

REVISTA INGENIO



Evaluación Estructural del Edificio de Administración de Ingeniería química de la Universidad Central del Ecuador Aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC15)

Structural assessment of the Chemical Engineering Administration Building at Universidad Central Applying the Ecuadorian Building Code (NEC15)

Ing. Alejandra Estefanía Siguenza Flores |  Universidad Central del Ecuador, UCE Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas (Ecuador)
Ing. Diego Paúl Sunta Zapata |  Universidad Central del Ecuador, UCE Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas (Ecuador)
MSc. Luis Alejandro Machado Salazar |  Universidad Central del Ecuador, UCE Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas (Ecuador)
MSc. Juan Gabriel Barros López |  Universidad Central del Ecuador, UCE Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas (Ecuador)

Recibido: 8/9/2025
Recibido tras revisión: 24/10/2025
Aceptado: 10/11/2025
Publicado: 28/1/2026

PALABRAS CLAVE
Análisis Estructural, Ensayos No Destructivos, Período de Vibración, Pushover, Curva de Capacidad.

RESUMEN

El presente proyecto evalúa la vulnerabilidad sísmica del edificio de Administración de la Facultad de Ingeniería Química de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC). Dado que el edificio tiene 11 años y fue construida en una etapa normativa transitoria, se considera necesario analizar su comportamiento estructural ante sismos severos. Para ello, se aplicaron ensayos no destructivos como esclerometría (ASTM C-805) para estimar la resistencia del hormigón y pachometría para ubicar el refuerzo de acero. También se utilizó el ensayo de vibración ambiental para obtener el período fundamental del edificio, el cual fue comparado con los resultados del análisis modal espectral de un modelo estructural desarrollado en software especializado. Este modelo fue calibrado incorporando diagonales equivalentes que simulan la rigidez de la mampostería. Finalmente, se realizó un análisis estático no lineal (Pushover), empleando el método del espectro de capacidad (FEMA 440), con el objetivo de obtener la curva de capacidad y determinar el nivel de desempeño estructural. Los resultados obtenidos permiten conocer el estado actual del edificio y brindan información clave para decidir sobre su uso futuro o la necesidad de intervenciones de refuerzo.

KEY WORDS

Structural Analysis, Non-Destructive Testing, Vibration Period, Pushover, Capacity Curve.

ABSTRACT

This research project focuses on the structural evaluation of the Administration Building of the Faculty of Chemical Engineering at the Central University of Ecuador, emphasizing its seismic vulnerability in accordance with the Ecuadorian Construction Standard (NEC). The building, in operation for 11 years, was built during a transitional regulatory period, making it essential to assess its behavior under severe seismic events. The methodology includes non-destructive tests such as the rebound hammer test (ASTM C-805) to determine concrete strength, and pachometry to locate steel reinforcement. Ambient vibration testing was used to determine the building's actual fundamental period, which was compared with the results of a modal spectral analysis using structural modeling software. The model was calibrated by incorporating equivalent diagonals to represent the stiffness of existing masonry. Finally, a nonlinear static analysis (Pushover) was conducted using the capacity spectrum method (FEMA 440), enabling the development of the capacity curve and evaluation of structural performance levels. The findings provide insight into the current condition of the structure and offer valuable input for institutional decision-making regarding its continued use or potential retrofitting.

1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería estructural juega un rol crítico en la mitigación de los efectos sísmicos, una necesidad imperiosa en regiones de constante actividad tectónica como Ecuador. Autores como Díaz Méndez y Moscoso Vázquez enfatizan que un análisis riguroso y la modelación estructural

son esenciales para prever la capacidad de las estructuras. Este enfoque es fundamental para la seguridad y funcionalidad de las edificaciones, especialmente en contextos sensibles como las instalaciones educativas [1].

La actividad sísmica global se origina en procesos geológicos como la subducción, donde una placa tectónica se

desliza bajo otra, liberando grandes cantidades de energía en forma de terremotos [2]. Si bien estas fuerzas naturales son inevitables, su impacto en las construcciones puede reducirse significativamente mediante un diseño estructural adecuado.

Ecuador, ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, experimenta eventos sísmicos recurrentes debido a la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana [3]. Este alto riesgo geológico subraya la necesidad de adherirse a normativas estrictas, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-15), para el diseño y la evaluación de estructuras.

El presente estudio se centra en el Edificio de Administración de Ingeniería Química de la Universidad Central del Ecuador, una estructura con más de diez años de servicio. El objetivo es realizar una evaluación detallada de su desempeño estructural antisísmico. Para ello, se emplearán metodologías contemporáneas, incluyendo ensayos no destructivos y análisis no lineal, para identificar vulnerabilidades y, en caso de ser necesario, proponer soluciones técnicas para su reforzamiento estructural.

2. MÉTODO

Fig. 1.

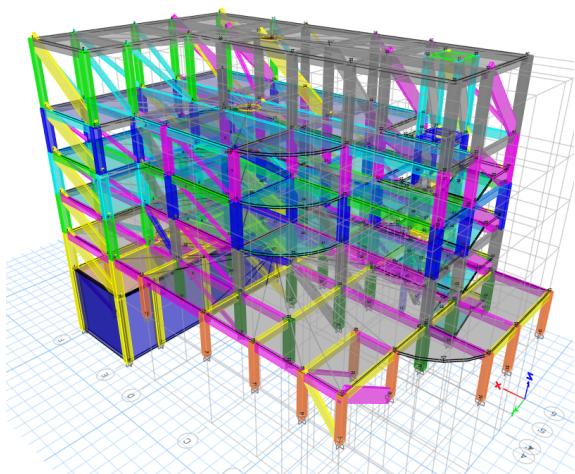
Facultad de Ingeniería Química UCE



Nota. Tomado de Google imágenes [4]

Fig. 2

Modelado 3D: Edificio Administrativo FIQ



Para realizar una evaluación integral del edificio, se adoptó una metodología dividida en distintas fases:

2.1. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN

Antes de realizar el análisis estructural, se llevó a cabo una recopilación de información documental y técnica:

- Planos arquitectónicos y estructurales: Se verificaron los planos del edificio para conocer su configuración estructural y los materiales utilizados.
- Visitas técnicas: Se realizó una inspección visual del edificio para detectar posibles daños o irregularidades.
- Normativa aplicada: Se empleó la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-2015)

2.2. OPTIMIZACIÓN DEL MUESTREO: NÚMERO Y UBICACIÓN DE LAS MUESTRAS POR ELEMENTO (ASCE41-17)

Para garantizar una evaluación representativa de la resistencia a la compresión del hormigón sin comprometer la integridad estructural del edificio, se adoptó la metodología de muestreo establecida en ASCE 41-17, la cual define la cantidad mínima de ensayos requeridos en pruebas destructivas. Aunque el estudio se basa en ensayos no destructivos, se implementó esta metodología como referencia, considerando que proporciona un criterio confiable para la representatividad de los datos. En este sentido, se decidió aplicar al menos tres mediciones esclerométricas y escaneo magnético (Pachometría) por nivel, asegurando una caracterización adecuada de las propiedades mecánicas del hormigón en la estructura. Esta adaptación permite obtener resultados estadísticamente significativos dentro de un enfoque no invasivo, alineándose con estándares internacionales en la evaluación de edificaciones existentes.

La estrategia de muestreo fue validada por el laboratorio LEMSUR (EPN) y el Área del Laboratorio de resistencia de materiales de la facultad de ingeniería de la PUCE, garantizando la representatividad de los puntos seleccionados en cada nivel del edificio, en función de su distribución funcional y estructural. Se definieron 35 puntos de muestreo distribuidos en un edificio de cinco plantas y un subsuelo, abarcando elementos clave como columnas, vigas, losas y muros. Esta metodología se desarrolló en cumplimiento con los lineamientos establecidos por las normas ISO/IEC 17025 y ACI 318-83, que respaldan la aplicación de ensayos no destructivos in situ para la evaluación estructural.

El enfoque adoptado permitió capturar variaciones en la resistencia del hormigón debido a diferencias en el proceso constructivo, compactación y mezclado, garantizando resultados confiables con una distribución eficiente de los recursos técnicos y financieros.

2.3. EVALUACIÓN PRE-EVENTO (FEMA-154)

Se realizó una inspección visual rápida del edificio conforme a la metodología de FEMA P-154 [5] y lo establecido en la Resolución Nro. 008-CTUGS-2020 [6], con el objetivo de recopilar datos estructurales y categorizar su nivel de vulnerabilidad sísmica [7].

A partir del espectro de respuesta del sitio y los factores F_a , F_d y F_s según ASCE/SEI 41-13, se determinó que la edificación se encuentra en una zona de sismicidad moderadamente alta (1.12, 1.11 y 1.40). En función de estos valores, se utilizó el formulario correspondiente para la evaluación, cuyos resultados indicaron la necesidad de un análisis estructural más detallado.

2.4. ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

Para evaluar las propiedades mecánicas del edificio sin alterar su estructura, se realizaron los siguientes ensayos:

2.4.1. Esclerometría

El ensayo de número de rebote en concreto endurecido se llevó a cabo utilizando un martillo esclerométrico. Este método permitió evaluar la uniformidad de los elementos de concreto (columnas, vigas y losa) y estimar su resistencia en el sitio, a partir de la relación entre el número de rebote y la resistencia del material.

2.4.2. Pachometría o escaneo magnético (BS 1881-Part 204-88)

Se empleó el escaneo magnético para detectar la distribución y el diámetro de las barras de refuerzo en columnas, vigas y losas. Esto permitió verificar si la cantidad y disposición de acero es acorde con los planos estructurales originales.

2.4.3. Ensayo de vibración ambiental

Se utilizó un sismógrafo IGU-BD3C-5 para medir las frecuencias naturales del edificio. Este ensayo permitió determinar el periodo fundamental de vibración, el cual se comparó posteriormente con el modelo estructural.

