PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE HÁBITAT, INFRAESTRUCTURA Y CREATIVIDAD

PROYECTO DE TITULACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

TEMA:
EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO POR MEDIO DE ENCAMISADO EN HORMIGÓN DE SUS ELEMENTOS ESTRUCTURALES UBICADA EN LA PROVINCIA DE ORELLANA

AUTOR:
BACILIO ISRAEL NIETO NUÑEZ

TUTOR:
OSCAR PATRICIO JARAMILLO DE LEÓN

QUITO-ECUADOR

2026

Contenido

1. TÍTULO DEL PROYECTO 7

2. RESUMEN 7

3. DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA PROPUESTA 7

3.1. JUSTIFICACIÓN 7

3.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 8

3.3. OBJETIVOS 9

3.4. Objetivo general 9

3.5. Objetivos secundarios 9

3.6. Alcance 9

3.7. Antecedentes 10

3.8. Marco teórico 10

3.8.1. Tipos de análisis para estructuras sismorresistentes 10

3.8.2. Análisis estático lineal 11

3.8.3. Desempeño De La Estructura 24

3.8.4. Niveles De Desempeño Sísmico 24

3.8.5. Reforzamiento Estructural 25

3.8.6. Encamisado de elementos con hormigón armado 26

3.8.7. Procedimiento de modelado de columna encamisada de H. A. en ETABS 27

3.9. METODOLOGÍA 29

3.10. Limitación de la investigación 30

3.11. Resultados esperados 30

4. DATOS GENERALES DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO 31

4.1. Sistema estructural 31

4.2. Vigas 31

4.3. Columnas 32

4.4. Losa DECK 33

4.5. Cimentación 33

4.6. Sistemas no estructurales 33

5. TIPO DE SUELO Y RIESGO GEOLÓGICO 34

6. DAÑOS ESTRUCTURALES 34

7. ANÁLISIS LINEAL DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE 35

7.1. Casos De Carga 35

7.2. Propiedades De Los Materiales 35

7.2.1. Hormigón 35

7.2.2. Acero de refuerzo 36

7.3. Elementos estructurales 36

7.4. Modelo matemático 3D 38

7.5. Cargas Permanentes 40

7.5.1. Losa de entrepiso DECK 40

7.5.2. Cubierta de Techo 40

7.6. Cargas Vivas 41

7.6.1. Losa de entrepiso DECK 41

7.6.2. Cubierta de Techo 41

7.7. Cargas Laterales 41

7.7.1. Zona sísmica 41

7.7.2. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs 42

7.7.3. Cortante basal estático lineal 44

7.7.4. Cortante basal dinámico lineal (Análisis Modal Espectral) 46

7.8. Resultados Del Análisis Lineal Dinámico (análisis modal espectral) 48

7.8.1. Porcentajes de participación modal de masa acumulada 48

7.8.2. Derivas inelásticas 48

7.9. Comprobación De Diseño 51

7.9.1. Verificación de cuantía de acero de refuerzo 51

7.9.2. Comprobación De Diseño A Flexo compresión De Columna 52

7.9.1. Verificación de acero de refuerzo requerido a flexión 54

7.9.2. Comprobación De Diseño A Corte De Columna 58

7.9.3. Comprobación de diseño a corte de las vigas 61

7.9.4. Verificación de columna fuerte-viga débil (6/5) BEAM/COLUM 63

8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL 67

8.1. Determinación del PGA para los periodos de retorno de 72, 225, 475,2475 años 67

8.2. Determinación de los parámetros sísmicos Fa, Fd, Fs, η y r para los periodos de retorno de 72, 225, 475,2475 años 68

8.3. Definición de curvas de espectro de aceleraciones para los periodos de retorno de 72, 225, 475,2475 años 68

8.4. Definición de carga gravitacional no lineal 71

8.5. Definición de caso de carga lateral para el análisis no lineal 71

8.6. Determinación de rótulas plásticas 73

8.6.1. Rótula plástica para vigas 73

8.6.2. Rótula plástica para columnas 82

8.7. Resultados del análisis no lineal 83

8.7.1. Curva de capacidad y curva bilineal. 83

8.7.2. Puntos de desempeño de cada uno de los periodos de retorno. 86

8.7.3. Niveles de desempeño para cada periodo de retorno 89

9. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO 91

9.1. Dimensiones de secciones reforzadas 92

9.1.1. Columnas 92

9.1.2. Vigas 93

9.2. Modelo 3d en ETABS 94

9.2.1. Definición viga reforzada 40x40 cm 94

9.2.2. Definición Columna reforzada 40x45 cm 95

9.2.3. Distribución de columnas de sección reforzada 96

9.2.4. Distribución de vigas de sección reforzada 97

10. ANÁLISIS LINEAL DINÁMICO DE ESTRUCTURA REFORZADA 97

10.1. Cortante basal estático lineal 97

10.2. Cortante basal dinámico lineal (Análisis Modal Espectral) 99

10.3. Resultados del análisis dinámico lineal (Análisis Modal Espectral). 100

10.3.1. Porcentajes de participación modal de masa acumulada. 100

10.3.2. Derivas inelásticas 100

10.4. Comprobación de diseño 103

10.4.1. Verificaciones de cuantía de acero de refuerzo longitudinal 103

10.4.2. Verificación de acero de refuerzo requerido a flexión 104

10.4.3. Verificación de columna fuerte-viga débil (6/5) BEAM/COLUM..... 105

11. Análisis Estático No Lineal De Estructura Reforzada 109

11.1. Rótulas plásticas para vigas reforzadas de 40x40 cm 109

11.2. Rótula plástica de columnas reforzadas de 40x45 cm..... 114

11.3. Resultados del análisis no lineal..... 116

11.3.1. Curva de capacidad y curva bilineal. 116

11.3.2. Puntos de desempeño de cada uno de los periodos de retorno. 118

11.3.3. Niveles de desempeño para cada periodo de retorno 121

12. DISCUSIÓN DE RESULTADOS 123

13. RECOMENDACIONES..... 125

14. CONCLUSIONES..... 126

15. BIBLIOGRAFÍA..... 128

CAPITULO I

1.TÍTULO DEL PROYECTO

Evaluación y rehabilitación estructural de una edificación de dos plantas de hormigón armado por medio de encamisado en hormigón de sus elementos estructurales ubicada en la provincia de Orellana.

2.RESUMEN

El estudio se enfoca principalmente en el análisis del desempeño sísmico de una edificación de hormigón armado de dos plantas, el cual es un tipo de estructura muy común en Ecuador la cual carece de un correcto diseño estructural o carece completamente de este, por lo que estas edificaciones son un riesgo constante para los usuarios que las habitan debido a que el Ecuador es un país con alta sismicidad al encontrarse dentro del cinturón de fuego del Pacífico, lo que significa que frente a un evento sísmico este tipo de edificación al tener deficiencias o patologías estructurales llegaría a tener severos daños en sus elementos estructurales y no estructurales, o hasta pudiendo llegar al colapso poniendo en riesgo la vida de sus ocupantes. Este estudio planteará una propuesta de reforzamiento de sus elementos estructurales mediante un encamisado en hormigón de manera que se mejore el desempeño sísmico de la edificación y mejore su ductilidad haciéndola segura ante este tipo de eventos.

3.DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA PROPUESTA

3.1.JUSTIFICACIÓN

El estudio se basa en el mejoramiento en el comportamiento estructural de una edificación existente de hormigón armado en el oriente ecuatoriano para que sea capaz de resistir eventos sísmicos considerados raros o muy raros y salvaguardar la vida de los ocupantes. El estudio mostrará los beneficios que un reforzamiento de los elementos estructurales mediante un encamisado

estructural brinda a una edificación que no cumple con los requisitos mínimos de diseño frente a un evento sísmico y sea un referente como metodología para el reforzamiento de estructuras de dos plantas existentes en el país que no cumplan con los requisitos mínimos de las normas de construcción o cuenten con algún tipo de patología estructural.

3.2.PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Ecuador se encuentra dentro del cinturón de fuego del Pacífico por lo cual su actividad sísmica es alta, por lo que se cuenta con la normativa NEC-SE-DS 2015 para el diseño y construcción de edificaciones y viviendas sismorresistentes, sin embargo en el país una gran parte de sus construcciones son de carácter informal y se han realizado sin seguir los lineamientos de esta normativa tanto en diseño como en construcción, sobre todo las construcciones destinadas para viviendas, los datos estiman que solo en la capital del país, alrededor del 60% de las edificaciones no cuentan con normativa. Esto genera un problema preocupante debido a que estas edificaciones informales al no contar con los parámetros mínimos de diseño estipulados por la normativa vigente pueden llegar a colapsar ante un evento sísmico.

Durante el terremoto de Pedernales de 2016 alrededor de 40 edificios colapsaron en la zona cero de Portoviejo y varios de los que quedaron en pie fueron derrocados, encontrándose en estos varias patologías estructurales como columna débil viga fuerte, columna corta, separación excesiva de estribos en zona de confinamiento entre otras, claramente estas edificaciones se construyeron sin acatar las disposiciones de las normas de construcción, algo típico en edificaciones informales o con escaso o nulo control por parte de un profesional capacitado al momento de su construcción.

3.3.OBJETIVOS

3.4.**Objetivo general**

- Evaluar el desempeño sísmico de una estructura de dos plantas de hormigón armado y proponer un reforzamiento de los elementos estructurales mediante encamisados de hormigón armado.

3.5.Objetivos secundarios

- Determinar las capacidades de los elementos estructurales ante los distintos esfuerzos que actúan en la estructura mediante un modelo matemático en 3D.
- Determinar si la estructura cumple con los requisitos sísmicos de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS 2015.
- Realizar una propuesta de reforzamiento de los elementos estructurales de la edificación mediante un encamisado en hormigón armado.

3.6.Alcance

Este estudio tiene como alcance el realizar una propuesta de reforzamiento de la estructura mediante el encamisado de sus elementos estructurales de manera que cumpla con los requisitos mínimos de la norma ecuatoriana de construcción vigente.

Se logrará mediante un análisis lineal y no lineal de la estructura existente en el cual se determinarán los esfuerzos de demanda y demás propiedades de la estructura como son periodos de vibración, masas participativas, derivas inelásticas, nivel de desempeño entre otros, de los resultados obtenidos se determinarán las deficiencias estructurales y se propondrá un encamisado de hormigón en sus elementos estructurales.

3.7.Antecedentes

Según Singaucho, (2009), “en Ecuador han ocurrido alrededor de 36 eventos sísmicos considerados devastadores para las edificaciones desde el año de 1587”, el último evento sísmico que ha dejado grandes pérdidas materiales, económicas y humanas sucedió el 16 de abril del 2016 a 27 km del sureste de Pedernales con magnitud de 7.5 Mw el cual afectó gravemente a las edificaciones de esta ciudad y muchas colapsaron, también se vieron afectados poblados como Jama, Canoa, Portoviejo, Manta, Santo Domingo de los Tsáchilas entre otras. El evento también se sintió en las ciudades de Guayaquil, Quito y hasta en la Amazonía ecuatoriana pero no tuvieron daños significativos en las edificaciones.

Según Aguiar & Mieles, (2016), “alrededor de 40 edificaciones colapsaron en el centro de la ciudad de Pedernales, en estas se han detectado patologías estructurales siendo una de las más comunes la de columna corta, la cual tiene menor capacidad de disipar energía por lo cual es la que más daño inflige a una estructura”.

3.8.Marco teórico

3.8.1.Tipos de análisis para estructuras sismorresistentes

Para el análisis de estructura frente a fuerzas laterales sísmicas se cuenta con varios métodos o procedimientos los cuales se clasifican en análisis lineales y no lineales, estos análisis pueden ser estático o dinámicos. Según el tipo de análisis puede clasificarse de la siguiente manera:

Análisis lineal estático:

- Fuerzas laterales equivalentes

Análisis lineal dinámico:

- Modal espectral
- Tiempo historia

Análisis no lineal estático:

- PUSHOVER

Análisis no lineal dinámico

- Tiempo historia

El presente estudio se enfocará en un análisis no lineal estático con el método incremental más conocido como PUSHOVER

3.8.2.Análisis estático lineal

- **Análisis modal espectral**

En este análisis un sistema con varios grados de libertad se idealiza como un sistema de masas y resortes, en este se pueden obtener las frecuencias naturales y los modos de vibración de la estructura correspondientes con la altura y rigidez de la edificación además de obtener los desplazamientos de cada masa.

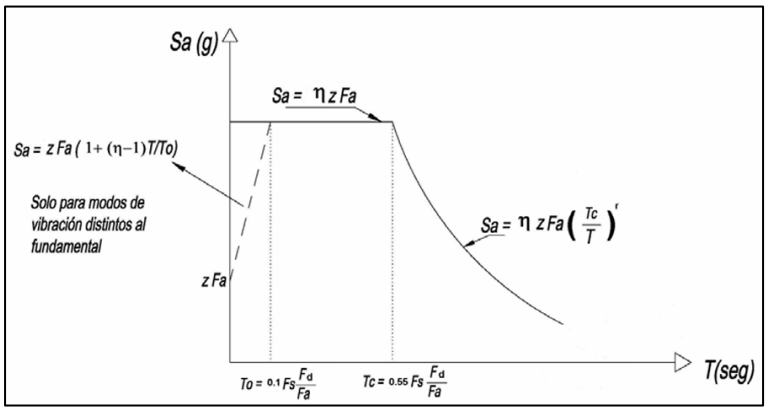
Los desplazamientos y fuerzas de la estructura se determinan a partir de un espectro de diseño el cual se construye con los parámetros sísmicos de las normas de construcción vigentes, para el Ecuador se cuenta con la norma NEC-SE-DS (Cabrera & Muñoz, 2025)

- **Espectro de diseño elástico**

Según la normativa NEC-SE-DS 2015, “puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociados con el sitio de emplazamiento de la estructura”, el espectro está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad en las ordenadas y los periodos de vibración en las abscisas.

Figura 1

Espectro de diseño según la norma NEC-SE-DS 2015



Nota. Tomado de Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS), por MIDUVI, 2015.

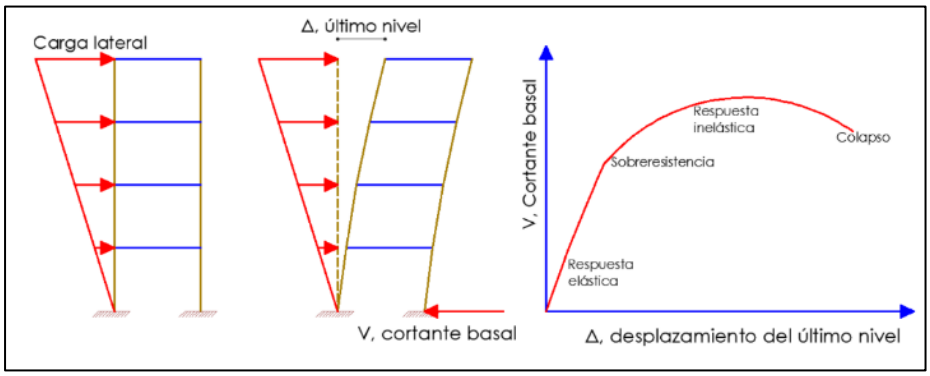
- **Análisis No Lineal**

Es uno de los análisis más importantes al permitir conocer el probable desempeño sísmico de la estructura a través de la construcción de la curva de capacidad entre la relación del cortante basal y el desplazamiento lateral de la última planta (piso, techo o cubierta) de la edificación. La curva cuenta con una zona elástica y una zona inelástica, en la zona elástica las fuerzas son directamente proporcionales a las deformaciones motivo por el cual en esta zona la curva es una línea recta creciente, seguido de esta se encuentra la zona inelástica en la que la curva comienza a decaer a causa de que las deformaciones dejan de ser proporcionales a las fuerzas y la pendiente de la curva se reduce progresivamente (Maza & Guerrero, 2022).

Para el análisis estático no lineal se tiene el método incremental más conocido como PUSHOVER, su principio consiste en aplicar fuerzas laterales de manera incremental a una estructura, hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, o su colapso, el método permite visualizar el comportamiento de una estructura sometida a fuerzas laterales las cuales representan las fuerzas sísmicas, en cada etapa de análisis se extrae el cortante en la base y el desplazamiento en el tope y con estos resultados se construye la curva de capacidad de la estructura (Cagua, Pilatasig & Aguiar, 2023).

Figura 2

Patrón de cargas y curva de capacidad de la estructura



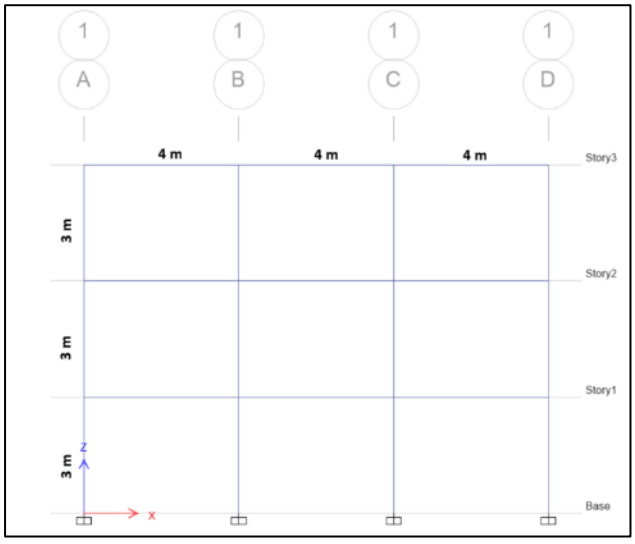
Nota. Tomado de Maza Diaz y Guerrero Cuasapaz (2022, p. 5).

- **Procedimiento del método PUSHOVER en un pórtico bidimensional**

Para el procedimiento de método de análisis PUSHOVER se lo realizará con un pórtico bidimensional de tres plantas y tres vanos, la altura de entre piso será de 3 m y los vanos de 4 m.

Figura 3

Pórtico bidimensional



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Las columnas serán de 30x30 cm y las vigas de 25x25 cm.

Las características de los materiales son los siguientes:

f'c=210 kg/cm^2 (resistencia a compresión del Hormigón)

Fy=4200 kg/cm^2 (resistencia a fluencia del acero de refuerzo)

A continuación, se muestran los pasos para el análisis no lineal estático mediante PUSHOVER.

a. Caracterización de la carga gravitacional

Para la carga gravitacional según el ASCE 41-17, sección 7.2.2, para análisis no lineales se deberá considerar la siguiente combinación:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Donde

Q_D: Acción causada por cargas muertas
Q_L: Acción causada por carga viva, igual al 25% de la carga viva no reducida
Q_S: Acción causada por la carga de nieve efectiva.

Esta deberá ser combinada con las acciones causadas por fuerzas sísmicas.

Para definir la carga viva se considerará lo establecido en la norma NEC-SE-CG 2015.

Para la carga muerta se realizará un análisis del peso de cada material que componen la losa de la edificación en un área de 1 m^2, los pesos específicos para el análisis se tomarán de la normativa NEC-SE-DS 2015.

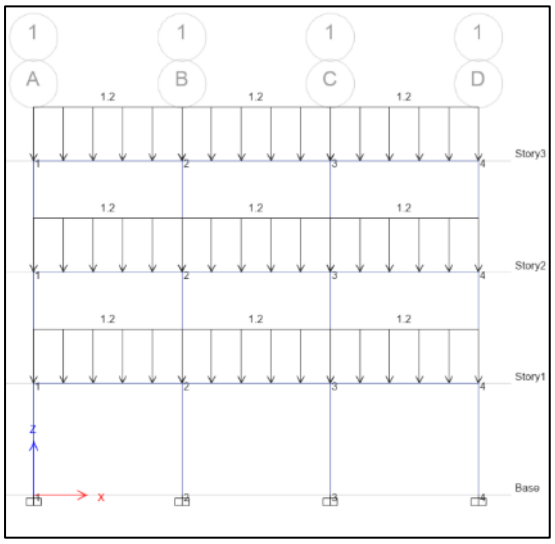
Para el ejemplo se utilizará una carga viva de 0.2 ton/m^2 y una carga muerta de 0.3 ton/m^2 los cuales serán convertidos a una carga linealmente distribuida al multiplicarlos por un ancho colaborante de 4 m.

$$CM = 0.3 * 4 = 1.2\ Ton/m^2$$

$$CV = 0.2 * 4 = 0.8\ Ton/m^2$$

Figura 4

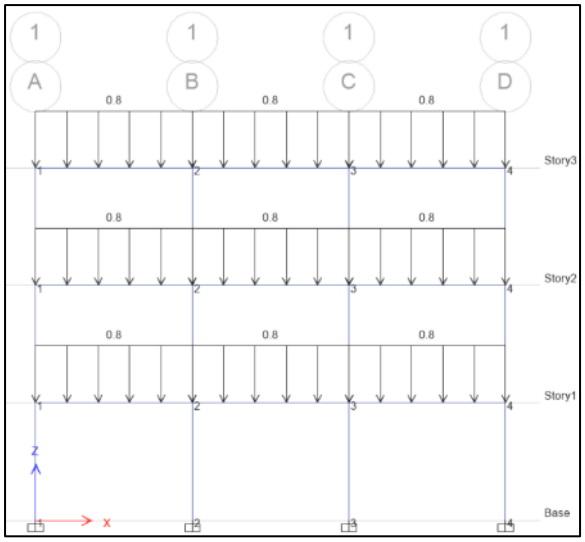
Asignación de carga muerta a las vigas en Ton/m²



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 5

Asignación de carga muerta a las vigas en Ton/m²



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

b. Caracterización de la carga lateral

Para la distribución vertical de la carga lateral se deberá determinar el factor C_{vx} y multiplicar por la pseudo fuerza lateral V.

Para la determinación del C_{vx} la norma ASCE 7-22, sección 12.8.3, ofrece la siguiente expresión:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

Donde

C_{vx} = Factor de distribución vertical.

V = Pseudo Fuerza lateral.

w_i = Porción del peso sísmico efectivo W ubicada en o asignada al nivel i.

w_x = Porción del peso sísmico efectivo W ubicada en o asignada al nivel x.

h_i = Altura desde la base al nivel i.

h_x = Altura desde la base al nivel x.

Para el ejemplo se ha seleccionado un patrón de cargas triangular el cual se aplicará a cada piso del pórtico.

Piso 1=0.166666667 Ton

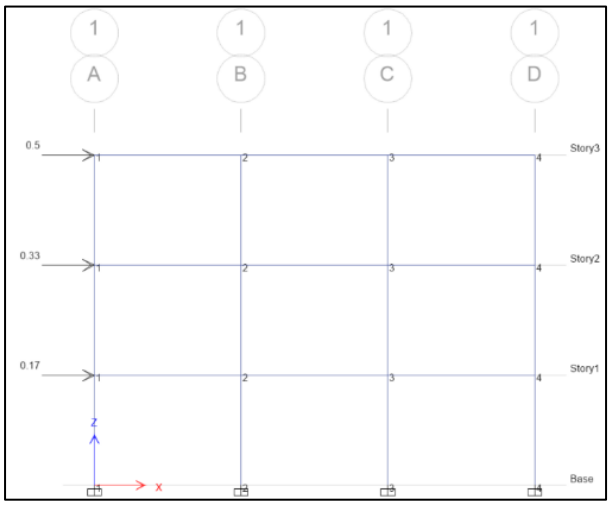
Piso 2=0.333333333 Ton

Piso 3=0.5 Ton

SUMATORIA=1 Ton

Figura 6

Asignación de carga sísmica lateral en Ton/m²



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Las fuerzas sísmicas laterales están asignadas de tal manera que el cortante basal sea la unidad Vb=1 ton.

c. Caracterización de las rótulas plásticas de los elementos

- **Rótulas plásticas de vigas**

Para la definición y creación de las rótulas plásticas la norma ASCE 41-17, capitulo 10, tabla 10-7, proporciona fórmulas en donde se considera el momento plástico de los elementos y los límites de las rotaciones para ocupación inmediata IO, seguridad de vida SL y prevención de colapso CP.

Figura 7

Tabla 10-7 de la ASCE 41-17 para rótulas plásticas de vigas de H. A

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V^{pr}}{b_w d\sqrt{f'_{ce}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota. Tomado de ASCE 41-17 (Tabla 10-7).

Para el ejemplo se asumirá que el refuerzo longitudinal y transversal de la viga cuenta con las siguientes condiciones que se encuentran en la tabla 10-7 de la ASCE 41-17.

1. $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} = 0$ (mismo refuerzo longitudinal para tensión y compresión)
2. Refuerzo transversal = C (el refuerzo transversal es conforme)
3. $\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_{CE}}} \leq 3$

Para estas condiciones la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 tiene los siguientes ángulos de rotación plástica para la rótula de la viga

a=0.025

b=0.05

c=0.2

Los límites de desempeño son los siguientes:

IO=0.010

LS=0.025

CP=0.05

La capacidad de la viga se calculará asumiendo un refuerzo longitudinal a tensión y compresión de 3 ϕ12 mm

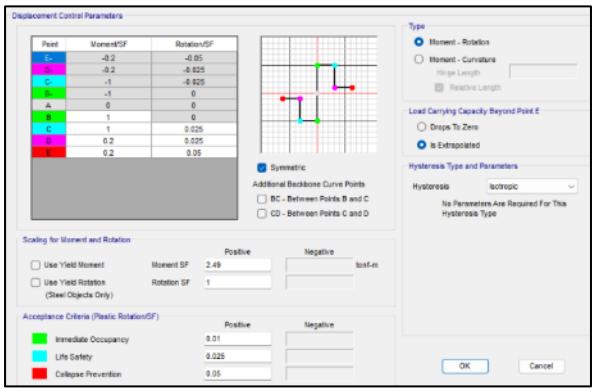
$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 3.19\ cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2.49\ ton \cdot m$$

Los datos obtenidos de la rótula de la viga serán ingresados en el software de manera manual.

Figura 8

Definición de rótulas plásticas de vigas en el software ETABS



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

- **Rótulas plásticas de columnas**

Para la definición de las rótulas plásticas de las columnas se cuenta con la norma ASCE 41-17, capitulo 10, tabla 10-8, en esta tabla se definen las rotaciones y niveles de desempeño para la rótula para este elemento.

Figura 9

Tabal 10-8 de la ASCE 41-17 para rótulas plásticas de columnas de H. A

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, *a* and *b* (radians) Residual Strength Ratio, *c*	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height[a] $a = \left(0.042 - 0.043\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}}\right) \geq 0.0$	$\leq \frac{0.15}{0.005}$ *a*	0.5 *b*[b]	0.7 *b*[b]
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a$[a]			
$c = 0.24 - 0.4\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[c]			
$a = \left(\frac{1}{8}\frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_t f_{ytE}}\right) \geq 0.0 \leq 0.025$[d]	0.0	0.5 *b*	0.7 *b*
$b = \left(0.012 - 0.085\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t^{e}\right) \geq a \leq 0.06$			
$c = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$			

Nota. Adaptado de "ASCE/SEI 41-17 (Table 10-8

Para el ejemplo se asumirán las siguientes condiciones para obtener los valores a, b y c de las rótulas, las cuales están dadas por la ASCE 41-17, tabla 10-8.

