

Artículo de investigación

Análisis estructural del desempeño sísmico del Edificio del Hospital Universitario de la Universidad Técnica de Ambato, mediante la medición de vibraciones.

Liliana López López ^[1]  Ambar Yépez Intriago ^[1]  Erik Barrera Moreno ^[1]  Yajaira Gómez Machado ^[1] 



[1] Universidad Técnica de Ambato (UTA). Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Carrera de Ingeniería Civil. Ambato, Ecuador.

Autor para correspondencia: ll.lopez@uta.edu.ec

Resumen

En el presente artículo se utilizaron dos métodos cualitativo y cuantitativo, para el primero se realizó una inspección visual rápida que se rige a lo descrito por la FEMA154, apoyado por la norma vigente en el país la NEC 2015, donde se determinó que la estructura posee un alto grado de vulnerabilidad ante la actividad sísmica debido a un problema patológico de columna corta generando una irregularidad en elevación muy severa. Y para el método cuantitativo, se utilizó el análisis estático no lineal mediante el software Etabs. Con la información que se obtuvo en el campo se realizaron dos modelos, el análisis modal espectral del cual se analizó el comportamiento lineal de la estructura, periodos de vibración, cortantes basales y derivas de piso, así mismo del análisis estático no lineal se obtuvo la curva de capacidad de la estructura para X e Y, se determinó también el punto de desempeño de dicha estructura. Del análisis realizado se determinó el método más apropiado para el reforzamiento a nivel local de algunas vigas y columnas de la estructura, siendo el encamisado metálico con ángulos y platinas el más práctico y económico, método que aumenta de manera considerable la capacidad de los elementos estructurales para soportar las fuerzas aplicadas sobre ellos. De esa manera se logró dar la capacidad necesaria a todos los componentes de la estructura sin alterar el excelente comportamiento global que ya tenía la edificación, con lo que se cumplió el desempeño esperado para la misma.

Palabras Clave: *vulnerabilidad, no lineal, amenaza sísmica, reforzamiento estructural, desempeño sísmico.*

Structural analysis of the seismic demolition of the building of the University Hospital of the Technical University of Ambato, through vibration medicine.

Abstract

Two methods were used in this document, qualitative and quantitative, for the first, Rapid Visual Screening (RVS) is performed according to FEMA 154, supported by the NEC 2015, where it was determined that the structure has a high degree of vulnerability to earthquakes due to a pathological problem of short column generating a very severe irregularity in elevation. On the other hand, for the quantitative method, the non-linear static analysis is performed by means of the Etabs software. With the information obtained on site, two models were carried out, the spectral modal analysis of which the linear behavior of the structure, vibration periods, basal shear and floor drifts were analyzed, as well as the non-linear static analysis the structure capacity curve for X and Y, the performance point of said structure was also determined. The analysis determined the most appropriate method for the local reinforcement of some beams and columns of the structure, being the metal encasing with angles and plates the most practical and economical, a method that considerably increases the capacity of the structural elements to withstand the forces applied on them. In this way, it was possible to give the necessary capacity to all the components of the structure without altering the excellent global behavior of the building, thus meeting the performance expected for the building.

Keywords: *vulnerability, nonlinear, seismic threat, structural reinforcement, seismic performance.*

1. Introducción

El Cinturón de Fuego del Pacífico es una zona de inestabilidad tectónica donde la corteza terrestre se encuentra en constante movimiento. Esta actividad se manifiesta a través de erupciones volcánicas y terremotos, siendo estos últimos particularmente frecuentes. De hecho, alrededor del 80% de los sismos del planeta ocurren en esta región. Países como Estados Unidos, México y la mayoría de los países de Centro y Sudamérica que bordean el Océano Pacífico, como Colombia, Ecuador, Perú y Chile, experimentan con mayor frecuencia los efectos de estos fenómenos naturales (Estrada & Vivanco, 2019).

Las zonas de subducción y las fallas activas, producto del movimiento de las placas tectónicas, son propensas a la ocurrencia de sismos y erupciones volcánicas. Estos eventos geológicos han generado pérdidas materiales y humanas significativas a lo largo de la historia. El terremoto de Tohoku en Japón, con un costo económico equivalente a más del 5% de su PIB, y el terremoto de Northridge en California, son ejemplos de la vulnerabilidad de las sociedades ante estos riesgos naturales (Tomoya et al., 2012).

La investigación sobre la sismicidad histórica en Ecuador, iniciada hace más de tres décadas por el Observatorio Astronómico y la EPN, ha permitido caracterizar la distribución espacial y temporal de los eventos sísmicos en el país. Los resultados indican que el callejón interandino presenta una mayor frecuencia de sismos de alta intensidad, mientras que la costa, aunque sometida a los efectos de la subducción, ha experimentado un menor impacto en términos de vidas humanas debido a las diferencias en las prácticas constructivas (Fernández-Galarza & Cajamarca-Zúñiga, 2023).

El diseño sísmico moderno se centra en garantizar el desempeño de las estructuras frente a eventos sísmicos. Al comparar la resistencia de una estructura con la demanda sísmica esperada, se busca evitar daños estructurales irreversibles. El análisis "pushover" es una herramienta fundamental para evaluar este desempeño y asegurar la seguridad de las edificaciones (Martínez, 2018).

La fase de verificación del comportamiento sísmico forma parte integrante del diseño de estructuras de hormigón armado. Aunque el dimensionamiento de los elementos estructurales es un paso fundamental, es en la verificación donde se evalúa la capacidad de la estructura para resistir las cargas sísmicas y garantizar la seguridad de los ocupantes. Omitir esta etapa, a la luz de los avances tecnológicos y de los conocimientos actuales en ingeniería sísmica, es inaceptable (Cunalata & Caiza, 2022).

2. Metodología

El Hospital Docente Veterinario de la Universidad Técnica Ambato, ubicado en Querochaca, Cevallos, es un edificio de uso mixto que combina servicios veterinarios con actividades académicas. Con una superficie de 1177.88 m², cuenta con una estructura de hormigón armado en la planta baja y una combinación de hormigón armado y acero estructural en la planta alta, lo que lo clasifica como un edificio especial. Se llevaron a cabo ensayos no destructivos para evaluar la resistencia del hormigón y cuantificar el acero de refuerzo en los elementos estructurales como: Selección de la superficie de prueba, en la que se establecerán elementos del pórtico principal con un espesor mínimo de 10 cm.

Estas muestras, de tamaño adecuado, serán fijadas de manera rígida para garantizar la precisión de los ensayos. Se evitarán zonas con porosidad o deterioro, la superficie a ensayar deberá tener un diámetro mínimo de 15 cm y una textura rugosa. Se recomienda retirar cualquier mortero desprendido y considerar que la presencia de carbonatación superficial puede incrementar los valores de rebote obtenidos (Pellicer, 2015). Se emplearon curvas de regresión lineal para determinar la resistencia del hormigón, descartando los datos del esclerómetro por posibles errores de calibración (Carrillo et al., 2016).

Los datos obtenidos *in situ* mediante el martillo de rebote podrían ser considerados no válidos para determinar la resistencia a compresión del hormigón si la variabilidad de los resultados es excesiva. Para evaluar esta variabilidad, se calcula la media de 10 mediciones y se compara con el valor máximo y mínimo. Si la diferencia entre cualquiera de estos valores extremos y la media supera las 6 unidades, se descarta la muestra (Moreno et al., 2016).

De acuerdo con la NEC – SE – HM, la cuantía de acero en columnas debe estar comprendida entre un 1% y un 3% para asegurar una adecuada resistencia. Dado que el país se encuentra en una zona sísmica, se recomienda limitar la cuantía máxima al 3% con el fin de favorecer la ductilidad de las estructuras y mejorar su desempeño sísmico (Lara et al., 2018).

