



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Influencia del tipo del suelo en la determinación del punto de
desempeño en una estructura**

Trabajo de graduación previo a la obtención al grado académico de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

MARCO SEBASTIAN MOLINA CABRERA

NICOLE ESTEFANÍA RUBIO VINTIMILLA

Director:

ESTEBAN MARCELO CABRERA VÉLEZ

CUENCA, ECUADOR

2023

DEDICATORIA

Quiero dedicar este logro a toda mi familia. Su amor incondicional y apoyo constante han sido mi mayor motivación para llegar hasta aquí. A mis padres, Marco y Cecilia, gracias por ser mi inspiración y guía a lo largo de mi educación. Su sacrificio y apoyo han sido fundamentales en mi éxito. A mis hermanos, Bernardo y Sofia, su cariño y alegría han sido un impulso en los momentos difíciles. A mis abuelos, Francisco y Cecilia, su sabiduría y amor siempre han sido un faro en mi camino. A mis amigos cercanos, gracias por estar siempre a mi lado y compartir este viaje conmigo.

Marco Sebastian Molina Cabrera

Dedico este trabajo en primer lugar, a mi mamá Mónica y a mi abuela Bertha, quienes desde el principio me inculcaron el amor por el conocimiento y me brindaron las herramientas necesarias para perseguir mis sueños. Su inquebrantable confianza en mí y su sacrificio incondicional han sido la base de mi éxito académico. A mis tíos Walter y Byron por ser como unos padres para mí y siempre apoyarme en todo lo que necesitaba. A mi familia y amigos por su constante aliento, comprensión y apoyo moral que me han dado la fuerza necesaria para superar cualquier obstáculo y alcanzar mis metas.

Nicole Estefanía Rubio Vintimilla

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer primeramente a Dios por todas sus bendiciones y por ayudarnos a cumplir una meta más en nuestras vidas. Agradecemos de corazón a nuestras familias por su amor y apoyo incondicional. Su aliento constante nos ha dado la fuerza para enfrentar los desafíos y lograr nuestras metas académicas. Agradecemos especialmente a nuestro director de trabajo de titulación Ing. Esteban Cabrera, por su valiosa orientación y paciencia. También queremos expresar nuestro profundo agradecimiento a los profesores de la Universidad del Azuay, su dedicación a la enseñanza y su guía experta han sido fundamentales en nuestra formación. Agradecemos de igual manera a Ing. Pablo Quinde y a Ing. José Vázquez por su tiempo y compromiso al revisar y evaluar nuestro trabajo. Sus comentarios y sugerencias fueron invaluable para mejorar la calidad y rigurosidad de este estudio.



RESUMEN:

“Influencia del tipo del suelo en la determinación del punto de desempeño en una estructura”

Se evaluó un edificio de hormigón armado de uso educativo construido en 1998, el cual no cumple con las prescripciones actuales de la normativa NEC. Las rótulas plásticas se calcularon usando códigos preparados en MATLAB, con el propósito de comprobar su asignación en el programa ETABS para obtener la curva de capacidad. El objetivo de este trabajo fue determinar los puntos de desempeño de la estructura cuando las características del suelo cambian y los resultados revelaron que a medida que las condiciones del suelo empeoran, el punto de desempeño aumenta, lo que incrementa el daño esperado en el edificio.

Palabras clave: curva de capacidad, punto de desempeño, rótulas plásticas, umbrales de daño, vulnerabilidad sísmica.

ABSTRACT:

A reinforced concrete educational building built in 1998, which does not comply with current regulations of the NEC normative, was evaluated. Plastic hinges were calculated using scripts developed in MATLAB to verify their assignment in the ETABS program and obtain the capacity curve. The objective of this study was to determine the performance points of the structure when soil conditions change. The results revealed that as soil conditions worsen, the performance point enlarges, increasing the expected damage to the building

Keywords: capacity curve, damage thresholds, performance point, plastic hinges, seismic vulnerability.



Este certificado se encuentra en el repositorio digital de la Universidad del Azuay, para verificar su autenticidad escanee el código QR.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
RESUMEN:	iv
ABSTRACT:	iv
INTRODUCCIÓN	1
1. CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES	2
1.1. Problemática y justificación.....	2
1.2. Marco Teórico.....	13
1.2.1. Capacidad.....	16
1.2.2. Demanda.....	17
1.2.3. Desempeño.....	18
1.2.4. Espectro de demanda.....	19
1.2.5. Espectro de diseño.....	19
1.2.6. Espectro de respuesta.....	20
1.2.7. Sismo de diseño.....	29
1.2.8. Amortiguamiento.....	31
1.2.9. Rótula Plástica.....	35
1.2.10. Representación bilineal.....	36
1.2.11. Punto de Desempeño.....	37

1.2.12. Niveles de Desempeño.....	37
1.3. Metodología	44
2. CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	45
2.1. Clasificación de la estructura	46
2.2. Información de sitio y cimentación	48
2.2.1. Tipo de suelo.....	48
2.3. Materiales	50
2.3.1. Hormigón.....	50
2.3.2. Acero de refuerzo.....	51
2.4. Vigas.....	52
2.5. Columnas.....	55
2.6. Losa	58
2.7. Gradadas.....	59
2.8. Cargas.....	60
2.9. Riesgo sísmico y nivel de sismicidad.....	62
2.10. Espectros de diseño elástico	64
3. CAPÍTULO 3. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	66
3.1. Factor de Importancia.....	66
3.2. Periodo fundamental de vibración.....	68
3.3. Factor de reducción de la respuesta sísmica (R)	71
3.4. Cortante Basal	74
3.5. Ajuste del Cortante Basal	77
3.6. Revisión de derivas de piso	77

4. CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	79
4.1. Rótulas plásticas.....	79
4.1.1. Relaciones generales de Fuerza-Deformación.....	79
4.1.2. Rótulas plásticas en vigas.....	80
4.1.3. Rótulas plásticas en columnas.....	90
4.2. Demanda.....	97
4.3. Método ATC y FEMA 440	98
4.4. Linealización equivalente (FEMA-440, 2005).....	101
4.5. Conversión de coordenadas para transformación de curva de capacidad a espectro de capacidad.....	113
4.6. Capacidad del edificio	118
4.7. Punto de desempeño de la estructura	120
4.8. Umbrales de daño.....	120
5. CAPÍTULO 5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y NO LINEAL	126
5.1. Obtención del cortante	126
5.2. Obtención de derivas	127
5.3. Obtención de rótula plástica en vigas banda y columnas.....	130
5.4. Obtención de curva de capacidad del edificio.....	133
5.5. Obtención del punto de desempeño de la estructura	135
5.6. Obtención de umbrales de daño	139
5.7. Comparación de espectro calculado por ETABS y manualmente	140
CONCLUSIONES.....	143
RECOMENDACIONES.....	146

LISTA DE REFERENCIAS148

Índice de Figuras

Figura 1-1: Placas tectónicas.....	2
Figura 1-2: Zona de Subducción.....	3
Figura 1-3: Zona de colisión.....	3
Figura 1-4: Zona de falla transformante	4
Figura 1-5: Mapa de Zonificación Sísmica en Ecuador	5
Figura 1-6: Epicentro del sismo registrado el 18/03/2023	6
Figura 1-7: Mapa referencial de intensidad percibida a nivel cantonal	7
Figura 1-8: Localización de eventos en la zona del golfo.....	9
Figura 1-9: Daños estructurales en el edificio, a) Baño del tercer piso b) Multimedia 1 c) Multimedia 4 d) Fachada	10
Figura 1-10: Mapa de intensidades del sismo del 16 de abril de 2016.	12
Figura 1-11: Representación de curva de capacidad	17
Figura 1-12: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	21
Figura 1-13: Representación bilineal del espectro de capacidad, ATC 40	36
Figura 2-1: Modelado de la estructura, donde: a) Vista frontal b) Vista posterior c) Vista superior	46
Figura 2-2: Planta de cimentación del edificio de Ciencia y Tecnología.....	49
Figura 2-3: Sección de zapata corrida para la columna más cargada en donde: (a) sección de zapata corrida con dimensiones mínimas de acuerdo con el código ACI 318 – 19 (b) Las dimensiones están en centímetros (cm).....	50
Figura 2-4: Armado típico de viga banda	53

Figura 2-5: Detalle de armado para viga banda, donde: a) Pisos más cargados, b) Cubierta	54
Figura 2-6: Disposición de columnas en la edificación	56
Figura 2-7: Planta tipo de losa de entrepiso	58
Figura 2-8: Sección típica de la losa de entrepiso.....	59
Figura 2-9: Detalle de zona de gradas del edificio de CCTT	60
Figura 2-10: Curvas de peligro sísmico para la ciudad de cuenca	63
Figura 2-11: Espectros de diseño elástico, usando suelo A, B, C, D, E	65
Figura 4-1: Relación generalizada de fuerza vs deformación para elementos de concreto armado al incursionar en el rango no lineal	79
Figura 4-2: Opción Frame en Etabs	86
Figura 4-3: Opción Hinges, Etabs	87
Figura 4-4: Ubicación de rótula en vigas, Etabs.	88
Figura 4-5: Parámetros de rótulas plásticas en Vigas	89
Figura 4-6: Derivación de amortiguamiento para reducción espectral	100
Figura 4-7: Efecto del factor de Modificación (M) del FEMA 440.....	112
Figura 4-8: Obtención del punto de desempeño (MADRS)	113
Figura 4-9: Curva de capacidad típica y distribución de los puntos de desempeño.	119
Figura 5-1: Obtención de cortante.....	126
Figura 5-2 : Obtención de derivas inelásticas de los diferentes tipos de suelos en la dirección +X, + Y.....	128

Figura 5-3: Gráfica momento-rotación con objetivos de desempeño de la Viga B101.	132
Figura 5-4: Gráfica momento-rotación con objetivos de desempeño de la columna central 50x50.	133
Figura 5-5: Curvas de capacidad para las direcciones: a) +X, -X b) +Y, -Y	134
Figura 5-6: Puntos de desempeño usando los diferentes tipos de suelo para las direcciones: a) +X, b) -X, c) +Y, d) -Y	135
Figura 5-7: Umbrales de daño con cada tipo de suelo, en las direcciones: a)+X, b)-X, c)+Y, d)-Y.	139
Figura 5-8: Espectro por ETABS vs Espectro manual. a) +X, b)-X, c) +Y, d)-Y. .	142

Índice de Tablas

Tabla 1-1	8
Tabla 1-2	23
Tabla 1-3	24
Tabla 1-4	27
Tabla 1-5	28
Tabla 1-6	29
Tabla 1-7	30
Tabla 1-8	33
Tabla 1-9	43
Tabla 2-1	51
Tabla 2-2	52
Tabla 2-3	55
Tabla 2-4	57
Tabla 2-5	61
Tabla 2-6	62
Tabla 2-7	63
Tabla 2-8	65
Tabla 3-1	66
Tabla 3-2	69
Tabla 3-3	69
Tabla 3-4	70
Tabla 3-5	72

Tabla 3-6	73
Tabla 3-7	76
Tabla 3-8	78
Tabla 4-1	82
Tabla 4-2	91
Tabla 4-3	95
Tabla 4-4	106
Tabla 4-5	109
Tabla 4-6	123
Tabla 5-1	127
Tabla 5-2	128
Tabla 5-3	130
Tabla 5-4	130
Tabla 5-5	131
Tabla 5-6	136
Tabla 5-7	137
Tabla 5-8	137
Tabla 5-9	138

Índice de anexos

Anexos 1	155
Anexos 2	166

INTRODUCCIÓN

La estabilidad y el desempeño de una estructura dependen de una serie de factores, y uno de los más significativos es el suelo sobre el cual se construye. El suelo es el cimiento que sustenta nuestras edificaciones, y su comportamiento puede influir de manera considerable en la respuesta estructural. A medida que los ingenieros evalúan y diseñan una estructura, es crucial comprender la interacción del suelo con ella, especialmente en relación con la determinación del punto de desempeño. Este punto marca el límite al cual una estructura puede resistir y soportar las fuerzas aplicadas antes de experimentar daños o colapsos inaceptables. Sin embargo, el suelo en el que se asienta la estructura puede modificar significativamente este punto de desempeño.

La interacción suelo-estructura se vuelve aún más compleja debido a los diferentes tipos de suelo que se encuentran en distintas ubicaciones geográficas. Por ejemplo, en suelos densos y rígidos, las ondas sísmicas tienden a propagarse con mayor velocidad y menor amplificación, lo que puede resultar en una respuesta estructural relativamente más favorable. En contraste, en suelos blandos y menos cohesivos, las ondas sísmicas pueden experimentar amplificaciones y deformaciones significativas, lo que representa un mayor riesgo para las estructuras.

A lo largo de este trabajo se llevó a cabo un análisis tanto estático lineal como no lineal, con el objetivo de estudiar detalladamente la influencia del suelo en la respuesta estructural de la edificación. Mediante este análisis, se buscó comprender cómo las características geotécnicas del suelo afectan el comportamiento y la estabilidad de la estructura frente a diferentes cargas y eventos sísmicos.

1. CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

1.1. Problemática y justificación

La teoría de la tectónica de placas postula que la superficie de la Tierra se compone de múltiples segmentos de roca rígida de la litosfera que flotan en el manto basáltico y se mueven constantemente. Estas placas se componen de la corteza terrestre y cambian de forma y posición a lo largo del tiempo. Los continentes se encuentran en estas placas móviles, y la teoría explica que el movimiento constante de estas placas es responsable de la actividad sísmica y volcánica que se observa en la Tierra, así como lo representa la **Figura 1-1** (Cobos Torres, 2017).

Figura 1-1: Placas tectónicas



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Zona de subducción: en esta zona la corteza se destruye progresivamente, en donde unas placas se hunden debajo de otras, es decir una placa oceánica se introduce debajo de una continental, tal y como lo representa la **Figura 1-2** (Cobos Torres, 2017).

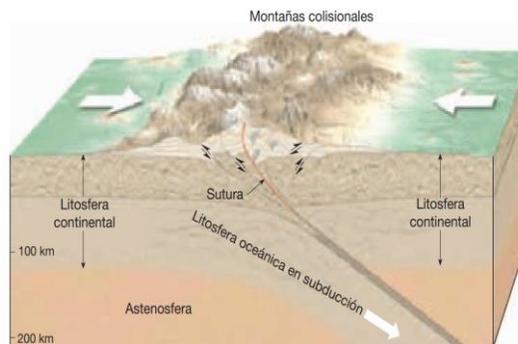
Figura 1-2: Zona de Subducción



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Zona de colisión: es aquella en la que el choque se da entre placas continentales y se da una grande deformación, como se evidencia en la **Figura 1-3** (Cobos Torres, 2017).

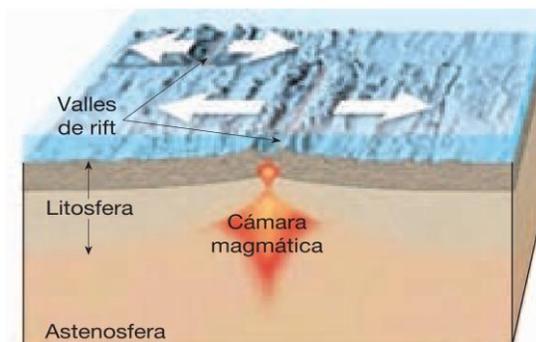
Figura 1-3: Zona de colisión



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra.

Zona de falla de desplazamiento lateral: se presenta cuando ocurre un movimiento horizontal y no hay cambios en la formación o eliminación del material cortical, tal como se ilustra la **Figura 1-4** (Cobos Torres, 2017).

Figura 1-4: Zona de falla transformante



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

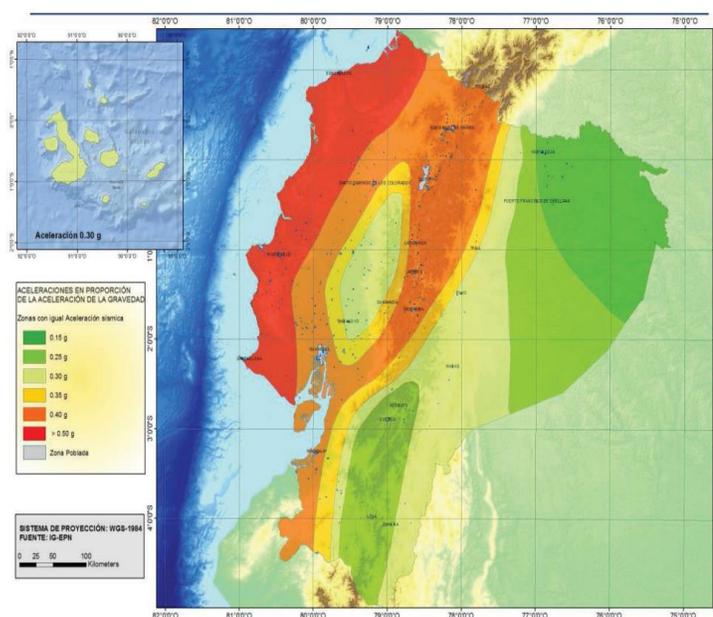
Dentro del Ecuador la amenaza sísmica está dominada en gran medida por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca) y corteza (superficie). Cada una de estas fuentes lleva a cabo un proceso de acumulación y liberación de energía independiente de lo que sucede en otras fuentes (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

Los terremotos se dividen en tres categorías principales según su profundidad: sismos corticales, sismos interplaca y sismos intraplaca. Los sismos corticales tienen una profundidad de menos de 40 km y ocurren dentro de la placa tectónica sudamericana. Los sismos interplaca también tienen una profundidad similar y se deben al roce entre la placa de Nazca y Sudamericana en su zona de convergencia. Por último, los sismos intraplaca son sismos de falla normal de profundidad intermedia, es decir, con una profundidad que

oscila entre los 40 y 300 km y se localizan dentro de la placa oceánica de Nazca, que se sumerge debajo de la placa continental Sudamericana (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

Ecuador se ha visto afectado por sismos altamente destructivos como el de Esmeraldas (1906), Bahía de Caráquez (1998) y Pedernales (2016), este último tuvo una magnitud de 7.8 Mw, cuyo epicentro se ubicó en las coordenadas 0.371°N y 79.940°W a una profundidad de 19km, los valores de aceleraciones máximas reportados alcanzaron intensidades cercanas a los 0.6g, como se evidencia en la **Figura 1-5**, según la NEC-SE-DS 2015 (Suntaxi Tipan, 2016).

Figura 1-5: Mapa de Zonificación Sísmica en Ecuador



Fuente: NEC-SE-DS 2015

* La escala sismológica de magnitud de momento (Mw) es una escala logarítmica usada para medir y comparar terremotos. Está basada en la medición de la energía total que se libera en un sismo.

Además de los sismos nombrados anteriormente, sucedió un sismo el día 18 de marzo de 2023 a las 12:12, con una magnitud de 6,64 Mw y con una profundidad de 44 km, a 29.12Km de Balao, Guayas. En la **Figura 1-6** se identifica el epicentro (Gestionderiesgos, 2023).

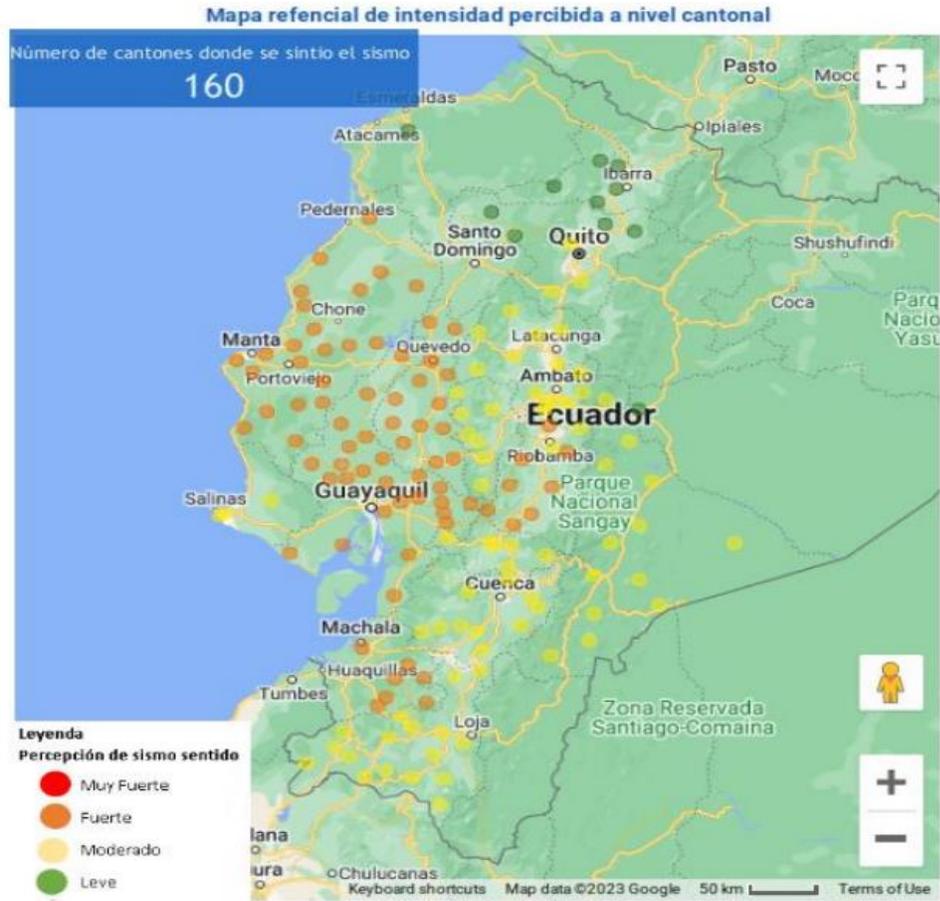
Figura 1-6: Epicentro del sismo registrado el 18/03/2023



Fuente: (Gestionderiesgos, 2023)

De acuerdo con la información recibida por Gestión de Riesgos del Ecuador, el sismo se sintió en las siguientes provincias y cantones los cuales se representan en la **Figura 1-7** y la **Tabla 1-1**.

Figura 1-7: Mapa referencial de intensidad percibida a nivel cantonal



Fuente: (Gestionderiesgos, 2023)

Tabla 1-1

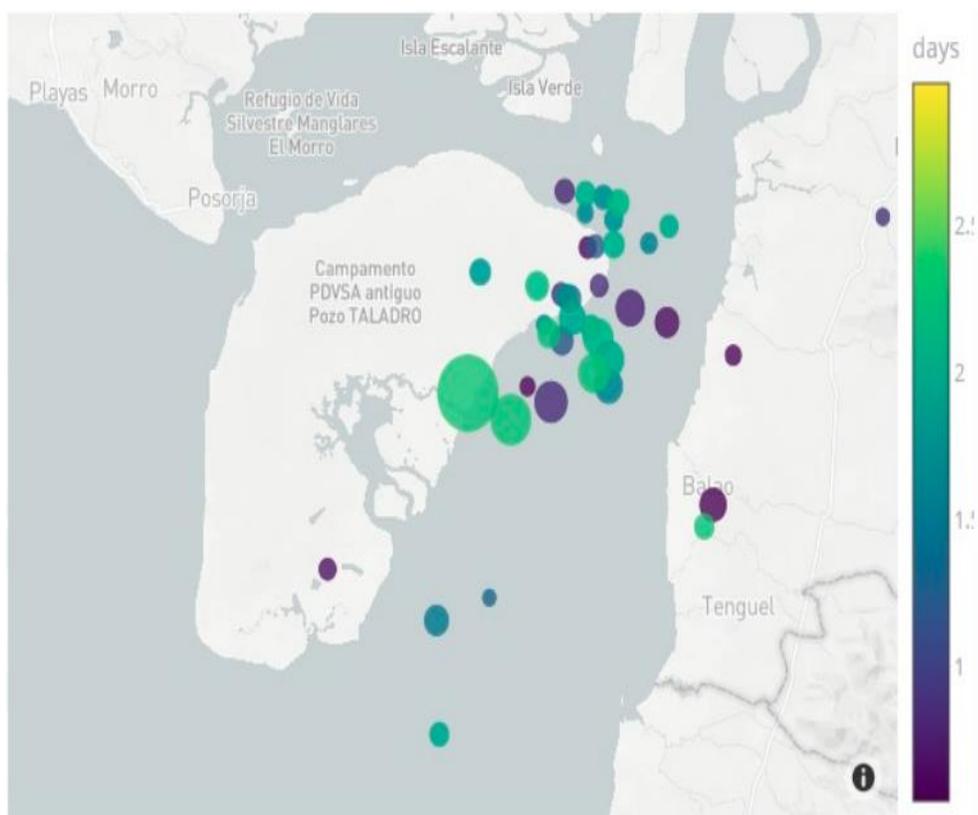
Número de cantones clasificados por provincia de acuerdo a la percepción del sismo.

Intensidad/ Núm. Cantones donde se sintió el sismo			
Provincia	Leve	Moderado	Fuerte
Tungurahua	-	8	-
Santa Elena	-	3	-
Pichincha	4	3	-
Pastaza	1	-	-
Morona Santiago	-	12	-
Manabí	-	-	22
Los Ríos	-	-	13
Loja	-	16	-
Imbabura	5	-	-
Guayas	-	-	25
Esmeraldas	1	-	-
El Oro	-	-	7
Cotopaxi	-	7	-
Chimborazo	-	2	8
Cañar	-	7	-
Bolívar	-	7	-
Azuay	-	10	-

Nota. (Gestionderiesgos, 2023)

El instituto geofísico del Ecuador dio a conocer que se han registrado 30 réplicas con magnitudes de 2.1 y 4.6 MLv, como se evidencia en la **Figura 1-8**, en donde la escala de colores representa los días transcurridos desde el evento del 18 de marzo que tuvo una magnitud de 6.64 Mw.

Figura 1-8: Localización de eventos en la zona del golfo.



Fuente: (INSTITUTO GEOFÍSICO, 2023)

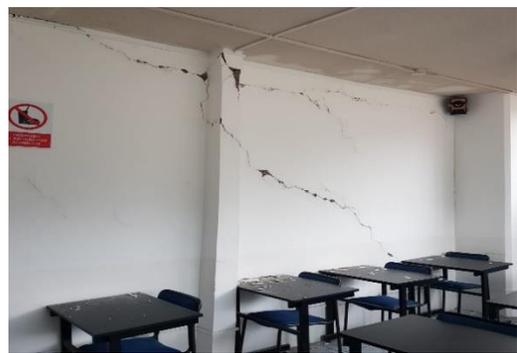
*MLv: Magnitud local calculada en la componente vertical, usando una corrección para adecuarla a la ML estándar de Richter (1935). (IGEPN, 2023)

Este sismo trajo varios daños estructurales en muchos lugares del país, y de igual forma afectó al edificio de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, debido a que esta estructura fue construida en 1998, es decir antes de la normativa de la NEC, en la **Figura 1-9** se puede evidenciar algunos daños que sufrió la estructura mencionada.

Figura 1-9: Daños estructurales en el edificio, a) Baño del tercer piso b) Multimedia 1 c) Multimedia 4 d) Fachada



a)



c)



b)



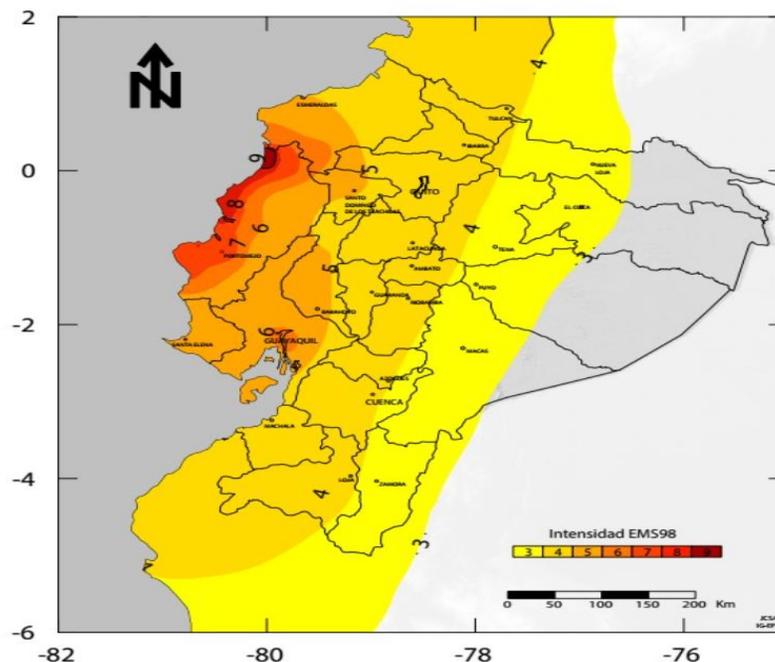
d)

Fuente: Universidad del Azuay, 2023

Cuando se trata de la amenaza sísmica en Ecuador, es importante reconocer que no todas las regiones geográficas son similares. Los terremotos superficiales son más comunes en las zonas costeras y pueden ser extremadamente destructivos, con profundidades focales que pueden alcanzar hasta 60 km. Por otro lado, los terremotos que ocurren en la región amazónica tienen una profundidad focal de 200 km y son menos violentos. En la sierra, la actividad sísmica varía, y puede volverse muy peligrosa debido a la presencia de fallas locales a lo largo de los Andes (Estrada Arana & Vivanco Pesántez, 2019).