2.4.3.1. Procedimiento de instalación

Para la medición de la respuesta estructural del edificio, se siguieron los siguientes pasos:

- Fijación y nivelación de sensores:** Cada sensor fue colocado sobre bases niveladas para garantizar una medición precisa y minimizar errores en el registro.
- Ubicación estratégica de sensores:** Se instalaron en la planta alta de la edificación, donde se presentan las mayores deformaciones, siguiendo un esquema de intersección de líneas perpendiculares para maximizar la cobertura del área.

Fig. 3.

Sismógrafos calibrados IGU-BD3C-5.



Fig. 4.

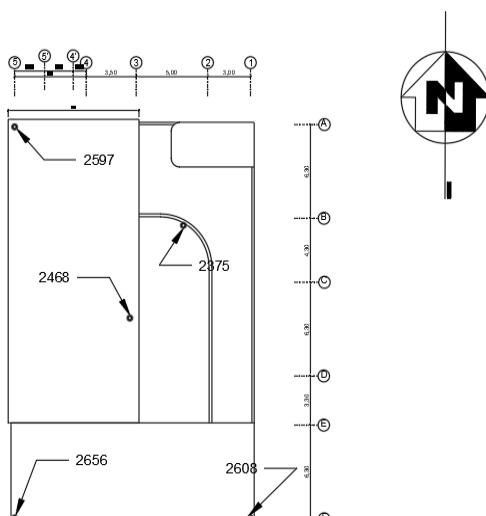
Ubicación de los sismógrafos.



- Orientación de los ejes de referencia:** Se estableció la dirección de los ejes X (Norte) y Y (Este), alineando el eje Norte con la longitud mayor de la estructura. Los sensores se orientaron en función de esta referencia.

Fig. 5.

Fijación de los sismógrafos con perspectiva en planta.



- **Conexión al sistema de adquisición:** Los sensores se vincularon de forma inalámbrica mediante Bluetooth a un dispositivo Android con la aplicación Smart-Solo, que permitió el monitoreo en tiempo real.
- **Procesamiento de datos:** Posterior a la adquisición en campo, los registros fueron analizados para obtener la distribución de energía en el dominio de la frecuencia, facilitando la interpretación de la respuesta estructural.

Este procedimiento garantizó la precisión en la adquisición de datos y permitió un análisis confiable de la respuesta dinámica de la edificación.

Para el análisis sísmico y de vibraciones ambientales, se utilizó Geopsy, un software de uso libre ampliamente empleado en la ingeniería civil y geofísica. Este programa permite procesar registros de ruido ambiental y sismogramas, proporcionando herramientas para el cálculo de la Transformada de Fourier y la Densidad Espectral de Potencia (Power Spectral Density, PSD) [8]. El procesamiento de los datos adquiridos incluyó los siguientes pasos:

- **Importación de datos:** Los registros obtenidos con los sismógrafos se exportaron en formatos compatibles con Geopsy (SEED). Antes del procesamiento, se verificaron la duración, la tasa de muestreo y la coherencia de los canales [8].
- **Filtrado y correcciones:** Se aplicaron filtros de banda (0.1–20 Hz) para eliminar ruido indeseado y se realizaron correcciones básicas, como la eliminación de tendencias lineales y la corrección de señales saturadas.
- **Cálculo de la Densidad Espectral de Potencia (PSD):** Mediante la Transformada Rápida de Fourier (FFT), se analizaron ventanas de tiempo seleccionadas dentro del registro. Se promediaron los resultados para obtener curvas representativas en coordenadas de PSD ($\text{counts}^2/\text{Hz}$) vs. Frecuencia (Hz), permitiendo identificar las frecuencias con mayor energía y los posibles modos propios de vibración de la estructura [8].
- Este procedimiento aseguró la precisión en la identificación de las características dinámicas del edificio, facilitando la validación de su comportamiento estructural.

Finalmente, el software permite la exportación de gráficos y datos en formato JPG.

2.5. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

Para evaluar el comportamiento estructural del edificio, se realizó una modelación detallada utilizando software especializado. Se consideraron las características geométricas y mecánicas de los materiales, así como los efectos

de elementos no estructurales, como la mampostería, mediante el método de diagonales equivalentes para ajustar la rigidez del modelo.

Además, dentro del proceso de modelación, se incluyó el análisis de las cargas laterales actuantes sobre el muro de contención en el subsuelo, dado su papel fundamental en la estabilidad de la estructura. Para ello, se consideraron los siguientes aspectos:

- **Determinación de presiones laterales del suelo:** Se calcularon los coeficientes de empuje en reposo y por cohesión del suelo, tomando en cuenta las propiedades geotécnicas del sitio y aplicando las ecuaciones correspondientes [9].
- **Aplicación del método de Boussinesq:** Se empleó para evaluar la distribución de esfuerzos inducidos por las cargas verticales de la estructura sobre el suelo, lo que permitió estimar su efecto sobre el muro de contención [10].
- **Distribución de esfuerzos en el muro:** Se definieron puntos de control a distintas profundidades para calcular la presión lateral acumulada, con el fin de evaluar el comportamiento del muro ante las cargas aplicadas [11].

2.5.1. Ingreso de cargas en el modelo estructural

Para la modelación estructural del edificio, se ingresó las cargas conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), considerando los efectos de peso propio, sobrecarga y cargas laterales sobre el muro estructural.

- **Peso propio de la losa:** Se modeló como una losa maciza equivalente, con un peralte de 20 cm y aligeramientos de 40x40x15 cm, asegurando una distribución precisa de la carga.
- **Sobrecarga:** Se implementaron las sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas según el Apéndice 4 y el inciso 4.2 de la NEC, considerando la ocupación y uso de la edificación.
- **Datos para la presión de empuje de suelo:** Se utilizaron los datos del Estudio de Mecánica de Suelos de la Universidad Central del Ecuador, caracterizando la zona S2 con depósitos de cangagua y lacustres. Se incorporaron las siguientes cargas laterales:
- **Presión de empuje del suelo:** Se aplicó como una carga triangular, obtenida con la ecuación establecida por Braja Das [9]:

Ec. 1

Presión lateral a una profundidad Z [9]

$$\sigma_h = K_o * \gamma' * z \quad (1)$$

- **Presión de cohesión:** En suelos cohesivos, se modeló como una carga rectangular uniforme que reduce la presión lateral [9].

Ec. 2

Presión lateral del suelo con efectos de cohesión

$$\sigma_c = 2 * c * \sqrt{K_o} \quad (2)$$

- **Presión de sobrecarga:** Se determinó a partir de las reacciones de apoyo generadas por la estructura, distribuyéndola horizontalmente sobre el muro según la interacción suelo-estructura.
 - o El ingreso de estas cargas se realizó posterior a la definición de propiedades geométricas y mecánicas de los materiales, incluyendo hormigón, acero, vigas, losas y columnas, asegurando una representación fiel del comportamiento estructural del edificio.

2.5.1.1. Metodología de cálculo de sobrecarga (Muro estructural):

Para analizar la interacción suelo-estructura y el comportamiento del muro de contención, se aplicó la teoría de Boussinesq para cargas puntuales, siguiendo los siguientes pasos:

- **Identificación de reacciones estructurales:** Se determinó las cargas verticales provenientes de los apoyos de la estructura que generan presiones en el terreno.
- **Distribución de esfuerzos en el suelo:** Se utilizó la teoría de Boussinesq para evaluar la transmisión lateral de estas cargas, determinando el incremento de presión en el suelo.
- **Definición de bulbos de presión:** Se modelaron las zonas de mayor concentración de esfuerzos para identificar las áreas del muro que soportan las mayores cargas.
- **Superposición de presiones:** Se sumaron las contribuciones de cada carga puntual en distintos puntos de control a lo largo del muro.
- **Monitoreo estructural:** Se estableció un punto de control principal en el eje E y se distribuyeron 17 puntos adicionales, espaciados cada 1 metro, para evaluar la variación de esfuerzos y la respuesta estructural del muro.

Este procedimiento facilitó una evaluación más precisa del vínculo entre el terreno (suelo) y la estructura, permitiendo representar con mayor fidelidad el desempeño del muro como parte integral del sistema estructural del edificio.

2.6. COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN: MODELADO VS ENSAYO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.

Posteriormente, se realizó una comparación entre el periodo obtenido del modelado y el determinado a través del ensayo de vibración ambiental.

2.7. DIAGONALES EQUIVALENTES- MAMPOSTERÍA

Para lograr que el modelo estructural se aproxima al comportamiento dinámico observado experimentalmente, se procedió a rigidizar la estructura mediante la implementación del modelo de diagonales equivalentes [12]. Esta metodología consistió en incorporar elementos diagonales inclinados que simulan el efecto de los muros de mampostería no estructural, aportando rigidez adicional al sistema sin modificar significativamente la geometría del modelo. La inclusión de estas diagonales permitió reproducir el confinamiento y la rigidez lateral que los muros generan en la estructura real, lo que facilitó ajustar el período fundamental del modelo a los valores obtenidos mediante el ensayo de vibración ambiental. De esta forma, se logró una mejor correlación entre el modelo numérico y el comportamiento dinámico observado, condición fundamental para avanzar hacia un análisis estático no lineal más preciso y representativo.

2.8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

Para evaluar la capacidad sísmica del edificio, se aplicó un análisis Pushover utilizando el método del espectro de capacidad (FEMA 440). Este análisis permitió determinar la curva de capacidad del edificio y su nivel de desempeño estructural ante eventos sísmicos.

2.8.1. Carga sísmica

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en su capítulo sobre Peligro Sísmico, establece que las estructuras de ocupación especial deben verificar un desempeño sísmico adecuado en el rango inelástico, de modo que no colapsen bajo un sismo con un período de retorno de 2500 años (equivalente a una probabilidad anual de excedencia de 0,00004) [13].

