



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR
APORTICADA CON VIGA BANDA UTILIZANDO UN PROGRAMA
ESTRUCTURAL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Ricardo Gabriel Herrera Suárez
Enrique Alejandro Vela Quinteros
TUTOR: Carlos Alexis Ayala Moya

Quito-Ecuador

2024

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Nosotros, Ricardo Gabriel Herrera Suárez con documento de identificación N° 1721149894 y Enrique Alejandro Vela Quinteros con documento de identificación N° 1725440471; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 27 de febrero del 2024

Atentamente,



Ricardo Gabriel Herrera Suárez

1721149894



Enrique Alejandro Vela Quinteros

1725440471

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Ricardo Gabriel Herrera Suárez con documento de identificación N° 1721149894 y Enrique Alejandro Vela Quinteros con documento de identificación N° 1725440471; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Artículo Académico: “Comportamiento estructural de una vivienda unifamiliar aporticada con viga banda utilizando un programa estructural”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 27 de febrero del 2024

Atentamente,



Ricardo Gabriel Herrera Suárez

1721149894



Enrique Alejandro Vela Quinteros

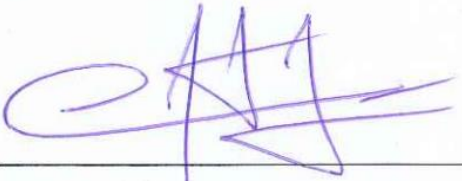
1725440471

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Carlos Alexis Ayala Moya con documento de identificación N° 1712968971, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR APORTICADA CON VIGA BANDA UTILIZANDO UN PROGRAMA ESTRUCTURAL, realizado por Ricardo Gabriel Herrera Suárez con documento de identificación N° 1721149894 y por Enrique Alejandro Vela Quinteros con documento de identificación N° 1725440471, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Artículo Académico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 27 de febrero del 2024

Atentamente,



Ing. Carlos Alexis Ayala Moya, MSc.

1712968971

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR APORTICADA CON VIGA BANDA UTILIZANDO UN PROGRAMA ESTRUCTURAL

STRUCTURAL PERFORMANCE OF A SINGLE-FAMILY HOUSE WITH A BAND BEAM USING A STRUCTURAL PROGRAM

Ricardo Herrera-Suárez¹, Enrique Alejandro-Vela²

Resumen

En la ciudad de Quito, el sistema estructural conformado por losas planas que incluyen vigas banda o también conocidas como vigas embebidas y columnas predomina en muchos sectores de la capital, siendo este sistema más de un 50% de las construcciones existentes en la ciudad, las mismas que en muchos casos no cuentan con un adecuado cálculo estructural, puesto que son elaboradas por personal no calificado para disminuir costos de construcción y de regularización, esto se debe en gran medida al desconocimiento de la aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) que está vigente hasta la presente investigación. Para el diseño y modelamiento de la estructura se utilizará el software estructural ETABS en el cual podremos introducir los parámetros para el análisis estático no lineal, logrando de esta manera verificar la seguridad estructural de viviendas unifamiliares de hasta 2 pisos en la ciudad de Quito, aplicando el método de Pushover y haciendo uso de la NEC-15, ACI 318-19, FEMA 440 y ASCE41-13.

Palabras clave: Pushover, vigas banda, rótulas plásticas, losas planas, derivas de piso.

Abstract

In the city of Quito, the structural system formed by flat slabs including band beams or also known as embedded beams and columns predominates in many sectors of the capital, being this system more than 50% of the existing constructions in the city, which in many cases do not have an adequate structural calculation, since they are elaborated by unqualified personnel to reduce construction and regularization costs, this is largely due to the lack of knowledge of the application of the Ecuadorian Construction Standard (NEC-15) which is in force until the present research. For the design and modeling of the structure we will use the structural software ETABS in which will be able to introduce the parameters for the nonlinear static analysis achieving in this way to verify the structural safety of single-family houses of up to 2 floors in the city of Quito, applying the Pushover method and making use of the NEC-15, ACI 318-19, FEMA 440 and ASCE41-13.

Key words: Pushover, band beams, plastic hinges, flat slabs, story drifts.

¹ Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana, sede Quito - Ecuador

² Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana, sede Quito - Ecuador
Autor para correspondencia: rherrer1@est.ups.edu.ec, evelaq@est.ups.edu.ec