La aparición de terremotos puede ocasionar graves daños a las estructuras y provocar la pérdida de vidas y daños económicos significativos. Muchas de estas pérdidas no se deben directamente al terremoto en sí, sino a fallas en las estructuras que deberían haber sido construidas y diseñadas para garantizar la seguridad y el bienestar de las personas. La intensidad del terremoto que tuvo lugar en 2016 se puede observar en la en la **Figura 1-10** (Suntaxi Tipan, 2016).

Figura 1-10: Mapa de intensidades del sismo del 16 de abril de 2016.



Fuente: INFORME SÍSMICO ESPECIAL N. 12 - 2016

Debido a los daños tanto en las partes estructurales como no estructurales que resultan de los terremotos, se ha comenzado a cuestionar la eficacia de las estructuras convencionales. Los terremotos causan daño a las estructuras debido a la transferencia de la aceleración del suelo a la estructura misma. Aunque al aumentar la resistencia de la estructura puede minimizar este efecto, a veces esto simplemente no es factible o adecuado. En consecuencia, se busca reducir la respuesta de la estructura a los terremotos mediante la implementación de técnicas de mejora sísmica (Estrada Arana & Vivanco Pesántez, 2019).

A partir de los eventos sísmicos sucedidos en el país, existe una gran preocupación por lograr seguridad en cuanto al diseño de estructuras sismo resistentes. Debido a que

Ecuador está en una zona con alta actividad sísmica, deberían construirse estructuras que cumplan con las normas sismorresistentes y con un control de calidad adecuado.

En este contexto, para llevar a cabo una evaluación sísmica adecuada, es necesario definir correctamente el tipo del suelo, debido a que define el espectro de demanda, y esto lleva a un posible error en la determinación de la respuesta de la estructura. El objetivo de esta investigación es medir la sensibilidad en la determinación de la respuesta estructural, cuando se cambia el tipo de suelo.

1.2. Marco Teórico

Desde que se fundó en 1973, el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40, 1996) ha adquirido un papel fundamental en la promoción de tecnologías y recursos aplicados para reducir los efectos de los peligros naturales y provocados por el ser humano en el entorno construido. Durante las últimas tres décadas, los proyectos e informes de ATC han establecido la base técnica de la ingeniería sísmica en la práctica (Gutiérrez Claudio, 2022).

En los años 80, comenzó el diseño basado en el desempeño y la rehabilitación de edificios ya existentes. Este tipo de diseño surgió de las recomendaciones proporcionadas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) y la Asociación de Cemento Portland (PCA). La necesidad de establecer niveles de desempeño sísmico y su aplicación en el proceso de diseño motivó el desarrollo de metodologías para evaluar el impacto de los terremotos en edificios de concreto ya construidos, así como para reforzarlos (Estrada Arana & Vivanco Pesántez, 2019). Siete documentos son la base de

los procedimientos para análisis y diseño de una estructura: SEAOC Visión 2000 (1995), ATC-40 (1996), FEMA 273 (1996), FEMA 356 (2000), FEMA 440 (2005) ASCE 41-17(2017) y HAZUS (2020).

De igual forma existe otra documentación el cual es el (FEMA, 445, 2006), es un documento importante en el campo de la ingeniería sísmica. A continuación, se proporcionan algunos detalles clave sobre este informe:

Propósito: El propósito del informe (FEMA, 445, 2006) es proporcionar un modelo mejorado de los movimientos sísmicos para su uso en la evaluación de riesgos sísmicos y el diseño estructural en los Estados Unidos.

Contenido: El informe incluye una revisión detallada de la literatura existente sobre modelos de reducción de movimientos sísmicos, así como un análisis de datos de terremotos históricos para desarrollar un nuevo modelo de atenuación. También se discuten los métodos para la validación y calibración del modelo.

Importancia: El informe es importante porque proporciona un modelo mejorado de los movimientos sísmicos, lo que permite a los ingenieros y científicos evaluar y diseñar estructuras más seguras contra los efectos de los terremotos. El modelo también ayuda a los planificadores de emergencias a prepararse mejor para movimiento telúricos y a tomar decisiones informadas sobre la gestión de desastres.

En 1987, se publicó el informe ATC-14 por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC), el cual evaluaba la capacidad sísmica de edificios ya construidos. Posteriormente, en 2005, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) publicó el documento *"Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures FEMA 440"*, el

cual fue desarrollado por el ATC bajo el proyecto ATC. Este documento examina y propone mejoras a las metodologías de análisis no lineal, incluyendo la Evaluación y Modernización Sísmica de Edificios de Concreto ATC 40 y el *Prestandard* y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios FEMA 356. El ATC 40 presenta el Método del Espectro de Capacidad (MEC), el cual utiliza la intersección del espectro de capacidad de la estructura y el espectro de demanda reducido, que representa el movimiento del suelo, para determinar el desplazamiento modal de la estructura (Gutiérrez Claudio, 2022).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, la cual fue por primera vez publicada en el año 2011, en su guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras (pág. 143), indica que:

Este párrafo describe un proceso para estimar las fuerzas laterales y los requisitos de diseño sísmico que se establecieron en 1977, después de la publicación del Código Americano UBC (1974). La versión del código de 2001 incluye requisitos de diseño y modelado similares al código americano UBC (1997), que se considera como el año de referencia del diseño sísmico en Ecuador. En consecuencia, los edificios construidos antes de 1977 se consideran no resistentes a los terremotos, mientras que los edificios construidos después de 2001 y hasta la fecha de publicación de la NEC se consideran diseñados para resistir sismos. (Arteaga Mora, 2016).

Análisis de las estructuras existentes utilizando el estándar ASCE 41-17 para su evaluación.

La Norma (ASCE, 41-17), establece disposiciones para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificios mediante un procedimiento sistemático que permite

adaptarlos para resistir los efectos de los eventos sísmicos. Esta norma proporciona una metodología rigurosa para evaluar todo el edificio y establece los procedimientos de análisis y criterios de aceptación.

La norma también especifica requisitos para cimentaciones y riesgos del sitio geológico, componentes estructurales de acero, concreto, mampostería, madera y acero conformado en frío, y componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos. Además, la norma aborda el uso de aislamiento sísmico y sistemas de disipación de energía (ASCE, 41-17).

La capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas es esencial para garantizar que su rendimiento cumpla con los objetivos previstos. Los procedimientos de análisis no lineal simplificados, tales como el método del espectro de capacidad y el método del coeficiente de desplazamiento, se basan en tres factores claves: la capacidad de la estructura, la demanda a la que se somete y el desempeño esperado (ATC-40, 1996).

1.2.1. Capacidad:

Viene definida por el edificio y se caracteriza con la curva de capacidad. La capacidad total de una estructura se ve determinada por las propiedades de resistencia y capacidad de deformación de sus elementos constituyentes.

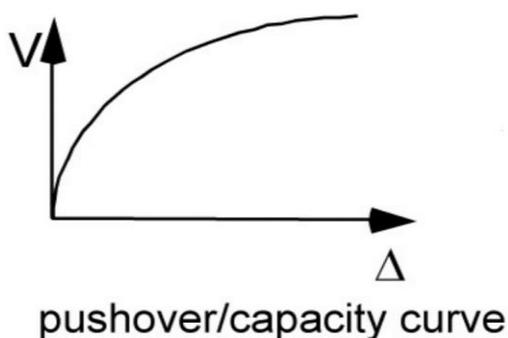
La curva de capacidad pushover aproxima el comportamiento de las estructuras después de exceder su límite elástico (ATC-40, 1996).

Sobre la curva de capacidad en formato derivas vs cortante en la base, se pueden ubicar los objetivos de desempeño definidos según algún criterio, para luego estimar el

desplazamiento máximo probable para el movimiento del terreno especificado (ATC-40, 1996) y evaluar su desempeño.

En la **Figura 1-11** se puede observar la curva de capacidad definida en función del desplazamiento en el techo versus el cortante en la base, se utiliza esta relación fuerza-desplazamiento para representar el comportamiento de un oscilador simple de un solo grado de libertad (FEMA-440, 2005).

Figura 1-11: Representación de curva de capacidad



Fuente: (FEMA-440, 2005)

1.2.2. Demanda:

Cuando ocurre un terremoto, los movimientos del suelo generan patrones de desplazamiento horizontal en las estructuras que pueden ser muy complicados y que pueden cambiar con el tiempo. En el contexto de una estructura determinada y un terremoto específico, la demanda de desplazamiento se refiere a una estimación de la respuesta máxima anticipada que la estructura enfrentará (ATC-40, 1996).

La demanda sísmica se puede definir mediante los espectros de diseño, los cuales tienen formas estandarizadas y se pueden obtener a partir de las normativas de cada país.

En el caso de este estudio se usarán las formas espectrales definidas en: (NEC-SE-DS, 2015).

1.2.3. Desempeño:

Después de establecer una curva de capacidad y una demanda, es posible llevar a cabo una evaluación del rendimiento mediante la determinación del punto de desempeño. Dicha evaluación tiene como objetivo verificar que los componentes de la estructura, tanto estructurales como no estructurales, no sufran daños que excedan los límites aceptables establecidos para las fuerzas y desplazamientos asociados con la demanda de desplazamiento (ATC-40, 1996).

- **Desempeño sísmico**

Para evaluar el desempeño sísmico en diferentes escenarios de estudio, donde se realizaron variaciones en su diseño, especialmente en cuanto al refuerzo transversal, se utiliza la linealización equivalente de FEMA 440, el cual se describe en la sección 4.4. Esta guía de análisis sísmico presenta mejoras y cambios en comparación con las guías anteriores FEMA 356 y ATC 440.

De acuerdo a la normativa (NEC-SE-DS, 2015), para la evaluación del comportamiento sísmico se empleará un método de análisis que no es lineal. Se llevará a cabo la verificación del cumplimiento de los siguientes objetivos de rendimiento:

Para las estructuras consideradas como esenciales:

- Garantizar la seguridad de las personas ante la amenaza sísmica con un periodo de retorno (T_r) de 475 años.

- Evitar el colapso de la estructura ante la amenaza sísmica con un periodo de retorno (T_r) de 2500 años.

Para las estructuras designadas como de ocupación especial:

- Prevenir el colapso de la estructura ante la amenaza sísmica con un periodo de retorno (T_r) de 2500 años.

1.2.4. Espectro de demanda:

El espectro de demanda sísmica es una curva que representa la relación entre la aceleración, la velocidad o la deformación de una estructura ante la acción de un sismo y el periodo de vibración de dicha estructura. Este espectro es utilizado para estimar la respuesta sísmica de las estructuras y se emplea en el diseño sísmico de las mismas.

La (NEC-SE-DS, 2015) establece el espectro de demanda sísmica para el diseño de estructuras en el país. Este espectro se obtiene mediante el análisis de registros sísmicos y se presenta en la normativa en forma de gráfica que relaciona la aceleración sísmica con el periodo de vibración de la estructura. La curva del espectro de demanda sísmica representa el nivel de energía sísmica que una estructura puede recibir en función de su periodo de vibración.

1.2.5. Espectro de diseño

El espectro de diseño es una herramienta esencial para la evaluación de la resistencia sísmica de las estructuras, el cual se construye a partir de una combinación de factores geológicos, tectónicos y sismológicos específicos del sitio en el que se encuentra la estructura a evaluar. Este espectro se presenta como un modelo matemático que describe la amplitud y frecuencia de las ondas sísmicas que se esperan en dicho sitio. Es importante

destacar que el espectro de diseño es de tipo elástico, debido a que se basa en la respuesta elástica de la estructura ante un evento sísmico. Además, se asume una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, lo que indica que se considera que la estructura tiene un nivel de amortiguamiento moderado y no excesivo. (NEC-SE-DS, 2015).

El principal propósito de utilizar un espectro de diseño es brindar una representación precisa de los efectos dinámicos que se anticipan en un evento sísmico, lo que permite un diseño más efectivo y seguro de las estructuras. Esto es fundamental para asegurar la protección de las personas y la continuidad de las actividades en caso de un sismo. (NEC-SE-DS, 2015).

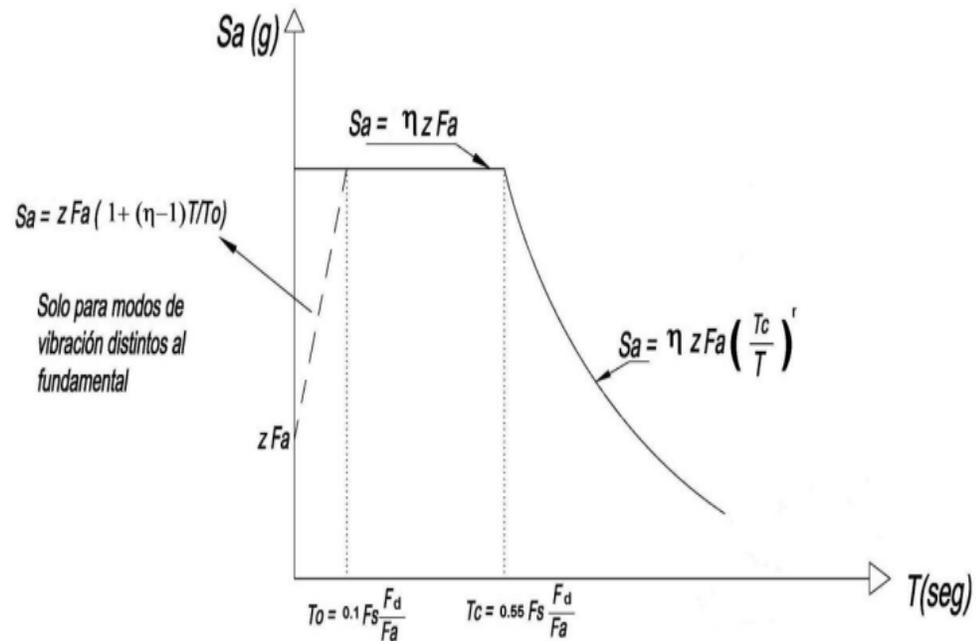
1.2.6. Espectro de respuesta

De acuerdo con (NEC-SE-DS, 2015), el espectro de respuesta se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad en el eje de las ordenadas y el periodo de vibración en el eje de las abscisas, como se puede evidenciar en la **Figura 1-12**.

Para poder obtener el espectro de diseño, se necesitan los siguientes datos que representan el lugar donde se encuentra la estructura:

- El nivel de actividad sísmica en la región donde se encuentra la estructura.
- Las características del suelo en el lugar donde se ubica la estructura.
- La consideración de los coeficientes de amplificación del suelo f_a , f_d , f_s en el análisis.

Figura 1-12: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La definición de cada uno de los parámetros del espectro de diseño elástico se los puede observar en la (NEC-SE-DS, 2015) peligro sísmico, parte 1 (página 33).

El espectro mencionado se basa en una fracción de amortiguamiento del 5% en relación al amortiguamiento crítico, el cual se obtiene mediante la **Ecuación 1** y la **Ecuación 2**, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación 1}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Para } T > T_c \quad \text{Ecuación 2}$$

La definición de cada uno de los parámetros del espectro de diseño elástico se los puede observar en la (NEC-SE-DS, 2015) peligro sísmico, parte 1 (página 34).

Los límites para el periodo de vibración TC y TL se obtienen de la **Ecuación 3** y

Ecuación 4:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$T_L = 2.4 * F_d \quad \text{Ecuación 4}$$

La definición de cada uno de los parámetros del espectro de diseño elástico se los puede observar en la (NEC-SE-DS, 2015) peligro sísmico, parte 1 (páginas 34-35).

➤ **Zonificación sísmica y factor de zona Z**

En el caso de edificios de uso común, se emplea el valor de Z para representar la aceleración máxima que se espera en roca durante el sismo de diseño, expresada en términos de fracción de la aceleración de la gravedad. La ubicación de la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas en Ecuador, las cuales se diferencian por el

valor asignado al factor de zona Z, de acuerdo con el mapa de la **Figura 1-5** (NEC-SE-DS, 2015).

El mapa de zonificación sísmica para el diseño se deriva del estudio de peligro sísmico, que contempla un 10% de excedencia en un período de 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años. Este estudio incluye la intensidad a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en la zona VI, la cual caracteriza la costa del Ecuador. En la **Tabla 1-2** se evidencian los valores del factor Z de acuerdo a la zona sísmica (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 1-2

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

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de Peligro Sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

Según lo establecido en el documento (NEC-SE-DS, 2015), se considera que todo el territorio de Ecuador tiene una alta amenaza sísmica, excepto por:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia.
- En el litoral de Ecuador, se encuentra una alta amenaza sísmica.

➤ **Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico**

La identificación del tipo de suelo es fundamental para poder comprender el comportamiento que tendrá la estructura ante cualquier tipo de movimiento. Existen seis tipos de perfiles de suelo definidos, los cuales se detallan en la **Tabla 1-3** (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 1-3

Clasificación de los perfiles de suelo

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

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan	$50 > N \geq 15.0$
	cualquiera de las dos condiciones.	$100 \text{ kPa} > Su \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	onda de cortante.	
	Perfil que contiene un espesor total H mayor	$IP > 20$
	de 3 m de arcillas blandas.	$w \geq 40\% S$
		$u < 50 \text{ kPa}$

Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:

- F** F1—Son suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
- F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
- F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$).
-

F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$).

F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.

F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

➤ **Coefficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .**

- **F_a : Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto**

En la **Tabla 1-4** se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 1-4*Tipo de suelo y Factores de sitio Fa*

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.10	1	0.85
F	Ver en la Tabla 2					

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

- **Fd: desplazamientos para diseño en roca.**

En la **Tabla 1-5** se proporcionan los valores del coeficiente Fd, que aumenta las magnitudes de las respuestas de desplazamiento en el espectro elástico de diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos producidos por las características del terreno. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 1-5*Tipo de suelo y Factores de sitio Fd*

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Ver en la Tabla 2					

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

- **Fs: comportamiento no lineal de los suelos**

En la **Tabla 1-6** se exponen los valores del coeficiente F_s , los cuales tienen en cuenta la conducta no lineal de los suelos, la disminución del período del sitio que se ve afectado por la intensidad y la frecuencia del movimiento sísmico, así como por los desplazamientos relativos del suelo. Todo esto se presenta en relación a los espectros de aceleraciones y desplazamientos (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 1-6

Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Ver en la Tabla 1-2					

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

1.2.7. Sismo de diseño:

El sismo de diseño se refiere a un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de suceder en un lapso de 50 años, lo que se traduce en un período de retorno aproximado de 475 años. Se determina mediante un examen detallado de la amenaza sísmica en el sitio donde se encuentra la estructura, o a través de mapas confiables de

peligrosidad sísmica. Esta evaluación ayuda a identificar los requisitos necesarios para asegurar que la estructura sea segura y resistente durante un sismo (NEC-SE-DS, 2015).

- **Niveles de amenaza sísmica**

Los sismos se clasifican de acuerdo a los niveles de peligro y el periodo promedio de retorno, como se muestra en la **Tabla 1-7**.

Tabla 1-7

Niveles de amenaza sísmica

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

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

➤ Efectos de los sismos

En un terremoto se incluyen fuerzas y desplazamientos. Dentro de las estructuras se observan comportamientos (respuestas) lineales y no lineales:

- Si la estructura tiene la capacidad resistente suficiente, la relación fuerzas/desplazamientos es lineal, y será dada por la rigidez elástica del sistema.

- Caso contrario: la relación entre fuerzas y desplazamientos en la estructura (no lineal) es afectada por la rigidez elástica, las propiedades inelásticas y la historia de los desplazamientos previos en la estructura. (NEC-SE-DS, 2015)

1.2.8. Amortiguamiento:

El término amortiguamiento se refiere a la habilidad de un edificio para absorber energía durante un sismo y disminuir las vibraciones y movimientos no deseados. Se mide como una proporción de la energía total disipada en un ciclo completo de vibración y se expresa como un número o porcentaje. Según las recomendaciones de (ATC-40, 1996), se sugiere un amortiguamiento mínimo del 20% para edificios residenciales y hasta un 30% para edificios de oficinas y otros usos comerciales.

De acuerdo a otras fuentes el amortiguamiento es un proceso en el que la amplitud de la vibración disminuye de forma constante (Chopra, 2014). Este tipo de amortiguamiento se produce debido a las fricciones internas presentes en elementos no estructurales, soportes, entre otros. Estos elementos son los encargados de absorber la energía sísmica durante un evento sísmico, ya que el movimiento oscilatorio se reduce y se expresa como una fracción del amortiguamiento.

El objetivo del amortiguamiento es hacer que un sistema con una vibración libre disminuya constantemente la amplitud de su periodo. La capacidad del amortiguamiento de las estructuras está siempre limitada por la capacidad de los materiales que las componen para disipar energía, ya sean de hormigón o acero. El amortiguamiento aerodinámico puede ser beneficioso para la estructura, pero su efectividad depende en gran medida de la forma, la dirección y la velocidad del viento. Aunque la interacción suelo-estructura ofrece una contribución limitada al amortiguamiento, se pueden agregar sistemas auxiliares que proporcionen un mecanismo efectivo y confiable para la disipación de energía (Supe Guillen, 2021).

El comportamiento de las estructuras bajo la acción de fuerzas variables a lo largo del tiempo, está condicionado por las características de amortiguamiento. Estas propiedades se refieren a la capacidad de los materiales que componen la estructura para disipar la energía, ya sea entre sus diferentes elementos, entre ellos y el medio circundante, o a través de las uniones que los conectan. Según los principios físicos involucrados, se pueden distinguir tres tipos de amortiguamiento.

- ✓ El amortiguamiento de Coulomb, que corresponde a un amortiguamiento de fricción, con dirección del desplazamiento y de signo opuesto al de la velocidad.
- ✓ El amortiguamiento viscoso se refiere a una fuerza de amortiguamiento que es proporcional a la velocidad.
- ✓ El amortiguamiento histerético implica una fuerza de amortiguamiento proporcional al desplazamiento y de signo opuesto a la velocidad. (Supe Guillen, 2021)

- **Factor de amortiguamiento**

El amortiguamiento de una estructura se determina mediante el factor de amortiguamiento ξ . El valor de este factor está influenciado por diversos aspectos, tales como:

- El tipo de material utilizado.
- El sistema estructural empleado.
- El nivel de esfuerzos presentes (un menor nivel de esfuerzos corresponde a un valor de ξ más bajo). En el caso de estructuras de hormigón, cuando el nivel de daño es significativo, se considerará un valor de ξ mayor a 10. En la **Tabla 1-8** se pueden ver los valores recomendados de ξ (Supe Guillen, 2021).

Tabla 1-8

Valores Recomendados De ξ En Porcentaje

Material y/o sistema estructural	Nivel de esfuerzos o deformaciones	ξ (%)
Columnas aisladoras de porcelana	Deformaciones elásticas	0.5 a 1
Sistemas de tuberías que pueden vibrar libremente	Esfuerzos admisibles $< 0.5 \sigma_y$ Cercanos a σ_y , sin excederlo	1 a 2 2 a 3
Sistemas estructurales de acero soldado	Esfuerzos admisibles $< 0.5 \sigma_y$ Cercanos a σ_y , sin excederlo	2 a 3 5 a 6
Concreto pretensado	Esfuerzos admisibles $< 0.5 \sigma_y$	2 a 3

	Cercanos a estados últimos, sin pérdida de pretensión	5 a 7
	Sin pretensión residual	7 a 10
Sistemas estructurales de Hormigón Armado	Esfuerzos admisibles sin agrietamiento visibles	2 a 3
	Agrietamiento visible generalizado	3 a 5
	Cercanos a estados últimos	7 a 10
Estructuras de acero apernadas	Esfuerzos admisibles $< 0.5 \sigma_y$	5 a 6
	Esfuerzos a nivel de cadencia	8 a 12
Sistemas estructurales de madera, con elementos clavados o apernados	Esfuerzos admisibles	5 a 7
	Cercano a estados últimos, con juntas apernadas	10 a 15
	Estado de agotamiento con juntas clavadas	15 a 20

Nota. (FALCONI, 2015)

Normalmente los espectros de diseño se toman en cuenta $\xi = 0.05$ lo que demuestra que se toma en cuenta el agrietamiento del material en la estructura.

El coeficiente de amortiguamiento define 3 estados

1. Sistema subamortiguado en donde $\xi < 1$, es generalmente el coeficiente de amortiguación natural. En estructuras de hormigón $\xi = 0.05$, para estructuras de acero $\xi = 0.02 - 0.03$.

2. Sistema con amortiguación crítica en donde $\xi=1$ y el sistema no es capaz de presentar vibración es decir regresa al reposo sin vibrar luego de una acción dinámica sobre la estructura.

3. Sistema sobre amortiguado en donde $\xi>1$ y el sistema no vibra. (Chopra, 2014)

1.2.9. Rótula Plástica:

En el ASCE 41-17, las rótulas plásticas son un tipo de rotulas que se describen como elementos de conexión que permiten movimientos relativos entre dos o más partes de una estructura. Las rótulas plásticas se caracterizan por su capacidad para deformarse plásticamente durante un terremoto, lo que permite disipar energía y reducir las tensiones y los daños en la estructura.

Es relevante señalar que las rótulas plásticas son una opción viable para aumentar la capacidad de resistencia sísmica de estructuras ya construidas y minimizar los daños durante un terremoto. Además, actúan como dispositivos para amortiguar la energía, lo que permite que la deformación plástica de la conexión de una columna se pueda rotar de forma rígida (Caín Caín, 2018).

Las rótulas plásticas son dispositivos que se ubican en puntos específicos de los elementos estructurales y que posibilitan la disipación de energía. Esto conduce a la redistribución de cargas y, por tanto, a un comportamiento más eficiente de la estructura en su conjunto. Estos dispositivos entran en acción cuando el momento al que se somete una sección estructural supera su momento plástico. (García Núñez, 2018)

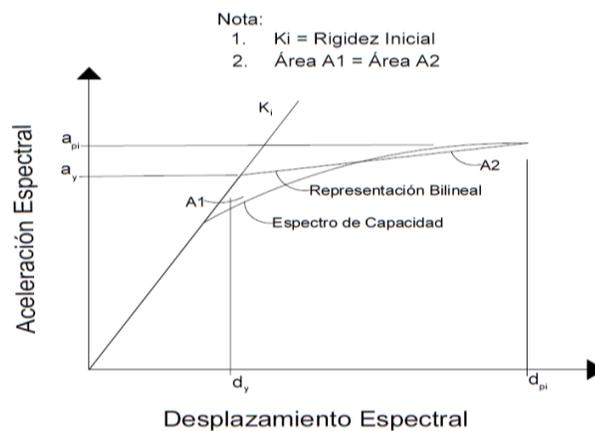
1.2.10. Representación bilineal:

La representación bilineal es un método de modelado que permite predecir la respuesta sísmica de estructuras durante un terremoto. Esta técnica utiliza un modelo lineal elástico hasta cierto nivel de demanda y un modelo de comportamiento plástico por encima de ese nivel. La representación bilineal asume que la estructura responde linealmente elástica hasta cierto punto y luego comienza a deformarse plásticamente y disipar energía. Este método es eficiente y útil en la evaluación de la capacidad sismorresistente de estructuras existentes (ATC-40, 1996).

Se necesita una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción adecuada de la demanda espectral, así como se lo representa en la **Figura 1-13**. (ATC-40, 1996)

La construcción de la representación bilineal implica la necesidad de definir el punto a_{pi} , d_{pi} . Este punto representa el rendimiento deseado que el ingeniero estima para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducida.

Figura 1-13: Representación bilineal del espectro de capacidad, ATC 40



Fuente: Adaptación de (ATC-40, 1996)

1.2.11. Punto de Desempeño:

Según (FEMA-440, 2005), el punto de desempeño es un nivel de demanda sísmica que se utiliza para evaluar la capacidad sismorresistente de una estructura. El punto de desempeño se utiliza en el análisis pushover para evaluar el comportamiento de una estructura durante un terremoto y para determinar si es necesario mejorar la capacidad sismorresistente de la estructura.

El punto de desempeño en el método MADRS se refiere al nivel de demanda sísmica que una estructura puede resistir sin daños significativos. Este punto se determina a partir de la capacidad de carga resistente de la estructura, la capacidad de deformación y la capacidad de disipación de energía.

El método MADRS establece tres puntos de desempeño: el punto de desempeño mínimo, el punto de desempeño objetivo y el punto de desempeño máximo. El punto de desempeño mínimo se refiere al nivel de capacidad sismorresistente mínimo aceptable para la estructura, mientras que el punto de desempeño máximo se refiere al nivel de capacidad sismorresistente máximo que se puede lograr con medidas de refuerzo adicionales. El punto de desempeño objetivo es el nivel de capacidad sismorresistente que se busca lograr con las medidas de refuerzo propuestas.