La normativa NEC – SE – HA establece que, para elementos sometidos a flexión, la cantidad de acero de refuerzo debe ser suficiente para garantizar que la falla de la sección se produzca por la rotura de las barras de acero a tracción, antes de que el hormigón alcance su capacidad de compresión (Figueroa & González, 2019).

Para determinar la secuencia de los estratos del suelo en el área de influencia de la estructura, se ejecutó un pozo de exploración cercano a la misma, siguiendo los lineamientos de la norma INEN 698, adicionalmente se realiza el ensayo de humedad, utilizando los datos del Ensayo de Penetración Estándar y los resultados granulométricos, se asignó una

clasificación SUCS a cada uno de los suelos encontrados en el perfil estratigráfico (Guanoluiza & Morocho, 2021).

3. Resultados y Discusión

Para obtener resultados fidedignos se realizó un método cualitativo y cuantitativo.

3.1. Método Cualitativo para la evaluación de vulnerabilidad sísmica

Inspección Visual Rápida por el FEMA 154

Con el fin de obtener los parámetros necesarios que se solicita en los formularios de la FEMA 154 (*Evaluación Rápida Visual de alta sismicidad*), se realizó la visita de campo a la edificación, misma que constó de una inspección exterior e interior, esperando así poder identificar el grado de vulnerabilidad sísmica en el que se encuentra la estructura (Socarrás et al., 2020).

Parámetros para formulario Nivel 1

Es importante la ubicación de un croquis y fotografía de la estructura en estudio, datos básicos como ubicación, nombre, inspector, uso, tipo de suelo y otros riesgos a los que se encuentra expuesta (**Figura 1**).

- Sistema Estructural
- Año de Construcción
- Perfil Estratigráfico del Suelo
- Niveles y Alturas
- Irregularidad en Planta
- Irregularidad en Elevación

Parámetros para formulario Nivel 2

Este formulario está bastante relacionado con el de Nivel 1, se usan además los mismos parámetros anteriores y el puntaje final ajustado del Nivel 1, Se verifican todos los aspectos en cuestión a irregularidad vertical encontrando que en el eje D existen problemas de columna corta, a continuación, se presenta el formulario completo de la edificación (Guanoluiza & Morocho, 2021). Véase **Material Complementario A1**.

Formulario de las NEC 2015 para la Evaluación Rápida Visual

Selección de parámetros

Así como para los formularios del FEMA 154 y dado que la NEC basó su formulario en los que se desarrolló en la sección anterior, se seleccionó como sistema estructural un pórtico de hormigón armado en la categoría C1 con un puntaje básico de 2.5 (Cunalata, 2022).

Solo se seleccionó el modificador para las irregularidades en elevación siendo este - 1.5, para el caso de las irregularidades en planta, como en el caso anterior no se seleccionó modificador. Por el año de construcción (2013)

se seleccionó como código de construcción tanto para el diseño y la ejecución de la obra el correspondiente al año 2001, entonces para este apartado el modificador corresponde a 1.4.

Como se conoce que el tipo de suelo es D, se seleccionó un modificador de -0.6.

Resultados de Evaluación Rápida Visual

Los valores de S bajos que se obtuvieron denotan que la estructura es muy propensa a sufrir daños, es decir, posee un alto grado de Vulnerabilidad, estos valores corresponden a 0.6 para el caso de los formularios del FEMA 154 y 1.8 para el caso del formulario de la NEC, resultados en los que fue decisiva la irregularidad en elevación, patología de columna corta y por otro lado el tipo D del suelo, en definitiva es de gran importancia realizar un análisis por métodos más detallados como el método cuantitativo con la aplicación del análisis estático no lineal (Pushover). Véase **Material Complementario A2**.

3.2. Método cuantitativo para la estimación de la Vulnerabilidad Sísmica

En todo análisis estructural es recomendable iniciar por un análisis lineal y posterior chequeo de las características que posee la estructura y compararlas con los parámetros mínimos de la normativa ecuatoriana de la construcción, para tal fin se va a usar el software Etabs V 16, de la compañía CSI, Programa especialista en el análisis y cálculo estructural de edificaciones (García & Vásquez, 2021).

Las características fundamentales de los materiales son las siguientes:

Barras de acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Hormigón $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia obtenida del ensayo esclerométrico).

Acero estructural A36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

Cortante Basal Estático NEC-SE-DS, 2015

Para la determinación del cortante basal estático que es único y exclusivo para esta estructura es necesario determinar algunos aspectos que dependen de las características geométricas y sitio de emplazamiento de la edificación.

Espectro de respuesta sísmica

Por estar en la Provincia de Tungurahua, el espectro de respuesta corresponde a un factor $z = 0.4g$, y coeficiente de Importancia de la edificación corresponde a 1.3 debido a que se trata de una institución educativa, clasificada dentro de las edificaciones de tipo especial, por otro lado, se seleccionó un coeficiente de reducción de carga sísmica $R=8$ debido a que el sistema estructural corresponde a pórticos especiales resistentes a momento (SMF) (Figura 2).

Inspección rápida de edificios sujetos a posibles riesgos sísmicos
 Nivel 1
 FEMA P-154 Formulario de recolección de Datos.
ALTA SISMICIDAD

Fotografía

Dirección: Universidad Técnica de Ambato-Campus Oteroachaca
Postal:
Otra Identificación: Cantón Cevallos
Nombre del edificio: Edificio del Hospital Docente Veterinario
Uso: Centro de educación superior
 Latitud -1.37 Longitud -78.61
 S: SI: Fecha/Hora:
 Inspector(s):

No. Pisos: Sobre NPT: 2 Bajo NPT: 0 Año de construcción: 2013
 Superficie total del Suelo (m²): 844.74 m² Código de año:
 Adiciones: Ninguna Sí. Años Construcción:

Ocupación:
 Asamblea Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
 Industrial Oficina Escuela Gobierno
 Utilidad Almacén Residencial, # Unidad

Croquis

Tipo de Suelo:
 A Roca B Suelo C Suelo D Suelo E Suelo F Suelo DNK
 Roca Débil Denso Duro Blando Pobre
 Si DNK, asumir tipo D.

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si No DNK Deslizamientos: Si No DNK Superficie de Ruptura: Si No DNK
 Adyacencia: Golpeteo Peligro de Caído del Edificio Adyacente
 Irregularidades: Elevación (tipo/severidad) Columna Corta
 Planta (tipo)
Peligros de Caída de Exterior:
 Chimeneas sin soporte lateral Revestimiento pesado o de chapa de madera
 Antepechos, barandas Apéndices
 Otros

COMENTARIOS:
 La irregularidad que se describe como columna corta hace referencia a que las columnas son cortadas por vigas debido a un doble nivel en el área de quirófano.

PUNTAJE BÁSICO, PUNTAJE FIBAL Y MODIFICADORES NIVEL 1

TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1 A	W2	S1 (MR F)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (UR M INF)	C1 (MR F)	C2 (SW)	C3 (UR MI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM 1 (FD)	RM 2 (RD)	UR M	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.6	2.1	2	2.6	2.0	1.7	<u>1.5</u>	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5
Irregularidad vertical grave, VLI		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	<u>-0.9</u>	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad vertical moderada, VII		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta, PL1		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Posterior-Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A0 B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	0.4
Suelo Tipo E (>3 pisos)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo Smin		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	<u>0.3</u>	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

PUNTAJE FINAL NIVEL SL1>= Smin 1.5 - 0.9 = 0.6

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN
 Exterior: Parcial Todos los pisos: Aéreo
 Interior: Ninguna Visible: Ingreso
 Planos revisados: Sí: No
 Fuente del tipo de suelo: Estudios posteriores
 Fuente de los peligros geológicos:
 Persona de contacto:

¿SE REALIZÓ LA PRUEBA DEL NIVEL 2?
 Sí, Puntaje final Nivel 2, SL2: 0.3 No
 ¿Peligros no estructurales? Sí No

