

EVALUACIÓN SÍSMICA Y REHABILITACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN UNIVERSITARIA CONSTRUIDA HACE MÁS DE 40 AÑOS

Seismic evaluation and retrofit of a university building built more than 40 years ago

LIZBETH FARINANGO^a, HERNÁN HERRERA^b, MARÍA CORREA^c,
LUIS HERNÁNDEZ^d Y GASTÓN PARRA^e

Recibido: 27/5/2022 • Aprobado: 23/6/2022

Cómo citar: Farinango, L., Herrera, H., Correa, M., Hernández, L., & Parra, G. (2022). Evaluación sísmica y rehabilitación de una edificación universitaria construida hace más de 40 años. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 5(1), 7–37. <https://doi.org/10.22206/cyap.2022.v5i1.pp7-37>

Resumen

Esta investigación estudió el comportamiento, el estado actual y la rehabilitación del edificio del Departamento de Formación Básica de la Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador. El edificio cuenta con seis pisos y se encuentra conformado por dos bloques (aulas y gradas) separados por una junta de construcción. Estas edificaciones fueron construidas hace más de 40 años, y poseen patologías estructurales como columna corta (bloque de aulas) y torsión en planta (bloque de gradas). Además, el estudio dispone de información detallada como planos arquitectónicos, estructurales y propiedades de los materiales. La evaluación y rehabilitación de la estructura se realizó por medio del análisis lineal estático, análisis dinámico espectral, y análisis estático no lineal con base en las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana

^a Ingeniera Civil, mención Estructuras, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
ORCID: 0000-0003-4357-009X, Correo-e: lizabeth.farinango@epn.edu.ec

^b Ingeniero Civil, mención Estructuras, Escuela Politécnica Nacional.
ORCID: 0000-0001-8701-308X, Correo-e: hernan.herrera@epn.edu.ec

^c Ingeniera Civil, Magíster en Estructuras, Profesora de Escuela Politécnica Nacional.
ORCID: 0000-0003-4983-7955, Correo-e: maria.corream@epn.edu.ec

^d Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Profesor de Escuela Politécnica Nacional.
ORCID: 0000-0002-5805-9318, Correo-e: luis.hernandezr@epn.edu.ec

^e Ingeniero Civil, mención en Estructuras, graduado en Escuela Politécnica Nacional.
ORCID: 0000-0001-6113-4553, Correo-e: klever.parra@epn.edu.ec



de Construcción NEC-15 en complemento con el código internacional ASCE 41-17. Se concluye que las secciones y armados no son adecuados para garantizar un buen desempeño sísmico, ya que la estructura alcanzó un nivel de colapso para el sismo de diseño. En cada análisis se consideró la influencia de la mampostería en el comportamiento estructural. El reforzamiento estructural con base en paneles de relleno (enchape) mejoró el desempeño sísmico de la estructura alcanzando un nivel de seguridad de vida para el sismo de diseño, y a su vez aumentó la capacidad de carga lateral máxima en el sentido más flexible.

Palabras clave: evaluación sísmica; rehabilitación; reforzamiento del panel de relleno; análisis estático no lineal; desempeño sísmico.

Abstract

This research studied the behavior of the current state and rehabilitation of the Basic Training Department building of the National Polytechnic School, Quito-Ecuador. The building has six floors and is made up of two blocks (classrooms and stairs) separated by a construction joint. These buildings were built more than 40 years ago and have structural pathologies such as short column (classrooms) and torsion (stairs). Furthermore, the study has detailed information such as architectural and structural plans and material properties. The evaluation and rehabilitation of the structure was carried out through static linear analysis, spectral dynamic analysis; and nonlinear static analysis based on the recommendations of the Ecuadorian Construction Standard NEC-15 in addition to the international code ASCE 41-17, where it is concluded that the sections and reinforcements are not adequate to guarantee a good seismic performance, since the structure reached a collapse level for the design earthquake. The influence of masonry is considered in each analysis. The structural reinforcement based on reinforcement of infill panels improved the seismic performance of the structure, reaching a level of life safety for the design earthquake, increasing the maximum lateral load capacity in the most flexible sense.

Keywords: seismic evaluation; rehabilitation; infill panel reinforcement; non-linear static analysis; seismic performance.

1. Introducción

Ecuador cuenta con un gran historial de eventos sísmicos que han sucedido a lo largo de los años. Esto se debe a que el país se localiza en el Cinturón de Fuego del Océano Pacífico, zona donde se libera la mayor cantidad de energía sísmica a nivel mundial.

Así también, la capital, Quito, según la zonificación sísmica que se presenta en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), cuenta con un valor de factor de zona Z igual a 0.40 veces la gravedad, es una zona sísmica denominada como V cuya caracterización de peligro sísmico es Alta (NEC-SE-DS, 2015). En estas zonas es imprescindible contar con estructuras sismo resistentes, de tal manera que se pueda evitar el colapso de la estructura salvaguardando la vida de sus ocupantes.

En este caso, el Departamento de Formación Básica (DFB) de la Escuela Politécnica Nacional al ser una estructura antigua, que data de los años 70, cuenta con un cierto grado de vulnerabilidad atribuido a que, en aquella época, los conocimientos existentes, la normativa vigente y los materiales utilizados para su construcción no eran los mismos que se tiene en la actualidad, por lo que resulta conveniente y necesario reducir dicha vulnerabilidad mediante el reforzamiento estructural de la edificación. El objetivo del presente trabajo de investigación es detallar un proceso de evaluación y rehabilitación para estructuras existentes ubicadas en el medio local, basándose en la normativa vigente.

Para realizar la evaluación del desempeño estructural de una edificación existente es necesario tomar en cuenta factores importantes como: patologías de diseño, la influencia de elementos no estructurales, el nivel de sismicidad de sitio, información de construcción y el nivel de desempeño estructural actual, una vez identificadas las vulnerabilidades de la estructura se procede a dar solución a los mismos mediante un reforzamiento estructural adecuado priorizando que se cumpla la relación costo-beneficio, y que el sistema de reforzamiento elegido sea efectivo y vaya acorde a los lineamientos presentados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC.

El reforzamiento por enchape de paredes es una técnica que permite reforzar con acero la pared de mampostería existente, cambiando así su función de división arquitectónica a un elemento con capacidad estructural, y de esta manera brindar mayor soporte a los pórticos ante cargas laterales y fortalecer la estructura. El enchape de paredes consiste en envolver la pared de mampostería con malla electrosoldada, que se ancla por medio de conectores al pórtico de hormigón armado, además de sujetarla con grapas la pared, posteriormente se debe recubrir ambas caras de la pared reforzada con mortero (Placencia, 2017).

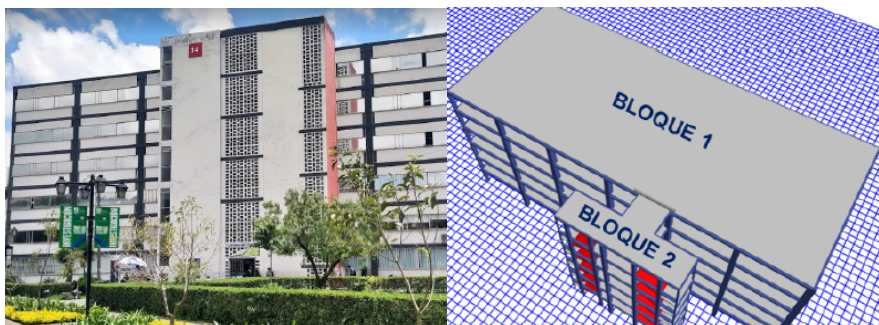
En Ecuador se han llevado a cabo investigaciones referentes al enchape de paredes de mampostería, Fernández y Paredes (2010) evaluaron la efectividad de este sistema estructural en un modelo de dos pisos con bloques de hormigón hueco no estructural aplicando cargas laterales, los resultados mostraron que la resistencia del sistema superó el 100 % de su peso (Fernández y Paredes, 2010). En la investigación de Albuja y Pantoja (2017) aumenta la capacidad lateral al enchapar un vano ensayado a escala real hasta tres veces, pues la capacidad del pórtico reforzado aumentó en un 200 % con respecto a un simple panel de relleno (Albuja y Pantoja, 2017). Asimismo, se determina que el enchape de paredes de mampostería es efectivo, rigidiza a la estructura y actúa como un muro estructural, absorbiendo los esfuerzos generados, lo que representa una solución segura y económica a nivel estructural (Borja y Torres, 2015; Estrada y Vivanco, 2019; Cuasqui y Merizalde, 2019).