1. $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{CE}} = 0.1$

2. $\rho_t = 0.0075$
3. $\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} = 0.2$

Con estos valores se procede a calcular las rotaciones a, b y c con las expresiones de la ASCE 41-17, tabla 10-8.

$$a = 0.042 - 0.043\frac{N_{UD}}{A_g f'_{CE}} + 0.63\rho_t - 0.023\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} = 0.039$$

$$b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8A_g f'_{CE}}\frac{1}{\rho_t}\frac{f'_{CE}}{f_{ytE}}} - 0.01 = 0.083$$

$$c = 0.24 - 0.4\frac{N_{UD}}{A_g f'_{CE}} = 0.2$$

Los límites de desempeño para este caso son los siguientes

IO=0.15a=0.00585

LS=0.5b=0.0415

CP=0.7b=0.0581

La rótula plástica para la columna será asignada a 90 y 270 grados debido a que el pórtico solo trabajará en el sentido X de manera bidimensional.

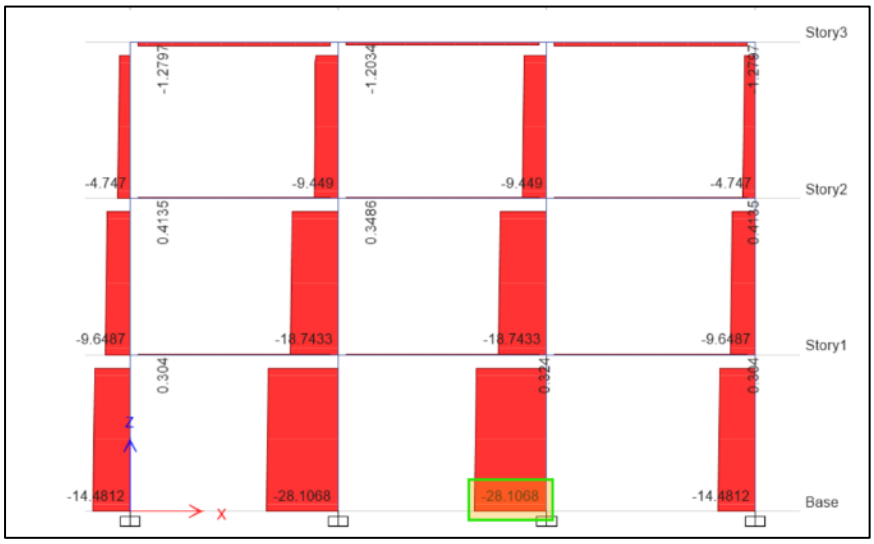
La carga axial en la columna es la carga gravitacional más el máximo cortante que puede transmitir la viga a la columna

$$M_{pV} = 1.25A_s F_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 3.39\ Ton.m^2$$

$$V_{pV} = \frac{2M_{pV}}{2} = 2.26\ Ton$$

Figura 10

Carga axial en columnas debido a cargas gravitatorias D+L



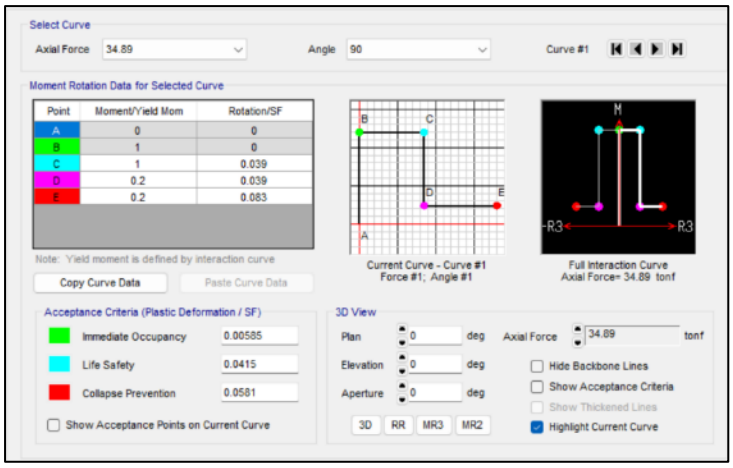
Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

$P_{max} = 2.26x3 + 28.11 = 34.89$ Ton

Los datos obtenidos serán ingresados en el software de forma manual.

Figura 11

Definición de rótulas de columnas en el software ETABS



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

d. Definición de nodo de control

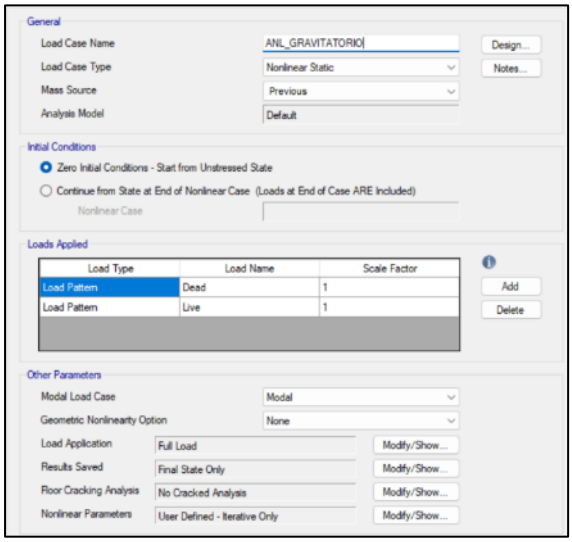
Para realizar un análisis PUSHOVER controlado por desplazamiento se requiere un punto de control el cual medirá el desplazamiento de la estructura, este punto de control es aconsejable que sea en el punto de centro de masas en el techo de la estructura.

El punto de control en el techo de la edificación debe ser igual o superar el desplazamiento objetivo.

Para la definición del punto de control se deberá crear un caso de carga (load case), el cual se definirá el análisis de no lineal mediante el patrón de cargas triangular. El análisis no lineal sísmico continuara después del análisis no lineal gravitacional

Figura 12:

Definición de cargas gravitatorias no lineales en el software ETABS

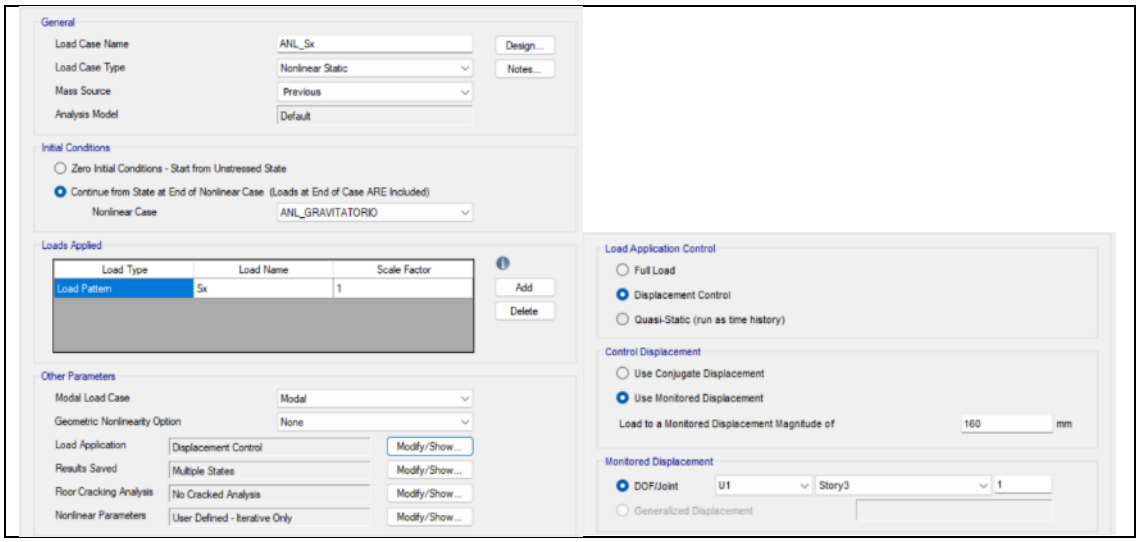


Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

El desplazamiento objetivo se asumirá una longitud de 160 mm y será monitoreado en el nodo 2 del tercer nivel del pórtico para las cargas laterales en dirección X(U1).

Figura 13:

Definición de carga sísmica lateral no lineal y punto de control en el tope de la estructura

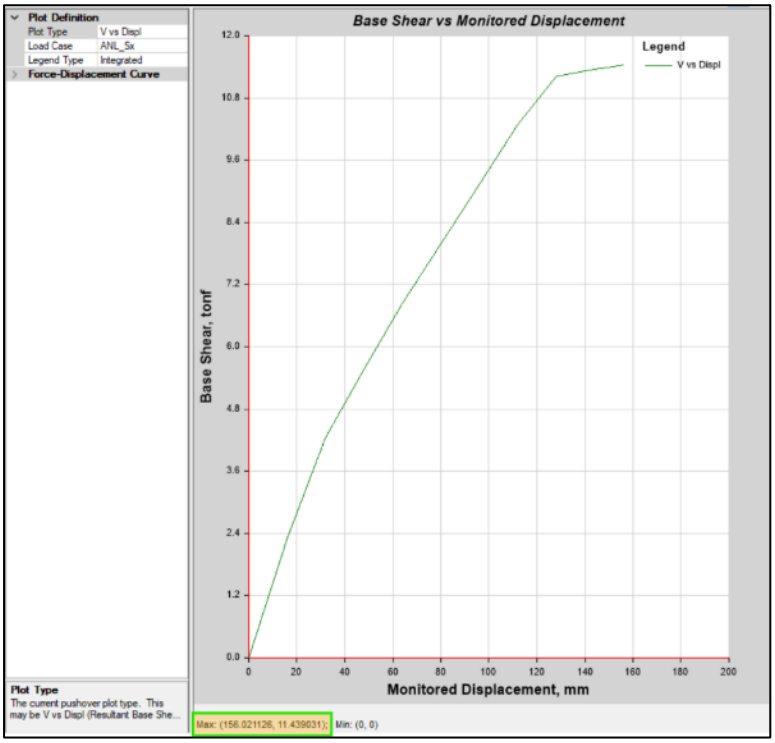


Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Una vez terminado el modelo, asignado las rótulas plásticas a vigas y columnas y determinado el punto de control en el techo de la estructura se corre el software y se visualizará la curva PUSH OVER de cortante vs desplazamiento.

Figura 14:

Curva de capacidad cortante vs desplazamiento



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

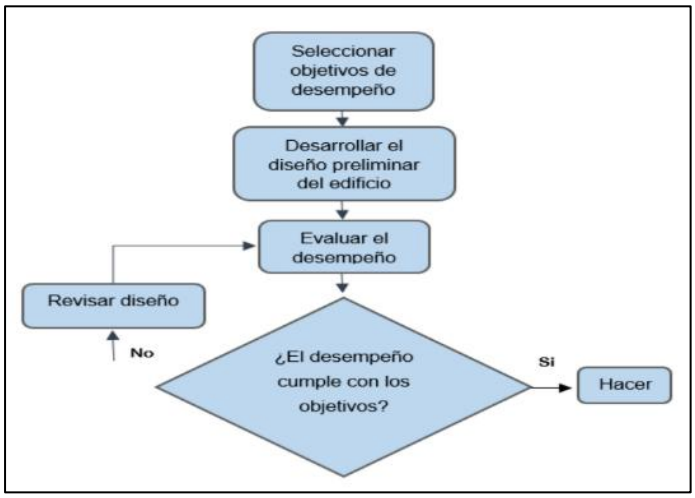
3.8.3.Desempeño De La Estructura

Es la capacidad de una estructura para resistir a la demanda sísmica y esta depende de tres factores como son la ductilidad, resistencia y deformación de sus elementos individuales. El desempeño de la estructura puede determinarse una vez se establezca el desplazamiento de demanda y la curva de capacidad obtenidos de un análisis no lineal.

El diseño basado en desempeño es muy utilizado para evaluar cómo se comporta una edificación existente ante un peligro que probablemente experimente, como lo es un evento sísmico. Este es un proceso iterativo en el cual primero se selecciona los objetivos de desempeño, seguido por el desarrollo de un diseño preliminar, evaluación del cumplimiento de los objetivos de desempeño y por último el rediseño y la reevaluación hasta que alcance el nivel de desempeño propuesto.

Figura 15:

Diagrama de flujo para obtener el desempeño de la estructura.



Nota. Tomado de Cahuana y Ccaso (2021, p. 25).

3.8.4.Niveles De Desempeño Sísmico

Son una combinación de los niveles utilizados para elementos estructurales y toman en cuenta aspectos como riesgos a los que están expuestos los ocupantes de la edificación, daños de los

elementos estructurales y no estructurales. Según la ASCE/SEI 41-17 muestra combinaciones de niveles de desempeñó, a continuación, se presentan los más relevantes.

Operacional (1-A)._ para los elementos estructurales se esperan daños insignificantes o nulos y para los elementos no estructurales daños ligeros. Los sistemas no estructurales son totalmente funcionales.

Ocupacional inmediata (1-B)._ para los elementos estructurales se esperan daños insignificantes o nulos y para los elementos no estructurales daños ligeros. Puede ocuparse la edificación de manera segura luego de un evento sísmico.

Seguridad de vida (3-C)._ los elementos estructurales presentan daños pero se cuenta con un margen de seguridad contra el colapso parcial o total, los daños en los elementos estructurales y no estructurales no representan una amenaza para la seguridad de vida.

Prevención de colapso (5D)._ los elementos estructurales y no estructurales presentan un daño importante posterior a un evento sísmico, pero los elementos estructurales están en capacidad de resistir cargas gravitatorias.

3.8.5.Reforzamiento Estructural

El reforzamiento estructural se realiza para aumentar la capacidad resistente de la estructura ya sea de manera local en sus elementos individuales (vigas columnas, muros) o de manera general en la estructura obteniendo un mejor desempeño de esta. El reforzamiento estructural se realiza comúnmente en edificaciones antiguas las cuales poseen deficiencias significativas estructurales o en su detallado. Las estructuras antiguas permiten desplazamientos mayores a los permitidos por normativas actuales lo cual puede influir en el comportamiento ante solicitaciones sísmicas. Por otro lado, también cuentan con errores constructivos como mala compactación, juntas mal realizadas, hormigón de baja resistencia que causan un deterioro de la

capacidad estructural de muchos elementos por lo que es requerido un reforzamiento estructural (Tudela, 2022).

3.8.6.Encamisado de elementos con hormigón armado

Se trata de incrementar la sección o el elemento (columna, viga, muros) mediante la unión de hormigón viejo con hormigón nuevo utilizando un puente de adherencia (adhesivo epóxido) disponiendo en el incremento de hormigón con reforzamiento pasivo tanto longitudinal como transversal, prácticamente se envuelve el elemento que se va a reforzar con una sección adicional de hormigón armado (Tudela, 2022).

El encamisado de columna mediante el incremento de sección de hormigón es una de las técnicas de reforzamiento más económicas puesto que el procedimiento, costo de materiales y mano de obra no difiere tanto con respecto al de la construcción de una columna de hormigón armado, además que también es una de las técnicas más antiguas para este tipo de trabajos.

Figura 16:

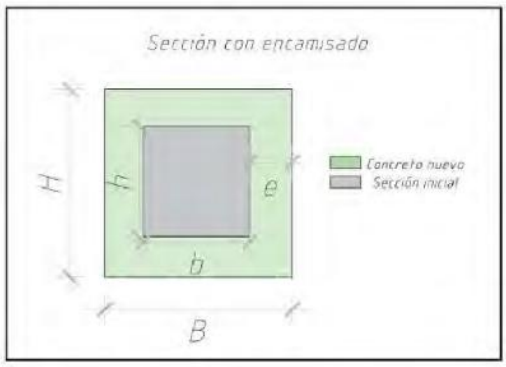
Armado de columna a ser encamisada



Nota. Tomado de Tudela (2022, p. 22)

Figura 17:

Detalle de sección con encamisado de Hormigón Armado



Nota. Tomado de Tudela (2022, p. 22)

3.8.7.Procedimiento de modelado de columna encamisada de H. A. en ETABS

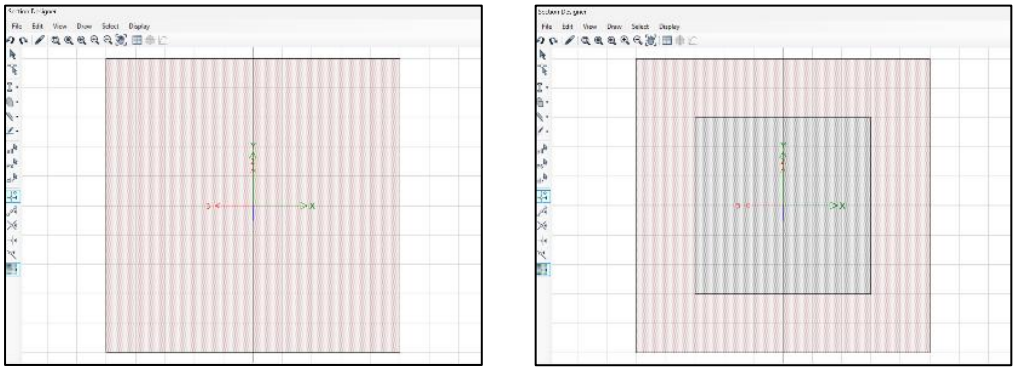
Para el modelado de la columna encamisada primero se deberá definir los materiales que compondrán la columna original, el encamisado y acero de refuerzo.

Este tipo de columna se modelará con el módulo de Section designer para elementos personalizados. En este se creará una columna rectangular con las dimensiones finales que incluyan la encamisada.

Posterior a esto se modelará el núcleo de la columna el cual es prácticamente la columna original, para esto se creará una columna rectangular con las dimensiones de la columna actual sin encamisar y se la colocará dentro de la anterior.

Figura 18:

Creación de núcleo y encamisada de columna rectangular modelada en ETABS



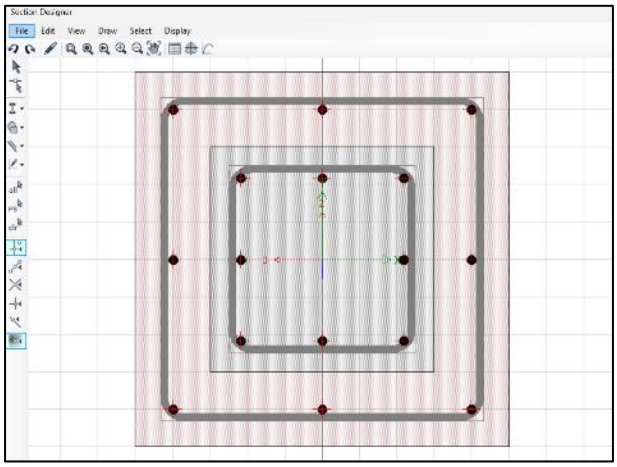
Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Una vez realizado el encamisado y el núcleo de la columna encamisada se designará el tipo material correspondiente a cada una de sus partes.

A continuación, se asigna el acero longitudinal y transversal tanto para el núcleo como para el encamisado de la columna.

Figura 19:

Asignación de acero de refuerzo en columna encamisada modelada en ETABS

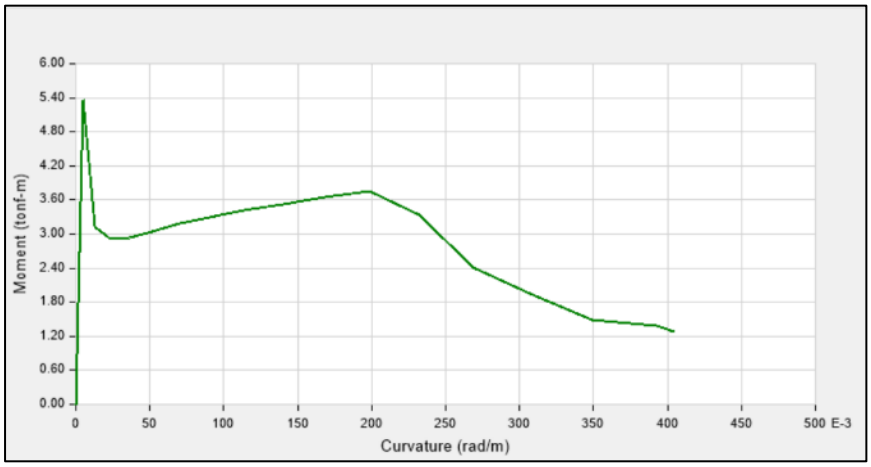


Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Finalizado el modelamiento de la columna encamisada de hormigón armado se puede visualizar sus diagramas de interacción y diagramas momento-curvatura.

Figura 20:

Diagrama momento curvatura de columna encamisada modelada en ETABS



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

3.9.METODOLOGÍA

El estudio está enfocado de manera cuantitativa pues este pretende medir los niveles de ductilidad, resistencia y deformaciones que la estructura a analizar tendrá antes y después de las propuestas de reforzamiento estructural de manera que se logre realizar una comparación entre los resultados obtenidos y poder concluir que tan beneficioso resulta para una estructura con cierto tipo de deficiencia estructural el realizar un reforzamiento de elementos por medio de encamisados.

La presente investigación será del tipo aplicativo pues como se indicó anteriormente tiene la finalidad de aumentar la ductilidad de una edificación mediante el reforzamiento de sus elementos estructurales con encamisados de hormigón.

El estudio está destinado para el tipo de estructuras elaboradas en hormigón armado de dos plantas, las cuales son edificaciones con más probabilidades de que su construcción sea informal y cuenten con ciertas deficiencias estructurales. El tipo de estructuras de dos plantas debido a la cultura de la gente en el país son las que mayormente las construyen sin un diseño previo tanto arquitectónico como estructural, no cuentan con un estudio de suelos o dirección técnica al momento de su construcción, por lo que son idóneas para este tipo de estudios.

El análisis se realizará a una sola edificación de hormigón armado de dos plantas, esta edificación se encuentra ubicada en la provincia de Orellana, dentro del parque nacional Yasuní.

A la estructura se pretende analizar mediante un modelo matemático en 3D por medio de un software especializado en los cuales se ingresarán los datos más relevantes de la estructura como son tipos de materiales, geometría de la estructura, dimensiones y tipo de elementos, cargas actuantes en la estructura tanto gravitatorias y laterales.

3.10.Limitación de la investigación

El estudio está planteado solo para una edificación de dos plantas de hormigón armado en el que se pretende mejorar las capacidades de los elementos estructurales, su ductilidad y nivel de desempeño frente a cargas combinadas incluyendo cargas sísmicas, en el estudio no se pretende un reforzamiento para amplificaciones verticales de pisos, la propuesta del tipo de reforzamiento a realizar en el estudio está limitada a un tipo de reforzamiento en hormigón, no se pretende en este estudio abarcar propuestas de reforzamiento utilizando encamisados con perfiles de acero.

3.11.Resultados esperados

La edificación en estudio que son las más comunes en Ecuador y de las cuales es muy común su construcción de manera informal sin contar con estudios de diseño arquitectónico y estructural, existe una alta probabilidad que las cuantías de acero de refuerzo de los elementos estructurales verticales no cumplan lo mínimo estipulado, así como también los elementos estructurales no cumplan con las dimensiones mínimas, por lo que al realizar los análisis sísmicos mencionados para este estudio las capacidades de los elementos estructurales resulten menores que las demandas por esfuerzos combinados sísmicos, así como también sus desplazamientos y derivas sobrepasen los límites permitidos según las normas de construcción vigentes, necesitando así un reforzamiento de sus elementos de tal manera que aumente las capacidades ante esfuerzos combinados sísmicos y aumente la ductilidad de la estructura en general logrando una mejora en su desempeño frente a un evento sísmico.

CAPITULO II

4.DATOS GENERALES DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO

Los datos para el presente estudio en el que se pretende realizar un análisis no lineal de la estructura con el método incremental (PUSHOVER) fueron tomados del informe de inspección rápida realizada en el año 2024 por el ingeniero Oscar Jaramillo, en el Informe se realiza un levantamiento de las dimensiones de la estructura y de sus elementos, así como el tipo de material con el que están elaborados, además especifica las patologías estructurales y daños que tienen los elementos estructurales y no estructurales.

4.1.Sistema estructural

por el tipo de material que componen los elementos estructurales y sus dimensiones la estructura se puede clasificar en un sistema de pórticos especiales de hormigón armado resistentes a momentos. Según el informe de inspección rápida realizada por Jaramillo 2024, establece que, por la separación entre sus ejes, dimensiones de las columnas y número de plantas, la edificación cuenta con una tipología que se puede incluir dentro del capítulo de la NEC-VIVIENDA, además en este informe se especifica que la resistencia estimada del hormigón es de 210 kg/cm^2, resistencia con la cual se trabajará para la realización de los cálculos y modelos matemáticos del presente estudio.

4.2.Vigas

Las vigas principales de la edificación son de hormigón armado con una dimensión de 20x25 cm por lo cual se puede clasificar como vigas descolgadas. La edificación cuenta con vigas secundarias constituidas por un perfil de acero tipo I las cuales sirven para soportar la losa DECK, se observa una viga secundaria por cada vano. Según el informe de inspección rápida realizada por Jaramillo 2024, ambos tipos de vigas se encuentran en buen estado y no se identifican problemas que comprometan la seguridad de la estructura.

Figura 21

Vigas principales de H.A. y Vigas secundarias de Acero Estructural del a edificación en estudio.



Nota. Reproducido de “Figura 5. Vigas descolgadas”, en *Informe de inspección rápida estructural del Bloque A de la Estación Yasuní* (p. 7), por O. Jaramillo y J. S. Baquero, 2024, PUCE.

4.3.Columnas

Las columnas de la edificación son de hormigón armado y cuentan con una dimensión predominante de 30x25 cm, estas se encuentran descubiertas en la planta baja y en la segunda planta la edificación cuenta con mampostería alivianada.

Según el informe de inspección rápida realizada por Jaramillo 2024 todas las columnas presentan desprendimiento de recubrimiento en la base dejando expuesto el acero de refuerzo del elemento.

Figura 22

Columnas de la edificación en estudios con su recubrimiento desprendido.



Nota. Reproducido de “Figura 6. Columnas”, en *Informe de inspección rápida estructural del Bloque A de la Estación Yasuní* (p. 8), por O. Jaramillo y J. S. Baquero, 2024, PUCE.

4.4.Losa DECK

La edificación está compuesta por una losa que según la inspección rápida realizada por Jaramillo 2024 se encuentra en buen estado sin presentar daños, la plancha de acero del DECK no presenta corrosión.

