño estructural moderado, no estructural pesado.
- Colapso: daño estructural pesado, no estructural muy pesado y colapso estructural total o parcial.

Las ecuaciones mencionadas anteriormente se usan para todas las edificaciones sin importar sus características o como estén construidas ya que estas se ajustan a la curva de capacidad de cada uno de ellos.

Capítulo 3

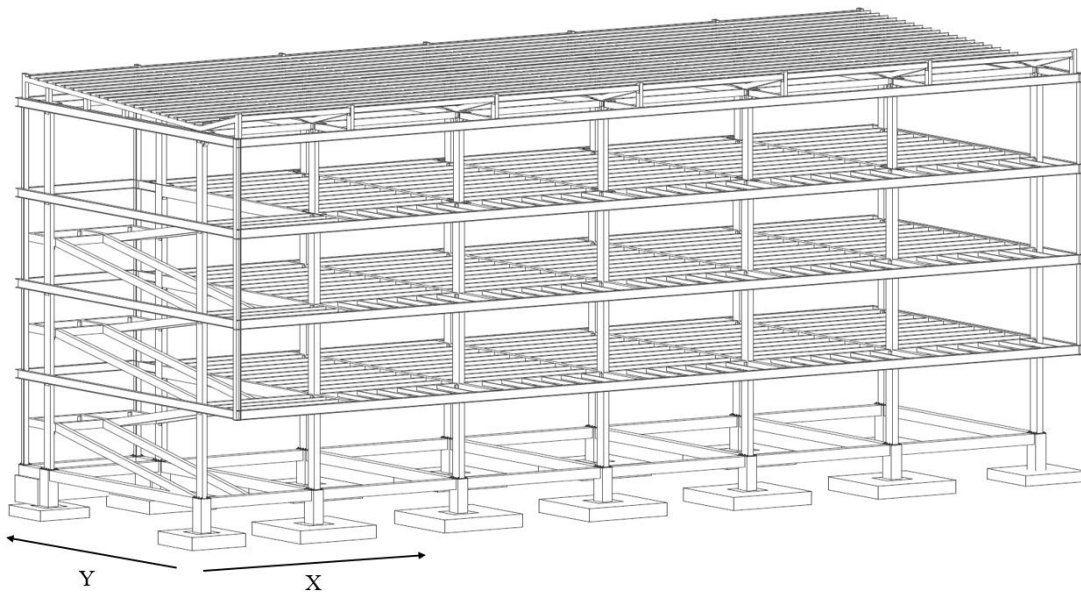
3. Descripción de la estructura

3.1 Descripción general del edificio

El edificio en cuestión, está localizado en la ciudad de Cuenca, tiene un total de 4 plantas las cuales fueron construidas con base a la norma NEC-11. Su estructura está conformada por acero A36 y hormigón armado, compuesta por varios tipos de columnas y vigas las cuales serán descritas con mayor detalle más adelante.

En la Figura 3-1 se muestran los ejes que se utilizaron para referenciar la edificación.

Figura 3-1: Representación de los ejes principales, X y Y



Fuente: Barrera, 2012

3.2 Características de los materiales

Tabla 3-1: Características de los materiales

Material	Resistencia a la compresión, f'c (Kg/cm ²)
Hormigón estructural	240
Hormigón ciclópeo	180
Perfiles Metálicos	2350
Armaduras de Refuerzo	4200
Ladrillo	60
Madera (AVIO)	
Clase Resistente	C24
Anejo E1 (CTE-DB-SE-M)	

Fuente: Tomado de Barrera, 2012

3.3 Tolerancias geométricas en construcción

Las tolerancias geométricas, hacen referencia a las desviaciones o variaciones, en base a las dimensiones, posiciones y formas, como se ve en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2: Tolerancias geométricas

Elementos metálicos	±2%
Elementos de hormigón	±5 mm.
Replanteo y construcción	±5 mm.
Excavación	±2 cm.

Fuente: Adaptado de Barrera, 2012

3.4 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

Para determinar la categoría y el coeficiente de importancia, se decide con base a la NEC. Una vez mencionada y revisada la normativa, el edificio en análisis está categorizado como una estructura especial, con un valor en el coeficiente de importancia $I = 1.3$. El objetivo del factor I es determinar el nivel de resistencia sísmica que debe tener una estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

3.5 Especificaciones técnicas

Se puede apreciar en los planos los datos más importantes relacionados al hormigón y el acero de refuerzo los cuales fueron usados en la construcción del edificio:

$f'c$ = resistencia del hormigón a la compresión a los 28 días = 240 kg/cm² ~ 24 MPa (Barrera, 2012).

f_y = límite de fluencia del acero de refuerzo = 4200 kg/cm² ~ 420 MPa (Barrera, 2012).

3.6 Módulo de elasticidad del concreto (E_c)

Se usa la Ecuación 3-1, la cual se obtuvo del ACI 318 – 19 (2019), la cual define E_c , que a su vez se le calcula de una manera similar que la NEC – SE – HM.

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c}$$

Ecuación 3-1

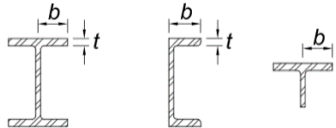
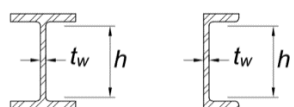
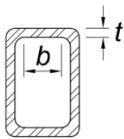
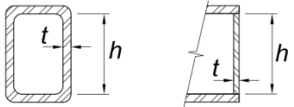
3.7 Elementos estructurales

Con base al AISC 341-22 (2022), es necesario ocupar un sistema resistente a fuerzas sísmicas (SFRS). El edificio designado al análisis cuenta con más un sistema de pórticos a momento, por lo que cumple con la normativa. Referente a los elementos estructurales, tanto vigas y columnas deben tener las alas conectadas de manera continua al alma.

3.8 Vigas

Los elementos que están sujetos a flexión se los clasifican en secciones compactas, no compactas y elementos esbeltos. Para que una sección sea compacta la relación ancho-espesor de compresión no debe exceder las relaciones límite ancho-espesor λ_p . En el caso de que se exceda λ_p , pero no exceda λ_r la sección no es compacta. Finalmente, en el caso de que la relación ancho-espesor exceda λ_r , la sección es esbelta (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), 2022). Esto se aprecia en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3: Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión

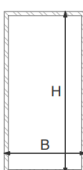
	Descripción del elemento	Razón ancho-espesor	Razón ancho-espesor límite		Ejemplo
			λ_p (compacta/ no compacta)	λ_r (esbelto/ no esbelto)	
Elementos no atiesados	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes	b/t	$0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de doble T simétricas y canales	h/t _w	$3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atiesados	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme	b/t	$1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón	h/t	$2.42 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

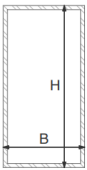
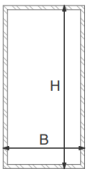
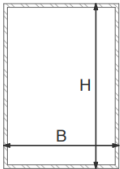
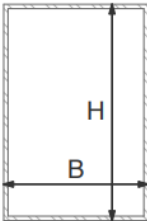
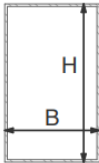
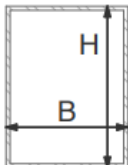
Fuente: Adaptado de AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), 2022

Según estos parámetros, la clasificación de los elementos sometidos a flexión en el edificio de estudio se muestra a continuación.

3.8.1 Vigas rectangulares

Tabla 3-4: Vigas rectangulares

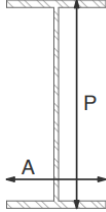
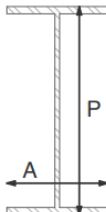
Nombre	Sección (b x h) (mm)	Espesor (mm)	Detalle	Clasificación
Viga tipo 1	250 x 500	17		Compacta con moderada ductilidad

Viga tipo 2	200 x 450	12		Compacta con moderada ductilidad
Viga tipo 3	200 x 400	10		Compacta con moderada ductilidad
Viga tipo 4	250 x 360	8		Compacta con moderada ductilidad
Viga tipo 5	200 x 300	6		Compacta con moderada ductilidad
Viga tipo 6	150 x 250	4		Compacta con moderada ductilidad
Viga tipo 7	150 x 200	5		Compacta con moderada ductilidad

Fuente: Adaptado de Barrera, 2012

3.8.2 Vigas tipo I



Tabla 3-5: Vigas tipo I

Nombre	Sección (TIPO)	Peralte (mm)	Ancho (mm)	Espesor alas (mm)	Espesor alma (mm)	Detalle	Clasificación
Viga metálica tipo 8	IPE - 360	360	170	12.7	8		Compacta con moderada ductilidad
Viga metálica tipo 9	IPE - 330	330	160	11.5	7.5		Compacta con moderada ductilidad

Fuente: Adaptado de Barrera, 2012.

3.9 Correas metálicas

Tabla 3-6: Correas metálicas

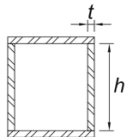
Nombre	Sección G (mm)	Espesor (mm)	Detalle	Clasificación
Correa tipo 1	150 x 50 x 20	4		Compacta
Correa tipo 2	80 x 40 x 15	3		Compacta

Fuente: Adaptado de Barrera, 2012.

3.10 Columnas

Para que una columna sea considerada como una sección sísmicamente compacta, debe cumplir con los parámetros del SRSC, los cuales ya fueron descritos anteriormente y las relaciones ancho-espesor no deben exceder los parámetros máximos de ancho-espesor λ_{hd} , como se ve en la siguiente tabla.

Tabla 3-7: Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión

Descripción del elemento	Razón ancho-espesor	Razón ancho-espesor límite		Ejemplo
		λ_p (compacta/ no compacta)	λ_r (esbelto/ no esbelto)	
Usados en vigas, columnas o conexiones, como almas en flexión o combinación entre axial y flexión.	h/t	Para $C_a \leq 0.113$	Para $C_a \leq 0.113$	
		2.45	3.76	
		$*(1 - 1.04 * C_a)$	$*(1 - 3.05$	
		$* \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$* C_a) * \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Elementos atiesados		Para $C_a > 0.113$	Para $C_a > 0.113$	
Almas de tubos rectangulares y secciones cajón		2.26	2.61	
		$*(1 - 0.38 * C_a)$	$*(1 - 0.49$	
		$* \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$* C_a) * \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
		$\geq 1.56 * \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\geq 1.56 * \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Fuente: Adaptado de AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), 2022.

Donde:

$$C_a = \frac{\alpha_s * P_r}{R_y * F_y * A_g} \quad \text{Ecuación 3-2}$$

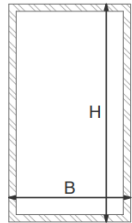
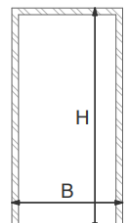
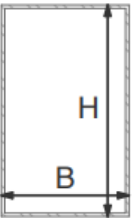
A_g Área bruta de la sección (cm²)

- E Módulo de elásticas del acero (kg/cm^2)
 F_y Límite elástico mínimo esperado (kg/cm^2)
 P_r Fuerza axial requerida usando combinaciones de carga LRFD o ASD
 R_y Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado
 α_s Factor de ajuste del nivel de fuerza LRFD-ASD (LRFD=1, ASD=1.5)

Según estos términos, los elementos sometidos a compresión se clasifican en: columnas rectangulares y tipo I.

3.10.1 Columnas rectangulares

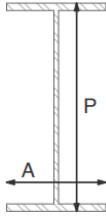
Tabla 3-8: Columnas rectangulares

Nombre	Sección (mm) (b x h)	Espesor (mm)	Uniones soldadas	Detalle	Miembros sometidos a compresión axial
Pilar metálico tipo 1	250 x 450	15	Electrodo E 60-11		No esbelta
Pilar metálico tipo 2	200 x 400	12	Electrodo E 60-11		No esbelta
Pilar metálico tipo 3	150 x 250	4 mm	Electrodo E 60-11		No esbelta

Fuente: Adaptado de Barrera, 2012

3.10.2 Columnas tipo I

Tabla 3-9: Columnas tipo I

Nombre	Sección (TIPO)	Peralte (mm)	Ancho (mm)	Espesor alas (mm)	Espesor alma (mm)	Detalle	Clasificación
Pilar metálico tipo 4	HEB – 200	200	200	15	9		Compacta con moderada ductilidad

Fuente: Adaptado de Barrera, 2012

3.11 Losas

En la edificación, se hace uso de losas colaborantes o también llamadas *steel deck*. Estas son muy populares debido a su rápida construcción; y las ventajas que aporta son: ensamblaje fácil, rápido y liviano, control de calidad y transporte asequible (Yu-Cheng Kan, *et al.*, 2013).

Las losas del edificio están constituidas por placas de acero galvanizado $e=0.65\text{mm}$, con una altura de 60 mm y sobre esto se coloca hormigón $f'c=240\text{ kg/cm}^2$ con una altura de 120 mm para que finalmente quede la losa deseada. La primera, segunda y tercera planta tiene un espesor de 45 cm y para la cubierta el espesor es de 50 cm. La capa superior o capa de compresión tiene un espesor de 5 cm (Barrera, 2012).

3.12 Conexiones

Basado en la normativa AISC 358-22 (2022), se plantean dos tipos de conexiones precalificadas entre viga y columna con respecto a las disposiciones sísmicas los cuales son SMF (pórticos especiales a momento) y FMI (pórticos intermedios a momento).

En este caso, se han implementado conexiones FMI, debido a que éstos proporcionan una menor capacidad de rotación, por lo que el factor de reducción de resistencia sísmica (R) será más bajo en comparación con una conexión SMF.

Capítulo 4

4. Resultados

4.1 Cargas

4.1.1 Cargas muertas

También conocidas como cargas permanentes, son aquellas que están conformadas por todos los elementos que conforman la estructura de manera permanente. Se puede apreciar en la Tabla 4-1 las cargas muertas aplicadas en el modelo de la edificación.

Tabla 4-1: Carga muerta

Ocupación o uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Losa	0.22
Paredes alivianadas	0.03
Terminados	0.10
Plancha ondulada de fibrocemento (6 mm)	0.15

Fuente: Elaboración propia

4.1.2 Cargas vivas

También conocidas como sobrecargas de uso, van a depender del uso al que va a estar destinada la edificación. En la Tabla 4-2 se puede apreciar las cargas que se asignarán en los diferentes espacios del edificio.

Tabla 4-2: Carga viva

Ocupación o uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Aulas	2
Corredores segundo piso y superior	4
Corredores primer piso	4.80

Fuente: Elaboración propia

4.2 Diseño basado en fuerzas (DBF)

4.2.1 Espectro de respuesta elástico

Para el cálculo del espectro de respuesta elástico, con un amortiguamiento del 5 %, se hará uso de los parámetros descritos en la NEC-SE-DS, mostrados en el capítulo 2.1.2 Según esto, los

parámetros para el cálculo del espectro elástico definido por un período de retorno de 475 y 2500 años están expresados en la Tabla 4-3.