2. Metodología

Para el presente estudio se seleccionó el edificio del Departamento de Formación Básica (DFB) de la Escuela Politécnica Nacional (figura 1), que se encuentra ubicado en la ciudad de Quito, provincia de Pichincha y forma parte del campus José Rubén Orellana de la mencionada institución universitaria. El edificio tiene seis pisos y está compuesto por dos bloques: Bloque 1 (principal) y Bloque 2 (gradas), mismos que se encuentran separados por una junta constructiva.

Figura 1

Edificio del Departamento de Formación Básica (DFB) – Vista frontal y en 3D

**2.1. Descripción estructural**

El sistema estructural del edificio consiste en pórticos de hormigón armado con paredes de relleno formado por mampostería de bloque de concreto no reforzado y losas planas con vigas banda.

Para determinar varias características estructurales de la edificación fue necesario realizar un levantamiento de información, mediante el cual se determinó las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales, el armado de los mismos y, a través de una inspección visual interna y externa, se evidenció la existencia de patologías estructurales representativas tales como: columna corta (Bloque 1) e irregularidad en planta (Bloque 2).

Así también se determinó que las secciones y armado de vigas y columnas no cumplen con los requisitos mínimos estipulados en la *Norma Ecuatoriana de la Construcción* (NEC-SE-DS, 2015).

2.2. Ensayos realizados

Para conocer las propiedades mecánicas de los diferentes materiales con los cuales fue construido el edificio del Departamento de Formación Básica (DFB) fue necesario realizar ensayos destructivos y no destructivos con el objetivo de obtener resultados consistentes con las características reales de la estructura.

La tabla 1 presenta el tipo de suelo, resistencia de compresión obtenidos de los ensayos de extracción de núcleos y esclerómetro para el hormigón, el módulo de elasticidad del hormigón, esfuerzo de compresión y módulo de elasticidad de la mampostería.

Tabla 1
Propiedades de materiales y tipo de suelo

Parámetro	Descripción	Resultados	Referencia
Tipo de suelo	Tipo de suelo según NEC	Perfil de suelo muy denso o roca blanda (Tipo C).	Tomado de la Microzonificación sísmica de Quito (R. Aguiar, 2013)
f'c Bloque 1 y 2	Resistencia a la compresión del hormigón	262.59 kg/cm ²	Obtenido en función de los parámetros mínimos dados por ACI 256-16
Ec Bloque 1 y 2	Módulo de elasticidad del hormigón	200938.99 kg/cm ²	Obtenido siguiendo los resultados del trabajo de Alejandro, 2014
fy Bloque 1 y 2	Esfuerzo de fluencia del acero	4200 kg/cm ²	Valor tomado de ACI 256-16
f'm	Resistencia a la compresión de la mampostería	38.88 Kg/cm ²	Obtenido siguiendo los resultados de Hendry et al., 2004
Em	Módulo de elasticidad de la mampostería	34987.95 Kg/cm ²	Obtenido aplicando las recomendaciones de NEC-SE-MP, 2015

2.3. Evaluación de la edificación en su estado actual

Para evaluar el estado actual de los Bloques 1 y 2 que conforman el edificio del Departamento de Formación Básica (DFB) se desarrollaron tres tipos de análisis para cada bloque, siendo un análisis estático lineal, análisis modal-espectral y finalmente un análisis estático no lineal por el método Pushover, mediante un software especializado en cálculo estructural basado en elementos finitos, el cual permite simular la geometría de la estructura, propiedades y secciones de los materiales que lo conforman.

En el caso de vigas y columnas se trabajó con elementos tipo frame, las losas fueron representadas mediante elementos tipo Shell-Thin y para la representación de la mampostería se hizo uso de la técnica del macro-modelado, en la cual se emplean diagonales que trabajan como puntales de compresión para representar la acción de las paredes de mampostería en un pórtico de hormigón armado, usando el método del puntal equivalente para el análisis lineal y resortes como elementos tipo link-gap para el análisis no lineal. La carga muerta ingresada en el software fue establecida mediante un análisis de cargas, mientras que la carga viva fue determinada de acuerdo al uso del edificio según lo establecido en la NEC, correspondiente al capítulo de cargas no sísmicas (NEC-SE-CG,2015), dando como resultado: Carga muerta para el Bloque 1 y Bloque 2 de 662.78 kg/m² y 925.52 kg/m², respectivamente, y Carga viva de 300 kg/cm² y 400 kg/cm² en todos los pisos. La tabla 2 muestra la geometría de la estructura, se pueden observar las propiedades y secciones de materiales.

Tabla 2
Características del modelo

Parámetro de evaluación	Descripción	
	Bloque 1	Bloque 2
Sistema estructural	Pórticos con losas planas y vigas banda	
Configuración en planta	Rectangular de 42 m de largo y 17.40 m ancho	Forma de “Te” invertida de 13.25 de largo, 6.50 m de ancho y 3.50 m
Configuración en elevación	Regular de 6 pisos	
Luces entre ejes (L)	7 m en el sentido X; 7.30 m y 2.80 m en el sentido Y.	1.30 y 3.15 m en el sentido X; 3.20 y 2. 88 m en el sentido Y
Altura de piso (h)	2.90 m	2.90 m
Espesor de mampostería (e)	0.20 m	0.20 m
Dimensión de columnas	0.65 x 0.40 m; 0.55 x 0.65 m. Para todos los pisos	0.40 x 0.40 m; 0.40 x 0.35 m. Para todos los pisos

2.3.1. Análisis Estático Lineal

El cortante basal fue determinado de acuerdo con (NEC-SE-DS, 2015). Ecuación 1. Los valores escogidos se presentan en la tabla 3.

$$V = \frac{I \cdot S_a(T) \cdot W}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} = C_V \cdot W \tag{1}$$

Tabla 3
Parámetros utilizados para el cálculo del cortante basal

Parámetro	Bloque 1	Bloque 2	Descripción
I	1.3	1.3	Coefficiente de importancia
Sa(T)	1.19	1.19	Espectro de diseño de aceleración
R	5	5	Factor de reducción de respuesta sísmica
ØP	1	0.9	Coefficiente de irregularidad en planta
ØE	1	1	Coefficiente de irregularidad en elevación
Cv [%]	31%	34%	Coefficiente sísmico expresado en porcentaje
W [t]	3697.43	363.70	Carga sísmica reactiva
V [t]	1146.20	123.66	Cortante basal de diseño

Para la obtención de los desplazamientos inelásticos relativos se consideró la rigidez que aportan los paneles de mampostería mediante el método del puntal equivalente. El ancho del puntal equivalente, *a*, depende de la relación de rigidez a flexión del relleno y las columnas del pórtico de confinamiento (λ_1). Esta rigidez relativa debe ser evaluada usando la Ecuación 2 propuesta por FEMA (356).

$$\lambda_l = \left[\frac{E_{me} \cdot t_{inf} \cdot \sen 2\theta}{4 \cdot E_{fe} \cdot I_{col} \cdot h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \tag{2}$$

Donde:

E_{me} : Módulo de elasticidad de la mampostería

t_{inf} : Espesor del muro

θ : Ángulo de inclinación del puntal

E_{fe} : Módulo de elasticidad de las columnas de confinamiento

I_{col} : Momento de inercia de la columna

h_{inf} : Altura de relleno.