OTROS RIESGOS
 ¿Hay peligro que provoque una evaluación estructural detallada?
 Potencial golpeteo (A menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable)
 Riesgo de caída de edificios más altos adyacentes.
 Riesgos geológicos o tipo de Suelo F.
 Daños Significativos/deterioro al sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA
 ¿Se requiere una evaluación estructural detallada?
 Sí, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio.
 Sí, Puntaje menor que límite.
 Sí, otros peligros presentes.
 No
 ¿Evaluación no estructural detallada recomendada?
 Sí, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados.
 No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no se necesita una evaluación detallada.
 No, no se identifican peligros no estructurales. DNK

Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente: EST = Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe

Legenda: MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada
 FD: Diagrama Flexible BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-Up

Figura 1: Resultados Formulario Nivel 1

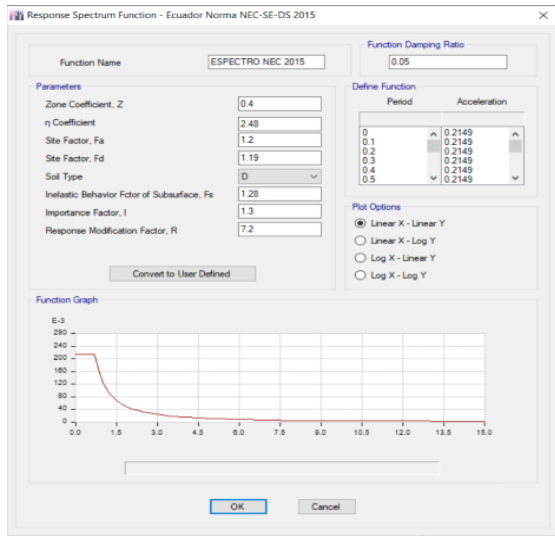


Figura 2: Espectro de respuesta NEC-SE-DS, 2015.

Una vez que se ha definido el espectro de respuesta sísmica es conveniente determinar los coeficientes C_t y α que dependen netamente del tipo de edificio o del material del que está compuesto ya que su rigidez depende de eso (Tabla 1).

Tabla 1: Población y tasas de crecimiento.

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

Se seleccionó los valores de $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$ debido que el edificio se forma de hormigón, dando como resultado un periodo $T_\alpha = 0.296$, con lo cual se tiene un espectro elástico como se describe en la siguiente Figura 3.

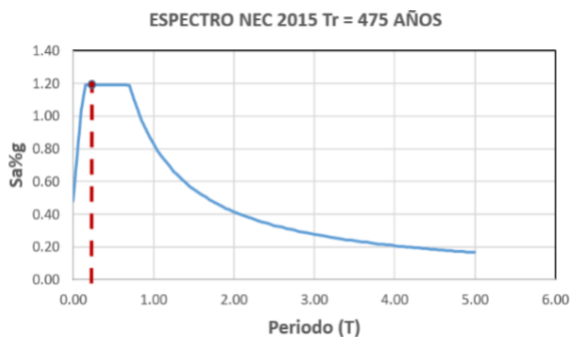


Figura 3: Espectro Elástico NEC

También para el análisis se cargó a la estructura con Carga viva y carga muerta, de acuerdo a la normativa. Para el caso del quirófano, se ha sacado un peso distribuido que represente a la cubierta de techo que ahí se ubica, dicho peso se ha aplicado sobre vigas de hormigón armado presentes en obra, se optó por realizarlo de esa manera par que el modelo matemático fuese más sencillo y aplicable.

Chequeo de Resultados de Análisis Lineal

Se realizó la comparación entre los resultados obtenidos del análisis del software Etabs con los parámetros mínimos normativos (NEC-SE-DS, 2015) para cada caso que se señala a continuación:

- Periodo de Vibración

Se realizó la comparación entre el periodo obtenido en las ecuaciones y el periodo fundamental de vibración de la estructura obtenido del análisis modal espectral del software de diseño, el último periodo obtenido debe ser mayor que 1.3 veces el periodo obtenido en la ecuación. El periodo del modelado es 0.38 seg y de la ecuación 0.296 seg. Con lo cual se puede concluir que la estructura actual cumple con no superar en un 30% el periodo normativo por lo que desde ya se puede intuir que la estructura va a estar cumpliendo derivas.

- Participación de masa modal

En la participación modal es importante que la estructura o el porcentaje de la masa de la estructura que se excita sea por lo menos el 90% en los primeros modos de vibración como se puede apreciar en la siguiente Figura 4.

Mode	Sum UX	Sum UY
1	0.0002	0.7187
2	0.6707	0.719
3	0.7022	0.719
4	0.7119	0.9215
5	0.8214	0.924
6	0.9814	0.9472
7	0.9999	0.9999
8	0.9999	0.9999
9	0.9999	0.9999

Figura 4: Participación de masa modal

Se puede observar que efectivamente existe una acumulación de masa modal superior al 90% en ambos sentidos, en el sentido X, esta acumulación se consigue en el sexto modo de vibración, en el sentido Y se consigue en el cuarto modo, esto se debe a que el primer modo de vibración se da en el sentido Y de la estructura lo que es totalmente lógico ya que la menor población de columnas es en ese sentido, es decir el sentido Y es el que tiene menor rigidez lo que hace que la masa se excite mucho más en ese sentido.

- Torsión en Planta

Se verificó que los desplazamientos de la estructura en el eje x, y y z en el eje y no superen el 30% para que no tenga un movimiento torsional. En la siguiente Figura 5 podemos apreciar los desplazamientos obtenidos en el análisis.

Mode	UX	UY	RZ
1	0.0002	0.7187	0.0076
2	0.6705	0.0003	0.0398
3	0.0316	3.814E-05	0.6199
4	0.0097	0.2025	0.1227
5	0.1095	0.0024	0.0238
6	0.16	0.0232	0.0162
7	0.0186	0.0527	0.169
8	8.708E-06	2.575E-05	0.0008
9	0	3.904E-06	1.064E-05

Figura 5: Desplazamiento x, y y z

De los resultados obtenidos anteriormente se puede notar que, en efecto, los dos primeros modos de vibración son rotacionales, lo que es recomendable, el tercer modo de vibración en cambio es totalmente torsional lo que no señala un grave problema debido a que la mayor cantidad de energía ya se habrá disipado en los dos primeros modos.

- Cortante Basal Dinámico vs Estático

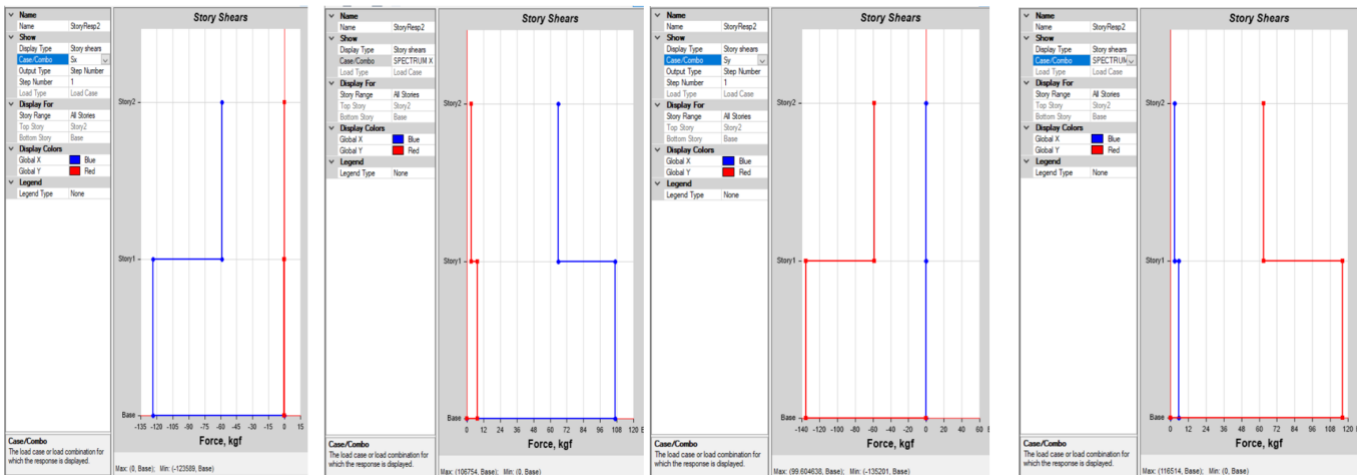


Figura 6: Diagrama de cortante estático vs dinámico en X y en Y.