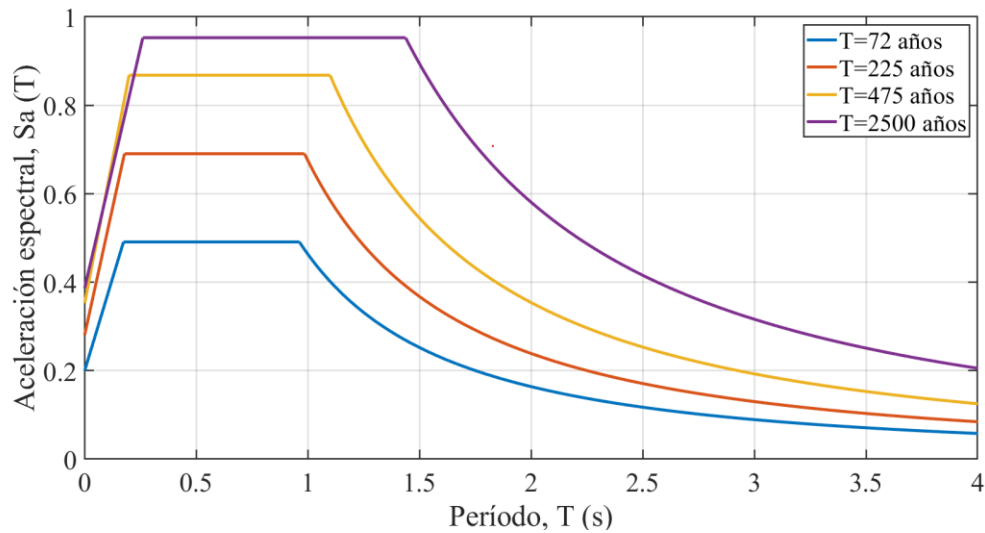
Tabla 4-3: Parámetros para el cálculo del espectro de respuesta elástico definidos por un período de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años

Parámetro	Valor (T ₇₂)	Valor (T ₂₂₅)	Valor (T ₄₇₅)	Valor (T ₂₅₀₀)
Z	0.11	0.16	0.25	0.34
F _a	1.8	1.74	1.4	1.13
F _d	2.1	2.065	1.75	1.66
F _s	1.5	1.51	1.6	1.78
η	2.48	2.48	2.48	2.48
r	1.5	1.5	1.5	1.5

Fuente: Adaptado de Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019

Al haber planteado los criterios anteriormente, se calculan los espectros de respuesta elástico con base a cada escenario sísmico, como se ve en la Figura 4-1.

Figura 4-1: Espectro de respuesta elástico definidos por un período de retorno de 475 y 2500 años



Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Período fundamental de vibración

Como se había planteado en la sección 2.1.3, se hará uso del período fundamental obtenido en ETABS mediante análisis modal, como se aprecia en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4: Modos de vibrar

Modo	Período (s)	UX	UY	RZ
1	1.074	1	0	0
2	0.723	0.000	0.846	0.153
3	0.670	0.001	0.157	0.841
Sumatoria de la masa modal		1.001	1.003	0.994

Fuente: Elaboración propia

Se tomaron en cuenta los tres primeros modos de vibrar, debido a que la sumatoria de la masa modal acumulada debe dar el 90% de la masa de la estructura en todas las direcciones horizontales principales (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Siendo el primero modo el período fundamental de la estructura con un período de 1.074 s.

4.2.3 Cortante basal estático

El cortante basal se calcula mediante la Ecuación 2-4, planteada en la sección 2.1.4, usando los parámetros establecidos en la Tabla 4-5.

Tabla 4-5: Parámetros para el cálculo del cortante basal elástico

Parámetro	Definición	Valor
$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración	
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación	0.9 y 1
I	Coefficiente de importancia	1.3
R	Factor de reducción de resistencia sísmica	5
W	Carga sísmica reactiva	688.05 Tn
T_a	Período de vibración	1.074 s

Fuente: Adaptado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Para el cálculo del cortante de cada piso, se hace uso de la Ecuación 2-5. Para el cálculo del factor k se emplean los criterios de la Tabla 2-10 donde se puede apreciar los resultados en la Tabla 4-6. Ya que $T(s) = 1.027$, se usa la expresión $k = 0.75 + 0.50 * T$. Por lo tanto, $k = 1.2425$.

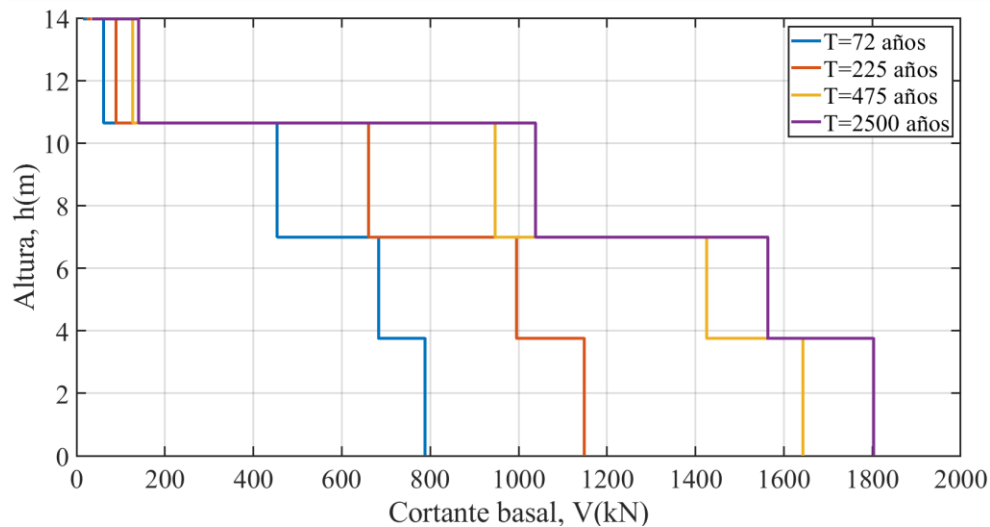
Tabla 4-6: Cortante por piso

Piso	h_x (m)	T_{72}	T_{225}	T_{475}	T_{2500}
		V_i (Kn)			
Entrepiso 4	13.98	61.20	89.17	127.51	139.97
Entrepiso 3	10.65	453.72	661.09	945.36	1037.74
Entrepiso 2	7	683.48	995.85	1424.07	1563.23
Entrepiso 1	3.75	788.46	1148.81	1642.81	1803.34

Fuente: Elaboración propia

La representación gráfica se puede apreciar en la Figura 4-2.

Figura 4-2: Distribución del cortante en cada piso



Fuente: Elaboración propia

4.2.4 Deriva de piso

Las derivas inelásticas de piso deben ser como máximo el 2% en esta evaluación. Se usaron casos de carga estáticos, simulando el sismo tanto en el eje X como el eje Y. Mediante ETABS se calcularon las derivas elásticas que tendrá cada piso con base a los casos de carga, y finalmente, mediante la Ecuación 2-6 se calcularon las derivas inelásticas como se puede apreciar en la Tabla 4-8 y Tabla 4-10.

Tabla 4-7: Desplazamientos. Caso de carga estático en el eje X

Piso	Entrepiso (m)	Desplazamientos (mm)			
		T ₇₂	T ₂₂₅	T ₄₇₅	T ₂₅₀₀
Entrepiso 1	3.75	16.78	24.43	34.95	38.3
Entrepiso 2	3.75	37.15	54.09	77.39	84.81
Entrepiso 3	3.25	51.93	75.59	108.16	118.53
Entrepiso 4	3.65	58.56	85.25	121.98	133.67

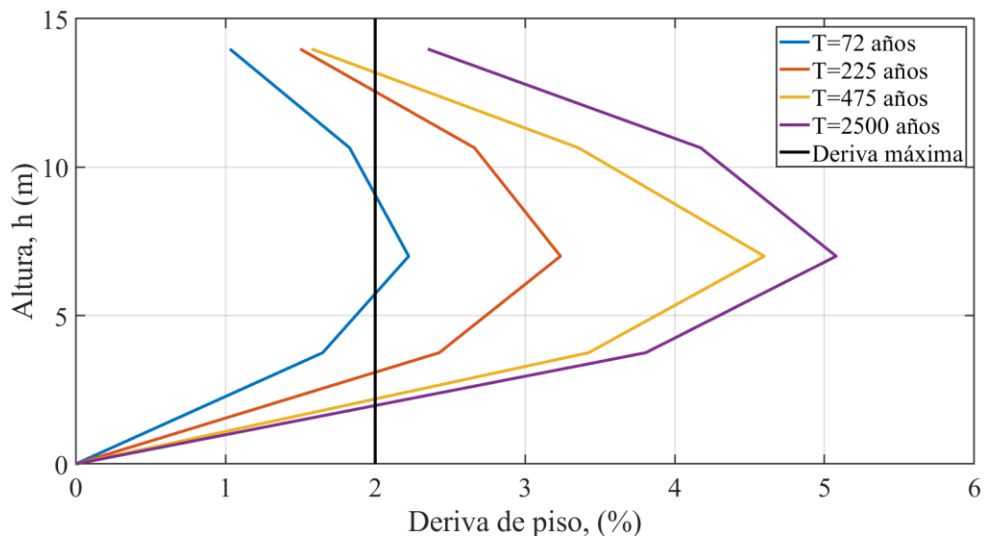
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-8: Derivas inelásticas. Caso de carga estático en el eje X

Piso	Entrepiso (m)	Deriva inelástica (%)			
		T ₇₂	T ₂₂₅	T ₄₇₅	T ₂₅₀₀
Entrepiso 1	3.75	1.65	2.43	3.43	3.81
Entrepiso 2	3.75	2.22	3.24	4.60	5.08
Entrepiso 3	3.25	1.83	2.66	3.36	4.17
Entrepiso 4	3.65	1.03	1.50	1.58	2.35

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-3: Representación gráfica de las derivas inelástica. Caso de carga estático en el eje X



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-9: Desplazamientos. Caso de carga estático en el eje Y

Piso	Entrepiso (m)	Desplazamientos (mm)			
		T ₇₂	T ₂₂₅	T ₄₇₅	T ₂₅₀₀
Entrepiso 1	3.75	7.59	11.05	15.82	17.33
Entrepiso 2	3.75	17.37	25.28	36.18	39.65
Entrepiso 3	3.25	24.70	35.96	51.45	56.38
Entrepiso 4	3.65	29.03	42.26	60.46	66.26

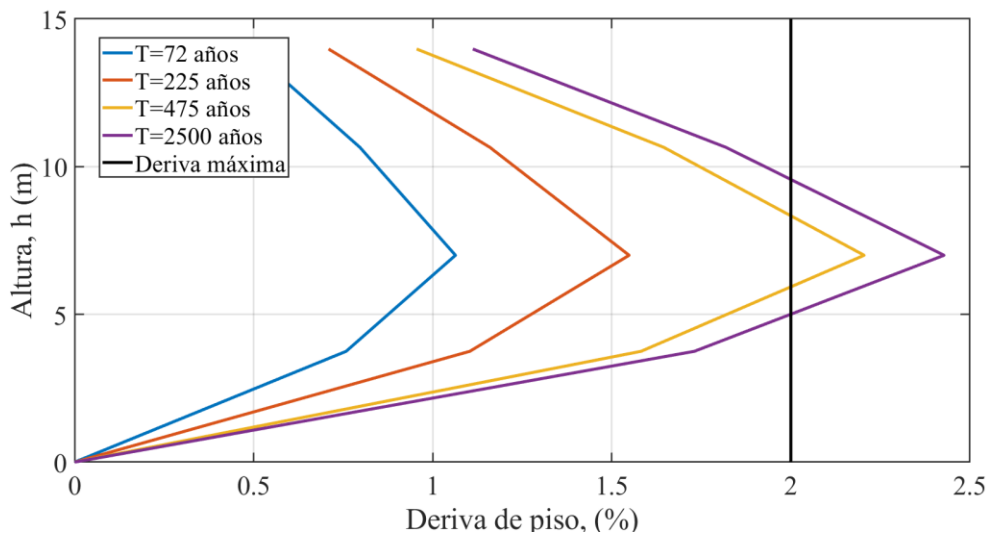
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-10: Derivas inelásticas. Caso de carga estático en el eje Y

Piso	Entrepiso (m)	Deriva inelástica (%)			
		T ₇₂	T ₂₂₅	T ₄₇₅	T ₂₅₀₀
Entrepiso 1	3.75	0.76	1.10	1.58	1.73
Entrepiso 2	3.75	1.06	1.55	2.20	2.43
Entrepiso 3	3.25	0.80	1.16	1.65	1.82
Entrepiso 4	3.65	0.49	0.71	0.96	1.11

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-4: Representación gráfica de las derivas inelásticas. Caso de carga estático en el eje Y



Fuente: Elaboración propia

4.3 Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas, mencionadas en el capítulo 2.2.5, son de suma importancia en las estructuras, ya que garantizan la seguridad y estabilidad estructural. Estas padecen deformaciones controladas en elementos estructurales al momento de un evento sísmico, disipando energía de manera controlada.

Se calcularon de forma manual cada una de las rótulas plásticas, tanto en vigas y columnas, debido a que, el edificio a evaluar, cuenta con vigas rectangulares y cuadradas y el software comercial ETABS únicamente calcula las vigas tipo I. Con base a esta incongruencia, se calculó manualmente las rótulas plásticas para observar la variación que existe entre la curva de capacidad de la estructura y a su vez el punto de desempeño de la misma.

4.3.1 Rótulas plásticas en vigas

El procedimiento se basó en ASCE 41-17 (2017), mediante la formulación planteada en el capítulo 2.2.5. Mediante la Ecuación 2-19 se calcula la rotación generalizada que debe tener el elemento para comenzar a deformarse (θ_y). Para determinar este factor, se emplean las especificaciones mostradas de todos los perfiles, que se profundizan en la sección 3.10.

Tabla 4-11: Parámetros para el cálculo de la rotación generalizada en vigas

Parámetro	Definición	Valor
E	Módulo de elasticidad del acero	2100000 kg/cm ²
F _y	Límite de fluencia del acero	2395.51 kg/cm ²
η	Módulo de Poisson	0.3
G	Módulo de corte	807692.31 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

Para la determinación del límite de fluencia del acero (F_y), se usó un valor de 36 ksi, ya que los productores de acero en el país generan perfiles con esta especificación. Al transformar sus unidades a kg/cm², se obtiene el valor mencionado anteriormente. Por otro lado, para calcular el valor del módulo de corte, se usa la Ecuación 4-1.