Usando la Ecuación 3, propuesta por Mainstone en 1971, se determina el ancho del puntal equivalente, considerando la flexibilidad relativa del pórtico respecto al relleno. La figura 3 muestra el modelo computacional para este caso.

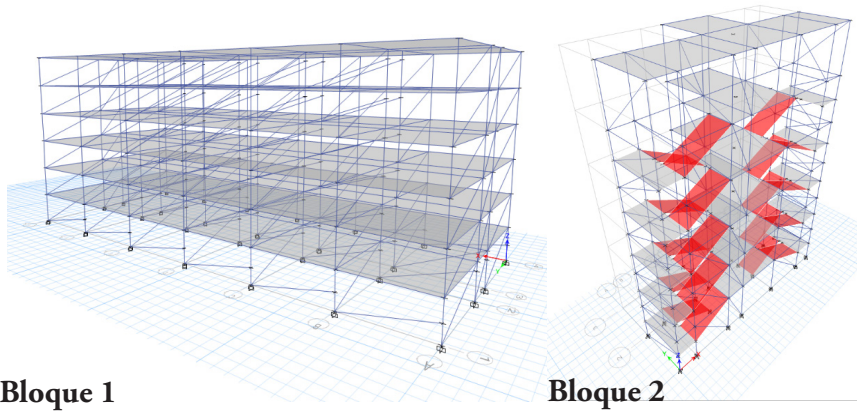
$$\alpha = 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot h_{col})^{-0.4} \cdot r_{inf} \quad (3)$$

Donde:

r_{inf} es la longitud diagonal del relleno y h_{col} es la altura del pórtico de confinamiento

Figura 3

Modelo estructural puntal equivalente, Bloque 1 y Bloque 2



2.3.2. *Análisis Dinámico Lineal*

El espectro de diseño fue definido con base en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de localización de la estructura (NEC-SE-DS, 2015). Para el edificio del Departamento de Formación Básica (DFB) de ocupación especial, se definió un espectro elástico de diseño para un periodo de retorno (T_r) de 475 años. La tabla 4 muestra los parámetros usados para la obtención del espectro de respuesta.

Tabla 4
Parámetros utilizados para el cálculo del cortante basal

Parámetro	Referencia	Valor
Tipo de suelo	NEC-SE-DS	C
n	NEC-SE-DS	2.48
Z	NEC-SE-DS	0.4
Fa	NEC-SE-DS	1.2
Fd	NEC-SE-DS	1.11
Fs	NEC-SE-DS	1.11
r	NEC-SE-DS	1

2.3.3. *Análisis Estático No Lineal*

El análisis estático no lineal sirve para evaluar la ductilidad y el desempeño de la edificación mediante la curva de capacidad de la estructura. El método se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementado hasta formar rótulas plásticas en su estado límite, es decir, lleva a la estructura al colapso (FEMA 356).

2.3.3.1. *Nivel de desempeño*

El criterio para establecer los niveles de desempeño proviene de los cuerpos normativos FEMA 273, FEMA 356 y ATC 40 y son los siguientes:

IO: (Ocupación inmediata): el sistema resiste perfectamente las cargas de diseño verticales y horizontales, existen daños estructurales mínimos.

LS: (Seguridad de vida): presenta daños estructurales significativos y su reparación se asume costosa, aunque los elementos estructurales todavía no colapsan.

CP: (Prevención al colapso): daño severo, pero se evita el colapso. Los elementos no-estructurales pueden caer o fallar. Deformaciones remanentes apreciables.

2.3.3.2. Objetivos de rehabilitación

De acuerdo con NEC en el capítulo de riesgo sísmico (NEC-SE-RE, 2015), un objetivo de rehabilitación consiste en la selección de uno o más pares de amenaza sísmica y los correspondientes niveles de desempeño estructural y no estructural que debe alcanzar una edificación al momento de ser impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia o periodo de retorno. El edificio del Departamento de Formación Básica (DFB), al ser una estructura de ocupación especial, debe ser readecuada para los objetivos g y l, que representan el Nivel de seguridad de vida y Nivel de prevención al colapso ante sismos con periodos de retorno de 225 y 475 años respectivamente (NEC-SE-RE, 2015).

2.4. Modelación no lineal de la estructura

Para simular el pórtico de hormigón armado formado por vigas y columnas se utilizaron elementos tipo Frame para miembros estructurales y en el caso de la mampostería se emplea el Método de Pívorot propuesto por Cavaleri y Trapani (2014), el cual representa una técnica de macro modelado basado en resortes como elementos tipo link colocados en ambas direcciones del marco para representar la respuesta histerética de cargas cíclicas del panel de relleno. El cálculo de las propiedades de los elementos tipo link se determinó considerando la geometría de los pórticos de relleno con mampostería, basado en su distribución arquitectónica, con el objetivo de poder determinar una rigidez secante por medio

de la Ecuación 4 descrita por Cavaleri y Trapany (2014). Además, se utilizaron las curvas de fragilidad obtenidas de Grijalva y Narváez (2018), para evaluar los daños que pueden darse en la mampostería ante fuerzas sísmicas. Se consideró un 80 % de confiabilidad debido a la importancia de la edificación en estudio, para la curva de fragilidad en función de la deriva, y para la fuerza.

$$Km = \frac{Em * w * t}{dm} * (\cos \theta)^2 \tag{4}$$

Donde:

- E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería
- t : Espesor de la pared
- w : Ancho del puntal equivalente
- d_m : Longitud diagonal del panel de mampostería
- θ : Ángulo de inclinación del puntal.

Existe un total de ocho tipos de paneles de relleno. La tabla 5 y la figura 4 muestran las propiedades y la curva Pivot de los elementos tipo link para un panel de relleno tipo. La figura 5, por su parte, muestra el modelo computacional para este caso.

Tabla 5
Propiedades elementos tipo link

Rigidez efectiva	66820 Kg/cm	
$\alpha 2$	0.2	
Panel de relleno Pt	Desplazamiento (cm)	Fuerza (Kfg)
1	-0.6904	-2552
2	-0.0904	-3640
3	-0.0304	-2800
4	0	0
5	0.0873	0

Figura 4
Propiedades elementos tipo link

General

Link Property Name:

Link Type:

Link Property Notes:

P-Delta Parameters:

Acceptance Criteria:

None specified

Total Mass and Weight

Mass: tonf-s²/m

Weight: tonf

Rotational Inertia 1: tonf-m-s²

Rotational Inertia 2: tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: m

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: m²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R1..."/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2..."/>	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R2..."/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3..."/>	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R3..."/>

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases:

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping:

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor:

Identification

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

Linear Properties

Effective Stiffness: tonf/m

Effective Damping: tonf-s/m

Shear Deformation Location: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.019931	-253.6184
2	-0.010399	-173.5284
3	-0.003466	-166.8542
4	0	0
5	0.003466	0

Max: (0, 0). Min: (-0.019931, ...)