- Para ingresar la carga sísmica en el software de análisis, resulta necesario calcular el espectro que caracteriza este sismo. Con ese fin, se emplean las curvas de peligro sísmico de la ciudad de Quito, suministradas por la propia NEC-SE-DS.

De los datos de la curva de peligro sísmico (anexo, fig. 7); se tiene:

TABLA. I.

Datos de la curva de peligrosidad sísmica.

Aceleración (g)	
PGA	0.623g
0.5s	0.800g
1s	0.380g
0.2s	1.60g
0.1s	1.60g

TABLA. II.

Parámetros utilizados para calcular el valor del coeficiente de cortante basal.

Parámetro	Sufijo	Valor
Factor de importancia	I=	1.00
PGA-Z	PGA - Z=	0.62
Aceleración espectral de 0,2s	Sa (0,2 seg) =	1.60
Coef. amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.12
Coef. amplificación de las ordenadas del espectro elástico	Fd=	1.11
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.40
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.00
Relación de amplificación espectral Sa(0.1seg) /PGA	η=	2.57
Altura de la edificación en metros	hn=	23.42
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.06
	α=	0.75
Periodo de Vibración	Ta CODIGO=	0.59
Periodo Límite de Vibración	To=	0.14
Periodo de vibración	Ta=	0.59
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc=	0.76
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k=	1.04
Aceleración Espectral	Sa (Ta)=	1.79
Coeficiente de reducción de Respuesta Estructural	R=	1.00
Irregularidad en planta	ΦP=	0.90
Irregularidad en elevación	ΦE=	0.90
Coeficiente cortante basal	V=	2.21

- El valor de la cortante basal calculado se incorporó en el modelo estructural y fue aplicado como carga sísmica lateral distribuida en los diafragmas asignados en cada nivel de la edificación (ver anexo, fig.8).
- Así mismo el espectro de demanda se incorporó en el programa para posterior análisis.

2.8.2. Carga Gravitacional No Lineal

El análisis Pushover empieza a partir de las cargas gravitacionales no lineales, por tanto, se define un caso de carga no lineal con la combinación descrita en FEMA 356 [5].

Ec. 3

Cargas gravitacionales no lineales [14]

$$CGNL = 1.1(1.1D + 0.25L) \quad (3)$$

Donde:

CGNL: Cargas gravitacionales

D: Carga muerta

L: Carga viva

2.8.3. Carga No Lineal Estática – Push Over

Una vez asignada la carga gravitacional, se procedió a configurar los casos de carga “Push Over”, los cuales se aplicaron de manera lateral en las direcciones de los ejes “X” y “Y”.

2.8.4. Rótulas Plásticas

Como parte del proceso de modelación, se aplicó la metodología estandarizada que establece la norma ASCE 41-17 para la definición y asignación de rótulas plásticas en los elementos estructurales. Este procedimiento permitió evaluar con mayor precisión la capacidad de deformación inelástica de la estructura. En la Fig. 9 del anexo, se presentan los límites de deformación permitidos según los criterios de aceptación de la norma, los cuales resultaron fundamentales para el análisis del desempeño estructural de la edificación y su posible rehabilitación sísmica. Dichos criterios aseguraron que la estructura cumpliera con los estados de desempeño exigidos, garantizando su seguridad y funcionalidad frente a cargas sísmicas [5].

Las rótulas plásticas en vigas, columnas y muros fueron asignadas de manera automática, siguiendo los lineamientos establecidos en la norma ASCE 41-17. Este proceso garantiza una distribución adecuada de la capacidad de deformación inelástica en los elementos estructurales, permitiendo una evaluación del desempeño sísmico de la edificación conforme a los criterios de aceptación definidos por la norma.

2.8.4.1. Rótulas Plásticas en diagonales equivalentes

La norma ASCE 41-13 presenta la Fig. 10 (ver anexo), la cual define la relación entre la capacidad a cortante

de la columna y la resistencia esperada del relleno de mampostería [15]. Esta relación es aplicable en análisis no lineales de estructuras, permitiendo evaluar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales al considerar la interacción entre la mampostería y la columna. Además, proporciona criterios para la modelación y el diseño sísmico de edificaciones existentes [16].

Ec. 4

Relación fuerza-deflexión

$$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}} \quad (4)$$

Donde:

V_{fre} : capacidad a cortante de la columna

V_{ine} : resistencia a cortante esperada del relleno

Según la norma ASCE 41-13, la capacidad a cortante de la columna (V_{fre}) representa la resistencia a cortante esperada del marco sin relleno, considerándose equivalente a la capacidad a cortante de la columna [16]. Dado que esta definición se basa en un valor esperado de cortante, se emplea la formulación establecida por la NEC-SE-HM, cuyo cálculo se expresa en la siguiente ecuación [17]:

Ec. 5

Capacidad a corte de la columna

$$V_{fre} = V_n = V_c + V_s \quad (5)$$

Donde:

V_n : resistencia nominal al cortante total

V_c : resistencia nominal al cortante proporcionado por el hormigón.

V_s : resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo cortante

La NEC-SE-HM propone las siguientes ecuaciones para el cálculo de V_c y V_s respectivamente:

Ec. 6

Resistencia nominal al cortante proporcionado por el hormigón [18]

$$V_c = 0.17 * \lambda_1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (6)$$

Donde:

λ_1 : coeficiente que considera las propiedades de interacción entre el relleno y el pórtico

b_w : ancho del alma

d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

$f'c$: resistencia a compresión del hormigón

Ec. 7

Fórmula de resistencia a la cortante [18]

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (7)$$

Donde:

v_s : resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo del cortante

A_v : área de refuerzo que resiste cortante

f_{yt} : esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

s : espaciamiento medido de centro a centro de las unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, de pre-esfuerzo, alambres, o anclajes

El ASCE 41-13 propone que la resistencia lateral final esperada de la pared de relleno se calcula de la siguiente manera [16]:

Ec. 8

Resistencia lateral final esperada de la pared de relleno [18]

$$Q_{ce} = V_{ine} = A_{ni} + f_{vie} \quad (8)$$

Donde:

V_{ine} : resistencia a cortante esperada del relleno

A_{ni} : área de la sección neta con mortero/lechada a través del panel de relleno

f_{vie} : resistencia al corte esperado del relleno de mampostería

Por último, para la asignación de la carga de la Resistencia a la compresión esperada del pórtico de mampostería de relleno se va a tomar del artículo escrito por Carrillo y Gonzales, donde investigan la influencia de mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico de pórticos de concreto. La fórmula es la siguiente [19]:

Ec. 9

Resistencia a la compresión esperada del pórtico de mampostería de relleno

$$R_{compr} = SF = a * t * f'm \quad (9)$$

Donde:

a : ancho equivalente de la mampostería (w)

t : espesor del muro ($t=0.15$ m)

$f'm$: resistencia a la compresión de la mampostería

A continuación, se presenta la Tabla 3, que indica los distintos valores calculados de las 10 diagonales equivalentes que están distribuidas en todo el edificio para determinar las rótulas plásticas en estas. Los criterios de aceptación están obtenidos a partir de la interpolación de la Figura 10.

TABLA. III.

Criterios de aceptación y valores para las rótulas plásticas en diagonales equivalentes.

Nombre de rótula	Ancho diagonal	Vn columna- Vfree	Qce-Vine	B	io	Ls	d=cp	Rcomp- Force SF
	m	ton	ton					ton
1	0.1	352.91	3700.16	0.10	0.001	0.0034	0.0044	9.75
2	0.2	346.52	3531.10	0.10	0.001	0.0029	0.0039	19.50
3	0.3	333.69	4265.05	0.08	0.001	0.0027	0.0037	29.25
4	0.4	324.21	6385.07	0.05	0.001	0.0022	0.0032	39.00
5	0.5	266.54	7339.43	0.04	0.001	0.0022	0.0032	48.75
6	0.6	549.91	4844.02	0.11	0.001	0.0022	0.0032	58.50
7	0.7	345.96	4844.02	0.07	0.001	0.0028	0.0038	68.25
8	0.8	335.28	10679.66	0.03	0.001	0.0028	0.0038	78.00
9	0.9	316.70	7339.43	0.04	0.001	0.0022	0.0032	87.75
10	1	332.01	9321.07	0.04	0.001	0.0020	0.0030	97.50

2.8.5. Desempeño estructural

Tras la incorporación de las rótulas plásticas en vigas, columnas y mampostería, se realiza el análisis estático no lineal para obtener las curvas y espectros de capacidad, así como los puntos de desempeño en ambas direcciones. El software asigna colores a los elementos según el nivel de daño estructural alcanzado, lo cual permite identificar zonas críticas y facilitar decisiones sobre reforzamiento o intervención.

TABLA IV.

Codificación por colores de los niveles de desempeño estructural según FEMA 356/ASCE 41 y software de modelación estructural

Ocupación Inmediata (OI)	Seguridad de Vida (LS)	Prevención al colapso (PC)	Colapso (C)

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3. 1. RESULTADOS DE EVALUACIÓN PRE-EVENTO

A partir de los valores obtenidos, se analiza que la edificación se ubica en una zona de sismicidad moderadamente alta, con coeficientes de 1.19 y 0.83. Una vez identificada esta condición, se procedió a seleccionar el formulario correspondiente a dicha categoría. Los resultados obtenidos evidencian la necesidad de realizar una evaluación estructural más detallada.

3. 2. RESISTENCIAS A LA COMPRESIÓN

A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

TABLA. V.