Figura 23

Losa DECK de la edificación en estudio.



Nota. Reproducido de "Figura 7. Deck metálico", en *Informe de inspección rápida estructural del Bloque A de la Estación Yasuní* (p. 9), por O. Jaramillo y J. S. Baquero, 2024, PUCE.

4.5.Cimentación

Según el informe de inspección rápida realizada por Jaramillo 2024, en la exploración de campo se determinó que la estructura descansa sobre plintos de 1 m a 1.4 m de base, aparte de esto tiene un confinamiento de relleno de hormigón armado en el primer piso que descansa sobre bases de hormigón ciclópeo.

4.6.Sistemas no estructurales

Los elementos que componen el sistema no estructural los cuales son cubierta, ventanas, puertas y mampostería exterior e interior se encuentran en buen estado y no presentan daños según el informe de inspección rápida realizada por Jaramillo 2024.

Figura 24

Elementos del sistema no estructural (Ventanas, puestas, mampostería y cubierta) de la edificación en estudio.



Nota. Reproducido de “Figura 8. Fisuras en juntas entre mampostería y elementos estructurales”, en Informe de inspección rápida estructural del Bloque A de la Estación Yasuní (p. 9), por O. Jaramillo y J. S. Baquero, 2024, PUCE.

5.TIPO DE SUELO Y RIESGO GEOLÓGICO

En el informe de inspección rápida realizada por Jaramillo 2024 se ha asumido un suelo tipo D o E el cual debe ser verificado, además menciona que en la inspección no se ha encontrado ningún tipo de riesgo geológico tales como deslizamiento o fracturación alrededor de la edificación.

6.DAÑOS ESTRUCTURALES

En la inspección rápida realizada por Jaramillo 2024 se menciona que el único daño del tipo estructural que afecta a la edificación en estudio es la del desprendimiento de recubrimiento en la base de las columnas, el resto de elementos estructurales como vigas y losa DECK se encuentra en buen estado, de igual manera sus elementos no estructurales.

7.ANÁLISIS LINEAL DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

7.1.Casos De Carga

- Los estados de carga para el análisis de la presente edificación definidos en el software son los siguientes:
- Peso propio (Esta ligada al peso de los materiales que componen los diferentes elementos de la estructura)
- Sobrecarga muerta (carga gravitatoria permanente correspondiente a acabados e instalaciones y elementos no estructurales)
- Carga viva (cargas no permanentes que actúan en la edificación a lo largo de su vida útil, estas varían magnitud y posición a lo largo del tiempo)
- Sismo en X (cargas laterales debido al sismo en la dirección X)
- Sismo en Y (cargas laterales debido al sismo en la dirección Y)

7.2.Propiedades De Los Materiales

7.2.1.Hormigón

- **Resistencia a la compresión**

Para la edificación en estudio se ha determinado un hormigón con una resistencia igual a f'c=210 kg/cm^2 determinado en el informe de inspección rápida estructural realizada por Jaramillo O. 2024.

- **Módulo de elasticidad o módulo de Young**

El módulo de elasticidad del hormigón se determinará con la expresión dada en la norma ACI 318-19, sección 19.2.2.1, ecuación b.

$$Ec = 15100 * \sqrt{f'c}$$

$$Ec = 15100 * \sqrt{210}$$

$$Ec = 218819.789\ \frac{kg}{cm^2}$$

7.2.2.Acero de refuerzo

- **Resistencia a fluencia**

Para el acero de refuerzo que compone los elementos de la edificación se trabajará con una resistencia a la fluencia de Fy=4200 kg/cm^2.

- **Módulo de elasticidad o módulo de Young**

Para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo se trabajará con el valor establecido por la norma ecuatoriana NEC-SE-HM 2015 sección 3.4.1 el cual es Es=200 000 MPa.

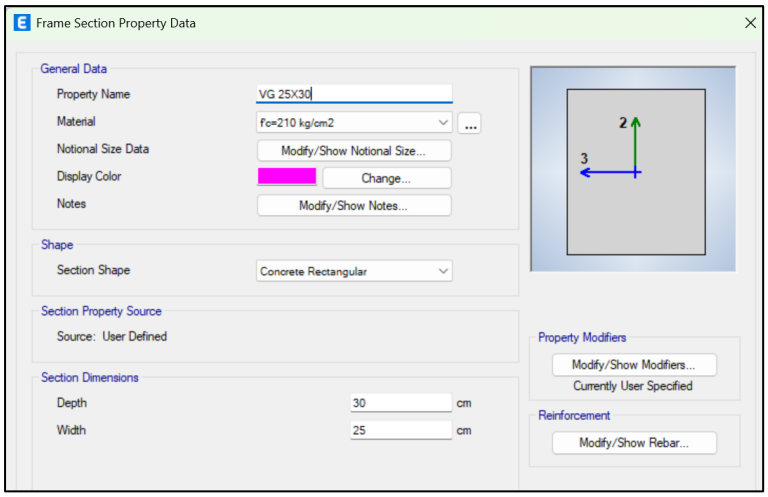
7.3.Elementos estructurales

Los elementos estructurales (vigas, vigas secundarias y columnas) tienen las siguientes dimensiones de sección transversal definidas en el software.

- **Viga H.M 25x30 cm**

Figura 25

Definición de viga de hormigón armado de 25x30 cm en ETABS



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS

Las vigas están ubicadas en los dos niveles de la edificación y en ambas direcciones X y Y.

- **Columna H.M 30x25 cm**

Figura 26

Definición de columna de hormigón armado de 25x30 cm en ETABS



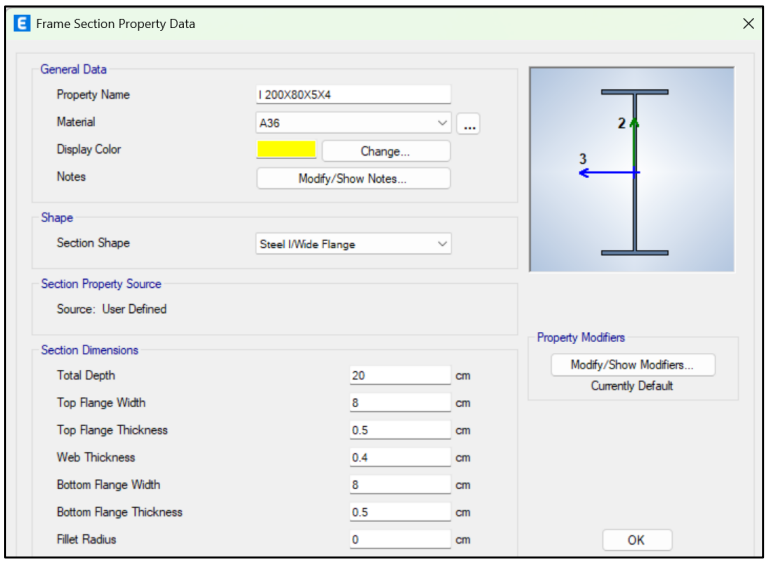
Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS

La columna es la misma en toda la edificación con la particularidad que para los puntos 2B, 3B, 4B, 2G, 3G y, 4G la dimensión mayor de la sección es perpendicular al eje X, para el resto de posiciones la mayor dimensión de la sección es paralela a este eje.

- **Viga Secundaria Perfil I 200x80x5x4 mm**

Figura 27

Definición de viga de acero Estructural con perfil tipo I en ETABS



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS

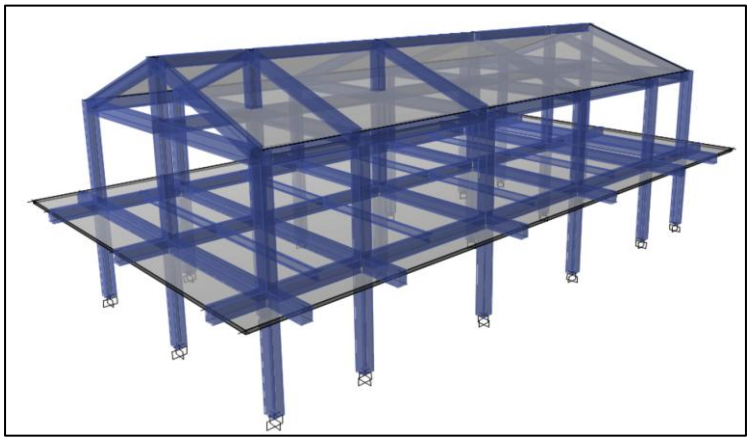
Este perfil de acero es la viga secundaria la cual sirve de apoyo para la losa DECK, se encuentra ubicada en medio de cada vano y su eje longitudinal es paralelo al eje Y.

Las dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales fueron tomadas del informe de inspección rápida realizada por Jaramillo O, 2024.

7.4.Modelo matemático 3D

Figura 28

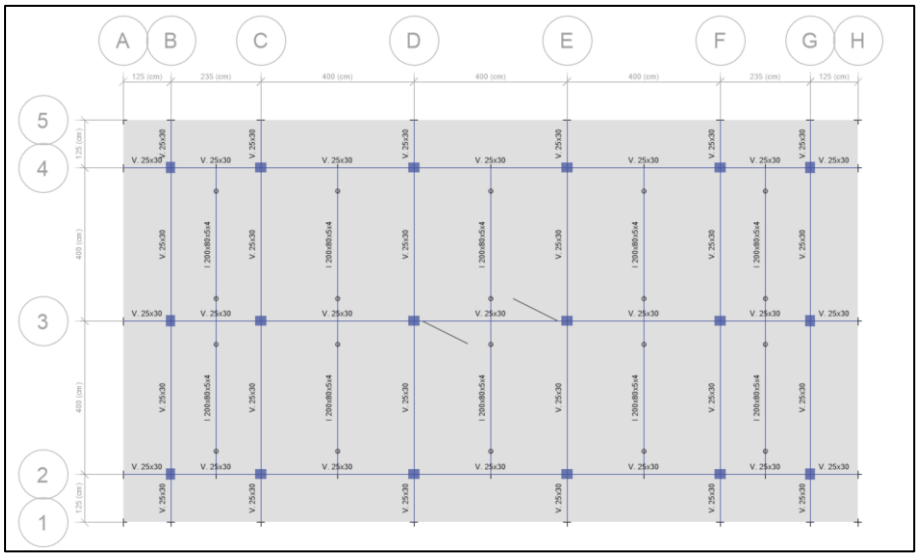
Vista 3D de la edificación en estudio



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS

Figura 29

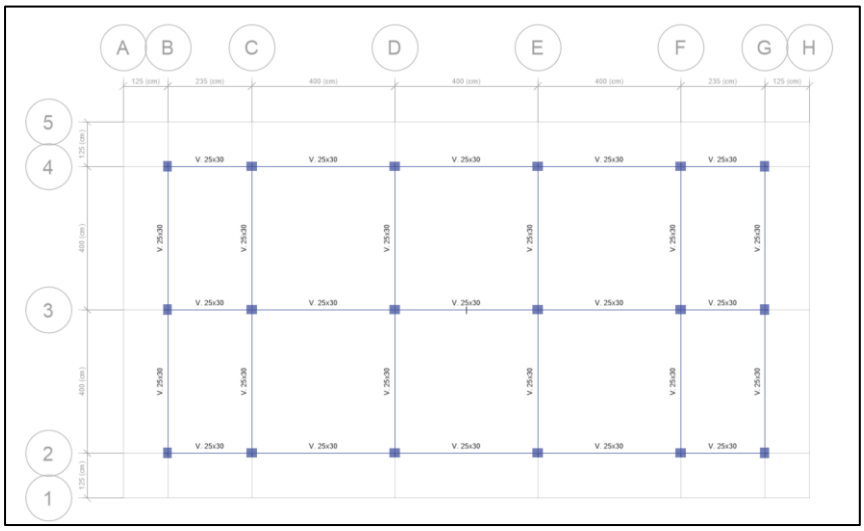
Vista en planta de la distribución de las vigas nivel N+2.70



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS

Figura 30

Vista en planta de la distribución de las vigas nivel N+5.40



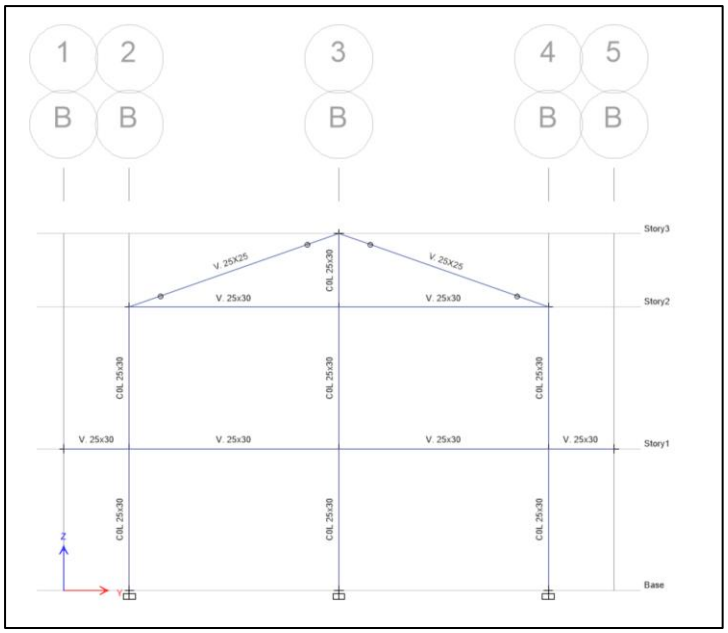
Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS

La distribución de las vigas es la misma en las dos plantas con la característica que, en el nivel N+2.70 la edificación cuenta con bolados de 1.25 m y una losa DECK de 12 cm. El nivel N+5.40 no cuenta con una losa de hormigón sino con una cubierta inclinada de dos aguas.

Se observa claramente que la edificación no cuenta con irregularidades en planta.

Figura 31

vista en elevación frontal del pórtico de la edificación



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS

El pórtico presentado es el mismo en los ejes B hasta G, en donde las columnas en los pórticos B y G tienen su mayor dimensión perpendicular a los ejes 2, 3 y 4. El resto de pórticos mantiene la dimensión mayor de la columna paralelo a los ejes 2, 3 y 4.

7.5.Cargas Permanentes

7.5.1.Losa de entrepiso DECK

Para la sobre carga muerta que actúa en la losa de entrepiso se tomaron en cuenta el peso de las instalaciones, acabados y elementos no estructurales (mampostería).

Tabla 1

Cuantificación de sobrecarga muerta para la losa de la edificación.

Elemento	A	B	C	Volumen	Área	P. Esp.	Peso	Carga
	m	m	m	m3	m2	Tn/m3	Ton	Tn/m2
Mampostería lij.	//	//	//	//	//	//	//	0.2
Enlucido	1	1	0.02	0.02	//	2	0.04	0.04
Masillado	1	1	0.02	0.02	//	2.2	0.044	0.044
Acabados	1	1	//		1		//	0.02
Instalaciones	//	//	//	//	//	//	//	0.01
SUMATORIA Σ								0.314

Nota. Elaboración propia

La carga del peso propio de los elementos estructurales será calculada automáticamente por el software ETABS.

7.5.2.Cubierta de Techo

La cubierta de techo es de madera con una plancha metálica en la parte superior, para la sobre carga muerta que actúa en la cubierta se tomaron en cuenta el peso de la estructura auxiliar, planchas de madera, plancha de acero y materiales de aislamiento, a continuación, se muestra la carga actuante para cada uno de estos.

Plancha de madera melamina = 18 kg/m^2

Estructura de madera auxiliar = 8 kg/m^2

Materiales de aislamiento = 5 kg/m^2

Plancha de acero = 5 kg/m^2

Carga Total = 36 kg/m^2

La carga total de la sobrecarga que se aplicara a la cubierta es de 36 kg/m^2, el peso propio de los elementos estructurales principales será calculado automáticamente por el software.

7.6.Cargas Vivas

7.6.1.Losa de entrepiso DECK

Para la losa de entrepiso se establecerá el valor estipulado por la norma ecuatoriana NEC-SE-CG 15, sección 4.2.1, tabla 9, para carga de viviendas puesto que el uso de la edificación es para dormitorio la cual es de 0.20 Ton/m^2.

7.6.2.Cubierta de Techo

Para la cubierta se utilizará el valor establecido por la norma ecuatoriana NEC-SE-CG 15, sección 4.2.1, tabla 9, para cubierta inaccesible el cual es de 0.07 Ton/m^2.

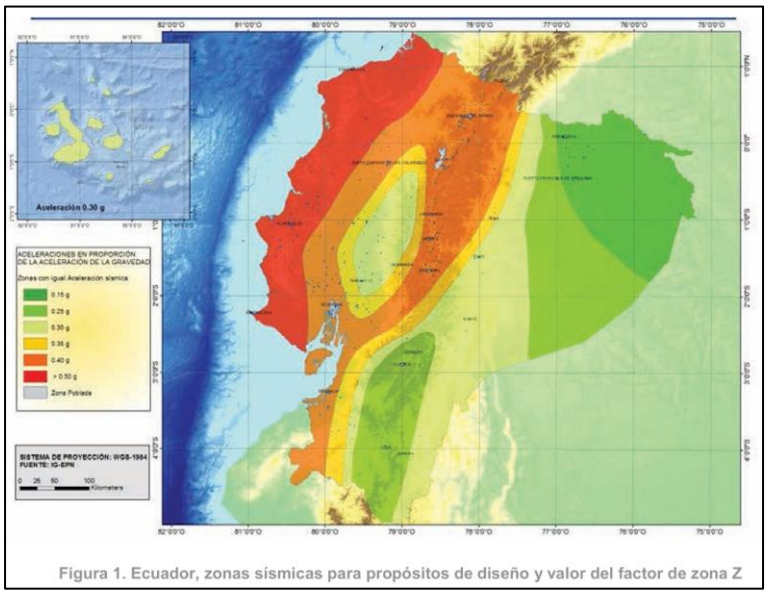
7.7.Cargas Laterales

7.7.1.Zona sísmica

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS 2015 establece 6 zonas sísmicas para el análisis sísmico, la edificación en estudio se encuentra en la zona sísmica I y cuenta con un factor Z=0.15, este valor se encuentra en la figura 1 y la tabla 10 de la norma anteriormente mencionada.

Figura 32

Mapa de zonificación sísmica y valores Z para el Ecuador



Nota. Tomado de "NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente" (Figura 1), por MIDUVI, 2015.

7.7.2.Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Los coeficientes de perfil de suelo permiten calcular los límites de periodo T_o, T_c y T_L del espectro de aceleraciones y los valores de aceleración espectral Sa.

- **Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.**

Tabla 2

Valores de Fa para cada tipo de suelo según su zona sísmica

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota. Adaptado de NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente (Tabla 3), por MIDUVI, 2015.

El valor de Fa correspondiente a una zona sísmica Intermedia “I” y un suelo tipo D es de 1.6, según la norma NEC-SE-DS 2015, sección 3.2.2, tabla 3.

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

Tabla 3

Valores de Fd para cada tipo de suelo según su zona sísmica

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. Adaptado de *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente* (Tabla 4), por MIDUVI, 2015.

El valor de Fd correspondiente a una zona sísmica Intermedia “I” y un suelo tipo D es de 1.62, según la norma NEC-SE-DS 2015, sección 3.2.2, tabla 4.

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

Tabla 4

Valores de Fs para cada tipo de suelo según su zona sísmica

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. Adaptado de *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente* (Tabla 5), por MIDUVI, 2015.

El valor de Fs correspondiente a una zona sísmica Intermedia “I” y un suelo tipo D es de 1.02, según la norma NEC-SE-DS 2015, sección 3.2.2, tabla 5.

7.7.3.Cortante basal estático lineal

Para el cortante basal estático se utilizará la siguiente expresión obtenida de la norma NEC-SE-DS sección 6.3.2.

$$V = \frac{I * S_a(Ta)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} * W$$

Para esto primero se deberá calcular la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la edificación y determinar sus irregularidades y factor de reducción de resistencia sísmica.

Para esta edificación se utilizará un factor de reducción de resistencia sísmica R=8 correspondiente a Pórticos especiales sismos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas el cual está indicado en la norma NEC-SE-DS 2015, sección 6.3.4, literal d, tabla 15.

Con respecto a las irregularidades que presenta la edificación, esta cuenta con piso flexible debido que las columnas de su primera planta están totalmente descubiertas sin muros estructurales y mampostería, por tal motivo se considera una irregularidad en elevación de Φ_E=0.9, como indica la tabla 13, sección 5.2.3 de la norma NEC-SE-DS 2015.

Para el cálculo de la aceleración espectral Sa se utilizarán las expresiones dadas por la norma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015, sección 3.3.1 con la cual se construirá un espectro de diseño con un periodo de retorno de Tr=475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años).

Tabla 5

Parámetros sísmicos de un espectro de aceleraciones para la ciudad de Orellana con un suelo tipo D

PARÁMETROS SÍSMICOS		
h_n (m)	6.8	Altura Total
Ubicación-Región	ORIENTE	
Perfil de Suelo	D	
Zona Sísmica	I	NEC-SE-DS sección 3.1.1
Peligro Sísmico	Intermedia	NEC-SE-DS sección 3.1.1
Z (Orellana)	0.15	NEC-SE-DS sección 3.1.1
η (provincias del Oriente)	2.6	NEC-SE-DS sección 3.3.1

r (Suelos tipo D)	1	NEC-SE-DS sección 3.3.1
F_a	1.6	NEC-SE-DS sección 3.2.2, tabla (3)
F_d	1.62	NEC-SE-DS sección 3.2.2, tabla (4)
F_s	1.02	NEC-SE-DS sección 3.2.2, tabla (5)

Nota. Elaboración propia

Los límites de periodos de vibración del espectro elástico de diseño se calculan con las siguientes expresiones tomadas de la norma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015, sección 3.3.1

$$\mathbf{T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}}$$

$$\boldsymbol{T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}}$$

$$\boldsymbol{T_L = 2.4.\ F_d}$$

De estas expresiones se tienen los siguientes resultados.

Tabla 6

Límites de periodos de vibración de un espectro de aceleraciones para un suelo tipo D en Orellana

Límites De Periodos De Vibración	
T_O (seg.)	0.1033
T_C (seg.)	0.5680
T_L (seg.)	3.888

Nota. Elaboración propia

$T = 0.413 \rightarrow perido\ fundamental\ de\ la\ estrucutra\ obtenido\ del\ modelo\ 3D$

El periodo fundamental de la estructura es menor a Tc, por lo tanto, la aceleración espectral se calcula con la siguiente expresión tomada de la NEC-SE-DS 2015 sección 3.3.1, figura 3:

$$\mathbf{S_a = \eta Z F_a} \qquad \text{para } 0 \leq T \leq T_C$$

$S_a = 2.6 \cdot 0.15 \cdot 1.6 = 0.624g$

$V = \frac{1 * 0.624}{8 * 0.9 * 1} W = 0.0867W$

$V = 0.0867 * 183.205 = 15.884\ Ton$

$k = 1$ para un T<0.5

Se comprueba que en el modelo ETABS trabaje con el mismo valor de cortante Basal donde Sx y Sy corresponden a los cortantes estáticos en dirección X y Y respectivamente.

Tabla 7

Cortante Basal estático lineal en dirección X y Y

Masa Reactiva Y Cortante Basal Usado Por ETABS Para Un Análisis Estático Lineal							
carga	**Ecc Ratio**	**Top Story**	**Bottom Story**	**C**	**K**	**Peso Usado**	**Cortante Basal**
						kgf	**kgf**
Sx_475y(1/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	183205.06	15883.88
Sx_475y(2/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	183205.06	15883.88
Sx_475y(3/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	183205.06	15883.88
Sy_475y(1/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	183205.06	15883.88
Sy_475y(2/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	183205.06	15883.88
Sy_475y(3/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	183205.06	15883.88

Nota. Elaboración propia

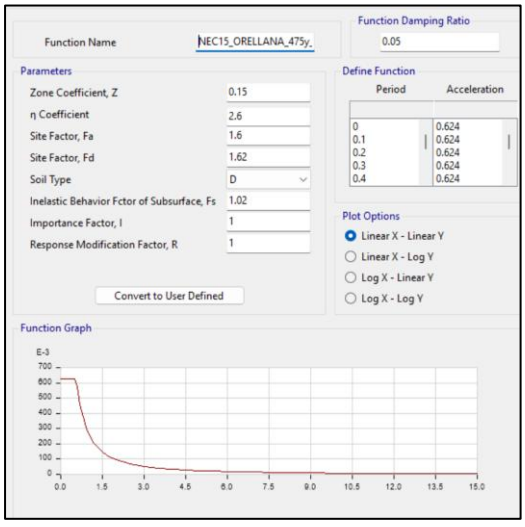
El peso y cortante basal calculado por el ETABS para un análisis estático lineal es correcto, para el análisis modal espectral se debe comprobar que el cortante basal no sea menor al 85% que el cortante basal estático.

7.7.4.Cortante basal dinámico lineal (Análisis Modal Espectral)

Para esto se deberá definir la curva de espectro de aceleraciones de diseño, se lo realizará en modelo 3D usando los parámetros sísmicos obtenido anteriormente.

Figura 33

Espectro de aceleraciones para la provincia de Orellana y un suelo tipo D



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS

La función ingresada corresponde al espectro elástico el cual se dividirá para su factor R y sus correspondientes factores de irregularidad en elevación y en planta con lo que se obtendrá los valores de aceleración espectral inelástico, esto se lo realiza en el apartado de LOAD CASE del modelo 3D.

Se comprueba que los cortantes basales dinámicos lineales sean mayor al 85% del cortante basal estático lineal donde ESP_x y ESP_y corresponden a los cortantes dinámicos en dirección X y Y respectivamente.

Tabla 8

Cortante Basal dinámico lineal en dirección X y Y

Cortante Basal Estático Lineal Y Cortante Dinámico Lineal Calculado Por ETABS				
carga	**tipo**	**paso**	**FX**	**FY**
			kgf	**kgf**
Sx_475y	LinStatic	1	-15883.88	0
Sx_475y	LinStatic	2	-15883.88	0
Sx_475y	LinStatic	3	-15883.88	0
Sy_475y	LinStatic	1	0	-15883.88
Sy_475y	LinStatic	2	0	-15883.88
Sy_475y	LinStatic	3	0	-15883.88
ESP_x_475y	LinRespSpec		15884.54	0
ESP_y_475y	LinRespSpec		0	15883.68

Nota. Elaboración propia

Los cortantes basales dinámicos lineales son mayores al 85% de los cortantes basales estáticos lineales tanto en dirección X como en Y. Para este caso se ha logrado que los cortantes basales dinámicos estén próximos al 100% de los cortantes estáticos en ambas direcciones.