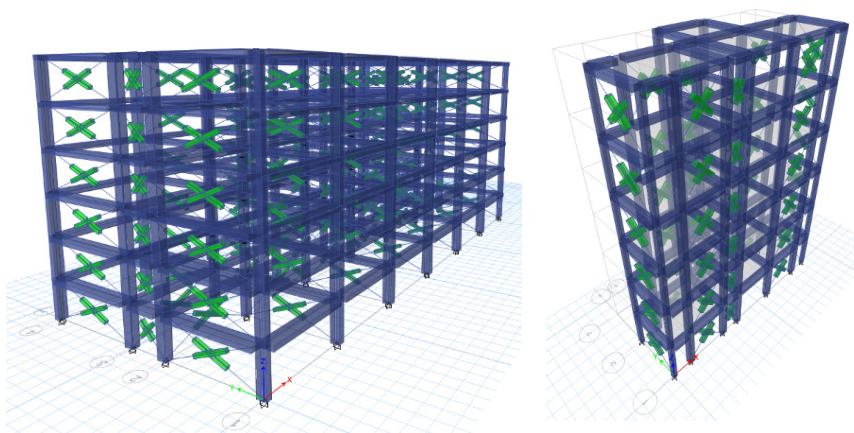
Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type:

α_1 : β_1 : η :

α_2 : β_2 :

Hysteresis Definition Diagram

Figura 5*Modelo no lineal de la mampostería, Bloque 1 y Bloque 2***Bloque 1****Bloque 2**

Se obtiene la curva de capacidad graficando los valores del cortante basal y el desplazamiento en el último piso, la curva de capacidad ofrece una aproximación del comportamiento de las estructuras luego de sobrepasar su límite elástico (Mora, 2021).

Posteriormente, se procede a encontrar el punto de desempeño de la estructura mediante el Método del Espectro de capacidad, definido por la ATC-40, para lo cual se convierte la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración-desplazamiento (ADRS), seguidamente se construye el espectro de demanda del mismo, que también deberá estar en coordenadas (ADRS), para lo cual se transforman los periodos en desplazamientos; finalmente, se superponen ambos gráficos y se encuentra el denominado punto de desempeño (Mora, 2021).

Las figuras 6 y 7 presentan la curva de capacidad y el punto de desempeño para el Bloque 1 y Bloque 2.

Figura 6

Curva de capacidad y Punto de desempeño, Bloque 1

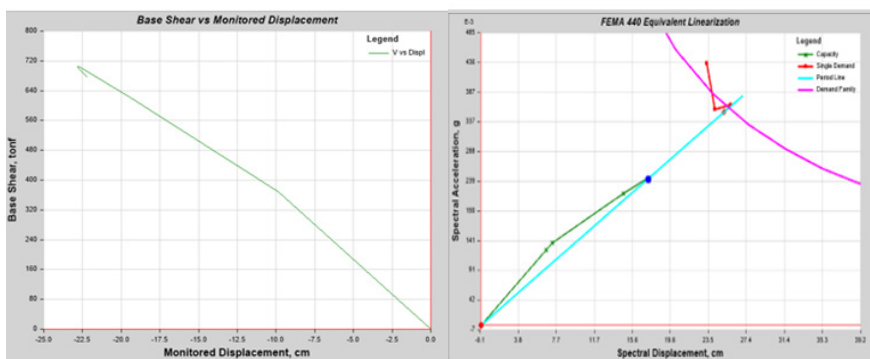


Figura 7

Curva de capacidad y Punto de desempeño, Bloque 2

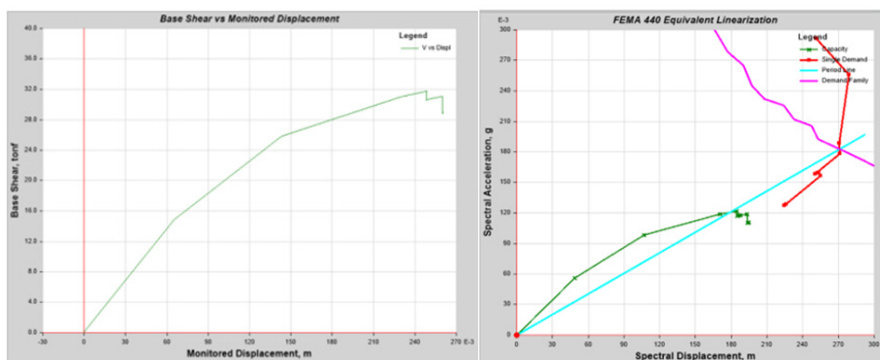
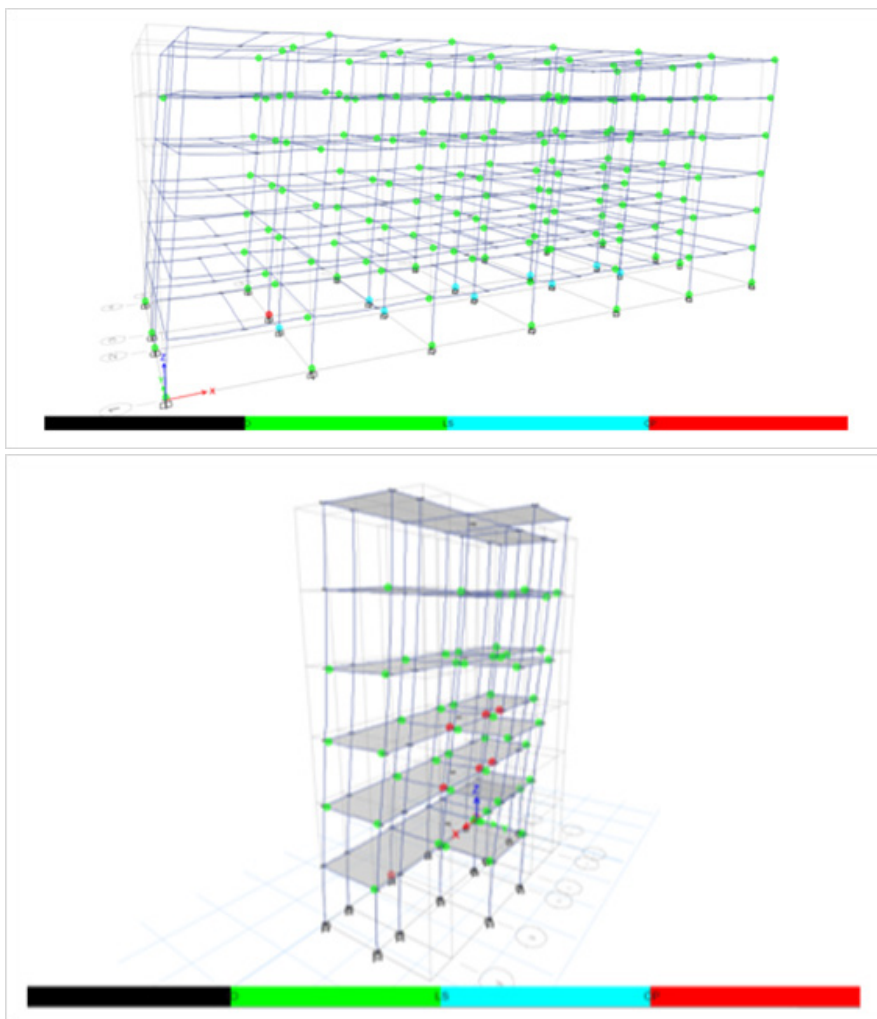


Figura 8*Formación de rótulas plásticas en su paso final, Bloque 1 y Bloque 2*

De acuerdo con los resultados de las figuras 6, 7 y 8 para un nivel de amenaza para un sismo de 475 años, se observa que tanto para el Bloque 1 como para el Bloque 2 el espectro de demanda con el espectro de capacidad no logra encontrarse, por ende, no se obtiene el punto de desempeño, lo que evidencia que ambos bloques llegan a un nivel de colapso, de acuerdo con los niveles de desempeño descritos en la sección 2.4.2.2., por lo tanto, se concluye que es necesaria la intervención de la estruc-

tura por medio de un reforzamiento estructural que le permita aumentar su capacidad de respuesta sísmica.

2.5. Evaluación estructural

Con base en la información recopilada y la modelación computacional realizada utilizando varios tipos de análisis, se determinó que la estructura compuesta por los Bloques 1 y 2 no cumple con ciertos requisitos mínimos estipulados en la norma NEC-15, además, la estructura es altamente vulnerable ante acciones sísmicas, por ende, la estructura requiere de un reforzamiento estructural que brinde solución a los problemas identificados con el fin de alcanzar los objetivos de rehabilitación requeridos.