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)}$$

Ecuación 4-1

Para calcular el valor de la capacidad de momento plástico esperado de la sección con respecto al eje de flexión (M_{pe}), se usa la Ecuación 2-23.

Con base a este parámetro se obtienen los ángulos de rotación plástica (a y b) y la relación de resistencia residual (c). A su vez se determina los niveles de desempeño de dicha rótula plástica (IO, LS y CP) explicados en la Tabla 2-13.

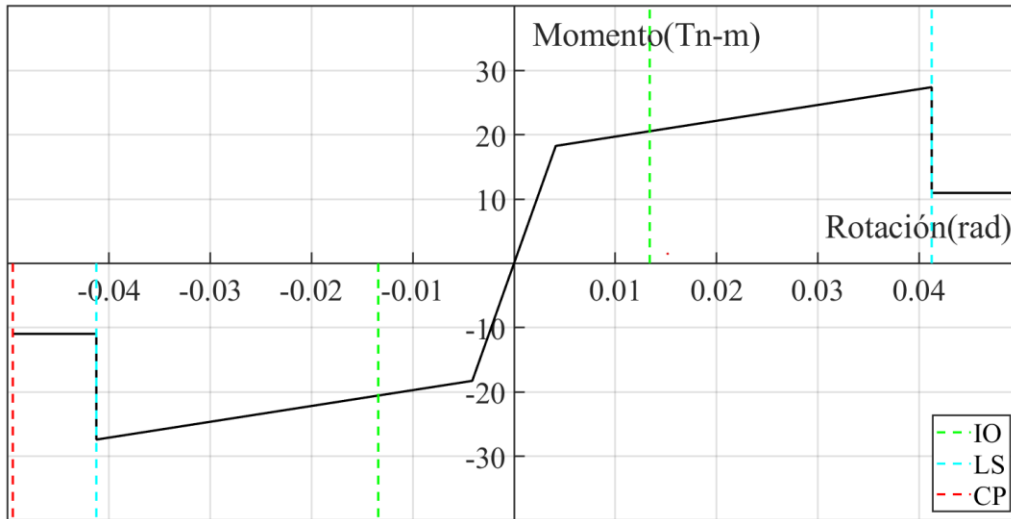
Finalmente se presenta, en la Tabla 4-12 los diferentes tipos de perfiles de la edificación en cuestión. El cálculo manual de los parámetros para la gráfica del momento-rotación se aprecia en la Figura 4-5.

Tabla 4-12: Cálculo manual de rótulas plásticas en vigas en MATLAB

Tipo de viga	Longitud (m)	Momento de fluencia (Tn-m)	Momento plástico (Tn-m)	Rotación manual (rad)	Rotación ETABS (rad)
IPE 330	2.76	18.27	27.41	0.004126	0.004221
IPE 330	1.09	18.27	27.41	0.002771	0.002687
IPE 330	1.855	18.27	27.41	0.003209	0.002936
IPE 330	6.68	18.27	27.41	0.008913	0.008903
IPE330	10.7	18.27	27.41	0.01406	0.014638
IPE330	6.5	18.27	27.41	0.008684	0.009019
VC250x150x4	2.76	6.34	9.51	0.005506	0.005328
VC300x200x6	10.7	14.41	21.62	0.01629	0.016252
VC300x200x6	1.09	14.41	21.62	0.003009	0.00973
VC300x200x6	6.5	14.41	21.62	0.01004	0.00973
VC360x250x8	2.76	28.20	42.31	0.004099	0.003927
VC450x200x12	10.7	51.27	76.90	0.01155	0.011427
VC500x250x17	10.7	93.39	140.09	0.01038	0.010846

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-5: Curva momento-rotación para una viga



Fuente: Elaboración propia

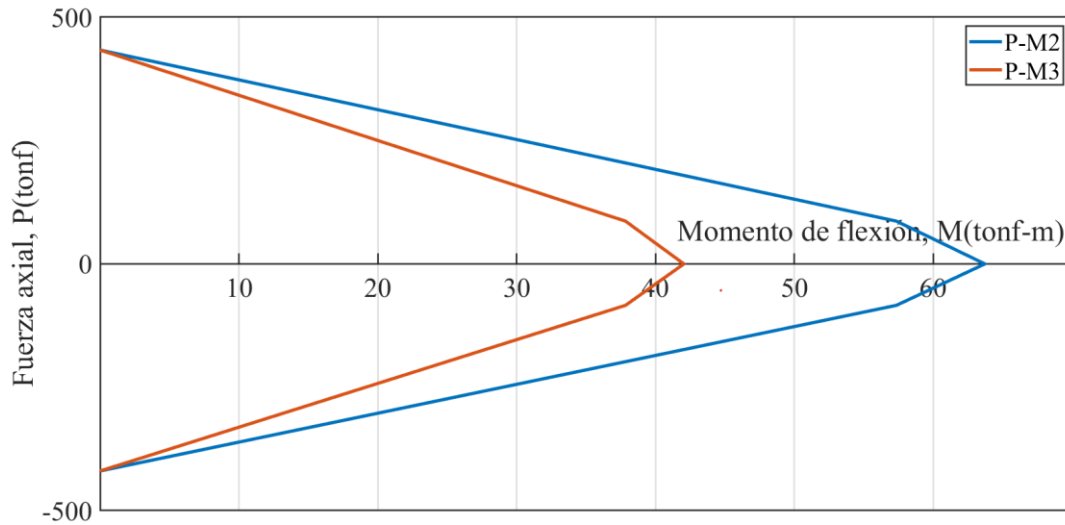
4.3.2 Rótulas plásticas en columnas

Este proceso se detalla en el capítulo 2.2.5. Primero se busca determinar la rotación generalizada que debe tener el elemento para comenzar a deformarse (θ_y) como se aprecia en la Ecuación 2-20.

Las fuerzas usadas para la determinación de los parámetros mencionados son los referentes al diagrama de interacción de la columna como se puede apreciar en la sección 2.2.6.

Una columna en presencia de una excitación se va a pandear en una dirección desconocida, por lo que es necesaria la determinación de un diagrama de interacción en cada uno de los 360° con respecto a su eje. En este ejemplo se analizó un pilar metálico tipo 1, descrito en la sección 3.10. Por motivos didácticos, se calculó un diagrama de interacción en dos direcciones, tanto para el eje X y para el eje Y, como se aprecia en la Figura 4-6.

Figura 4-6: Diagrama de interacción de la columna



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 4-13 se aprecia las fuerzas aplicadas a la columna.

Tabla 4-13: Fuerzas actuantes en la columna

Fuerzas actuantes en la columna	Valor (tonf)
PG	86.22
P _{ye}	481.49
P	86.66

Fuente: Elaboración propia

Se emplea la Ecuación 2-24 para el cálculo de la capacidad de momento plástico esperado de la sección alrededor del eje de flexión reducido por el efecto de la fuerza axial (M_{pce}) como se puede apreciar en la Tabla 4-14.

Tabla 4-14: Cálculo manual de rótulas plásticas en columnas en MATLAB

Tipo de columna	Longitud (m)	Momento plástico (Tn-m)	Rotación (rad)
PC450x250x15	3.75	42.49	0.006138

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 4-15 se han determinado los factores a, b, c, y los niveles de desempeño (IO, LS y CP) de cada rótula plástica en columnas, para poder hacer los cálculos se usó la Tabla 2-14.

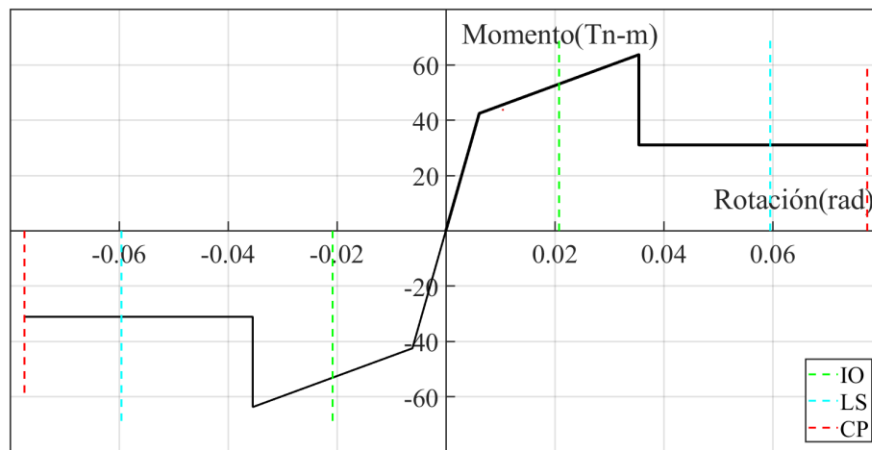
Tabla 4-15: Parámetros para graficar la relación momento-rotación

a	b	c	IO	LS	CP
0.0293	0.0712	0.7314	0.0147	0.0534	0.0712

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se grafica la relación momento-rotación de la rótula plásticas, para poder conocer el nivel de desempeño de la misma.

Figura 4-7: Curva momento-rotación para una columna



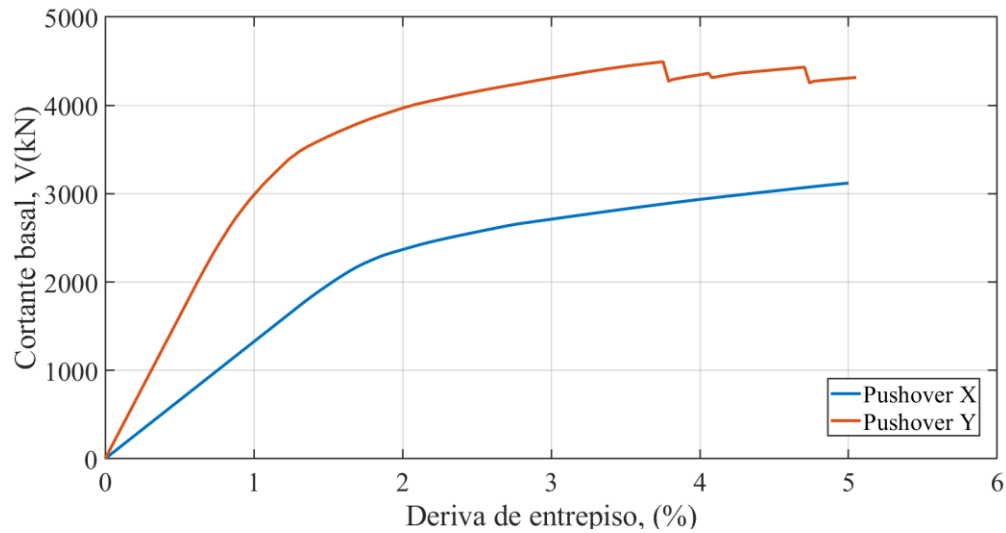
Fuente: Elaboración propia

4.4 Curva de capacidad

Con la ejecución del modelo en ETABS, se determinó la curva de capacidad representadas por el cortante basal y el desplazamiento en el techo con respecto a sus ejes de estudio.

En la Figura 4-8 se la puede apreciar.

Figura 4-8: Curva de capacidad



Fuente: Elaboración propia

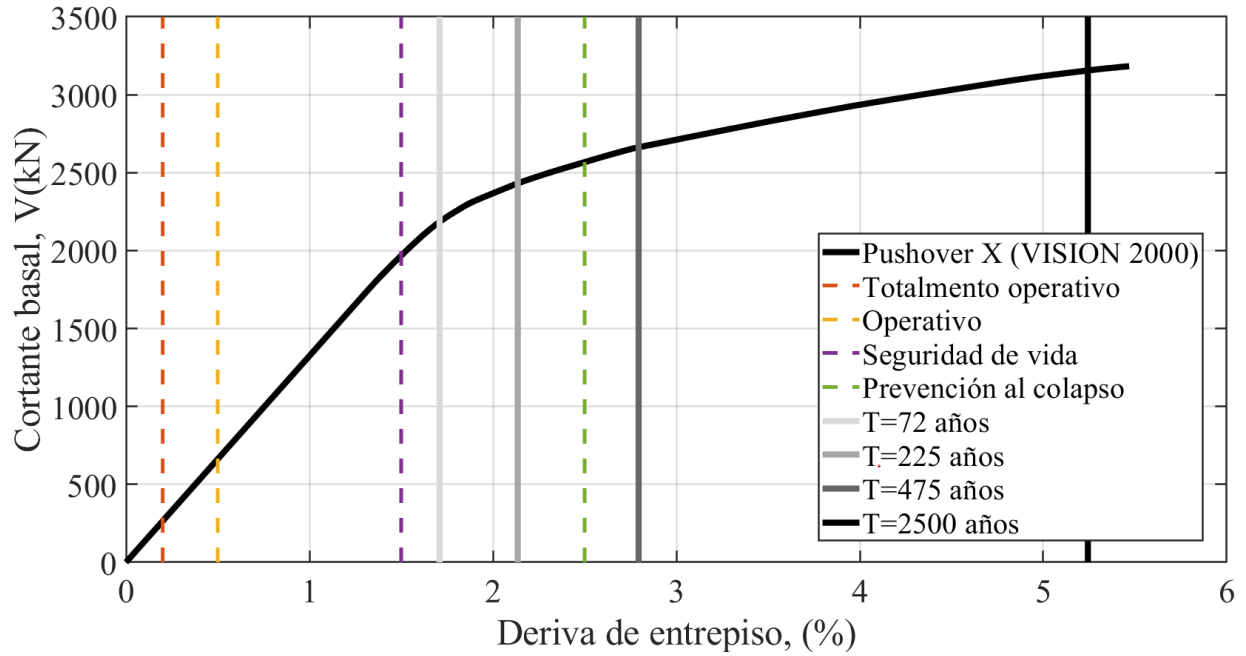
4.5 Punto de desempeño

El proceso para determinar el punto de desempeño se encuentra en la sección 2.2.14. En las siguientes figuras se pueden ver los resultados para cada período de retorno analizado.