7.8.Resultados Del Análisis Lineal Dinámico (análisis modal espectral)

7.8.1.Porcentajes de participación modal de masa acumulada

Tabla 9

Porcentajes de masas de participación modal de la edificación

Porcentajes De Participación Modal							
Modo	**Periodo**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**	**RZ**	**SumRZ**
1	0.413	0	0.9365	0	0.9365	0	0
2	0.372	0	0	0	0.9365	0.9342	0.9342
3	0.368	0.9405	0	0.9405	0.9365	0	0.9342
4	0.145	0	0.0635	0.9405	1	0	0.9342
5	0.144	0.0594	0	0.9999	1	0.0622	0.9342
6	0.135	0	0	0.9999	1	0	1

Nota. Elaboración propia

La sumatoria del porcentaje de participación modal para el sentido X supera el 90% en el modo 3 y para el sentido Y en el modo 1 cumpliendo con lo requerido por la norma NEC-SE-DS 2015, el cual estipula en la sección 6.2.2 literal e. que todos los modos que involucren una masa modal acumulada alcance al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales

7.8.2.Derivas inelásticas

Las derivas inelásticas se calcularán como estipula la norma NEC-SE-DS 15 sección 6.3.9.

En la sección 4.2.2, tabla 7 de la norma NEC-SE-DS 2015 especifica que las derivas inelásticas no deberán ser mayor al 0.02, valor que representa un porcentaje de la altura de piso.

$$\Delta_i = \Delta_e * 0.75 * R$$

Donde

$\Delta_e = deriva\ elástica\ obtenida\ en\ ETABS$

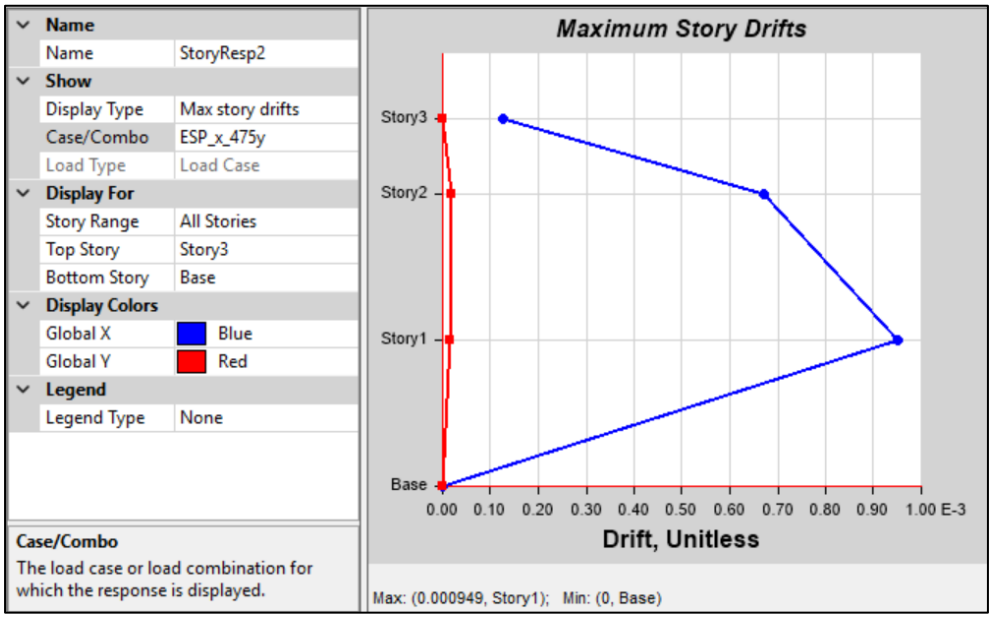
$\Delta_i = deriva\ inelástica$

$R = dfactor\ de\ reducción\ de\ resistencia$

- **Sentido en X.**

Figura 34

Deriva inelástica en sentido X de la estructura sin reforzar



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

$\Delta_e = 0.000949$

$\Delta_i = \Delta_e * 0.75 * R$

$\Delta_i = 0.000949 * 0.75 * 8$

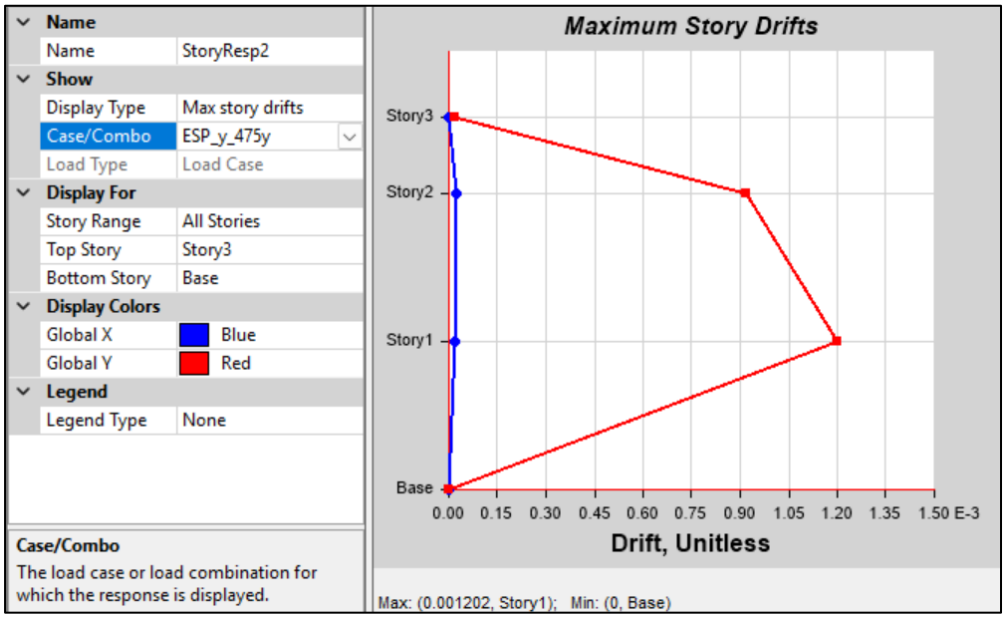
$\Delta_i = 0.005694 \quad < 0.02$

Las derivas cumplen con lo estipulado por la norma NEC-SE-DS 2015, la cual menciona en su sección 4.2.2, tabla 7, que para estructuras de hormigón armado las derivas máximas para cualquier piso no excederán el límite de 0.02 el cual está expresado como un porcentaje de la altura de piso.

- **Sentido en Y**

Figura 35

Deriva inelástica en sentido Y de la estructura sin reforzar



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

$$\Delta_e = 0.001202$$

$$\Delta_i = \Delta_e * 0.75 * R$$

$$\Delta_i = 0.001202 * 0.75 * 8$$

$$\Delta_i = 0.007212 \quad < 0.02$$

Las derivas cumplen con lo estipulado con por la norma NEC-SE-DS 2015, la cual menciona en su sección 4.2.2, tabla 7, que para estructuras de hormigón armado las derivas máximas para cualquier piso no excederán el límite de 0.02 el cual esta expresado como un porcentaje de la altura de piso.

7.9.Comprobación De Diseño

7.9.1.Verificación de cuantía de acero de refuerzo

- **Columna 25x30 cm**

La sección existente cuenta con 6 varillas de Φ12 mm en total.

$A_{\Phi 12} = 1.131\ cm^2$

$As_{TOTAL} = 6 * A_{\Phi 12}$

$As_{TOTAL} = 6 * 1.131 = 6.786\ cm^2$

$\rho_{COl} = \frac{As_{TOTAL}}{A_g}$

$\rho_{COL} = \frac{6.786}{25 * 30} = 0.009048$

$\rho_{min} = 0.01$

$\rho_{max} = 0.03$

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal de la columna no se encuentra dentro de los rangos permitidos por la norma NEC-SE-HM 2015, sección 4.3.3, siendo inferior al 1% de Ag.

- **Viga 20x25 cm**

Las vigas cuentan un área de acero de refuerzo longitudinal tanto en su cara superior e inferior de As=A's=3.393 cm^2

Según la norma NEC-SE-HM 2015, sección 4.2.4 y 4.2.5, la cuantía de las vigas deberá cumplir con lo siguiente:

$\frac{14}{Fy} \leq \rho \leq 0.5\rho_{bal}$

$b = 25\ cm$

$d = 26.1\ cm$

$\rho_{bal} = 0.02125$

$$\rho = \rho' = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \rho' = \frac{3.393}{25 * 26.1} = 0.0052$$

$$\rho_{max} = 0.5\rho_{bal} = 0.5 * 0.02125 = 0.0106$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

La cuantía de acero longitudinal de las vigas se encuentra dentro de los rangos aceptados por la norma NEC-SE-HM 2015.

7.9.2.Comprobación De Diseño A Flexo compresión De Columna

- **Dirección X**

Tabla 10

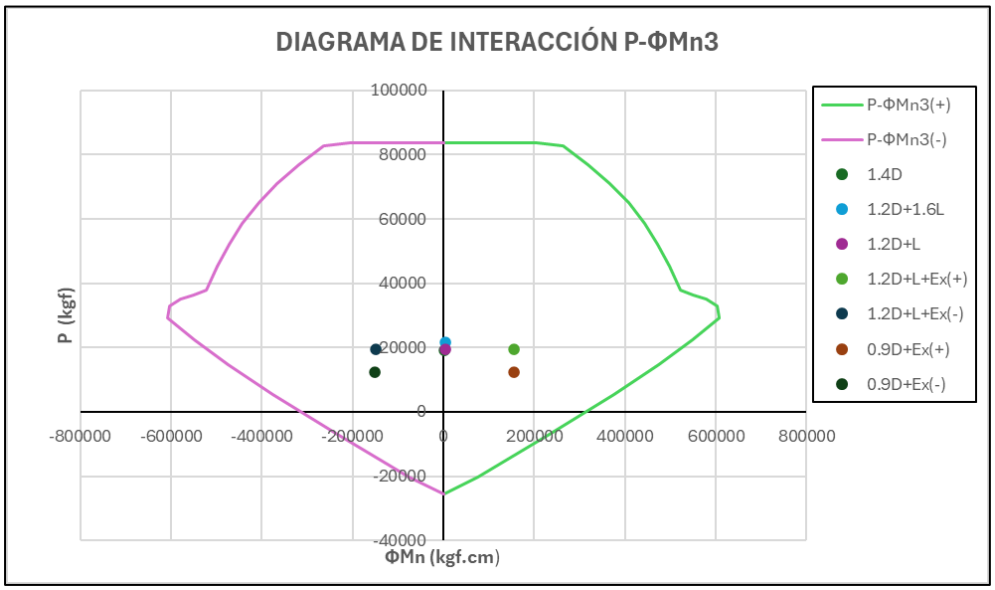
Cargas mayoradas por combinaciones de carga estipuladas por la NEC-SE-CG 2015

COORDENADAS P-Mu3 DE COMBOS		
COMBOS	**Pu**	**Mu3**
1.4D	19178.15	3036.14
1.2D + 1.6L	21483.3	3706.94
1.2D + 1L	19591.47	3292.74
1.2D + L + Ex(+)	19586.91	155809.05
1.2D + L + Ex(-)	19596.03	-149223.57
1.2D + 0.9Ex(+)	12324.26	154468.12
1.2D + 0.9Ex(-)	12333.37	-150564.5

Nota. Elaboración propia

Figura 36

Diagrama de interacción P-ΦMn3 de la columna y sus cargas ultimas



Nota. Elaboración propia

- **Dirección Y**

Tabla 11

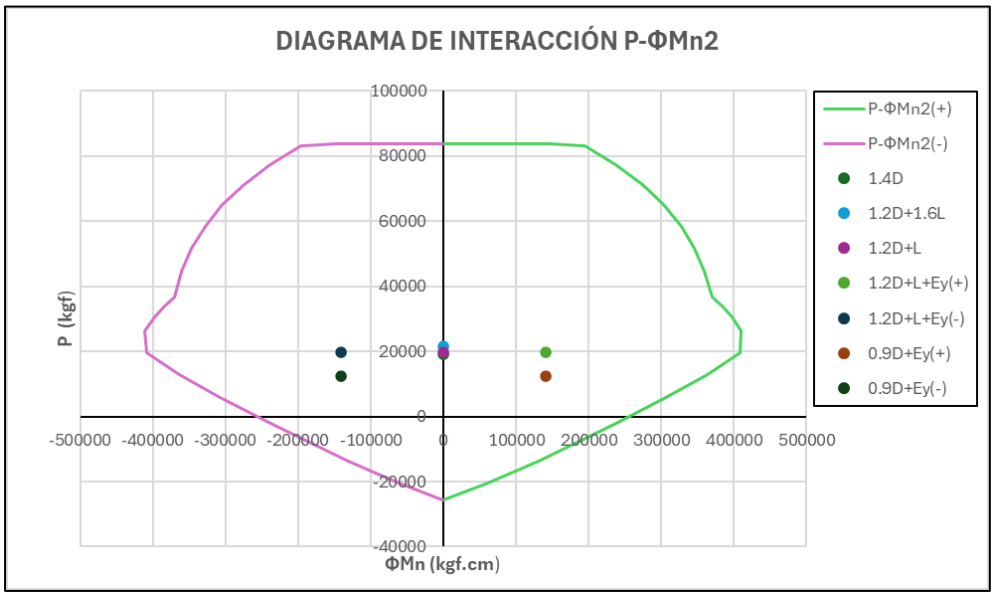
Diagrama de interacción Pu-Mu₂ de la columna y sus cargas ultimas

COORDENADAS Pu-Mu2 DE COMBOS		
COMBOS	**Pu**	**Mu2**
1.4D	19178.15	0
1.2D + 1.6L	21483.3	0
1.2D + 1L	19591.47	0
1.2D + L + Ey(+)	19591.47	140742.66
1.2D + L + Ey(-)	19591.47	-140742.66
1.2D + 0.9Ey(+)	12328.81	140742.66
1.2D + 0.9Ey(-)	12328.81	-140742.66

Nota. Elaboración Propia

Figura 37

Diagrama de interacción P-ΦMn2 de la columna y sus cargas ultimas



Nota. Elaboración Propia

Las cargas mayoradas se encuentran dentro del diagrama de interacción ΦMn-Pu de la columna para ambos sentidos dejando ver que la capacidad a flexo compresión es ampliamente mayor a sus cargas de demanda.

7.9.1. Verificación de acero de refuerzo requerido a flexión

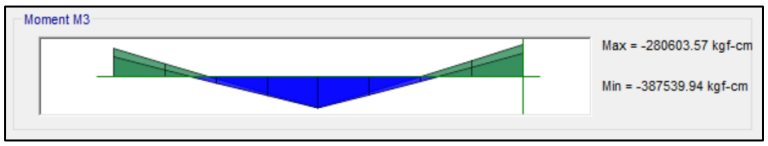
Todas las vigas de la edificación presentan el mismo armado tanto superior como inferior por tanto se tomará en cuenta los vanos de las vigas que presenten los momentos más críticos. Se tomarán el mayor momento negativo de los extremos y el mayor momento positivo del centro de sus vanos

- **Vigas del eje 3 nivel N+2.70 (Dirección X)**

El momento negativo más crítico se presenta en el vano C-D del eje 3 bajo la combinación de 1.2D+L+Ex y el momento positivo más crítico en el mismo vano bajo la combinación 1.2D+1.6L.

Figura 38

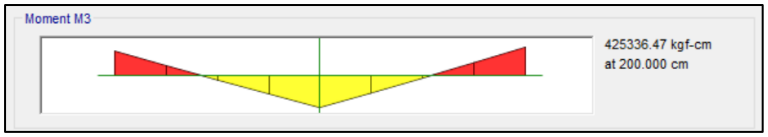
Momento crítico en el extremo derecho del vano C-D del eje 3 de la viga



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 39

Momento crítico en el centro del vano C-D del eje 3 de la viga reforzada



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Tabla 12

Momentos críticos positivo y negativos de la viga del eje 3, nivel N+2.70

Momentos Críticos En El Extremo Y Centro De La Viga Reforzada					
Mu sup. der.	387539.94	**kg.cm**	Mu sup. Cent.	0	**kg.cm**
Mu inf. dre.	0	**kg.cm**	Mu inf. Cent.	425336.47	**kg.cm**

Nota. Elaboración Propia

Los momentos en los extremos y centros de la viga deben cumplir con el requerimiento de la norma NEC-SE-HM en la cual menciona que el momento positivo en el extremo no debe ser menor a la mitad de su momento negativo y los momentos positivo y negativo en el centro de la viga no debe ser menor a un cuarto de máximo momento negativo de los extremos.

Tabla 13

Momentos finales positivos y negativos de la viga del eje 3, nivel N+2.70 para el diseño de la viga

Momentos Finales En El Extremo Y Centro Del Vano De La Viga					
Mu sup. der.	387539.94	**kg.cm**	Mu sup. Cent.	96884.985	**kg.cm**
Mu inf. der.	193769.97	**kg.cm**	Mu inf. Cent.	425336.47	**kg.cm**

Nota. Elaboración Propia

El área de acero de la viga se calculará con las siguientes expresiones.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset \cdot 0.85 f'c \cdot b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\emptyset Fy \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Tabla 14

Áreas de acero calculadas para la viga del eje 3, nivel N+2.70

Área De Acero Requerido Superior					
Extremo de la viga (+)			**Centro de la viga (+)**		
a	4.00	cm	**a**	0.941	cm
As	4.254	cm^2	**As**	1.000	cm^2
Área De Acero Requerido inferior					
Extremo de la viga (-)			**Centro de la viga (-)**		
a	1.919	cm	**a**	4.434	cm
As	2.039	cm^2	**As**	4.711	cm^2

Nota. Elaboración Propia

Las áreas calculadas de acero de refuerzo no deben ser menor al área mínima permitida por la norma la cual es la siguiente:

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d$$

$$As_{min} = 0.0033 * 25 * 26.1 = 2.175\ cm^2$$

Tabla 15

Áreas de acero requeridas para la viga del eje 3, nivel N+2.70

Control De Cuantías De Acero De Refuerzo A Flexión (As min y As max)					
Extremo de la viga			**Centro de la viga**		
As cal. Sup.	4.254	**cm^2**	**As cal. Sup.**	2.175	**cm^2**
As cal. Inf.	2.175	**cm^2**	**As cal. Inf.**	4.711	**cm^2**

Nota. Elaboración Propia

Las áreas de acero calculadas deben ser menores o iguales al área de acero proporcionada a la viga, para esto se realizará una relación de demanda capacidad la cual debe ser menor a la unidad.

Tabla 16

Relaciones demanda/capacidad de áreas de acero de refuerzo requeridas y existentes en la viga del eje 3, nivel N+2.70

Relaciones Demanda Capacidad De La Viga Reforzada						
	Extremo De Viga			Centro De Viga		
	As_cal	As_prop	D/C	As_cal	As_prop	D/C
	cm^2	cm^2		cm^2	cm^2	
superior	4.254	3.393	1.254	2.175	3.393	0.641
Inferior	2.175	3.393	0.641	4.711	3.393	1.388

Nota. Elaboración propia

Las relaciones D/C en el extremo superior y en el centro inferior de la viga donde ocurren los momentos críticos son mayores a la unidad denotando una deficiencia de acero de refuerzo en el armado longitudinal de las vigas.

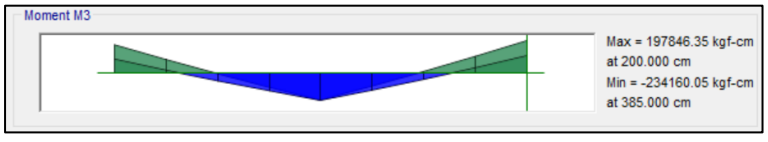
- **Vigas en dirección X excepto vigas del eje 3 primera planta (Dirección X)**

Para estas vigas se tomarán los momentos de eje 2 del vano C-D donde se encuentran los momentos más críticos positivos y negativos. El momento crítico negativo está controlado por la combinación 1.2D+L+Ex y para el momento crítico positivo por la combinación 1.2D+1.6L.

Debido a que el procedimiento es el mismo realizado para la viga anterior solo se limitará a mostrar la tabla con los momentos usados para el cálculo y la tabla con las áreas de acero calculadas.

Figura 40

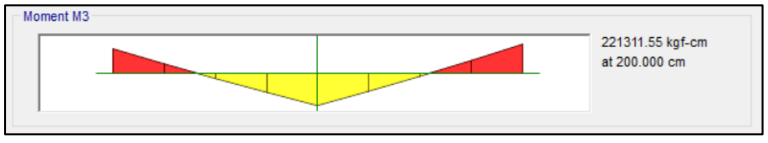
Momento crítico en el extremo derecho del vano C-D del eje 2 de la viga sin reforzar



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 41

Momento crítico en el centro del vano C-D del eje 2 de la viga sin reforzada



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Tabla 17

Momentos críticos positivo y negativo de la viga del eje 2 vano C-D.

Momentos Finales En El Extremo Y Centro Del Vano De La Viga					
Mu sup. Ext.	234160.05	**kg.cm**	**Mu sup. Cent.**	58540.0125	**kg.cm**
Mu inf. Ext.	117080.025	**kg.cm**	**Mu inf. Cent.**	221311.55	**kg.cm**

Nota. Elaboración propia

Tabla 18

Relación demanda/capacidad de áreas de acero calculadas y existentes de la viga del eje 2 vano C-D.

Relaciones Demanda Capacidad De La Viga Reforzada						
	Extremo De Viga			**Centro De Viga**		
	As_cal	**As_prop**	**D/C**	**As_cal**	**As_prop**	**D/C**
	cm^2	cm^2		cm^2	cm^2	
superior	2.485	3.393	0.732	2.175	3.393	0.641
Inferior	2.175	3.393	0.641	2.342	3.393	0.690

Nota. Elaboración propia

Las relaciones D/C en el extremo superior y en el centro inferior de la viga donde ocurren los momentos críticos son menores a la unidad demostrando que el área de acero proporcionado a la viga del eje 2 cumple con la demanda y se encuentra dentro de las cuantías permitidas por la norma NEC-SE-HM 2015.

El resto de vigas de la edificación presentan momentos menores a los presentados anteriormente por lo que las áreas de acero requeridas serán menores al área proporcionada en las caras superior e inferior de las vigas como se pudo constatar anteriormente y no necesitan un reforzamiento para este tipo de esfuerzo (esfuerzo a flexión).

7.9.2.Comprobación De Diseño A Corte De Columna

Se realizará una comprobación de la resistencia a cortante por capacidad de la columna, para esto se calcularán los momentos probables de las vigas que conforman el nodo de este elemento puesto que la norma ACI 318-19 en la sección 18.7.6, menciona que no es necesario que los cortantes probables de las columnas sean mayores a los cortantes probables de las vigas.

Las vigas al tener el mismo armado longitudinal superior e inferior contarán con momentos probables (M_{pr}) iguales en ambos sentidos, horario y antihorario.

Tabla 19

Datos del hormigón y acero de refuerzo que componen la columna de H.A

Datos de Material		
f'c	210	kg/cm^2
Fy	4200	kg/cm^2
Φ_corte	0.75	----

Nota. Elaboración Propia

Tabla 20

Datos de columna y vigas que conforman el nodo

Datos de columna y vigas en dirección X y Y								
Datos de Columna			**Datos Viga Dirección X**			**Datos Viga Dirección Y**		
bx	30	cm	b	25	cm	b	25	cm
by	25	cm	h	30	cm	h	30	cm
r	3.9	cm	r	3.9	cm	r	3.9	cm
dx	26.1	cm	d	26.1	cm	d	26.1	cm
dy	21.1	cm	A_{s_sup} v_1	3.393	cm^2	A_{s_sup} v_1	3.393	cm^2
L	270	cm	$A_{s\text{-}inf}$ v_1	3.393	cm^2	$A_{s\text{-}inf}$ v_1	3.393	cm^2
Φ_EST	8	mm	A_{s_sup} v_2	3.393	cm^2	A_{s_sup} v_2	3.393	cm^2
A_{Φ_EST}	0.503	cm^2	$A_{s\text{-}inf}$ v_2	3.393	cm^2	$A_{s\text{-}inf}$ v_2	3.393	cm^2
Av	1.005	cm^2						
s	15	cm						

Nota. Elaboración propia

El cortante probable Ve se calculará con la siguiente expresión dada por la aci 318-19, sección 18.6.5.2, fig. R18.6.5:

$$V_e = \frac{M_{pr_VG1} + M_{pr_VG2}}{L}$$

El cortante de diseño Vu será el mayor Ve calculado en ambos sentidos, horario y antihorario.

Tabla 21

Cortante de diseño por capacidad en dirección X de columna

Cortante por Capacidad Dirección X				
Sentido	**M_{pr}_VG_1**	**M_{pr}_VG_2**	**V_e**	**$V_{u_diseño}$**
	Kg.cm	**Kg.cm**	**kg**	**kg**
Antihorario	429372.67	429372.674	3180.538	3180.538
Horario	429372.67	429372.674	3180.538	

Nota. Elaboración propia

Tabla 22

Cortante de diseño por capacidad en dirección Y de columna

Cortante por Capacidad Dirección Y				
Sentido	$M_{pr_V_{g3}}$	$M_{pr_V_{g4}}$	V_e	$V_{u_diseño}$
	Kg.cm	**Kg.cm**	**kg**	**kg**
Antihorario	429372.67	429372.674	3180.538	3180.538
Horario	429372.67	429372.674	3180.538	

Nota. Elaboración Propia

Para el cálculo de la resistencia a corte a hormigón de la columna se realizará de acuerdo a los lineamientos de la norma ACI 318-19, sección 22.5.5.1, donde se encuentra la siguiente expresión:

$$Vc = \left(0.53\sqrt{f'c} + \frac{Pu}{6Ag}\right) b \cdot d$$

Tabla 23

capacidad a corte del hormigón ΦVc de columna en dirección X y Y

Dirección	P_u	$V_{u_diseño}$	$0.5\Phi V_{u_factorado}$	$A_g f'_c/20$	V_{c_min}	V_c	ΦV_c
X	12328.810	3180.538	1590.269	7875	12575.979	6799.158	5099.36836
Y	12324.260	3180.538	1590.269	7875	12200.145	6595.325	4946.49342

Nota. Elaboración propia

El cálculo del cortante nominal del hormigón se obtendrá mediante la sumatoria de la resistencia proporcionada por el acero de refuerzo transversal Vs y la resistencia proporcionada del hormigón Vc.

$$\emptyset Vn = \emptyset Vs + \emptyset Vc$$

$$Vs = Av \cdot Fy \cdot \frac{d}{s}$$

Tabla 24

Capacidad a corte ΦVn de la sección de columna en dirección X y Y

Resistencia Nominal a Corte de la Sección				
Dirección	V_s	ΦV_s	ΦV_c	ΦV_n
	kg	**kg**	**kg**	**Kg**
X	7346.803	5510.102	5099.368	10609.471
Y	5939.369	4454.527	4946.493	9401.020

Nota. Elaboración Propia

Se determina la relación demanda capacidad entre el cortante de diseño y la resistencia nominal a corte de la columna, este no debe ser mayor a la unidad.