1.2.12. Niveles de Desempeño:

La evaluación del rendimiento de un edificio o estructura depende de cómo funcionan sus componentes tanto estructurales como no estructurales. Hay diversos estándares y reglamentos que especifican los niveles de rendimiento que se pueden aplicar a una estructura (Torres Solís & Vázquez Atiencia, 2021).

➤ **Niveles de Desempeño propuestos por Comité VISION 2000**

I. **Completamente Operacional (OC):** Durante esta fase, se espera que el edificio esté en condiciones adecuadas para su uso normal y que los daños sean mínimos. Es esencial que todos los sistemas de suministro y las líneas vitales estén funcionando correctamente para que el edificio pueda ser utilizado de inmediato.

II. **Ocupación Inmediata (IO):** En este nivel, la estructura no sufre daños importantes y se mantiene muy cercana a su resistencia y rigidez original antes del terremoto. Los componentes estructurales son seguros y continúan funcionando. Después de algunas reparaciones menores, el edificio puede ser utilizado de nuevo.

III. **Seguridad de Vida (LS):** En situaciones extremas, los edificios pueden sufrir daños considerables en partes tanto estructurales como no estructurales, lo que reduce significativamente su rigidez. Es probable que se requieran reparaciones antes de volver a utilizar la edificación, aunque en algunos casos los daños pueden ser tan graves que resulten impracticables de reparar desde un punto de vista económico. Aun así, el peligro de pérdida de vidas en este nivel de desempeño es bajo.

IV. **Cerca del Colapso (CP):** Durante esta fase, se anticipa que los componentes tanto estructurales como no estructurales de la edificación sufrirán daños importantes, lo que provocará una reducción significativa en la resistencia y rigidez de la estructura. En muchos casos, la edificación será imposible de reparar y no será segura para volver a ser utilizada. De hecho, es probable que muchos edificios que alcancen este nivel de daño sufran pérdidas económicas totales.

➤ **Niveles de desempeño propuestos por ATC 40**

Los niveles de desempeño para las estructuras establecidos por (ATC-40, 1996), se determinan mediante la combinación de niveles de desempeño asignados a los elementos estructurales y no estructurales. Cada uno de estos niveles se define de manera independiente.

➤ **Niveles en Elementos Estructurales**

I. Ocupación Inmediata (SP-1): Durante esta fase, no se registran víctimas mortales y la estructura sigue funcionando normalmente. Los daños son mínimos y no afectan significativamente la capacidad y resistencia del sistema de cargas laterales y verticales de la estructura, manteniéndose en condiciones similares a las previas al sismo.

II. Daño Controlado (SP-2): En este nivel de daño, no hay riesgo para la vida de los ocupantes, aunque podrían experimentar algunos efectos. Se encuentra dentro de un rango que va desde un estado de ocupación inmediata hasta uno de seguridad.

III. Seguridad (SP-3): Es posible que haya personas heridas dentro y fuera de la estructura, pero el riesgo de que los ocupantes pierdan la vida debido a fallas en los elementos estructurales es muy bajo. Después del sismo, los daños no exceden completamente los límites de seguridad en caso de un posible colapso parcial o total de la estructura. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de que vuelva a ser ocupada, pero se debe considerar que dichas reparaciones sean viables económicamente.

IV. Seguridad limitada (SP-4): Este estado se encuentra entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, y se considera como un nivel de daño moderado. En este caso, algunas partes de la estructura pueden necesitar refuerzos para garantizar el nivel de seguridad adecuado.

V. Estabilidad Estructural (SP-5): Este nivel se refiere al estado de daño en el que la estructura se encuentra en riesgo de colapso parcial o total después de un evento sísmico. Los elementos estructurales sufren daños significativos, lo que resulta una disminución de su rigidez y resistencia. Si el sistema de carga vertical continúa operando normalmente, hay un riesgo de colapso debido a posibles réplicas. En el caso de estructuras o edificios antiguos, es probable que los daños sean irreparables tanto desde un punto de vista técnico como económico.

VI. No considerado (SP-6): Este nivel es útil únicamente cuando se requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

➤ **Niveles en Elementos no Estructurales.**

I. Operacional (NP-A): En este nivel, todos los componentes no estructurales y sistemas del edificio se mantienen en su lugar y continúan funcionando de manera adecuada después del evento sísmico.

II. Ocupación inmediata (NP-B): En esta fase, puede haber fallas en algunos servicios externos, pero esto no impide la ocupación del edificio. Además, pueden presentarse deficiencias en el funcionamiento de maquinarias y equipos, aunque los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su lugar.

III. Seguridad (NP-C): En este nivel, aunque la estructura no esté en peligro de colapsar y no haya riesgo para la vida de los ocupantes, en esta etapa puede haber daños graves en algunos componentes no esenciales tanto en el interior como en el exterior del edificio. Además, los sistemas, equipos y maquinaria pueden sufrir daños significativos que requieran reparaciones o, en casos extremos, reemplazo.

IV. Amenaza reducida (NP-D): En esta fase se pueden observar daños graves en componentes no estructurales y sistemas del edificio, aunque la estructura en sí no sufre un colapso total ni fallas significativas en elementos importantes, como los muros exteriores de mampostería. Sin embargo, es posible que los ocupantes sufran lesiones debido a los daños en los elementos no estructurales.

V. No considerado (NP-E): Este nivel se utiliza cuando no se ha evaluado el estado de los elementos no estructurales, a menos que su condición tenga un impacto directo en la respuesta estructural, como es el caso de los muros de mampostería de relleno.

➤ **Niveles en Estructuras (Combinaciones entre niveles de elementos estructurales y no estructurales).**

I. Operacional 1 – A: En esta fase, el estado funcional de la estructura es el principal enfoque, ya que los daños estructurales son mínimos y la capacidad de los sistemas y elementos no estructurales permite que la estructura siga funcionando sin interrupciones después del terremoto. Además, las reparaciones necesarias pueden realizarse sin necesidad de desalojar a los ocupantes de la estructura.

II. Ocupación inmediata 1-B: En este nivel de desempeño, principalmente aplicado a estructuras esenciales como hospitales, se anticipa que los espacios y sistemas de la estructura sean utilizables después de un terremoto, a pesar de la posible presencia de algunos daños en el edificio. La seguridad de los ocupantes debe mantenerse en todo momento.

III. Seguridad 3-C: Este nivel se espera cuando se aplican los códigos de construcción estándar a la estructura, y se considera que las posibles pérdidas humanas

son muy bajas. Aunque algunos elementos estructurales y no estructurales, como los acabados y fachadas, pueden sufrir daños limitados o fallas, no se considera que haya peligro para la seguridad de los ocupantes.

IV. Estabilidad estructural 5 – E: En este nivel de desempeño, el sistema de cargas laterales está muy cerca de su capacidad límite y existe un alto riesgo de colapso total o parcial en caso de réplicas sísmicas. Aunque el sistema de cargas verticales aún mantiene la estabilidad del edificio, los daños en los elementos estructurales son severos y no se descarta la posibilidad de pérdida de vidas humanas. Los elementos no estructurales no son evaluados ya que los daños estructurales son más graves. Se recomienda la evacuación y en casos extremos, la demolición del edificio debido a la falta de garantía en la seguridad de los ocupantes y las personas en los alrededores de la estructura.

Estos niveles de desempeño se pueden visualizar en la Tabla 1-9, donde se presentan los niveles de desempeño no estructural al igual que los niveles de desempeño estructural para poder establecer el nivel de desempeño global.

Tabla 1-9*Niveles de Desempeño propuestos por ATC 40.*

Niveles de Desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1 – A	2 – A	NR	NR	NR	NR
	Operacional					
NP-B	1 – B	2 – B	3 – B	NR	NR	NR
	Ocupación Inmediata					
NP-C	1 – C	2 – C	3 – C	4 – C	5 – C	6 – C
	Seguridad					
NP-D	NR	2 – D	3 – D	4 – D	5 – D	6 – D
NP-E	NR	NR	3 – E	4 – E	5 – E	No
					Estabilidad Estructural	Aplicable
NR: Combinación No Recomendada						

Nota. Tesis S. Rodríguez

1.3. Metodología

El trabajo se desarrollará con la recopilación de datos acerca de la configuración estructural del edificio que se realizará mediante planos de diseño, los cuales serán obtenidos del estudio de vulnerabilidad ante sollicitaciones sísmicas del edificio del aula de la facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay (EVASS - CCTT). La información deberá incluir la ubicación, propiedades que poseen los materiales, número de pisos y sus dimensiones. Una vez obtenida toda la información necesaria y el modelo en el software ETABS el cual será representativo de la estructura real, se empezará a realizar el análisis lineal de acuerdo a la normativa (NEC-SE-DS, 2015) y de igual forma el análisis no lineal en donde se revisará la conformidad de las rótulas plásticas de la edificación. También se evaluará el punto de desempeño mediante el método FEMA 440, que manifiesta que el punto de desempeño se obtiene de la intersección de la curva de capacidad bilineal y la curva de demanda modificada MADRS. Para esto es necesario definir correctamente la demanda sísmica para los distintos tipos de suelo, y evaluar la respuesta estructural para cada una de ellas obteniendo la curva de capacidad en cada una de sus direcciones y posteriormente el punto de desempeño.

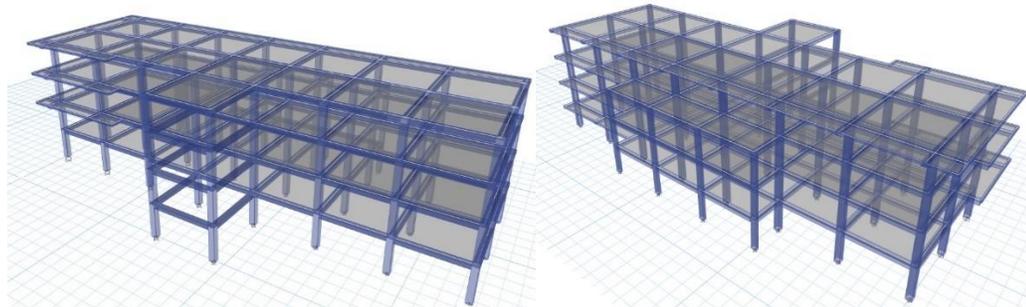
2. CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio de Ciencia y Tecnología, se encuentra cerca de la calle Hernán Malo a una altura de 2.534 m sobre el nivel del mar. Se sitúa a una distancia de 24 metros de la plataforma administrativa de la Universidad del Azuay y consta de tres pisos y una cubierta. Este edificio tiene un uso especializado para la educación y su diseño arquitectónico es particular de acuerdo a la categorización de (NEC-SE-DS, 2015) (Torres Solís & Vázquez Atiencia, 2021).

El edificio está situado en la ciudad de Cuenca, Ecuador, el cual fue construido en el año 1998 y está diseñado como un centro educativo. Se trata de una estructura de hormigón armado con un sistema aporticado y cuenta con una distribución interna amplia, que incluye aulas y centros de investigación. En la imagen proporcionada en la **Figura 2-1** se puede observar el edificio, que consta de cuatro pisos, tres superiores y uno inferior, cada uno con una altura de entrepiso de tres metros, sumando en total una altura de doce metros (Cabrera Jara, 2021).

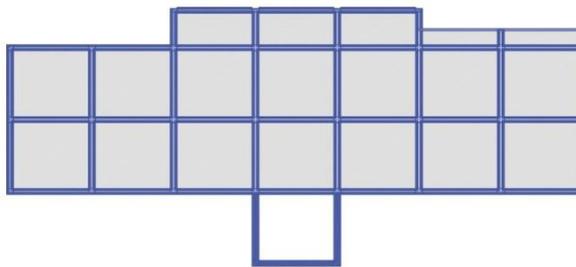
En cuanto a la estructura del edificio, está compuesta por pórticos de hormigón armado capaces de resistir momentos de 6 metros de luz entre ejes. Los pórticos están formados por columnas cuadradas con un lado de 50 cm y vigas banda de 50 cm x 30 cm, que están incrustadas en las losas. Para reducir el peso, las losas tienen un espesor de 30 cm y están reforzadas con bloques de pómez. Las uniones entre las vigas y las columnas cuentan con macizados de 1,50 m de espesor (25% de la luz), lo que les permite resistir los esfuerzos de corte (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Figura 2-1: Modelado de la estructura, donde: a) Vista frontal b) Vista posterior c) Vista superior



a)

b)



c)

Fuente: Autores

2.1. Clasificación de la estructura

De conformidad con la publicación ASCE/SE 41-17 la estructura estudiada corresponde al tipo C1L: Pórticos de Hormigón Armado

Estos edificios están compuestos por una combinación de pórticos hechos de vigas y columnas que se funden en el lugar de construcción. Los pisos y cubiertas de las estructuras consisten en losas de concreto que se construyen in situ, así como vigas

y viguetas unidireccionales o en dos direcciones, como losas tipo waffle. Las fuerzas sísmicas son resistidas por pórticos de concreto que absorben momentos y se vuelven rígidos gracias a las conexiones monolíticas entre las vigas y las columnas. En el pasado, en lugares con niveles de baja sismicidad o en la práctica constructiva antigua, se permitían pórticos que absorbían momentos, consistentes en franjas de columnas con sistemas de losas planas bidireccionales. Sin embargo, en áreas con altos niveles de actividad sísmica, se utilizan pórticos con juntas reforzadas, estribos colocados a distancias cortas y detalles específicos para lograr un comportamiento dúctil. Por lo general, este detallado de armado no se incluía en la práctica constructiva antigua. El sistema de cimentación puede ser de diferentes tipos.

De igual forma, dentro de la publicación de (Hazus, 2020), la estructura estudiada se la clasifica de la siguiente manera: Pórticos resistentes a momentos de hormigón armado (C1L).

Los edificios de pórticos de hormigón son similares a los edificios de pórticos de acero resistentes a momentos, excepto que los pórticos están contruidos de concreto. Existe una amplia variedad de sistemas de marcos disponibles. Sin embargo, algunos de los marcos de hormigón más antiguos pueden haber sido diseñados y detallados de manera que los miembros del pórtico fallen por fragilidad durante los terremotos, lo que puede provocar un colapso parcial o total del edificio. Los marcos modernos en zonas de alta sismicidad están diseñados y detallados para un comportamiento dúctil y pueden soportar grandes deformaciones durante un terremoto sin experimentar fallas frágiles de los miembros del marco ni colapsar.

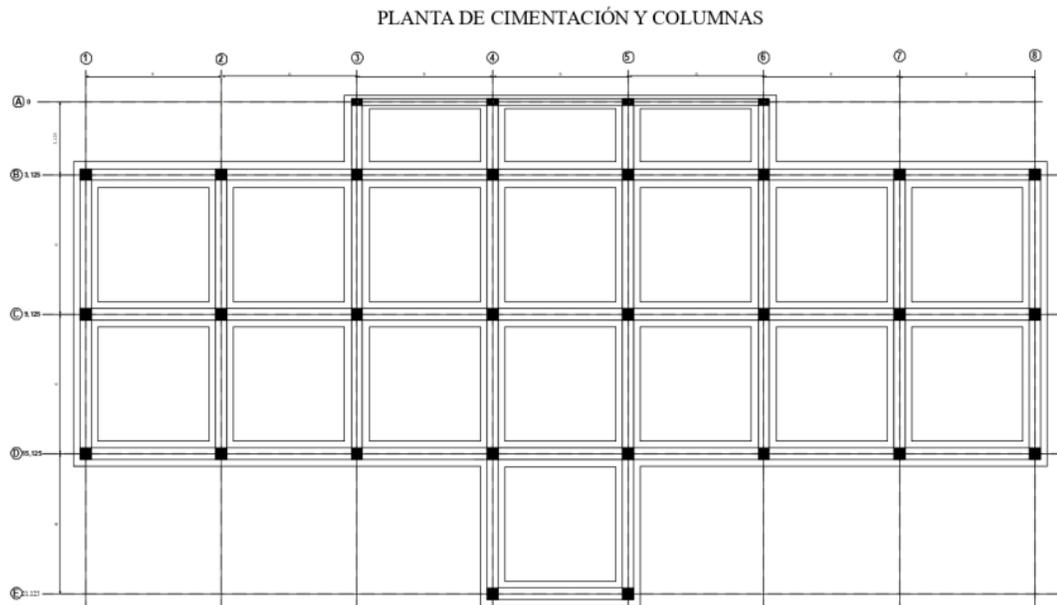
2.2. Información de sitio y cimentación

2.2.1. Tipo de suelo

Según la investigación geotécnica llevada a cabo por (Riquetti Morales, 2014) en áreas cercanas a la construcción, se encontró que el suelo en el que se apoya la edificación está compuesto por arcilla altamente plástica (CH) con un valor de q_{adm} de 1.49 kg/cm². Es decir, es un suelo de tipo E. Debido a esta situación y al movimiento constante del terreno a lo largo del tiempo, el mayor desafío al que se enfrenta el edificio es el suelo sobre el que se asienta.

La cimentación utilizada consistió en zapatas corridas con forma de "T" invertida, construidas en ambas direcciones de los ejes de las columnas, formando una especie de malla de hormigón armado. Estas zapatas fueron diseñadas para soportar una fatiga del suelo de trabajo de 1.5 kg/cm² (0.15 MPa). En la **Figura 2-2** se muestra el refuerzo visto desde arriba, que se compone de 8 ejes en la dirección X y 5 ejes en la dirección.

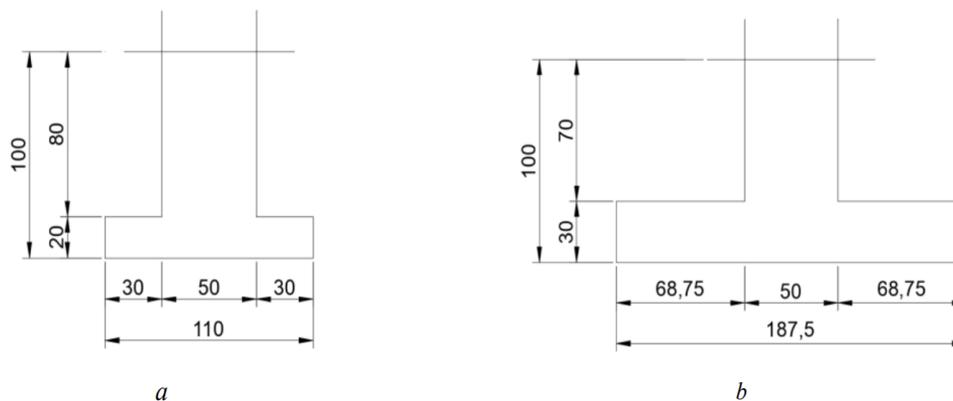
Figura 2-2: Planta de cimentación del edificio de Ciencia y Tecnología.



Fuente: (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

La finalidad de la malla de hormigón es garantizar una transmisión adecuada de las cargas de la estructura hacia el suelo de cimentación. No obstante, se han detectado algunos incumplimientos en relación con ciertos aspectos de las normativas actuales, como puede ser el caso de los anchos y espesores de las alas destinados a soportar esfuerzos de corte en una dirección determinada, como se observa en la **Figura 2-3**.

Figura 2-3: Sección de zapata corrida para la columna más cargada en donde: (a) sección de zapata corrida con dimensiones mínimas de acuerdo con el código ACI 318 – 19 (b) Las dimensiones están en centímetros (cm).



Fuente: (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

2.3. Materiales

2.3.1. Hormigón

En el proceso de elaboración del hormigón se toma en cuenta la resistencia a la compresión indicada en los planos estructurales, y para aquellos datos que falten se seguirán las pautas establecidas en las normativas (ACI 318- 19, 2019; NEC-SE-DS, 2015). Los datos y expresiones utilizadas para el hormigón se visualizan en la **Tabla 2-1**. (Cabrera Jara, 2021)

Tabla 2-1*Datos del hormigón*

Propiedades del hormigón		
Resistencia a la compresión ($f'c$)	210	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón (E_c)	$15100\sqrt{f'c}$	kgf/cm ²
Relación de poisson (ν)	0.2	
Peso específico del hormigón (γ)	2400	kgf/cm ³

Nota. (ACI 318-19, 2019; (NEC-SE-DS, 2015))

2.3.2. Acero de refuerzo

Las propiedades del acero de refuerzo serán determinadas de acuerdo a lo indicado en los planos estructurales, y también se tomará como referencia la normativa (ACI 318-19, 2019; NEC-SE-DS, 2015) para determinar los datos faltantes, todo esto se define en la **Tabla 2-2**.

Tabla 2-2*Datos del acero de refuerzo*

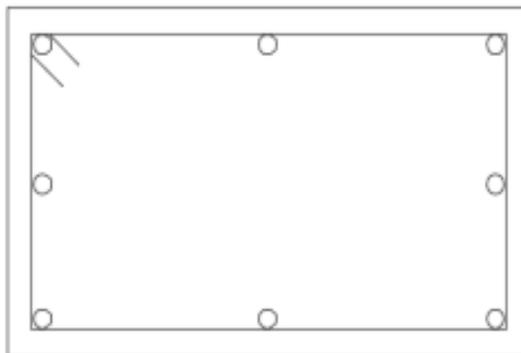
Propiedades del acero		
Resistencia a la fluencia (f_y)	4200	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	200000	MPa
Relación de poisson (ν)	0.3	
Peso específico acero (γ)	7850	kgf/m ³

Nota. (ACI 318-19, 2019; (NEC-SE-DS, 2015))

2.4. Vigas

En la estructura en todos los pisos se utilizan vigas banda con una sección transversal de 50 cm de base y 30 cm de altura, aunque en algunos casos pueden variar en cuanto al refuerzo de acero, siempre manteniendo la característica de que la base es más ancha que su altura. La losa se encuentra empotrada en las vigas y posee la misma altura que estas. A modo de ejemplo, se puede mostrar una viga típica con su correspondiente refuerzo de acero, como se puede ver la **Figura 2-4** (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Figura 2-4: Armado típico de viga banda

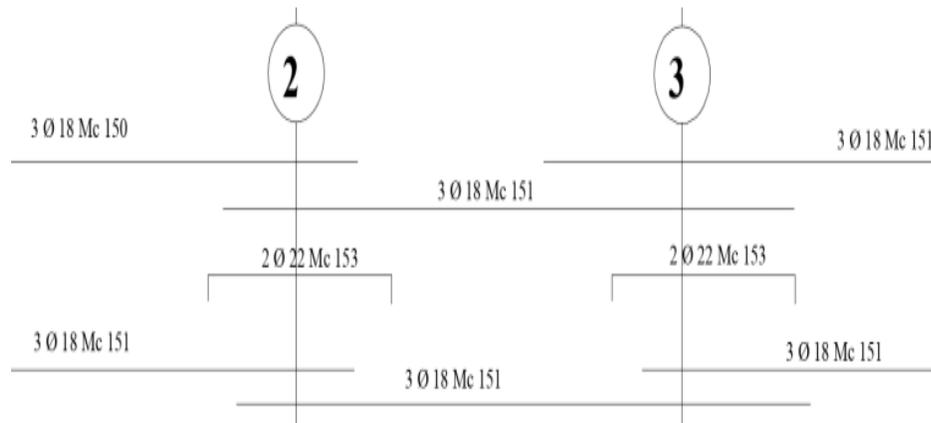


Fuente: (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

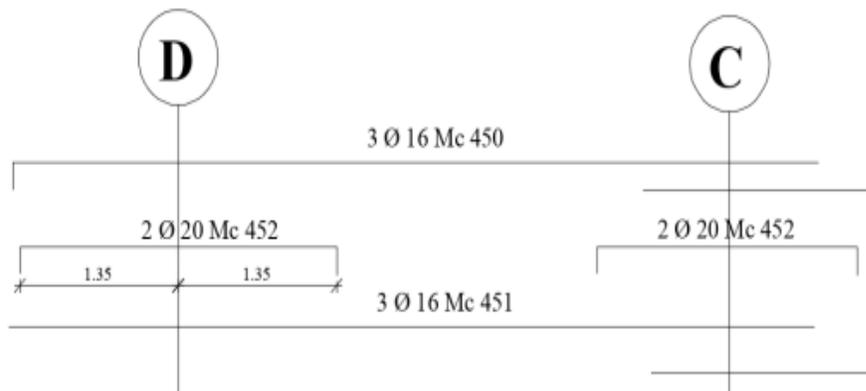
En lo que respecta a las dimensiones, considerando las cargas aproximadas que soportan las vigas, se estima que su altura mínima debe ser de 35 cm si se mantiene la misma base, lo que representa un aumento de 30 cm en relación a su altura real. Estas dimensiones no cumplen con la relación sugerida de altura/base igual a 1,3.

En cuanto al refuerzo con vigas, se pueden distinguir dos tipos: el primero se refiere a las vigas de piso que soportan una carga mayor, y el segundo se refiere a las vigas de la cubierta. Los detalles de montaje de cada componente se muestran en la **Figura 2-5** a continuación.

Figura 2-5: Detalle de armado para viga banda, donde: a) Pisos más cargados, b) Cubierta



a



b

Fuente: (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

El valor de la cantidad de refuerzo de acero, en comparación con la cantidad mínima requerida, es muy alto debido a que se necesita más refuerzo de acero para compensar la insuficiente capacidad de flexión causada por su geometría, lo que resulta

en una viga quebradiza. En la **Tabla 2-3** muestra el uso real de acero para cada tipo de viga y el uso mínimo de acero obtenido de acuerdo con la Sección 9.6.1.2 de ACI 318-19. (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

Tabla 2-3

Cuantía de refuerzo en vigas

Viga	Dimensiones (cm)	Cuantía		Cuantía mínima
		ρ	ρ'	A_{smin}/bd
Piso intermedio	50 x 30	0.51	1.02	0.33
	50 x 30	0.40	0.82	
Cubierta				

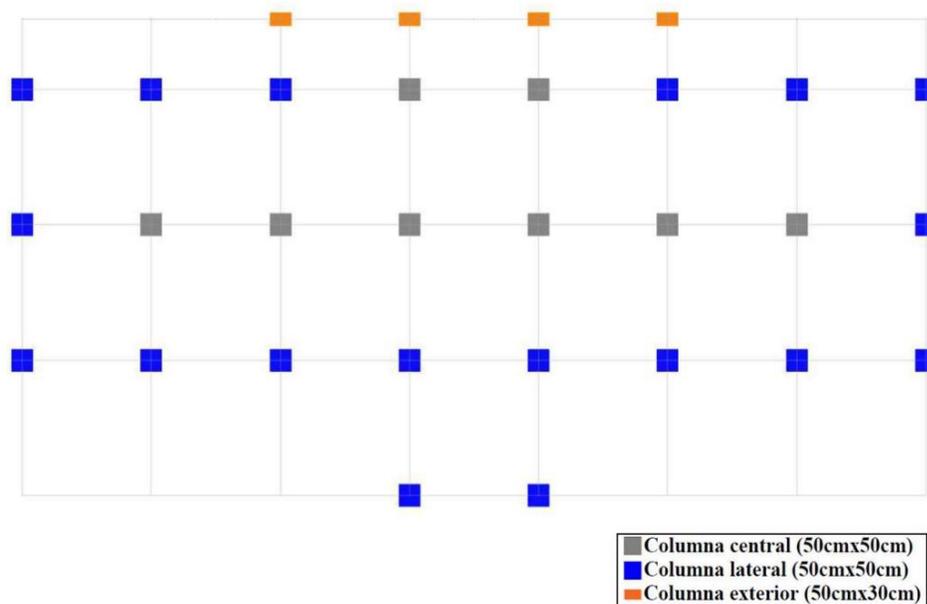
Nota. (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

2.5. Columnas

Las columnas más utilizadas en la estructura tienen una sección de 50 cm x 50 cm y están reforzadas para asegurar su capacidad de soporte. La altura de las columnas puede variar dependiendo de su posición en la estructura, pero la sección transversal permanece constante. Las columnas internas tienen 16 barras de refuerzo de 22 mm de diámetro, mientras que las columnas perimetrales tienen 12 barras del mismo diámetro. Además, hay un tercer tipo de columna que mide 50 cm x 30 cm y está ubicada en el pórtico posterior del edificio, frente al laboratorio de ingeniería civil. Originalmente, estas

columnas solo llegaban hasta el primer piso, pero posteriormente se extendieron hasta el tercer nivel mediante una adición al edificio. En la **Figura 2-6** se puede ver la distribución de las columnas. (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

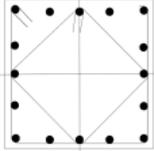
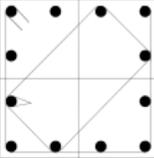
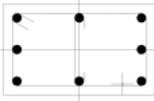
Figura 2-6: Disposición de columnas en la edificación



Fuente: (Cabrera Jara, 2021)

Los estribos utilizados en la construcción de la columna tienen un diámetro de 8 mm, lo cual no cumple con la norma actual que exige un diámetro mínimo de 10 mm. A pesar de esto, se realizó un estudio en la sección de la columna con mayor carga y se encontró que tanto la sección de hormigón como la cantidad de acero longitudinal cumplen con los requisitos necesarios para soportar la carga vertical. En la **Tabla 2-4** se evidencian las dimensiones y los detalles de refuerzo para cada columna (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Tabla 2-4*Detalle de dimensiones y de armado de las columnas del edificio*

Pórtico	Dimensiones (cm)	Armado		Detalle de armado	ρ (%)
		Longitudinal	Transversal		
Interior	50 x 50	16 ϕ 22	1 ϕ 8 @ 10 cm		2.43
Exterior	50 x 50	12 ϕ 22	1 ϕ 8 @ 10 cm		1.82
Posterior	50 x 30	8 ϕ 22	1 ϕ 8 @ 10 cm		2.03

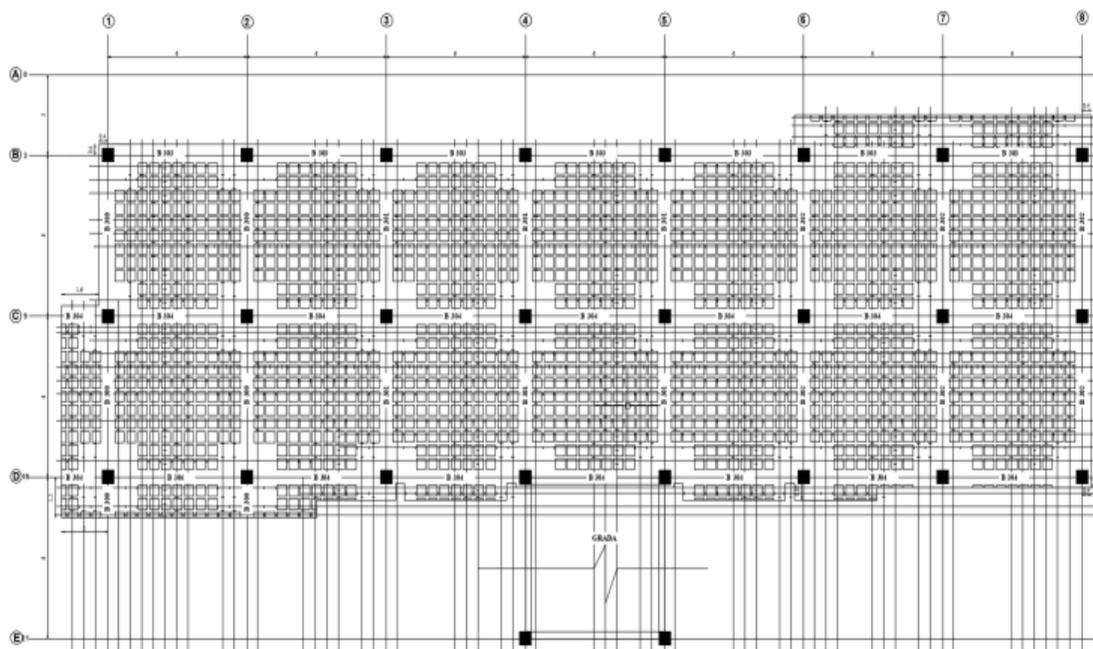
Nota. (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

Aunque la cantidad de acero utilizada se encuentra alrededor del 2%, lo cual cumple con la normativa establecida en el artículo 18.7.4.1 del ACI 318-19, los estribos no cumplen con las especificaciones del código debido a su diámetro. A pesar de ello, las dimensiones de la sección son adecuadas para soportar la carga necesaria. Es importante tener en cuenta que en la zona de la escalera podría haber problemas de columnas cortas debido a que la losa de los descansos se apoya a media altura en las columnas.