4.6 Diseño basado en desempeño

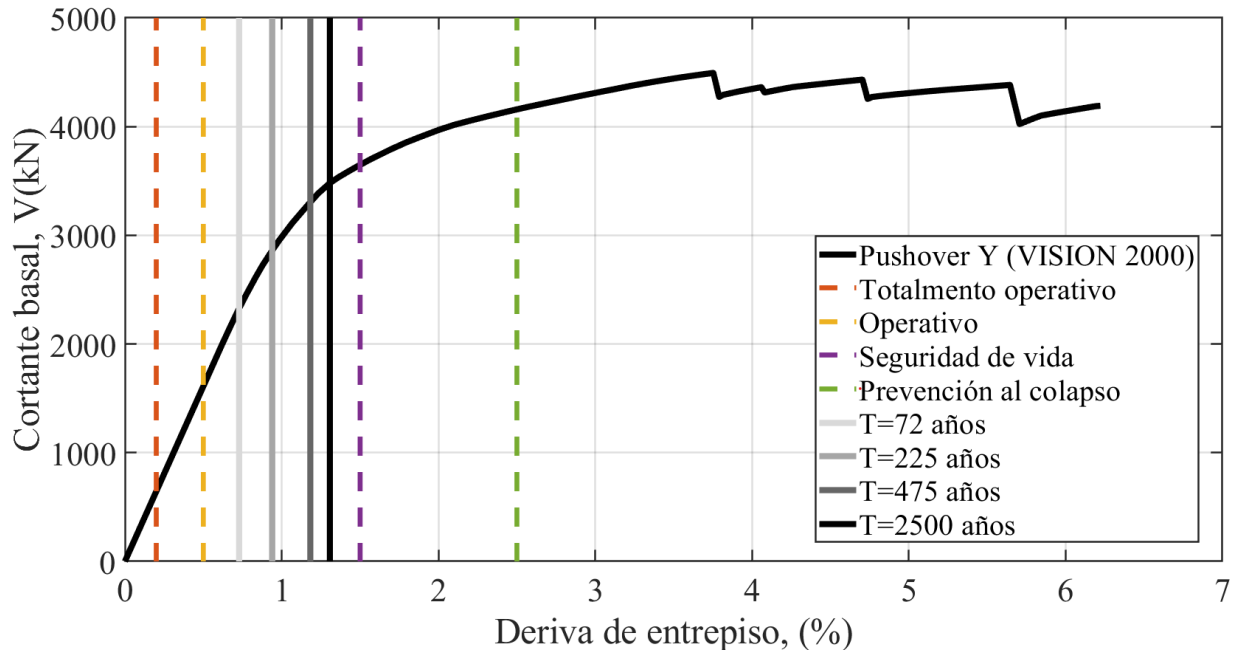
El desempeño del edificio se profundiza en la sección 2.2.16. En las figuras que se muestran a continuación se muestra el grado de deterioro de las estructuras, con base a la normativa de VISION 2000, HAZUS y RISK UE para cada sentido analizado que fueron X y Y.

Figura 4-9: Análisis de desempeño, sentido X (VISION 2000)



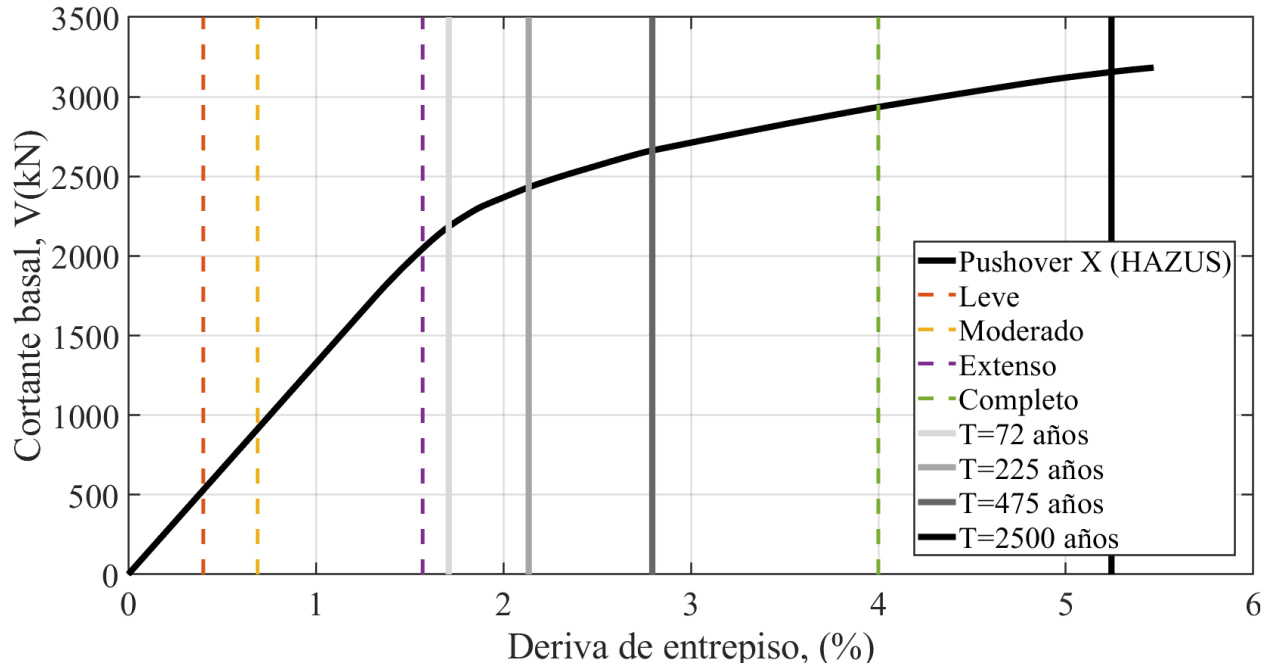
Fuente: Elaboración propia

Figura 4-10: Análisis de desempeño, sentido Y (VISION 2000)



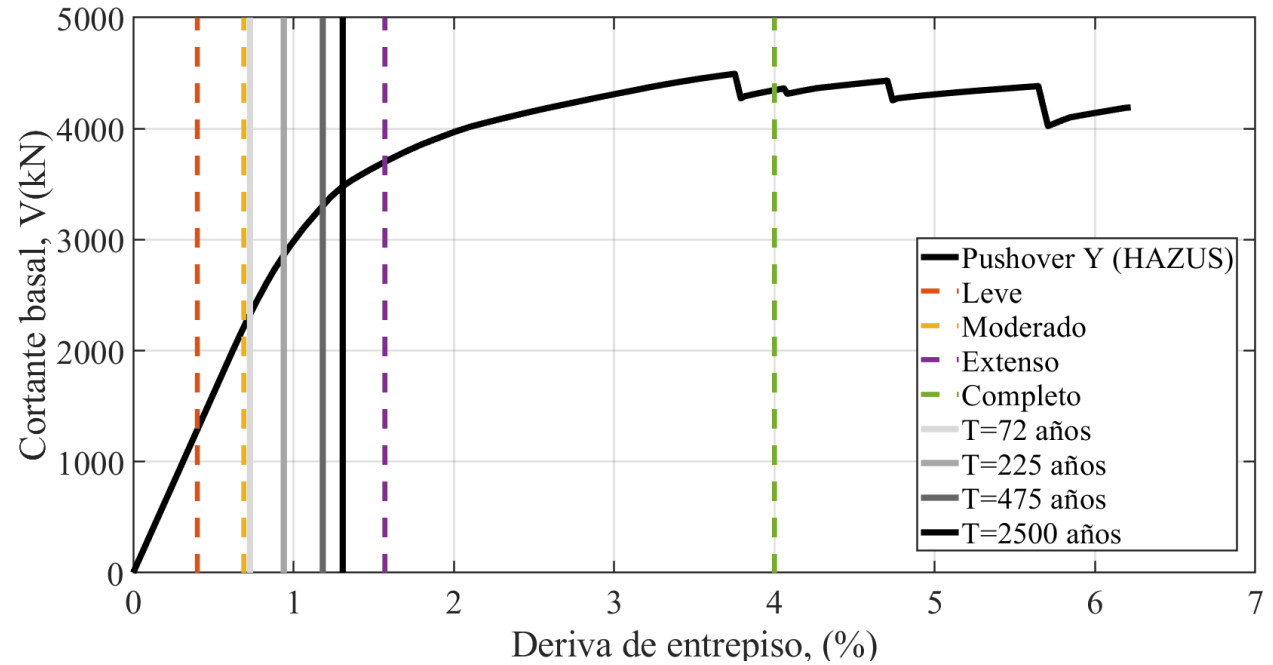
Fuente: Elaboración propia

Figura 4-11: Análisis de desempeño, sentido X (HAZUS)



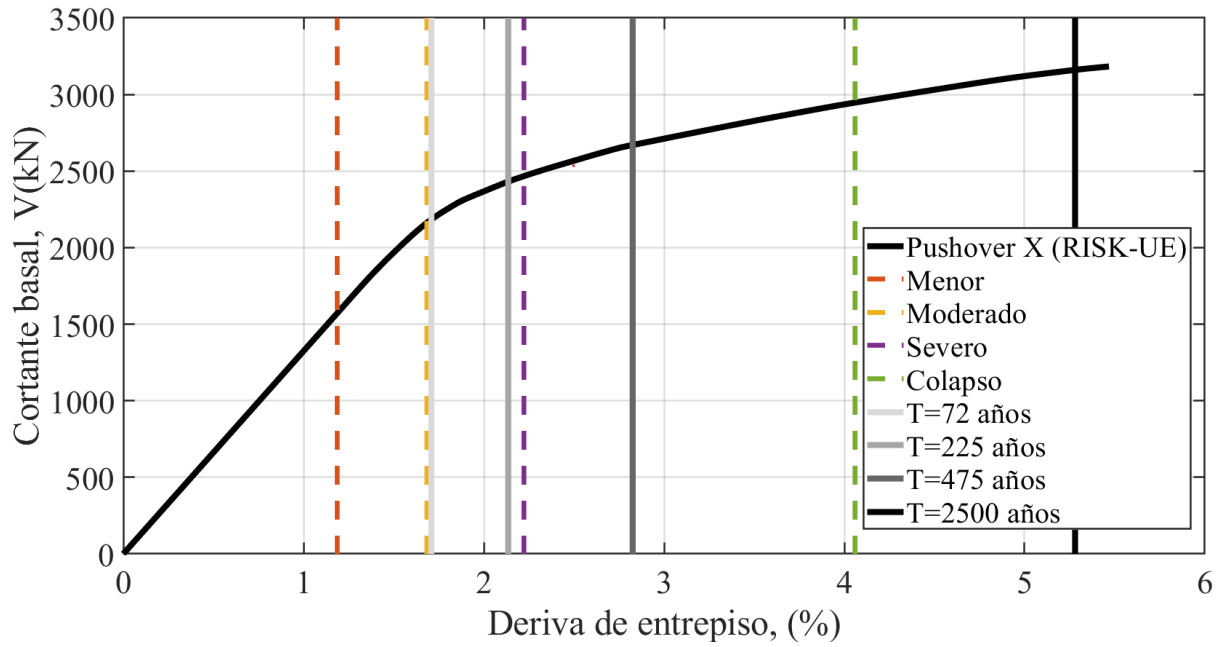
Fuente: Elaboración propia

Figura 4-12: Análisis de desempeño, sentido Y (HAZUS)



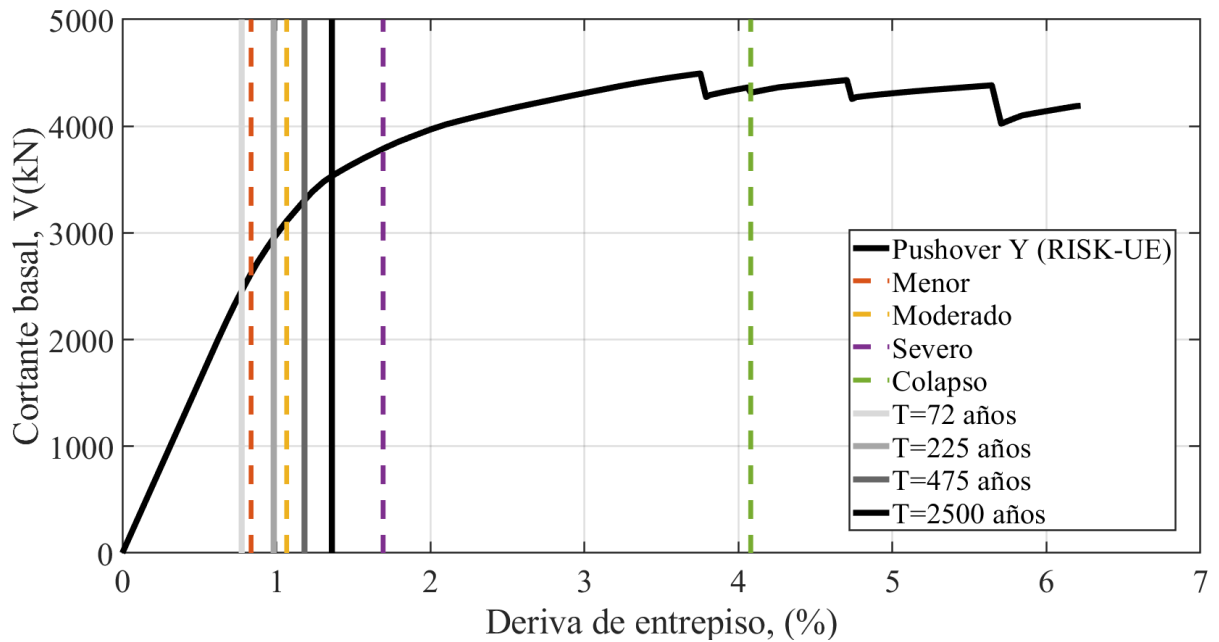
Fuente: Elaboración propia

Figura 4-13: Análisis de desempeño, sentido X (RISK-UE)



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-14: Análisis de desempeño, sentido Y (RISK-UE)



Fuente: Elaboración propia

Capítulo 5

5. Conclusiones y recomendaciones

- El principal objetivo del presente proyecto de titulación fue el de determinar la vulnerabilidad sísmica de un edificio en la ciudad de Cuenca. Según lo establecido por la NEC-SE-DS, el edificio se clasifica como una estructura de ocupación especial ($I=1.3$), misma que requiere cumplir con el objetivo de desempeño de prevención de colapso ante un sismo con un período de retorno de 2500 años. Adicionalmente, al estar la estructura cimentada sobre un suelo tipo E las exigencias son más altas.
- Se enfocó principalmente en verificar el cumplimiento de la normativa ANSI/AISC 360-22 (*Specification for Structural Steel Buildings*), que estipula estándares para el diseño, fabricación, montaje y calidad de sistemas de acero estructural. Por otro lado, respecto a las disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural, se comprobaron los miembros estructurales según el ANSI/AISC 341-22 (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*), que determinan la calidad de sistemas de acero resistentes a fuerzas sísmicas. Además, se consideró las disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural, se usó la norma ANSI/AISC 358-22 (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*) para especificar la calidad, detalles y fabricación de conexiones precalificadas. Una vez evaluado el edificio se pudo determinar que cumple con los estándares establecidos por la normativa ANSI/AISC 360-22. Sin embargo, lo relacionado a las disposiciones sísmicas, no cumple con los parámetros estipulados debido que las conexiones utilizadas no están contempladas en la normativa ANSI/AISC 358-22, provocando que las disposiciones sísmicas se vean afectadas.
- Para el cálculo de las rótulas plásticas en vigas se creó un script en el software MATLAB, el cual se basó en la norma ASCE 41-17 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*) ya que en el software comercial ETABS no calcula directamente las vigas rectangulares, solo las calcula de manera directa las vigas tipo I. De igual manera se calcularon las vigas I en el script para posteriormente realizar una comparación con los valores calculados automáticamente por ETABS. La variación de resultados no fue de mayor impacto, en promedio el ángulo de rotación de las rótulas plásticas fue de 0.003.