Tabla 25

Relación demanda/capacidad D/C de la columna en dirección X y Y

Dirección	ΦV_n	V_u	D/C
	kg	kg	
X	10609.471	3180.538	0.300
Y	9401.020	3180.538	0.338

Nota. Elaboración propia

La relación D/C es menor a la unidad en ambas direcciones X y Y lo que indica que la resistencia nominal a corte de las columnas es mayor a la demanda por cortante por lo que no requiere un reforzamiento ante este tipo de esfuerzo, sin embargo, la columna no cuenta con el espaciamiento mínimo entre estribos estipulado por la norma NEC-SE-DS 2015 en su sección 4.3.3, literal b.

7.9.3.Comprobación de diseño a corte de las vigas

Tabla 26

Datos de la viga de hormigón armado

Datos de Vigas en Dirección X y Y					
Datos Viga Dirección X			Datos Viga Dirección Y		
b	25	cm	b	25	cm
h	30	cm	h	30	cm
r	3.9	cm	r	3.9	cm
d	26.1	cm	d	26.1	cm
L	400	cm	L	400	cm
A_{s_sup} izq	3.68	cm^2	A_{s_sup} izq	3.393	cm^2
$A_{s\text{-}inf}$ izq	3.393	cm^2	$A_{s\text{-}inf}$ izq	3.393	cm^2
A_{s_sup} der	3.393	cm^2	A_{s_sup} der	3.393	cm^2
$A_{s\text{-}inf}$ der	3.393	cm^2	$A_{s\text{-}inf}$ der	3.393	cm^2
$\Phi_{_EST}$	8	mm	$\Phi_{_EST}$	8	mm
A_{Φ_EST}	0.503	cm^2	A_{Φ_EST}	0.503	cm^2
Av	1.005	cm^2	Av	1.005	cm^2
s	15	cm	s	15	cm

Nota. Elaboración Propia

Para obtener el Vu de diseño de la viga se utilizará la expresión que se encuentra en la norma ACI 318-19, sección 18.6.5.2, figura R18.6.5.

$$Ve = \frac{M_{pr_izq} + M_{pr_izq}}{L} + Vg$$

$$Vg = (1.2 + 0.2S_{DS})D + L$$

Tabla 27

Cortante de diseño por capacidad en dirección X de la viga

Cortante por Capacidad Dirección X							
Sentido	**M_{pr_izq}**	**M_{pr_der}**	**V_P**	**V_{P_max}**	**Vg**	**V_e**	**$V_{u_diseño}$**
Antihorario	429372.674	429372.67	2320.93337	2320.93337	4237.068	6558.001	6558.001
Horario	429372.674	429372.67	2320.93337	2320.93337	4237.068	6558.001	

Nota. Elaboración Propia

Tabla 28

Cortante de diseño por capacidad en dirección Y de la viga

Cortante por Capacidad Dirección Y							
Sentido	**M_{pr_izq}**	**M_{pr_der}**	**V_P**	**V_{P_max}**	**Vg**	**V_e**	**$V_{u_diseño}$**
Antihorario	429372.674	429372.67	2289.98759	2289.98759	3974.232	6264.220	6264.220
Horario	429372.674	429372.67	2289.98759	2289.98759	3974.232	6264.220	

Nota. Elaboración propia

Para la resistencia a corte del hormigón de la viga se seguirán los lineamientos de la norma ACI 318-19, sección 18.10.2.2, donde encuentra la siguiente expresión:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Tabla 29

Capacidad a corte del hormigón ΦVc de columna en dirección X y Y

Dirección	**P_u**	**$V_{u_diseño}$**	**$0.5\Phi V_{u_factorado}$**	**$A_g f'_c/20$**	**V_{c_max}**	**V_c**	**ΦV_c**
X	0.000	6647.345	3323.673	0	12575.979	5011.480	3758.610
Y	0.000	6264.220	3132.110	0	12575.979	5011.480	3758.610

Nota. Elaboración Propia

Se calcula la resistencia a corte nominal de la viga y las relaciones D/C de igual manera que se realizó con la columna.

Tabla 30

Capacidad a corte ΦVn de la sección de viga en dirección X y Y

Resistencia nominal a corte de la sección				
Dirección	**V_s**	**ΦV_s**	**ΦV_c**	**ΦV_n**
X	7346.803	5510.102	3758.610	9268.712
Y	7346.803	5510.102	3758.610	9268.712

Nota. Elaboración Propia

Tabla 31

Relación demanda/capacidad D/C de la viga en dirección X y Y

Dirección	**ΦV_n**	**V_u**	**D/C**
X	9268.712	6558.001	0.708
Y	9268.712	6264.220	0.676

Nota. Elaboración propia

La relación D/C es menor a la unidad lo que indica que la resistencia nominal a corte de las vigas es mayor a la demanda por cortante por lo que no requiere un reforzamiento ante este tipo de esfuerzo, sin embargo, la viga no cuenta con el espaciamiento mínimo entre estribos estipulado por la norma NEC-SE-DS 2015.

7.9.4.Verificación de columna fuerte-viga débil (6/5) BEAM/COLUM

La verificación se realizará según los lineamientos de la norma ACI 318-19, sección 18.7.3.

Los momentos nominales de las vigas se obtendrán para ambos sentidos (horario y antihorario) con un factor de reducción Φ=1. La expresión que se utilizará será la siguiente:

$$Mn = As * Fy\left(d - \frac{As * Fy}{1.7 \cdot f'c \cdot b}\right)$$

Los momentos nominales de las columnas se obtendrán mediante su diagrama de interacción con un factor de reducción Φ=1. El momento nominal debe ser el menor momento obtenido de las diferentes combinaciones de carga con los que se realiza en análisis.

- **Verificación (6/5)(Beam/Colum) dirección X**

El menor momento nominal de la columna inferior obtenido es de $M_{n_COL_INF}$=480410.972 kg correspondiente a la combinación de carga 0.9D +Ex correspondiente a una carga axial de P=11935.4 kg

El menor momento nominal de la columna superior obtenido es de $M_{n_COL_sup}$=377648.024 kg correspondiente a la combinación de carga 0.9D +Ex correspondiente a una carga axial de P= 2545.72 kg

El momento nominal de la viga será le mismo tanto superior como inferior debido a que tiene la misma área de acero longitudinal. En la siguiente tabla se presenta los datos de la geometría de las vigas y su área de refuerzo longitudinal.

Tabla 32

Datos de Viga 1 y Viga2 en dirección X para el cálculo de los momentos nominales

Datos Viga Dirección X		
b	25	**cm**
h	30	**cm**
r	3.9	**cm**
d	26.1	**cm**
$\mathbf{A_{s_sup}\ v_1}$	3.393	$\mathbf{cm^2}$
$\mathbf{A_{s\text{-}inf}\ v_1}$	3.393	$\mathbf{cm^2}$
$\mathbf{A_{s_sup}\ v_2}$	3.393	$\mathbf{cm^2}$
$\mathbf{A_{s\text{-}inf}\ v_2}$	3.393	$\mathbf{cm^2}$

Nota. Elaboración propia

Tabla 33

Sumatoria de momentos nominales de vigas y momentos que intersecan en el nodo en dirección X

Sumatoria De Momentos Nominales De Vigas Y Columnas En Dirección X						
	Momento nominal de vigas			Momento nominal de columnas		
Sentido	M_{n_VG1}	M_{n_VG2}	ΣM_{n_VG}	$M_{n_COL_SUP}$	$M_{n_COL_INF}$	ΣM_{n_COL}
	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm
Antihorario	349186.6432	349186.6432	698373.286	373692.114	450708.399	824400.513
Horario	349186.6432	349186.6432	698373.286	373692.114	450708.399	824400.513

Nota. Elaboración propia

Tabla 34

Resultado de relación (6/5)(BEAM/COLUM) en dirección X

Verificación de columna fuerte viga débil En Dirección X				
Sentido	ΣM_{n_VG}	ΣM_{n_COL}	$1.2\Sigma M_{n_VG}$	**6/5 Beam/Colum**
	Kg.cm	**Kg.cm**	**Kg.cm**	
Antihorario	698373.286	824400.513	838047.9436	1.017
Horario	698373.286	824400.513	838047.9436	1.017

Nota. Elaboración Propia

La relación (6/5)(Beam/Colum) en dirección X es mayor que la unidad en ambos sentidos (horario y antihorario) con un valor de 1.017 lo que indica que la sumatoria de los momentos nominales de la columna es inferior que el 1.20 de la sumatoria de los momentos nominales de la viga por lo tanto no se cumple el criterio de columna fuerte viga débil. La columna necesita un reforzamiento de tal manera que se incremente sus momentos nominales.

En la verificación de resistencia a flexión de las vigas en dirección X mostraron una deficiencia de acero de refuerzo longitudinal tanto inferior como superior por lo que la viga requiere un reforzamiento lo que implica un aumento en su momento nominal. Para la estructura reforzada se deberá verificar nuevamente que la relación (6/5)(Beam/Colum) sea menor a la unidad.

- **Verificación (6/5)(Beam/Colum) dirección Y**

El menor momento nominal de la columna inferior obtenido es de $M_{n_COL_INF}$=384644.372 kg correspondiente a la combinación de carga 0.9D +Ey correspondiente a una carga axial de P=11940.01 kg

El menor momento nominal de la columna superior obtenido es de $M_{n_COL_sup}$=307080.750 kg correspondiente a la combinación de carga 0.9D +Ey correspondiente a una carga axial de P= 2560.65 kg

El momento nominal de la viga será le mismo tanto superior como inferior debido a que tiene la misma área de acero longitudinal. En la siguiente tabla se presenta los datos de la geometría de las vigas y su área de refuerzo longitudinal.

Tabla 35

Datos de Viga 1 y Viga2 en dirección Y para el cálculo de los momentos nominales

Datos Viga Dirección Y		
b	25	**cm**
h	30	**cm**
r	3.9	**cm**
d	26.1	**cm**
A_{s_sup} **v1**	3.393	**cm^2**
$A_{s\text{-}inf}$ **v1**	3.393	**cm^2**
A_{s_sup} **v2**	3.393	**cm^2**
$A_{s\text{-}inf}$ **v2**	3.393	**cm^2**

Nota. Elaboración Propia

Tabla 36

Sumatoria de momentos nominales de vigas y momentos que intersecan en el nodo en dirección Y

Sumatoria De Momentos Nominales De Vigas Y Columnas En Dirección Y						
	Momento nominal de vigas			Momento nominal de columnas		
Sentido	M_{n_VG1}	M_{n_VG2}	ΣM_{n_VG}	$M_{n_COL_SUP}$	$M_{n_COL_INF}$	ΣM_{n_COL}
	Kg.cm	**Kg.cm**	**Kg.cm**	**Kg.cm**	**Kg.cm**	**Kg.cm**
Antihorario	349186.6432	349186.6432	698373.286	305821.194	368035.61	673856.804
Horario	349186.6432	349186.6432	698373.286	305821.194	368035.61	673856.804

Nota. Elaboración propia

Tabla 37

Resultado de relación (6/5)(BEAM/COLUM) en dirección Y

Verificación De Columna Fuerte Viga Débil En Dirección Y				
Sentido	ΣM_{n_VG}	ΣM_{n_COL}	$1.2\Sigma M_{n_VG}$	**6/5 Beam/Colum**
	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	
Antihorario	698373.286	673856.804	838047.9436	1.244
Horario	698373.286	673856.804	838047.9436	1.244

Nota. Elaboración propia

La relación (6/5)(Beam/Colum) en dirección Y es mayor a la unidad en ambos sentidos (horario y antihorario) con un valor de 1.244 lo que indica que la sumatoria de los momentos nominales de la columna es inferior que el 1.20 de la sumatoria de los momentos nominales de la viga por lo tanto no se cumple el criterio de columna fuerte viga débil. La columna necesita un reforzamiento de tal manera que se incremente sus momentos nominales.

8.ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

8.1.Determinación del PGA para los periodos de retorno de 72, 225, 475,2475 años

Para el análisis estático no lineal se define las curvas de espectro para un periodo de retorno de 72, 225, 475 y 2475 años los cuales son los niveles de amanezca sísmica que se encuentran en la NEC-SE-HM 2015, sección 4.3.2, tabla 9, para esto se utilizará la curva de peligro sísmico para la ciudad de Orellana que se encuentra en la norma NEC-SE-DS 15, sección 10.4.3, figura 33, con la cual se obtendrán el PGA para su respectivo periodo de retorno.

La tasa anual de excedencia es igual a 1/Tr, a continuación, se muestra el cálculo para los diferentes periodos de retorno.

$$T_{r_{72}} = \frac{1}{72} = 0.014$$

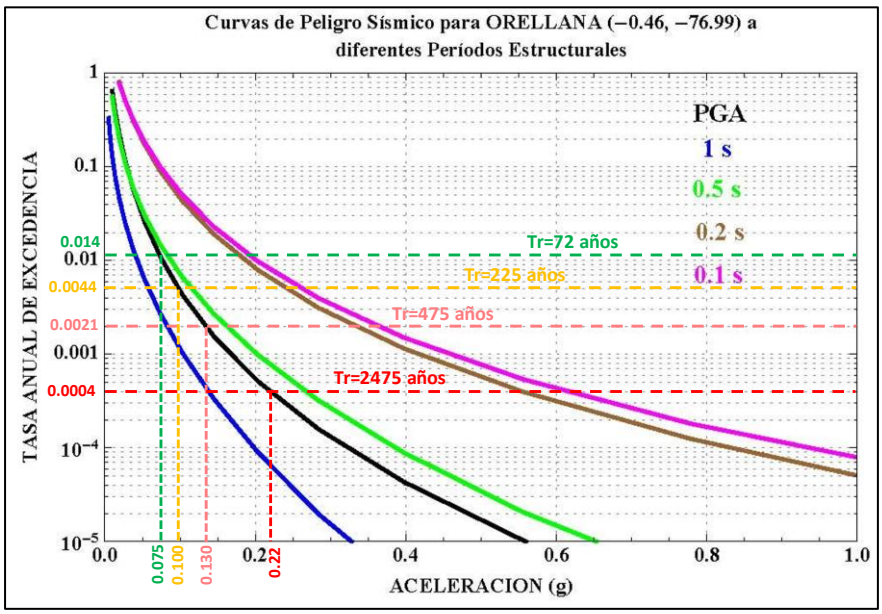
$$T_{r_{225}} = \frac{1}{225} = 0.0044$$

$$T_{r_{475}} = \frac{1}{475} = 0.0021$$

$$T_{r_{2475}} = \frac{1}{2475} = 0.0004$$

Figura 42

PGA de los periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2475 para la ciudad de Orellana



Nota. Adaptado de la NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente (MIDUVI, 2015).

Los PGA obtenidos en la curva de peligro sísmico de Orellana son los siguientes.

$PGA_{72} = 0.075g$

$PGA_{225} = 0.1g$

$PGA_{475} = 0.13g$

$PGA_{2475} = 0.22g$

8.2.Determinación de los parámetros sísmicos Fa, Fd, Fs, η y r para los periodos de retorno de 72, 225, 475,2475 años

Con el PGA de cada periodo de retorno se obtienen los parámetros sísmicos para la construcción de sus curvas de espectro, los cuales son los coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs, para este caso se deben obtener mediante interpolación o extrapolación, según sea el caso.

Tabla 38

Coeficientes del perfil de suelo para un suelo tipo D para los periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2475 años

	Z		PGA (Curva de Peligro Sísmico)			
	II	I	72 años	225 años	475 años	2475 años
	0.25	0.15	0.075	0.1	0.13	0.22
Fa	1.4	1.6	1.75	1.7	1.64	1.46
Fd	1.45	1.62	1.7475	1.705	1.654	1.501
Fs	1.06	1.02	0.99	1	1.012	1.048

Nota. Elaboración propia

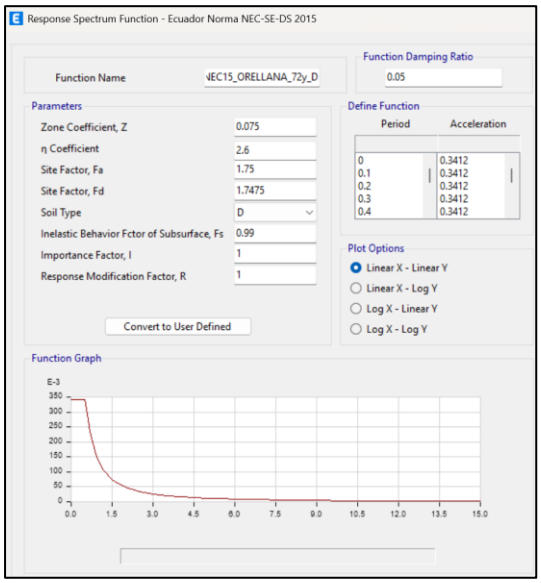
Según la norma NEC-SE-DS 15, sección 3.3.1 el valor del parámetro η para provincias del Oriente es igual a 2.6 y el valor del parámetro r para suelos tipo D es de 1.

8.3.Definición de curvas de espectro de aceleraciones para los periodos de retorno de 72, 225, 475,2475 años

Una vez obtenidos los parámetros sísmicos para cada periodo de retorno se procede a construir sus respectivas curvas de espectro en ETABS.

Figura 43

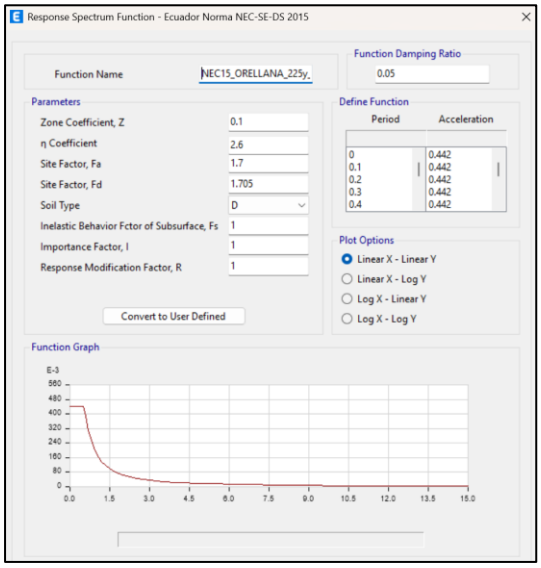
Curva de espectro elástico de aceleración para un periodo de retorno de 72 años y suelo tipo D para Orellana



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 44

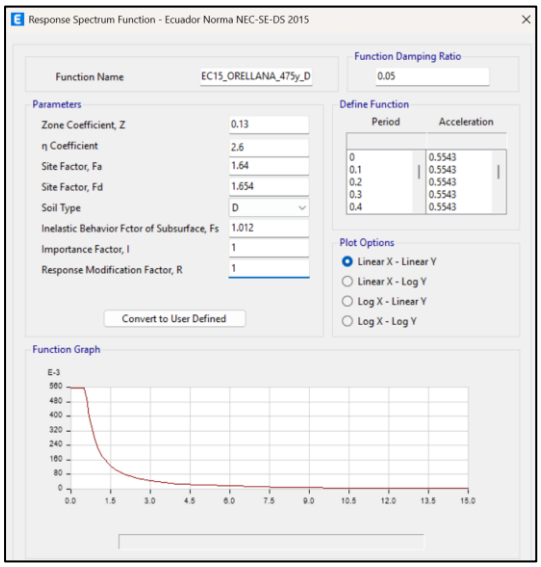
Curva de espectro elástico de aceleración para un periodo de retorno de 225 años para Orellana



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 45

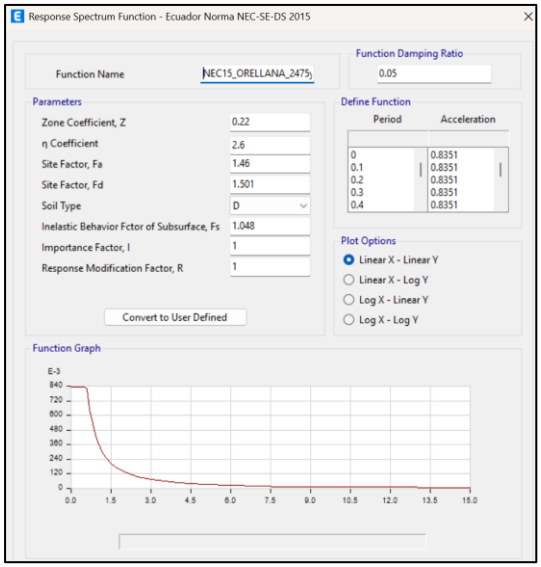
Curva de espectro elástico de aceleración para un periodo de retorno de 475 años para Orellana



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 46

Curva de espectro elástico de aceleración para un periodo de retorno de 2475 años para Orellana



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

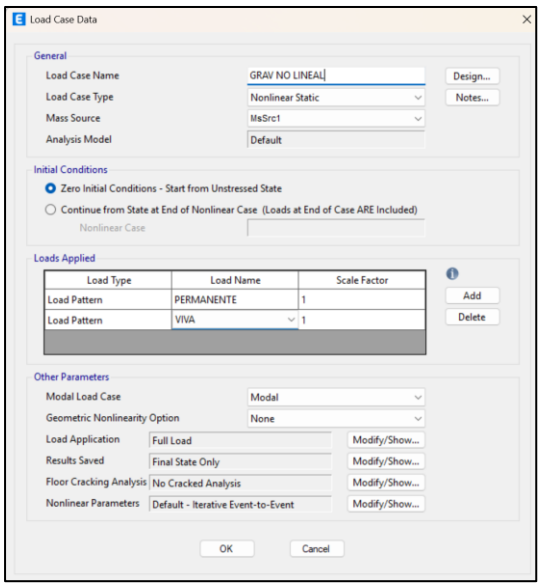
Las funciones de los espectros de aceleraciones para los periodos de retornos mencionados servirán para la obtención de los puntos desempeño.

8.4.Definición de carga gravitacional no lineal

La carga gravitacional servirá como punto de partida para que inicie el análisis estático no lineal PUSHOVER, esta será el 100% de la carga permanente + el 100% de la carga viva de la edificación en estudio.

Figura 47

Carga gravitacional no lineal estática para el análisis PUSHOVER



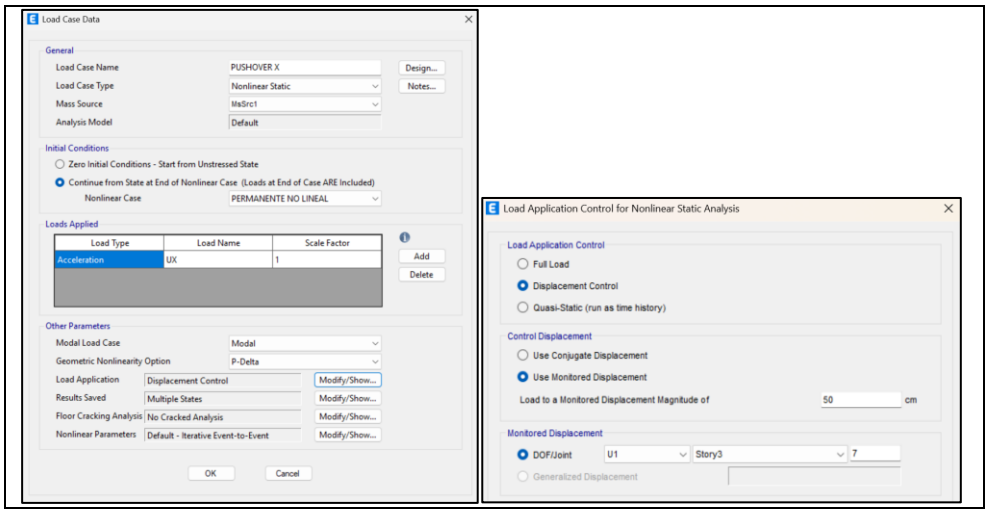
Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

8.5.Definición de caso de carga lateral para el análisis no lineal

Para el análisis estático No Lineal PUSHOVER, este iniciará desde la carga gravitacional no lineal definida en el literal anterior, la masa reactiva será el 100% de la carga permanente. El nodo de control se encuentra en el centro de masas del Nivel N+6.80 y se ha definido un desplazamiento objetivo de 50 cm.

Figura 48

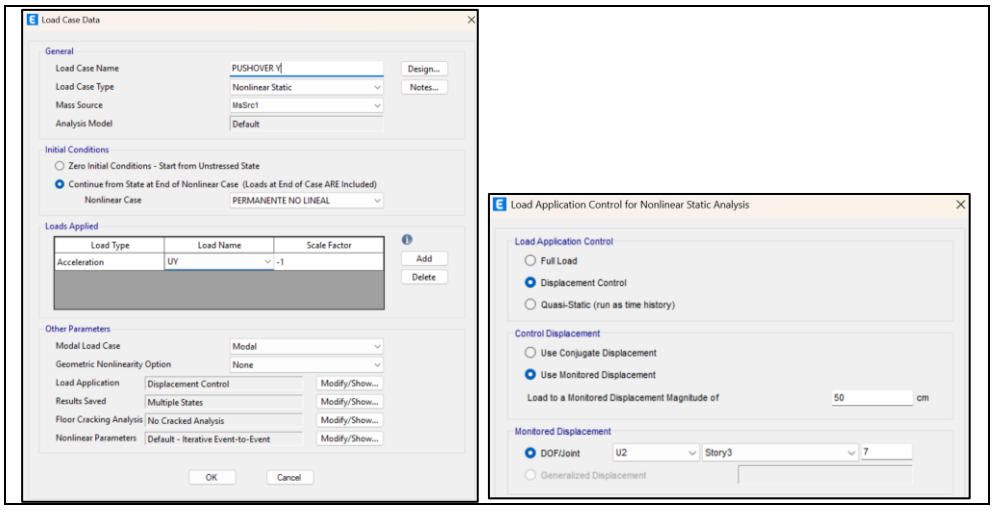
Definición del caso de carga en dirección X para el análisis No Lineal PUSHOVER en ETABS



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 49

Definición del caso de carga en dirección Y para el análisis No Lineal PUSHOVER en ETABS



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

La carga aplicada en la edificación para el análisis será de tipo “aceleración” tanto en dirección X como en Y.

8.6.Determinación de rótulas plásticas

8.6.1.Rótula plástica para vigas

Para la determinación de las rótulas plásticas de las vigas en estudio se utilizarán los parámetros definidos en la tabla 10-7 de la ASCE 41-17.

Las vigas de la edificación tienen la misma sección y el mismo armado de refuerzo longitudinal superior e inferior al igual que su refuerzo transversal por lo que solo se necesita definir una rótula plástica.