2.6. Losa

Las losas son del tipo losa alivianada con bloque de pómez y vigas banda con un espesor de 30 cm. En la **Figura 2-7** se muestra una planta típica del edificio con el detalle de la losa.

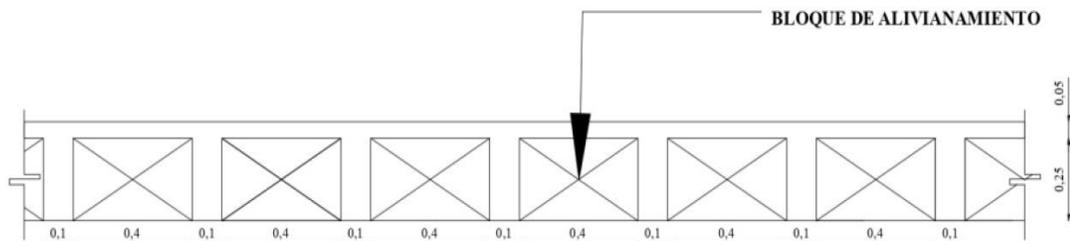
Figura 2-7: Planta tipo de losa de entrepiso



Fuente: (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

La **Figura 2-8** muestra la sección, en la cual se observa que la capa superior o de compresión tiene un grosor de 5 cm, y los nervios de base de 10 cm están separados cada 40 cm. Esto se debe a una consideración constructiva que se basa en las dimensiones del bloque utilizado. Además, las dimensiones de esta losa son apropiadas para las luces entre columnas presentes en el edificio (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Figura 2-8: Sección típica de la losa de entrepiso

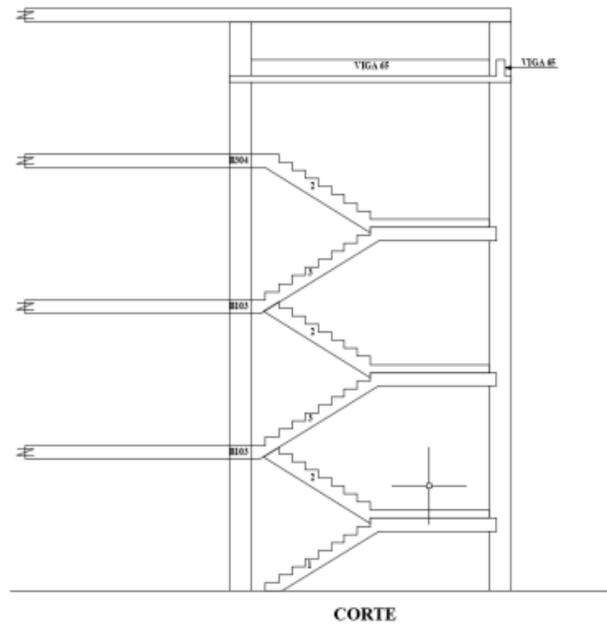


Fuente: (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

2.7. Gradadas

Las gradadas ubicadas en el exterior del edificio están firmemente ancladas a la estructura del edificio. Esta situación produce un desplazamiento del centro de rigidez en relación al centro de masa, lo que resulta en una elevada excentricidad que genera torsión en la planta del edificio. Esto podría tener un impacto negativo en caso de un sismo fuerte. En este caso, las gradadas están conectadas a la losa de manera continua, ya que su armado crea un punto de continuidad y transmisión de momento. Sin embargo, en la misma figura se puede observar que los descansos de la grada no generan un punto continuo entre ellos y las columnas, lo que podría dar lugar a columnas cortas. Se pueden ver los detalles en la **Figura 2-9** se puede ver el detalle de un corte de la zona de las gradadas (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Figura 2-9: Detalle de zona de gradas del edificio de CCTT



Fuente: (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

2.8. Cargas

El programa (ETABS) calcula el peso propio de la estructura en función de su geometría y de las características de los materiales, tales como su peso volumétrico, que se han definido durante el proceso de modelado. Las hipótesis sobre las cargas muertas adicionales están indicadas en la **Tabla 2-5**.

Tabla 2-5*Cargas muertas adicionales*

Carga muerta adicional	
Bloque de pómez (kN/m ²)	2
Baldosa cerámica (kN/m ²)	0.2
Terminados/instalaciones (kN/m ²)	0.1
Contrapiso (kN/m ²)	0.16

Nota. (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

Se consideró que las paredes de mampostería generan cargas linealmente distribuidas en la ubicación correspondiente dentro de la estructura. Se utilizó como referencia para el peso propio del ladrillo hueco un valor de 14 kN/m³, según se especifica en la tabla 8 de la NEC-SE-CG. Por lo tanto, con una altura promedio de 3 m y un ancho de pared de 12 cm, se asumió un valor de carga distribuida por paredes de 5.04 kN/m. (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

La cantidad de aberturas presentes en los paneles de mampostería determinará la intensidad de la carga, afectándose con el 60%, 70% y 80% de la carga total, respectivamente. Las paredes que se encuentren sobre la losa en lugar de las vigas se considerarán como carga distribuida sobre el área correspondiente del vano. Para la

carga de uso, se utilizaron los valores indicados en la tabla 9 de la (NEC-SE-CG, 2015).

El detalle de las cargas se refleja en la **Tabla 2-6**.

Tabla 2-6

Cargas de uso para las diferentes zonas del edificio.

Zona	kN/m²
Aulas	2
Corredor primer piso	4.8
Corredores segundo piso y superior	4
Cubiertas	0.7

Nota. (NEC-SE-CG, 2015)

2.9. Riesgo sísmico y nivel de sismicidad

En el estudio de riesgo sísmico, se consideraron los niveles de peligrosidad sísmica establecidos en las normas locales (NEC-SE-DS, 2015) para la ciudad de Cuenca, los cuales se clasifican como altos y tienen una aceleración máxima esperada en roca de 0.25g en sismos de diseño con un período de retorno de 475 años. Dado que la estructura analizada es especial, se deben utilizar diferentes niveles de peligrosidad sísmica para verificar el cumplimiento de un nivel de desempeño específico. Se utilizó la curva de peligrosidad sísmica de la ciudad, que relaciona la aceleración máxima del suelo (PGA) con la tasa anual de excedencia, y se obtuvieron los datos de PGA para diferentes períodos

de retorno (**Tabla 2-7**). De esta manera, se pudo obtener la máxima aceleración del suelo para este caso de estudio, como se muestra en la **Figura 2-10**.

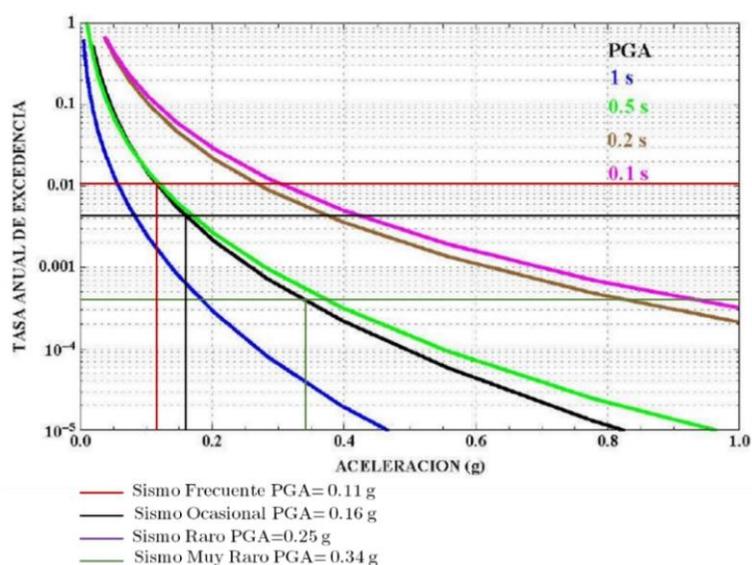
Tabla 2-7

Peligrosidad sísmica

Período de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia $\left(\frac{1}{T_r}\right)$
2500	0.00040
475	0.00211
225	0.00444
72	0.01389

Nota. (Torres Solís & Vázquez Atencia, 2021). En NEC-SE-RE.

Figura 2-10: Curvas de peligro sísmico para la ciudad de cuenca



Fuente: (Torres Solís & Vázquez Atencia, 2021). Adaptado de (NEC-SE-DS, 2015)

2.10. Espectros de diseño elástico

La (NEC-SE-DS, 2015) establece que el espectro de diseño elástico para una construcción debe ser específico para el sitio en el que se llevará a cabo, utilizando la información disponible sobre geotecnia y sismología. El espectro de diseño elástico es una fórmula matemática que relaciona la aceleración sísmica con el periodo de vibración de la estructura. La normativa mencionada establece los procedimientos para determinar el espectro de diseño elástico a partir de los siguientes parámetros:

1. El nivel de amenaza sísmica para la zona donde se construirá la edificación.
2. El tipo de suelo donde se construirá la edificación.
3. El periodo fundamental de vibración de la estructura.

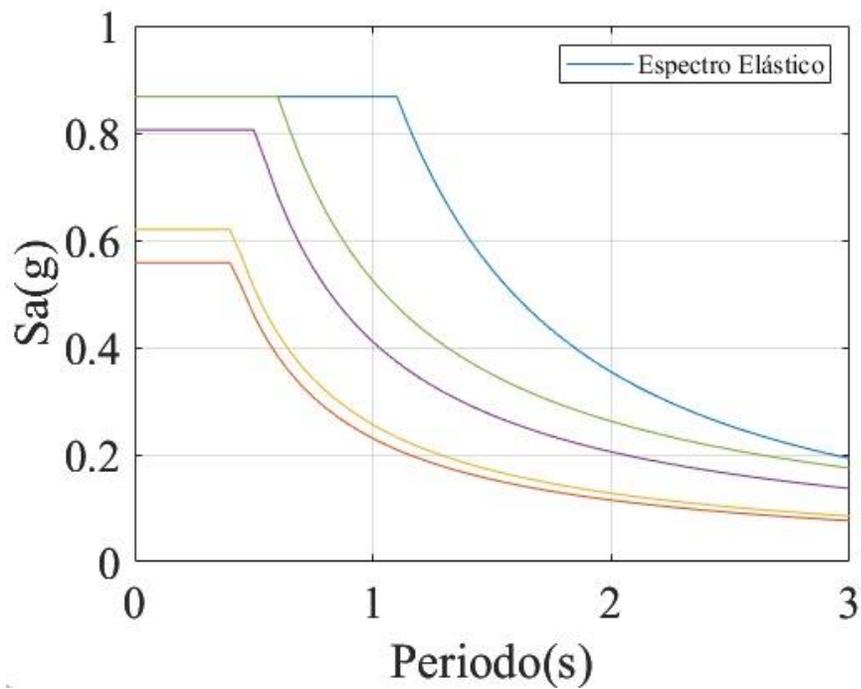
El espectro de diseño elástico se emplea en el proceso de diseño sismorresistente de la estructura con el fin de calcular las fuerzas sísmicas que se ejercen sobre ella. Dichas fuerzas sísmicas son esenciales para dimensionar los componentes estructurales, tales como columnas, vigas y muros, de modo que sean capaces de soportar las fuerzas sísmicas a las que puedan estar sometidos.

La estructura se encuentra ubicada en la ciudad de Cuenca, y tiene un suelo de arcillas de alta compresibilidad, clasificado en SUCS como CH. Para el presente estudio, lo identificaremos como suelo tipo D, pero, en este caso se realizará el diseño con los tipos de suelos establecidos por la (NEC-SE-DS, 2015). La siguiente **Tabla 2-8** y **Figura 2-11**, contiene los datos que se han establecido para realizar el espectro de diseño elástico.

Tabla 2-8*Datos para realización de espectro de diseño elástico*

Tipo de suelo	z	F_a	F_d	F_s	n	r
A	0.25	0.9	0.9	0.75	2.48	1
B	0.25	1	1	0.75	2.48	1
C	0.25	1.3	1.28	0.94	2.48	1
D	0.25	1.4	1.45	1.06	2.48	1
E	0.25	1.4	1.75	1.6	2.48	1.5

Nota. Autores, 202

Figura 2-11: Espectros de diseño elástico, usando suelo A, B, C, D, E

Fuente: Autores, 2023

3. CAPÍTULO 3. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

3.1. Factor de Importancia

El papel fundamental de la (NEC-SE-DS, 2015) en el diseño sismorresistente reside en su capacidad para establecer los procedimientos y criterios necesarios para asegurar que las edificaciones puedan resistir las fuerzas sísmicas a las que podrían estar expuestas en Ecuador. Dicha norma es especialmente relevante para el país debido a su ubicación en una zona de alta sismicidad, como resultado de la convergencia de las placas tectónicas de Nazca y Sudamérica en la región.

Se consideran 3 categorías en base a la importancia de la edificación, tal como se evidencia en la **Tabla 3-1**. En nuestro caso el factor de importancia es $I=1.3$, debido a que es una institución educativa.

Tabla 3-1

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, importancia y destino	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud y emergencias sanitarias, así como instalaciones militares, policiales, de bomberos y defensa civil. Además, son importantes los garajes y estacionamientos tanto como para para vehículos y para aviones, las torres de control aéreo, las estructuras de centros de	1.5

telecomunicaciones y otras instalaciones de atención de emergencias. También son relevantes las estructuras que contienen equipos de generación y distribución eléctrica, tanques o depósitos de agua u otras sustancias para combatir incendios, así como las estructuras que albergan depósitos de sustancias peligrosas, tóxicas, explosivas o químicas.

Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros deportivos, que tienen una capacidad para más de trescientas personas. Además, se consideran estructuras críticas todos aquellos edificios que pueden albergar a más de cinco mil personas. Asimismo, se toma en cuenta, los edificios públicos que necesitan estar operativos de manera continua para garantizar el buen funcionamiento de la sociedad.	1.3
Otras estructuras	Se incluyen en esta categoría todas las estructuras de construcción, así como aquellas que no se clasifican en las categorías previamente mencionadas.	1.0

3.2. Periodo fundamental de vibración

El período fundamental de vibración se refiere al lapso de tiempo que una estructura necesita para completar una oscilación completa. Esta propiedad está estrechamente relacionada con la rigidez y la masa de la estructura y se considera fundamental para su análisis y diseño sísmico (Parra Yambay & Sarango Loachamín, 2016).

La (NEC-SE-DS, 2015) define el período fundamental de vibración como el tiempo necesario para que una estructura idealizada sin amortiguamiento complete una oscilación completa. Esta normativa también establece dos métodos para calcular el período de vibración aproximado de una estructura, lo que es fundamental para el diseño sismorresistente y el cálculo de las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura. Los periodos se pueden calcular utilizando la **Ecuación 5** o la **Ecuación 6**, las cuales se describen a continuación.

A. Método 1 (Empírico)

$$T = C_t * h_n^a \qquad \text{Ecuación 5}$$

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

T = Periodo de vibración.

Tabla 3-2

Valores C_t y α de acuerdo al tipo de estructura

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

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

Con los valores de la **Tabla 3-2**, se puede aplicar la ecuación 9, y de igual forma conocer los datos de la estructura, esto se puede observar en la **Tabla 3-3**.

Tabla 3-3

Datos para determinar periodo fundamental de vibración

Descripción	Datos
C_t	0.055
h_n	12
α	0.9

Nota. (NEC-SE-DS, 2015; Autores)

T1= 0.515 s

B. Método 2 (Analítico)

El Método 2 es adecuado para determinar el período fundamental de una estructura, ya que considera tanto las propiedades estructurales como las características de la deformación. Para aplicar este método, se puede utilizar la **Ecuación 6** o realizar un análisis modal de la estructura (Cabrera Jara, 2021).

$$T_a = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n * w_i * \delta_i^2}{g * \sum_{i=1}^n * f_i * \delta_i^2}} \quad \text{Ecuación 6}$$

δ_i = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i

Para poder realizar el método 2, en este trabajo se lo determinará mediante un análisis modal, se lo realizará con la ayuda del programa ETABS y se presentará en la

Tabla 3-4.

Tabla 3-4

Análisis Modal

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	1.278	0.07	56.79	21.25
2	1.226	76.55	0.7	0.88
3	1.2	1.44	19.98	55.95

Nota. Autores, 2023

$$T_2 = 1.278 \text{ s}$$

3.3. Factor de reducción de la respuesta sísmica (R)

El factor de reducción sísmica, de acuerdo a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Sección de Diseño Sismorresistente (NEC-SE-DS, 2015), es un coeficiente que se emplea para disminuir las fuerzas sísmicas calculadas durante el diseño de una estructura. Este factor toma en cuenta la capacidad de resistencia y ductilidad de la estructura, y su valor depende de diversos factores, tales como el tipo de estructura, el sistema estructural utilizado y la ubicación de la edificación en una zona sísmica determinada.

Es relevante considerar que el factor de reducción sísmica definido por la (NEC-SE-DS, 2015) se fundamenta en la respuesta de la estructura frente a un evento sísmico, por lo que no considera aspectos como la vulnerabilidad de la edificación o la exposición de la misma a un riesgo sísmico particular como se registran en la **Tabla 3-5** y la **Tabla 3-6**. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 3-5*Coefficientes R para sistemas estructurales dúctiles*

Sistemas duales	R
Estructuras de pórticos especiales sismo resistentes construidas con hormigón armado, que incluyen vigas que no están correctamente alineadas y a paredes de concreto reforzado o elementos diagonales que brindan rigidez estructural.	8
Estructuras de pórticos especiales sismo resistentes construidas con acero que ha sido sometido a calor y presión durante su proceso de fabricación, ya sea mediante el uso de elementos diagonales (tanto excéntricos como concéntricos) o mediante la incorporación de muros de hormigón armado en la estructura.	8
Estructuras de pórticos que tienen columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente, junto con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Estructuras de pórticos especiales sismo resistentes construidas con hormigón armado, que incluyen vigas tipo banda, paredes de hormigón armado o elementos diagonales para mejorar la rigidez estructural.	7
Pórticos resistentes a momentos	

Estructuras de pórticos especiales sismo resistentes construidas con hormigón armado, que incluyen vigas descolgadas.	8
---	---

Estructuras de pórticos especiales sismo resistentes construidas con acero laminado en caliente o elementos armados de placas.	8
--	---

Estructuras de pórticos que consisten en columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
---	---

Otros sistemas estructurales para edificaciones

Sistemas de muros estructurales dúctiles construidos con hormigón armado.	5
---	---

Pórticos especiales sismo resistentes construidos con hormigón armado que incluyen vigas banda.	5
---	---

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 3-6

Coefficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Pórticos resistentes a momento	R
Uso de hormigón armado con secciones de menor tamaño que las especificadas en la NECSE-HM, limitado a viviendas de hasta 2 pisos y con luces de hasta 5 metros.	3

Uso de hormigón armado con secciones de menor tamaño que las especificadas en la NECSE-HM, utilizando armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
--	-----

Estructuras de acero conformado en frío, aluminio y madera, limitadas a 2 pisos.	2.5
--	-----

Muros estructurales portantes

Uso de mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
--	---

Uso de mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
---	---

Uso de mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
---	---

Uso de muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3
---	---

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

3.4. Cortante Basal

Dentro del (ATC-40, 1996), el cortante basal se define como la fuerza cortante que se desarrolla en la base de la estructura durante un terremoto, y se calcula multiplicando la aceleración sísmica en la base de la estructura por la masa total de la estructura. El cortante basal es una medida importante de la capacidad de un edificio para resistir terremotos, ya que una fuerza cortante excesiva puede provocar daños significativos o incluso el colapso de la estructura.

La (NEC-SE-DS, 2015) define el término "cortante basal" como la fuerza cortante máxima que se presenta en la base de una estructura durante un evento sísmico. Esta fuerza

se transmite desde la base de la estructura hasta el suelo y es una de las principales cargas sísmicas a considerar en el diseño de estructuras resistentes a terremotos. La **Ecuación 7** de la normativa (NEC-SE-DS, 2015) proporciona una forma de calcular el cortante basal en función de estos parámetros.

$$V_b = \frac{I * S_a (T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

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

$\phi_p * \phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Factor de importancia de la estructura

R = Factor de reducción de la respuesta sísmica

V = Cortante basal total de diseño

W = Carga sísmica reactiva

T_a = Periodo de vibración

Los valores seleccionados para el cálculo del cortante basal incluyen un factor de importancia de 1.3, debido al uso educativo de la estructura, y un factor R de 4, ya que la estructura no cumple con el requisito mínimo de 10mm para los estribos transversales y requiere la aplicación de un factor de menor valor. Además, se considerarán el coeficiente de

elevación ϕ_E , que se establece en 1, y el coeficiente de planta ϕ_p , que se sitúa en 0.9 debido a una irregularidad en la construcción del edificio, (estos parámetros se pueden consultar en la tabla 11 en la sección 5.2 de la (NEC-SE-DS, 2015) peligro sísmico parte 2). Finalmente, se utilizará el peso W (D+0.25L) calculado con la herramienta de software ETABS para mejorar la precisión en el cálculo. Todos estos valores se definen en la **Tabla 3-7**. (Cabrera Jara, 2021)

Tabla 3-7

Datos para determinar cortante basal estático

	Descripción	Datos
T_a	Periodo de vibración	1.278 s
$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración	0.693
ϕ_p & ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación	0.9 & 1
I	Coefficiente de importancia	1.3
R	Factor de reducción de resistencia sísmica	4
W	Carga sísmica reactiva	2379.6409 ton

Nota. (NEC-SE-DS, 2015), Autores, 2023

$$V_b = 595.505 \text{ ton}$$

3.5. Ajuste del Cortante Basal

Dependerá de la diferencia entre el cortante estático y el cortante máximo estimado por el programa.

3.6. Revisión de derivas de piso

Las derivas de piso son un parámetro importante en el diseño sismorresistente de las estructuras, ya que permiten estimar la magnitud de los desplazamientos laterales que se producen en la estructura durante un sismo. Según (NEC-SE-DS, 2015), la deriva de piso se define como "la relación entre el desplazamiento lateral máximo de un piso y su altura". En otras palabras, la deriva de piso mide la cantidad de desplazamiento lateral que ocurre en un piso específico de la estructura, en relación con su altura. La (NEC-SE-DS, 2015) establece un límite máximo para las derivas de piso, que varía según el tipo de estructura y su factor de importancia.

Para el cálculo de derivas se va a usar la **Ecuación 8**, y debe de cumplir con los límites que se encuentran en la **Tabla 3-8**.

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E \qquad \text{Ecuación 8}$$

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 3-8

Límites permisibles de las derivas de los pisos

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

Nota. (NEC-SE-DS, 2015)

4. CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

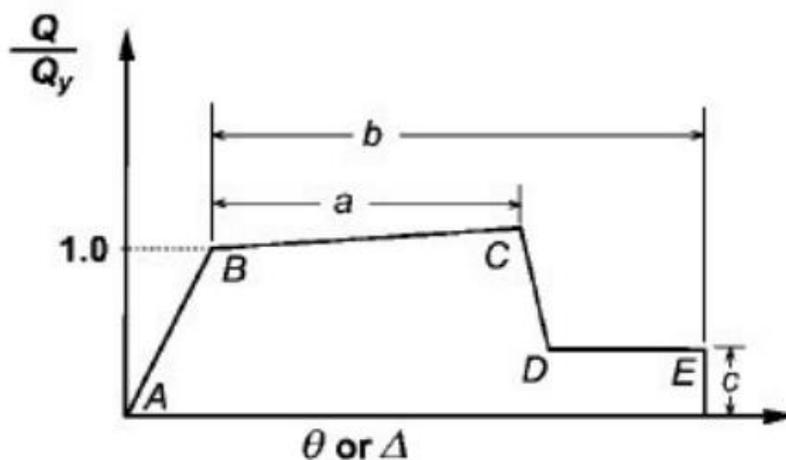
4.1. Rótulas plásticas

Dentro de esta sección se desarrollarán las rótulas plásticas en vigas y columnas, siguiendo la normativa correspondiente, como se puede evidenciar en la **Tabla 4-1** y **Tabla 4-2**.

4.1.1. Relaciones generales de Fuerza-Deformación.

La relación entre la fuerza y la deformación nos permite entender cómo se comportan los componentes de hormigón armado cuando se exceden los límites elásticos. Para llevar a cabo un análisis estático no lineal, se puede utilizar la curva de relación fuerza-deformación mostrada en la **Figura 4-1**, o cualquier otra curva que muestre un aumento monótono en la deformación.

Figura 4-1: Relación generalizada de fuerza vs deformación para elementos de concreto armado al incursionar en el rango no lineal



Fuente: (ASCE, 41-17)

Los valores de Q_y se relacionan con la resistencia, mientras que Q se refiere a la demanda provocada por un terremoto. La respuesta es lineal hasta el punto B, seguida por la fluencia. Como resultado, se produce un aumento en la rigidez, con un comportamiento lineal desde B hasta C, seguido por una reducción abrupta de la rigidez desde C hasta D. A continuación, continúa el desplazamiento desde D hasta E con una carga constante hasta que se pierde la resistencia desde E en adelante. Para llevar a cabo un análisis preciso, es importante identificar la relación no lineal de fuerza-deformación de todos los componentes, la cual generalmente está compuesta por varios segmentos de línea

4.1.2. Rótulas plásticas en vigas

El objetivo principal de las rótulas plásticas en vigas es permitir que la viga se deforme plásticamente en una sección específica, evitando así que se produzca un colapso inminente durante un terremoto severo. Al permitir que la viga se deforme plásticamente en una región controlada, se puede reducir la cantidad de energía que se transfiere a otras partes de la estructura, lo que a su vez reduce el daño estructural global. En lugar de fallar de manera abrupta e impredecible, la viga puede deformarse de manera controlada y predecible, lo que permite a los ingenieros evaluar el daño estructural y determinar qué medidas de rehabilitación se deben tomar (ASCE 41-17).