2.6. Reforzamiento Estructural

El reforzamiento estructural para el edificio del Departamento de Formación Básica (DFB) se realiza a través de enchape de paredes de mampostería, estas paredes portantes deben cumplir la función de resistir los esfuerzos de flexión, corte y axial, de tal manera que el requerimiento de las columnas se reduzca y brinde así suficiente rigidez y estabilidad a las estructuras de los Bloques 1 y 2, corrigiendo los problemas estructurales existentes, para el caso del Bloque 1 se busca eliminar el problema de columna corta y para el Bloque 2 eliminar la torsión en planta.

2.6.1. Mampostería a ser reforzada

Para la ubicación de las paredes a enchapar se consideraron los criterios sugeridos por Fernández y Paredes (2010), los cuales se presentan a continuación:

- ✓ La mampostería a ser reforzada debe ser simétrica en planta y elevación con el objetivo de evitar efectos de torsión.
- ✓ Para que la estructura sea lo más rígida posible se deben reforzar las paredes que se encuentren dentro de un pórtico.
- ✓ Verificar que las paredes de mampostería tengan continuidad en altura.

Tomando en cuenta los criterios expuestos anteriormente, se procedió a realizar varias configuraciones de prueba para el reforzamiento con enchape para los Bloques 1 y 2 del edificio, obteniéndose los mejores resultados con las configuraciones que se muestran a continuación en las figuras 9 y 10.

Figura 9
Distribución en planta de mampostería enchapada, Bloque 1

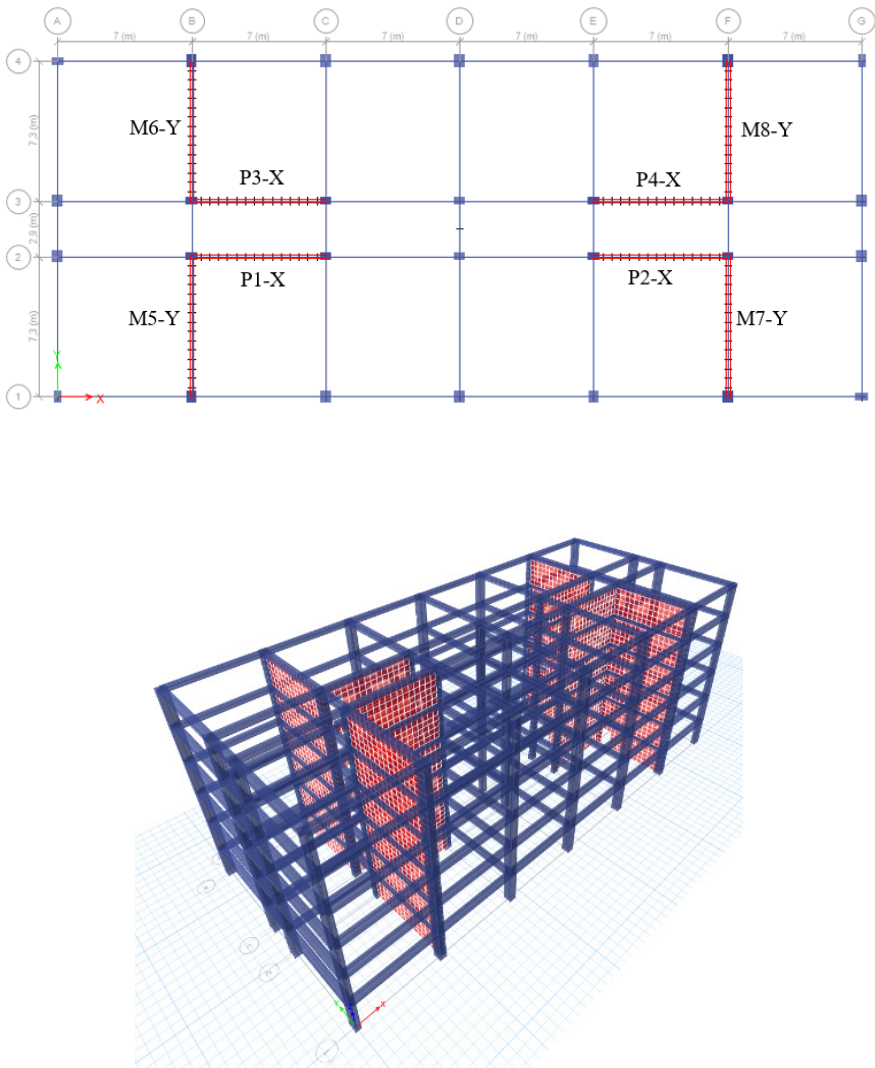
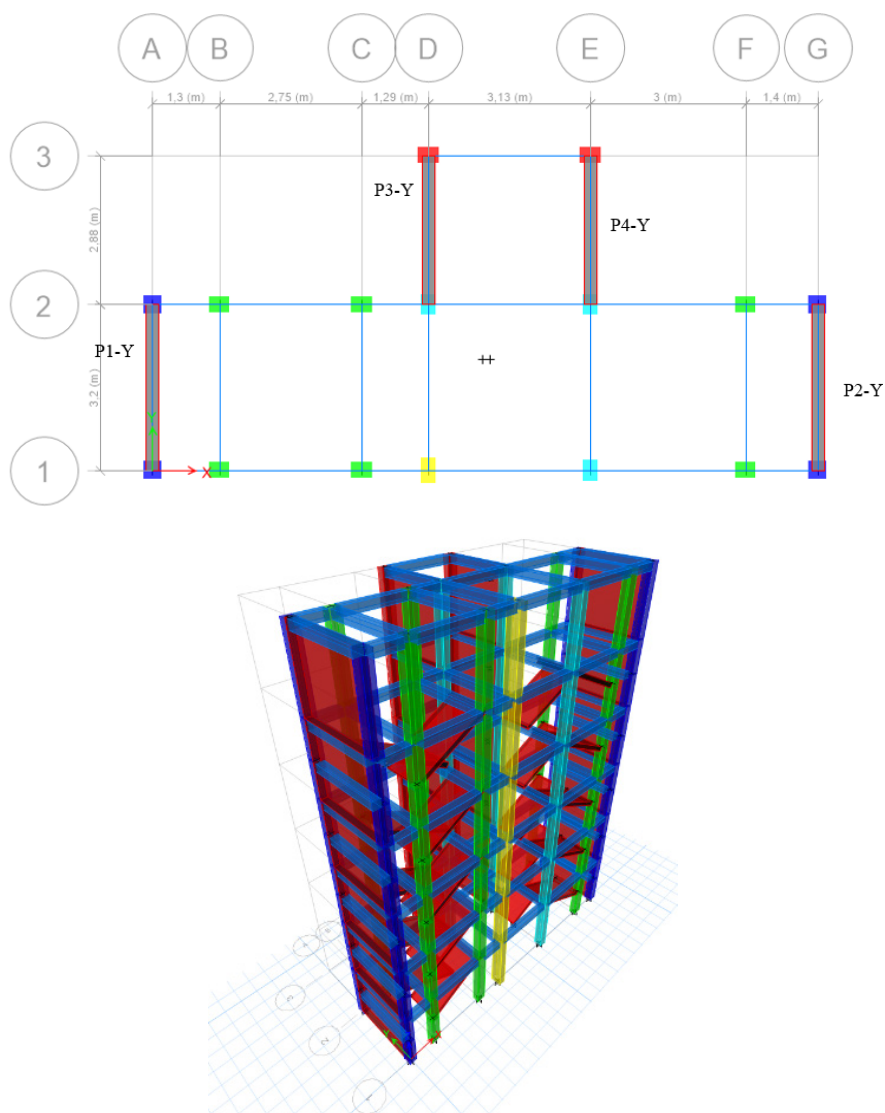


Figura 10*Distribución en planta de mampostería enchapada, Bloque 2*

2.6.2. Detalles del armado de las paredes enchapadas

En las tablas 6 y 7 se muestra armado del enchape de paredes para el Bloque 1 y 2, respectivamente.