1. Introducción

Ecuador al ser parte del cinturón de fuego del Pacífico es muy propenso a la actividad sísmica de forma continua, se tiene en promedio alrededor de 300 sismos de magnitud 4 o superior y ocurre un sismo destructivo de intensidad VIII o mayor en la escala MKS-64 (Medvédev-Sponheuer-Kárník, escala de intensidad sísmica), que podría provocar el colapso de edificaciones cada 12 años en promedio [1]. Quito la capital del país al estar ubicado en el valle interandino, que está expuesto de gran manera al riesgo sísmico. Han existido 2 eventos de magnitud IX en escala MKS que han azotado a la ciudad: el Sismo de Guayllabamba de 1587 y el Sismo de Otavalo en 1859 los cuales provocaron graves daños a las infraestructuras de la capital [2]. En nuestro país uno de los métodos constructivos contempla el uso de vigas banda muy a menudo en viviendas, “En nuestro medio de manera generalizada se construye por facilidad de encofrado y tiempo de mano de obra con viga banda” [3], las cuales no poseen planos ni estudios, por lo cual, no fueron aprobados por las entidades municipales, destacándose que muchas veces no cumplen con lo establecido en la norma ecuatoriana, así como tampoco cumple con el ACI-318. Lo que ha provocado grandes catástrofes como las sucedidas recientemente en el Ecuador con el sismo de magnitud 7.8 en la ciudad de Pedernales el 16 de abril de 2016 (A-16).

El peligro sísmico está latente en el país y uno de los problemas fundamentales en la norma NEC-15, es el poco detallado tanto de especificaciones como de procesos constructivos de vigas banda y debemos tomar en cuenta que solo en la ciudad de Quito las losas planas con este tipo de vigas están presentes en más del 50% de los hogares. Por lo que se ignora la importancia y el peligro de usar vigas embebidas en

estructuras ubicadas en sectores de alta amenaza sísmica en Ecuador.

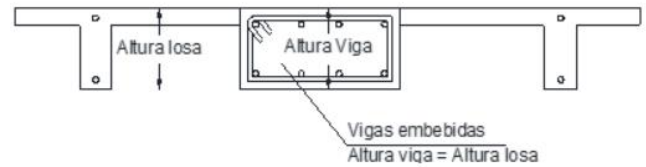


Figura 1. Losa plana alivianada con vigas embebidas [4].

La normativa NEC-15 nos permite diseñar estructuras mediante el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF), el cual trabaja en el rango lineal que se basa en el uso de fuerzas que simulan la acción de sismo sobre una estructura, pero no son resultados muy representativos como los obtenidos al aplicar el método del Pushover. El diseño basado en fuerzas utiliza factores de reducción de resistencia para controlar el daño en la estructura, se considera que a mayor resistencia menor será el daño [5]. Esta metodología es obligatoria para cualquier estructura que se desee construir, sin embargo, se ha decidido aplicar el Método Pushover que no consta en la NEC-15 como de uso obligatorio. Este método ayuda a predecir el desempeño sísmico de la estructura aplicando cargas laterales en una misma dirección, las cuales van incrementándose hasta exceder un punto de control donde se considera que la estructura podría colapsar [6]. Esta técnica trabaja en el rango no lineal y nos muestra a través de la curva de capacidad la correlación entre la capacidad de carga que tendrá la estructura y la deformación que puede acumular hasta llegar a su colapso.

2. Materiales y Métodos

En el presente estudio se propuso un tipo de vivienda unifamiliar estándar regular de hormigón armado que consta de 2 pisos, con luces que varían entre 2.4 a 2.95 metros y altura entre pisos de 2.52 metros, que son las más construidas en la ciudad de Quito. La cual se muestra en las figuras 2 y 3.

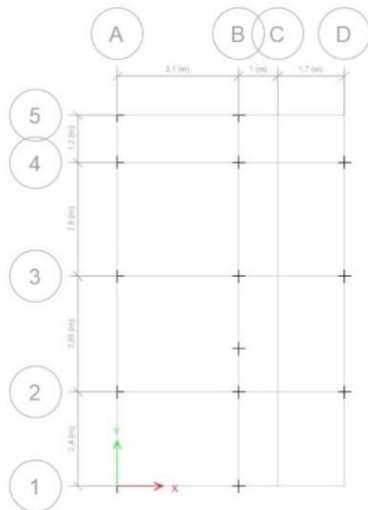


Figura 2. Vista en planta de la vivienda

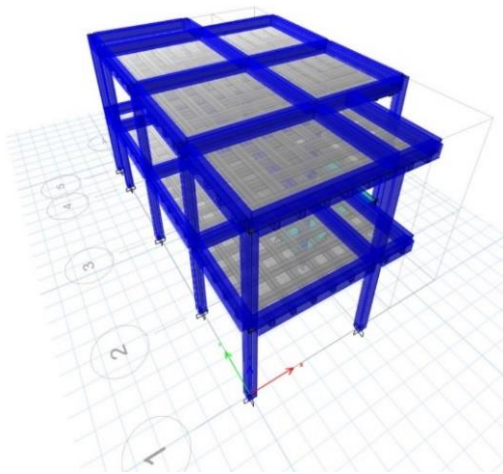


Figura 3. Modelo 3D de la vivienda

2.1. Materiales y sus características

En la tabla 1 se muestra las características de los materiales que se usaron.

Tabla 1. Características de los materiales.