Resistencia a la compresión (Planta Baja)

Resistencia a la compresión f'c (kg/cm2)						
Planta baja						
Columnas	Ascendente	Mediana	Vigas	Ascendente	Mediana	Losa
D-4	328.00		y	418.00		
A-3	391.00	402.00			420.00	468.00
B-4	413.00		x	422.00		
E-3	431.00					

Resistencia a la compresión (Piso 1)

Resistencia a la compresión f'c (kg/cm2)						
Piso 1						
Columnas	Ascendente	Mediana	Vigas	Ascendente	Mediana	Losa
B-4	390.00		y	346.00		
A-3	391.00	393.00			430.50	501.00
D4	395.00		x	515.00		
E-3	416.00					

Resistencia a la compresión (Piso 2)

Resistencia a la compresión f'c (kg/cm2)						
Piso 2						
Columnas	Ascendente	Mediana	Vigas	Ascendente	Mediana	Losa
A-3	363.00		y	372.00		
E-3	388.00	412.00			389.00	538.00
B-4	436.00		x	406.00		
D-4	471.00					

Resistencia a la compresión (Piso 3)

Resistencia a la compresión f'_c (kg/cm ²)						
Piso 3						
Columnas	Ascendente	Mediana	Vigas	Ascendente	Mediana	Losa
B-4	240.00		y	495.00		
A-3	294.00	300.50			498.50	505.00
D-4	307.00		x	502.00		
E-3	399.00					

Resistencia a la compresión (Piso 4)

Resistencia a la compresión f'_c (kg/cm ²)						
Piso 4						
Columnas	Ascendente	Mediana	Vigas	Ascendente	Mediana	Losa
C-3	220.00		y	268.00		
B-3	260.00					
F-3	260.00	275.00		268.00	268.00	
E-2	290.00		x	268.00		
D-4	318.00					
F-2	340.00					

Se presentan los resultados de las resistencias a la compresión obtenidas mediante ensayos de esclerometría en columnas, vigas y losas, se evidencia que la mediana de la resistencia a la compresión en las columnas es de: 402.00 , 393.20 , 412.00 , 300.50 y 275.00 , correspondientes a la planta baja, primer piso, segundo piso, tercer piso y cuarto piso, respectivamente. Al comparar estos valores con la mediana de las resistencias a la compresión obtenidas para las vigas en las direcciones X e Y, se obtuvieron los siguientes resultados: 420.00 kg/cm², 430.50 , 389.00 , 498.50 y 268.00 , correspondientes a la planta baja, primer piso, segundo piso, tercer piso y cuarto piso, respectivamente. En general, se observa que la resistencia a la compresión de las vigas es superior en la mayoría de los niveles de la edificación en comparación con las columnas. No obstante, se detecta una reducción significativa en las resistencias en los niveles superiores, especialmente en el cuarto piso, donde la resistencia de las columnas es menor que la de las vigas, lo que podría indicar variaciones en la calidad del concreto, diferencias en las condiciones de carga o aspectos relacionados con la ejecución de la obra.

3.3. RESULTADOS DE EMPUJE SOBRE EL MURO DE CONTENCIÓN

Los resultados obtenidos para las presiones del suelo aplicadas sobre el muro de contención de la estructura analizada fueron los siguientes: 5.38 t/m² como empuje del suelo, 3.29 t/m² por cohesión, y 2.21 t/m², 3.52 t/m², 4.38 t/m² y 3.72 t/m² como empujes de sobrecarga

distribuidos en los muros M1, M2, M3 y M4, respectivamente como lo indica la Fig. 13 (ver anexo). Estos valores permitieron que el modelado estructural se ajustara de manera más precisa a la realidad, logrando una representación más fiel del comportamiento de la edificación.

3.4. RESULTADOS DE ENSAYO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

En la Fig. 14 del anexo, se pueden ver los espectros de frecuencia de las tres componentes del sensor 2375, en color verde y rojo que representan al “ESTE y NORTE impuesto” respectivamente. Todas las gráficas representativas del “ESTE impuesto” tienen dos picos notorios y todas las gráficas que representan el “NORTE impuesto” presentan un solo pico con una base relativamente ancha.

Para cuantificar los períodos de vibración, se necesita encontrar el valor de la frecuencia de cada pico, para lo cual se halló mediante escalas cada uno de los picos mencionados, expuesto en la Tabla 6 del anexo:

Como se indicó anteriormente, los picos en las curvas de PSD (Amplitud) reflejan las frecuencias dominantes de la estructura; invirtiendo el valor de la frecuencia ($T = 1/f$), se obtienen los períodos de vibración correspondientes. El periodo más alto representa el primer modo de vibración, es decir el periodo fundamental de la estructura, como se indica en la Tabla 8 del anexo:

A partir de la curva PSD obtenida en el ensayo de vibración ambiental, se identificaron los picos de amplitud que reflejan las frecuencias dominantes del sistema estructural. Al invertir dichos valores ($T = 1/f$), se determinaron los períodos de vibración correspondientes.

El análisis modal evidenció que el primer modo de vibración de la estructura tiene una frecuencia dominante de 2.898 Hz, lo que corresponde a un periodo fundamental de 0.345 segundos, representando la respuesta dinámica principal frente a solicitudes sísmicas. Los modos siguientes registraron frecuencias de 3.129 Hz y 3.814 Hz, equivalentes a períodos de 0.320 s y 0.262 s, respectivamente. Esta progresión refleja un patrón típico en estructuras, donde los períodos disminuyen conforme se consideran modos superiores, indicando variaciones en la rigidez y en la distribución de masas del sistema.

El periodo fundamental identificado es un parámetro clave para comparar con el modelo numérico y verificar si la rigidez estructural modelada coincide con el comportamiento dinámico observado. Una diferencia significativa entre estos resultados y los obtenidos por modelación indicaría la necesidad de ajustar parámetros estructurales para lograr mayor realismo en el análisis.

3.5. RESULTADOS DE PERÍODO DE VIBRACIÓN. SOFTWARE

Se presentará una comparación de los resultados del periodo de vibración en segundos obtenidos en el software

de modelación estructural versus los del ensayo de vibración ambiental (ver anexo, tabla 9).

A partir de los resultados obtenidos, se evidenció una discrepancia considerable entre el período fundamental determinado mediante el ensayo de vibración ambiental (0.345 s) y el obtenido a través del software de modelación estructural (0.549 s). Esta diferencia pone de manifiesto la necesidad de rigidizar la estructura, con el fin de que el modelo se ajuste de manera más precisa al comportamiento real observado.

3.6. RESULTADO DE AJUSTE DE MODELO MATEMÁTICO

3.6.1. Resultado de diagonales de mampostería

Para representar la mampostería dentro del modelo estructural, se empleará el método de “diagonales equivalentes” descrito en la FEMA 356 [20]. Adicionalmente, se aplicó variación propuesta por Öztürkoğlu [21], que introduce un factor K para reducir la rigidez en los muros que tienen aberturas como ventanas o puertas, afectando el ancho efectivo de la diagonal y, por ende, su contribución en el comportamiento global del pórtico [22].

Se propuso que los anchos de las diagonales se redondeen al inmediato superior o inferior, de esta manera se van a presentar 10 diagonales representativas que van desde el ancho $w=0.1$ m hasta el $w=1.00$ m, las cuales van a estar distribuidas en todo el edificio, como se puede apreciar en la Fig. 17 del anexo:

Con el propósito de igualar el período fundamental del modelo con el obtenido en el Ensayo de Vibración Ambiental, se desarrolló un proceso iterativo en el que se ajustaron las propiedades de la diagonal equivalente (resistencia a la compresión $f'm$ y módulo de elasticidad $E'm$). Dichas modificaciones se reflejaron tanto en el software de modelado como en la hoja de cálculo correspondiente, donde se recalcó el ancho efectivo de la diagonal según las nuevas propiedades asignadas. Tras este procedimiento, se consiguió reproducir el período de vibración medido en el ensayo, tal como se ilustra en la Fig. 18 y 19 del anexo:

El uso de diagonales equivalentes con la resistencia de 72 , permitió reducir la discrepancia entre los períodos de vibración calculados y medidos experimentalmente, logrando una correlación muy cercana, especialmente en el primer modo de vibración. Con esta estrategia se pudo incrementar la rigidez global de la estructura, reflejando un comportamiento más acorde a la realidad. Después de la implementación de estos ajustes, en el cual se logró resultados de 0.346 s y 0.345 s para períodos fundamentales del software de modelación y ensayo de vibración ambiental respectivamente (ver anexo, tabla 10).

Para comprobar que los períodos de vibración se encuentren dentro de un rango aceptable, se procede a evaluarlos considerando el criterio utilizado por Juan Pacheco en su tesis, donde realiza una comparación cuantitativa entre los modos propios (frecuencia y período) obtenidos

en los ensayos y en el modelo numérico. En dicho análisis se discuten los porcentajes de error recomendados, que generalmente se ubican entre el 5 % y el 15 % [23].

Ec. 10

Evaluación de porcentaje de error del período fundamental

$$\text{Error}(\%) = \left| \frac{\text{Valor ensayado} - \text{Valor calculado}}{\text{Valor ensayado}} \right| \times 100\% \quad (10)$$

Donde:

$$\text{Error}(\%)_{1\text{modo}} = \left| \frac{0.345 - 0.346}{0.345} \right| \times 100\%$$

$$\text{Error}(\%)_{\text{periodo fundamental}} = 0.290\%$$

El valor de resistencia a la compresión $f'm$ que se ajustó para poder llegar a tener menos de 1% de porcentaje de error es de $f'm= 72$, rango en el que Nguyen Molina considera aceptable para bloques de concreto con similares propiedades como dimensiones y fabricación del bloque considerado en el estudio [24].

Dado que el error en el período fundamental es inferior al 1 % y que los modos de vibración restantes presentan errores dentro de un rango aceptable, se puede analizar que existe una excelente correlación entre el modelo y el ensayo. Por consiguiente, se considera satisfactorio el ajuste del modelo matemático.