Tabla 6
Armado del enchape de paredes, Bloque 1

Piso	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Tipo de refuerzo	Espesor (cm)	fy	f'c
					(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
1 y 2	1Φ18mm@20cm	1Φ18mm@20cm	Varilla corrugada	10	4200	250
3 y 4	1Φ8mm@10cm	1Φ8mm@10cm	Malla electrosoldada	5	5000	180
5 y 6	1Φ8mm@15cm	1Φ8mm@15cm	Malla electrosoldada	5	5000	180

Tabla 7
Armado del enchape de paredes, Bloque 2

Piso	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Tipo de refuerzo	Espesor (cm)	fy	f'c
					(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
1, 2 y 3	1Φ10mm@10cm	1Φ10mm@10cm	Varilla corrugada	5	4200	180
4	1Φ10mm@20cm	1Φ10mm@20cm	Varilla corrugada	5	4200	180
5 y 6	1Φ10mm@30cm	1Φ10mm@30cm	Varilla corrugada	5	4200	180

Se verificaron los siguientes parámetros en el diseño de paredes enchapadas:

- a) Cuantía mínima de acero
- b) Verificación a corte de la mampostería
- c) Resistencia a flexocompresión del enchape

2.6.3. Análisis No Lineal de la estructura reforzada

2.6.3.1 Curva de capacidad y niveles de desempeño

La curva de capacidad fue analizada en su primer modo fundamental, es decir, en sentido X para ambos bloques, dando como resultado el cortante basal y desplazamiento máximo, como se muestra en la tabla 8. Las figuras 11 y 12 muestran la curva de capacidad y el punto de desempeño de los Bloques 1 y 2, respectivamente.

Tabla 8
Resultados de la curva de capacidad

Bloque	Cortante basal [Ton]	Desplazamiento máximo [m]
1	1129.54	0.22
2	227.43	0.14

Figura 11
Curva de capacidad y Punto de desempeño, Bloque 1

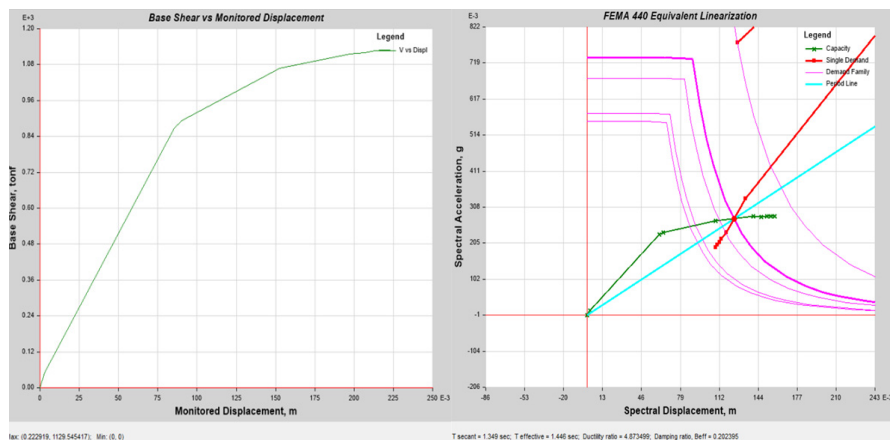
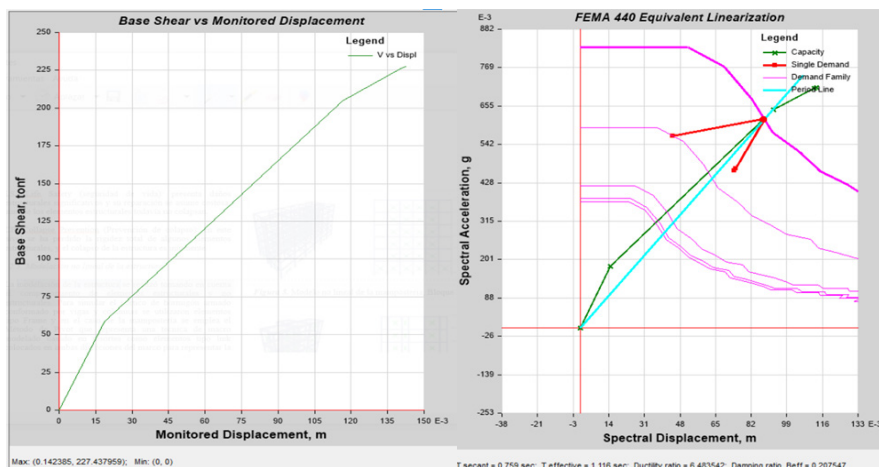


Figura 12
Curva de capacidad y Punto de desempeño, Bloque 2

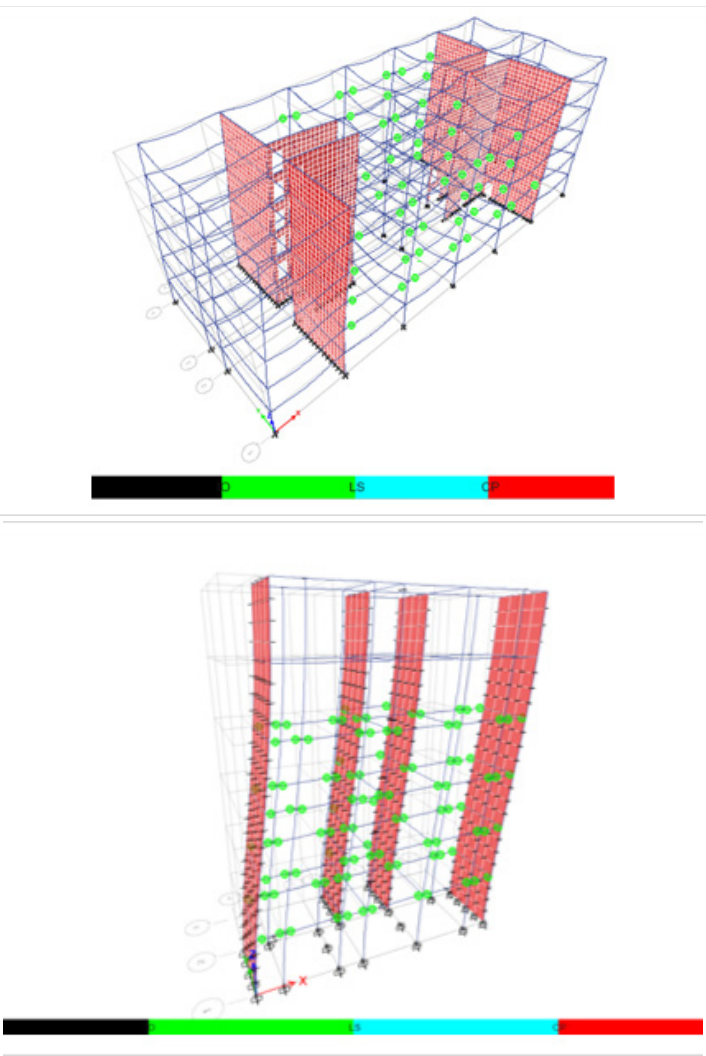


2.6.3.2. Verificación de los objetivos de rehabilitación

En la figura 13 se observa que las rótulas plásticas presentan un nivel de desempeño de seguridad a la vida para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, cumpliendo así con los objetivos de rehabilitación especificados en la sección 2.4.2.3.