Características de los materiales		
	Unidad	Valor
Hormigón		
Peso Específico	kN/m ³	24
Resistencia a la compresión	MPa	21
Módulo de elasticidad del hormigón	MPa	21000
Acero		
Peso Específico	kN/m ³	77
Límite de fluencia en el acero	MPa	420
Módulo de elasticidad del acero	MPa	20000

2.2. Cargas aplicadas

Para obtener la carga de la mampostería y acabados, que actúan sobre la estructura se realizó un metrado de cargas obteniéndose los valores mostrados en la tabla 2.

Tabla 2. Características arquitectónicas de la vivienda.

Características arquitectónicas de la vivienda		
Número de pisos	2	
Altura de entre piso	2.52	m
Área total	60.15	m
Sobrecarga en cada piso		
Mampostería, recubrimiento y enlucido	2.45	kN/m ²
Carga Viva	2	kN/m ²

2.3. Combinaciones de carga

$$U1: 1.4D$$

$$U2: 1.2D + 1.6L + 0.5 \max[Lr; S; R]$$

$$U3: 1.2D + 1.6 \max[Lr; S; R] + \max[Lr; S; R]$$

$$U4: 1.2D + 1.0W + L + 0.5 \max[Lr; S; R]$$

$$U5: 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$U6: 0.9D + 1.0W$$

$$U7: 0.9D + 1.0E$$

Las combinaciones de carga son propuestas por la NEC-15 las cuales deberán ser tomadas en cuenta en su totalidad.

2.4. Predimensionamiento de los elementos estructurales

Al ser una estructura compuesta por vigas banda, su losa tendrá el mismo espesor. Como resultado hemos obtenido las siguientes dimensiones para vigas, columnas y losa.

Para el diseño de vigas en este caso doblemente reforzadas y en base a la ACI 318-19, y tomando en cuenta que la norma vigente en el Ecuador se partió con las dimensiones mínimas requeridas.

Cálculo del área de acero máxima:

$$\rho_{max} = \frac{(3 * 0.85 * \beta_1) * f'_c}{(1000 * \epsilon_{ty} + 6) * f_y}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Deformaciones límites admitidas por el ACI 318-19:

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

Cálculo del momento máximo resistente

$$a = \frac{A_{s_{max}} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$M_{n_{max}} = A_{s_{max}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi M_{n_{max}} = \phi * A_{s_{max}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Momento de diseño para el refuerzo a compresión

$$\phi M_{n2} = M_u - \phi M_{n_{max}}$$

Cálculo del área de acero a tracción

$$A_{s2} = \frac{\phi M_{n2}}{\phi * f_y * (d - d')}$$

Cálculo del refuerzo total a compresión

$$A'_s = \frac{\phi M_{n2}}{\phi * (f'_s - 0.85 * f'_c) * (d - d')}$$

Área de refuerzo total a tracción

$$A_s = A_{s2} + A_{s_{max}}$$

Las dimensiones y cantidades finales que se obtuvo para vigas se muestran en la tabla 3.

Tabla 3. Aceros en vigas

		Unidad
Código	ACI 318-19	
Elemento	Viga	
Dimensiones	0.20 x 0.20	m
Varilla de estribo	10	(mm)
Acero a compresión	2Ø10	(mm)
Acero a tracción	4Ø12	(mm)

En el caso de las columnas se diseñó en base en lo estipulado en la norma NEC-15

$$W_u = 1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * S$$

$$P_u = n * W_u * A_{colaborante} * F_{sismo}$$

n=el número de pisos

Área colaborante para columnas centrales

$$A_{colaborante} = L_{mayor} * L_{menor}$$

Área colaborante para columnas de borde

$$A_{colaborante} = \left(\frac{L_{mayor}}{2} * \frac{L_{menor}}{2}\right) + \left(\frac{L_{mayor}}{2} * \frac{L_{menor}}{2}\right)$$

Área colaborante para columnas esquinera

$$A_{colaborante} = \left(\frac{L_{mayor}}{2} * \frac{L_{menor}}{2}\right)$$

$$A_g = \frac{P_u}{93}$$

$$c = \sqrt{A_g}$$

$$A_s = \rho * A_g$$

Zona de confinamiento(Lo)

$$L_o = \max\left(\frac{H_c}{6}; 0.45m\right)$$

Espaciamiento del estribo(s)

$$s = \min = (0.1m; 6 * \phi_{var})$$

Tabla 4. Aceros en columnas

Código	NEC-15
Elemento	Columna
Dimensiones	0.25 x 0.25
Varilla de estribo	10
Acero Longitudinal	8Ø12

Para la losa se obtuvo un peralte que dependerá del espesor de la viga. Al ser losa aligeradas se tiene:

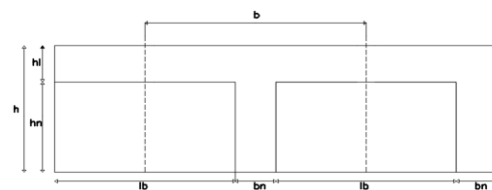


Figura 4. Esquema de losa aligerada con vigas banda

$$h_{min} = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 5 * \beta * (\alpha_{fm} - 0.2)}$$

$$\beta = \frac{L_{mayor}}{L_{menor}}$$

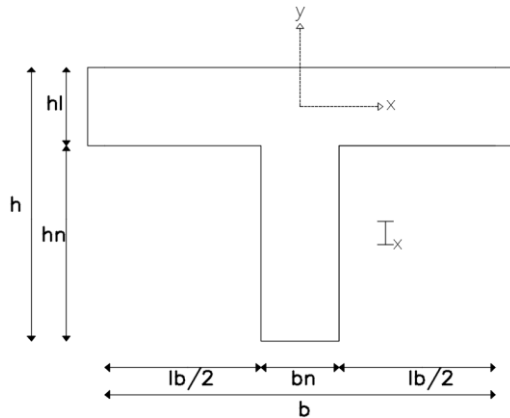


Figura 5. Esquema del nervio de losa

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * Ix}{b}}$$

En la tabla 5 se muestra los resultados finales de la losa.

Tabla 5. Dimensionamiento de losa aligerada con vigas banda

Elemento	Dimensión	m
Espesor de losa		0.20
Espesor de loseta	hl	0.05
Altura de alivianamiento	hn	0.15
Altura de losa total	h	0.20
Ancho de alivianamiento	lb	0.40
Ancho de nervio	bn	0.1
Altura equivalente	heq	0.145
Ancho del ala	b	0.3

2.5. Consideraciones de diseño

2.5.1. Zonificación sísmica

Ecuador en su normativa incluye 6 zonas sísmicas, las cuales dependen de su ubicación, de ella podremos obtener el factor Z, el cual representa la aceleración máxima en roca ejercida por un sismo.

Con base en la información entregada por este mapa y su clasificación en la tabla, se estableció que para el callejón interandino donde podemos encontrar a la ciudad de Quito lugar donde se desarrolla nuestra investigación, se tiene una amenaza sísmica alta con un valor de:

$$Z = 0.40g$$

2.5.2. Tipo de suelo para el diseño sísmico

Tabla 6. Perfil de suelo para el diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360m/s > V_s > 180 m/s$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $150kPa > S_u \geq 50kPa$

Para este estudio se determinó la utilización de suelo tipo D, ya que está presente en el norte centro y sur de la ciudad la ciudad de Quito

2.5.3. Factor de reducción sísmico

El factor de modificación de respuesta estructural igual a 5 fue seleccionado ya que se trata de Pórticos especiales sísmos resistentes, de hormigón armado con vigas banda.

2.5.4. Espectro elástico de diseño

El espectro elástico se usa para el diseño de estructuras que tendrán un comportamiento elástico, los parámetros que lo componen esta regido por las normativas vigentes de cada país.

La NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico nos muestra los coeficientes necesarios para construir el espectro elástico, que dependerán esencialmente del tipo de

estructura, el tipo de suelo y la zona donde está ubicado el proyecto, como se muestra en la figura 7.

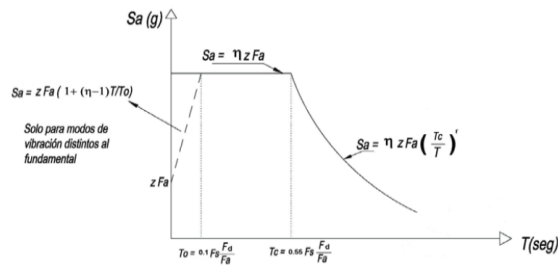


Figura 6. Gráfico del espectro elástico de diseño [7].

Para el caso de nuestro proyecto de obtuvieron los siguientes coeficientes, mostrados en la figura 7.

El programa estructural ETABS, si bien tiene la opción de crear el espectro de manera automática, en el caso de este trabajo se lo realizara de forma manual con los valores obtenidos de la NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico, mostrados en la figura 7.

Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Factor de importancia	I	1,00	s.u
Factor de reducción de respuesta	R	5,00	s.u
Zonificación Sísmica	V		
Región del Ecuador		Sierra	
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0,40	s.u
Relación de amplificación espectral	n	2,48	s.u
Coefficiente Ct	Ct	0,06	s.u
Altura total del elemento	hn	5,04	m
Coefficiente para Calculo de Periodo	alpha	0,90	s.u
Tipo de Suelo	C		
factor de sitio Fa	Fa	1,20	s.u
factor de sitio Fd	Fd	1,11	s.u
factor de comportamiento inelástico suelo	Fs	1,11	s.u
Factor asociado al periodo de retorno	r	1,00	s.u
Factor de irregularidad en planta	Øp	0,90	s.u
Factor de irregularidad en elevación	Øe	1,00	s.u
Aceleración de la gravedad	g	9,81	m/s ²
Período teórico método 1	T1	0,24	seg.
Período teórico método 1 mayorado	T2	0,31	seg.
Período fundamental dirección x	Tx	0,25	seg.
Período fundamental dirección y	Ty	0,24	seg.
Periodo Límite en T=To	To	0,10	seg.
Periodo Límite en T=Tc	Tc	0,56	seg.
Periodo Límite en T=TL	TL	2,66	seg.
Aceleración en T=0	Sa	0,48	g
Aceleración en T=To	Sa0	1,19	g
% de reducción de respuesta	f	0,20	s. u

Figura 7. Captura de pantalla de coeficientes para la creación del espectro de diseño.