Adicional, de acuerdo con la Figura 19 de participación modal de masas obtenida tras la calibración, se evidencia que el primer modo de vibración, con un período de 0.346 s, presenta una alta participación modal en UY (0.66), lo que confirma que la respuesta estructural en la dirección “Este” es dominante. Esta observación es consistente con los datos obtenidos en el ensayo de vibración ambiental, donde se registraron picos significativos en la dirección verde (Este), validando así la precisión del modelo ajustado.

3.6.2. Rótulas plásticas en diagonales equivalentes

Uno de los parámetros clave en la modelación no lineal fue el valor Rcomp Force SF, que representa la resistencia máxima a compresión en la rótula. Este valor se ingresó directamente en el campo Force SF del software de análisis (Figura11). Por ejemplo, para una rótula correspondiente a un ancho de 0.20 m, se utilizó un valor de 19.5 tonf, el cual coincide con el mostrado en la interfaz de configuración. Dicho valor, junto con el desplazamiento de cedencia Disp SF = 0.001 m, definió el inicio del comportamiento inelástico (punto B).

Posteriormente, se definieron los parámetros de aceptación para los estados de desempeño IO (Immediate Occupancy), LS (Life Safety) y CP (Collapse Prevention), determinados mediante interpolación de la Figura 10 de “Relación fuerza–deflexión simplificada de paneles llenos

de mampostería para procedimientos no lineales” del documento FEMA356 [20]. Los desplazamientos correspondientes a cada estado (0.001, 0.0029 y 0.0039 m, respectivamente) marcaron los límites de desempeño aceptables.

Al analizar los resultados, se observó una progresión coherente en los valores de resistencia conforme aumentaba el ancho de la diagonal, alcanzando hasta 97.5 tonf en el caso de 1.0 m. Este comportamiento evidencia la correcta asignación de rigideces y capacidades en función de la geometría del sistema.

La implementación de estos valores en el modelo permitió representar el comportamiento no lineal de los elementos de refuerzo, aspecto fundamental para evaluar con precisión el desempeño estructural bajo acciones sísmicas.

3.7. RESULTADOS DE PUNTO DE DESEMPEÑO

Durante el análisis estático no lineal de la estructura (ver anexo, fig. 20 y fig. 21), se evaluaron distintos métodos normativos para determinar el punto de desempeño, incluyendo los propuestos por la FEMA 440 y ASCE 41-13. Sin embargo, debido a la complejidad geométrica y al comportamiento inelástico de la edificación, el método del ASCE 41-13 (NSP) no lograron converger en la estimación del desplazamiento objetivo, mostrando errores en el proceso iterativo de cálculo.

Frente a esta limitación técnica, se empleó exclusivamente el método del espectro de capacidad bajo la guía FEMA 440, que permitió obtener la curva de capacidad y definir satisfactoriamente el punto de desempeño estructural. Esta metodología, además de estar respaldada por la normativa, ofreció estabilidad numérica y compatibilidad con el modelo estructural planteado.

Por tanto, el uso exclusivo de este método se justifica tanto por criterios normativos como por la confiabilidad de los resultados obtenidos en el proceso de evaluación sísmica [25].

3.8. CURVAS DE CAPACIDAD

(VER ANEXO, FIG. 22 Y FIG. 23)

3.9. PUNTOS DE DESEMPEÑO

3.9.1. Puntos de desempeño eje X (ver anexo, fig. 24)

En la tabla 11 del anexo, se presenta el resumen de resultados en donde se encontró el punto de desempeño para la dirección X.

3.9.2. Resultados de punto de desempeño eje X

(ver anexo, tabla 12 y Fig. 25)

3.9.3. Puntos de desempeño eje Y (ver anexo, fig. 26)

En la tabla 13 del anexo, se presenta el resumen de resultados en donde se encontró el punto de desempeño para la dirección Y

3.9.4. Resultados de punto de desempeño eje Y

(ver anexo, tabla 14).

El análisis de desempeño estructural evidencia que los elementos estructurales principales, como muros, columnas

y vigas, no presentan rótulas plásticas en niveles de Seguridad de Vida (LS), Prevención al Colapso (CP) o Colapso (C) (fig. 25 y 27), lo que indica que la estructura mantiene un comportamiento estable ante las cargas aplicadas. En la dirección X, el análisis muestra que el desplazamiento máximo en el punto de desempeño es de 0.107 m, mientras que en la dirección Y alcanza 0.079 m, lo que sugiere que la rigidez es mayor en la dirección más corta (Y). Asimismo, la capacidad de carga en la dirección X es de 3601.84 toneladas, mientras que en la dirección Y es de 2864.44 toneladas, lo que indica que la estructura en la dirección más larga está diseñada para soportar mayores esfuerzos sin comprometer su desempeño. La aceleración espectral también refleja esta diferencia de rigidez, con $S_a = 3.02 \text{ m/s}^2$ en X y $S_a = 2.36 \text{ m/s}^2$ en Y, (Tablas 11 a 14). Además, las rótulas plásticas formadas en los elementos estructurales se mantienen dentro del nivel de Ocupación Inmediata (IO) (fig. 25 y 27), sin alcanzar niveles críticos que indiquen la necesidad de intervenciones adicionales, lo que demuestra que la estructura conserva su estabilidad y capacidad resistente ante las solicitudes analizadas.

4. CONCLUSIONES

Los ensayos de esclerometría revelaron una disminución progresiva en la resistencia del hormigón con la altura, atribuible a factores constructivos como la dosificación, compactación y curado. Pese a estas variaciones, el comportamiento estructural no se vio comprometido, ya que el sistema aporticado de la edificación distribuye adecuadamente los esfuerzos.

Se consideró el empuje de suelos sobre el muro de contención, evidenciando su influencia en la redistribución de esfuerzos y resaltando la importancia de incluirlo en el análisis, a pesar de no formar parte del sistema estructural.

La incorporación de diagonales equivalentes representando la mampostería permitió ajustar la rigidez del modelo, logrando concordancia entre el periodo de vibración obtenido experimentalmente y el calculado. Esto se vio reforzado con los resultados del ensayo de vibración ambiental, que validaron el comportamiento dinámico y la precisión del modelo estructural.

El análisis de desempeño estructural reveló que el desplazamiento en el punto de desempeño fue mayor en la dirección larga que en la corta, lo que sugiere una menor rigidez global en la dirección larga. No obstante, la aceleración espectral fue mayor en la dirección corta, estableciendo una aparente discrepancia con el desplazamiento. Esta situación se explica por la distribución no uniforme de rigideces en altura: la presencia de un muro de contención de hormigón armado, ubicado exclusivamente en la planta baja y paralelo a la dirección corta, indujo una rigidez local dominante en la misma. Esta rigidez concentrada resultó en el menor desplazamiento en el punto de desempeño en la dirección corta, pero

también influyó en la respuesta dinámica, resultando en un valor de aceleración espectral significativamente mayor en esa misma dirección. En conclusión, la respuesta del sistema estructural está controlada por este elemento rígido en la base, lo que genera una alta concentración de fuerzas de corte en la planta baja que fue considerada y evaluada en la determinación de la capacidad final.

Finalmente, se determinó que la edificación, de ocupación especial y evaluada para un sismo de periodo de retorno de 2500 años, no presenta daños estructurales significativos. Las rótulas plásticas se limitaron a la mampostería y las rótulas de vigas y columnas se mantuvieron en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Por tanto, no se requiere reforzamiento, y la estructura puede continuar en uso de forma segura.

El análisis estructural evidenció que, aunque la edificación en general alcanzó el estado de desempeño correspondiente a Ocupación Inmediata, no todas las paredes de mampostería compartieron dicho comportamiento, presentando niveles de respuesta inferiores. Esta diferencia pone de manifiesto la relevancia de incluir la mampostería en los modelos estructurales, ya que su presencia afecta significativamente la rigidez global y la capacidad del sistema para disipar energía. En consecuencia, su incorporación en los análisis numéricos es fundamental para lograr una evaluación precisa y realista del desempeño sísmico de estructuras aporticadas.

REFERENCIAS

- [1] A. M. Moscoso Vásquez y J. S. Díaz Méndez, «Determinación de la taxonomía, vulnerabilidad estructural y su aplicación,» Universidad del Azuay, Cuenca, 2024.
- [2] A. Sarria Molina, Capítulo 4: Tectónica global y origen de los sismos, Santiago: Universidad de los Andes, 2003.
- [3] P. Quinde Martínez y E. Reinoso Angulo, «Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca,» *Revista de Ingeniería Sísmica* No.94, Quito, pp.1-20, 2016.
- [4] U. C. d. Ecuador, Facultad de Ingeniería Química, Quito, 2016.
- [5] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 356: Prestandard for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D.C: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2000.
- [6] Consejo técnico de uso y gestión del suelo, «Parámetros evaluación edificaciones existentes de alta ocurrencia,» Miduvi, Quito, 2020.
- [7] Consejo Técnico de Uso y Gestión del Suelo, Parámetros evaluación edificaciones existentes de alta concurrencia, Quito: Resolución Nro.008-CTUGS-2020, 2020.
- [8] M. Wathelet, J.-L. Chatelain, C. Cornou, G. Di Giulio, B. Guillier, M. Ohrnberger y A. Savvaidis, «Geopsy: A User-Friendly OpenSource Tool Set for Ambient,» *Electronic Seismologist*, 2020.
- [9] M. D. Braja, Fundamentos de ingeniería geotécnica, California: California State, Sacramento, 1999.
- [10] Grypo Taylor y Francis, Craig's Soil Mechanics, 7^a edición, 2004.
- [11] C. Donald, Foundation Design: Principles and Practices. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 2011.
- [12] A. Marinilli, “Comparación de modelos numéricos para el análisis sísmico de edificaciones de mampostería confinada”, presentado en Jornadas de investigación IDEC, Venezuela, 2018.
- [13] Norma Ecuatoriana de la Construcción, PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMORESISTENTE, Quito: Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015.
- [14] Federal emergency management agency, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (FEMA 440), Washington D.C: U.S. Department of Homeland Security, 2005.
- [15] C. A. Capa Ramón y F. G. Guallpa Minchala, «Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado,» Universidad del Azuay, Cuenca, 2021.
- [16] ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2013.
- [17] NEC-SE-HM, ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, Quito: Cámara de la Industria de la Construcción, 2015.
- [18] A. C. Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), Farmington Hills: ACI, 2019.
- [19] J. Carrillo y G. González, Influencia de la mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico de pórticos de concreto, vol. 74, Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2007, pp. 217-227.
- [20] F. E. M. A. (FEMA), restandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356), Washington D.C: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [21] O. Ozturkoglu, T. Ucar y Y. Yusuf, Effect of masonry infill walls with openings on nonlinear response of reinforced concrete frames, Esmirna: Earthquake and Structures, 2017.
- [22] P. Asteris, C. Crysostomou, L. Giannopoulos y E. Smyrou, Masonry infilled reinforced concrete frames with openings, III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2011.
- [23] J. Pacheco Muñoz, Calibración estructural basada en vibraciones ambientales y determinación de rangos de error aceptables, Bogotá: Universidad de los Andes, 2022.
- [24] N. Molina Narváez, Análisis de la resistencia a la compresión de bloques de concreto usados en la construcción de viviendas en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, Chiapas, 2022.
- [25] Federal Emergency Mangment Agency (Fema), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440), Washington D.C: FEMA, 2005.