Figura 50

Parámetros de modelación y criterios de aceptación para diagramas M-θ de vigas H.A

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V_d}{b_w d\sqrt{f'_{cE}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota. Tomado de ASCE 41-17 (Tabla 10-7).

Para establecer los parámetros de modelación y criterios de aceptación primero se determina los valores de las tres condiciones para vigas de hormigón controladas a flexión que se encuentran en la tabla 10-7 de la ASCE 41-17, las cuales son:

1) $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} \leq 0$ o $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} \geq 0.5$

2) Refuerzo transversal CONFORME o NO CONFORME

3) $\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}} \leq 3$ o $\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}} \geq 6$

- **Primera Condición**

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} \leq 0 \text{ o}$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} \geq 0.5$$

Para esta condición se verifica si la relación entre la diferencia de cuantías superior e inferior y la cuantía balanceada es menor o igual a cero o, mayor o igual a 0.5.

Se calcula la cuantía balanceada para una sección de 25x30 cm con un área acero de refuerzo de As=A's=3.393 cm^2.

Para el hormigón se tiene un f'c=210 kg/cm^2 y para el acero de refuerzo un Fy=4200 kg/cm^2.

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'c}{Fy}\left(\frac{6000}{6000+Fy}\right)$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85\frac{210}{4200}\left(\frac{6000}{6000+4200}\right) = 0.02125$$

En la siguiente tabla se muestran los resultados de la primera condición para ambas direcciones.

Tabla 39

Resultados de la relación de cuantías $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$ de las vigas en dirección X

Relación De Cuantías Para Las Vigas En Dirección X							
As	**A's**	**b**	**d**	**ρ**	**ρ'**	**ρ_{bal}**	**$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$**
3.393	3.393	25	26.1	0.0052	0.0052	0.02125	0
3.393	3.393	25	26.1	0.0052	0.0052	0.02125	0
3.393	3.393	25	26.1	0.0052	0.0052	0.02125	0
3.393	3.393	25	26.1	0.0052	0.0052	0.02125	0

Nota. Elaboración propia

Tabla 40

Resultados de la relación de cuantías $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$ *de las vigas en dirección Y*

Relación De Cuantías Para Las Vigas En Dirección Y							
As	A's	b	d	ρ	ρ'	ρ_{bal}	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$
cm^2	cm^2	cm	cm				
3.393	3.393	25	26.1	0.0052	0.0052	0.02125	0
3.393	3.393	25	26.1	0.0052	0.0052	0.02125	0
3.393	3.393	25	26.1	0.0052	0.0052	0.02125	0

Nota. Elaboración propia

La relación de cuantías es igual a cero para todas las vigas tanto en dirección X como en Y. Este resultado se debe a que las vigas cuentan con el mismo armado longitudinal superior e inferior.

- **Segunda Condición (Refuerzo Transversal Conforme)**

Se verificará que el refuerzo transversal de las vigas en dirección X y Y sean conformes según la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 en la que menciona que el refuerzo transversal de las vigas se considera conforme cuando el espaciamiento (S) de los estribos en zona de confinamiento sea menor a d/3 y la resistencia a corte proporcionada por los estribos (Vs) sea mayor a 3/4 del cortante de diseño Vd.

Los estribos del refuerzo transversal cuentan con un diámetro de *Φ=8 mm con un* A_{st}=0.5027 cm^2, tomando en cuenta que cada estribo cuenta con 2 ramales, entonces Av=1.005 cm^2.

En la siguiente tabla se presentan los resultados de las vigas en ambas direcciones.

Tabla 41

Resultados de conformidad del acero transversal de las vigas en dirección X

d	Av	Fy	S	d/3	Condición S≤d/3	Vs	Vd	Vd*3/4	Condición Vs≥3/4Vd
cm	cm	Kg/cm^2	cm	cm		kg	kg	kg	
26.1	1.005	4200	15	8.7	NO CUMPLE	7344.54	6558.001	4918.50084	CUMPLE

Nota. Elaboración propia

Tabla 42

Resultados de CONFORMIDAD del acero transversal de las vigas en dirección Y

d	Av	Fy	S	d/3	Condición S≤d/3	Vs	Vd	Vd*3/4	Condición Vs≥3/4Vd
cm	cm	Kg/cm²	cm	cm		kg	kg	kg	
26.1	1.005	4200	15	8.7	NO CUMPLE	7344.54	6264.220	4698.16469	CUMPLE

Nota. Elaboración propia

El refuerzo transversal de las vigas en zona de confinamiento es mayor que d/3 por lo tanto las vigas se consideran “NO CONFORMES”.

- **Tercera condición**

En esta tercera condición se verifica en que rango se encuentra el valor resultante de la expresión dada por la ASCE 41-17 tabla 10-7, la cual se muestra a continuación.

$$\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}$$

Los rangos que establece la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 son menor o igual al 3 o, mayor o igual a 6, si el valor resultante esta entre estos dos rangos los parámetros de modelación y criterios de aceptación deberán ser obtenidos mediante interpolación.

En las tablas que se presentaran a continuación los valores están en unidades de kg y cm, sin embargo, al momento de obtener el resultado final de la expresión se debe realizar un cambio de unidades a kilo libras (kip), pulgadas (in) y kilo libras por pulgada cuadrada (ksi).

1 kg = 0.00220462 kip

1 cm = 0.3937 in

1 kg/cm^2 = 0.014223 ksi

$$\frac{V_d * 0.00220462\ kip}{(b \cdot d) * (0.3937\ in)^2\sqrt{f'c_E * 0.014223\ ksi}}$$

Para el $f'c_E$ se multiplicará a f'c por el factor de resistencia esperada para el hormigón a compresión que se encuentra en la tabla 10-1 de la ASCE 41-17.

Figura 51

Factor de resistencia esperada para el hormigón a compresión

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties

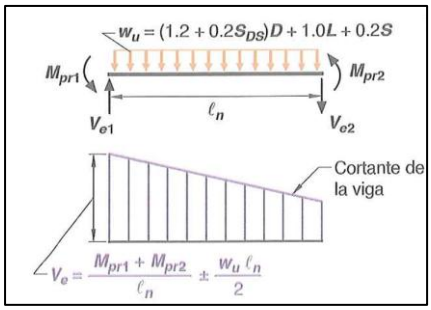
Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

Nota. Adaptado de ASCE 41-17 (Tabla 10-1).

Para calcular el cortante de diseño Vd se utilizará en la expresión dada en la norma ACI 318-19 sección 18.6.5.2, figura R18.6.5.

Figura 52

Expresiones para el cálculo del cortante de diseño sísmico en vigas



Nota. Tomado de ACI 318-19 (Sección 18.6.5.2, Figura R18.6.5).

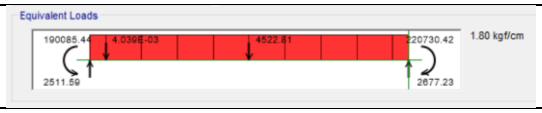
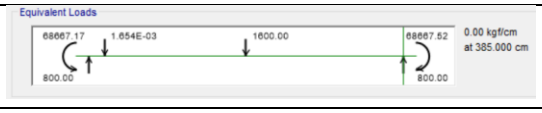
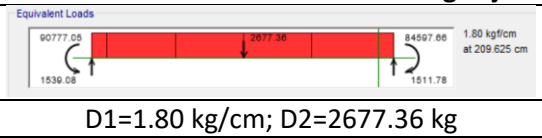
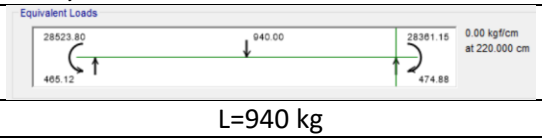
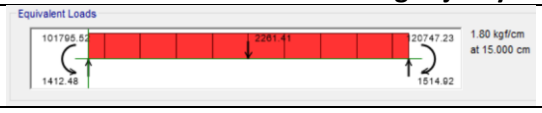
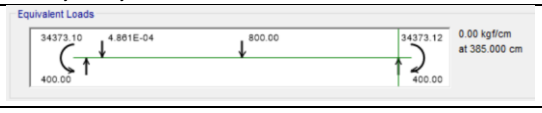
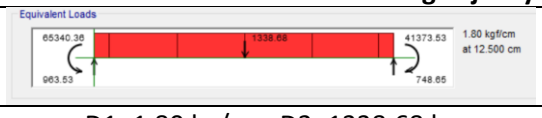
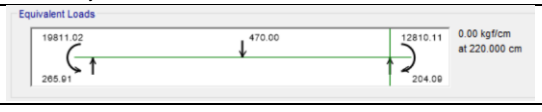
Las vigas de la edificación en estudio tienen las mismas dimensiones y su armado longitudinal superior e inferior es el mismo (As=A's) por lo tanto el Mpr1 será igual al Mpr2.

Para el cortante gravitacional $\frac{w_u ln}{2}$, donde w_u=(1.2+0.2S_{DS}) D + L, S_{DS} corresponde a un valor de 0.624 el cual fue calculado para el análisis estático lineal, esto da un factor de mayoración para la carga muerta de 1.3248.

La carga muerta D y L se obtendrán de los diagramas de cuerpo libre que otorga ETABS.

Figura 53

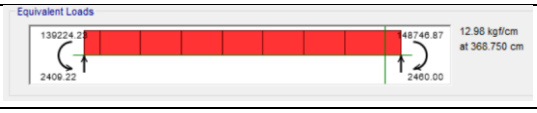
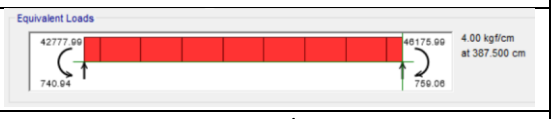
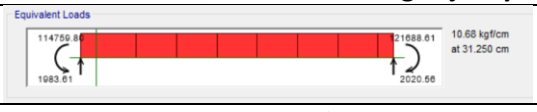
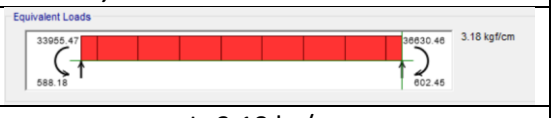
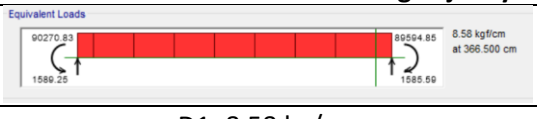
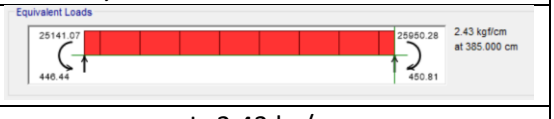
Diagramas de cuerpo libre de carga muerta (D) y carga viva (L) de vigas en dirección X

Cargas Gravitacionales De Vigas En Dirección X	
Carga muerta vigas en dirección X	**Carga viva vigas en dirección X**
Viga Eje 3 - Vano C-D; D-E; E-F	
	
D1=1.80 kg/cm; D2=4522.81 kg	L=1600 kg
Viga Eje 3 - Vano B-C; F-G	
	
D1=1.80 kg/cm; D2=2677.36 kg	L=940 kg
Viga Eje 2 y 4 - Vano C-D; D-E; E-F	
	
D1=1.80 kg/cm; D2=2261.41 kg	L=800 kg
Viga Eje 2 y 4 - Vano B-C; F-G	
	
D1=1.80 kg/cm; D2=1338.68 kg	L=470 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 54

Diagramas de cuerpo libre de carga muerta (D) y carga viva (L) de vigas en dirección Y

Cargas Gravitacionales De Vigas En Dirección Y	
Carga muerta vigas en dirección Y	**Carga viva vigas en dirección Y**
Viga Eje D y E - Vano 2-3; 3-4	
	
D1=12.98 kg/cm	L=4 kg/cm
Viga Eje C y F - Vano 2-3; 3-4	
	
D1=10.68 kg/cm	L=3.18 kg/cm
Viga Eje B y G - Vano 2-3; 3-4	
	
D1=8.58 kg/cm	L=2.43 kg/cm

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

En la siguiente tabla se presenta los resultados del cortante gravitacional Vg de los correspondientes grupos de vigas:

Grupo 1= Viga Eje 3 - Vano C-D; D-E; E-F

Grupo 2= Viga Eje 2 y 4 - Vano C-D; D-E; E-F

Grupo 3= Viga Eje 3 - Vano B-C; F-G

Grupo 4= Viga Eje 2 y 4 - Vano B-C; F-G

Grupo 5= Viga Eje D y E - Vano 2-3; 3-4

Grupo 6= Viga Eje C y F - Vano 2-3; 3-4

Grupo 7= Viga Eje B y G - Vano 2-3; 3-4

Tabla 43

Cortante gravitacional (Vg) de vigas en dirección X

Cortante Gravitacional (Vg) Para Vigas En Dirección X									
Vigas	**L**	**Col_1**	**Col_2**	**Le**	**$1.2+0.2S_{DS}$**	**D1**	**D2**	**L**	**Vg**
Grupo 1	400	30	30	370	1.3248	1.8	4522.81	1600	4237.068
Grupo 2	400	30	30	370	1.3248	1.8	2261.41	1600	2739.116
Grupo 3	235	25	30	207.5	1.3248	1.8	2677.36	940	2490.890
Grupo 4	235	25	30	207.5	1.3248	1.8	1338.68	470	1369.148

Nota. Elaboración propia

Tabla 44

Cortante gravitacional (Vg) de vigas en dirección Y

Cortante Gravitacional (Vg) Para Vigas En Dirección Y								
Vigas	**L**	**Col**	**Col_2**	**L**	**$1.2+0.2S_{DS}$**	**D**	**L**	**Vg**
Grupo 5	400	25	25	375	1.3248	12.98	4	3974.232
Grupo 6	400	25	25	375	1.3248	10.68	3.18	3249.162
Grupo 7	400	30	30	370	1.3248	8.58	2.43	2552.405

Nota. Elaboración propia

Tabla 45

Cortante probable (Vp) de vigas en dirección X

Cortante Probable (Vp) Para Vigas En Dirección X								
Vigas	**Fy**	**f'c**	**As**	**Le**	**B**	**d**	**M_{pr}**	**Vp**
Grupo 1	4200	210	3.393	370	25	26.1	429372.674	2320.93337
Grupo 2	4200	210	3.393	370	25	26.1	429372.674	2320.93337
Grupo 3	4200	210	3.393	207.5	25	26.1	429372.674	4138.53179
Grupo 4	4200	210	3.393	207.5	25	26.1	429372.674	4138.53179

Nota. Elaboración propia

Tabla 46

Cortante probable (Vp) de vigas en dirección Y

Cortante Probable (Vp) Para Vigas En Dirección Y								
Vigas	**Fy**	**f'c**	**As**	**L**	**B**	**d**	**M_{pr}**	**Vp**
Grupo 5	4200	210	3.393	375	25	26.1	429372.674	2289.98759
Grupo 6	4200	210	3.393	375	25	26.1	429372.674	2289.98759
Grupo 7	4200	210	3.393	370	25	26.1	429372.674	2320.93337

Nota. Elaboración propia

Tabla 47

Resultado de la expresión $\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}$ de las vigas en dirección X

Resultado de la expresión $\left(\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}\right)$ Para Vigas En Dirección X							
Vigas	**Ve**	**Vg**	**Vd**	**f'c**	**b**	**D**	$\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}$
Grupo 1	2320.933	4237.068	6558.001	210	25	26.1	0.06754
Grupo 2	2320.933	2739.116	5060.050	210	25	26.1	0.05211
Grupo 3	4138.532	2490.890	6629.421	210	25	26.1	0.06827
Grupo 4	4138.532	1369.148	5507.680	210	25	26.1	0.05672

Nota. Elaboración propia

Tabla 48

Resultado de la expresión $\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}$ de las vigas en dirección Y

Resultado de la expresión $\left(\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}\right)$ Para Vigas En Dirección Y							
Vigas	**Ve**	**Vg**	**Vd**	**f'c**	**b**	**d**	$\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}$
Grupo 5	2289.988	3974.232	6264.220	210	25	26.1	0.06451
Grupo 6	2289.988	3249.162	5539.150	210	25	26.1	0.05704
Grupo 7	2320.933	2552.405	4873.338	210	25	26.1	0.05019

Nota. Elaboración propia

Los valores obtenidos de la expresión son menores a 3 para las vigas en dirección X y Y.

- **Valores de los Parámetros de Modelado y criterios de aceptación para vigas de H.A**

Con los resultados obtenidos de las tres condiciones para vigas controladas a flexión de la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 se establece los valores de parámetros de modelación y criterios de aceptación que se utilizarán para la creación de las rótulas plásticas de las vigas.

Para las vigas tanto en dirección X y Y se encuentran dentro de los siguientes rangos.

1) $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} = 0$

2) Refuerzo transversal=NC

3) $\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}} \leq 3.$

Figura 55

Valores de los parámetros de modelación y criterios de aceptación para vigas.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b] $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V^a}{b_w d\sqrt{f'_{ce}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Nota. Adaptado de ASCE 41-17 (Tabla 10-7).

Según la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 los valores de parámetros de modelación son los siguientes.

a=0.02 rad

b=0.03 rad

c=0.2 rad

Según la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 los valores de criterios de aceptación son los siguientes.

IO=0.005

LS=0.02

CP=0.03

- **Momento De Fluencia De La Viga**

Las vigas tienen la misma dimensión y armado longitudinal por lo tanto tienen el mismo momento de fluencia el cual se calcula a continuación.

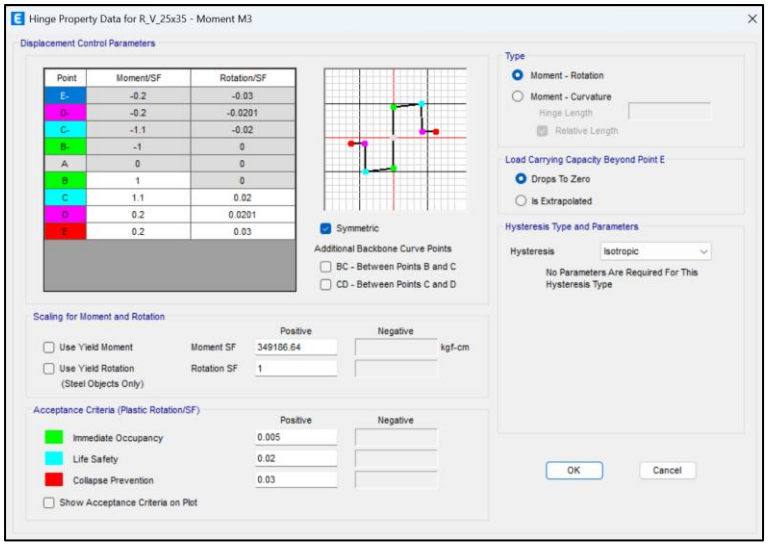
$$My = As * Fy * \left(d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b}\right)$$

$$My = 3.393 * 4200 * \left(26.1 - \frac{3.393 * 4200}{1.7 * 210 * 25}\right) = 349186.64\ kg.cm$$

Los parámetros, criterios de aceptación y momento de cedencia son ingresados en el software ETABS en el apartado de definición de rótulas plásticas.

Figura 56

Creación de rótula plástica de vigas en ETABS para análisis no lineal estático



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

8.6.2.Rótula plástica para columnas

Para la definición de las rótulas plásticas para las columnas se lo realizará con el método de rótulas automáticas del ETABS. Se deberá primero calcular la cuantía de acero de refuerzo transversal y la relación entre el espaciamiento de los estribos y el peralte efectivo S/d

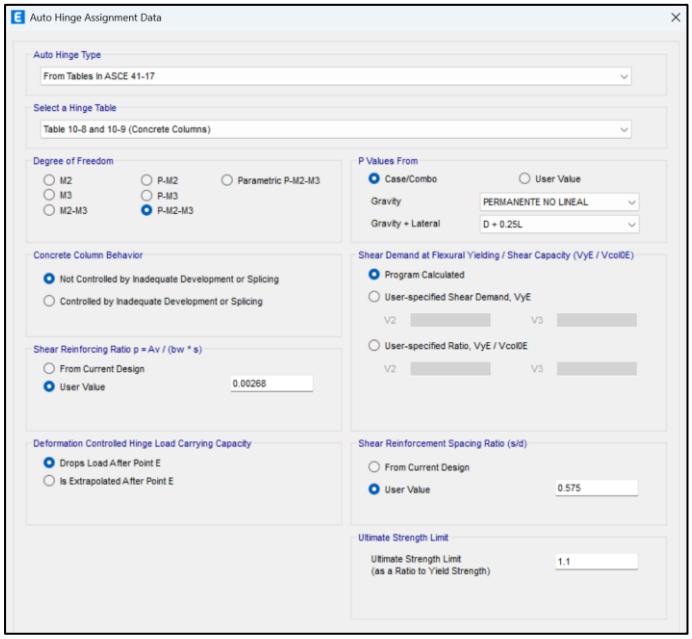
$$\rho_t = \frac{Av}{b_w * s} = \frac{1.005}{25 * 15} = 0.00268$$

$$\frac{s}{d} = \frac{15}{26.1} = 0.5785$$

Para el apartado de gravity + lateral se define una combinación de carga gravitacional planteada en la ASCE 41-17 sección 7.2.2, igual a D+0.25L. El cortante de demanda $V_{yE,}$ será calculado por el software.

Figura 57

Creación de rótula plástica para columnas en ETABS para análisis no lineal estático.



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

8.7.Resultados del análisis no lineal

8.7.1.Curva de capacidad y curva bilineal.

Del modelo matemático se obtiene las curvas de capacidad PUSHOVER en dirección X y Y y se traza una curva bilineal cuya área debe ser igual al área de la curva de capacidad.

De la curva bilineal se tiene los siguientes puntos de fluencia y últimos

Tabla 49

Puntos de desplazamientos y cortantes de fluencia y últimos que componen la curva bilineal

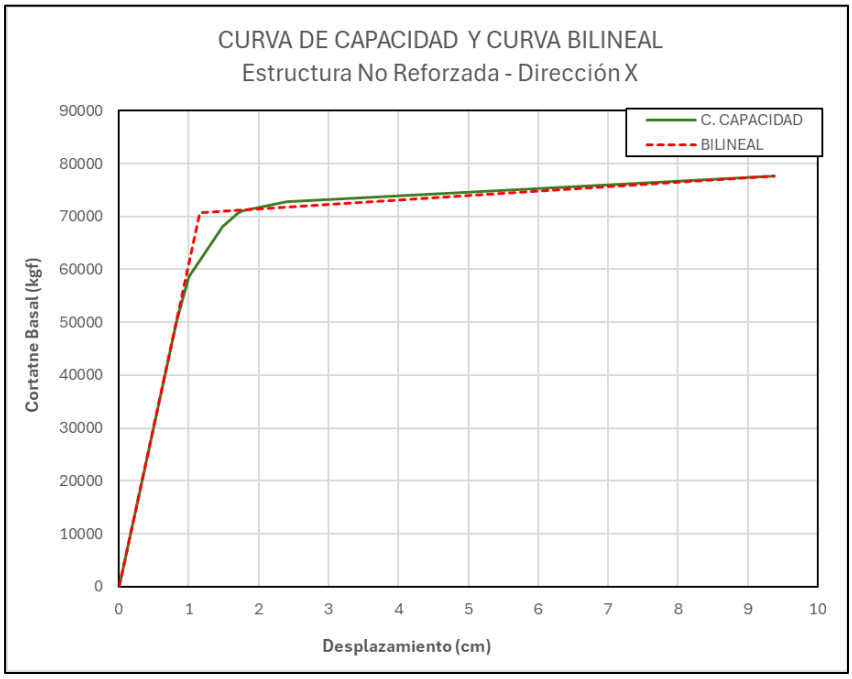
PUNTOS DE FLUENCIA Y ÚLTIMOS DE LA CURVA BILINEAL				
	Dirección X		Dirección Y	
	Fluencia (Y)	Ultimo (U)	Fluencia (Y)	Ultimo (U)
Desplazamiento (cm)	1.1624	9.3733	1.3467	9.9212
Cortante Basal (kgf)	70783.4	77677.52	64276.74	71637.47

Nota. Elaboración propia

- **Curva de capacidad y curva bilineal en dirección X**

Figura 58

Curva de capacidad y curva bilineal de la estructura reforzada en dirección X

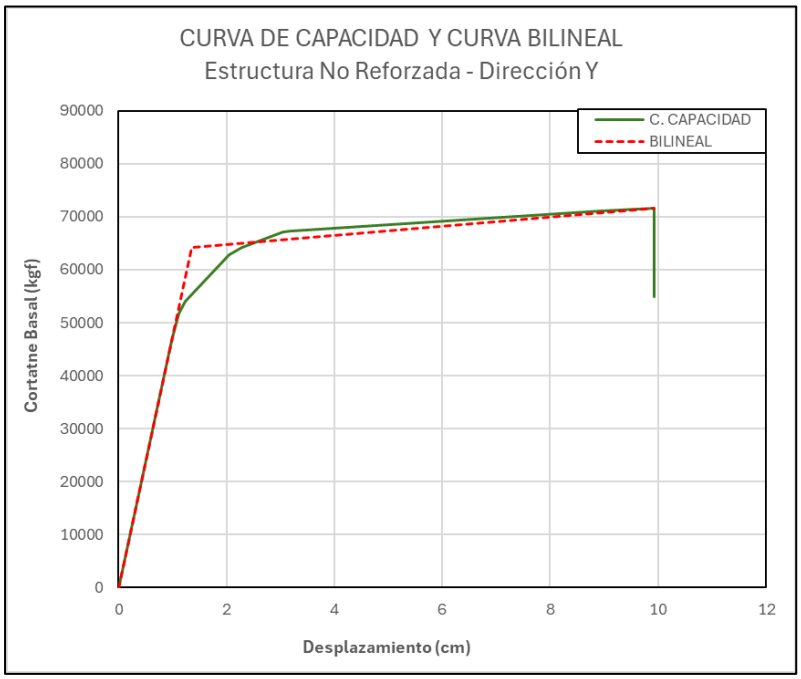


Nota. Elaboración propia

- **Curva de capacidad y curva bilineal en dirección X**

Figura 59

Curva de capacidad y curva bilineal de la estructura reforzada en dirección Y

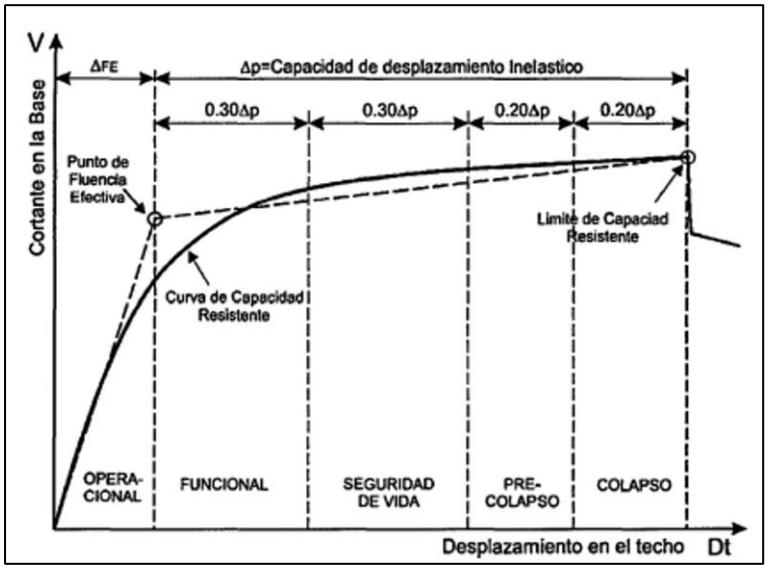


Nota. Elaboración propia

Con los puntos de la curva bilineal de capacidad se realiza la sectorización para los diferentes niveles de desempeño según el Comité VISION 2000 de SEAOC (1995).