- Las rótulas plásticas en columnas se aplicaron de manera automática en el modelo, pero se realizó una verificación de estas mediante un script en MATLAB, en base a un análisis según sus ejes principales (P-M2 y P-M3), para así poder simplificar los cálculos. Se usó la metodología ASCE 41-17 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*) para poder determinarlas. Los resultados referentes al ángulo de rotación calculado no variaron de manera significativa con los resultados de ETABS, su variación fue de 0.0035.
- En cuanto a los resultados de las derivas de piso respecto al eje principal X, si se presentara un sismo con un período de retorno de 72, 225, 475 o 2500 años, la estructura no cumpliría con la deriva máxima estipulada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), ya que las derivas superan el valor máximo permitido del 2%, como se aprecia en la Figura 4-3. Respecto al eje principal Y, en caso de un sismo con un período de retorno de 475 o 2500 años, la edificación tampoco cumpliría con la normativa, como se aprecia en la Figura 4-4.
- Se usaron tres métodos para la verificación de la vulnerabilidad del edificio en evaluación, los cuales son: VISION 2000, HAZUS y RISK-UE. Estos sistemas ofrecen una metodología para evaluar y categorizar el daño estructural de las edificaciones tras un sismo, proporcionando una base para tomar decisiones sobre la seguridad, evacuación y reparaciones necesarias, aunque con distintos enfoques y niveles de detalle.
- Para determinar el estado de daño esperado, se utilizó un análisis estático lineal basado en espectros de demanda para períodos de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años. Además, se constató que la edificación no posee regularidad en planta debido a la presencia de rampas de acceso a pisos superiores, como se muestra en la Figura 3-1.

En el eje principal X, con respecto a VISION 2000, si ocurriera un sismo con un período de retorno de 72 o 225 años, la vulnerabilidad de la estructura superaría el límite de desempeño de seguridad de vida y en el caso de un sismo con un período de retorno de 475 o 2500 años, se sobrepasaría el límite de desempeño de prevención del colapso. En HAZUS, se establece que, en caso de un sismo con un período de retorno de 72, 225 y 475 años, el edificio excede el umbral de daño extenso y en un sismo con un período de retorno de 2500 años, el edificio sobrepasaría el umbral de daño completo. En relación con RISK-UE, un sismo con un período de retorno de 72 y 225 años situaría la vulnerabilidad por encima del umbral de daño moderado, un sismo con un período de retorno de 475 años

superaría el umbral de daño severo, y un sismo con un período de retorno de 2500 años haría que la edificación sobrepase el umbral de colapso. A pesar de la variación entre las metodologías empleadas, la evaluación de la edificación indica que no cumple con el objetivo de desempeño de prevención del colapso, según lo estipulado por la NEC-SE-DS, en el caso de un sismo con un período de retorno de 2500 años.

- En el eje Y, con respecto a VISION 2000, en caso de un sismo con un período de retorno de 72, 225, 475 o 2500 años, la vulnerabilidad de la estructura estaría por encima del límite operativo. Con la metodología de HAZUS, se determina que, si se presentara un sismo con un período de retorno de 72, 225, 475 o 2500 años, la estructura superaría el umbral de daño moderado. Finalmente, para RISK-UE, cuando se presente un sismo con un período de retorno de 72 años, el edificio no pasaría el umbral de daño menor, el de 225 años colocaría la estructura sobre el umbral de daño menor, mientras que un sismo con un período de retorno de 475 y 2500 años superaría el umbral de daño moderado. En resumen, se cumple con el objetivo de desempeño de prevención del colapso planteado por la NEC-SE-DS. Sin embargo, si se produjera un sismo con un período de retorno de 2500 años, al no cumplirse este objetivo en el eje X, la edificación colapsaría. Es necesario llevar a cabo un análisis de reforzamiento para que cumpla con todas las disposiciones sismorresistentes, considerando las deficiencias evidenciadas en el proyecto.
- Se recomienda evaluar las conexiones existentes para poder verificar que las rótulas plásticas disipen energía de manera controlada.
- Es necesario llevar a cabo un reforzamiento en la edificación para que cumpla con todas las disposiciones sismorresistentes, considerando las deficiencias evidenciadas en el proyecto.
- Las estructuras son metálicas, por lo que necesitan inspecciones periódicas que permitan identificar y mitigar problemas potenciales antes de que amenacen la integridad estructural y la seguridad de los ocupantes. Se recomienda continuar con la investigación planteada para comparar resultados con investigaciones futuras. Se debe tener en cuenta que las nomenclaturas usadas para verificar la vulnerabilidad de la estructura tienen variaciones considerables.

Bibliografía

American Concrete Institute (ACI). (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*.

American Concrete Institute (ACI). (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). (2022). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications - ANSI/AISC 358-22*.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings - ANSI/AISC 341-22*.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). (2022). *Specification for Structural Steel Buildings - ANSI/AISC 360-22*.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings - ASCE/SEI 41-17*. Virginia.

Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings - ATC40*. Redwood City, California.

Barrera, L. (2012). *Estudio Estructural Aulario UDA*. Cuenca.

Cabrera Vélez, E. M. (2022). *METODOLOGÍA PARA ESTIMACIÓN DEL DAÑO SÍSMICO EN EDIFICIOS EN BASE A MODELOS NUMÉRICOS AVANZADOS Y MONITORIZACIONES RAR*. Barcelona.

Cabrera Vélez, E., & Andrade Dueñas, I. (2019). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS DEL EDIFICIO DE AULARIO DE LA FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY (EVASS-CCTT)*. Cuenca.

Carrión, M. (2019). *Análisis no lineal en 2D del Hospital "Moreno Vázquez", del cantón Gualaceo, aplicando el método de las rótulas plásticas*. Cuenca.

CNN Español. (2 de Abril de 2024). CNN. Obtenido de [https://cnnespanol.cnn.com/2024/04/02/cinturon-fuego-pacifico-explainer-orix/#:~:text=\(CNN%20Espa%C3%B1ol\)%20%2D%2D%20Cerca%20del,mayor%20actividad%20volc%C3%A1nica%20del%20planeta](https://cnnespanol.cnn.com/2024/04/02/cinturon-fuego-pacifico-explainer-orix/#:~:text=(CNN%20Espa%C3%B1ol)%20%2D%2D%20Cerca%20del,mayor%20actividad%20volc%C3%A1nica%20del%20planeta)

Colón, S., Leal, A., Audemard, F. V., & Rodríguez, J. (2019). ANÁLISIS MACROSÍSMICO DEL SISMO MW~7,6 DE SAN NARCISO DEL 29 DE OCTUBRE DE 1900, APLICANDO LA ESCALA MEDIO-AMBIENTAL DE INTENSIDAD SÍSMICA ESI 2007. *Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS)*.

Coral, C. (2014). *CARACTERIZACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO PARA USO RESIDENCIAL*. Santiago de Cali.

Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina.

Duque, E., Tamay, J., & Rojas, H. (2018). *OBSERVATORIO SÍSMICO DEL ECUADOR*. Loja.

FEMA/NIBS. (2020). *Hazus Earthquake Model Technical Manual*.

INGEMMET. (2021). *FALLAS GEOLÓGICAS: El origen de los TERREMOTOS*. Lima: BICENTENARIO.

Instituto Geofísico - EPN. (1 de Noviembre de 2023). *Mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador*. Obtenido de Instituto Geofísico: <https://www.igepon.edu.ec/mapas/peligro-sismico/mapa-peligro-sismico.html>

- Mario García. (24 de enero de 2018). *Estudio sobre la efectividad del factor sobrerresistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal*. Barcelona, España.
- McCormac, J., & Brown, R. (2015). *Design of Reinforced Concrete (10th ed.)*.
- Milutinovic, Z. & Trendafiloski, G. (2003). *RISK-UE An advanced approach to earthquake risk. WP4: Vulnerability of current buildings*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC - PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC - RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN, REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS*.
- Ramos, C., & Rodríguez, S. (2021). *Estudio y aplicación de la metodología de linealización equivalente, propuesta por FEMA 440*. Cuenca.
- Red Sísmica de Puerto Rico. (s.f.). *GLOSARIO - TAMAÑO DE TERREMOTO*. Obtenido de Red Sísmica de Puerto Rico:
<https://redsismica.uprm.edu/spanish/glosario/tamanoterremoto.php>
- Riquetti, I., & Riquetti, J. (2014). *ESTUDIO GEOTECNICO DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY*. Azogues.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S. Y., & Hugo. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Quito: Corporación Editora Nacional .
- Rodelo, L., Gaxiola-Camacho, J., Valenzuela, F., Reyes, A., Monjardín, J., & Vázquez, G. (2022). *CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON MUROS DE CORTANTE SOMETIDOS A CARGA SÍSMICA CONSIDERANDO*

CRITERIOS DE DESEMPEÑO. *XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.
Juriquilla, Querétaro.

Sánchez, F. (2012). DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS APLICADO A PILAS DE PUENTES. *CONCRETO Y CEMENTO. INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO*, 40-62.

Suárez, R. (2021). *ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ESPECTRO DE DISEÑO PROPUESTOS POR LAS NORMAS ASCE 7-16 Y NEC-15 CON LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DEL SISMO DE PEDERNALES DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 OBTENIDOS PARA LAS ESTACIONES DE LA RENAC DEL IG-EPN*. La Libertad.

Suárez, V. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL*, 47-59.

Tabares, Y., Melo, A. O., Ceballos, A., & Zambrano, C. (2019). La autogestión institucional como proceso de gestión del riesgo volcánico del Galeras. *Informes Psicológicos*, 21(1), 169-182.

Yu-Cheng Kan, L.-H. Chen, Tson Yen. (Mayo de 2013). Mechanical behavior of lightweight concrete steel deck. *Elsevier*.

6. Anexos

A. Anexo 1: Cálculo de rótulas plásticas en vigas, según ASCE 41-17

```
% Cálculo de rótulas plásticas en vigas, según ASCE 41-17
```

```
clc
```

```
clear all
```

```
%Acero ASTM 36
```

```
%IP330
```

```
% Propiedades de la viga
```

```
E=2100000; % Módulo de elasticidad (kg/cm2)
```

```
Fy=235*(10^6)/(100^2)/9.81; % Límite de fluencia (kg/cm2)
```

```
Ry=1.5; % Multiplicadores para el rendimiento esperado (acero ASTM 36)
```

```
Fye=Fy*Ry; % Límite de fluencia esperado (kg/cm2)
```

```
nu=0.3; % Módulo de Poisson;
```

```
rho=7850.001; % Densidad de acero (kg/m3)
```

```
G=E/(2*(1+nu)); % Módulo de Corte (Pa)
```

```
L=276; % Longitud viga (cm)
```

```
tf=1.15; % Espesor patín (cm)
```

```
tw=0.75; % Ancho alma (cm)
```

```
bf=16; % Ancho patín (cm)
```

```
h=33; % Alto viga (cm)
```

```
db=(h-(2*tf)); % Alto alma (cm)
```

```
I=(bf*h^3/12)-(((bf-tw)*(h-2*tf)^3)/12); % Inercia (cm4)
```

```
Z=(bf*tf*(h-tf))+(((h/2-tf)^2)*tw); % Módulo de sección plástico (cm3)
```

```
area=(bf*tf*2)+((h-(2*tf))*tw); % Área viga (cm2)
```

```
%VIGAS
```

```
Myv=Z*Fy/100000; % Momento (tn-m)
```

```

As=5/3*tf*bf; % Área efectiva a corte viga I (cm2)
nv=((12*E*I)/((L^2)*G*As)); % eta
curvaturaVIGA=(Myv*100000*L*(1+nv))/(6*E*I); % Curvatura de la viga (rad)

if (bf/(2*tf))<=(0.30*(E/Fye)^(1/2)) && (h/tw)<=(2.45*(E/Fye)^(1/2))
% Coeficientes para graficar manualmente la gráfica momento-curvatura de la
rótula plástica
    av=9*curvaturaVIGA; % Deformación desde un punto que se forma la cedencia
hasta llegar al límite dúctil
    bv=11*curvaturaVIGA; %Deformación desde un punto que se forma la cedencia
hasta la falla completa
    cv=0.6; % Relación de Resistencia Residual
    IO=0.25*av; % Límite "Ocupación inmediata"
    LS=av; % Límite "Seguridad de vida"
    CP=bv; % Límite "Prevención al colapso"

% Coeficientes a ingresar a Etabs para el cálculo automático de la rótula
plástica

    ca=9; % Coeficiente "a"
    cb=11; % Coeficiente "b"
    cc=0.6; % Coeficiente "c"
    CIO=2.25; % Coeficiente "Immediate Occupancy"
    CLS=9; % Coeficiente "Life Safety"
    CCP=11; % Coeficiente "Collapse Prevention"
elseif (bf/(2*tf))>=(0.38*(E/Fye)^(1/2)) || (h/tw)>=(3.76*(E/Fye)^(1/2))
% Coeficientes para graficar manualmente la gráfica momento-curvatura de la
rótula plástica
    av=4*curvaturaVIGA; % Deformación desde un punto que se forma la cedencia
hasta llegar al límite dúctil
    bv=6*curvaturaVIGA; % Deformación desde un punto que se forma la cedencia
hasta la falla completa
    cv=0.2; % Relación de Resistencia Residual
    IO=0.25*av; % Límite "Ocupación inmediata"

```

```

LS=0.75*av; % Límite "Seguridad de vida"
CP=av; % Límite "Prevención al colapso"

% Coeficientes a ingresar a Etabs para el cálculo automático de la rótula
plástica

ca=4; % Coeficiente "a"
cb=6; % Coeficiente "b"
cc=0.2; % Coeficiente "c"
CIO=1; % Coeficiente "Immediate Occupancy"
CLS=3; % Coeficiente "Life Safety"
CCP=4; % Coeficiente "Collapse Prevention"
elseif (bf/(2*tf))<(h/tw)

% Interpolación de valores

m=[0.30*(E/Fye)^(1/2) 0.38*(E/Fye)^(1/2)];
av1=[9*curvaturaVIGA 4*curvaturaVIGA];
bv1=[11*curvaturaVIGA 6*curvaturaVIGA];
cv1=[0.6 0.2];
IO1=[0.25*9*curvaturaVIGA 0.25*4*curvaturaVIGA];
LS1=[9*curvaturaVIGA 0.75*4*curvaturaVIGA];
CP1=[11*curvaturaVIGA 4*curvaturaVIGA];

% Coeficientes para graficar manualmente la gráfica momento-curvatura de la
rótula plástica

av=interp1(m,av1,(bf/(2*tf))); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta llegar al límite dúctil
bv=interp1(m,bv1,(bf/(2*tf))); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta la falla completa
cv=interp1(m,cv1,(bf/(2*tf))); % Relación de resistencia residual
IO=interp1(m,IO1,(bf/(2*tf))); % Límite "Ocupación inmediata"
LS=interp1(m,LS1,(bf/(2*tf))); % Límite "Seguridad de vida"
CP=interp1(m,CP1,(bf/(2*tf))); % Límite "Prevención al colapso"