ANEXOS

Fig. 6.

Vista en planta en la cual se indican-muestran los puntos de control en el muro de contención

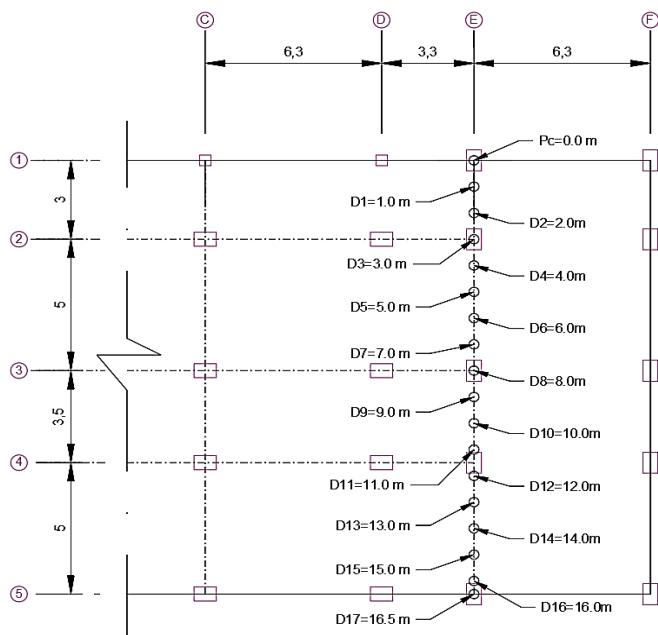
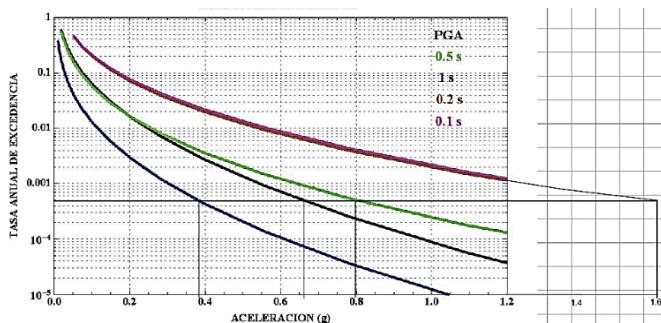


Fig. 7

Curva de peligro sísmico para Quito – Obtención de valor de PGA-Z y Sa 0.1s



Nota. NEC-SE-DS [13].

Fig. 8

Espectro Curvas de Peligro sísmico NEC-2015-Tr=2500 años

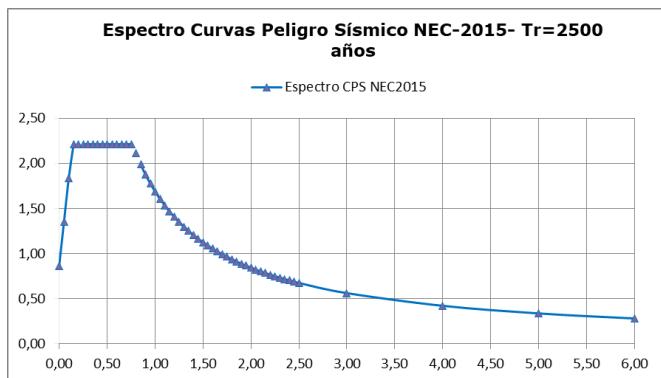
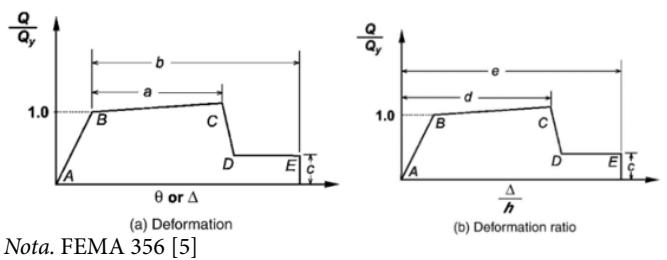


Fig. 9

Límites de deformación permitidos en función de los criterios (Fema 356)



Nota. FEMA 356 [5]

Fig. 10

Relación fuerza-deflexión simplificado de paneles rellenas de mampostería para procedimientos no lineales.

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	Razón de resistencia residual c	Criterio de aceptación			
			d (%)	e^b (%)	LS (%)	CP (%)
		0.5	NA	0.5	NA	0.4
$\beta < 0.7$	1.0	NA	0.4	NA	0.3	NA
	2.0	NA	0.3	NA	0.2	NA
$0.7 \leq \beta \leq 1.3$	0.5	NA	1.0	NA	0.8	NA
	1.0	NA	0.8	NA	0.6	NA
	2.0	NA	0.6	NA	0.4	NA
$\beta \geq 1.3$	0.5	NA	1.5	NA	1.1	NA
	1.0	NA	1.2	NA	0.9	NA
	2.0	NA	1.9	NA	0.7	NA

Nota. ASCE 41-13 [16].

Fig. 11

Rótula plástica de diagonal equivalente w= 0,2 m.

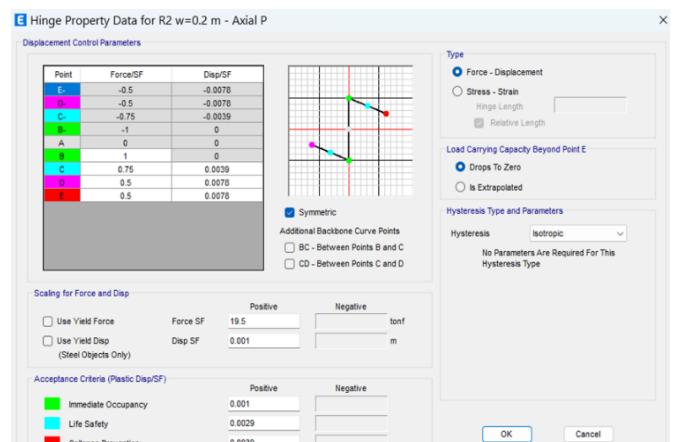


Fig. 12

Modelado de la estructura, incluyendo diagonales equivalentes de mampostería.

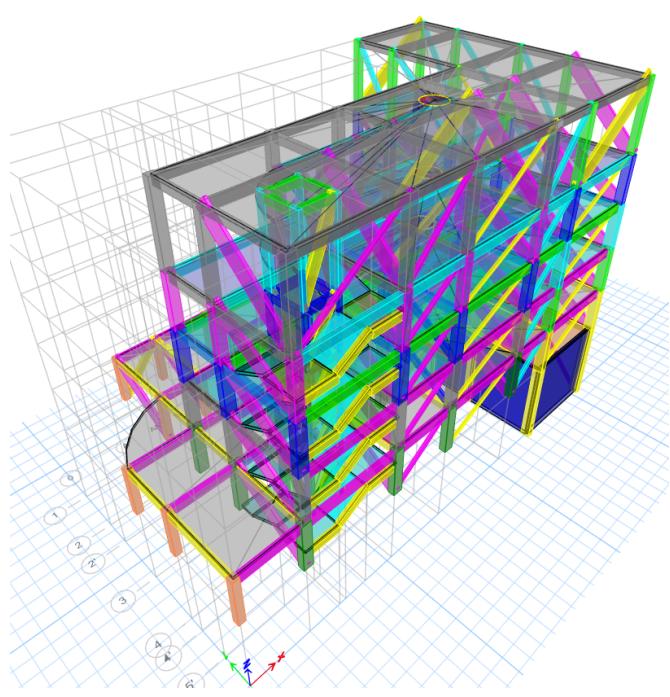


Fig. 13

Distribución de presiones sobre los muros.