Figura 60

sectorización de la curva de capacidad de la edificación para los diferentes niveles de desempeño



Nota. ΔFE se refiere al desplazamiento en el punto de fluencia efectivo y Δp al rango plástico. Tomado de SEAOC (1995).

De esta manera los rangos para los niveles de desempeño se obtienen como indica el Comité VISION 2000 de SEAOC (1995), los cuales se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 50

Rangos de desplazamientos en cada nivel de desempeño

Rangos de desplazamientos en cada nivel de desempeño	
Nivel de desempeño	**Rango de desplazamiento**
Totalmente operativo (TO)	ΔFE
Ocupación Inmediata (IO)	ΔFE+ 0.30Δp
Seguridad de vida (LS)	ΔFE+ 0.60Δp
Prevención de colapso (CP)	ΔFE+ 0.80Δp

Nota. ΔFE se refiere al desplazamiento en el punto de fluencia efectivo y Δp al rango plástico (desplazamiento ultimo menos desplazamiento de fluencia efectivo), Adaptado de Tomado de SEAOC (1995).

- **Sentido X**

TO= 1.162f4 cm

IO=1.1624+0.30*(9.3733-1.1624) =3.62567 cm

LS=1.1624+0.60*(9.3733-1.1624) = 6.08894 cm

CP=1.1624+0.80*(9.3733-1.1624) = 7.73112 cm

- **Sentido Y**

TO= 1.3467 cm

IO=1.3467+0.30*(9.9212-1.3467) = 3.91905 cm

LS=1.3467+0.60*(9.9212-1.3467) = 6.4914 cm

CP=1.3467+0.80*(9.9212-1.3467) = 8.2063 cm

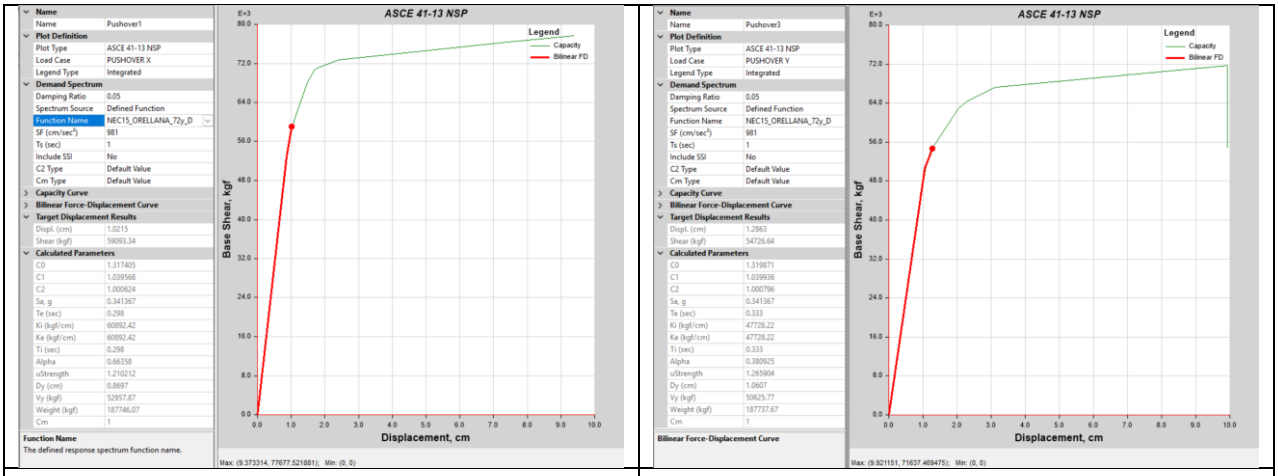
8.7.2.Puntos de desempeño de cada uno de los periodos de retorno.

Del modelo matemático se obtiene los puntos de desempeño para los espectros con los periodos de retorno de 72, 225, 475, 2475 años. Para los puntos de desempeño se basó en el método de los coeficientes de La ASCE 41-13 el cual está integrado en el modelo.

- **Punto de desempeño de la estructura para un Tr = 72 años**

Figura 61

Punto de desempeño de la estructura reforzada para un periodo de retorno de 72 años en dirección X y Y



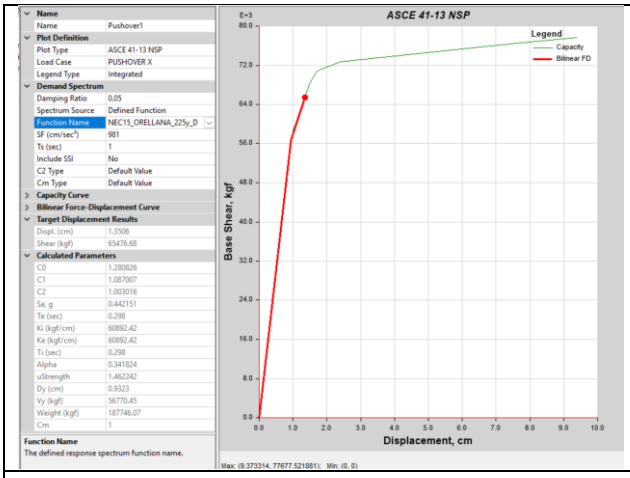
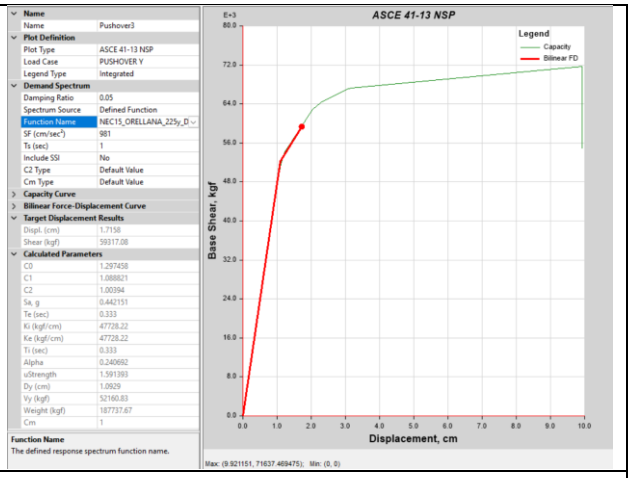
Despl.= 1.0215 cm; C. Basal=59093.34 kg	Despl.= 1.2863 cm; C. Basal= 54726.64 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

- **Punto de desempeño de la estructura para un Tr = 225 años**

Figura 62

Punto de desempeño de la estructura reforzada para un periodo de retorno de 225 años en dirección X y Y

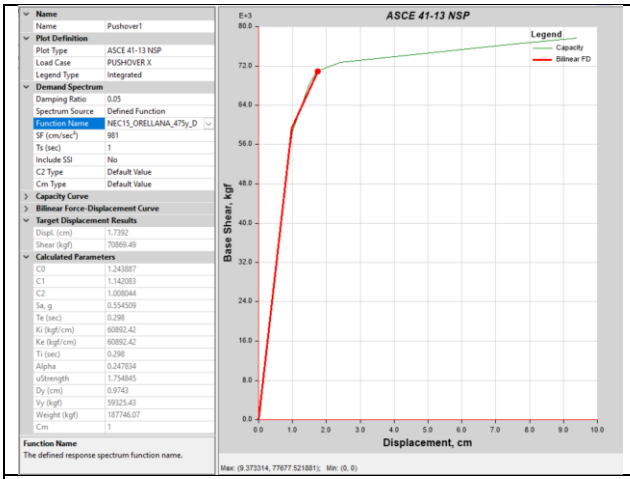
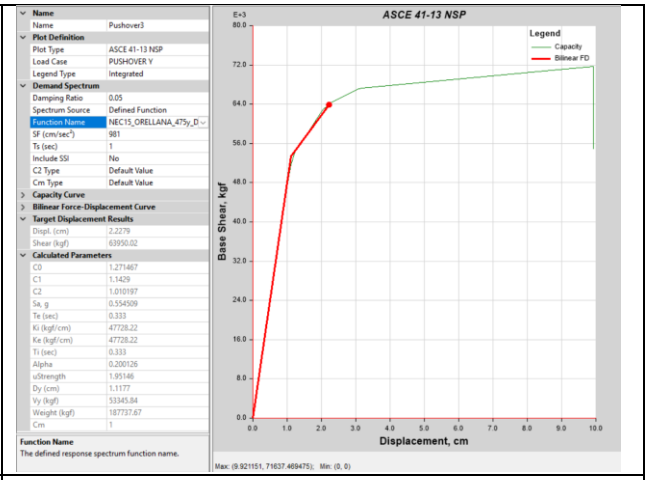
	
Despl.= 1.3506cm; C. Basal= 65476.68 kg	Despl.= 1.7158 cm; C. Basal= 59317.08 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

- **Punto de desempeño de la estructura para un Tr = 475 años**

Figura 63

Punto de desempeño de la estructura reforzada para un periodo de retorno de 475 años en dirección X y Y

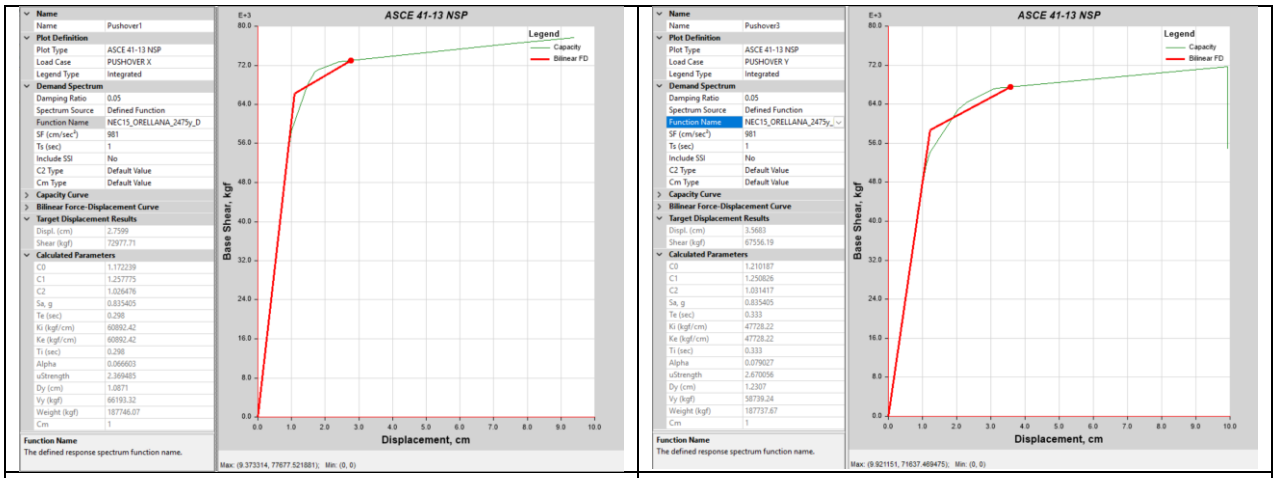
	
Despl.= 1.7392 cm; C. Basal= 70869.49 kg	Despl.= 2.2279 cm; C. Basal= 63950.02 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

- **Punto de desempeño de la estructura para un Tr = 2475 años**

Figura 64

Punto de desempeño de la estructura reforzada para un periodo de retorno de 2475 años en dirección X y Y



Despl.= 2.7599 cm; C. Basal= 72977.71 kg	Despl.= 3.5683 cm; C. Basal= 67556.19 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Tabla 51

Puntos de desempeño de la estructura para diferentes periodos de retorno en dirección X y Y

Puntos de desempeño de la estructura en dirección X y Y				
Tr (años)	**Dirección X**		**Dirección Y**	
	Desp. (cm)	**Cortante (kgf)**	**Desp. (cm)**	**Cortante (kgf)**
72	1.0215	59093.34	1.2863	54726.64
225	1.3506	65476.68	1.7158	59317.08
475	1.7392	70869.49	2.2279	63950.02
2475	2.7599	72977.71	3.5683	67556.19

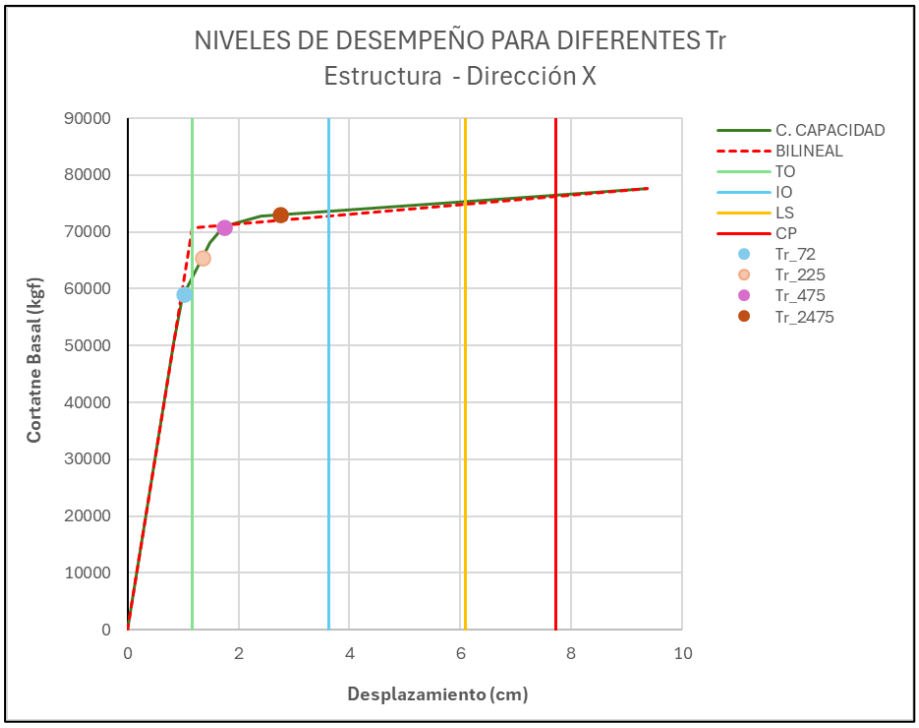
Nota. Elaboración propia

Los puntos de desempeño serán ingresados en la curva de capacidad de la estructura y se determinara el nivel de desempeño en el que se encuentra la estructura para cada periodo de retorno en ambas direcciones.

8.7.3.Niveles de desempeño para cada periodo de retorno

Figura 65:

Niveles de desempeño para diferentes niveles de sismos (frecuente, ocasional, raro y muy raro) para la dirección en X



Nota. Elaboración propia

Para la dirección X la respuesta de la estructura con el análisis de los sismos Ocasional (Tr=225y), Raro (475y) y Muy Raro (Tr=2475y) es inelástica encontrándose sus desplazamientos de puntos de desempeño dentro del rango de Ocupación Inmediata (IO) con excepción de sismos frecuentes (Tr=72y) el cual se encuentra dentro del rango de Totalmente Operativo (TO) presentando una respuesta elástica.

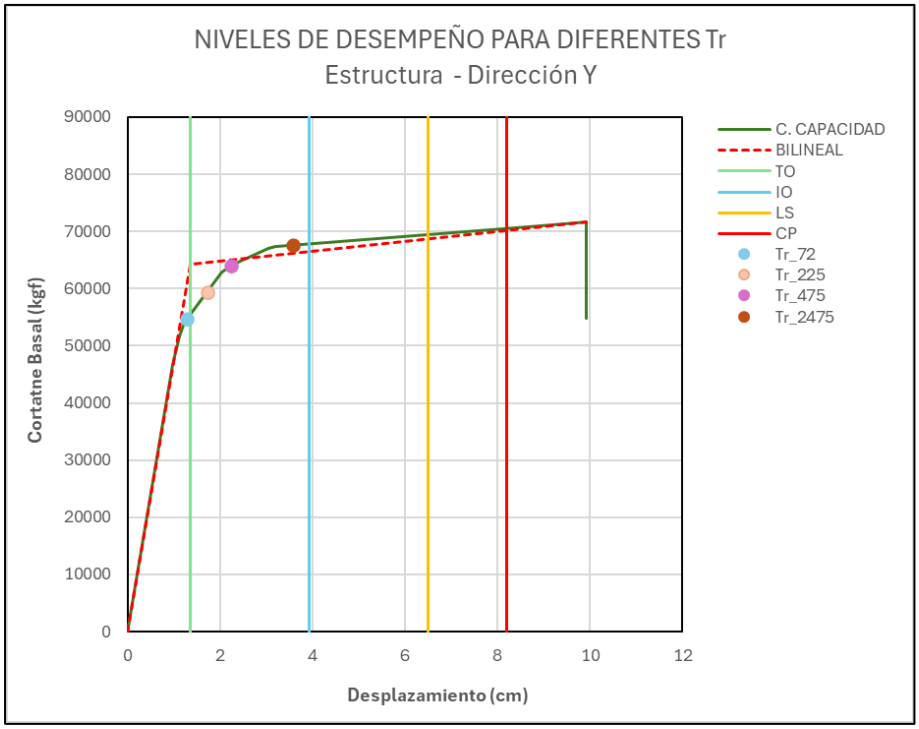
A nivel de daño para los sismos Frecuente (Tr=72y) se esperan fisuras menores en sus fachadas y paredes no estructurales, no existen deformaciones permanentes y todas sus instalaciones se encuentran operativas.

Para sismos Ocasional (Tr=225y), Raro (475y) y Muy Raro (Tr=2475y) se esperan fisuras menores en sus fachadas y paredes no estructurales y elementos estructurales, las instalaciones se

encuentran en buen estados y operativos sin embargo algunos equipos que se encuentran en la edificación no están operativos por posibles fallas mecánicas.

Figura 66

Niveles de desempeño para diferentes niveles de sismos (frecuente, ocasional, raro y muy raro) para la dirección en Y



Nota. Elaboración propia

Para la dirección Y la respuesta de la estructura con el análisis de los sismos Ocasional (Tr=225y), Raro (475y) y Muy Raro (Tr=2475y) al igual que en la dirección X es inelástica, con sus puntos de desempeño dentro del rango de Ocupación Inmediata (IO) y para sismos frecuentes (Tr=72y) es elástica ubicándose dentro del rango de Totalmente Operativo (TO).

A nivel de daño para los sismos Frecuente (Tr=72y) se esperan fisuras menores en sus fachadas y paredes no estructurales, no existen deformaciones permanentes y todas sus instalaciones se encuentran operativas.

Para sismos Ocasional (Tr=225y), Raro (475y) y Muy Raro (Tr=2475y) se esperan fisuras menores en sus fachadas y paredes no estructurales y elementos estructurales, las instalaciones se

encuentran en buen estados y operativos sin embargo algunos equipos que se encuentran en la edificación no están operativos por posibles fallas mecánicas.

La estructura cumple con los niveles de desempeño los cuales para sismos raros no deben sobrepasar el límite de seguridad de vida (LS) y para muy raros (Tr= 2475y) no deben sobrepasar el límite de Prevención de colapso (CP).

La edificación como tal no requiere un reforzamiento estructural con el fin de mejorar su comportamiento y nivel de ductilidad, sin embargo por deficiencias en su diseño estructural como son el no cumplimiento de cuantía mínima de acero de refuerzo longitudinal, deficiencia de acero requerido a flexión en vigas del eje 3 nivel N+2.70 y no cumplimiento del criterio de columna fuerte viga débil (6/5 Beam/Colum) se propondrá un reforzamiento de estos elementos estructurales mediante encamisado de hormigón armado.

CAPITULO III

9.PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

La propuesta de reforzamiento de la estructura se basará en el encamisado de hormigón de los elementos estructurales que no cumplan con los requerimientos mínimos de diseño planteadas por la NEC-SE-HM 15. La estructura cumple con el requisito las derivas inelásticas las cuales son menores al máximo permitido por la norma, sin embargo, las columnas no presentan la cuantía mínima de área de refuerzo longitudinal requerido el cual el del 0.01*Ag, y las vigas del nivel N+2.70 no cumplen con el acero longitudinal de demanda por lo tanto son a estos elementos a los que se los reforzara.

Las vigas del nivel N+5.40 en dirección X y Y y las del nivel N+270 en dirección Y cumplen con el esfuerzo longitudinal y transversal requerido, así como el mínimo permitido por la norma por lo que no requiere un reforzamiento.

9.1.Dimensiones de secciones reforzadas

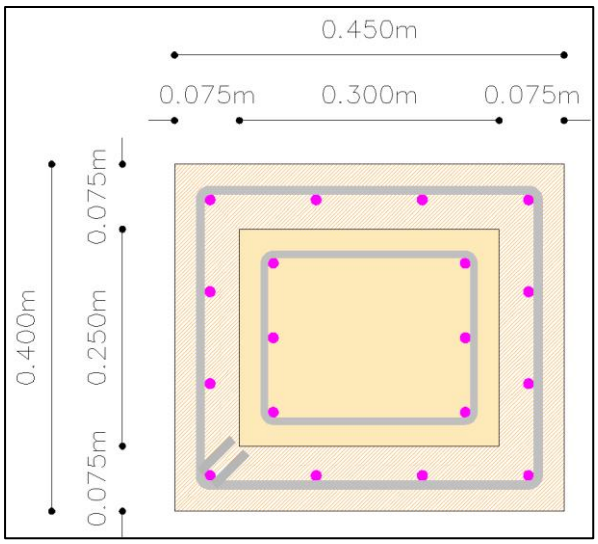
9.1.1.Columnas

Se reforzarán todas las columnas ubicadas en la primera y segunda planta pues estas cuentan con una cuantía de acero longitudinal menor al 1% y además presentan deterioro de su recubrimiento el cual ha dejado expuesta el refuerzo longitudinal en varias zonas de la primera planta.

Para las columnas se realiza un recrecido de hormigón de 7.5 cm en las cuatro caras teniendo una sección final de 45x40 cm, para el acero de refuerzo se utilizarán 4 varillas de 12 mm en cada cara de manera que no se tenga un espaciamiento entre varillas longitudinales mayor a 15 cm y para el refuerzo transversal se utilizan varillas Φ10 mm y un espaciamiento en zona de confinamiento menor a 6 d_b dando una longitud de S=7 cm.

Figura 67

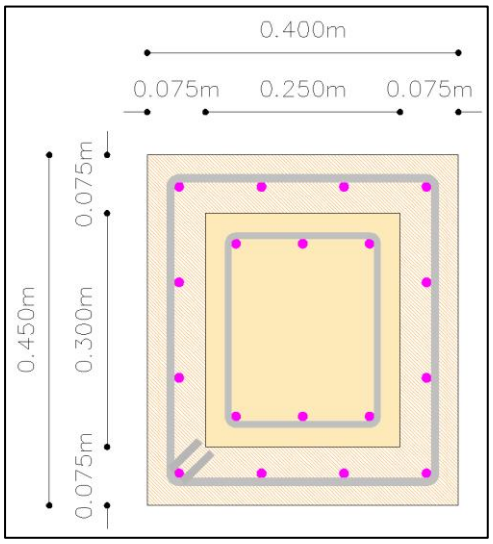
Propuesta de reforzamiento de columna con su dimensión mayor paralela al eje X



Nota. Elaboración propia

Figura 68

Propuesta de reforzamiento de columna con su dimensión mayor perpendicular al eje X



Nota. Elaboración propia

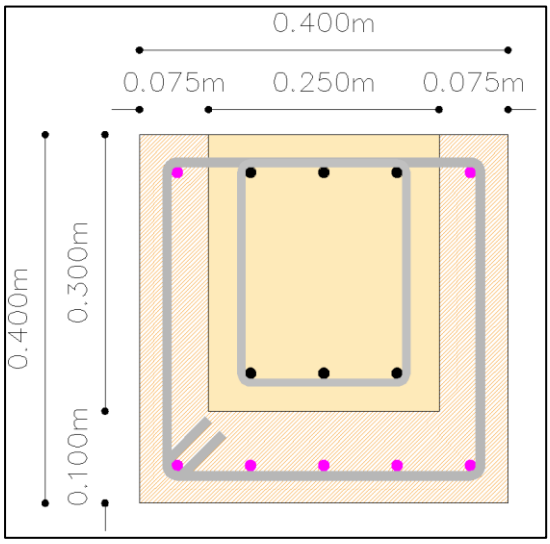
9.1.2.Vigas

Las vigas que se reforzarán son las ubicadas en el eje 3 del nivel N+2.70, pues en la verificación de su resistencia flexión su armado longitudinal superior e inferior era insuficiente.

Para las vigas la sección tendrá un recrecido de hormigón de 7.5 cm en cada cara lateral y de 10 cm en la cara inferior dando una sección final de 40x40 cm. Para el refuerzo longitudinal superior se añadirá 1 varilla de Φ12 mm en cada cara lateral y para el refuerzo longitudinal inferior se añadirán 5 varillas Φ12 mm, para el refuerzo transversal se utilizará varilla de 10 mm con un espaciamiento de 6db en la zona de confinamiento dando un S=7cm.

Figura 69

Propuesta de reforzamiento de viga de eje 3 nivel N+2.70



Nota. Elaboración propia

El armado superior tendrá un área de acero de refuerzo total de 5.66 cm^2 resultado de las tres varillas Φ12 mm que existen en la viga más las dos varillas Φ12 mm que se encuentran en el recrecido de hormigón de las caras laterales.

El armado inferior tendrá un área de acero de refuerzo total de 5.66 cm^2 resultado de las 5 varillas Φ12 mm que se añadió en el recrecido de hormigón en la cara inferior. Para el análisis del elemento no se tomará en cuenta el área de acero de refuerzo que existe en la sección sin reforzar.

La resistencia del hormigón para el recrecido de la sección será de f'c=210 kg/cm^2 y la resistencia de las varillas será de f'c=4200 kg/cm^2.