En la figura 8 se muestra el espectro de diseño elástico e inelástico, para el suelo tipo C

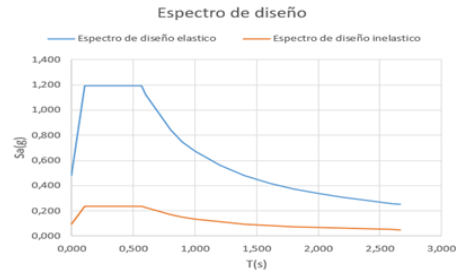


Figura 8. Espectro de diseño

3. Resultados y Discusión

3.1. Análisis PUSHOVER

El método Pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura sometida a una distribución determinada de fuerzas inerciales [8].

Este análisis nos permitirá obtener el nivel de desempeño de la estructura a través de la curva de capacidad, la misma que se la obtiene aplicando fuerzas laterales que van incrementando su valor hasta hacer colapsar la estructura.

3.1.1. Curva de Capacidad

La curva de capacidad es aquella que nos permite enlazar los desplazamientos en el último nivel de la estructura con el cortante basal debido a fuerzas laterales que van incrementando en el tiempo.

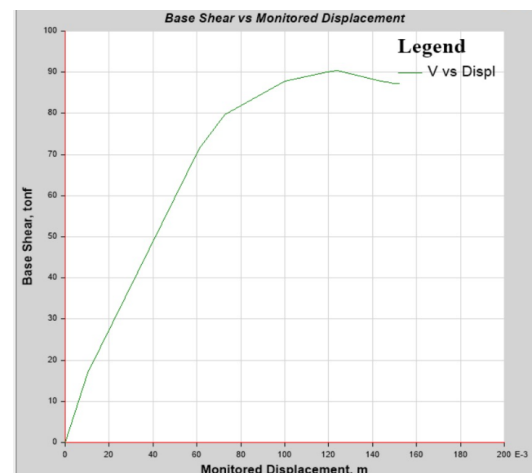


Figura 9. Curva de capacidad (Cortante Basal vs. Desplazamiento) en Pushover dirección X

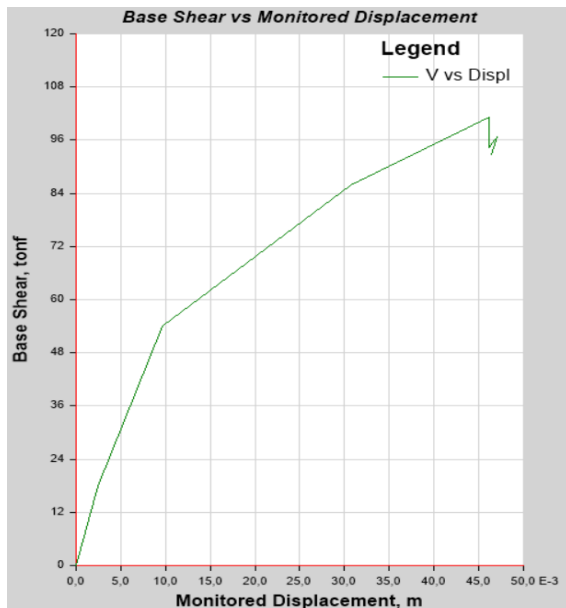


Figura 10. Curva de capacidad (Cortante Basal vs. Desplazamiento) en Pushover dirección Y.

3.1.2. Punto de desempeño

El desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el sismo de demanda [9]. Este punto nos mostrará las solicitaciones que logrará soportar la estructura.

Aplicando la norma estadounidense FEMA 440 se obtendrá el punto de desempeño de la estructura, basado en un espectro de aceleración (S_a) vs desplazamiento (S_d), obteniendo así la carga que soportará la estructura, el desplazamiento espectral y el periodo, para la dirección X y Y se muestran en las tablas 7 y 8 respectivamente.

Tabla 7. Punto de desempeño del Pushover en dirección X

	Valor	Unidad
Shear	500.43	kN
Sd	37.2	mm
T effective	0.4	s

Tabla 8. Punto de desempeño del Pushover en dirección Y

	Valor	Unidad
Shear	428.35	kN
Sd	24	mm
T effective	0.34	s

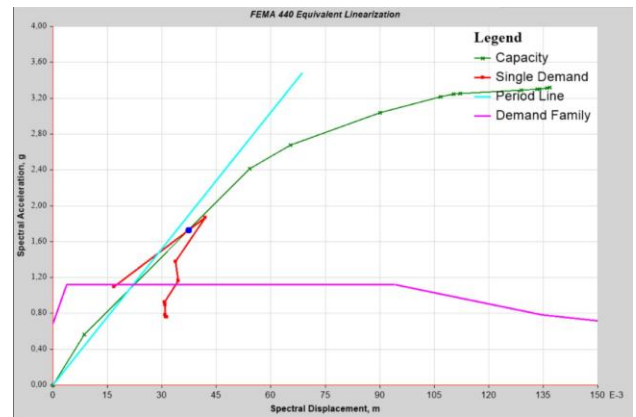


Figura 11. Punto de desempeño según la FEMA 440 (Pushover en dirección X)