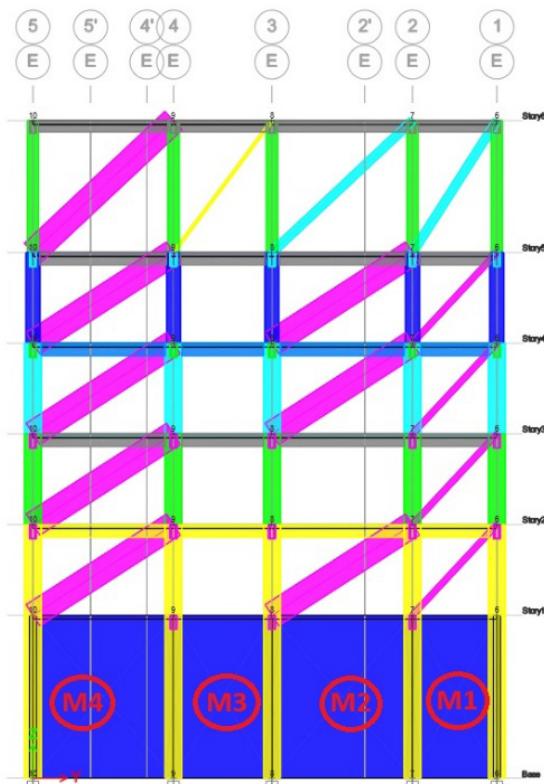
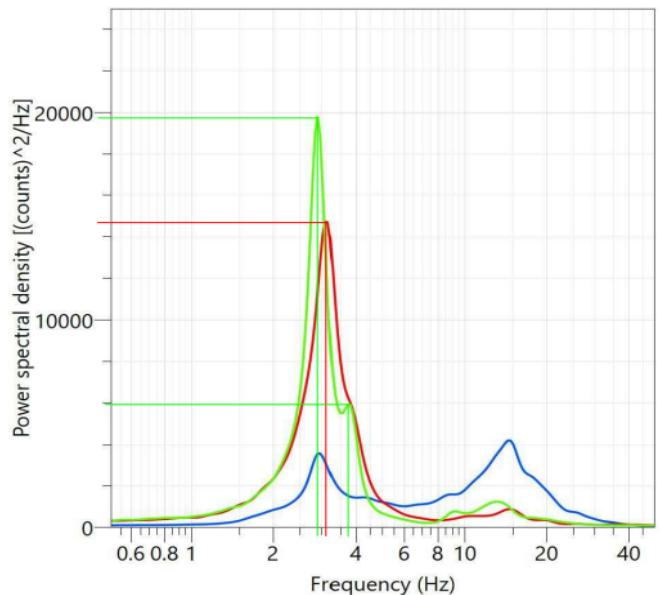


Fig. 14

Espectro de Frecuencia (Sismógrafo 2375).



Nota. Ing. Juan Gabriel Barros (2025)

Fig. 15

Periodo Fundamental de la estructura (Period: 0.54) - Software de Modelación.

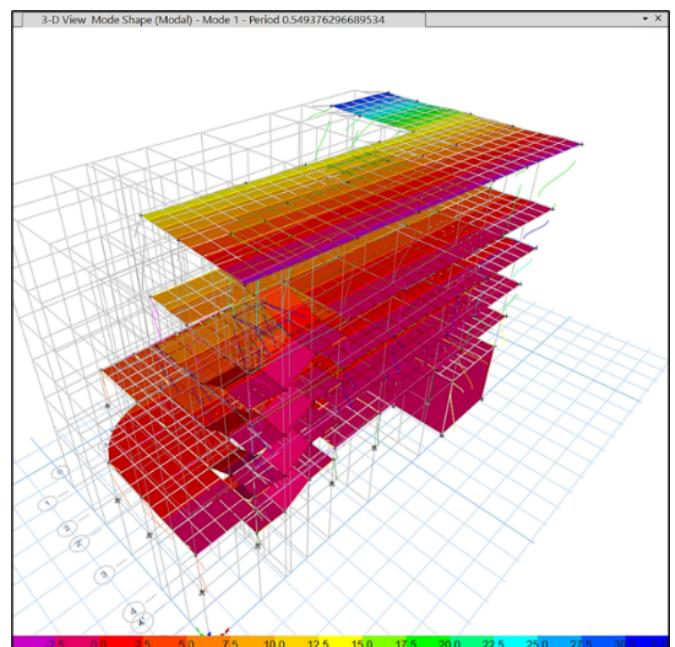


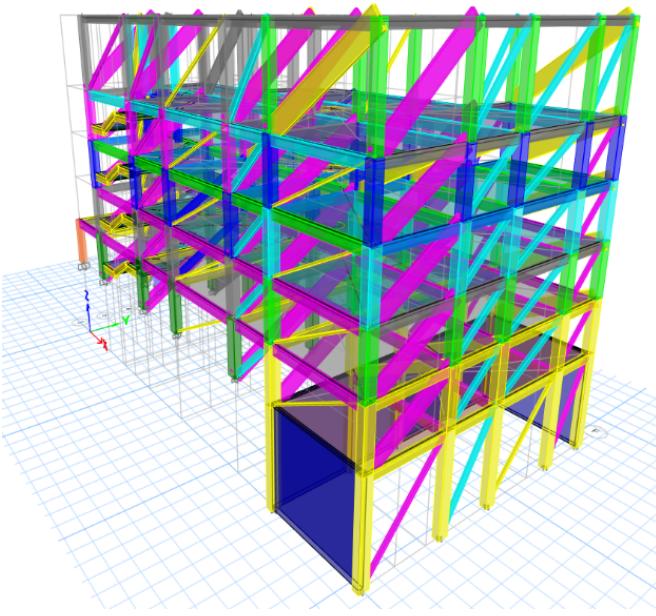
Fig. 16

Periodos de vibración con su participación modal - Software de Modelación.

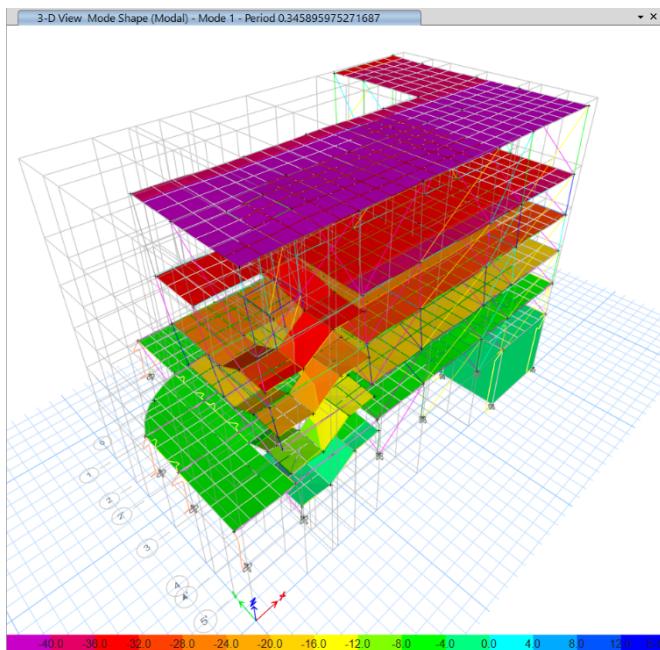
TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.549	0.0338	0.5151	0.0961	0.0338	0.5151	0.0961
2	0.475	0.576	0.0617	0.0052	0.6098	0.5768	0.1013
3	0.387	0.0387	0.0865	0.4813	0.6486	0.6633	0.5827

Fig. 17

Diagonales equivalentes en el modelo matemático.

**Fig. 18**

Periodo Fundamental de la

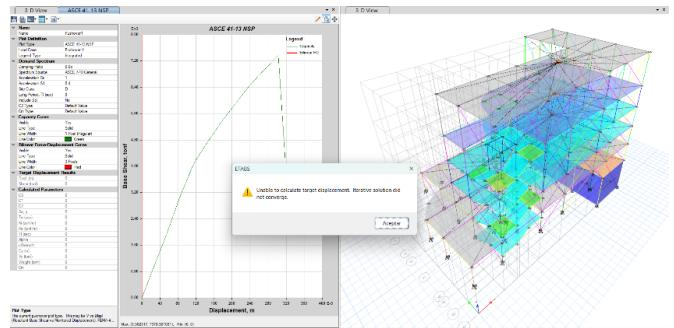
**Fig. 19**

Periodos de vibración con su participación modal - Software de Modelación.

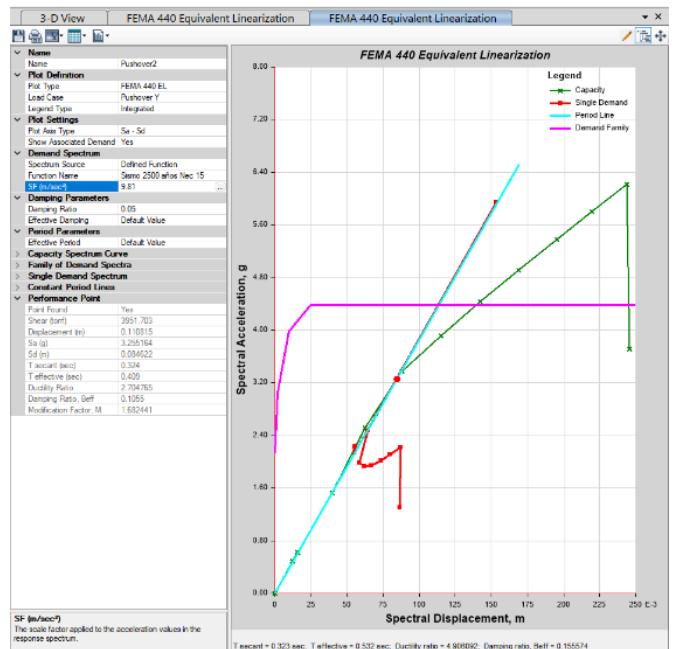
TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.346	0.0032	0.6696	0.0181	0.0032	0.6696	0.0181
2	0.338	0.6593	0.0063	0.02	0.6625	0.6759	0.0381
3	0.279	0.0228	0.0093	0.596	0.6852	0.6852	0.6341

Fig. 20.

Punto de desempeño mediante método ASCE 41.

**Fig. 21.**

Punto de desempeño mediante método FEMA 440.

**Fig. 22**

Curva de capacidad EJE X.