Resistencia de Elementos Estructurales

Se verificó que los elementos estructurales cumplan con los parámetros establecidos por la Norma NEC-SE-DS, 2015 y sean capaces de soportar las cargas de diseño, además se realizó el chequeo de vigas con inercias agrietadas de 0.5

Debido a la irregularidad de la estructura el cortante basal dinámico debe ser al menos el 85% del estático de acuerdo con la Norma NEC-SE-DS, 2015 (Figura 6).

Para cumplir con los porcentajes de cortantes establecidos en la NEC fue necesario hacer un reajuste a los casos de carga dinámicos que se relacionan de manera directa con el cortante basal dinámico, multiplicando a la gravedad del caso de carga dinámico en X por un valor de 1.13 y a la gravedad del caso de carga dinámico en Y por un valor de 1.09 obteniendo así fracciones de cortante dinámico en función del estático del 86% en ambos casos.

- Chequeo de derivas de piso

Las derivas de piso deben cumplir con lo establecido en la Norma NEC-SE-DS, 2015 señala que, para edificios de hormigón armado, acero estructural y madera, la deriva inelástica máxima es del 2% mientras que, para el caso de edificios de madera, la deriva inelástica máxima es del 1%.

- Cálculo de derivas por fuerzas estáticas

Se deben chequear las derivas en los dos sentidos, tanto en X como en Y, además de revisarlas para las fuerzas estáticas y dinámicas, existen varias ocasiones en las que las derivas por cortantes estáticos superan a los dinámicos, ahí la importancia de revisarlas para todos los costos (Figura 7 y Figura 8).

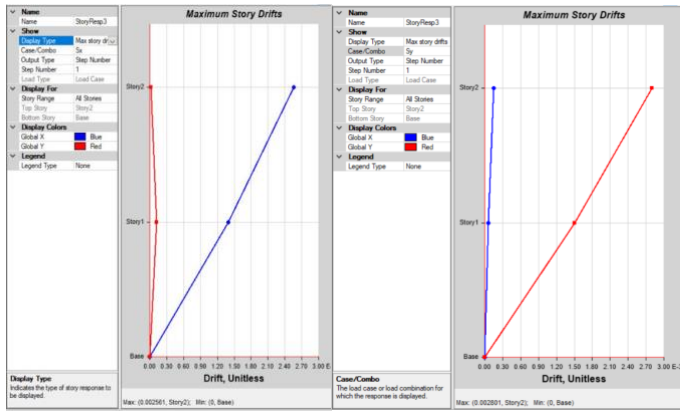


Figura 7: Deriva estática en X y en Y;

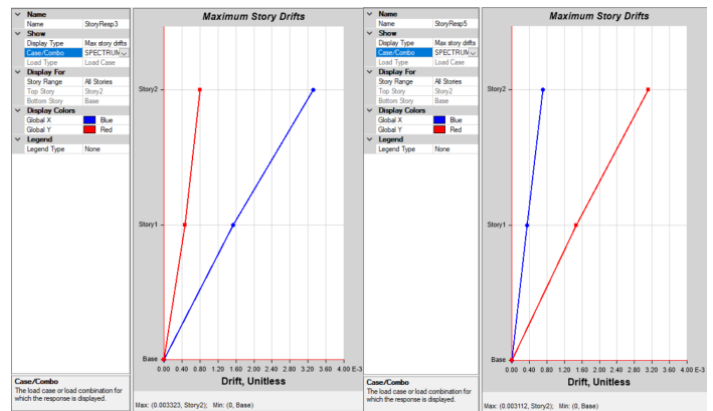


Figura 8: Deriva Dinámica en X y en Y.

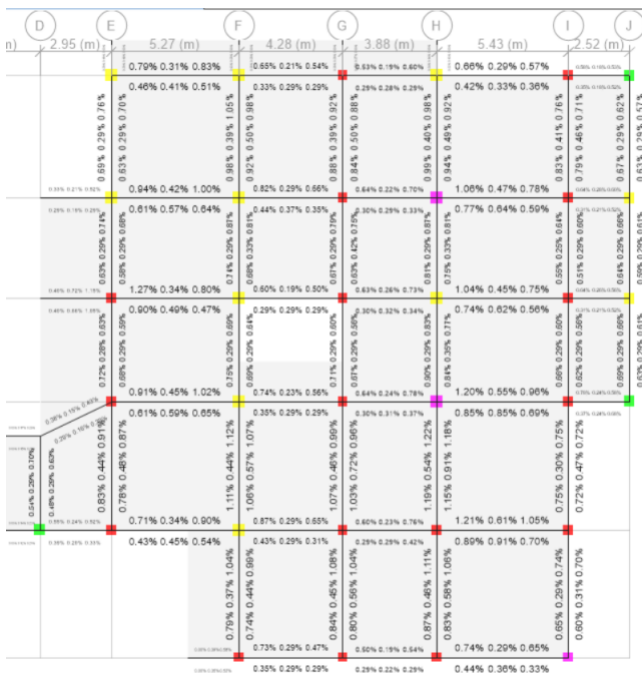


Figura 9: Porcentaje de acero en vigas

Se puede observar que la viga más demandada a flexión es la que corresponde al eje 2, entre los ejes H e I, teniendo una cuantía del 1.21% en su extremo, esto se explica porque bajo acciones de sismo, las partes que sufren mayores daños suelen ser los extremos, donde se generan las llamadas rótulas plásticas.

También se verificó el comportamiento de las columnas mediante el análisis de flexo – compresión y la Demanda/Capacidad de estas, las cuales fueron analizadas con el armado que se obtuvo del levantamiento (Figura 10 y Figura 11).

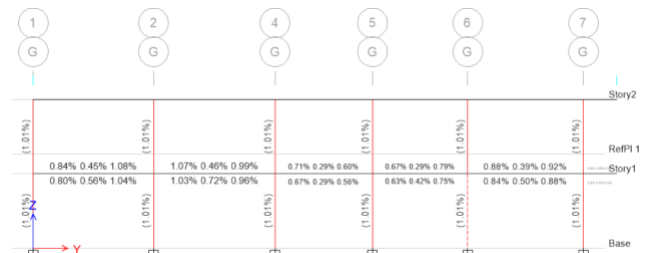


Figura 10: Porcentaje de acero existente en columnas

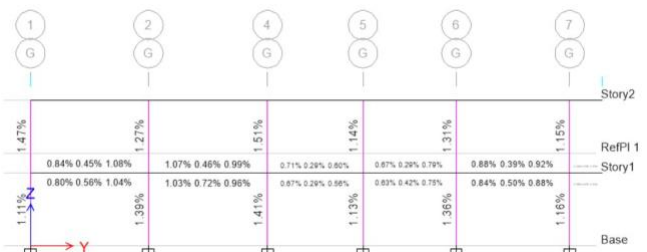


Figura 11: Porcentaje de acero óptimo en columnas

La cuantía calculada por Etabs cumple con la normativa y se observa que las secciones de columnas no están subdimensionadas únicamente carecen de la cantidad correcta de acero, lo que lleva a que se piense en un posible reforzamiento de encamisado metálico o a un aumento de acero desprendiendo el recubrimiento de la columna o a su vez a un reforzamiento con fibra de carbono.

Análisis Estético No Lineal

Una vez que ya se ha realizado el análisis modal de la estructura se procede a la realización del análisis estático no lineal con la finalidad de obtener la curva de capacidad que define a la estructura y con eso un punto de desempeño al utilizar diferentes niveles de amenaza sísmica establecidas por la norma ecuatoriana de la construcción NEC, de la

misma manera el punto de desempeño se obtendrá bajo la metodología FEMA 440.