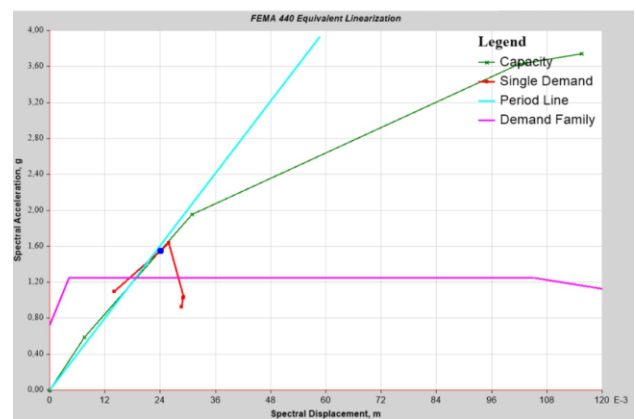


Figura 12. Punto de desempeño según la FEMA 440 (Pushover en dirección Y)

3.1.3. Nivel de Desempeño

Nos mostrará la tolerancia al daño que tendrá la estructura considerando las condiciones de los elementos estructurales y el nivel de afectación que sufrirá.

Se pueden establecer 4 niveles de desempeño que son:

- Operacional (O): La edificación sufre daños mínimos o nulos en sus componentes estructurales y no estructurales.

- Ocupación inmediata (IO): La edificación sufre daños mínimos o nulos en sus elementos estructurales y sólo daños menores en sus componentes no estructurales.

- Seguridad de vida (LS): Las edificaciones pueden sufrir grandes daños en sus componentes estructurales y no

estructurales. Es posible que sea necesario realizar reparaciones antes de volver a ocupar el edificio y que la reparación puede ser económicamente inviable.

-Prevención de colapso (CP): Daños generales graves, grandes derivas permanentes, la edificación está al borde del colapso [10].

3.1.4. Rótulas Plásticas

Las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales que permiten la disipación de energía [11]. Estos elementos harán su aparición en el instante en el que el momento plástico es sobrepasado, evidenciando como los materiales fluyen de un estado lineal a un no lineal.

Tanto para vigas como columnas se crearon rótulas plásticas al 5% y 95% en la longitud de cada elemento, rigiéndonos a la normativa ASCE 41-13.

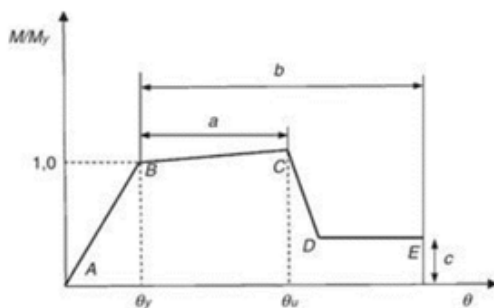


Figura 13. Curva de momento rotación para elementos de hormigón armado [10].

Para la construcción de la gráfica de las rótulas plásticas en vigas, mediante lo que dicta la ACI 318-19, y en la ASCE-41-13, se calculó los momentos: de fluencia, último y remanente, tanto como para vigas como para columnas, como se muestra a continuación.

La tabla 9 muestra los valores correspondientes a vigas.

Tabla 9. Valores de momentos para construcción de rótulas plásticas en vigas.

	Valor	Unidad
Momento de fluencia (My)	18.96	kN*m
Momento Último (Mu)	20.58	kN*m
Momento Remanente (Mr)	3.79	kN*m

Tabla 10. ASCE 41-13 tabla 10-7 Coeficientes y parámetros de análisis no lineal para vigas de hormigón armado [10].

Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams		
Condition		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement	$\frac{V}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$
Modeling Parameters		
Plastic Rotations Angle(radians)	Residual Strength Ratio	
a	b	c
0.025	0.05	0.2
Acceptance Criteria		
Plastic Rotations Angle (radians)		
Performance Level		
IO	LS	CP
0.01	0.025	0.05

En la figura 14 se muestra la gráfica de momento-rotación para las vigas en la cual podemos evidenciar que se encuentra dentro de los parámetros de desempeño IO y LS.