```

```
% Coeficientes a ingresar a Etabs para el cálculo automático de la rótula plástica
```

```
ca=av/curvaturaVIGA; % Coeficiente "a"  
cb=bv/curvaturaVIGA; % Coeficiente "b"  
cc=cv; % Coeficiente "c"  
CIO=IO/curvaturaVIGA; % Coeficiente "Immediate Occupancy"  
CLS=LS/curvaturaVIGA; % Coeficiente "Life Safety"  
CCP=CP/curvaturaVIGA; % Coeficiente "Collapse Prevention"
```

```
elseif (h/tw)<(bf/(2*tf))
```

```
% Interpolación de valores
```

```
m=[(2.45*(E/Fye)^(1/2)) (3.76*(E/Fye)^(1/2))];  
av1=[9*curvaturaVIGA 4*curvaturaVIGA];  
bv1=[11*curvaturaVIGA 6*curvaturaVIGA];  
cv1=[0.6 0.2];  
IO1=[0.25*9*curvaturaVIGA 0.25*4*curvaturaVIGA];  
LS1=[9*curvaturaVIGA 0.75*4*curvaturaVIGA];  
CP1=[11*curvaturaVIGA 4*curvaturaVIGA];
```

```
% Coeficientes para graficar manualmente la gráfica momento-curvatura de la rótula plástica
```

```
av=interp1(m,av1,(h/tw)); % Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta llegar al límite dúctil
```

```
bv=interp1(m,bv1,(h/tw)); % Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta la falla completa
```

```
cv=interp1(m,cv1,(h/tw)); % Relación de resistencia residual
```

```
IO=interp1(m,IO1,(h/tw)); % Límite "Ocupación inmediata"
```

```
LS=interp1(m,LS1,(h/tw)); % Límite "Seguridad de vida"
```

```
CP=interp1(m,CP1,(h/tw)); % Límite "Prevención al colapso"
```

```
% Coeficientes a ingresar a Etabs para el cálculo automático de la rótula plástica
```



```

ca=av/curvaturaVIGA; % Coeficiente "a"
cb=bv/curvaturaVIGA; % Coeficiente "b"
cc=cv; % Coeficiente "c"
CIO=IO/curvaturaVIGA; % Coeficiente "Immediate Occupancy"
CLS=LS/curvaturaVIGA; % Coeficiente "Life Safety"
CCP=CP/curvaturaVIGA; % Coeficiente "Collapse Prevention"
end

% Gráfica de la curva momento-curvatura de la rótula plásticas

mp=[0 curvaturaVIGA curvaturaVIGA+av curvaturaVIGA+av curvaturaVIGA+bv];
rp=[0 Myv Myv*Ry Myv*cv Myv*cv];
plot(mp,rp,'LineWidth',2,'Color',[0 0 0]);
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grilla
mn=[0 -curvaturaVIGA -curvaturaVIGA-av -curvaturaVIGA-av -curvaturaVIGA-bv];
rn=[0 -Myv -Myv*Ry -Myv*cv -Myv*cv];
plot(mn,rn,'LineWidth',2,'Color',[0 0 0])

iox=[curvaturaVIGA+IO curvaturaVIGA+IO]; % Límite "Ocupación inmediata"
ioy=[0 40];

lsx=[curvaturaVIGA+LS curvaturaVIGA+LS]; % Límite "Seguridad de vida"
lsy=[0 40];

cpx=[curvaturaVIGA+CP curvaturaVIGA+CP]; % Límite "Prevención al colapso"
cpy=[0 40];

LIO=plot(iox,ioy,'--g','LineWidth',2);
LLS=plot(lsx,lsy,'--c','LineWidth',2);
LCP=plot(cpx,cpy,'--r','LineWidth',2);

```

```

LIO=plot(-iox,-ioy,'--g','LineWidth',2);
LLS=plot(-lsx,-lsy,'--c','LineWidth',2);
LCP=plot(-cpx,-cpy,'--r','LineWidth',2);

legend([LIO,LLS,LCP], 'IO', 'LS', 'CP') % Leyenda

axi=gca;
axi.XAxisLocation = 'origin';
axi.YAxisLocation = 'origin';

xlabel('Rotación(rad)', 'FontName', 'Times New Roman', 'FontSize', 27); % Nombrar eje
X
ylabel('Momento(Tn-m)', 'FontName', 'Times New Roman', 'FontSize', 27); % Nombrar eje
Y
set(gca, 'linewidth', 1.5, 'FontName', 'Times New Roman', 'fontsize', 27) % Modificación
ejes

```

B. Anexo 2: Cálculo de rótulas plásticas en columnas, según ASCE 41-17

```
% Cálculo de rótulas plásticas en columnas, según ASCE 41-17

clc
clear all

%Acero ASTM 36
%PC450x250x15

% Propiedades del material

E=2100000; % Módulo de elasticidad (kg/cm2)
Fy=235*(10^6)/(100^2)/9.81; % Límite de fluencia (kg/cm2)
Ry=1.5; % Multiplicadores para el Rendimiento Esperado
Fye=Fy; % Límite de fluencia esperado (kg/cm2)
nu=0.3; % Módulo de Poisson;
rho=7850.001; % Densidad de acero (kg/m3)
G=E/(2*(1+nu)); % Módulo de Corte (Pa)

% Dimensiones de la sección

L=375; % Longitud columna (cm)
t=1.5; % Espesor perfil(cm)
b=45; % Ancho del perfil (cm)
h=25; % Alto del perfil (cm)
db=(h-2*t); % Alto alma (cm)

% Propiedades del perfil

Ag=(h*b)-((b-2*t)*(h-2*t)); % Área bruta de la sección transversal(cm2)
```

```

Ix=((b*h^3)-((b-2*t)*(h-2*t)^3))/12; % Inercia en el eje x(cm4)
Iy=((h*b^3)-((h-2*t)*(b-2*t)^3))/12; % Inercia en el eje y(cm4)
Z=((b*h^2)-((b-2*t)*(h-2*t)^2))/4; % Módulo de sección plástico (cm3)
ry=(Iy/Ag)^(1/2); % Radio de giro en el eje x (cm2)
rx=(Ix/Ag)^(1/2); % Radio de giro en el eje y (cm2)
As=2*b*t; % Área efectiva a corte (cm2)
nc=((12*E*Ix)/((L^2)*G*As)); % Factor

% Fuerzas aplicadas

k=0.65; % Factor de longitud efectiva
Fe=(E*pi^2)/(((k*L)/rx)^2); % Esfuerzo de pandeo elástico
if k*L/rx <= 4.71*(E/Fy)^(1/2)
    Fn=0.658^(Fy/Fe)*Fy; % Tensión nominal
else
    Fn=0.877*Fe; % Tensión nominal
end
P=Fn*Ag*0.9*0.2; % Fuerza axial de la columna (kgf)
PG=86220; % Componente de fuerza axial de la carga de gravedad (kgf)
Pye=Ag*Fy; % Capacidad de fluencia axial esperada de la columna (kgf)
My=Z*Fy/100000; % Capacidad de momento elástico esperado (t-m)

% Cálculo del de momento plástico esperado (t-m)

if (abs(P)/Pye)<0.2
    Myc=My*(1-(abs(P)/(2*Pye))); % Capacidad de momento plástico esperado (t-m)
elseif (abs(P)/Pye)>=0.2
    Myc=My*(9/8)*(1-(abs(P)/Pye)); % Capacidad de momento plástico esperado (t-m)
end

```

```

% Cálculo de la curvatura de la columna (rad)

if (abs(P)/Pye)<=0.5
    taob=1;
elseif (abs(P)/Pye)>0.5
    taob=(4*(abs(P)/Pye)*(1-(abs(P)/Pye)));
end

curvaturaColumna=(Myc*L*100000*(1+nc))/(6*taob*E*Ix); % Curvatura columna (rad)

% Cálculo de la curva esfuerzo-deformación

if (b/t)<=(0.55*(E/Fye)^(1/2)) && (PG/Pye)<0.2 && (b/t)<=(0.55*(E/Fye)^(1/2)) &&
(h/t)<=(2.45*((E/Fye)^(1/2))*(1-0.71*(PG/Pye)))
    ac=0.8*((1-(PG/Pye))^2.2)*(0.1*(L/ry)+0.8*(h/t))^(-1)-0.0035; %
Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta llegar al límite dúctil
    bc=7.4*((1-(PG/Pye))^2.3)*(0.5*(L/ry)+2.9*(h/t))^(-1)-0.006; %
Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta la falla completa
    cc=0.9-(0.9*(PG/Pye)); % Relación de resistencia residual
    IO=0.5*ac; % Límite "Ocupación inmediata"
    LS=0.75*bc; % Límite "Seguridad de vida"
    CP=bc; % Límite "Prevención al colapso"
elseif (b/t)<=(0.55*(E/Fye)^(1/2)) && (PG/Pye)>=0.2 &&
((0.77*((E/Fye)^(1/2))*(2.93-(PG/Pye)))>=(h/t) && (0.77*((E/Fye)^(1/2))*(2.93-
(PG/Pye)))<=(1.49*((E/Fye)^(1/2))))
    ac=0.8*((1-(PG/Pye))^2.2)*(0.1*(L/ry)+0.8*(h/t))^(-1)-0.0035; %
Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta llegar al límite dúctil
    bc=7.4*((1-(PG/Pye))^2.3)*(0.5*(L/ry)+2.9*(h/t))^(-1)-0.006; %
Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta la falla completa
    cc=0.9-(0.9*(PG/Pye)); % Relación de resistencia residual
    IO=0.5*ac; % Límite "Ocupación inmediata"
    LS=0.75*bc; % Límite "Seguridad de vida"

```

```

        CP=bc; % Límite "Prevención al colapso"
elseif ((b/t)>=(1.12*(E/Fye)^(1/2))) || ((h/t)>=(3.76*((E/Fye)^(1/2))*(1-
1.83*(PG/Pye)))) || (((1.12*((E/Fye)^(1/2))*(2.33-(PG/Pye)))<=(h/t) &&
(1.12*((E/Fye)^(1/2))*(2.33-(PG/Pye)))>=1.49*((E/Fye)^(1/2))))
    if (PG/Pye)<0.2
        ac=1.2*((1-(PG/Pye))^(1.2))*((1.4*(L/ry)+0.1*(h/t)+0.9*(b/t))^(-1))-
0.0023; % Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta llegar al
límite dúctil
        bc=2.5*((1-(PG/Pye))^1.8)*((0.1*(L/ry)+0.2*(h/t)+2.7*(b/t))^(-1))-
0.0097; % Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta la falla
completa

        cc=0.5-0.5*(PG/Pye); % Relación de resistencia residual
        IO=0.5*ac; % Límite "Ocupación inmediata"
        LS=0.75*bc; % Límite "Seguridad de vida"
        CP=bc; % Límite "Prevención al colapso"
    end
elseif (PG/Pye)>=0.2
    if (b/(2*t))>=(1.12*(E/Fye)^(1/2)) || ((1.12*((E/Fye)^(1/2))*(2.33-
(PG/Pye)))<=(h/t) && (1.12*((E/Fye)^(1/2))*(2.33-
(PG/Pye)))>=1.49*((E/Fye)^(1/2))))
        ac=1.2*((1-(PG/Pye))^(1.2))*((1.4*(L/ry)+0.1*(h/t)+0.9*(b/t))^(-1))-
0.0023; % Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta llegar al
límite dúctil
        bc=2.5*((1-(PG/Pye))^1.8)*((0.1*(L/ry)+0.2*(h/t)+2.7*(b/t))^(-1))-
0.0097; % Deformación desde un punto que se forma la cedencia hasta la falla
completa

        cc=0.5-0.5*(PG/Pye); % Relación de resistencia residual
        IO=0.5*ac; % Límite "Ocupación inmediata"
        LS=0.75*bc; % Límite "Seguridad de vida"
        CP=bc; % Límite "Prevención al colapso"
    end
elseif (b/t)<(h/t)
    m=[0.55*(E/Fye)^(1/2) 1.12*(E/Fye)^(1/2)];

```

```

        ac1=[0.8*((1-(PG/Pye))^2.2)*(0.1*(L/ry)+0.8*(h/t))^(-1)-0.0035 1.2*((1-
(PG/Pye))^(1.2))*((1.4*(L/ry)+0.1*(h/t)+0.9*(b/t))^(-1))-0.0023];
        bc1=[7.4*((1-(PG/Pye))^2.3)*(0.5*(L/ry)+2.9*(h/t))^(-1)-0.006 2.5*((1-
(PG/Pye))^1.8)*((0.1*(L/ry)+0.2*(h/t)+2.7*(b/t))^(-1))-0.0097];
        cc1=[0.9-(0.9*(PG/Pye)) 0.5-0.5*(PG/Pye)];

        ac=interp1(m,ac1,(b/t)); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta llegar al límite dúctil
        bc=interp1(m,bc1,(b/t)); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta la falla completa
        cc=interp1(m,cc1,(b/t)); % Relación de resistencia residual
        IO=0.5*ac; % Límite "Ocupación inmediata"
        LS=0.75*bc; % Límite "Seguridad de vida"
        CP=bc; % Límite "Prevención al colapso"
elseif (h/t)<(b/t) && (PG/Pye)<0.2 && (h/t)>2.45*(E/Fye)^(1/2)*(1-0.71*(PG/Pye))
        m=[2.45*(E/Fye)^(1/2)*(1-0.71*(PG/Pye)) 3.76*(E/Fye)^(1/2)*(1-
1.83*(PG/Pye))];

        ac1=[0.8*((1-(PG/Pye))^2.2)*(0.1*(L/ry)+0.8*(h/t))^(-1)-0.0035 1.2*((1-
(PG/Pye))^(1.2))*((1.4*(L/ry)+0.1*(h/t)+0.9*(b/t))^(-1))-0.0023];
        bc1=[7.4*((1-(PG/Pye))^2.3)*(0.5*(L/ry)+2.9*(h/t))^(-1)-0.006 2.5*((1-
(PG/Pye))^1.8)*((0.1*(L/ry)+0.2*(h/t)+2.7*(b/t))^(-1))-0.0097];
        cc1=[0.9-(0.9*(PG/Pye)) 0.5-0.5*(PG/Pye)];

        ac=interp1(m,ac1,(h/t)); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta llegar al límite dúctil
        bc=interp1(m,bc1,(h/t)); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta la falla completa
        cc=interp1(m,cc1,(h/t)); % Relación de resistencia residual
        IO=0.5*ac; % Límite "Ocupación inmediata"
        LS=0.75*bc; % Límite "Seguridad de vida"
        CP=bc; % Límite "Prevención al colapso"
elseif (h/t)<(b/t) && (PG/Pye)>0.2 && (h/t)>0.77*(E/Fye)^(1/2)*(2.93-(PG/Pye))