En el análisis no lineal es importante la definición de modelos constitutivos para los materiales, para el caso del hormigón se va a usar el modelo de Mander 1984 en su estado confinado y no confinado, el estado del hormigón depende del acero transversal que se le coloca en el elemento estructural y la ductilidad varía como se puede ver en la siguiente Figura 12:

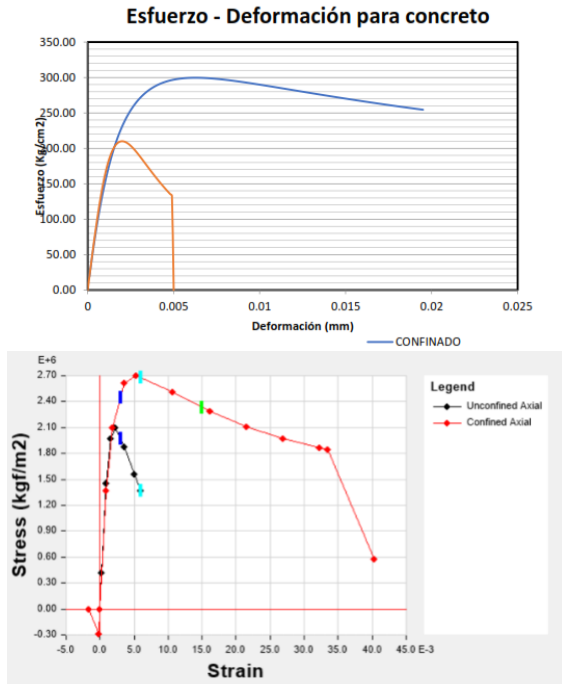


Figura 12: Modelo constitutivo del concreto según Mander

Por otra parte, para el comportamiento del acero se utilizó el modelo propuesto por Park (1975). El acero para el cual se va a utilizar es de 4200 Kg/cm² y su curva de comportamiento se presenta en la siguiente Figura 13:

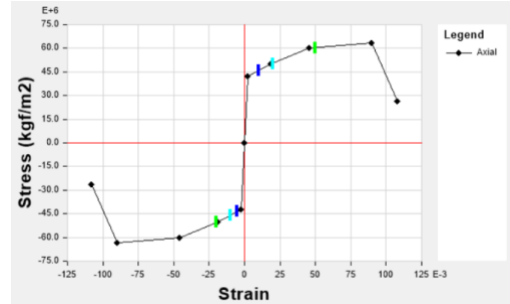
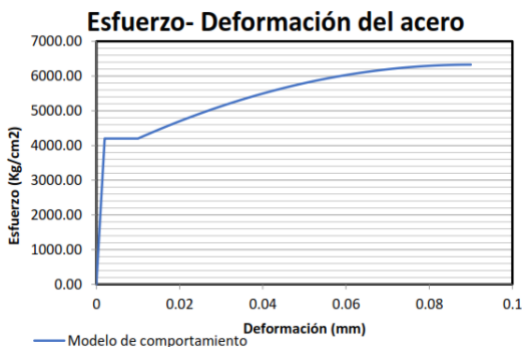


Figura 13: Modelo constitutivo del acero según Park

Diagrama Momento – Rotación

La norma ASCE 41 – 13 brinda parámetros para el cálculo de las rótulas plásticas para cada elemento según su función, parámetros que también utiliza Etabs y que muestra diagramas en base a factores a, b, c tal uy como señala la siguiente Figura 14:

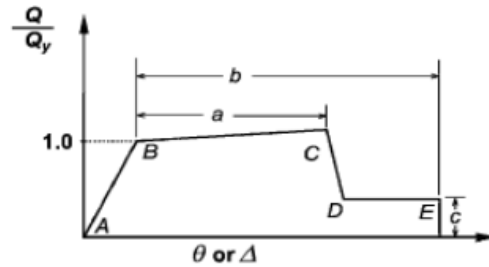


Figura 14: Diagrama Momento-Curvatura

Se muestran a continuación los parámetros calculados para vigas dominadas por flexión de la norma ASCE 41-13, cálculos realizados únicamente para la viga de hormigón armado de sección 30 x 35 cm (Tabla 2 - Figura 15 y Figura 16).

Tabla 2: Propiedades calculadas de la rótula plástica en viga 30x35

Punto	Rotación Rad	Momento (Tn-m)	Escala momento M/My
E	-0.0502	-1.29	-0.2
D	-0.0273	-1.29	-0.2
C	-0.0273	-7.60	-1.2
B	-0.0030	-6.44	-1.0
A	0.0000	0.00	0.0
B	0.0030	6.44	1.0
C	0.0273	7.60	1.2
D	0.0273	1.29	0.2
E	0.0502	1.29	0.2

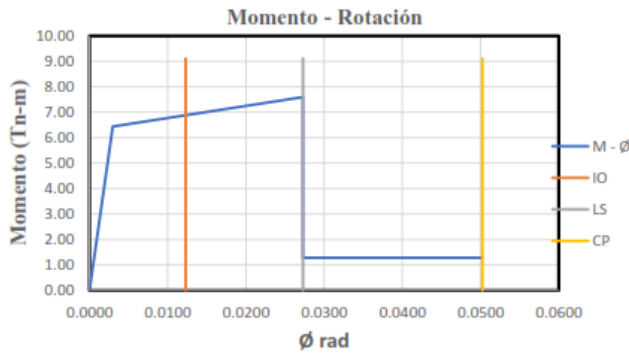


Figura 15: Diagrama momento - rotación de viga.

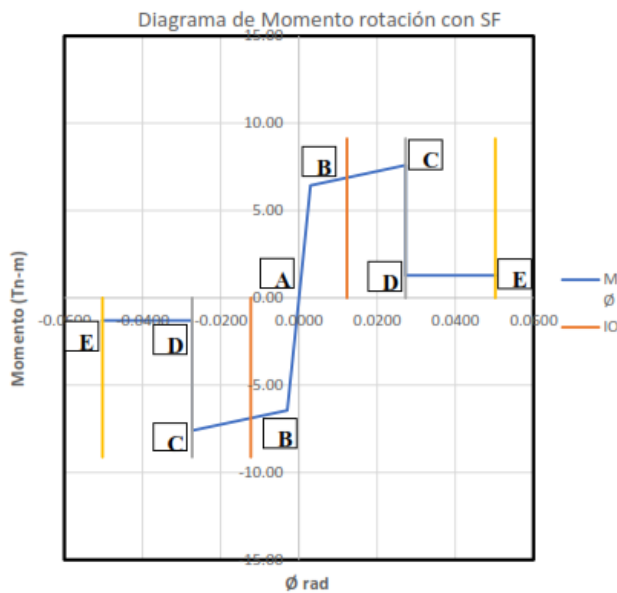


Figura 16: Diagrama de momento - rotación con factores de escala.

Se nota que la fluencia se representa por el punto B, este punto indica el cambio del comportamiento lineal de la sección a un comportamiento no lineal, entonces la capacidad o el momento resistente esperado es de 6.44 Tn-m con una rotación de 0.003 radianes.

Si la sección sufre una sobrecarga, eventualmente esta llegará al punto C donde posee un momento resistente último de 7.60 con una rotación de 0.0273 radianes.

Por último, la sección pierde súbitamente su capacidad y falla hasta llegar un valor de momento remanente de 1.29 Tn-m lo que representa aproximadamente el 20% del momento de fluencia con una rotación de 0.0273 radianes, nótese que es igual a la anterior, lo cual tiene sentido porque la falla es súbita.

Para la realización de las rótulas plásticas de la viga de acero IPE 240 se toma como base la tabla 9-6 del ASCE 41-13 y se obtienen los siguientes resultados (Figura 17).