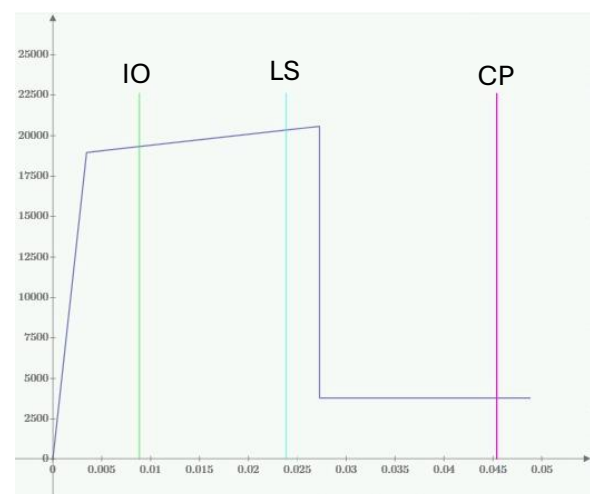


Figura 14. Diagrama momento-rotación en vigas

En el caso de columnas, para poder construir la grafica de rótula plástica se determinará el Momento de fluencia (My) y Momento Último (Mu) haciendo uso del diagrama de interacción (Mn vs. Pn).

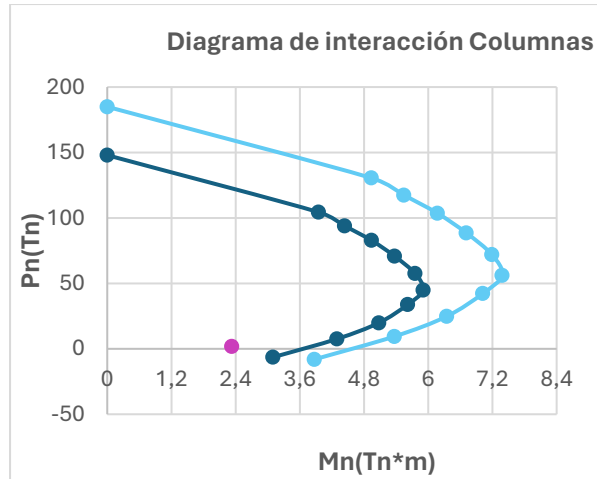


Figura 15. Diagrama de interacción en columnas

En el caso de la columna se obtuvo los valores mostrados en la tabla 11.

Tabla 11. Valores de momentos para construcción de rótulas plásticas en columnas.

	Valor	Unidad
Momento de fluencia (My)	37.26	kN*m
Momento Último (Mu)	22.83	kN*m
Momento Remanente (Mr)	45.67	kN*m

Tabla 12. ASCE 41-13 tabla 10-8 Coeficientes y parámetros de análisis no lineal para columnas de hormigón armado [10].

Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced concrete columns		
Conditions		
$\frac{P}{A_g * f'c} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * s} \geq 0.006$	
Modeling Parameters		
Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	
a	b	c
0.035	0.060	0.2
Acceptance Criteria		
Plastic Rotations Angle (radians)		
Performance Level		
IO	LS	CP
0.005	0.045	0.060

En la figura 16 se muestra la gráfica de momento-rotación para columnas, la cual nos muestra que su desempeño está fuera del rango de seguridad y presenta un grave peligro de colapso de la estructura.

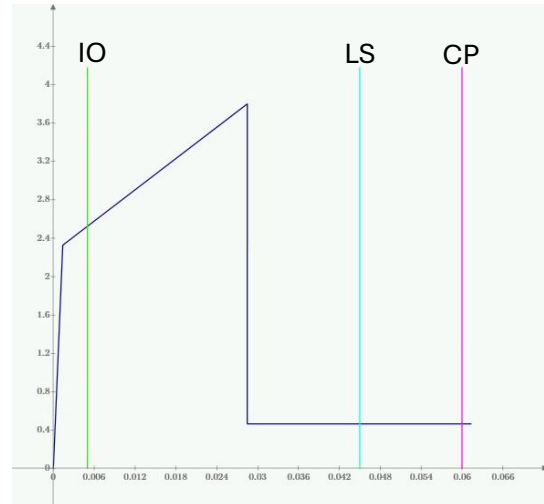


Figura 16. Diagrama momento-rotación en columnas

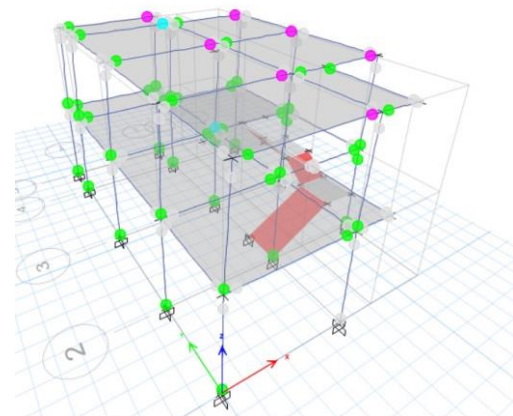


Figura 17. Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas.

4. Conclusiones

Al aplicar el método Pushover se obtuvo que la máxima sollicitación que soportará la estructura será de 500.43 kN, posterior a este valor la estructura colapsaría en su totalidad. También se obtuvo que la estructura al momento de presentarse un evento sísmico como el sucedido (A-16), no disipa de buena manera la energía. Por lo que se hace tanto énfasis en que mediante el periodo de diseño de las estructuras se realice un buen estudio y diseño sismorresistente ya que, al

dimensionarla correctamente, generaría un aumento en los costos de la vivienda, pero esto se justifica en la seguridad que ganarían sus ocupantes, en caso de que un gran evento sísmico afectará a la estructura, esta no colapsaría.