```

```

m=[0.77*(E/Fye)^(1/2)*(2.93-(PG/Pye)) 1.12*(E/Fye)^(1/2)*(2.33-
(PG/Pye))];

ac1=[0.8*((1-(PG/Pye))^2.2)*(0.1*(L/ry)+0.8*(h/t))^( -1)-0.0035 1.2*((1-
(PG/Pye))^(1.2))*((1.4*(L/ry)+0.1*(h/t)+0.9*(b/t))^( -1))-0.0023];
bc1=[7.4*((1-(PG/Pye))^2.3)*(0.5*(L/ry)+2.9*(h/t))^( -1)-0.006 2.5*((1-
(PG/Pye))^1.8)*((0.1*(L/ry)+0.2*(h/t)+2.7*(b/t))^( -1))-0.0097];
cc1=[0.9-(0.9*(PG/Pye)) 0.5-0.5*(PG/Pye)];

ac=interp1(m,ac1,(h/t)); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta llegar al límite dúctil
bc=interp1(m,bc1,(h/t)); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta la falla completa
cc=interp1(m,cc1,(h/t)); % Relación de resistencia residual
IO=0.5*ac; % Límite "Ocupación inmediata"
LS=0.75*bc; % Límite "Seguridad de vida"
CP=bc; % Límite "Prevención al colapso"
elseif (h/t)<(b/t)
m=[0.55*(E/Fye)^(1/2) 1.12*(E/Fye)^(1/2)];

ac1=[0.8*((1-(PG/Pye))^2.2)*(0.1*(L/ry)+0.8*(h/t))^( -1)-0.0035 1.2*((1-
(PG/Pye))^(1.2))*((1.4*(L/ry)+0.1*(h/t)+0.9*(b/t))^( -1))-0.0023];
bc1=[7.4*((1-(PG/Pye))^2.3)*(0.5*(L/ry)+2.9*(h/t))^( -1)-0.006 2.5*((1-
(PG/Pye))^1.8)*((0.1*(L/ry)+0.2*(h/t)+2.7*(b/t))^( -1))-0.0097];
cc1=[0.9-(0.9*(PG/Pye)) 0.5-0.5*(PG/Pye)];

ac=interp1(m,ac1,(h/t)); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta llegar al límite dúctil
bc=interp1(m,bc1,(h/t)); % Deformación desde un punto que se forma la
cedencia hasta la falla completa
cc=interp1(m,cc1,(h/t)); % Relación de resistencia residual
IO=0.5*ac; % Límite "Ocupación inmediata"
LS=0.75*bc; % Límite "Seguridad de vida"
CP=bc; % Límite "Prevención al colapso"

```



```

end

% Coeficientes a ingresar a Etabs para el cálculo automático de la rótula
plástica

a=ac/curvaturaColumna % Coeficiente "a"
b=bc/curvaturaColumna % Coeficiente "b"
c=cc % Coeficiente "c"
II00=IO/curvaturaColumna % Coeficiente "Immediate Occupancy"
LLSS=LS/curvaturaColumna % Coeficiente "Life Safety"
CCPP=CP/curvaturaColumna % Coeficiente "Collapse Prevention"

% Gráficas

mp=[0 curvaturaColumna curvaturaColumna+ac curvaturaColumna+ac
curvaturaColumna+bc];
rp=[0 Myc Myc*1.5 Myc*cc Myc*cc];
plot(mp,rp,'LineWidth',3,'Color',[0 0 0]);
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grilla
mn=[0 -curvaturaColumna -curvaturaColumna-ac -curvaturaColumna-ac -
curvaturaColumna-bc];
rn=[0 -Myc -Myc*1.5 -Myc*cc -Myc*cc];
plot(mn,rn,'LineWidth',2,'Color',[0 0 0]);

iox=[curvaturaColumna+IO curvaturaColumna+IO]; % Límite "Ocupación inmediata"
ioy=[0 Myc*1.5*1.1];

lsx=[curvaturaColumna+LS curvaturaColumna+LS]; % Límite "Seguridad de vida"
lsy=[0 Myc*1.5*1.1];

cpx=[curvaturaColumna+CP curvaturaColumna+CP]; % Límite "Prevención al colapso"

```

```

cpy=[0 60];

agrafica=plot(iox,ioy,'--g','LineWidth',2);
bgrafica=plot(lsx,lsy,'--c','LineWidth',2);
cgrafica=plot(cpx,cpy,'--r','LineWidth',2);

agrafica=plot(-iox,-ioy,'--g','LineWidth',2);
bgrafica=plot(-lsx,-lsy,'--c','LineWidth',2);
cgrafica=plot(-cpx,-cpy,'--r','LineWidth',2);

legend([agrafica,bgrafica,cgrafica], 'IO', 'LS', 'CP') % Leyenda

axi=gca;
axi.XAxisLocation = 'origin';
axi.YAxisLocation = 'origin';

xlabel('Rotación(rad)', 'FontName', 'Times New Roman', 'FontSize', 27); % Nombrar eje
X
ylabel('Momento(Tn-m)', 'FontName', 'Times New Roman', 'FontSize', 27); % Nombrar eje
Y
set(gca, 'linewidth', 1.5, 'FontName', 'Times New Roman', 'fontsize', 27) % Modificación
ejes

```

C. Anexo 3: Gráfica de los diagramas de interacción

```
% Gráfica de los diagramas de interacción

clc
clear all

interaccion=xlsread('dinteraccion.xlsx'); % Ingreso de datos
x=interaccion(:,1)/100000; % Definición eje X
x2=interaccion(:,2)/100000; % Definición eje Y
x3=interaccion(:,3)/1000; % Definición eje Y
plot(x,x3,'LineWidth',3); % Gráfica de momento de interacción (P-M2)
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grilla
plot(x2,x3,'LineWidth',3); % Gráfica de momento de interacción (P-M3)
xlabel('Momento de flexión, M(tonf-m)','FontName','Times New Roman','FontSize',25); % Nombrar eje X
ylabel('Fuerza axial, P(tonf)','FontName','Times New Roman','FontSize',25); % Nombrar eje Y
set(gca,'linewidth',1.5,'FontName','Times New Roman','fontsize',25) % Modificación ejes
legend('P-M2','P-M3') % Leyenda
axi=gca;
axi.XAxisLocation = 'origin'; % Definir eje X en el centro de la gráfica
```

D. Anexo 4: Gráfica de espectros de demanda

```
% Gráfica de espectros de demanda

clc
clear all

data=xlsread('espectros.xlsx'); % Ingreso de datos
x=data(:,1); % Definición eje X
x2=data(:,2); % Definición eje Y
plot(x,x2,'LineWidth',3); % Gráfica espectro de demanda. Período de retorno de 72
años
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grillas
x3=data(:,3); % Definición eje Y
plot(x,x3,'LineWidth',3); % Gráfica espectro de demanda. Período de retorno de
225 años
x4=data(:,4); % Definición eje Y
plot(x,x4,'LineWidth',3); % Gráfica espectro de demanda. Período de retorno de
475 años
x5=data(:,5); % Definición eje Y
plot(x,x5,'LineWidth',3); % Gráfica espectro de demanda. Período de retorno de
2500 años
legend('T=72 años','T=225 años','T=475 años','T=2500 años') % Leyenda
xlabel('Período, T (s)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); % Nombrar
eje X
ylabel('Aceleración espectral, Sa (T)','FontName','Times New
Roman','FontSize',27); % Nombrar eje Y
set(gca,'linewidth',1.5,'FontName','Times New Roman','fontsize',27) % Modificación
ejes
```

E. Anexo 5: Gráfica del cortante basal

```
% Gráfica del cortante basal

clc
clear all

data=xlsread('basal.xlsx'); % Ingreso de datos
x=data(:,1); % Definición eje X
x2=data(:,2); % Definición eje Y
plot(x,x2,'LineWidth',3,'Color',[0 0 0]); % Grafica del cortante basal
grid on % Activación de grillas
xlabel('Cortante basal, V(kN)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
ylabel('Altura, h(m)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); % Nombrar eje
Y
set(gca,'linewidth',1.5,'FontName','Times New Roman','fontsize',27) % Modificación
ejes
```

F. Anexo 6: Gráficas de deriva de piso, sentido X y Y

```
% Gráficas de derivas de piso, sentido X y Y

clc
clear all

% Graficación derivas de piso, sentido X

data=xlsread('Derivas.xlsx'); % Ingreso de datos
x=data(:,1); % Definición eje X
x2=data(:,2); % Definición eje Y
plot(x,x2,'LineWidth',3,'Color',[0 0 0]); % Grafica de deriva de piso, sentido X
grid on % Activación de grillas
xlabel('Deriva de piso, (%)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
ylabel('Altura, h (m)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); % Nombrar eje
Y
set(gca,'linewidth',1.5,'FontName','Times New Roman','fontsize',27) % Modificación
ejes

% Graficación derivas de piso, sentido Y

x3=data(1:5,3); % Definición eje X
x4=data(1:5,4); % Definición eje Y
plot(x3,x4,'LineWidth',3,'Color',[0 0 0]); % Grafica de deriva de piso, sentido Y
grid on % Activación de grillas
xlabel('Deriva de piso, (%)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
ylabel('Altura, h (m)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); % Nombrar eje
Y
set(gca,'linewidth',1.5,'FontName','Times New Roman','fontsize',27) % Modificación
ejes
```

G. Anexo 7: Gráficas del nivel de desempeño y umbral de daño según VISION 2000, HAZUS y RISK-UE. Sentido X

```
% Gráficas del nivel de desempeño y umbral de daño según VISION 2000, HAZUS y
RISK-UE,
% Sentido X

clc
clear all

% VISION 2000
pushx=xlsread('pushx.xlsx'); % Ingreso de datos
pushy=xlsread('pushy.xlsx'); % Ingreso de datos
capacidadx=xlsread('capacidadx.xlsx'); % Ingreso de datos
espectrocapacidadx=xlsread('espectrocapacidadx.xlsx'); % Ingreso de datos
x=pushx(:,1); % Definición eje X
x2=pushx(:,2); % Definición eje Y
x3=espectrocapacidadx(:,1); % Definición eje X
x4=espectrocapacidadx(:,2); % Definición eje Y

plot(x,x2,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]); % Gráfica de la curva de capacidad
hold on
grid on

ylabel('Cortante basal, V(kN)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje Y
xlabel('Deriva de entrepiso, (%)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
set(gca,'linew',1.5,'FontName','Times New Roman','fontSize',27) % Modificación
ejes

% Definición de límites
```

```

visionx=[0.2 0.5 1.5 2.5];
altura=[0 3500];
plot([visionx(1) visionx(1)],altura,'LineWidth',3,'LineStyle','- -');
plot([visionx(2) visionx(2)],altura,'LineWidth',3,'LineStyle','- -');
plot([visionx(3) visionx(3)],altura,'LineWidth',3,'LineStyle','- -');
plot([visionx(4) visionx(4)],altura,'LineWidth',3,'LineStyle','- -');

T72=pushx((length(find(capacidad(:,1)<0.1648))+1),1);
T225=pushx((length(find(capacidad(:,1)<0.2098))+1),1);
T475=pushx((length(find(capacidad(:,1)<0.2809))+1),1);
T2500=pushx((length(find(capacidad(:,1)<0.4812))+1),1);

desempenovisionx=[T72 T225 T475 T2500];
plot([desempenovisionx(1) desempenovisionx(1)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.85
0.85 0.85]);
plot([desempenovisionx(2) desempenovisionx(2)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.65
0.65 0.65]);
plot([desempenovisionx(3) desempenovisionx(3)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.40
0.40 0.40]);
plot([desempenovisionx(4) desempenovisionx(4)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0 0
0]);

legend('Pushover X (VISION 2000)','Totalmento operativo','Operativo','Seguridad
de vida','Prevención al colapso','T=72 años','T=225 años','T=475 años','T=2500
años') % Leyenda

hold off

% HAZUS

plot(x,x2,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]); % Gráfica de la curva de capaciad
hold on % Almacenar gráficas

```



```

grid on % Activación de grilla

ylabel('Cortante basal, V(kN)', 'FontName', 'Times New Roman', 'FontSize', 27); %
Nombrar eje Y
xlabel('Deriva de entrepiso, (%)', 'FontName', 'Times New Roman', 'FontSize', 27); %
Nombrar eje X
set(gca, 'linewidth', 1.5, 'FontName', 'Times New Roman', 'fontSize', 27) % Modificación
ejes

% Definición de límites

hazusx=[0.4 0.69 1.57 4];
visiony=[0 500];
plot([hazusx(1) hazusx(1)], altura, 'LineWidth', 3, 'LineStyle', '- -');
plot([hazusx(2) hazusx(2)], altura, 'LineWidth', 3, 'LineStyle', '- -');
plot([hazusx(3) hazusx(3)], altura, 'LineWidth', 3, 'LineStyle', '- -');
plot([hazusx(4) hazusx(4)], altura, 'LineWidth', 3, 'LineStyle', '- -');

desempenohazusx=[T72 T225 T475 T2500];

plot([desempenohazusx(1) desempenovisionx(1)], altura, 'LineWidth', 5, 'Color', [0.85
0.85 0.85]);
plot([desempenohazusx(2) desempenovisionx(2)], altura, 'LineWidth', 5, 'Color', [0.65
0.65 0.65]);
plot([desempenohazusx(3) desempenovisionx(3)], altura, 'LineWidth', 5, 'Color', [0.40
0.40 0.40]);
plot([desempenohazusx(4) desempenovisionx(4)], altura, 'LineWidth', 5, 'Color', [0 0
0]);

legend('Pushover X (HAZUS)', 'Leve', 'Moderado', 'Extenso', 'Colapso', 'T=72
años', 'T=225 años', 'T=475 años', 'T=2500 años'); % Leyenda