Según la normativa (ASCE, 41-17), se deben utilizar los parámetros de la tabla 10-7 para vigas. Sin embargo, también se permite el uso de modelos de rótulas plásticas concentradas o distribuidas para cargas sísmicas, siempre y cuando se sigan incrementos de carga-deformación monótonos que se ajusten al efecto mostrado en la **Figura 4-2**. Esta figura ilustra cómo la curvatura del elemento cambia a medida que se incrementa la carga Q , aunque es importante destacar que la figura muestra una carga normalizada, es decir,

dividida por la acción que produce fluencia en el elemento (Q_y) (Torres Solís & Vázquez Atienza, 2021).

La normativa (ASCE, 41-17) especifica que los valores de referencia para las vigas se encuentran en la **Tabla 4-1**.

Tabla 4-1

Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto.

Condición I. Vigas controladas por flexión			Parámetros de Modelado ^a			Criterios de aceptación ^a		
			Ángulo de rotación		Resistencia	Niveles de desempeño		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Conformidad del Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.040	0.200	0.005	0.020	0.040
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.020	0.200	0.005	0.015	0.020
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.200	0.002	0.010	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.200	0.005	0.010	0.015

≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.010	0.200	0.002	0.005	0.010
------------	----	----------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Condición II. Vigas controladas por cortante^b

Espaciamiento entre los estribos $\leq d/2$	0.003	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Espaciamiento entre los estribos $> d/2$	0.003	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Condición III. Vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo del tramo^b

Espaciamiento entre los estribos $\leq d/2$	0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Espaciamiento entre los estribos $> d/2$	0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01

Condición IV. Vigas controladas por desarrollo inadecuado en la unión viga-columna^b

	0.0150	0.0300	0.2000	0.0100	0.0200	0.0300
--	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Nota. f_c en lb/in² Unidades (MPa)

^a Valores entre los mostrados en la tabla pueden ser interpolados.

^b Donde más de una de las condiciones I, II, III, y IV ocurran para un componente dado, use el mínimo valor numérico de la tabla.

“C” y “N C” son abreviaciones para refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica a flexión, los estribos son espaciados a $\leq d/3$, y si, para componentes con una demanda moderada o alta de ductilidad, la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos $\frac{3}{4}$ del cortante de diseño. Caso contrario, el refuerzo transversal es considerado no conforme.

^d V es la fuerza cortante de diseño del NSP o NDP. _Obtenido de: (Torres Solís & Vázquez Atiencia, 2021) Adaptado de (ASCE 41-17).

Para determinar si la sección es conforme, se deben comprobar dos aspectos:

1. La distancia entre los estribos ubicados en la rótula plástica, que está establecida en la **Ecuación 9**.
2. La capacidad de los estribos para resistir la fuerza de corte, que está establecida en la **Ecuación 10**.

$$s \leq \frac{d}{3}$$

Ecuación 9

Donde:

s= Separación entre estribos dentro de la zona de rotula plástica

$$V_s \geq 0.75 * V_u$$

Ecuación 10

Donde:

V_s= Fuerza cortante resistida por los estribos

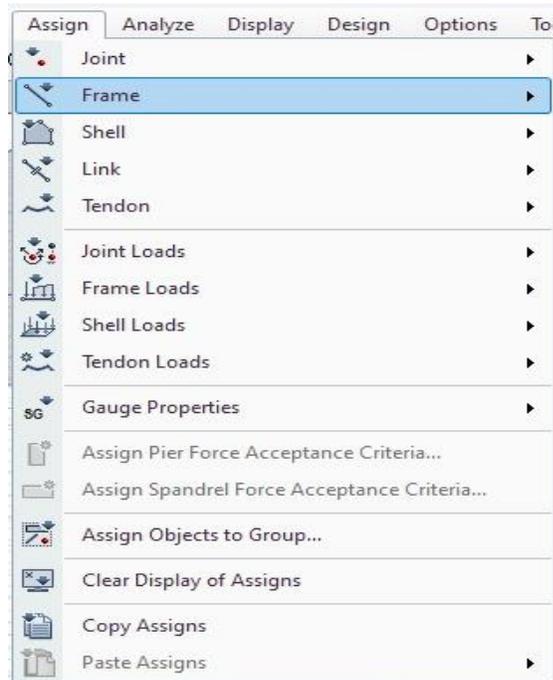
V_u= Fuerza cortante de diseño

✓ **Definición y asignación de rótulas plásticas en vigas**

1. Para asignar las rotulas plásticas en las vigas dentro de Etabs primero se selecciona la viga donde queremos ubicar la rótula. Luego se selecciona la opción

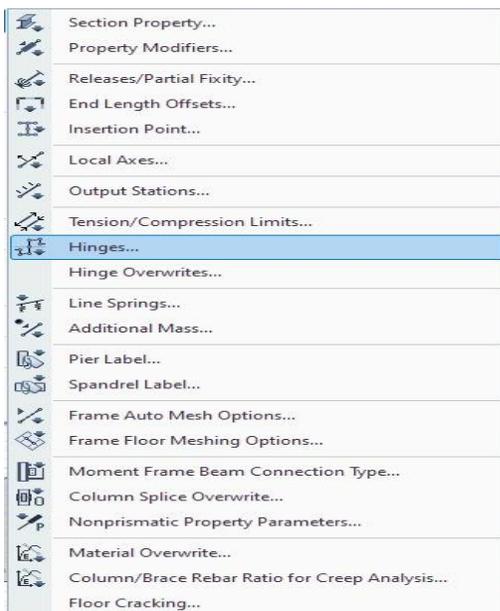
“Frame” dentro de la sección de “Assign” del Etabs, como se evidencia en la **Figura 4-2**.

Figura 4-2: Opción Frame en Etabs



Fuente: Autores, 2023

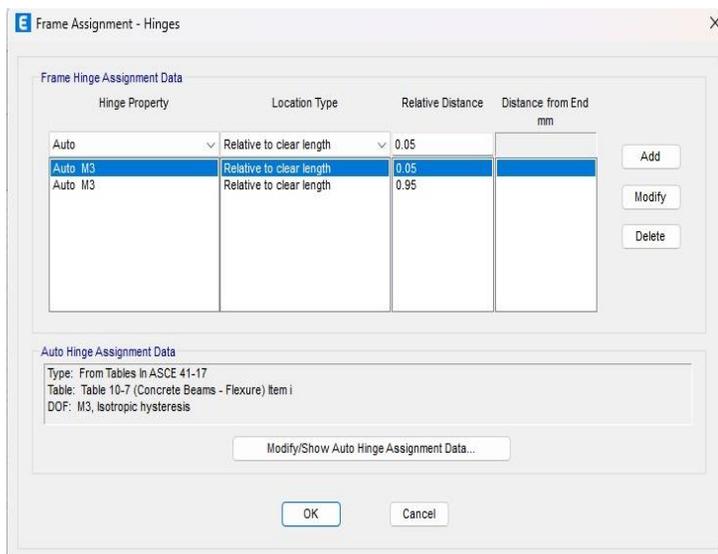
2. Dentro de la opción “Frame” seleccionamos la opción “Hinges”, aquí nos aparecerá una tabla el cual nos permitirá ingresar la rótula (**Figura 4-3**).

Figura 4-3: Opción Hinges, Etabs

Fuente: Autores, 2023

3. Como se puede ver en la **Figura 4-4**, dentro de la propiedad de la rótula se optó por poner “Auto” donde el programa nos facilita dando las propiedades necesarias para el funcionamiento de la rótula. Se ha establecido que las rotulas en las vigas se encuentren ubicadas a una distancia que equivale al 5% y al 95% de la longitud libre del elemento. Esto se debe a que se espera que la falla del elemento ocurra en estos puntos y estos porcentajes se encuentran dentro del rango aceptable para este tipo de estructuras.

Figura 4-4: Ubicación de rótula en vigas, Etabs.



Fuente: Autores, 2023

4. Para continuar, es necesario seleccionar la opción de modificar los datos de la rótula como se representa en la **Figura 4-5**. En esta sección podremos especificar el tipo de rótula, la tabla de referencia, el grado de libertad y el caso del cual se obtuvo el valor de cortante, entre otros aspectos. En este caso, se ha utilizado la tabla 10.7 del (ASCE, 41-17) se ha establecido el grado de libertad M3, mientras que el valor de cortante se ha obtenido del caso CGNL. En este caso no se seleccionó la opción de conformidad debido a que no cumple con las condiciones mencionadas en la **Ecuación 9** y **Ecuación 10**. Una vez que hemos configurado estos datos, basta con seleccionar la opción "Ok" para guardar los cambios realizados en la rótula.

Figura 4-5: Parámetros de rótulas plásticas en Vigas

Fuente: Autores, 2023

En el trabajo de tesis llevado a cabo por (Cabrera Jara, 2021), realizado en el año 2021, se presenta en los anexos un código de MATLAB específicamente diseñado para el cálculo de rótulas plásticas en vigas. A partir de este código, los autores han desarrollado un código que incluye los casos necesarios para determinar los parámetros y criterios de aceptación de estas vigas que se localiza en el Anexo 1 de su respectiva tesis. En la sección 5.3 de este trabajo, se presentan las rótulas plásticas calculadas, junto con las condiciones de conformidad correspondientes.

Es importante destacar que, al considerar la acción de carga que gobierna el comportamiento de la viga, es posible identificar en qué condición se encuentra, ya sea flexión, corte o corte-flexión. Esta información resulta fundamental para evaluar la seguridad estructural y tomar decisiones de diseño y construcción en consecuencia

4.1.3. Rótulas plásticas en columnas

El objetivo del uso de las rótulas plásticas en columnas es permitir que la columna se deforme plásticamente en una sección específica, evitando así que se produzca un colapso inminente. Además, al permitir que la columna se deforme plásticamente, se puede reducir la cantidad de energía que se transfiere a otras partes de la estructura, lo que a su vez reduce el daño estructural global.

Es importante destacar que la ubicación y el diseño de las rótulas plásticas en columnas deben ser evaluados cuidadosamente por un ingeniero estructural capacitado y certificado para asegurar que sean apropiados para el edificio y las condiciones sísmicas específicas en la ubicación del edificio. Además, la ubicación de las rótulas plásticas también debe ser cuidadosamente considerada para asegurar que se ubiquen en áreas donde su uso es más efectivo para reducir el riesgo de daño estructural (ASCE 41-17).

El (ASCE, 41-17) establece que las columnas de hormigón armado deben seguir los parámetros indicados en la tabla 10-8 de la normativa. Además, es permitido el uso de modelos de rótulas plásticas ya sea concentradas o distribuidas para las columnas que estén sujetas a cargas sísmicas, siempre y cuando los incrementos de carga de deformación monótona sigan el efecto mostrado en la **Figura 4-1**. En esta figura, se puede observar que a medida que aumenta la carga incremental (Q) en el elemento, la curvatura cambia. Es importante mencionar que este efecto de carga se muestra normalizado en la figura, es decir, dividido por la acción que produce la fluencia en el elemento (Q_y) (Torres Solís & Vázquez Atencia, 2021). La normativa ASCE 41-13 especifica que los valores de referencia para columnas se encuentran en la **Tabla 4-2** y **Tabla 4-3**.

Tabla 4-2

Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto

Condición I. ^b			Parámetros de Modelado^a			Criterios de aceptación^a		
			Ángulo de rotación Plástico		Resistencia Residual	Niveles de desempeño		
^c $\frac{P}{A_g * f'c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * s}$		a	b	c	IO	LS	CP
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0350	0.0600	0.2000	0.0050	0.0450	0.0600
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0100	0.0100	0.0000	0.0030	0.0090	0.0100
≤ 0.1	= 0.002		0.0270	0.0340	0.2000	0.0050	0.0270	0.0340
≥ 0.6	= 0.002		0.0050	0.0050	0.0000	0.0020	0.0040	0.0050
Condición II. ^b								

$\frac{P}{A_g * f'c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * s}$	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0000	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.000	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.200	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.200	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.000	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
Condición III. ^b								
$\frac{P}{A_g * f'c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * s}$		a	b	c	IO	LS	CP

≤ 0.1	≥ 0.006		0.000	0.060	0.000	0.000	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.000	0.008	0.000	0.000	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.000	0.006	0.000	0.000	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Condición IV. Columnas controladas por inadecuado desarrollo de traslape ^b								
^c								
$\frac{P}{A_g * f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * s}$		a	b	c	IO	LS	CP
≤ 0.1	≥ 0.006		0.000	0.060	0.040	0.000	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.000	0.008	0.400	0.000	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.000	0.006	0.200	0.000	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Nota. f'_c en lb/in.2 Unidades (MPa).

^a Valores entre los mostrados en la tabla pueden ser interpolados

^b Referirse a 10.4.2.2.2 para la definición de las condiciones I, II, y III. Las columnas consideran tener inadecuado desarrollo del traslape, donde el esfuerzo calculado en el traslape excede el esfuerzo especificado para el acero en 10-2. Donde más de una de las condiciones I, II, III, Y IV ocurran para un componente dado, use el mínimo valor numérico de la tabla.

^c Donde $P \geq 0.7 \cdot A_g \cdot f_c$ el ángulo de rotación plástico debe ser tomado como cero para todos los niveles de desempeño, al menos que la columna tenga refuerzo transversal conformado por estribos con ganchos a 135-grados y espaciados a $\leq d/3$ y la resistencia de los estribos (V_s) sea al menos $\frac{3}{4}$ de la resistencia de diseño. La carga axial P debe ser la máxima esperada por cargas a gravedad y cargas de sismo.

^d V es la fuerza cortante de diseño del NSP o NDP. Obtenido de: (Torres Solís & Vázquez Atienza, 2021) Adaptado de (ASCE, 41-13)

Tabla 4-3

Detalles de refuerzo transversal para usar las tablas 10-8

Relación de capacidad a Corte	de Detalles Sísmicos con ganchos a 135°, conformes con ACI 318	Estribos cerrados con ganchos a 90°	Otros
$V_p/V_o \leq 0.6$	i	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o \leq 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 0.1$	iii	iii	iii

Nota. (ASCE, 41-13)

Antes de asignar cualquiera de las condiciones a una columna, es necesario comprobar que se cumplan dos condiciones específicas.

1. La proporción de acero colocado en una dirección perpendicular que se encuentra en la **Ecuación 11**.
2. La relación entre la distancia entre los soportes laterales y la altura efectiva de la viga, que se encuentra en la **Ecuación 12**.

Además, es necesario confirmar que la condición asignada es correcta mediante la relación de capacidad a corte que se encuentra en la **Tabla 4-3**. Esta relación compara el esfuerzo de corte de fluencia del elemento (V_p) obtenido a partir del análisis pushover con el esfuerzo de corte resistido por la columna (V_o), que se especifica en la **Ecuación 13**. Dependiendo de esta comparación, se puede clasificar a la columna en diferentes categorías:

- I. Condición i: Falla a flexión
- II. Condición ii: Falla a corte – flexión
- III. Condición iii: Falla a corte

$$\frac{A_v}{b_w * s} \geq 0.002 \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

A_v = Área de ramas de estribos

s = Separación entre estribos dentro de la zona de rotula plástica

$$\frac{s}{d} \leq 0.5 \quad \text{Ecuación 12}$$

$$V_o = \left[\frac{A_v * f_y * d}{s} + \lambda \left(\frac{6 * \sqrt{f'c}}{V * d} * \sqrt{1 + \frac{N_u}{6 * \sqrt{f'c} * A_g}} \right) * 0.8 * A_g \right] \quad \text{Ecuación 13}$$

V = Fuerza cortante máxima de las cargas de gravedad más sismo

$\frac{M}{V * d}$ = No debe ser tomado mayor que 4 o menor a 2

d = Peralte efectivo puede asumirse como $0.8 \cdot h$

N_u = Fuerza axial a compresión

λ = 0.75 para concreto ligero, 1 para peso normal

✓ **Definición y asignación de rótulas plásticas en columnas**

En el presente análisis se sigue el mismo proceso que se llevó a cabo en la definición y asignación de rótulas plásticas en vigas. Sin embargo, es importante tener en cuenta que en esta ocasión se utiliza la tabla obtenida del documento (ASCE, 41-13), la cual establece las condiciones de conformidad para columnas. En particular, se considera que una columna no es conforme cuando no cumple con las condiciones establecidas en la **Ecuación 11** y la **Ecuación 12**.

Para llevar a cabo este análisis, se ha utilizado el programa de MATLAB desarrollado por (Torres Solís & Vázquez Atiencia, 2021), el cual se encuentra disponible en el Anexo 2 de su trabajo final. Este programa se enfoca en el cálculo de rótulas plásticas en columnas, y a partir de él se seleccionan las condiciones de la columna necesarias para obtener los parámetros y criterios de aceptación correspondientes. Es importante destacar que, una vez identificado el caso en el que se encuentra la columna, ya sea por fallo a flexión, corte o corte-flexión, se procede a evaluar su capacidad de resistencia y estabilidad.

4.2. Demanda

La demanda sísmica es una medida de la intensidad del movimiento del suelo durante un terremoto. Este movimiento se registra en acelerogramas, que son gráficos que

muestran la aceleración de un punto en la superficie del suelo en función del tiempo. Los espectros de respuesta se crean a partir de los acelerogramas y se utilizan en la práctica ingenieril para determinar la capacidad de un edificio para resistir terremotos. (Cabrera Jara, 2021)

El (ATC-40, 1996) proporciona un procedimiento de evaluación de la seguridad sísmica que implica el cálculo de la demanda sísmica del edificio y su comparación con la capacidad sísmica del edificio. Si la demanda sísmica de la estructura es mayor que su capacidad sísmica, el edificio se considera inseguro y se recomiendan medidas de rehabilitación para mejorar su capacidad sísmica.

Para comprobar si un edificio puede resistir un terremoto de cierta intensidad, es necesario determinar su demanda sísmica y compararla con su capacidad de resistencia. Para evaluar el desempeño del edificio, es importante lograr un desplazamiento en la curva de capacidad que se alinee con la demanda sísmica. Esta correspondencia entre la demanda y la capacidad se logra mediante la creación de Acceleration-Displacement-Response-Spectra (ADRS), según lo establecido en la norma (ATC-40, 1996).

4.3. Método ATC y FEMA 440

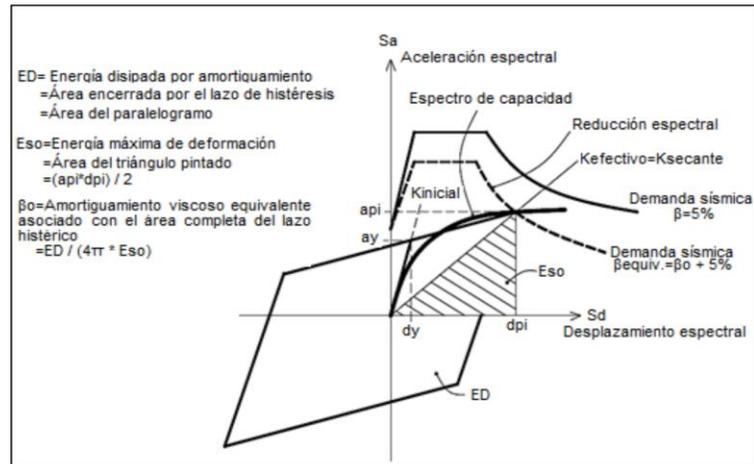
El método FEMA 440 emplea la transformación ADRS con el fin de establecer el nivel de desempeño de la estructura. Esta transformación es una mejora de los procedimientos definidos por las normativas anteriores. La evaluación de la estructura, mediante este método, permite verificar si el edificio cumple con los requerimientos de seguridad sísmica establecidos y, en caso de no hacerlo, se pueden implementar acciones de rehabilitación para incrementar su capacidad de resistencia.

La aplicación de la técnica Capacidad-Espectro requiere que tanto los espectros de respuesta de la demanda como las curvas de capacidad estructural (o pushover) se representen en el dominio de la aceleración espectral frente al desplazamiento espectral. Los espectros trazados en este formato se conocen como espectros de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) después de Mahaney, 1993. Cada punto en una curva de espectro de respuesta tiene asociada una aceleración espectral única, S_a , velocidad espectral, S_v , desplazamiento espectral, S_d , y período, T .

Permite estimar gráficamente la resistencia sísmica del edificio al hacer que el espectro de demanda y el espectro de capacidad se intercepten, lo que contribuye al rendimiento sísmico de la estructura. A continuación, se presentan un resumen de los pasos utilizados en el método. (ATC-40, 1996)

La curva de capacidad pushover se convierte en el formato ADRS (Accelerated Displacement Response Spectra), también conocido como espectro de capacidad, en el que se grafica la aceleración espectral (S_a) frente desplazamiento espectral (S_d). Este nuevo formato se puede apreciar en la **Figura 4-6**.

Figura 4-6: Derivación de amortiguamiento para reducción espectral



Fuente: (ATC-40, 1996)

Para esta conversión, cada punto $(V_{oi}, \Delta n_i)$ de la curva de capacidad, corresponde un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de capacidad, de acuerdo a la **Ecuación 14**:

$$S_{di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \cdot \phi_{1,n})} \quad S_{ai} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1} \quad \text{Ecuación 14}$$

Dónde:

α_1 : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_1 : Factor de partición asociado al modo fundamental.

$\phi_{1,n}$: Amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

Es necesario transformar el espectro de respuesta a un formato ADRS, que es el espectro de demanda tal como se hizo en el primer paso. En esta transformación, se debe

ajustar el amortiguamiento se ajusta en función de la capacidad de la construcción para absorber y disipar energía.

1. Para esta conversión, cada punto $(S a_i, S d_i)$ del espectro de respuesta donde (T_i) es el periodo en segundos, corresponde un punto $(S a_i, S d_i)$ del espectro de demanda, según la **Ecuación 15**:

$$S d_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S a_i x g \quad \text{Ecuación 15}$$

2. Al superponer los espectros, es posible identificar el punto en que las curvas se intersecan, este punto es denominado como punto de desempeño y se refiere al modo primario de vibración en relación con la pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento

4.4. Linealización equivalente (FEMA-440, 2005)

Presenta una alternativa mejorada al método (ATC-40, 1996), en la que se emplea la linealización equivalente dentro de un procedimiento estático no lineal para modelar la respuesta inelástica de la edificación. En este método, se utiliza un oscilador de un sistema de un grado de libertad (SDOF) con el objetivo de calcular la respuesta de desplazamiento del sistema no lineal mediante el uso de un sistema lineal 'equivalente' que tenga en cuenta un período efectivo. La curva de capacidad se define como la relación entre la fuerza y la

deformación global de un oscilador de un grado de libertad (SDOF) en un formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) (FEMA 440 2005).

La mejora en él (FEMA-440, 2005) fue el proceso de linealización de una curva de capacidad equivalente, concretamente: desarrollar mejores procedimientos para evaluar el período y amortiguamiento equivalentes/efectivos. La relación entre el período efectivo, el amortiguamiento efectivo y la ductilidad depende del desplazamiento máximo. Calcular el desplazamiento máximo utilizando la linealización equivalente no es un proceso directo y requiere de un método iterativo para encontrar la solución.

De acuerdo con (FEMA-440, 2005), los métodos de linealización equivalente utilizan factores de reducción para adaptar el espectro de demanda a un nivel de amortiguamiento apropiado para la estructura (amortiguación efectiva). Por lo general, los espectros de demanda se elaboran para un valor inicial de amortiguamiento del 5%, lo que no es aplicable a todas las estructuras. Por esta razón, es necesario realizar ajustes utilizando factores de reducción para lograr una aproximación más precisa de la respuesta.

El procedimiento mencionado a continuación se lleva a cabo después de realizar la conversión del espectro de respuesta y la curva de capacidad.

Procedimiento:

1) El primer paso es elegir un punto de prueba, que puede ser denominado como (a_{pi}, d_{pi}) . Se sugiere tomar como punto de partida el d_{pi} , que es el punto donde la curva de

capacidad, siguiendo la misma pendiente inicial, se intercepta con el espectro de respuesta. La ordenada a_{pi} será la que corresponda al d_{pi} en la curva de capacidad.

2) Se debe crear una representación de dos líneas rectas para el espectro de capacidad, de manera que se pueda estimar el amortiguamiento efectivo y lograr una adecuada reducción del espectro de demanda. Esta representación de dos líneas rectas se realiza de tal manera que:

a) Las coordenadas del punto de capacidad última (S_{au} , S_{du}) en la representación bilineal son iguales a las coordenadas del punto de capacidad última en el espectro de capacidad.

b) El punto en el que el segmento del tramo elástico de la representación bilineal se encuentra con el espectro de capacidad está asociado a un cortante basal de $0.6V_{max}$.

c) El punto (S_{ay} , S_{dy}) del espectro bilineal se define para que el área debajo de la curva bilineal sea equivalente al área debajo de la curva del espectro de capacidad.

3) Calcular los valores de rigidez post-elástica, α (Ecuación 16), y ductilidad μ (Ecuación 17).

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad \text{Ecuación 16}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad \text{Ecuación 17}$$

4) A partir de los valores de la rigidez post-elástica α y la ductilidad μ , se debe calcular el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y el período efectivo (T_{eff}), teniendo en cuenta el comportamiento histerético asumido.

- Amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo expresado como como un porcentaje del amortiguamiento crítico. La **Ecuación 18**, **Ecuación 19** y **Ecuación 20** son utilizadas en su determinación varían de acuerdo al valor de la ductilidad.

Para $1 < \mu < 4$:

Ecuación 18

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para $4 \leq \mu \leq 6.5$:

Ecuación 19

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

Para $\mu > 6.5$:

Ecuación 20

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

A continuación, se proporcionan los valores de los coeficientes en las ecuaciones para calcular la amortiguación efectiva de los osciladores modelo, los cuales dependen de las características de la curva de capacidad del oscilador en términos de su comportamiento histórico básico y rigidez post-elástica. Es relevante destacar que los valores de los coeficientes mostrados en la **Tabla 4-4** han sido modificados para adecuarse a los resultados observados en osciladores de modelos ideales con un comportamiento determinado.

Tabla 4-4*Coefficientes para ecuaciones de amortiguamiento efectivo descrita*

Modelo	α(%)	A	B	C	D	E	F
Bilineal	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Histerético							
Bilineal	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Histerético							
Bilineal	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Histerético							
Bilineal	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Histerético							
Bilineal	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Histerético							
Degradación de rigidez	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Degradación de rigidez	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Degradación de rigidez	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Degradación de rigidez	10	5.3	-1.	9.2	1.9	21	0.37

Degradación de rigidez	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Degradación de rigidez	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Degradación de rigidez	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Los valores negativos de la rigidez postelástica deben limitarse a α_e , como se explica en la sección 4.3

Nota. (FEMA-440, 2005)

➤ **Periodo efectivo**

Se determinan los períodos efectivos para todos los tipos de modelos de histéresis, junto con los valores de ductilidad se obtienen de acuerdo a la **Ecuación 21**, **Ecuación 22** y la **Ecuación 23**.

Para $1 < \mu < 4$:

Ecuación 21

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

Para $4 \leq \mu \leq 6.5$:

Ecuación 22

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$$

Para $\mu > 6.5$:

Ecuación 23

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-1)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

La **Tabla 4-5** presenta los coeficientes en las ecuaciones que describen el período efectivo de los osciladores del modelo, los cuales dependen de las propiedades del espectro de capacidad que se describen en relación con el tipo de histéresis básica y la rigidez post-elástica del oscilador. Es esencial considerar que estos valores están ajustados de manera óptima para concordar con los resultados empíricos de osciladores que son modelos ideales con un comportamiento histérico claramente definido.

Tabla 4-5*Coefficientes para ecuaciones de periodo efectivo descrita para modelos*

Modelo	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilineal	0	0.11	-0.017	0.27	0.09	0.57	0.00
Histerético							
Bilineal	2	0.1	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Histerético							
Bilineal	5	0.11	-0.018	0.09	0.01	0.77	0.05
Histerético							
Bilineal	10	0.13	-0.022	0.27	0.1	0.87	0.1
Histerético							
Bilineal	20	0.1	-0.015	0.17	0.09	0.98	0.2
Histerético							
Degradación de rigidez	0	0.17	-0.032	0.1	0.19	0.85	0
Degradación de rigidez	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Degradación de rigidez	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Degradación de rigidez	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.1

Degradación de rigidez	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1	0.2
Degradación de rigidez	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Degradación de rigidez	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

-
- a. Los valores negativos de la rigidez post-elástica deben limitarse a α_e , como se explica en la sección 4.3

Nota. (FEMA-440, 2005)

5) A partir del amortiguamiento efectivo determinado, ajustar el espectro ADRS inicial a β_{eff} , mediante la aplicación del factor de reducción $B(\beta_{eff})$, cómo se puede evidenciar en la **Ecuación 24** y **Ecuación 25**.