Figura 13

Formación de rótulas plásticas en su paso final, Bloque 1 y Bloque 2



3. Resultados

3.1. Análisis Estático Lineal y Análisis Dinámico Lineal

3.1.1 Derivas de piso

Las derivas de piso inelásticas calculadas por los métodos lineales son menores al 2 % debido a la inclusión de la mampostería, por tanto, cumplen con lo establecido en (NEC-SE-DS, 2015). Sin embargo, los modelos lineales no consideran la capacidad máxima de los paneles de relleno, así también la relación demanda sobre capacidad D/C de los elementos estructurales no cumple. Por estos motivos, para conocer de mejor manera el comportamiento de la estructura, es necesario realizar un análisis no lineal. La tabla 9 muestra los resultados de derivas máximas para el análisis estático lineal y dinámico lineal, respectivamente.

Tabla 9
Derivas máximas inelásticas, Bloque 1 y Bloque 2

Método	Bloque 1			Bloque 2		
	Dirección	Piso	Deriva inelástica	Dirección	Piso	Deriva inelástica
Estático	X	2	0.98%	Y	6	0.89%
Dinámico	X	2	0.84%	Y	6	1.14%

3.1.2. Masa modal efectiva

El Bloque 1 presenta un buen comportamiento dinámico en sus dos primeros modos de vibración, debido a que presentan un porcentaje mayor al 80 % de la participación de masa modal efectiva, por tanto, se concluye que dicha estructura no presenta problemas de torsión en planta. No obstante, el Bloque 2 no presenta una buena distribución de masas modales, debido a que en su segundo modo de vibración presenta un 62 % de torsión en planta, el cual debe ser controlado mediante un reforzamiento estructural; la tabla 10 recoge los resultados de participación modal para cada bloque.

Tabla 10
Masa modal efectiva, Bloque 1 y Bloque 2

Bloque 1					Bloque 2				
Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.459	0.8156	0.000040	0.0001	1	0.408	0.0001	0.7448	0.0045
2	0.360	0.000039	0.8291	0.0001	2	0.326	0.3815	0.0018	0.3922
3	0.328	0.0001	0.0002	0.8298	3	0.292	0.386	0.0009	0.3781

3.2. Análisis No Lineal

A pesar de que los Bloques 1 y 2 cumplen con las derivas máximas permitidas por la NEC, es imprescindible realizar un diseño de reforzamiento para poder controlar los altos esfuerzos de corte que se generan en un sismo. En virtud de aquello, se procede a realizar un análisis no lineal para evaluar la ductilidad y el desempeño del edificio, con el fin de identificar las posibles falencias que se presenten en ella y poder optimizar su funcionamiento mediante un método de reforzamiento estructural acorde a las necesidades establecidas.

Mediante el análisis estático no lineal se determina la formación de rótulas plásticas en el nivel de colapso, en la base de las columnas de los pórticos 2 y 3 del Bloque 1 y para el Bloque 2, en los pórticos 2 y 3.

3.2.1. Curva de capacidad

Esta curva se determina de acuerdo con lo descrito en la sección 2.4.3.1. Se aplica la carga gravitacional y lateral en las estructuras sin reforzamiento obteniendo la curva de capacidad para su primer modo fundamental, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 11.

Tabla 11
Curva de capacidad estructura no reforzada

Bloque	1	2
Cortante Basal [Ton]	678.25	28.9
Desplazamiento máximo [m]	0.22	0.26

3.2.2 Punto de desempeño estructura no reforzada

De acuerdo con los resultados obtenidos para un nivel de amenaza del sismo de diseño, para el Bloque 1 y el Bloque 2, el espectro de demanda con el espectro de capacidad no logran encontrarse, lo que indica que ambos bloques de la estructura son insuficientes, por lo tanto, se concluye que es necesaria la intervención a la edificación por medio de un reforzamiento estructural que le permita aumentar su capacidad de respuesta sísmica y de esa manera alcanzar los objetivos de desempeño establecidos en la sección 2.4.2.3.

3.3. Análisis no lineal estructura reforzada

3.3.1 Masa modal efectiva

Se presentan los modos de vibración obtenidos del reforzamiento estructural mediante enchape de paredes para el Bloque 1 y Bloque 2, en l, además, se verifica que los dos primeros modos de vibración sean en traslación y el tercero en rotación.

Tabla 12
Masa modal efectiva, Bloque 1 y Bloque 2

Bloque 1					Bloque 2				
Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.392	0.7723	0.0002	0.0001	1	0.364	0.8232	0.0009	0.0009
2	0.335	0.0002	0.7820	0.0049	2	0.286	0.0013	0.7025	0.0033
3	0.330	0.0001	0.0036	0.7746	3	0.261	0.0006	0.0034	0.7034

3.3.2 Curva de capacidad estructura reforzada

Esta curva se determina de acuerdo con lo descrito en la sección 2.4.3.1. Se aplica la carga gravitacional y lateral en las estructuras con reforzamiento, obteniendo la curva de capacidad para su primer modo fundamental, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 13.

Tabla 13
Curva de capacidad estructura reforzada

Bloque	1	2
Cortante Basal [Ton]	1129.54	227.43
Desplazamiento máximo [m]	0.22	0.14

De acuerdo con los resultados presentados en las tablas 11 y 13, se puede observar un incremento de capacidad de las estructuras para un nivel de amenaza BSE-1. En el caso del Bloque 1 se incrementa su capacidad de 678.28 ton a 1129.54 ton lo que corresponde a un 66 % de capacidad ganada, mientras que para el Bloque 2 su capacidad aumenta de 28.9 ton a 227.73 ton, lo que representa siete veces su capacidad inicial. Se puede apreciar que el aumento de capacidad para cada bloque es diferente, en este caso el Bloque 2 aumenta su capacidad en gran medida debido a que los muros de enchape eliminan la torsión en planta, lo que provoca que el Bloque 2 pueda aprovechar al máximo toda la capacidad disponible.

3.3.3. Punto de desempeño estructura reforzada

Se alcanzó un nivel de seguridad a la vida para un sismo de diseño de 475 años de periodo de retorno, cumpliendo así con los objetivos definidos en la sección 2.4.2.3. La tabla 14 muestra el cortante basal y el desplazamiento máximo en su punto de desempeño para el Bloque 1 y Bloque 2, y la figura 14 muestra una comparación de las estructuras sin reforzamiento y con reforzamiento con su respectivo nivel de desempeño alcanzado.

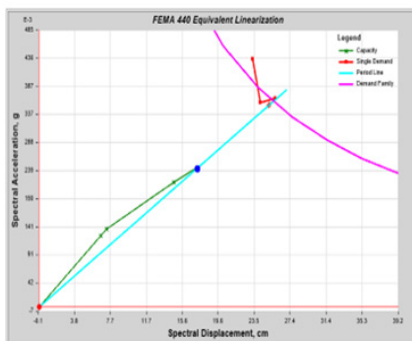
Tabla 14
Fuerzas y desplazamientos en el punto de desempeño

Bloque	1	2
Cortante Basal [Ton]	1091.69	195.72
Desplazamiento máximo [m]	0.17	0.11