También se debe tener en cuenta, que las vigas bandas por sus limitantes de tener el mismo espesor que la losa, son menos rígidas y para soportar las cargas a las que se someterá la estructura sus dimensiones deberán ser más grandes.

Para los elementos estructurales asumidos se evidencio que las medidas de diseño no fueron las adecuadas porque no tuvieron un gran desenvolvimiento al aplicar el método Pushover se obtuvo que las derivas de piso no cumplen como podemos evidenciar en la siguiente tabla:

Tabla 13. Derivas de piso en porcentaje

DERIVAS DE ENTREPISO(%)		
f'c=21 MPa		
Entrepiso	X	Y
1-2	2.839%	2.225%
0-1	1.64%	1.668%

Podemos entonces concluir que debemos rigidizar la estructura aumentando las dimensiones de los elementos logrando así que la estructura sea más resistente a movimientos sísmicos.

También se determinó el posible colapso de la estructura debido al falló por la generación de rótulas plásticas las cuales alcanzaron el límite de CP (Prevención de colapso), de esta manera podemos encontrar que la estructura no tuvo un desempeño adecuado poniendo en riesgo a sus ocupantes.

Una de las posibles soluciones que ayudarán a mejorar el desempeño de la estructura será aumentar el espesor de las

vigas, para que de esta forma aumente la rigidez lateral en la vivienda, esto nos llevaría a otro tipo de sistema estructural, en el cual las vigas serían descolgadas, en ellas se ha evidenciado que las deflexiones son mucho menores colaborando de esta manera a evitar los desplazamientos que están presentes en la estructura, también se podría incorporar muros estructurales, ya que estos nos ayudan a mejorar la distribución de las cargas en cada nivel hacia la cimentación, mejorando así el desempeño de la estructura frente a las fuerzas horizontales generadas por un sismo.

El Pushover nos ayuda a verificar el comportamiento de las estructuras frente a sismos de pequeña y gran magnitud, esta metodología debería ser incluida dentro de la norma NEC-15 como obligatoria debido a la alta peligrosidad sísmica que sufre el país.

En el tema de salvaguardar las vidas de los ocupantes, no se debería escatimar en gastos, si bien es cierto que al evaluar una estructura bajo esta metodología incrementa más el costo en recursos y tiempo de trabajo, nos previene ante catástrofes futuras. Los entes estatales deberían tener un mayor control en el diseño sismorresistente.

Referencias

- [1] F. Rivadeneira, M. Segovia, A. Alvarado, J. Egred, L. Troncoso, S. Vaca, H. Yepez, Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador, Quito: Corporación Editora Nacional
- [2] V. Alfonso, "EL RIESGO SÍSMICO EN QUITO:ANÁLISIS Y SIMULACIONES", Tesis, Ciencias y Gestión del territorio, Université Côte d'Azur, Quito, 2010.[En línea]. disponible en: <https://horizon.documentation.ird.fr/>

- exl-doc/pleins_textes/divers11-12/010053328.pdf
- [3] M. Atapuma, B. Antamba y F. Pachano, "Diseño de edificios con vigas banda", Escuela Politécnica Nacional, [s.f]. [En línea]. Disponible en: <https://dokumen.tips/documents/dise-no-edificios-con-vigas-banda.html?page=1>
- [4] C. Bermeo, D. Sánchez, P. Placencia, "Comportamiento de Conexión Losa-Columna en Nudos interiores de Pórticos con Losa Planas y Vigas Embebidas", Rev. Pol., vol. 45, pp. 17, abr. 2020. [En línea]. Disponible en: https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/1030/525
- [5] V. Espinoza, "Estudio comparativo entre el diseño por fuerzas y el diseño por medio de desplazamientos de la estructura del edificio Matriz Guarnada "Plan diez millones CENEL Bolívar" según la norma NEC 2014", Tesis, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, 2016. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/24444>
- [6] K. Estrada, N. Vivanco, "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño del reforzamiento de una vivienda de 3 pisos ubicada en el norte de Quito-Ecuador", Tesis, Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2019. [En línea]. Disponible en: <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20314>
- [7] D. Aulestia, Ecuador, "Peligró Sísmico Diseño Sismo Resistente", MIDUVI, 2014. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- [8] L. Alemán, L. Naranjo, "Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado mediante los códigos FEMA, utilizando ETABS", Tesis, Escuela Politécnica del Ejercito, Sangolquí, 2011. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/3885/1/T-ESPE-032558.pdf>
- [9] R. Moreno, "Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2006. [En línea]. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559>
- [10] A. 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2014.
- [11] M. García, "Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal", Tesis de Máster, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2018. [En línea]. Disponible en: <https://core.ac.uk/download/pdf/159237527.pdf>