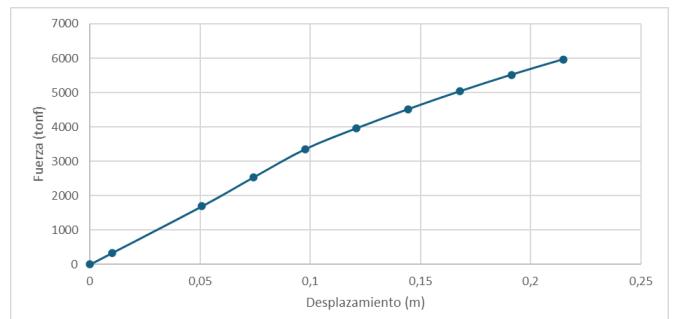


Fig. 23

Curva de capacidad EJE Y.

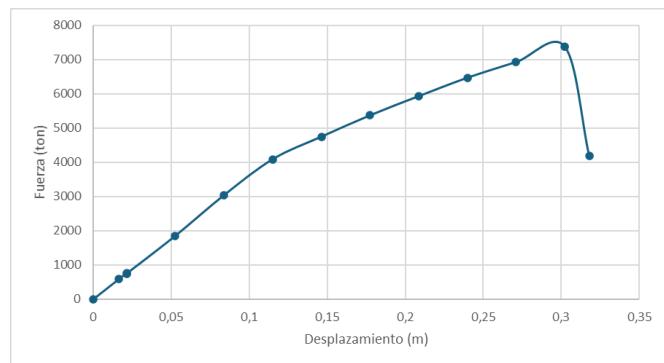


Fig. 24

Espectro de Capacidad-Punto de desempeño EJE X.

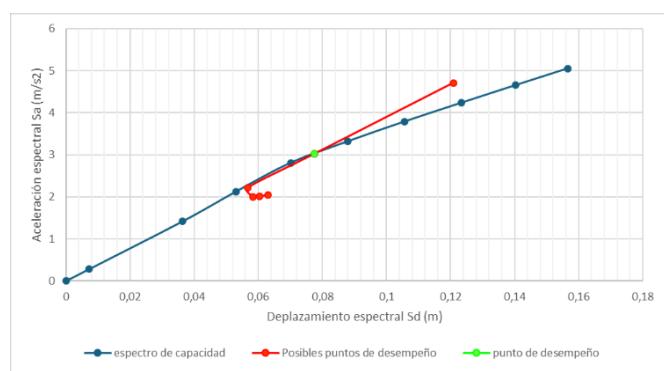


Fig. 25

Rótulas plásticas EJE 3-Step 5.

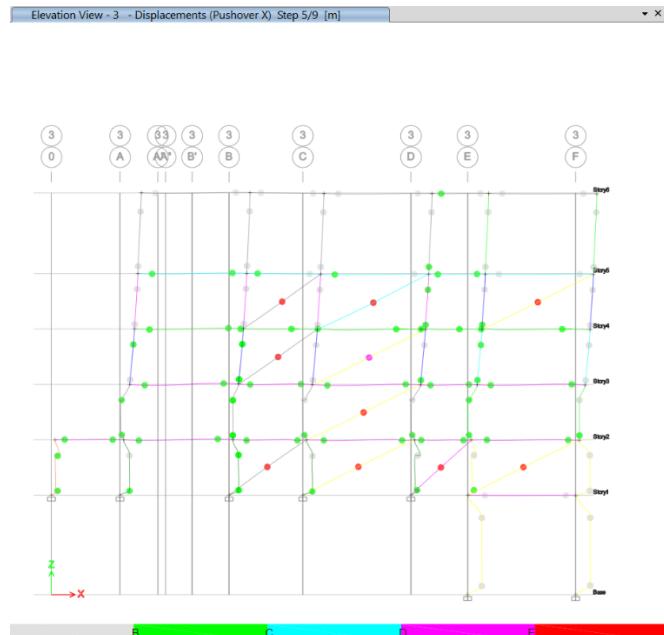


Fig. 26

Curva de capacidad EJE Y.

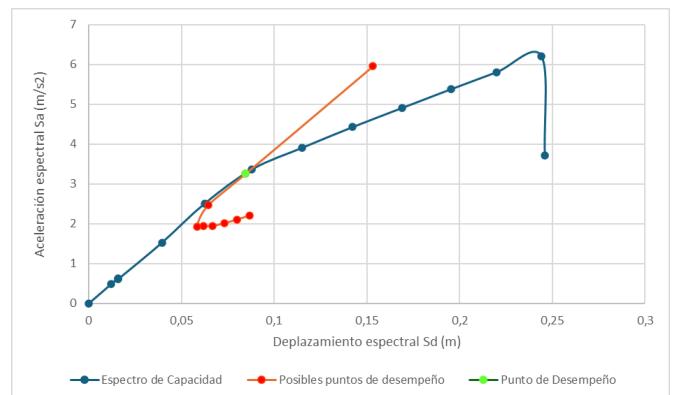


Fig. 27

Rótulas plásticas EJE F - Step 5.

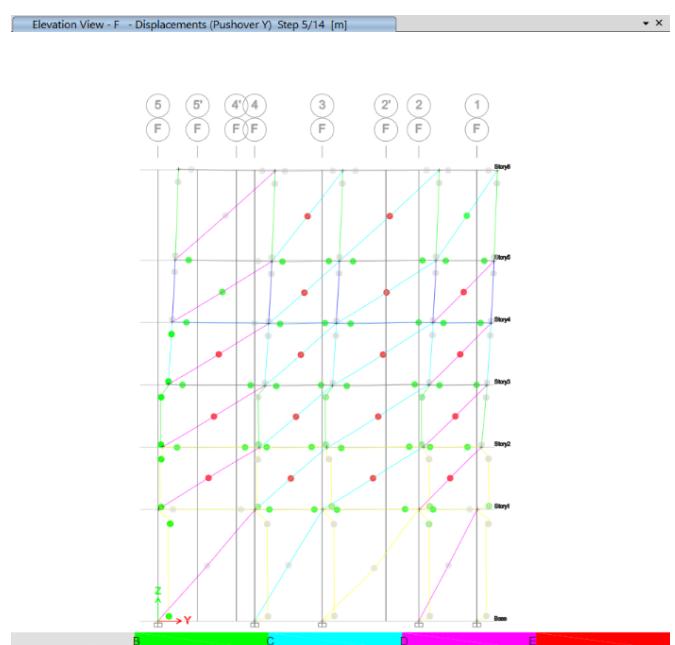


TABLA. VI

Escalas de interpolación de la frecuencia en la gráfica PSD

Escalas-Interpolación	
Primer Modo	
0.294	0.234
0.500	2.898
Segundo Modo	
0.026	0.007
0.500	3.129
Tercer Modo	
0.022	0.014
0.500	3.814

TABLA. VII

Resumen de los valores encontrados según el Número de sismógrafo cada pico de Frecuencia y PSD (Amplitud) para determinar el periodo de vibración.

Sismógrafo		ESTE-Gráfica color verde			
Nro		Frecuencia	Amplitud	Frecuencia	Amplitud
2656		19		11.0	
2608		19.5		3.814	11.0
2597	2.898	31			16.0
2468		24			
2375		20		3.814	6.0
Sismógrafo		ESTE-Gráfica color verde			
Nro		Frecuencia	Amplitud	Frecuencia	Amplitud
2656		18			
2608		19.6		3.814	11.2
2597	3.129	18			
2468		17			
2375		14.5			

TABLA. VIII

Resultados de modo de vibración.

Modo vibración	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	2.898	0.345
2	3.129	0.320
3	3.814	0.262

TABLA. IX

Resultados de modo de vibración.

Modo vibración	Periodo vibración (sec)		
	Software	vs	Ensayo
1	0.549	≠	0.345
2	0.475	≠	0.32
3	0.387	≠	0.262

TABLA. X

Modos de vibración corregido.

Modo vibración	Periodo vibración (sec)		Error (%)
	Software	Ensayo	
1	0.346	0.345	0.29
2	0.338	0.320	5.63
3	0.279	0.262	6.49

TABLA. XI

Punto de desempeño EJE X.

Punto de desempeño dirección x			
Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
Sa (m/s2)	desplazamiento (m)	Fuerza (ton)	desplazamiento (m)
3.0224555	0.077503	3601.8406	0.107329

TABLA. XII

Ubicación del Punto de desempeño EJE X.

Step	Desplazamiento (m)	Fuerza (ton)	IO	LS	PC	C
0	0	0	0	0	0	0
1	0.010008	333.1368	1	0	0	0
2	0.050782	1689.6446	216	0	0	5
3	0.074202	2530.3512	298	20	5	20
4	0.097622	3348.2463	366	2	5	40
5	0.121042	3960.0931	422	2	4	48
6	0.144462	4514.4664	477	3	0	50
7	0.167882	5033.0028	517	5	0	51
8	0.191302	5514.8156	541	2	0	54
9	0.214722	5958.8271	575	1	0	56

TABLA. XIII

Punto de desempeño EJE Y.

Punto de desempeño dirección y			
Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
Sa (m/s2)	Sd (m)	Fuerza (ton)	desplazamiento (m)
2.363768	0.059031	2864.4428	0.07912

TABLA. XIV

Ubicación del Punto de desempeño EJE Y.

Step	Desplazamiento (m)	Fuerza (ton)	IO	LS	PC	C
0	0	0	0	0	0	0
1	0.016409	588.7576	12	0	0	0
2	0.021285	762.2021	38	0	0	0
3	0.021294	749.8593	36	0	0	3
4	0.052521	1852.094	264	0	0	3
5	0.083747	3040.5626	355	0	1	42
6	0.114974	4091.1807	448	7	1	42
7	0.146201	4749.8831	516	9	1	53
8	0.177427	5372.9238	560	4	1	66
9	0.208654	5934.1586	609	5	0	73
10	0.212557	3618.5875	655	1	0	83
11	0.220364	3730.8789	663	1	0	83
12	0.235977	3234.6167	721	1	0	84
13	0.251591	3415.0673	721	0	0	92
14	0.282817	3186.3159	733	2	0	96