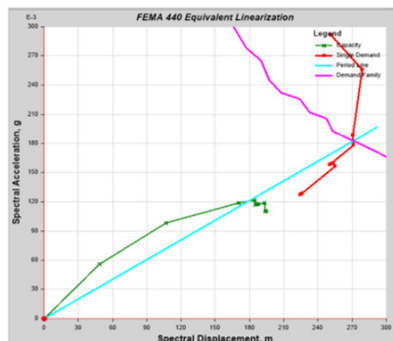
Figura 14

Nivel de desempeño en estructura sin reforzamiento y con reforzamiento

Estructura Sin Reforzar - Bloque 1



Estructura Sin Reforzar - Bloque 2



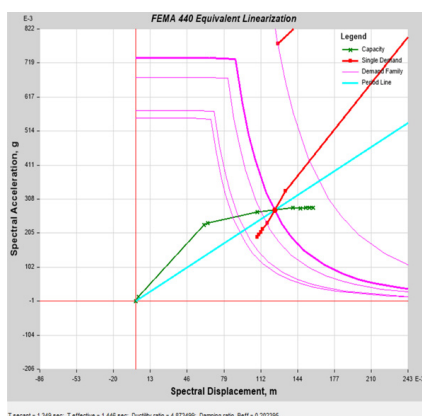
Sismo de 475 años

Nivel de desempeño: Colapso

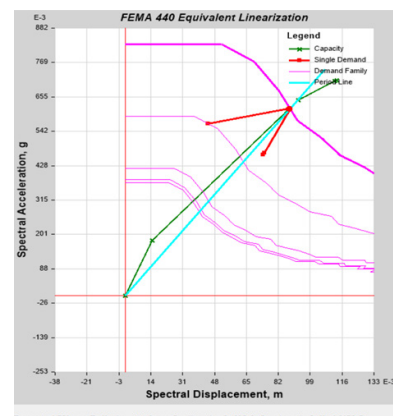
Sismo de 475 años

Nivel de desempeño: Colapso

Estructura Reforzada - Bloque 1



Estructura Reforzada - Bloque 2



Sismo de 475 años

Nivel de desempeño: Seguridad de vida

Sismo de 475 años

Nivel de desempeño: Seguridad de vida

3.4. Presupuesto referencial

Se realizó un análisis de precios unitarios para este proyecto y el presupuesto referencial del reforzamiento estructural del edificio del Departamento de Formación Básica (DFB) es de doscientos cincuenta y seis mil ochocientos cincuenta y seis dólares con cuarenta y nueve centavos

(US\$256 856,49). El costo por metro cuadrado de construcción es de US\$52.86/m² de construcción.

4. Conclusiones

En el presente artículo se ha realizado una evaluación estructural a una edificación educativa construida hace más de 40 años, los análisis empleados fueron: análisis lineal estático, dinámico espectral y un estático no lineal, de lo cual se ha determinado las siguientes conclusiones:

Mediante un análisis estático lineal realizado a la estructura en su estado actual se pudo determinar que el Bloque 1 presenta un comportamiento estructural adecuado, ya que sus dos primeros modos son de traslación y el tercero de rotación, el Bloque 2 presenta torsión en su segundo modo de vibración, con un 62 % de masa modal efectiva de rotación, considerándose un comportamiento adecuado.

Con base en los resultados del análisis lineal, se comprueba que las derivas de piso se encuentran dentro los límites permitidos por la NEC-15, no obstante, en el análisis estático no lineal se verificó que ambos bloques no presentan capacidad suficiente para soportar un sismo de diseño de 475 años; por ello se concluye que los análisis lineales no evidencian resultados confiables al momento de considerar la influencia de la mampostería, ya que no se considera la capacidad máxima de la misma.

Al realizar la verificación de elementos estructurales se determinó que tanto columnas como vigas no cumplen con los requerimientos para resistir esfuerzos a corte en cuanto a separación de estribos y número de ramales requeridos, además, al contar con sistemas de losas planas estas pueden fallar repentinamente por punzonamiento, ocasionando el colapso súbito de la estructura.

Los Bloques 1 y 2 que conforman el edificio del Departamento de Formación Básica (DFB) poseen un sistema estructural con pórticos con losas planas y vigas banda, que no presentan un desempeño adecuado ante el sismo de diseño de la NEC, puesto que no poseen suficiente ductilidad.

En el análisis estático no lineal para la evaluación del estado actual, no se logró determinar el punto de desempeño tanto del Bloque 1 como del Bloque 2 del edificio del DFB, puesto que el espectro de demanda no se interseca con el espectro de capacidad, lo que nos indica que ambos bloques tienen un deficiente comportamiento estructural, ya que no cuentan con la capacidad suficiente para soportar un nivel de amenaza sísmica de un periodo de retorno de 475 años, comprometiendo a la estructura a llegar al colapso.

Con base en los resultados obtenidos de los diferentes análisis a los cuales fueron sometidos el Bloque 1 y 2 de la edificación, se concluye que ambos son altamente vulnerables ante acciones sísmicas, y al constituir un centro de educación y ser una estructura de ocupación especial se hace necesario realizar un reforzamiento estructural que dé solución a las deficiencias identificadas, mejore su desempeño estructural y que, sobre todo, permita salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Se optó por realizar el reforzamiento estructural del Bloque 1 y 2 del edificio de DFB mediante enchape de paredes de mampostería, pues este sistema permite rigidizar de manera global a la estructura, corrigiendo así las deficiencias y patologías estructurales existentes, además, esta alternativa es económica y su proceso constructivo es de fácil ejecución.

Se concluye que las paredes enchapadas fueron escogidas correctamente, puesto que se tiene un buen comportamiento modal; en el Bloque 1 se conservó una adecuada distribución de masas, además, las paredes enchapadas alivian los esfuerzos en los pórticos y de esa manera se disminuye los excesivos esfuerzos que se producen por presentar columna corta, y en el caso del Bloque 2 se corrigió el problema de torsión en planta existente, por lo que finalmente se tiene que los dos primeros modos de vibración son en traslación y el tercero en torsión, comportamiento recomendado para que una estructura cumpla con los criterios de sismo resistencia.

En el análisis no lineal no se logró determinar el punto de desempeño de los Bloque 1 y 2 de la edificación, sin embargo, el reforzamiento estruc-

tural mediante enchape de paredes permitió alcanzar un nivel de desempeño de seguridad de vida. En conclusión, el reforzamiento propuesto cumple con los lineamientos estipulados en la NEC.

Referencias

- ACI 562-16. (2016). *Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing concrete Structures and Commentary*.
- Aguiar, R. (2013). *Microzonificación Sísmica de Quito*. [Online]. <https://www.researchgate.net/publication/277305703>
- Albuja, D. y Pantoja, J. (2017). *Estudio del Reforzamiento de la Mampostería de Bloque de Hormigón con Malla Electrosoldada Mediante Ensayos Destructivos*. Escuela Politécnica Nacional.
- Alejandro, H. (2014). *Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador f_c: 21, 24, 28,35 MPa*. Escuela Politécnica Nacional.
- Borja, L. y Torres, J. (2015). *Diseño del Reforzamiento Estructural de un Edificio de Departamentos de 4 Plantas Ubicado en el Sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha*. Escuela Politécnica Nacional.
- Cavaleri, L. y Di Trapani, F. (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 224–242.
- Cuasqui, L. y Merizalde, M. (2019). *Análisis estructural, diseño de reforzamiento y determinación de presupuesto del edificio Arcos ubicado en el sector Sur de Quito – Ecuador*. Escuela Politécnica Nacional.
- Estrada, K. y 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*. Escuela Politécnica Nacional.
- Federal Emergency Management Agency -FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Fernández, L. y Paredes, P. (2010). *Investigación Teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo*. Escuela Politécnica Nacional
- Grijalva, L. y Narváez, H. (2018). *Elaboración de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito*. Escuela Politécnica Nacional.

- Hendry, A., Sinha, B. y Davies, S. (2004). *Design of Masonry Structures*. University of Edinburgh, UK.
- Mora, E. (2015). *Comportamiento de Estructuras de Acero con y sin Disipadores de Energía Tipo TADAS, Ubicadas en la Ciudad de Quito, por el Método del Espectro de Capacidad*. Escuela Politécnica Nacional.
- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC 2015. Código: Cargas (No Sísmicas); Código: NEC-SE-CG*. Ecuador.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC 2015. Código: Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente; Código: NEC-SE-DS*. Ecuador.
- NEC-SE-RE. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC 2015. Código: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras; Código: NEC-SE-RE*. Ecuador.
- Placencia, P. y Paredes, P. (2017). *Wire-mesh and mortar confined masonry as seismic resistant system for houses up to two stories*. 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017.