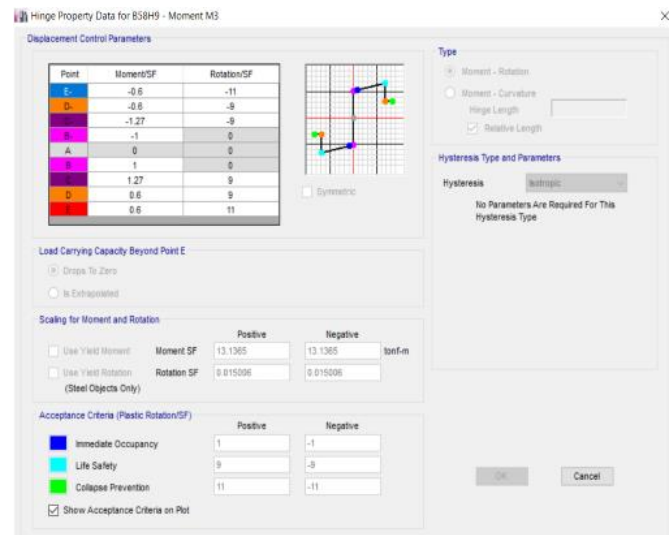


Figura 17: Diagrama momento-rotación viga IPE 240

Para el caso de las columnas se tomó la sección de 40 cm x 40 cm, aquí se evidencia el cálculo de una rótula plástica para un elemento sometido a esfuerzos de flexión y compresión (Figura 18 y Figura 19).

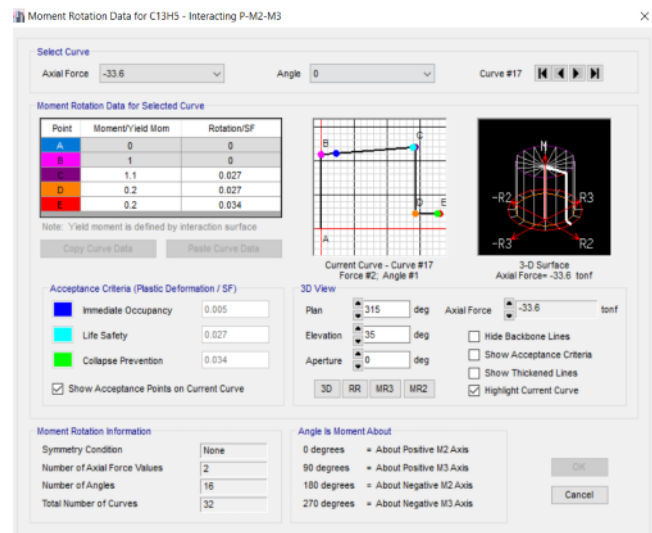


Figura 18: Diagrama momento rotación de columna

Tabla 3: Propiedades calculadas de rótula plástica e columna

Punto	Rotación Rad	Momento (Tn-m)	Escala momento M/My
A	0.0000	0.00	0.0
B	0.0014	10.00	1.0
C	0.0283	12.82	1.3
D	0.0283	2.00	0.2
E	0.0351	2.00	0.2

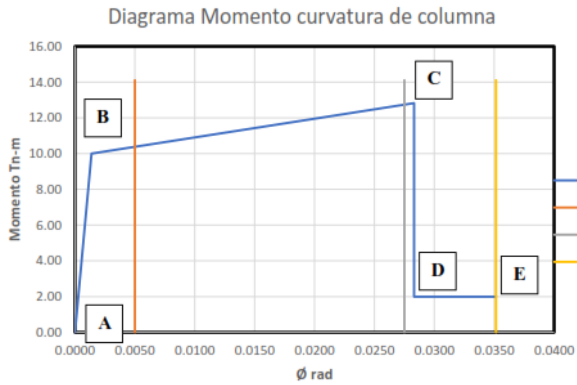


Figura 19: Diagrama momento rotación de columna

Niveles de amenaza sísmica

Los niveles de amenaza vienen representados como espectros de aceleraciones de la NEC 2015, lo que corresponden a un periodo de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años, todos estos parámetros se muestran en la Tabla 4:

Tabla 4: Niveles de amenaza sísmica

Nivel Sísmico	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (Años)	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock AMBATO
Frecuente	50%	72	0.0138	0.20
Ocasional	20%	225	0.0044	0.31
Raro (Diseño)	10%	475	0.0021	0.40
Muy Raro	2%	2500	0.0004	0.65

Los espectros para cada nivel sísmico se obtendrán por medio de las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Ambato que son proporcionadas por la NEC-SE-DS, 2015. A pesar de que la estructura se encuentra ubicada en el cantón Cevallos se utilizarán estas mismas curvas en base al criterio de que ambas ciudades se encuentran en la misma zona sísmica y que poseen un suelo muy parecido, además no se encuentran registros de curvas de peligro sísmico para el cantón Cevallos. Dichas curvas relacionan la aceleración sísmica con la tasa anual de excedencia (Figura 20).

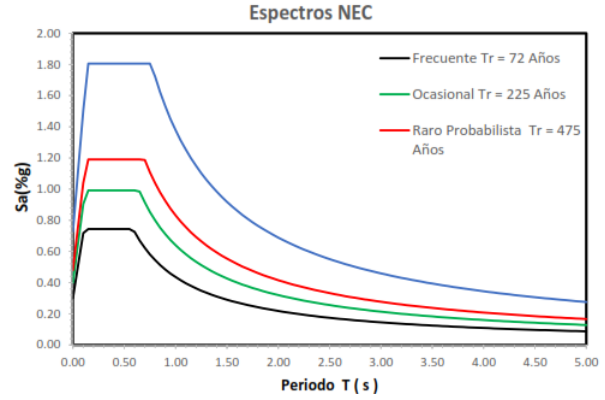


Figura 20: Espectros de respuesta conformes a los niveles de amenaza sísmica

Curva de capacidad de la estructura

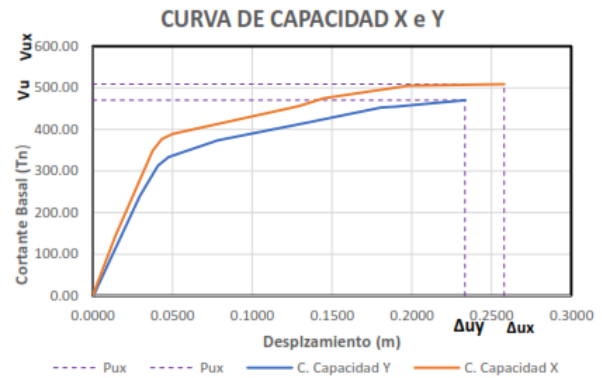


Figura 21: Curva de capacidad en X e Y

De la gráfica anterior se puede notar que la estructura posee mucha más capacidad de deformación en sentido X. Con un desplazamiento último de 25.80 cm empujada por un cortante basal de 508.83 Tn, mientras que en sentido Y tiene una deformación última de 23.34 cm empujada por un cortante basal de 470.17 Tn.

Curva de capacidad y su representación bilineal

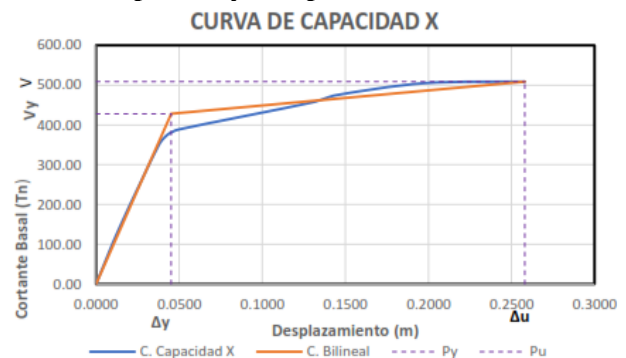


Figura 22: Bilinealización de la curva de capacidad en X

La parte del desplazamiento que corresponde al rango entre $\Delta y - \Delta u$ se lo interpreta como la ductilidad que tiene la estructura, es decir la capacidad de incursionar en deformaciones inelásticas. Que para este caso se nota que es bastante amplia (Figura 22 y Figura 23).