Los coeficientes de amortiguación (B) son factores de reducción que dependen de la amortiguación efectiva (β_{eff}). Estos se usan para ajustar las coordenadas del espectro de demanda en formato ADRS, con el fin de obtener valores más precisos de la respuesta sísmica de la estructura. En resumen, los coeficientes de amortiguación se emplean para adaptar el espectro de demanda a las particularidades de la estructura, mejorando así la exactitud de los resultados obtenidos.

$$(\text{Sa})_{\beta} = \frac{(\text{Sa})_0}{\mathbf{B}(\beta_{\text{eff}})} \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

Ecuación 25

$$\mathbf{B} = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{\text{eff}}(\text{en}\%)}$$

Además, es necesario realizar otro ajuste al espectro de demanda, ya que el método convencional de espectro de capacidad (presentado en (ATC-40, 1996)) utiliza el periodo secante como periodo lineal efectivo para determinar el punto de desempeño, según lo establece (FEMA-440, 2005) Aunque esta suposición es útil, ya que el punto de desempeño se encuentra en la intersección entre la línea de la pendiente del periodo efectivo (T_{sec}) y el espectro de demanda, es necesario ajustar el espectro de demanda para obtener una comparación precisa entre la capacidad y la demanda.

El periodo efectivo (T_{eff}) del procedimiento modificado suele ser más corto que el periodo secante (T_{sec}), por lo que se requiere un ajuste adicional al espectro de demanda mediante el factor M . Este ajuste permite obtener la curva de demanda MADRS (Modified Acceleration - Displacement Response Spectrum). La curva de demanda ajustada proporciona una representación más precisa de la respuesta sísmica de la estructura y permite una comparación directa entre la capacidad y la demanda en el punto de desempeño.

- 6) Es necesario multiplicar los valores de aceleración del espectro ADRS reducido por el factor de modificación, M (ver **Figura 4-7**), para obtener el espectro de

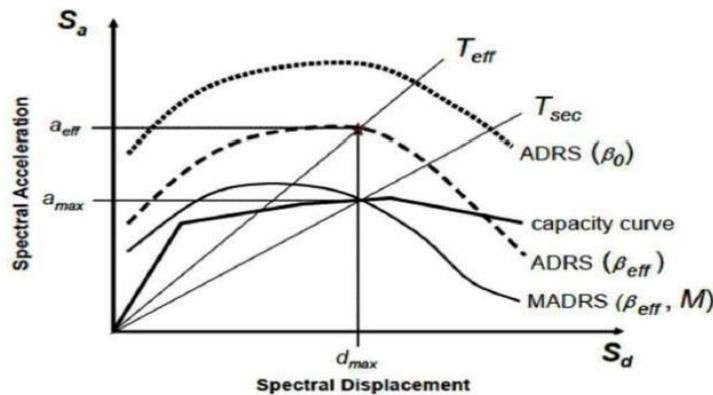
respuesta aceleración-desplazamiento reducido y modificado (MADRS). Para calcular el MADRS con el factor M, se pueden usar la **Ecuación 26**, **Ecuación 27** y **Ecuación 28** respectivamente:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad \text{Ecuación 26}$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad \text{Ecuación 27}$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad \text{Ecuación 28}$$

Figura 4-7: Efecto del factor de Modificación (M) del FEMA 440



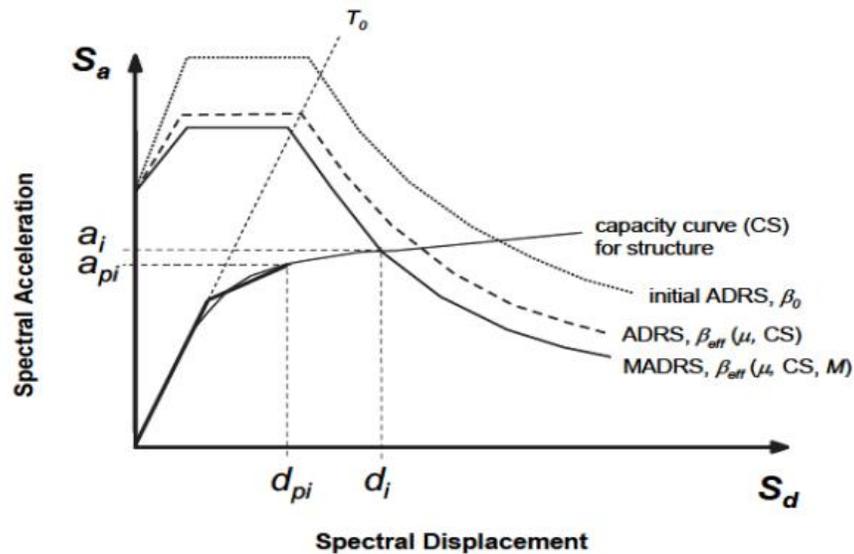
Fuente: (FEMA-440, 2005)

7) Determinar d_i , a_i como el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda modificado reducido, como se evidencia en la **Figura 4-8**.

8) Es necesario verificar si d_{pi} se encuentra dentro del rango de tolerancia, el cual se recomienda que sea de $0.95 d_{pi} \leq d_{pi} \leq 1.05 d_{pi}$. Para que el espectro de demanda y el

espectro de capacidad se intercepten dentro de esta tolerancia. Si esto no sucede, se debe seleccionar un nuevo punto de prueba y repetir el proceso. Es necesario iterar hasta encontrar un dpi que esté dentro del rango de tolerancia especificado.

Figura 4-8: Obtención del punto de desempeño (MADRS)



Fuente: (FEMA-440, 2005)

4.5. Conversión de coordenadas para transformación de curva de capacidad a espectro de capacidad

El (ATC-40, 1996) en su capítulo 8 nos da a conocer los pasos necesarios para poder realizar la conversión de coordenadas para la transformación de curva de capacidad a espectro de capacidad, los cuales se describen a continuación:

1. **Factor de participación modal:** Este factor se lo calculará para cada modo utilizando la **Ecuación 29**.

$$PF_m = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{im}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{im}^2) / g} \right] \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde:

PF_m = Factor de participación modal para el modo m

w_i/g = Masa asignada para el nivel i

φ_{im} = Amplitud del modo m en el nivel i

N = Nivel N, el nivel que está más arriba, es decir la parte principal de la estructura

Las unidades del factor de participación PF_m dependen del proceso de normalización utilizado. Algunas referencias normalizan φ a 1.0 en el nivel de masa superior, mientras que otras normalizan el valor de $\sum (w/g) \varphi^2$ a 1.0. Es importante destacar que algunas referencias definen un factor adicional llamado “factor de participación de la historia modal” PF_{mi} , que se obtiene al multiplicar la cantidad entre paréntesis en la **Ecuación 29** multiplicada por φ_{im} , la amplitud del modo m en el nivel i. A diferencia del PF_{mi} que no tiene unidades (**Ecuación 30**).

$$PF_{im} = PF_m \varphi_{im} \quad \text{Ecuación 30}$$

2. **Coefficiente de masa efectivo α_m** : El coeficiente de masa efectiva se calculará para cada modo utilizando la **Ecuación 31**.

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{im}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g] \sum_{j=1}^N (w_j \varphi_{jm}^2) / g} \quad \text{Ecuación 31}$$

3. **Aceleraciones de historias modales:** Las aceleraciones de piso para el modo m se calculan usando la **Ecuación 32**.

$$a_{im} = P F_m \varphi_{im} S_{am} \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde:

a_{im} = Aceleración de la historia en el nivel i para el modo m (como una razón de la aceleración de la gravedad, g)

φ_{im} = Amplitud en el nivel i para el modo m

S_{am} = Aceleración espectral para el modo m del espectro de respuesta (como una relación de la aceleración de la gravedad, g)

4. **Fuerzas laterales de piso modal:** Las fuerzas laterales (masa*aceleración) para el modo m se calculan utilizando la **Ecuación 33**.

$$F_{im} = P F_m \varphi_{im} S_{am} W_i \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

F_{im} = Fuerza lateral de piso en el nivel i para el modo m

W_i = Peso en el nivel asignado

S_{am} = Aceleración espectral para el modo m del espectro de respuesta (como una relación de la aceleración de la gravedad, g)

5. **Cortantes modales y momentos:** Los cálculos de los momentos cortantes y de volteo para el piso del edificio, así como los momentos cortantes y de flexión de los elementos estructurales, se determinarán para cada modo individualmente utilizando el análisis lineal. Estos cálculos se realizarán de acuerdo con las fuerzas de piso proporcionadas en la **Ecuación 33**.

6. **Cortante base modal:** La fuerza lateral total correspondiente al modo m se calcula utilizando la **Ecuación 34**. Se debe tener en cuenta que la suma de F_{im} del techo a la base será igual a V_m :

$$V_m = \alpha_m S_{am} W \quad \text{Ecuación 34}$$

Donde:

V_m = Fuerza lateral total para el modo m

α_m = Coeficiente de masa efectiva para el modo m

W = carga muerta total del edificio y porciones aplicables de otras cargas

7. **Desplazamientos modales y derivas:** Los desplazamientos laterales modales de piso están relacionados con los desplazamientos espectrales modales, dado por la **Ecuación 35**.

$$\delta_{im} = PF_m \varphi_{im} S_{dm} = PF_{im} S_{dm} \quad \text{Ecuación 35}$$

Donde

δ_{im} = Desplazamiento lateral en el nivel i para el modo m

S_{dm} = Desplazamiento espectral para el modo calculado a partir de la aceleración espectral respuesta (es decir, $S_{dm} = S_{am}(T/2\pi)^2 g$).

Usando la **Ecuación 35** y la relación $S_{dm} = S_{am}(T/2\pi)^2 g$, los desplazamientos también pueden ser calculados por la **Ecuación 36**.

$$\delta_{im} = PF_m \varphi_{im} S_{am} (T_m/2\pi)^2 g \quad \text{Ecuación 36}$$

Dónde:

T_m = Período modal de vibración

La deriva modal en un piso, $\Delta\delta_{im}$, se calculará como el desplazamiento entre pisos, que es la diferencia entre los desplazamientos (δ_{im}) en la parte superior e inferior del piso bajo, es decir $\Delta\delta_{im} = \delta_{(i+1)m} - \delta_{im}$.

8. **Periodos modales de vibración:** cuando la carga se ajusta a la forma del modo (el periodo será igual en todos los pisos) **Ecuación 37**.

$$T_m = 2\pi \sqrt{\left(\sum w_i \delta_{im}^2 \right) \div \left(g \sum F_{im} \delta_{im} \right)} \quad \text{Ecuación 37}$$

Periodos modales: cuando la carga es consistente con la forma del modo (el período será el mismo en cualquier piso i). (**Ecuación 38**)

$$T_m = 2\pi \sqrt{\delta_{im} w_i / (F_{im} g)} \quad \text{Ecuación 38}$$

$$T_m = 2\pi \sqrt{S_{dm} / (S_{am} g)} \quad \text{Ecuación 39}$$

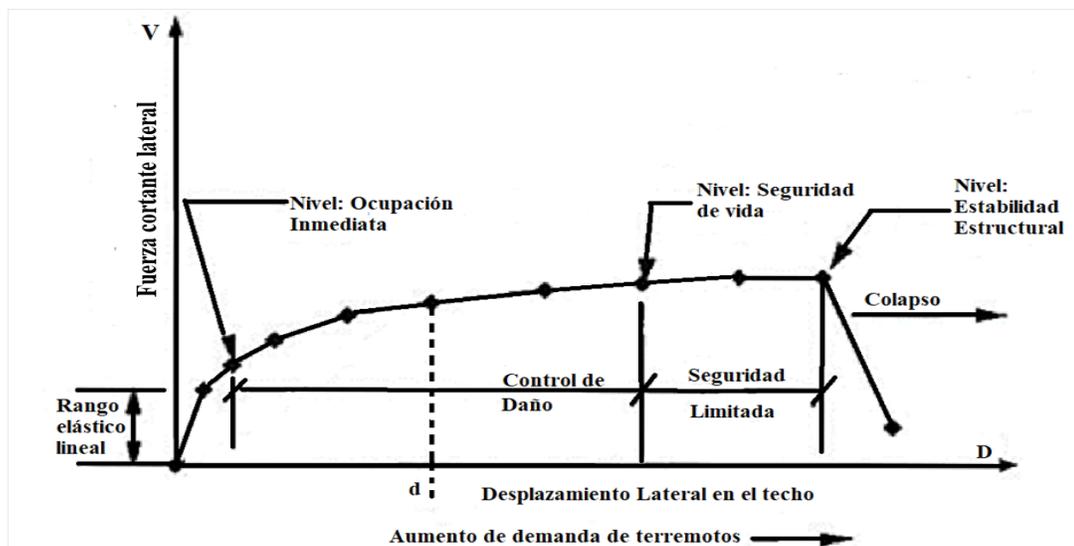
4.6. Capacidad del edificio

La capacidad de un componente estructural se refiere a su capacidad para soportar cargas finales esperadas, ya sea en términos de corte, flexión o carga axial, sin tener en cuenta los factores de reducción (ϕ) que se aplican en el diseño de elementos de hormigón. Generalmente, la capacidad se refiere a la fuerza en el punto de rendimiento del elemento o a la curva de capacidad de la estructura. En el caso de componentes controlados por deformación, la capacidad más allá del límite elástico a menudo incluye los efectos del endurecimiento por tensión.

La capacidad de cualquier estructura se la representa por la curva de capacidad la cual relaciona las fuerzas en la base de una estructura (conocida como cortante basal, V)

y los desplazamientos en la parte superior (D), así como se representa en la **Figura 4-9**. Normalmente se crea una curva de capacidad que muestra la respuesta de la estructura al primer modo de vibración, asumiendo que es el modo dominante. Esto es válido para estructuras con períodos de vibración menores a 1 segundo. Sin embargo, para estructuras más flexibles, se deben tener en cuenta los efectos de los modos de vibración más altos en el análisis. (Caiza Changoluisa, 2022)

Figura 4-9: Curva de capacidad típica y distribución de los puntos de desempeño.



Fuente: (ATC-40, 1996)

La habilidad completa de una estructura está influenciada por la capacidad de los elementos individuales que la conforman para resistir y deformarse. Para examinar las capacidades que superan los límites elásticos, es requerido emplear algún tipo de análisis no lineal, como el método de Pushover (Caiza Changoluisa, 2022).

4.7. Punto de desempeño de la estructura

El punto de desempeño de una estructura se refiere al estado de la misma en el cual se alcanza el máximo rendimiento o capacidad de resistencia antes de que se produzca una falla o colapso, es decir es el máximo desplazamiento que tiene la estructura cuando existe un movimiento.

Se puede identificar el nivel de desempeño sísmico de una estructura cuando su capacidad estructural coincide con la demanda sísmica a la que está expuesta. Este punto se encuentra gráficamente en la intersección de las curvas de capacidad y demanda. Este punto es de suma importancia en la ingeniería estructural, ya que permite determinar las cargas máximas que puede soportar una estructura y establecer medidas de seguridad para prevenir su eventual colapso.

La ubicación del punto de desempeño depende de diversos factores, tales como la geometría y los materiales utilizados en la construcción de la estructura, así como las cargas a las que está sometida. Por lo tanto, es fundamental realizar un análisis cuidadoso de estos factores para determinar el punto de desempeño de una estructura y garantizar su estabilidad y seguridad (López Sánchez , 2022).

4.8. Umbrales de daño

El daño de una estructura de acuerdo al programa (Hazus, 2020) se define mediante curvas de fragilidad de daño estructural, que relacionan la intensidad del terremoto (expresada en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento), con la

probabilidad de alcanzar diferentes niveles de daño (leve, moderado, extensivo o total) en una estructura determinada.

La fragilidad se expresa en términos de un valor umbral de intensidad (por ejemplo, la aceleración del terremoto) que corresponde a una probabilidad dada de alcanzar un nivel de daño específico. Por ejemplo, una curva de fragilidad para una estructura específica puede indicar que hay un 50% de probabilidad de que la estructura sufra daño moderado si la intensidad del terremoto supera un cierto valor de aceleración.

La metodología (Hanus, 2020) define cuatro niveles de daño estructural para edificios en caso de terremoto:

- Slight damage (daño leve): daño superficial que no afecta significativamente la capacidad de la estructura para resistir cargas sísmicas futuras. Se observan grietas finas en vigas y columnas cercanas a las juntas o dentro de ellas, tanto por flexión como por cortante.
- Moderate damage (daño moderado): daño que puede requerir reparaciones importantes, pero la estructura todavía es reparable y puede ser utilizada después de la reparación. La gran mayoría de las vigas y columnas exhiben pequeñas fracturas o fisuras. En marcos dúctiles, algunos elementos han alcanzado su capacidad de rendimiento, mostrando grietas por flexión y desconchamiento del hormigón. Los pórticos no dúctiles pueden presentar grietas y desconchamientos más pronunciados.
- Extensive damage (daño extensivo): daño significativo que puede no ser reparable y puede requerir la demolición y reconstrucción parcial o total de

la estructura. Algunos elementos del marco han llegado a su capacidad máxima, evidenciado en marcos dúctiles por grandes grietas de flexión, desconchamiento del hormigón y deformación del refuerzo principal. En marcos no dúctiles, puede haber fallas por cortante, falta de adherencia en empalmes de refuerzo, amarres rotos o deformación del refuerzo principal en columnas, lo que puede resultar en un colapso parcial.

➤ Complete damage (daño total): daño catastrófico que requiere la demolición y reconstrucción total de la estructura. La estructura colapsó o está en inminente peligro de colapso debido a la falla frágil de elementos no dúctiles del marco o a la pérdida de estabilidad del marco. Se estima que aproximadamente el 13% (en edificios de baja altura), 10% (en edificios de altura media) o 5% (en edificios de gran altura) del área total de los edificios de categoría C1 experimentará un colapso completo.

Las curvas de fragilidad del daño estructural para los edificios se describen mediante valores medianos de desplazamiento que definen los umbrales de los estados de daño Ligero, Moderado, Extensivo y Completo. En general, estas estimaciones de desplazamiento son diferentes para cada tipo de edificio específico (incluyendo la altura) y nivel de diseño sísmico. **Tabla 4-6** resume los rangos de las razones de desplazamiento utilizadas para definir el daño estructural para varios tipos de edificios de baja altura diseñados según las disposiciones sísmicas actuales de High-Code. (Hanus, 2020)

Tabla 4-6

Relaciones de deriva típicas utilizadas para definir los valores medianos del daño estructural

Nivel de diseño sísmico	Tipo de construcción (De poca altura)	Relación de deriva en el umbral de daño estructural			
		Leve	Moderado	Extensivo	Completo
	W1/W2	0.004	0.012	0.040	0.100
Código	C1L, S2L	0.005	0.010	0.030	0.080
Alto	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.008	0.024	0.070
Código	W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
Moderado	C1L, S2L RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.005	0.009	0.023	0.060
	W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
Código	C1L, S2L	0.005	0.008	0.020	0.050
Bajo	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.006	0.016	0.044
	URML, C3L, S5L	0.003	0.006	0.015	0.035
	W1/W2	0.003	0.008	0.025	0.060

Pre-	C1L, S2L	0.004	0.006	0.016	0.040
Código	RM1L/RM2L,	0.003	0.005	0.013	0.035
	PC1/PC2L				
	URML, C3L, S5L	0.002	0.005	0.012	0.028

Nota.(Hazus, 2020)

En general, los valores de la relación de desplazamiento que definen daño completo en edificios de código moderado se asumen como el 75% de la relación de desplazamiento que define el daño completo en edificios de código alto, y los valores de la relación de desplazamiento que definen daño completo en edificios de código bajo se asumen como el 63% de la relación de desplazamiento que define el daño completo en edificios de código alto. Estas suposiciones se basan en el reconocimiento de que la capacidad posterior al rendimiento es significativamente menor en edificios diseñados con detalles dúctiles limitados. (Hazus, 2020)

Los valores de la relación de desplazamiento que definen daño leve se asumieron iguales para edificios de código alto, moderado y bajo, ya que este estado de daño típicamente no supera la capacidad elástica del edificio. Los valores de la relación de desplazamiento que definen daño moderado y extenso para edificios de código moderado y bajo se seleccionan de tal manera que su distribución entre los estados de daño leve y completo sea proporcional a la distribución de los estados de daño para edificios de código alto. (Hazus, 2020)

Los valores de la relación de desplazamiento de los edificios de pre-código se basan en los valores de los edificios de código bajo, reducidos ligeramente para tener en cuenta el rendimiento inferior previsto para estos edificios más antiguos. Para cada estado

de daño, se asume que la relación de desplazamiento de un edificio de pre-código es el 80% de la relación de desplazamiento del edificio realizado con la normativa del mismo tipo de edificio. (Hanus, 2020)

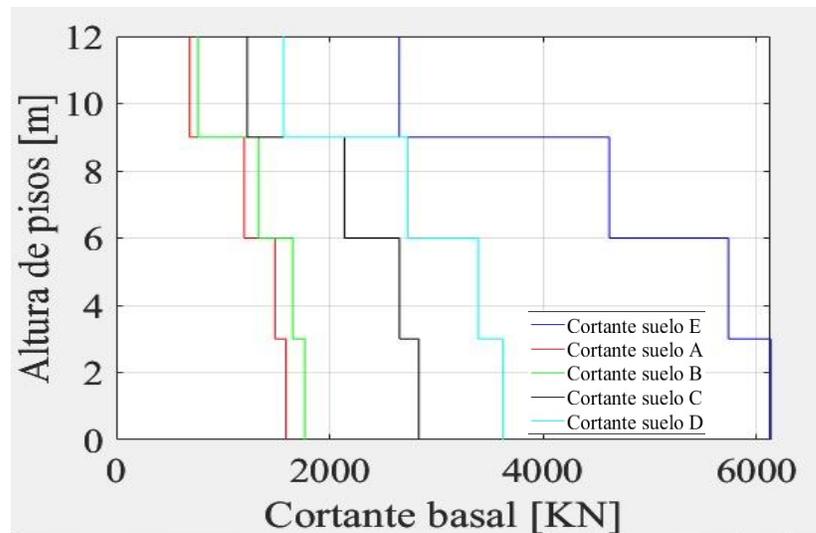
5. CAPÍTULO 5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y NO LINEAL

5.1. Obtención del cortante

En la **Figura 5-1** se presenta la distribución del cortante basal estático de la estructura de acuerdo con los distintos tipos de suelo estudiados de la edificación la cual fue obtenida en ETABS. Se puede evidenciar claramente la influencia del suelo en el valor del cortante debido a que en cada tipo de suelo nos encontraremos con un valor diferente de $S_a(T_a)$ y por ende un diferente valor de coeficiente sísmico.

Para poder tener una validación de la estructura, se debió revisar si era necesario un ajuste en el cortante basal lo cual, según la norma, indica que el cortante basal obtenida en ETABS debe ser mayor al cortante mínimo obtenido al usar los parámetros encontrados en la NEC – SE – DS. Al conocer esto se pudo confirmar la validación del modelo.

Figura 5-1: Obtención de cortante



Fuente: Elaboración propia

5.2. Obtención de derivas

Se realizaron dos simulaciones de carga lateral en las direcciones X e Y para obtener las deflexiones, y se consideró la sección agrietada de 0.5 para vigas y 0.8 para columnas según la NEC-SE-DS. Mediante el software ETABS se obtuvieron los desplazamientos de piso resultantes de la aplicación de estas cargas. Se calculó además la deformación inelástica para determinar si se cumplen los límites permisibles de desplazamiento. Los resultados del cálculo se describen en la **Tabla 5-1**, **Tabla 5-2**, y a la vez se puede evidenciar en la **Figura 5-2**.

Tabla 5-1

Derivas aplicando una carga lateral en dirección X

Piso	Desplazamiento	Deriva elástica	Deriva inelástica	Estado
	(mm)	(%)	(%)	
P4	160.576	1.323	3.969	No cumple
P3	120.886	1.622	4.866	No cumple
P2	72.227	1.592	4.776	No cumple
P1	24.463	0.815	2.445	No cumple

Nota. Elaboración propia

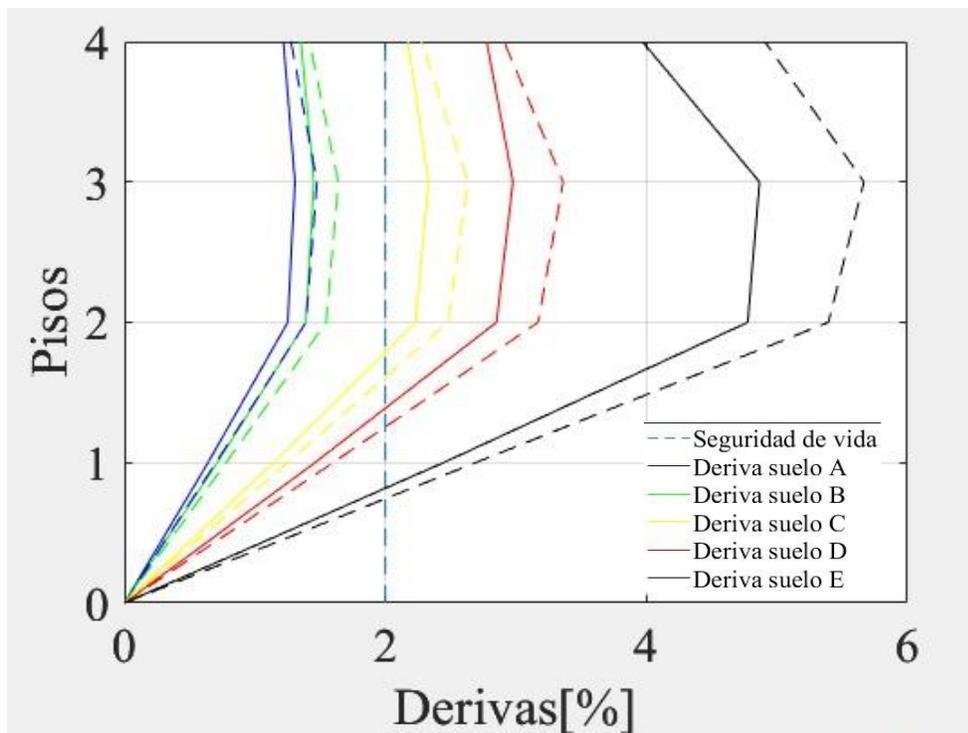
Tabla 5-2

Derivas aplicando una carga lateral en dirección Y

Piso	Desplazamiento (mm)	Deriva elástica (%)	Deriva inelástica (%)	Estado
P4	185.225	1.618	4.854	No cumple
P3	136.683	1.873	5.619	No cumple
P2	80.485	1.789	5.367	No cumple
P1	26.825	0.893	2.679	No cumple

Nota. Elaboración propia

Figura 5-2 : Obtención de derivas inelásticas de los diferentes tipos de suelos en la dirección +X, +Y.



Fuente: Elaboración propia

En la **Figura 5-2** se puede evidenciar las derivas inelásticas la dirección X e Y, existe una clara relación entre el suelo y el incremento de estas derivas. Es importante destacar que los suelos con mejores características, como los suelos A y B, que son de roca rígida, presentan desplazamientos mínimos y no superan el límite de seguridad establecido del 2% en la vida útil de la estructura. Por otro lado, los suelos C, D y E, que son más blandos, exhiben un mayor desplazamiento y exceden este límite de seguridad. Como resultado, las edificaciones construidas sobre estos suelos sufren daños significativos, lo que pone en riesgo la integridad de las personas que las ocupan.

De igual forma se puede observar que el desplazamiento máximo es en los pisos intermedios, una de las razones por las que se puede dar esto es por la distribución de masas, debido a que esto también puede influir en el desplazamiento máximo de deriva. Si el piso intermedio tiene una mayor concentración de masa, como puede ocurrir si hay equipos pesados o una mayor densidad de ocupantes en ese piso, esto puede aumentar la fuerza sísmica experimentada en ese nivel y conducir a mayores desplazamientos.

En este caso, con el edificio de estudio se puede comprobar en la **Tabla 5-3** las siguientes masas:

Tabla 5-3*Masa de cada piso del edificio*

Piso	Masa
1	568.58
2	613627
3	620.5496
4	554.1278

Nota. Elaboración propia

De igual forma la normativa local establece que las estructuras de hormigón armado tienen un límite máximo de deformación inelástica del 2%, por lo que se puede evidenciar en la **Figura 5-2** que en este límite existe seguridad de vida.

5.3. Obtención de rótula plástica en vigas banda y columnas.

De acuerdo con las **Ecuación 9** y **Ecuación 10** se obtienen la **Tabla 5-4** y la **Tabla 5-5**, la cuales contienen un estudio de conformidad para cada una de las vigas controladas por flexión del edificio en estudio.