```

```

hold off

% RISK-UE (Sa-Sd)

% Bilinealización de la curva de capacidad

grafpendiente=espectrocapacidadx(:,1);
total=20;

vpendiente=zeros(total,1);
plot(x3,x4,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]); % Gráfica de la curva de capacidad
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grilla
for i=1:total
a=(espectrocapacidadx(i+1,2)-0)/(espectrocapacidadx(i+1,1)-0);
vpendiente((i),1)=(a);
i=i+1;
end
m=mean(vpendiente); % Determinación pendiente curva de capacidad

varea=cumtrapz(x3(1:147,1),x4(1:147,1));
area=varea(length(varea),1); % Determinación área bajo la curva de capacidad

sdy=(2*area-
espectrocapacidadx(length(varea),2)*espectrocapacidadx(length(varea),1))/(m*espec
trocapacidadx(length(varea),1)-espectrocapacidadx(length(varea),2));
say=sdy*m;

xx=[0 sdy espectrocapacidadx(147,1)];

```

```

yy=[0 say espectrocapacidadx(147,2)];

%plot(xx,yy);

ylabel('Pseudo-aceleracion, Sa(g)', 'FontName', 'Times New Roman', 'FontSize', 20); %
Nombrar eje Y
xlabel('Pseudo-desplazamiento, Sd(m)', 'FontName', 'Times New
Roman', 'FontSize', 20); % Nombrar eje X
set(gca, 'linewidth', 1.5, 'FontName', 'Times New Roman', 'fontSize', 20) % Modificación
ejes

% Definición de límites

riskuex=[0.7*sd_y sdy sdy+0.25*(espectrocapacidadx(147,1)-sdy)
espectrocapacidadx(147,1)];
alturariskue=[0 1];
plot([riskuex(1) riskuex(1)], alturariskue, 'LineWidth', 4, 'LineStyle', '- -');
plot([riskuex(2) riskuex(2)], alturariskue, 'LineWidth', 4, 'LineStyle', '- -');
plot([riskuex(3) riskuex(3)], alturariskue, 'LineWidth', 4, 'LineStyle', '- -');
plot([riskuex(4) riskuex(4)], alturariskue, 'LineWidth', 4, 'LineStyle', '- -');

T72R=espectrocapacidadx((length(find(capacidadx(:,1)<0.1648))+1),1);
T225R=espectrocapacidadx((length(find(capacidadx(:,1)<0.2098))+1),1);
T475R=espectrocapacidadx((length(find(capacidadx(:,1)<0.2809))+1),1);
T2500R=espectrocapacidadx((length(find(capacidadx(:,1)<0.4812))+1),1);

desempenoriskuex=[T72R T225R T475R T2500R];

plot([desempenoriskuex(1)
desempenoriskuex(1)], alturariskue, 'LineWidth', 5, 'Color', [0.85 0.85 0.85]);

```

```

plot([desempenoriskuex(2)
desempenoriskuex(2)],alturariskue,'LineWidth',5,'Color',[0.65 0.65 0.65]);
plot([desempenoriskuex(3)
desempenoriskuex(3)],alturariskue,'LineWidth',5,'Color',[0.40 0.40 0.40]);
plot([desempenoriskuex(4)
desempenoriskuex(4)],alturariskue,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]);

legend('Pushover X (RISK-UE)', 'Menor', 'Moderado', 'Severo', 'Colapso', 'T=72
años', 'T=225 años', 'T=475 años', 'T=2500 años') % Leyenda

hold off

% RISK-UE (P-Deriva de piso)

plot(x,x2,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]); % Gráfica de la curva de capacidad
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grilla

ylabel('Cortante basal, V(kN)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje Y
xlabel('Deriva de entrepiso, (%)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
set(gca,'linew',1.5,'FontName','Times New Roman','fontsize',27) % Modificación
ejes

% Definición de límites

L1=pushx((length(find(espectrocapacidadx(:,1)<0.0826))+1),1);
L2=pushx((length(find(espectrocapacidadx(:,1)<0.1181))),1);
L3=pushx((length(find(espectrocapacidadx(:,1)<0.1607))+1),1);

```

```

L4=pushx((length(find(espectrocapacidadx(:,1)<0.2885))+1),1);

riskuederiva=[L1 L2 L3 L4];
altura=[0 3500];
plot([riskuederiva(1) riskuederiva(1)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([riskuederiva(2) riskuederiva(2)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([riskuederiva(3) riskuederiva(3)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([riskuederiva(4) riskuederiva(4)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');

T72D=pushx((length(find(espectrocapacidadx(:,1)<0.1197))+1),1);
T225D=pushx((length(find(espectrocapacidadx(:,1)<0.1554))+1),1);
T475D=pushx((length(find(espectrocapacidadx(:,1)<0.21))+1),1);
T2500D=pushx((length(find(espectrocapacidadx(:,1)<0.3681))+1),1);

desempenoriskuexderiva=[T72D T225D T475D T2500D];

plot([desempenoriskuexderiva(1)
desempenoriskuexderiva(1)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.85 0.85 0.85]);
plot([desempenoriskuexderiva(2)
desempenoriskuexderiva(2)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.65 0.65 0.65]);
plot([desempenoriskuexderiva(3)
desempenoriskuexderiva(3)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.40 0.40 0.40]);
plot([desempenoriskuexderiva(4)
desempenoriskuexderiva(4)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]);

legend('Pushover X (RISK-UE)', 'Menor', 'Moderado', 'Severo', 'Colapso', 'T=72
años', 'T=225 años', 'T=475 años', 'T=2500 años') % Leyenda

hold off

```

```

% Pushover X y Y

plot(pushx(:,1),pushx(:,2),'LineWidth',3); % Gráfica de la curva de capacidad
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grilla
plot(pushy(:,1),pushy(:,2),'LineWidth',3); % Gráfica de la curva de capacidad

ylabel('Cortante basal, V(kN)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje Y
xlabel('Deriva de entrepiso, (%)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
set(gca,'linewidth',1.5,'FontName','Times New Roman','fontSize',27) % Modificación
ejes
legend('Pushover X','Pushover Y') % Leyenda

hold off

```

H. Anexo 8: Gráficas del nivel de desempeño y umbral de daño según VISION 2000, HAZUS y RISK-UE. Sentido Y

```
% Gráficas del nivel de desempeño y umbral de daño según VISION 2000, HAZUS y
RISK-UE,
% Sentido Y

clc
clear all

pushy=xlsread('pushy.xlsx'); % Ingreso de datos
capacidady=xlsread('capacidady.xlsx'); % Ingreso de datos
espectrocapacidady=xlsread('espectrocapacidady.xlsx'); % Ingreso de datos
x=pushy(:,1); % Definición eje X
x2=pushy(:,2); % Definición eje Y
x3=espectrocapacidady(:,1); % Definición eje X
x4=espectrocapacidady(:,2); % Definición eje Y

% VISION 2000

plot(x,x2,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]); % Gráfica de la curva de capaciad
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grilla

ylabel('Cortante basal, V(kN)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje Y
xlabel('Deriva de entrepiso, (%)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
set(gca,'linew',1.5,'FontName','Times New Roman','fontsize',27) % Modificación
ejes

% Definición de límites
```

```

visionx=[0.2 0.5 1.5 2.5];
altura=[0 5000];
plot([visionx(1) visionx(1)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([visionx(2) visionx(2)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([visionx(3) visionx(3)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([visionx(4) visionx(4)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');

T72=pushy((length(find(capacidad(:,1)<0.07099))+1),1);
T225=pushy((length(find(capacidad(:,1)<0.09692))+1),1);
T475=pushy((length(find(capacidad(:,1)<0.12375))+1),1);
T2500=pushy((length(find(capacidad(:,1)<0.13948))+1),1);

desempenovisionx=[T72 T225 T475 T2500];

plot([desempenovisionx(1) desempenovisionx(1)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.85
0.85 0.85]);
plot([desempenovisionx(2) desempenovisionx(2)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.65
0.65 0.65]);
plot([desempenovisionx(3) desempenovisionx(3)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.40
0.40 0.40]);
plot([desempenovisionx(4) desempenovisionx(4)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0 0
0]);

legend('Pushover Y (VISION 2000)','Totalmento operativo','Operativo','Seguridad
de vida','Prevención al colapso','T=72 años','T=225 años','T=475 años','T=2500
años') % Leyenda

hold off

```



```

% HAZUS

plot(x,x2,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]); % Gráfica de la curva de capacidad
hold on
grid on
ylabel('Cortante basal, V(kN)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje Y
xlabel('Deriva de entrepiso, (%)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
set(gca,'linewidth',1.5,'FontName','Times New Roman','fontSize',27) % Modificación
ejes

% Definición de límites

hazusx=[0.4 0.69 1.57 4];
visiony=[0 500];
plot([hazusx(1) hazusx(1)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([hazusx(2) hazusx(2)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([hazusx(3) hazusx(3)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([hazusx(4) hazusx(4)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');

desempenohazusx=[T72 T225 T475 T2500];

plot([desempenohazusx(1) desempenovisionx(1)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.85
0.85 0.85]);
plot([desempenohazusx(2) desempenovisionx(2)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.65
0.65 0.65]);
plot([desempenohazusx(3) desempenovisionx(3)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.4
0.4 0.4]);
plot([desempenohazusx(4) desempenovisionx(4)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0 0
0]);

```

```

legend('Pushover Y (HAZUS)', 'Leve', 'Moderado', 'Extenso', 'Colapso', 'T=72
años', 'T=225 años', 'T=475 años', 'T=2500 años') % Leyenda

hold off

% RISK-UE (Sa-Sd)

grafpendiente=espectrocapacidad(:,1);
total=15;

vpendiente=zeros(total,1);
plot(x3,x4,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]); % Gráfica de la curva de capacidad
hold on % Almacenar gráficas
grid on % Activación de grilla
for i=1:total
a=(espectrocapacidad(i+1,2)-0)/(espectrocapacidad(i+1,1)-0);
vpendiente((i),1)=(a);
i=i+1;
end
m=mean(vpendiente); % Determinación pendiente de la curva de capacidad

varea=cumtrapz(x3(1:62,1),x4(1:62,1));
area=varea(length(varea),1); % Cálculo del área bajo la curva de capacidad

sdy=(2*area-
espectrocapacidad(length(varea),2)*espectrocapacidad(length(varea),1))/(m*espec
trocapacidad(length(varea),1)-espectrocapacidad(length(varea),2));
say=sdy*m;

xx=[0 sdy espectrocapacidad(62,1)];
yy=[0 say espectrocapacidad(62,2)];

```

```

%plot(xx,yy);

ylabel('Pseudo-aceleracion, Sa(g)', 'FontName', 'Times New Roman', 'FontSize', 27); %
Nombrar eje Y
xlabel('Pseudo-desplazamiento, Sd(m)', 'FontName', 'Times New
Roman', 'FontSize', 27); % Nombrar eje X
set(gca, 'linewidth', 1.5, 'FontName', 'Times New Roman', 'fontsize', 27) % Modificación
ejes

% Definición de límites

riskuey=[0.7*sd_y sdy sdy+0.25*(espectrocapacidad(62,1)-sdy)
espectrocapacidad(62,1)];
alturariskue=[0 1.8];
plot([riskuey(1) riskuey(1)], alturariskue, 'LineWidth', 4, 'LineStyle', '- -');
plot([riskuey(2) riskuey(2)], alturariskue, 'LineWidth', 4, 'LineStyle', '- -');
plot([riskuey(3) riskuey(3)], alturariskue, 'LineWidth', 4, 'LineStyle', '- -');
plot([riskuey(4) riskuey(4)], alturariskue, 'LineWidth', 4, 'LineStyle', '- -');

T72R=espectrocapacidad((length(find(capacidad(:,1)<0.07099))+1),1);
T225R=espectrocapacidad((length(find(capacidad(:,1)<0.09692))+1),1);
T475R=espectrocapacidad((length(find(capacidad(:,1)<0.12375))+1),1);
T2500R=espectrocapacidad((length(find(capacidad(:,1)<0.13948))+1),1);

desempenoriskuey=[T72R T225R T475R T2500R];

plot([desempenoriskuey(1)
desempenoriskuey(1)], alturariskue, 'LineWidth', 5, 'Color', [0.85 0.85 0.85]);

```

```

plot([desempenoriskuey(2)
desempenoriskuey(2)],alturariskue,'LineWidth',5,'Color',[0.65 0.65 0.65]);
plot([desempenoriskuey(3)
desempenoriskuey(3)],alturariskue,'LineWidth',5,'Color',[0.40 0.40 0.40]);
plot([desempenoriskuey(4)
desempenoriskuey(4)],alturariskue,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]);

legend('Pushover Y (RISK-UE)', 'Menor', 'Moderado', 'Severo', 'Colapso', 'T=72
años', 'T=225 años', 'T=475 años', 'T=2500 años') % Leyenda

hold off

% RISK-UE (P-deriva de piso)

plot(x,x2,'LineWidth',5,'Color',[0 0 0]); % Gráfica de la curva de capacidad
hold on
grid on

ylabel('Cortante basal, V(kN)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje Y
xlabel('Deriva de entrepiso, (%)','FontName','Times New Roman','FontSize',27); %
Nombrar eje X
set(gca,'linew',1.5,'FontName','Times New Roman','fontsize',27) % Modificación
ejes

% Definición de límites

L1=pushy((length(find(espectrocapacidad(:,1)<0.0714))+2),1);
L2=pushy((length(find(espectrocapacidad(:,1)<0.1020))+1),1);
L3=pushy((length(find(espectrocapacidad(:,1)<0.1769))+1),1);

```

```

L4=pushy((length(find(espectrocapacidad(:,1)<0.4015))+1),1);

visionx=[L1 L2 L3 L4];
altura=[0 5000];
plot([visionx(1) visionx(1)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([visionx(2) visionx(2)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([visionx(3) visionx(3)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');
plot([visionx(4) visionx(4)],altura,'LineWidth',4,'LineStyle','- -');

T72R=pushy((length(find(espectrocapacidad(:,1)<0.0675))+1),1);
T225R=pushy((length(find(espectrocapacidad(:,1)<0.0935))+1),1);
T475R=pushy((length(find(espectrocapacidad(:,1)<0.1262))+1),1);
T2500R=pushy((length(find(espectrocapacidad(:,1)<0.1427))+1),1);

desempenovisionx=[T72R T225R T475R T2500R];

plot([desempenovisionx(1) desempenovisionx(1)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.85
0.85 0.85]);
plot([desempenovisionx(2) desempenovisionx(2)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.65
0.65 0.65]);
plot([desempenovisionx(3) desempenovisionx(3)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0.40
0.40 0.40]);
plot([desempenovisionx(4) desempenovisionx(4)],altura,'LineWidth',5,'Color',[0 0
0]);

legend('Pushover Y (RISK-UE)', 'Menor', 'Moderado', 'Severo', 'Colapso', 'T=72
años', 'T=225 años', 'T=475 años', 'T=2500 años') % Leyenda

hold off

```