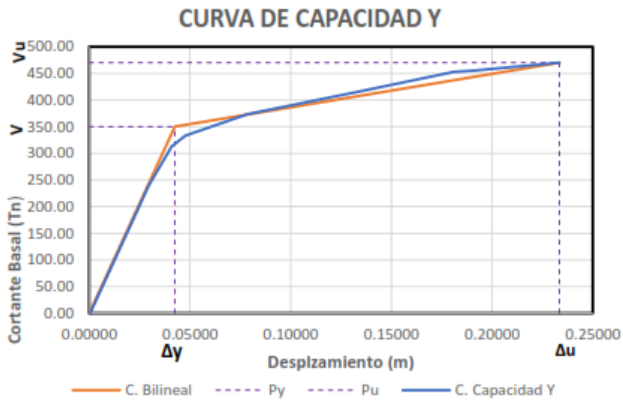


Figura 23: Bilinealización de la curva de capacidad en Y

Se nota que para el sentido Y la ductilidad es un tanto menor que para el caso del sentido X, sin embargo, la ductilidad de la estructura en ese sentido es bastante amplia también.

Desempeño sísmico de la estructura

Para la evaluación del desempeño se deben cumplir ciertos objetivos, en este trabajo se van a usar los objetivos planteados por el comité de Visión 2000 que relaciona el desempeño y el daño estructural para tres distintos tipos de edificaciones según su uso, evaluadas para los distintos tipos de amenaza sísmica según su periodo de excedencia, tal y como se presenta en la siguiente matriz (Figura 24).

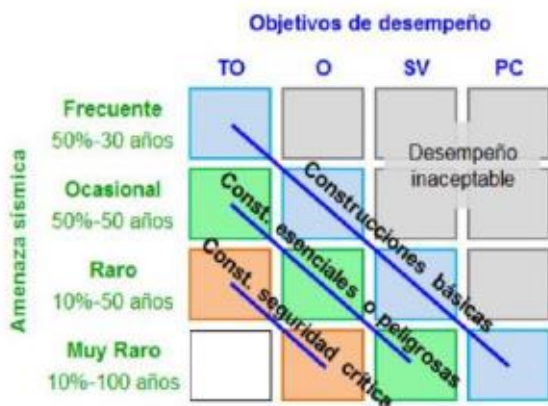


Figura 24: Objetivos del desempeño

- TO = Totalmente Operativo
- O = Operativo
- SV = Seguridad de vida
- PC = Prevención de colapso

La estructura en análisis pertenece a una institución educativa y se clasifica como una estructura especial o para el caso de la matriz anterior como estructura esencial o peligrosa se espera que el punto de desempeño para un sismo ocasional sea totalmente operativo, para un sismo raro (Sismo de diseño) sea operativa y para un sismo muy raro se encuentre en seguridad de vida.

La norma ATC 40 realiza una sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad para poder calificar el desempeño que tiene la estructura, las áreas de sectorización están en función al desplazamiento plástico (Δp) y corresponden a los siguientes porcentajes; 30% operacional, 30% seguridad de vida, 20% pre colapso y 20% colapso.

En la siguiente Figura 25, se muestra esta sectorización.

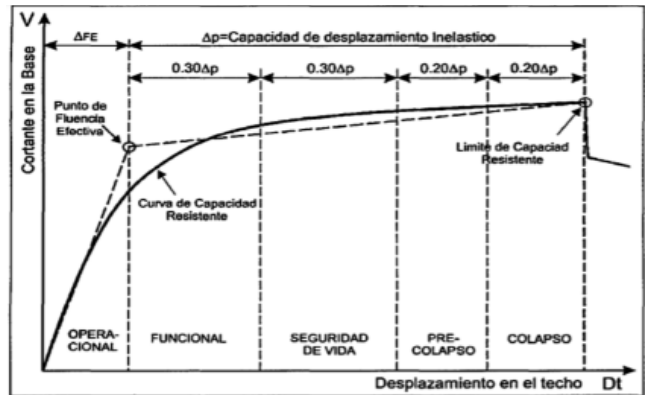


Figura 25: Sectorización de la curva de capacidad. SEAOC, 1996

Evaluación del desempeño sísmico

Este análisis identifica el desempeño sísmico que tendrá esta edificación al ser sometido a los diferentes niveles de amenaza sísmica para cada sentido de manera independiente.

Desempeño de la estructura en sentido X (Figura 26).

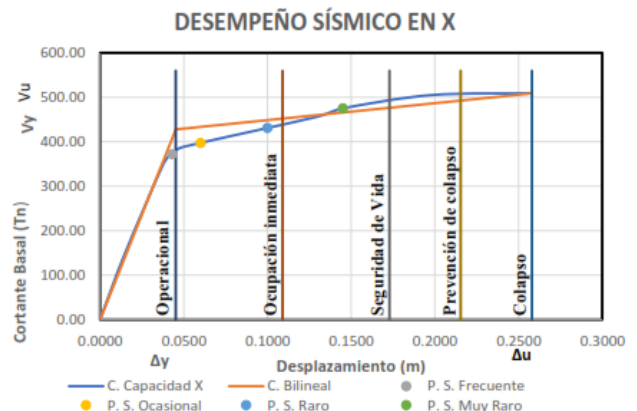


Figura 26: Desempeño sísmico del edificio en X

Los aspectos más importantes a resaltar de lo mostrado en la figura anterior, la cual representa el desempeño que tiene la estructura en dirección X es que para un sismo frecuente el desempeño de la estructura se encuentra en la zona denominada Totalmente Operacional, en cambio para un sismo Ocasional el desempeño de la estructura se encuentra en la zona de Ocupación Inmediata, de la misma manera para un sismo Raro, es decir un sismo de diseño la estructura se encuentra en Ocupación Inmediata y por último para un sismo Muy Raro el desempeño de la estructura se encuentra en la Zona de seguridad de vida, con lo que se nota que los objetivos del desempeño estructural planteados por el Comité Visión 2000, para que los resultados sean más visibles se realiza la siguiente Tabla 5:

Tabla 5: Matriz de niveles de desempeño en X

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Frecuente	X		-----		
Ocasional		X		-----	
Raro		X			-
Muy Raro			X		-----
X	Nivel esperado para edificios de ocupación esperada				
-----	Nivel existente del edificio en análisis				

Desempeño de la estructura en sentido Y (Figura 27)

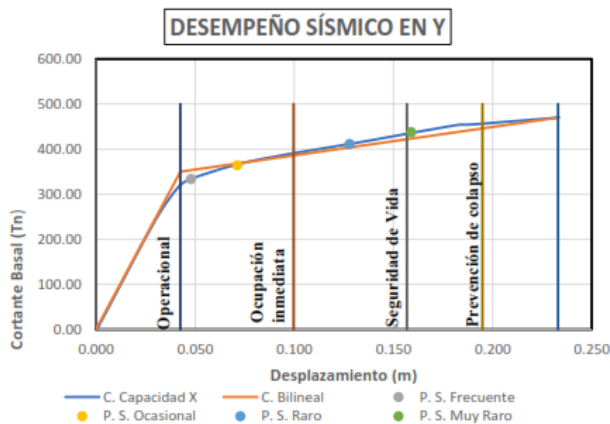


Figura 27: Desempeño sísmico del edificio en Y

La figura anterior muestra que esta estructura al ser sometida a un sismo frecuente se desempeña dentro del área de ocupación inmediata siendo el mismo caso si esta es sometida a un sismo ocasional, en cambio si esta es sometida a un sismo Raro (Diseño) se encuentra trabajando en el nivel de seguridad de vida y para un sismo Muy raro se encuentra en el límite de seguridad de vida y prevención de colapso por lo que se pasa por cumplido los desempeño para esta estructura en el sentido según con lo planteado planteados por el Comité Visión 2000, para que los resultados sean más visibles se realiza la siguiente Tabla 6:

Tabla 6: Matriz de niveles de desempeño en Y

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente		X	-----	
Ocasional		X		-----
Raro			X	-----
Muy Raro			X	-----
X	Nivel esperado para edificios de ocupación esperada			
-----	Nivel existente del edificio en análisis			

4. Conclusiones

De la realización de ensayos preliminares se observa que para el caso de la resistencia a compresión del hormigón en los elementos estructurales se obtuvo un valor medio de 212.8 Kg/cm² y que por motivos conservadores y prácticos se optó por tomar un valor de 210 kg/cm², valor obtenido mediante la utilización de un esclerómetro digital.