Tabla 5-4*Separación entre estribos en la zona de rótula plástica*

Tipo	s (cm)	d/3 (cm)	$S_L \leq \frac{d}{3}$
Viga 100	10	8.44	No conforme
Viga 101	10	8.44	No conforme

Viga 102	10	8.44	No conforme
Viga 103	10	8.44	No conforme
Viga 104	10	8.44	No conforme

Nota. Elaboración propia. Adaptado de trabajo de titulación de (Torres Solís & Vázquez Atiencia, 2021)

Tabla 5-5

Resistencia a cortante de los estribos

Tipo	V_s (Tonf)	$V_s \geq \frac{3}{4} * V_u$
Viga 100	10.6402	No conforme
Viga 101	10.6402	No conforme
Viga 102	10.6402	No conforme
Viga 103	10.6402	No conforme
Viga 104	10.6402	No conforme

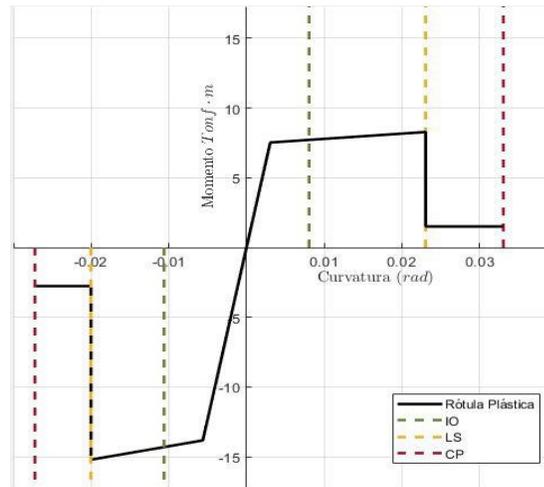
Nota. Elaboración propia. Adaptado de trabajo de titulación de (Torres Solís & Vázquez Atiencia, 2021)

Antes de determinar la curva de capacidad, se deben establecer las rótulas plásticas en las vigas y columnas de acuerdo con las especificaciones de las tablas del (ASCE, 41-17). Para tener una mejor comprensión del proceso, se generarán gráficos momento-rotación de cada elemento de la estructura. En la **Figura 5-3** se puede ver un ejemplo de esta gráfica para una viga típica de la estructura, con sus objetivos de desempeño y capacidad reducida debido a que es una viga banda, como un ejemplo de esto se podría considerar la viga B101. (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

La gráfica de momento rotación de la viga se la realizó con un programa de Matlab elaborada por (Torres Solís & Vázquez Atiencia, 2021), el cual se encuentra en el Anexo

1 de su respectivo trabajo de titulación. De igual forma existieron algunas modificaciones por parte de los Autores, 2023.

Figura 5-3: Gráfica momento-rotación con objetivos de desempeño de la Viga B101.

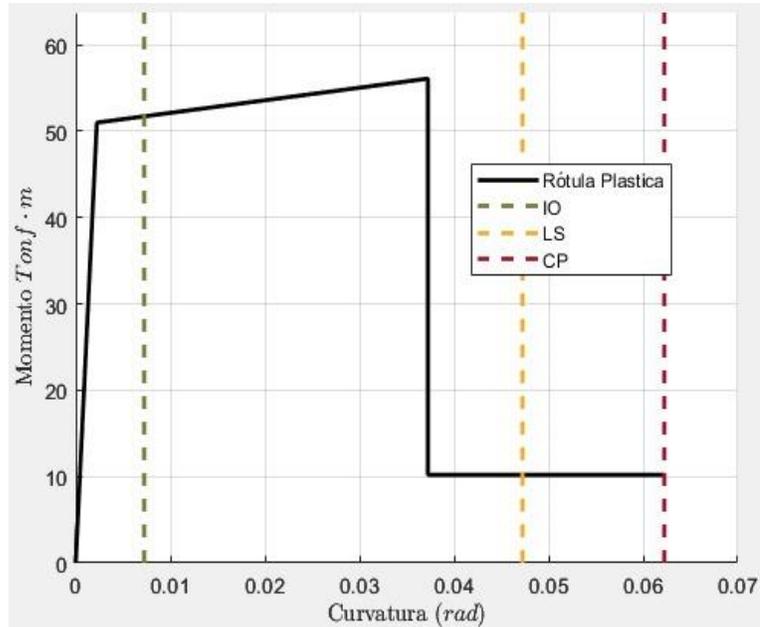


Nota. Elaboración propia.

Para el caso de rótula en columnas en la **Figura 5-4** se puede ver un ejemplo de esta gráfica para una columna típica de la estructura, con sus límites de aceptación y capacidad reducida, como un ejemplo de esto se podría considerar la columna central 50x50. (Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019)

La gráfica de momento rotación de la columna se la realizó con un programa de Matlab elaborada por (Torres Solís & Vázquez Atiencia, 2021), el cual se encuentra en el Anexo 2 de su trabajo de titulación. De igual forma existieron algunas modificaciones por parte de los Autores, 2023.

Figura 5-4: Gráfica momento-rotación con objetivos de desempeño de la columna central 50x50.

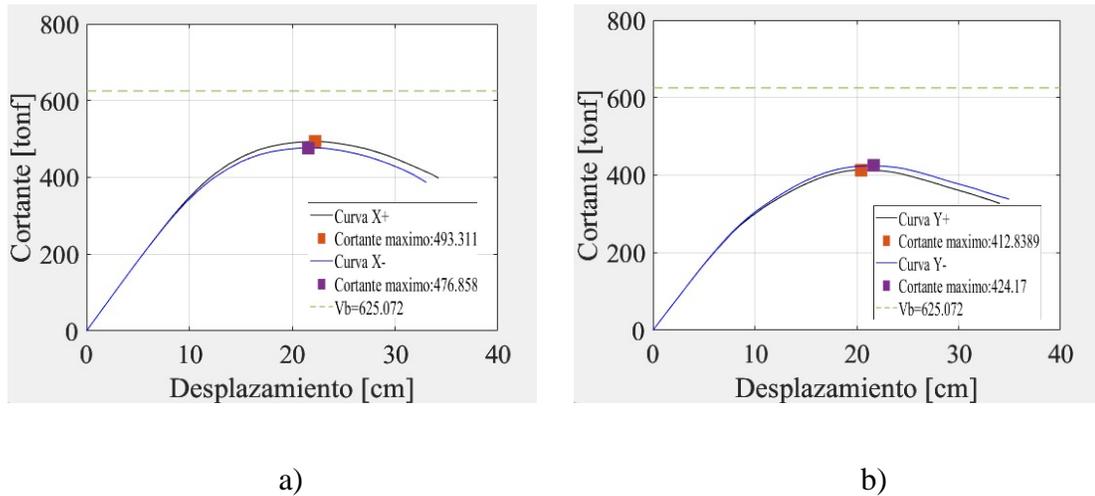


Nota. Elaboración propia

5.4. Obtención de curva de capacidad del edificio

Se han establecido las curvas de capacidad para los ejes principales las cuales se caracterizan por la fuerza cortante en el eje horizontal y el desplazamiento en el eje vertical, y a la vez se ha identificado el punto máximo de la curva, como se puede ver en la **Figura 5-5**.

Figura 5-5: Curvas de capacidad para las direcciones: a) +X, -X b) +Y, -Y



Nota. Elaboración propia

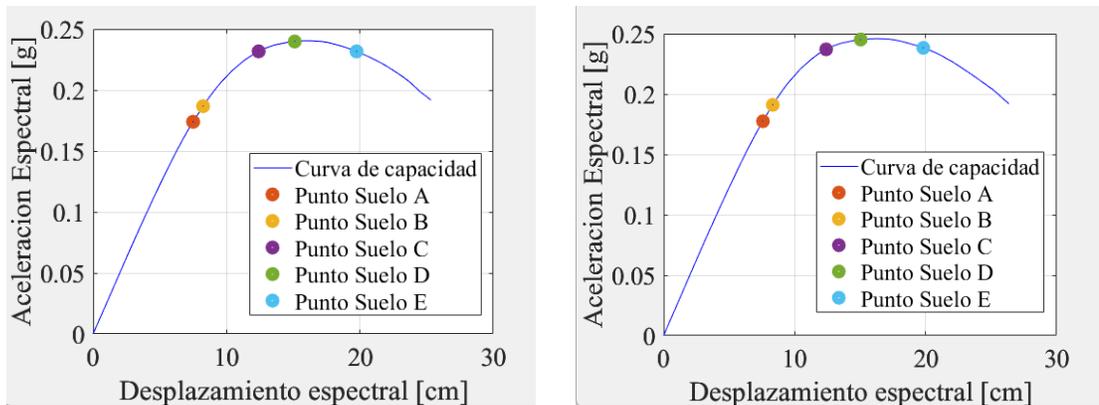
De acuerdo a la **Figura 5-5** se puede evidenciar que existe un cortante máximo y mayor desplazamiento en la dirección +X, y un menor cortante y desplazamiento en la dirección +Y. Es decir, la capacidad es mayor en el eje X en comparación con el eje Y.

Las **Figura 5-5** muestra la relación entre los cortantes máximos obtenidas en las curvas de capacidad obtenidas en los cuatro ejes principales con el cortante basal el cual fue obtenido por el programa ETABS. Se puede observar que en los valores de los cortantes máximos obtenido en las curvas de capacidad existe una diferencia notable pero no exagerado con el valor del cortante basal obtenido en el programa, además se debe conocer que si existiera una gran diferencia en los valores se daría un caso de sobre resistencia.

5.5. Obtención del punto de desempeño de la estructura

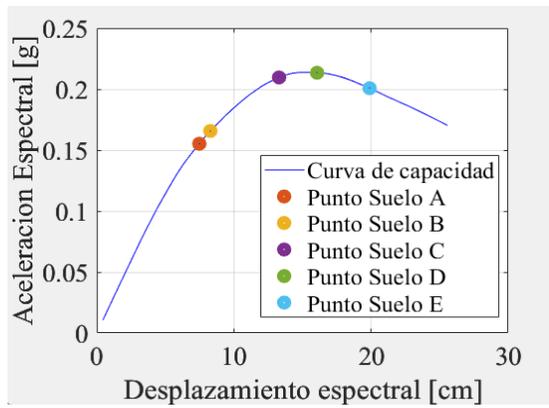
Antes de poder identificar el punto de desempeño, se ha llevado a cabo la conversión de los datos al formato MADRS. De esta manera, se ha logrado relacionar el espectro de capacidad con el espectro de demanda de un sismo de diseño con un período de retorno de 475 años. Utilizando el método de (FEMA-440, 2005) y el software ETABS, se procederá a determinar el punto de desempeño en todas las direcciones y de igual forma se lo obtuvo usando cada tipo de suelo, como se evidencia en la **Figura 5-6**. En las **Tabla 5-6**, **Tabla 5-7**, **Tabla 5-8**, **Tabla 5-9** se pueden observar valores obtenidos del punto de desempeño para cada tipo de suelo en los ejes principales.

Figura 5-6: Puntos de desempeño usando los diferentes tipos de suelo para las direcciones: a) +X, b) -X, c) +Y, d) -Y

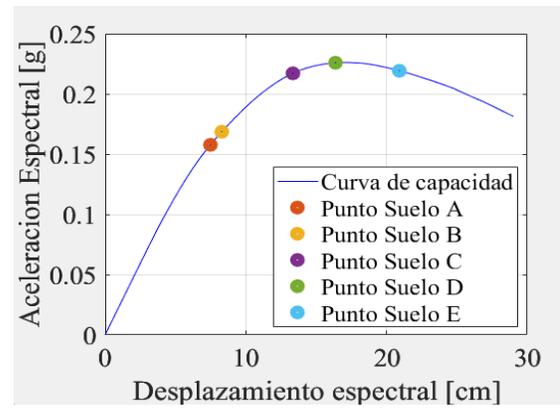


a)

b)



c)



d)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5-6*Valores obtenidos del punto de desempeño para cada tipo de suelo en la dirección +X*

Tipos de Suelo	Sd(cm)	Sa(g)	V(ton)
A	7.58	0.177	349.17
B	8.33	0.191	375.87
C	12.41	0.237	468.26
D	15.04	0.245	489.61
E	19.82	0.238	479.5

Nota. Elaboración propia

Tabla 5-7

Valores obtenidos del punto de desempeño para cada tipo de suelo en la dirección -X

Tipos de Suelo	Sd(cm)	Sa(g)	V(ton)
A	7.50	0.174	341.35
B	8.24	0.187	366.55
C	12.41	0.232	455.75
D	15.11	0.240	474.78
E	19.75	0.232	461.24

Nota. Elaboración propia

Tabla 5-8

Valores obtenidos del punto de desempeño para cada tipo de suelo en la dirección +Y

Tipos de Suelo	Sd(cm)	Sa(g)	V(ton)
A	7.48	0.155	300.51
B	8.28	0.166	320.46
C	13.29	0.209	404.29
D	16.06	0.213	412.27
E	19.89	0.201	385.13

Nota. Elaboración propia

Tabla 5-9

Valores obtenidos del punto de desempeño para cada tipo de suelo en la dirección -Y

Tipos de Suelo	Sd(cm)	Sa(g)	V(ton)
A	7.48	0.158	304.62
B	8.29	0.169	324.99
C	13.34	0.217	412.73
D	16.37	0.226	424.08
E	20.90	0.219	398.69

Nota. Elaboración propia

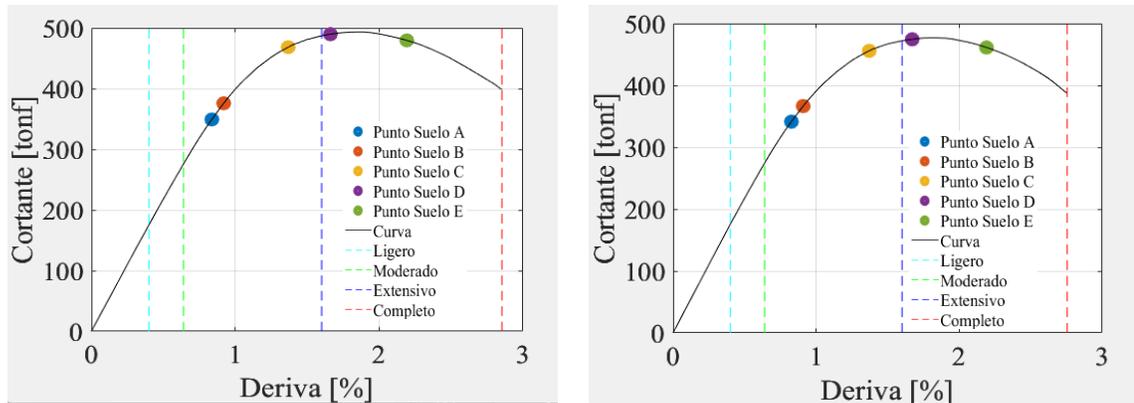
Como se mencionó en el capítulo 1, el punto de desempeño es el máximo desplazamiento que experimenta una estructura después de la aplicación de un movimiento sísmico. En la **Figura 5-6** se puede apreciar cómo el tipo de suelo influye en la obtención del punto de desempeño. Por ejemplo, el suelo A proporciona un menor desplazamiento espectral, lo que indica que la estructura no sufriría tanto daño en comparación con el suelo E, que presenta un mayor desplazamiento.

En el caso del edificio estudiado, se encuentra sobre un suelo de tipo E, en el que se ha observado un notable desplazamiento, lo que ocasiona daño a la estructura. Esta información es relevante en las cuatro direcciones de estudio, lo que indica que el daño es generalizado en la estructura.

5.6. Obtención de umbrales de daño

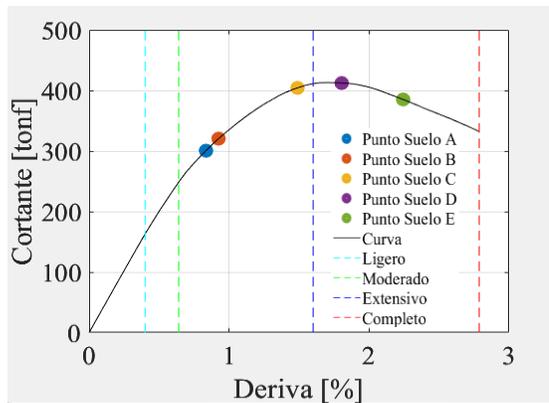
Para completar el análisis sísmico, es necesario obtener los umbrales de daño que se describen en el documento (Hazus, 2020). Para ello, se utilizó la tabla 5-11 del documento mencionado, que corresponde a la **Tabla 4-6**. Es importante destacar que se tomó como referencia el diseño de nivel sísmico pre-código para el tipo de estructura C1L, tal como se mencionó en el **CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA**. La utilización de esta tabla permitió obtener los umbrales de daño correspondientes a cada uno de los niveles de intensidad sísmica analizados, lo que resulta fundamental para evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura en cuestión.

Figura 5-7: Umbrales de daño con cada tipo de suelo, en las direcciones: a)+X, b)-X, c)+Y, d)-Y.

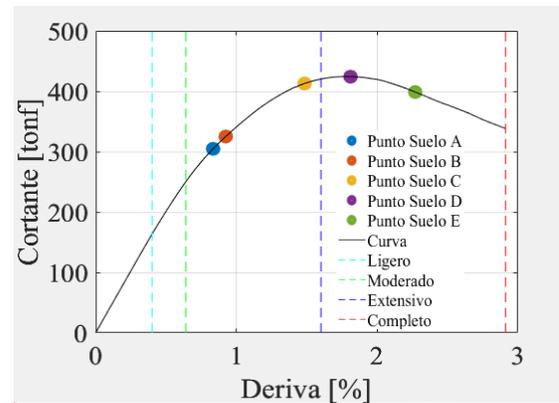


a)

b)



c)



d)

Fuente: Elaboración propia

En la **Figura 5-7** se puede evidenciar que el último umbral que es el de daño completo de acuerdo a la Tabla 4-6, es 0.04, pero se puso el límite en el último punto de la curva de capacidad obtenida debido a que ahí se da la reducción del 20% y pasado de esto se pierde la capacidad.

Se observa que, en las cuatro direcciones, los tipos de suelo A, B y C se encuentran en el rango de daño moderado a extensivo. Esto implica que la estructura puede ser reparable en algunos casos, pero a medida que nos acercamos al daño extensivo, es posible que la estructura no sea reparable y sería más apropiada una demolición. Por otro lado, los suelos D y E se sitúan entre el daño extensivo y completo, lo que significa que la edificación sufre un daño total, y la mejor opción sería la reconstrucción completa de la estructura.

5.7. Comparación de espectro calculado por ETABS y manualmente

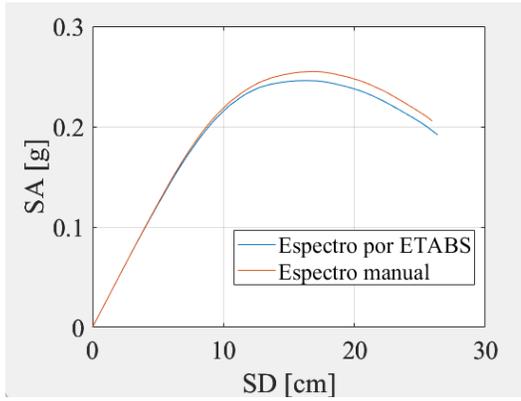
Como se puede observar en la **Figura 5-8**, se llevó a cabo una comparación de los espectros de capacidad de la estructura en las cuatro direcciones principales (X+, X-, Y+,

Y-) utilizando las diferentes maneras de cálculo como realizadas manualmente y por el programa ETABS. Para el cálculo manual, se utilizó el proceso presentado en el ATC 40, por otro lado, el ETABS utiliza el método FEMA 440. Al analizar detenidamente los espectros, se pudo observar que, dentro del rango lineal, ambos espectros son idénticos en su forma. Sin embargo, al superar este rango, se aprecia una ligera discrepancia entre ellos, aunque conservando la misma forma general.

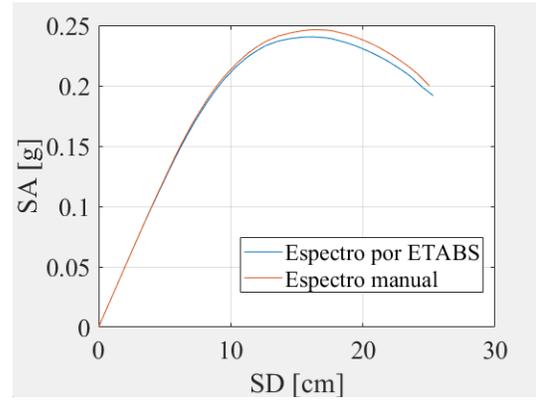
La desigualdad en los espectros se debe a las diferencias en los procedimientos para realizar el cálculo de ellos. Dentro del programa ETABS, se obtiene un valor de “ ρ_1 ” y “ α_1 ” para cada paso del pushover en función del vector de desplazamiento. Por otro lado, calculando manualmente se mantiene un valor constante de “ ρ_1 ” y “ α_1 ” a lo largo de todos los pasos en la creación del espectro.

Es importante destacar que estas diferencias, aunque sutiles, pueden tener implicaciones significativas en el comportamiento estructural y en la evaluación de su capacidad ante cargas sísmicas.

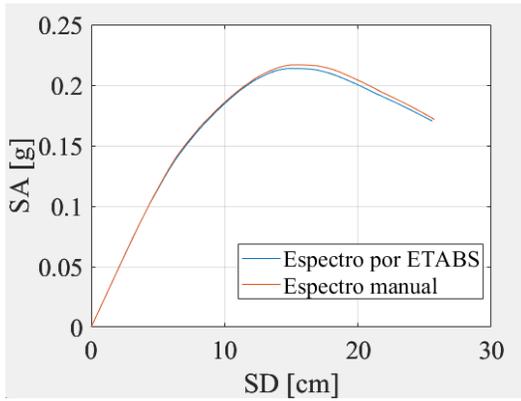
Figura 5-8: Espectro por ETABS vs Espectro manual. a) +X, b)-X, c) +Y, d)-Y.



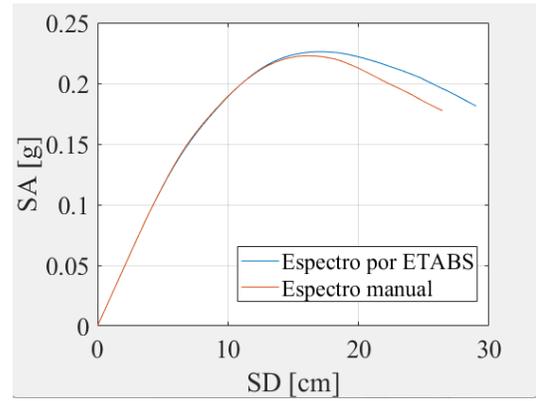
a)



b)



c)



d)

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

- En este estudio, se analizó exhaustivamente una estructura de hormigón utilizada con fines educativos, construida antes de la implementación de la (NEC-SE-DS, 2015). El objetivo principal fue evaluar cómo el tipo de suelo afecta el comportamiento sísmico de la estructura mediante la verificación de las rótulas plásticas en vigas y columnas, con el fin de asegurar su correcto diseño y ubicación en puntos críticos, evaluando su resistencia, capacidad de deformación y compatibilidad estructural. Es decir, la ausencia o implementación incorrecta de las rótulas puede llevar a una mala estimación de la curva de capacidad.
- De igual forma se ha obtenido la curva de capacidad en los ejes principales y se pudo evidenciar que existe mayor capacidad en la dirección X que en la de Y. Además, se ha demostrado claramente la influencia del tipo de suelo en el punto de desempeño de la estructura. Se ha observado que las condiciones del suelo tienen un impacto significativo en los desplazamientos y los daños resultantes durante un evento sísmico. Cuando el suelo presenta condiciones favorables, como la roca rígida (categoría A), los desplazamientos y los impactos en la estructura son mínimos. En cambio, si el suelo no es óptimo, como la arcilla (categoría E), los desplazamientos son mayores y los daños en la estructura son más significativos. En este estudio, la estructura se encuentra en un suelo de tipo E lo cual quiere decir que se supera el daño extenso, esto implica que la estructura puede experimentar desplazamientos mayores y sufrir daños debido a las características específicas de este tipo de suelo.

- Tomando como base los criterios establecidos en (Hazus, 2020) para analizar los daños en la estructura, podemos concluir que a medida que aumenta el desplazamiento, la edificación se acerca al umbral de daño completo, lo que indica la posibilidad de un colapso. Por otro lado, si el desplazamiento es menor, la estructura sufre daños moderados que podrían ser reparables. Este análisis nos brinda una comprensión más profunda de cómo el desplazamiento y las condiciones del suelo afectan la seguridad y la integridad estructural.

- Según los hallazgos de este estudio y el análisis estático lineal se ha constatado que los desplazamientos del edificio sobrepasan el límite máximo permitido del 2%, representativo del nivel de seguridad de vida según la (NEC-SE-DS, 2015). Esta revelación conlleva importantes implicaciones, especialmente si se considera la posibilidad de que se produzca una demanda sísmica similar a la del sismo de diseño definido por la (NEC-SE-DS, 2015), debido a que para estructuras especiales deben llegar máximo a la seguridad de vida. Pero si sobrepasa este límite podría generar daños considerables y de gran magnitud. Estos daños no solo comprometerían la integridad estructural del edificio, sino que también podrían tener consecuencias significativas para la seguridad de las personas que se encuentren en su interior.

- Es importante resaltar que existe una diferencia significativa en el diámetro de las varillas de estribo utilizadas en las vigas bandas y columnas del edificio en comparación con el estándar establecido por la normativa nacional. Mientras que la normativa requiere un diámetro de 10 mm para los estribos, en este caso se ha

utilizado varillas de estribo con un diámetro de 8 mm. Esta reducción de área de varillas que son las que controlan el cortante, provocan que la capacidad del elemento a cortante se reduzca. Es fundamental evaluar detenidamente los efectos potenciales de esta diferencia y tomar las medidas necesarias para garantizar la seguridad y la conformidad con las normas aplicables.

- Los resultados obtenidos en este estudio han generado información valiosa que será de gran utilidad para realizar intervenciones futuras en la estructura. En estos hallazgos se han podido determinar tanto en el análisis estático lineal y no lineal que dado el terremoto de diseño el edificio experimentaría derivas superiores a la seguridad de vida. En conclusión, el edificio requiere ser reforzado para garantizar el comportamiento sísmico ante estos eventos. Esta comprensión mejorada es esencial para tomar decisiones informadas en cuanto a la planificación, diseño y gestión de estructuras similares en zonas sísmicas.

RECOMENDACIONES

1. Para asegurar la seguridad y la resistencia sísmica de las estructuras, es fundamental considerar todos los aspectos mencionados anteriormente al diseñar y construir en diferentes tipos de suelo. Se ha observado la significativa influencia que el tipo de suelo tiene en el punto de desempeño, ya que cada suelo puede generar diferentes niveles de desplazamiento y daño. Por lo tanto, se recomienda tomar medidas adicionales para garantizar la integridad de las edificaciones. Esto implica el empleo de técnicas de refuerzo estructural adecuadas, así como el diseño preciso de las cimentaciones.
2. Asimismo, se sugiere que previo a la construcción de la estructura se realice un estudio geotécnico adecuado del suelo, para determinar las características específicas de la zona de emplazamiento y así poder estimar de mejor manera la demanda. Es esencial contar con profesionales capacitados y expertos en ingeniería sísmica, quienes deberán realizar un análisis exhaustivo del suelo y considerar sus características particulares. De esta manera, se podrá diseñar y construir estructuras resistentes y seguras, capaces de soportar los posibles eventos sísmicos y reducir al mínimo los riesgos asociados.
3. Con base en el análisis realizado, se recomienda evitar el uso de vigas bandas, especialmente en áreas propensas a acciones sísmicas. En su lugar, se sugiere utilizar vigas peraltadas debido a sus ventajas significativas en términos de resistencia, rigidez. Las vigas peraltadas reducen las deformaciones durante un

terremoto, contribuyendo a una menor deformación lateral en la estructura y limitando los desplazamientos, lo cual es esencial para garantizar la seguridad tanto de los ocupantes como de los elementos no estructurales del edificio. Además, la geometría de las vigas peraltadas les confiere una mayor resistencia a los momentos sísmicos, lo que las hace más capaces de resistir las fuerzas torsionales y los momentos generados por un sismo. Por último, es importante destacar que las vigas peraltadas tienen una mayor capacidad de absorción de energía durante un evento sísmico en comparación con las vigas bandas. Esto no solo ayuda a reducir la demanda de carga sobre otros elementos estructurales, sino que también mejora la capacidad general de la estructura para resistir y recuperarse del impacto de un terremoto.