En los ensayos preliminares se observó que para el caso del perfil de suelo en el que se emplaza la estructura se utilizó el método del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) obteniendo un valor promedio de golpes de N=30, número que se encuentra en el rango 50 > N ≥ 15, una velocidad de onda de corte V_s = 314.11 m/s misma que se encuentra dentro del rango 360 m/s > V_s ≥ 180 m/s. Según los datos mencionados anteriormente y en conformidad con la NEC 2015 corresponden a un perfil de suelo tipo D.

Por la realización del análisis modal espectral se observa que el periodo fundamental de la estructura es de 0.38 segundos, las torsiones en los dos primeros modos de vibración son del 1.05% en X y de 5.94% en Y siendo el valor máximo admitido 30%, el cortante basal dinámico con relación al cortante basal estático es del 86% en ambos sentidos siendo el 85% como límite mínimo y derivas inelásticas de piso en X del 1.7% en Y del 1.98%. Valores que cumplen con lo dispuesto en la NEC – SE -DS 2015.

Al realizar el análisis estático no lineal de la estructura bajo la guía de la metodología incremental (Pushover) y tomando como Niveles de desempeño los planteados por el comité de Visión 2000 se nota que para el sentido X, cuando la estructura ha sido sometida a un nivel de amenaza correspondiente a un sismo raro (Tr = 475 años), su desempeño se encuentra en Ocupación Inmediata y que para un nivel de amenaza por un sismo muy raro (Tr = 2500 años) su desempeño se encuentra en seguridad de vida, asimismo para el sentido Y cuando la estructura ha sido sometida a un nivel de amenaza correspondiente a un sismo raro (Tr = 475 años), su desempeño se encuentra en Ocupación Inmediata y que para un nivel de amenaza por un sismo muy raro (Tr = 2500 años) su desempeño se encuentra en el límite de seguridad de vida, lo cual muestra que la estructura tiene un

desempeño óptimo, un desempeño esperado para este tipo de estructuras.

Referencias

- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). State of the Art of Seismic Vulnerability Studies in Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- Cunalata, F. E. (2022). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de edificaciones existentes en la parroquia Huachi Chico en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua [Tesis de posgrado. Escuela Politécnica del Ejército].
- Estrada, K., & Vivanco, N. (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 [Tesis de Grado. Escuela Politécnica Nacional]. Disponible: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20314>
- Fernández-Galarza, L., & Cajamarca-Zúñiga, D. (2023). Finite element structural analysis of the Arturo Sandez bridge collapse in Giron, Ecuador. *Advances in Building Education*, 7(3), 9–22. <https://doi.org/10.20868/abe.2023.3.5202>
- Figueroa, L., & Gonzalez, J. (2019). Estudio de concreto reforzado mediante el método LRFD (load and resistance factor design) usando la Norma Ecuatoriana NEC-SE-Vivienda y NEC-SE-HM; y las Normas Americanas ASCE7-16 y ACI318-1 [Tesis de Grado. Universidad Estatal Península de Santa Elena]. Disponible en: <https://repositorio.upse.edu.ec/xmlui/handle/46000/5137>
- García, J. E., & Vásquez, J. J. (2021). Métodos cualitativos vs métodos analíticos en la determinación de la vulnerabilidad sísmica en una edificación tipo A. Comas-Lima-2021 [Tesis de Grado. Universidad Cesar Vallejo]. Disponible en: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/90115>
- Guanoluiza, D., & Morocho, J. (2021). Análisis del comportamiento de desgaste de las pastillas de freno a partir pruebas experimentales mediante la Norma NTE INEN 2 185:2010 [Tesis de Grado. Escuela Superior Politécnica de Chimborazo]. Disponible en: <http://dspace.espech.edu.ec/handle/123456789/16049>
- Carrillo, J., Silva, D., & Sánchez, M. (2016). Desempeño de losas de concreto sobre terreno reforzadas con malla electrosoldada o fibras de acero. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*. 17(4), 499–510. <https://doi.org/10.1016/j.riit.2016.11.009>
- Lara, M., Aguirre, H., & Gallegos, M. (2018). Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tabuga– Ecuador. *Revista Politécnica*, 42(1), 1–10. Disponible en: https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/961
- Martínez, Á. (2008). El análisis estructural y sus relaciones con el análisis sistémico y los análisis parciales. *Revista de Economía Mundial*. 18, 393–404. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10272/548>
- Moreno, E. I., Solís-Carcaño, R. G., Varela-Rivera, J., Gómez, M. A., & Cemento, C. Y. (2016). Resistencia a tensión del concreto elaborado con agregado calizo de alta absorción. *Concreto y cemento. Investigación y Desarrollo*. 8(1), 34–45. Disponible en: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112016000200035
- Pellicer, V. (2015). Ensayos no destructivos en hormigón. Georadar y ultrasonidos [Grado en Ingeniería de Edificación-Grau en Enginyeria d'Edificació. Universitat Politècnica de Valencia]. Disponible en: <https://riunet.upv.es/handle/10251/35207>
- Socarrás, Y., González, L., Álvarez, E., González, M., & Roca, E. (2020). Evaluación de la calidad del hormigón en edificaciones construidas con el sistema prefabricado gran panel soviético. *Revista Tecnología Química*, 40(2), 288–305. Disponible en: http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2224-61852020000200288
- Tomoya, M. E., Ioan, Hiroshi, Thao, Ryo, Takahito, Koichiro, & Akira. (2012). Implicaciones del tsunami de Tohoku del año 2011 para la gestión de desastres naturales en Japón. *Obras y Proyectos*. 11, 4–17. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132012000100001>

Material complementario

Están disponible en línea en [Material Complementario](#). A1: Resultados Formulario Nivel 2; A2:Resultados Formulario NEC.

Contribución de los autores (CRediT)

López, L.: Conceptualización, Curación de datos y contenidos, Análisis formal de datos, Investigación, Metodología, Redacción- borrador original, Redacción-revisión y edición. **Yépez, A.:** Conceptualización, Curación de datos y contenidos, Análisis formal de datos, Investigación, Metodología, Redacción- borrador original, Redacción-revisión y edición. **Barrera, E.:** Conceptualización, Curación de datos y contenidos, Análisis formal de datos, Investigación, Metodología, Redacción-borrador original, Redacción-revisión y edición. **Gómez, Y.:** Conceptualización, Curación de datos y contenidos, Análisis formal de datos, Investigación, Metodología, Redacción-borrador original, Redacción-revisión y edición. Todos los autores han leído y aceptado la versión publicada del manuscrito.

Conflicto de intereses

Los autores han declarado que no existe conflicto de intereses en esta obra.

Nota del Editor

Descargo de responsabilidad: Los datos, declaraciones, opiniones contenidas en el documento son responsabilidad únicamente de los autores y no de la *Revista Científica FINIBUS – Ingeniería, Industria y Arquitectura*. La Revista y sus editores renuncian a toda responsabilidad por daño a persona o propiedad resultante de los métodos, instrucciones, producto o idea mencionado en el contenido.



Derechos de autor 2025. Revista Científica FINIBUS - ISSN: 2737-6451.

Esta obra está bajo una licencia:
Internacional Creative Commons
Atribución-NoComercial-CompartirIgual
4.0