LISTA DE REFERENCIAS

- Arteaga Mora, P. A. (2016). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, REHABILITACION Y EVALUACIÓN DEL INDICE DE DAÑO DE UNA EDIFICACION PERTENECIENTE AL PATRIMONIO CENTRAL EDIFICADO EN LA CIUDAD DE CUENCA-ECUADOR*. Tesis, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador. Recuperado el 17 de Octubre de 2022, de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/26547>
- ASCE, 41-13. (s.f.). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buidings*. Reston, Virginia, EE. UU.: Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.763.1164
- ASCE, 41-17. (s.f.). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. doi:10.13140/RG.2.2.19253.35044/1
- ATC-40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. En 4. ATC, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (pág. 346). Redwood. Obtenido de <https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>
- Cabrera Jara, P. A. (2021). *Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado de 3 pisos incorporando la influencia de la mampostería, utilizando el método de diagonales equivalentes, mediante SAP2000*. Trabajo final de titulación, Cuenca. Recuperado el 09 de Febrero de 2023, de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10894>

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)*. Universidad del Azuay, Cuenca. Recuperado el 21 de Enero de 2023

Caín Caín, C. (2018). *ANÁLISIS DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL DE CINCO PLANTAS, BASADO EN EL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA*. Trabajo de Titulación, Universidad de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador. Recuperado el 14 de Noviembre de 2022, de http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/32382/1/CAIN_CARLOS_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_ENERO_2018.pdf

Caiza Changoluisa, J. W. (2022). “*ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y MEDICIÓN DE VIBRACIONES EN LOSAS DE ENTREPISO PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL CENTRO DE IDIOMAS, CAMPUS HUACHI CHICO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO*”. Trabajo de titulación, Ambato, Ecuador. Recuperado el 10 de Marzo de 2023, de <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/35904>

Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. (W. J. Hall, Ed.) México: Pearson. Recuperado el 02 de Noviembre de 2022, de https://www.academia.edu/36451323/Dinamica_de_Estructuras_4Ed_Anil_K_Chopra

Cobos Torres, F. P. (2017). *ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI*. Trabajo de titulación, UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, Ambato, Ecuador. Recuperado el 17 de Noviembre de 2022, de <http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/25147>

Estrada Arana, K. P., & Vivanco Pesántez, N. A. (2019). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA, ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE UNA VIVIENDA DE TRES PISOS UBICADA EN EL NORTE DE QUITO ECUADOR ECUADOR-ECUADOR*. Trabajo de titulación, ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, Quito. Recuperado el 03 de Octubre de 2022, de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20314>

FALCONI, R. A. (2015). DINAMICA DE ESTRUCTURAS CON CEINCI - LAB. En R. A. FALCONI, *DINAMICA DE ESTRUCTURAS CON CEINCI - LAB* (pág. 22). Quito, Ecuador. Recuperado el 25 de Febrero de 2023, de https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguiar/publication/279914782_Dinamica_de_Estructuras_con_CEINCI-LAB/links/559dd0ea08ae04e36508ffda/Dinamica-de-Estructuras-con-CEINCI-LAB.pdf

FEMA, 445. (2006). *Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines*. Washington, D.C.: nehrp. Recuperado el 21 de Marzo de 2023, de <https://www.wbdg.org/FFC/DHS/fema445.pdf>

- FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. nehrp. Recuperado el 06 de Febrero de 2023, de <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/fema-440.pdf>
- García Núñez, M. A. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal*. Tesis, Escola de Camins, Barcelona. Recuperado el 19 de Octubre de 2022, de <http://hdl.handle.net/2117/118142>
- Gestionderiesgos. (18 de Marzo de 2023). *Dirección de Monitoreo de Eventos Adversos, SitRep No.01- Sismo Balao, Guayas*. Recuperado el 25 de Marzo de 2023, de Dirección de Monitoreo de Eventos Adversos, SitRep No.01- Sismo Balao, Guayas: <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2023/03/SitRep01-Sismo-Balao-Guayas-18032023.pdf>
- Gutiérrez Claudio, D. A. (2022). *ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACH*. Trabajo de grado, UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, Ambato-Ecuador. Recuperado el 31 de Octubre de 2022, de <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/35953>
- Hazus. (2020). *Hazus Earthquake Model Technical Manual*. Recuperado el 24 de Febrero de 2023, de https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10/fema_hazus_earthquake_technical_manual_4-2.pdf

INSTITUTO GEOFÍSICO, E. (2023). *INSTITUTO GEOFÍSICO, EPN*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/portal/eventos/informes-ultimos-sismos.html>

López Sánchez , B. L. (2022). *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSH OVER) DE LOS TALLERES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA Y DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL, CON AISLADORES SÍSMICOS, UBICADAS EN EL CAMPUS HUACHI DE LA UNIVERSIDAD DE AMBATO*. Trabajo de maestría, UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, Ambato-Ecuador. Recuperado el 02 de Abril de 2023, de <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/35487/1/Maestr%c3%ada%20E.M.%2009%20-%20L%c3%b3pez%20S%c3%a1nchez%20Byron%20Leonardo.pdf>

NEC-SE-CG. (2015). *Cargas (NO SÍSMICAS)*. Ecuador: CAMICON. Recuperado el 26 de Febrero de 2023, de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>

NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 1*. Quito, Ecuador. Recuperado el 17 de Octubre de 2022, de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>

Parra Yambay, K. G., & Sarango Loachamín, J. B. (2016). *Análisis estadístico del periodo experimental de vibración en edificios aporricados de hormigón armado en el*

distrito metropolitano de Quito. Trabajo de obtención de título, Quito. Recuperado el 15 de Febrero de 2023, de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/14781>

Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (Junio de 2016). *SciELO*. Recuperado el 28 de Octubre de 2022, de SciELO: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001

Riquetti Morales, J. P. (2014). . *Estudio geotécnico de la Universidad del Azuay*. Cuenca. Recuperado el 04 de Febrero de 2023

Suntaxi Tipan, J. L. (2016). *ANÁLISIS DE UN EDIFICIO CON AISLADORES DE BASE Y SU INFLUENCIA EN LA CURVA DE CAPACIDAD*. Trabajo de titulación, ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, Quito, Ecuador. Recuperado el 17 de Noviembre de 2022, de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/16828>

Supé Guillen, H. F. (2021). “*ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LA TIPOLOGÍA EDIFICIOS PÚBLICOS CON EL USO DE AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS*”. Trabajo para obtención de título, UNIVERSIDAD TÉCNICA AMBATO, Ambato-Ecuador. Recuperado el 02 de Febrero de 2023, de <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/32022/1/Tesis%20I.%20C.%201429%20-%20Supé%20Guillen%20H%C3%A9ctor%20Fernando.pdf>

Tarbuck, E. J., & Lutgens, F. K. (1990). *Ciencias de la Tierra Una introducción a la geología física* (Octava ed.). España: Pearson. Recuperado el 17 de Noviembre de 2022, de <http://www.xeologosdelmundo.org/wp->

content/uploads/2016/03/TARBUCK-y-LUTGENS-Ciencias-de-la-Tierra-8va-ed.-1.pdf

Torres Solís, J. J., & Vázquez Atiencia, D. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de cuenca-ecuador*. Trabajo de titulación, Universidad del Azuay, Cuenca-Ecuador. Recuperado el 03 de Octubre de 2022, de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10985>

Anexos 1

%%% Rótulas Plásticas en vigas %%%

%%% Tablas 10-7 ASCE 41-17 %%%

%Realizado:PACJ%%

%actualizado por: ECV%%28/05/21

%actualizado:JT/DV%%28/05/21

%actualizado:MM/NR%%20/03/23

clc

clear all

%%Inputs

fc = input('Ingrese la resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm2): ');

fy = input('Ingrese el esfuerzo de fluencia del acero (kgf/cm2): ');

lv = input('Ingrese la longitud de la viga (m): ');

lv = lv*100; %Longitud de la viga (cm)

b = input('Ingrese la base de la sección transversal de la viga (cm): ');

h = input('Ingrese la altura de la sección transversal de la viga (cm): ');

As = input('Ingrese la cantidad de acero superior (cm2): ');

Asi = input('Ingrese la cantidad de acero inferior (cm2): ');

rs = input('Ingrese la distancia al centroide del refuerzo superior (cm): ');

ri = input('Ingrese la distancia al centroide del refuerzo inferior (cm): ');

V = input('Ingrese el cortante (ton): ');

sv = input('Ingrese la separación entre estribos en la viga (cm): ');

```

de = input('Ingrese el diámetro de los estribos (mm): ');

%% Calculo

%Módulo de elasticidad

Ec = 15100*sqrt(fc); %Módulo de Elasticidad ACI 318 - 19 19.2.2.1(kgf/cm2)

%Obtención del Factor Beta 1

if fc <= 280

beta1 = 0.85;

elseif fc > 550

beta1 = 0.65;

else

beta1 = 0.85-0.05*(fc-280)/70;

end

%Inercia

Iv = (b*h^3)/12;

%Acero transversal

Av = 2*pi()*de^2/400;

% Peraltes y cuantías

ds = h-rs;

di = h-ri;

ps = As/(b*ds);

p_i = Asi/(b*di);

pb = ((beta1*fc*0.85)/fy)*((6300/(6300+fy)));

% Momentos Nominales

%Acero Sup

```

```

as = As*fy/(0.85*fc*b);

My_s = As*fy*(ds-as*0.5)/100000;

Cy_s = (My_s*100000*Iv)/(6*Ec*Iv);

fprintf('El momento negativo es %0.4f ton.m\n',My_s);

%As inf

ai = Asi*fy/(0.85*fc*b);

My_i = Asi*fy*(di-ai*0.5)/100000;

fprintf('El momento positivo es %0.4f ton.m\n',My_i);

Cy_i = (My_i*100000*Iv)/(6*Ec*Iv);

%Resistencia a Corte

Vs_s = ds*fy*Av/sv/1000;

Vs_i = di*fy*Av/sv/1000;

%% Cálculo de rótulas ASCE 41-17

% ASCE 41-17 tabla 10-7

%Unidades Inglesas necesarias

V_lbf = V*2204.623; %libras

b_in = b*0.394; %pulgadas

fc_psi =fc*14.223;

%% Cálculo de rótulas para Acero Superior a tracción

% Datos para el A_sup

ds_in= ds*0.394;

% Condiciones A_sup

v1 = (ps-p_i)/pb;

v2 = V_lbf/(b_in*ds_in*sqrt(fc_psi));

```

```

fprintf(sprintf('Las condiciones del acero superior son (ps-pi)/pb= %0.3f y
V/(bw*d*fc^0.5)= %0.3f \n',v1,v2));
if sv<=ds/3 && Vs_s>=0.75*V
fprintf('El refuerzo transversal es conforme (C)\n');
if v1<0 && v2<=3
% a, b y c son los valores de parámetros; IO, LS y CP son los criterios de aceptación
% a b c IO LS CP
hinge = [ 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050]; % Valores de parametros de modelado
y criterios de aceptacion
elseif v1<0 && v2>3 && v2<6
% a b c IO LS CP
hinge = [ 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050];
elseif v1<0 && v2>=6
% a b c IO LS CP
hinge = [ 0.020 0.040 0.200 0.005 0.020 0.040];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2<=3
% pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.00 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050;
0.50 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=3 && v2<=6
% pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.00 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050;
0.50 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=6

```

```

    % pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.00 0.020 0.040 0.200 0.005 0.020 0.040;
          0.50 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];
elseif v1>=0.5 && v2<=3
    % a b c IO LS CP
hinge = [ 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];
elseif v1>=0.5 && v2>=6
    % a b c IO LS CP
hinge = [ 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];
end
else
fprintf('El refuerzo transversal es no conforme (NC)\n');
if v1<0 && v2<=3

% a b c IO LS CP
hinge = [ 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030]; % Valores de parametros de modelado
y criterios de aceptacion
elseif v1<0 && v2>=6
    % a b c IO LS CP
hinge = [ 0.010 0.015 0.200 0.002 0.010 0.015];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2<=3

% pt a b c IO LS CP
hinge = [0.00 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];

```

```

    0.50 0.010 0.015 0.200 0.005 0.010 0.015];

elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>= 3 && v2<=6

    %   pt   a   b   c   IO   LS   CP

    hinge = [0.00 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030;

    0.50 0.005 0.010 0.200 0.002 0.005 0.010];

elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=6

    %   pt   a   b   c   IO   LS   CP

    hinge = [0.00 0.010 0.015 0.200 0.002 0.010 0.015;

    0.50 0.005 0.010 0.200 0.002 0.005 0.010];

elseif v1>=0.5 && v2<=3

    %   a   b   c   IO   LS   CP

    hinge = [ 0.010 0.015 0.200 0.005 0.010 0.015];

elseif v1>=0.5 && v2>=6

    %   a   b   c   IO   LS   CP

    hinge = [ 0.005 0.010 0.200 0.002 0.005 0.010];

end

end

% Interpolación de datos A_sup

if size(hinge,1)==2

    data = zeros(1,length(hinge)-1);

    for i=1:length(data)

        data(1,i)=interp1(hinge(:,1),hinge(:,i+1),v1,"linear");

    end

```

```

elseif size(hinge,1)==1

data=hinge;

end

rot = data(1,1:3);

LS = data(1,4:6);

curvatura_sup = [0, -Cy_s, -Cy_s-rot(1,1), -Cy_s-rot(1,1),-Cy_s-rot(1,2)];

momento_sup = [0, -My_s, -My_s*1.1, -My_s*0.2, -My_s*0.2];

fprintf(sprintf('Los límites de aceptación zona negativa son IO= %0.4f , LS= %0.4f y
CP=%0.4f \n',LS(1,1:3)))

% Datos para el A_inf

di_in = di*0.394;

% Condiciones A_sup

v1 =(p_i-ps)/pb;

v2 = V_lbf/(b_in*di_in*sqrt(fc_psi));

fprintf(sprintf('Las condiciones del acero inferior son (ps-pi)/pb= %0.3f y
V/(bw*d*fc^0.5)= %0.3f \n',v1,v2));

if sv<=di/3 && Vs_i>=0.75*V

fprintf('El refuerzo transversal es conforme (C)\n');

if v1<0 && v2<=3

    % a b c IO LS CP

hinge = [ 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050];% Valores de parametros de modelado y
criterios de aceptacion

elseif v1<0 && v2>3 && v2<6

```

```

    % a b c IO LS CP
hinge = [ 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050];
elseif v1<0 && v2>=6

    % a b c IO LS CP
hinge = [ 0.020 0.040 0.200 0.005 0.020 0.040];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2<=3

    % pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.00 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050;
0.50 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=3 && v2<=6

    % pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.00 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050;
0.50 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=6

    % pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.00 0.020 0.040 0.200 0.005 0.020 0.040;
0.50 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];
elseif v1>=0.5 && v2<=3

    % a b c IO LS CP
hinge = [ 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];
elseif v1>=0.5 && v2>=6

    % a b c IO LS CP
hinge = [ 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];

```

```

end

else

fprintf('El refuerzo transversal es no conforme (NC)\n');

if v1<0 && v2<=3

    %    a    b    c    IO    LS    CP

hinge = [ 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];

elseif v1<0 && v2>=6

    %    a    b    c    IO    LS    CP

hinge = [ 0.010 0.015 0.200 0.002 0.010 0.015];

elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2<=3

    %    a    b    c    IO    LS    CP

hinge = [0.00 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030;

0.50 0.010 0.015 0.200 0.005 0.010 0.015];

elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>= 3 && v2<=6

    %    pt    a    b    c    IO    LS    CP

hinge = [0.00 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030;

0.50 0.005 0.010 0.200 0.002 0.005 0.010];

elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=6

    %    pt    a    b    c    IO    LS    CP

hinge = [0.00 0.010 0.015 0.200 0.002 0.010 0.015;

0.50 0.005 0.010 0.200 0.002 0.005 0.010];

elseif v1>=0.5 && v2<=3

    %    a    b    c    IO    LS    CP

hinge = [ 0.010 0.015 0.200 0.005 0.010 0.015];

```

```

elseif v1>=0.5 && v2>=6

    %      a      b      c      IO      LS      CP

hinge = [ 0.005 0.010 0.200 0.002 0.005 0.010];

end

end

% Interpolación de datos A_inf

if size(hinge,1)==2

data=zeros(1,length(hinge)-1);

for i=1:length(data)

data(1,i)=interp1(hinge(:,1),hinge(:,i+1),v1,"linear");

end

elseif size(hinge,1)==1

data=hinge;

end

rot_inf =data(1,1:3);

LS_inf= data(1,4:6);

fprintf(sprintf("Los límites de aceptación zona positiva son IO= %0.4f , LS= %0.4f y
CP=%0.4f \n",LS_inf(1,1:3)))

%Puntos Diagrama A_inf

curvatura_inf=[0, Cy_i, Cy_i+rot_inf(1,1), Cy_i+rot_inf(1,1),Cy_i+rot_inf(1,2)];

momento_inf=[0, My_i, My_i*1.1, My_i*rot_inf(1,3), My_i*rot_inf(1,3)];

%% Gráficas

figure()

hold on

```

```

plot(curvatura_sup, momento_sup,'k','LineWidth',2)

io_s=line([-LS(1,1)-Cy_s, -LS(1,1)-Cy_s],[0, -1.25*My_s], 'color',[0.41,0.51,0.22], 'LineWidth',2, 'LineStyle','--');

ls_s=line([-LS(1,2)-Cy_s, -LS(1,2)-Cy_s],[0, -1.25*My_s], 'color',[0.9290, 0.6940, 0.1250], 'LineWidth',2, 'LineStyle','--');

cp_s=line([-LS(1,3)-Cy_s, -LS(1,3)-Cy_s],[0, -1.25*My_s], 'color',[0.6350, 0.0780, 0.1840], 'LineWidth',2, 'LineStyle','--');

io_i=line([LS_inf(1,1)+Cy_i, LS_inf(1,1)+Cy_i],[0, 1.25*My_s], 'color',[0.41,0.51,0.22], 'LineWidth',2, 'LineStyle','--');

ls_i=line([LS_inf(1,2)+Cy_i, LS_inf(1,2)+Cy_i],[0, 1.25*My_s], 'color',[0.9290, 0.6940, 0.1250], 'LineWidth',2, 'LineStyle','--');

cp_i=line([LS_inf(1,3)+Cy_i, LS_inf(1,3)+Cy_i],[0, 1.25*My_s], 'color',[0.6350, 0.0780, 0.1840], 'LineWidth',2, 'LineStyle','--');

plot(curvatura_inf, momento_inf,'k','LineWidth',2)

grid on

ax= gca;

ax.XAxisLocation = 'origin';

ax.YAxisLocation = 'origin';

ylim([-1.25*My_s, 1.25*My_s])

xlabel('Curvatura $(rad)$','Interpreter','latex','Position',[Cy_i+rot_inf(1,2)*0.7,-My_s/5]);

ylabel('Momento $Tonf \cdot m $','Interpreter','latex','Position',[-rot_inf(1,2)*0.2,My_s/5]);

set(get(gca,'ylabel'),'rotation',90 )

legend('Rótula Plástica','IO','LS','CP','location','best');

```

Anexos 2

% Obtención de rótulas plásticas en columnas ASCE 41-13

% Elaborado por: Juan J.Torres & Daniel E. Vásquez

% Revisión: Junio 2021

% Actualizado por: Marco Molina & Nicole Rubio

% Revision: Febrero 2023

% Datos de entrada

% Unidades: kgf- cm

clc

clear all

% Dimensiones

B=input('Ingrese la Base de la columna en cm: ');

H=input('Ingrese la Altura de la columna en cm: ');

% P. Geométricas

$I_c = (1/12) * B * H^3$;

hep=input('Ingrese la Altura del entrepiso en m: ');

% P. de los Materiales

fc=input('Ingrese la resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm²): ');

fy= input('Ingrese el esfuerzo de fluencia del acero (kgf/cm²): ');

Ec = 15100*sqrt(fc); %Módulo de Elasticidad ACI 318 - 19 19.2.2.1(kgf/cm²)

% Refuerzo

% Varillas de esquina

dbe=input('Ingrese el diámetro de las varillas de esquina (mm): ')/10;

% Varillas en la base

```

dbb= input('Ingrese el diámetro de las varillas adicionales en sentido la base (mm): ')/10;
nbb= input('Ingrese el número de las varillas adicionales en sentido la base (u): ');
% Varillas en la altura
dbh= input('Ingrese el diámetro de las varillas adicionales en sentido la altura (mm): ')/10;
nbh= input('Ingrese el número de las varillas adicionales en sentido la altura (u): ');
rec=1.5; % Recubrimiento al centroide de las varillas
% Refuerzo transversal
dv = input('Ingrese el diámetro de las varillas de estribo (mm): ')/10;
nv = input('Ingrese número de ramales de las varillas de estribo (u): ');
Av= nv*0.25*pi()*dv^2; % Área de acero transversal
s_es= input('Ingrese la separación entre estribos (cm): ');
%% Diagramas de interacción y puntos importantes
[DIN,dn,As] = Int_2D(B,H,fc,fy,dbe,dbb,nbb,dbh,nbh,rec);
%Peralte efectivo
d=dn(length(dn),2);
% Punto de Tensión pura
PT=fy*As/1000;
% Punto de Carga axial 0
indx= find(DIN(:,1)<=0.0001,1,"last");
My= DIN(indx,2)/100000;
% Curvatura con M(P=0)
Cy= My*100000*(hep*100)/(6*Ec*Ic);
% Momento en Cond. Balanceada
%Cond. Reducida

```

```

[Mb_r,indx]=max(DIN(:,4));

% Cond. Nominal

Mbn= DIN(indx,2)/100000;

% Carga axial Nominal en Cond. Balanceada

Pbn=DIN(indx,1)/1000;

fprintf(sprintf('El momento de Balance Mb= %0.4f, la carga axial Pb= %0.4f y
Pbn/Pcomp= %0.4f \n',Mbn,Pbn,Pbn/(max(DIN(:,1))/1000)));

fprintf(sprintf('El momento de fluencia My= %0.4f, la carga axial Py= 0 y la curvatura de
fluencia Cy= %0.4f \n',My,Cy));

%% Cargas Actuantes

% Valores a ser mostrados

show1 = Av/(B*s_es);

show2= s_es/d;

if show1>0.002 && show2<=0.5

fprintf(sprintf('La columna es controlada por flexión Av/(bw*s)= %0.3f y s/d= %0.3f
\n',show1,show2));

else

fprintf(sprintf('La columna es controlada por flexión-cortante Av/(bw*s)= %0.3f y s/d=
%0.3f \n',show1,show2));

end

% Carga Axial de diseño (suma de la carga gravitacional+lateral)

Pu= input('Ingrese la carga axial última del cuadro de la rótula de ETABS (Tonf): ');

% Carga Cortante de diseño (ASCE 41 7-34)

Vu= input('Ingrese el cortante último (Tonf): ');

```

```
%% Rótulas ASCE 41'13
```

```
%Unidades inglesas lbf-in
```

```
%Dimensiones y áreas
```

```
B=B*0.394;
```

```
H=H*0.394;
```

```
d= d*0.394;
```

```
Ag=B*d;
```

```
%Materiales
```

```
fc= fc*14.223;
```

```
fy= fy*14.223;
```

```
%Refuerzo
```

```
Av= Av*0.155;
```

```
s_es= s_es*0.394;
```

```
%Cargas
```

```
P= Pu*2204.623;
```

```
V= Vu*2204.623;
```

```
%% Parámetros e interpolación
```

```
v1 = (P)/(Ag*fc);
```

```
v2 = Av/(B*s_es);
```

```
v3= V/(B*d*sqrt(fc));
```

```
v4= s_es/d;
```

```
if v2>0.002 && v4<=0.5
```

```
fprintf(sprintf('La columna es controlada por flexión Av/(bw*s)= %0.3f y s/d= %0.3f
```

```
\n',v2,v4));
```

```

fprintf(sprintf('Valores de interpolación P/(Ag*fc)= %0.3f y Av/(bw*s)= %0.3f
\n',v1,v2));
if v1<=0.1 && v2<=0.002
% a b c IO LS CP
hinge = [ 0.027 0.034 0.2 0.005 0.027 0.034];
elseif v1<=0.1 && v2>=0.006
% a b c IO LS CP
hinge = [ 0.035 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];
elseif v1<=0.1 && v2>0.002 && v2<=0.006
% pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.002 0.027 0.034 0.200 0.005 0.027 0.034;
0.006 0.035 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];
elseif v1>0.1 && v1<0.6 && v2>0.002 && v2<=0.006
% pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.002 0.027 0.034 0.200 0.005 0.027 0.034;
0.006 0.010 0.010 0.000 0.003 0.009 0.010];
elseif v1>=0.6 && v2>0.002 && v2<=0.006
% pt a b c IO LS CP
hinge = [ 0.002 0.005 0.005 0.000 0.002 0.004 0.005;
0.006 0.010 0.010 0.000 0.003 0.009 0.010];
elseif v1>=0.6 && v2<=0.002
% a b c IO LS CP
hinge = [ 0.005 0.005 0.000 0.002 0.004 0.005];
elseif v1>=0.6 && v2>=0.006

```

```

% a b c IO LS CP

hinge = [0.010 0.010 0.000 0.003 0.009 0.010];

end

else

fprintf('La columna es controlada por flexión-cortante \n');

fprintf(sprintf('Valores de interpolación  $P/(A_g \cdot f_c) =$  %0.3f,  $A_v/(b_w \cdot s) =$  %0.3f y
 $V/(b_w \cdot d \cdot f_c^{0.5}) =$  %0.3f \n',v1,v2,v3));

if v1<0.1 && v2<=0.0005 && v3<=3

% a b c IO LS CP

hinge = [ 0.012 0.012 0.200 0.005 0.010 0.012];

elseif v1<=0.1 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3<=3

% pt a b c IO LS CP

hinge = [ 0.0005 0.0120 0.0120 0.2000 0.0050 0.0100 0.0120;

0.0060 0.0320 0.0600 0.2000 0.0050 0.0450 0.0600];

elseif v1<0.1 && v2<=0.0005 && v3>=6

% a b c IO LS CP

hinge = [ 0.006 0.006 0.200 0.004 0.005 0.006];

elseif v1<=0.1 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3<=3

% pt a b c IO LS CP

hinge = [ 0.0005 0.012 0.012 0.200 0.005 0.010 0.012;

0.006 0.032 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];

elseif v1<=0.1 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3>=6

% pt a b c IO LS CP

hinge = [ 0.0005 0.006 0.006 0.200 0.004 0.005 0.006;

```

```

0.006 0.025 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];

elseif v1>0.6 && v2<0.0005 && v2<=0.006 && v3>=6

% pt a b c IO LS CP

hinge = [ 0.0005 0.006 0.006 0.200 0.004 0.005 0.006;

0.006 0.025 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];

elseif v1>=0.6 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3<=3

% pt a b c IO LS CP

hinge = [ 0.0005 0.004 0.004 0.000 0.002 0.003 0.004;

0.006 0.010 0.010 0.000 0.003 0.009 0.010];

elseif v1>=0.6 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3>=6

% pt a b c IO LS CP

hinge = [ 0.0005 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000;

0.006 0.008 0.008 0.000 0.003 0.007 0.008];

elseif v1<=0.1 && v2>0.006 && v3<=3

% a b c IO LS CP

hinge = [ 0.032 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];

elseif v1<=0.1 && v2>0.006 && v3>=6

% a b c IO LS CP

hinge = [ 0.025 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];

end

end

if size(hinge,1)==2

data = zeros(1,length(hinge)-1);

for i=1:length(data)

```

```

data(1,i)=interp1(hinge(:,1),hinge(:,i+1),v2,"linear");

end

elseif size(hinge,1)==1

data=hinge;

end

%Rotaciones

rot = data(1,1:3);

%Límites de Seguridad

LS = data(1,4:6);

fprintf(sprintf('Las rotaciones son a= %0.4f , b= %0.4f y c=%0.4f \n',rot(1,1:3)))

fprintf(sprintf('Los límites de aceptación son IO= %0.4f , LS= %0.4f y CP=%0.4f
\n',LS(1,1:3)))

% Rótula Plástica

curvatura=[0, Cy, Cy+rot(1,1), Cy+rot(1,1),Cy+rot(1,2)];

momento=[0, My, My*1.1, My*rot(1,3), My*rot(1,3)];

%% Plot

figure()

hold on

plot(curvatura, momento,'k','LineWidth',2)

io_s=line([LS(1,1)+Cy, LS(1,1)+Cy],[0,
1.25*My], 'color',[0.41,0.51,0.22], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');

ls_s=line([LS(1,2)+Cy, LS(1,2)+Cy],[0, 1.25*My], 'color',[0.9290, 0.6940,
0.1250], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');

```

```
cp_s=line([LS(1,3)+Cy,    LS(1,3)+Cy],[0,    1.25*My],'color',[0.6350,    0.0780,  
0.1840],'LineWidth',2,'LineStyle','--');  
  
%Parámetros  
  
grid on  
  
ax= gca;  
  
ax.XAxisLocation = 'origin';  
  
ax.YAxisLocation = 'origin';  
  
ylim([0, 1.25*My])  
  
xlabel('Curvatura $(rad)$','Interpreter','latex');  
  
ylabel('Momento $Tonf \cdot m $','Interpreter','latex');  
  
set(get(gca,'ylabel'),'rotation',90 )  
  
legend('Rótula Plástica','IO','LS','CP','location','best');
```