9.2.Modelo 3d en ETABS

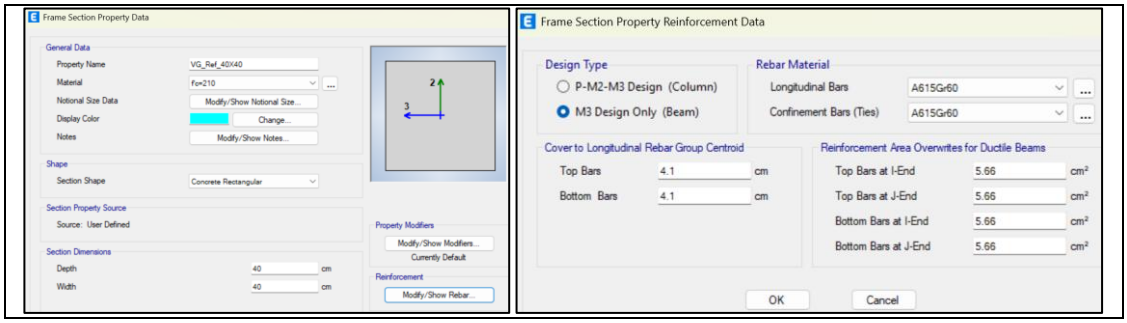
9.2.1.Definición viga reforzada 40x40 cm

La viga reforzada se modelará de manera tradicional debido a que el hormigón viejo con el hormigón nuevo tiene la misma resistencia de f'c=210 kg/cm2. En esta sección se define el refuerzo longitudinal inferior y superior los cuales son iguales y cuentan con un área de As=A's=5.66 cm^2.

En la sección de viga reforzada se utilizará un recubrimiento de 4.1 de las fibras exteriores al eje de las varillas longitudinales a causa de que los estribos son de varilla Φ10 mm.

Figura 70

Definición De Sección Y Refuerzo Longitudinal De Viga Reforzada En ETABS



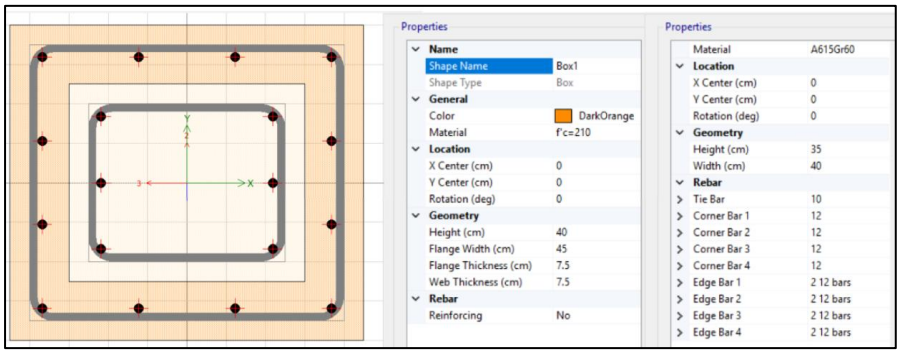
Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

9.2.2.Definición Columna reforzada 40x45 cm

Para el modelamiento de la columna con encamisado de hormigón se realizará con la herramienta Sección Designer en que se podrá crear la sección original con su acero de refuerzo longitudinal más un recrecido de hormigón con el acero de refuerzo adicional.

Figura 71

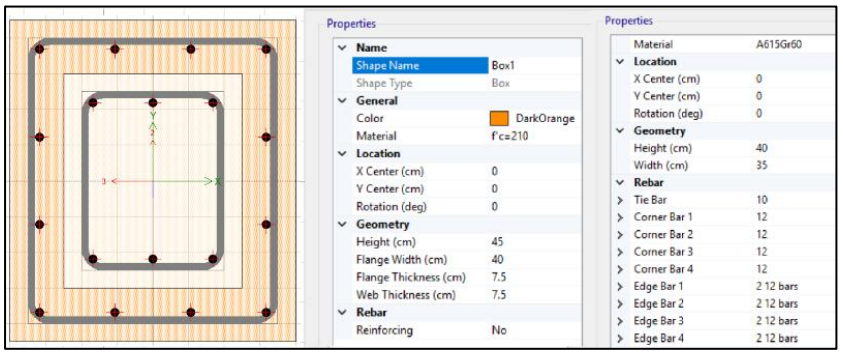
Definición de sección y refuerzo longitudinal de columna reforzada 40x 45cm



Nota. Elaboración propia

Figura 72

Definición de sección y refuerzo longitudinal de columna reforzada 45x40 cm



Nota. Elaboración propia

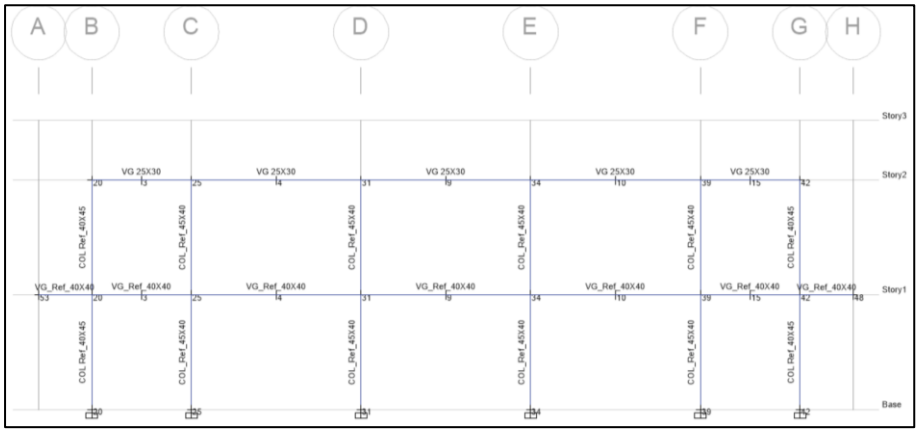
9.2.3.Distribución de columnas de sección reforzada

La columna de sección reforzada de 40x45 cm estará ubicada en los puntos 2B, 3B, 4B, 2G, 3G, 4G la cual tiene la característica de que su mayor dimensión es perpendicular al eje X. para el resto de ubicaciones se asignara la columna de sección reforzada de 45x40 cm la cual su mayor dimensión es paralela al eje X.

Las columnas de sección reforzada irán en las dos plantas de la edificación.

Figura 73

Distribución de columnas de sección reforzada en los dos niveles de la estructura



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

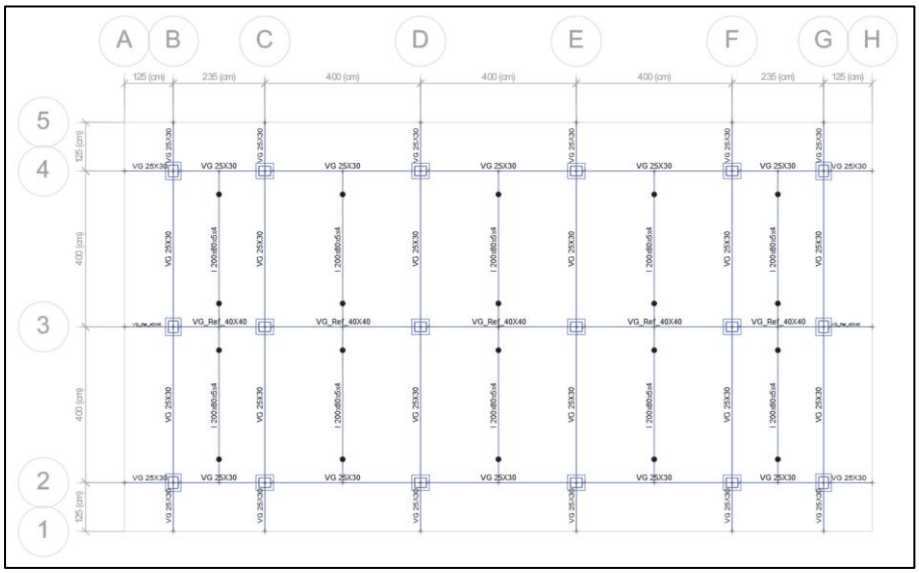
Esta distribución se replica en los ejes 2, 3 y 4 los cuales son ejes en dirección X, en la gráfica se muestran los ejes en dirección Y.

9.2.4.Distribución de vigas de sección reforzada

Las vigas de sección reforzada irán solo en el eje 3 en la primera planta, puesto que son estas vigas las que requieren de acero de refuerzo longitudinal adicional como se pudo comprobar en la verificación de resistencia a flexión del elemento.

Figura 74

Distribución de vigas de sección reforzada en la primera planta de la estructura



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

10.ANÁLISIS LINEAL DINÁMICO DE ESTRUCTURA REFORZADA

10.1.Cortante basal estático lineal

Para el cortante basal se utilizará la expresión obtenida de la norma NEC-SE-DS sección 6.3.2, para lo cual primero se calculará la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura reforzada y se utilizarán los parámetros sísmicos obtenidos para el análisis de la estructura sin reforzamiento.

- **Parámetros sísmicos**

$Fa = 1.6$

$Z = 0.15$

$\eta = 2.60$

R=8

$\emptyset_E = 0.9$

- **Límites de periodos**

$T_o = 0.1750\ seg$

$T_c = 0.9625\ seg$

$T_{ETABS} = 0.231\ seg \quad \rightarrow Periodo\ fundamental\ de\ la\ estructura\ reforzada$

$\mathbf{S_a = \eta Z F_a}$ para $0 \leq T \leq T_C$

$Sa\ (Ta) = 0.624\ g$

$W = 209067.62\ kg \quad \rightarrow peso\ propio\ de\ la\ estructura\ reforzada$

$V = 0.0867 * 209067.62 = 18126.16\ kg \quad \rightarrow cortante\ basal\ de\ la\ estructura\ reforzada$

Se comprueba que en el modelo ETABS trabaje con el mismo valor de cortante Basal.

Tabla 52

Cortante Basal estático lineal de la estructura reforzada en dirección X y Y

Masa Reactiva Y Cortante Basal Usado Por ETABS Para Un Análisis Estático Lineal							
carga	**Ecc Ratio**	**Top Story**	**Bottom Story**	**C**	**K**	**Peso Usado**	**Cortante Basal**
						kgf	**kgf**
Sx_475y(1/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	209067.62	18126.16
Sx_475y(2/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	209067.62	18126.16
Sx_475y(3/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	209067.62	18126.16
Sy_475y(1/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	209067.62	18126.16
Sy_475y(2/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	209067.62	18126.16
Sy_475y(3/3)	0.05	Story3	Base	0.0867	1	209067.62	18126.16

Nota. Elaboración propia a partir de resultados obtenidos de ETABS.

El peso y cortante basal calculado por el ETABS para un análisis estático lineal es correcto, para el análisis modal espectral se debe comprobar que el cortante basal no sea menor al 85% que el cortante basal estático

10.2.Cortante basal dinámico lineal (Análisis Modal Espectral)

Se comprueba que los cortantes basales dinámicos lineales sean mayor al 85% del cortante basal estático lineal.

Tabla 53

Cortante Basal dinámico lineal de la estructura reforzada en dirección X y Y

Cortante Basal Estático Lineal Y Cortante Dinámico Lineal Calculado Por ETABS				
carga	**tipo**	**paso**	**FX**	**FY**
			kgf	**kgf**
Sx_475y	LinStatic	1	-18126.16	0
Sx_475y	LinStatic	2	-18126.16	0
Sx_475y	LinStatic	3	-18126.16	0
Sy_475y	LinStatic	1	0	-18126.16
Sy_475y	LinStatic	2	0	-18126.16
Sy_475y	LinStatic	3	0	-18126.16
ESP_x_475y	LinRespSpec		18126.04	0
ESP_y_475y	LinRespSpec		0	18126.7

Nota. Elaboración propia a partir de resultados obtenidos de ETABS.

Los cortantes basales dinámico lineales son mayores al 85% de los cortantes basales estáticos lineales tanto en dirección X como en Y. Para este caso se ha logrado que los cortantes basales dinámicos estén próximos a l 100% de los cortantes estáticos en ambas direcciones.

10.3.Resultados del análisis dinámico lineal (Análisis Modal Espectral).

10.3.1.Porcentajes de participación modal de masa acumulada.

Tabla 54

Porcentajes de masas de participación modal de la estructura reforzada

Porcentajes De Participación Modal							
Modo	**Periodo (seg)**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**	**RZ**	**SumRZ**
1	0.222	0	0.8763	0	0.8763	0	0
2	0.185	0	0	0	0.8763	0.8869	0.8869
3	0.159	0.9054	0	0.9054	0.8763	0	0.8869
4	0.072	0	0.1237	0.9054	1	0	0.8869
5	0.068	0.0921	0	0.9975	1	0	0.8869
6	0.065	0	0	0.9975	1	0.1131	1

Nota. Elaboración propia a partir de resultados obtenidos de ETABS.

La sumatoria del porcentaje de participación modal para el sentido X supera el 90% en el modo 3 y para el sentido Y en el modo 4 cumpliendo con lo requerido por la norma NEC-SE-DS 2015, el cual estipula en la sección 6.2.2 literal e. que todos los modos que involucren una masa modal acumulada alcance al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales

10.3.2.Derivas inelásticas

Las derivas inelásticas se calcularán como estipula la norma NEC-SE-DS 15 sección 6.3.9.

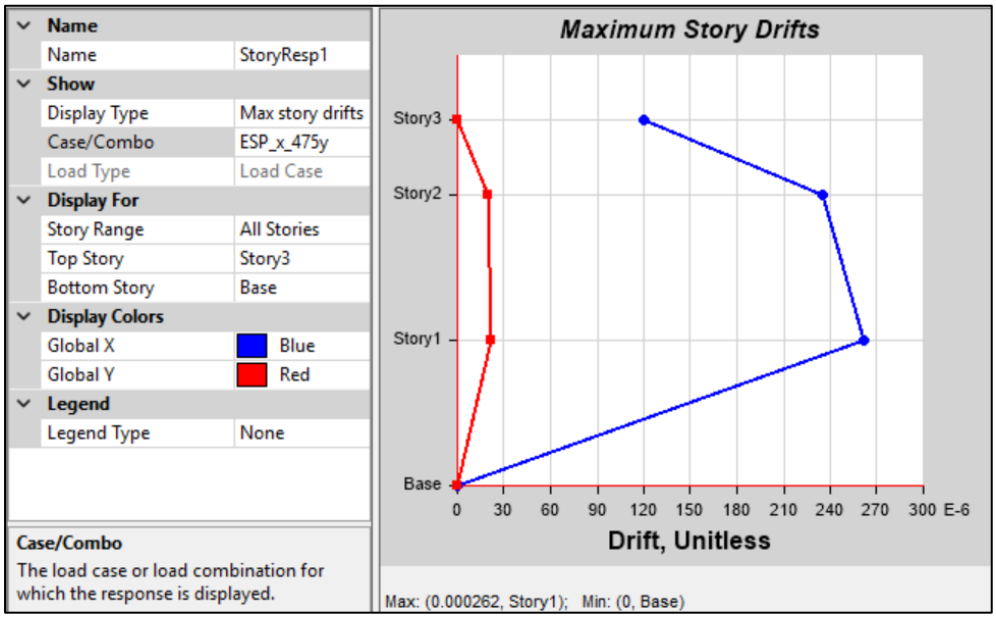
En la sección 5.1, tabla 8 de la norman NEC-SE-DS 15 especifica que las derivas inelásticas no deberán ser mayor al 0.02, valor que representa un porcentaje de la altura de piso.

$\Delta_i = \Delta_e * 0.75 * R$

- **Sentido en X.**

Figura 75

Deriva inelástica en sentido X de la estructura reforzada



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

$\Delta_e = 0.000262$

$\Delta_i = \Delta_e * 0.75 * R$

$\Delta_i = 0.000262 * 0.75 * 8$

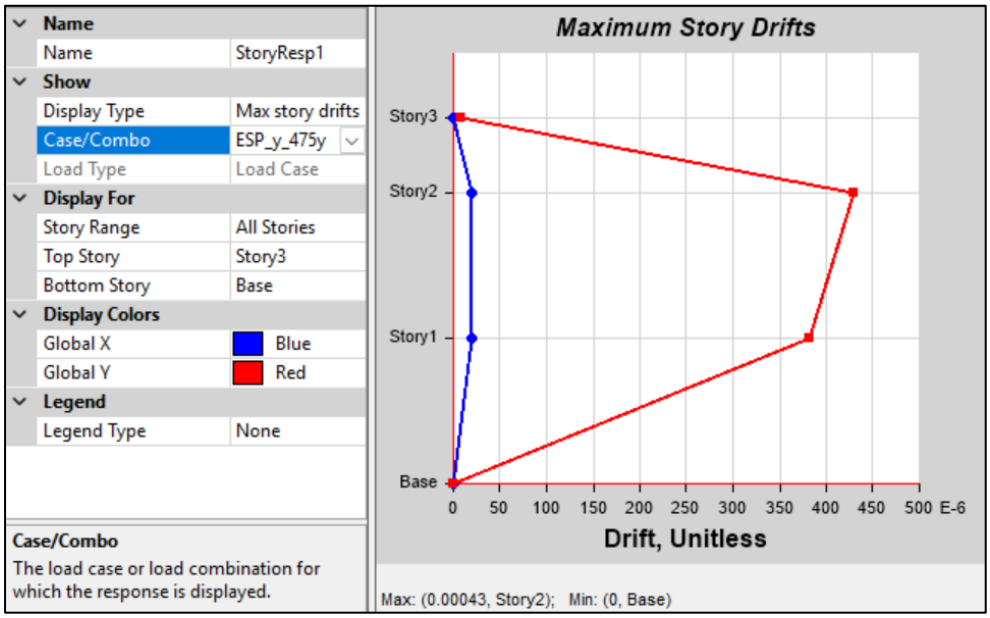
$\Delta_i = 0.001572 \quad < 0.02$

Las derivas cumplen con lo estipulado con por la norma NEC-SE-DS 2015, la cual menciona en su sección 5.1, tabla 8 que para estructuras de hormigón armado las derivas máximas para cualquier piso no excederán el límite de 0.02 el cual esta expresado como un porcentaje de la altura de piso.

- **Sentido en Y**

Figura 76

Deriva inelástica en sentido Y de la estructura reforzada



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

$\Delta_e = 0.00043$

$\Delta_i = \Delta_e * 0.75 * R$

$\Delta_i = 0.00043 * 0.75 * 8$

$\Delta_i = 0.00258 \quad < 0.02$

Las derivas cumplen con lo estipulado con por la norma NEC-SE-DS 2015, la cual menciona en su sección 5.1, tabla 8 que para estructuras de hormigón armado las derivas máximas para cualquier piso no excederán el límite de 0.02 el cual esta expresado como un porcentaje de la altura de piso.

10.4.Comprobación de diseño

10.4.1.Verificaciones de cuantía de acero de refuerzo longitudinal

- **Columna reforzada de 40x45 cm**

La sección reforzada cuenta con 18 varillas de Φ12 mm en total.

$A_{\Phi 12} = 1.131\ cm^2$

$As_{TOTAL} = 18 * A_{\Phi 12}$

$As_{TOTAL} = 18 * 1.131 = 20.358\ cm^2$

$$\rho_{COL_REF} = \frac{As_{TOTAL}}{A_g}$$

$$\rho_{COL_REF} = \frac{20.358}{45 * 40} = 0.01131$$

$\rho_{min} = 0.01$

$\rho_{max} = 0.03$

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal de la columna se encuentra dentro de los rangos permitidos por la norma NEC-SE-HM 15.

- **Viga reforzada de 40x40 cm**

Las vigas cuentan con un área de acero de refuerzo longitudinal tanto en su cara superior e inferior de As=A's=5.66 cm^2

Según la norma NEC-SE-HM 15 la cuantía de las vigas deberá cumplir con lo siguiente:

$$\frac{14}{Fy} \leq \rho \leq 0.5\rho_{bal}$$

$b = 40\ cm$

$d = 35.9\ cm$

$\rho_{bal} = 0.02125$

$$\rho = \rho' = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \rho' = \frac{5.66}{40 * 35.9} = 0.00394$$

$$\rho_{max} = 0.5\rho_{bal} = 0.5 * 0.02125 = 0.0106$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

La cuantía de acero longitudinal de las vigas se encuentra dentro de los rangos aceptados por la norma NEC-SE-HM.

10.4.2.Verificación de acero de refuerzo requerido a flexión

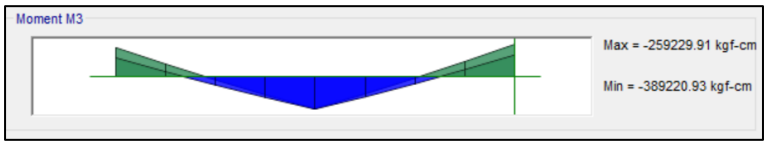
- **Viga reforzada 40x40 cm**

La verificación se realizará en el extremo y en centro de un vano de la viga que presenten los momentos más críticos en estas zonas.

El momento negativo más crítico se presente en el vano C-D del eje 3 bajo la combinación de 1.2D+L+Ex y el momento positivo más crítico se presenta en el cetro del vano C-D del eje 3 bajo la combinación 1.2D+1.6L.

Figura 77

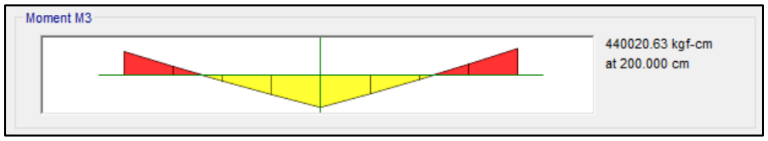
Momento crítico en el extremo derecho del vano C-D del eje 3 de la viga reforzada



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 78

Momento crítico en el centro del vano C-D del eje 3 de la viga reforzada



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Tabla 55

Momentos críticos positivo y negativo de la viga del eje 3 vano C-D.

Momentos Críticos En El Extremo Y Centro De La Viga Reforzada					
Mu sup. der.	389220.93	kg.cm	**Mu sup. Cent.**	97305.2325	kg.cm
Mu inf. dre.	194610.465	kg.cm	**Mu inf. Cent.**	440020.63	kg.cm

Nota. Elaboración propia

Tabla 56

Relación demanda/capacidad de áreas de acero calculadas y propuestas de la viga del eje 3 vano C-D.

Relaciones Demanda Capacidad De La Viga Reforzada						
	Extremo De Viga			**Centro De Viga**		
	As_cal	**As_prop**	**D/C**	**As_cal**	**As_prop**	**D/C**
	cm²	**cm²**		**cm²**	**cm²**	
superior	4.787	5.66	0.846	4.787	5.66	0.846
Inferior	4.787	5.66	0.846	4.787	5.66	0.846

Nota. Elaboración propia

Las relaciones demanda/capacidad son menores que uno por lo tanto el área de acero longitudinal es mayor al área de acero requerido cumpliendo con el diseño a flexión de la viga reforzada con una sección de 40x40 cm

10.4.3.Verificación de columna fuerte-viga débil (6/5) BEAM/COLUM

Los momentos nominales de las vigas se obtendrán para ambos sentidos (horario y antihorario) con un factor de reducción Φ=1. La expresión que se utilizará será la siguiente:

$$Mn = As * Fy\left(d - \frac{As * Fy}{1.7 \cdot f'c \cdot b}\right)$$

Los momentos nominales de las columnas se obtendrán mediante su diagrama de interacción con un factor de reducción Φ=1. El momento nominal debe ser el menor momento obtenido de las diferentes combinaciones de carga con los que se realiza en análisis.

- **Verificación (6/5)(Beam/Colum) dirección X**

El menor momento nominal de la columna inferior obtenido es de $M_{n_COL_INF}$=1729687.59 kg correspondiente a la combinación de carga 0.9D+Ex correspondiente a una carga axial de P=10198.64 kg

El menor momento nominal de la columna superior obtenido es de $M_{n_COL_sup}$=1610962.91 kg correspondiente a la combinación de carga 0.9D+Ex correspondiente a una carga axial de P= 2772.13 kg

El momento nominal de la viga será le mismo tanto superior como inferior debido a que tiene la misma área de acero longitudinal. En la siguiente tabla se presenta los datos de la geometría de las vigas y su área de refuerzo longitudinal.

Tabla 57

Datos de Viga 1 y Viga2 en dirección X para el cálculo de los momentos nominales

Datos Viga Dirección X		
b	40	**cm**
h	40	**cm**
r	4.1	**cm**
d	35.9	**cm**
A_{s_sup} **v1**	5.66	**cm²**
$A_{s\text{-}inf}$ **v1**	5.66	**cm²**
A_{s_sup} **v2**	5.66	**cm²**
$A_{s\text{-}inf}$ **v2**	5.66	**cm²**

Nota. Elaboración propia

Tabla 58

Sumatoria de momentos nominales de vigas y momentos que intersecan en el nodo en dirección X

Sumatoria De Momentos Nominales De Vigas Y Columnas En Dirección X						
	Momento nominal de vigas			Momento nominal de columnas		
Sentido	M_{n_VG1}	M_{n_VG2}	ΣM_{n_VG}	$M_{n_COL_SUP}$	$M_{n_COL_INF}$	ΣM_{n_COL}
	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm
Antihorario	813841.4118	813841.4118	1627682.824	1610962.91	1729687.59	3340650.505
Horario	813841.4118	813841.4118	1627682.824	1610962.91	1729687.59	3340650.505

Nota. Elaboración propia

Tabla 59

Resultado de relación (6/5)(BEAM/COLUM) en dirección X

Verificación de columna fuerte viga débil En Dirección X				
Sentido	ΣM_{n_VG}	ΣM_{n_COL}	$1.2\Sigma M_{n_VG}$	**6/5 Beam/Colum**
	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	
Antihorario	1627682.824	3340650.505	1953219.388	0.585
Horario	1627682.824	3340650.505	1953219.388	0.585

Nota. Elaboración propia

La relación (6/5)(Beam/Colum) en dirección X es menor a la unidad en ambos sentidos (horario y antihorario) con un valor de 0.585 lo que indica que la sumatoria de los momentos nominales de la columna es superior que el 1.20 de la sumatoria de los momentos nominales de la viga por lo tanto se cumple el criterio de columna fuerte viga débil, obtenido una mejora en la capacidad a momento de la columna en comparación con la columna de la estructura sin reforzar.

- **Verificación (6/5)(Beam/Colum) dirección Y**

El menor momento nominal de la columna inferior obtenido es de $M_{n_COL_INF}$=1536063.49 kg correspondiente a la combinación de carga 0.9D+Ey correspondiente a una carga axial de P=11111.27 kg

El menor momento nominal de la columna superior obtenido es de $M_{n_COL_sup}$=1425721.72 kg correspondiente a la combinación de carga 0.9D+Ey correspondiente a una carga axial de P= 3073.23 kg

El momento nominal de la viga será le mismo tanto superior como inferior debido a que tiene la misma área de acero longitudinal. En la siguiente tabla se presenta los datos de la geometría de las vigas y su área de refuerzo longitudinal.

Tabla 60

Datos de Viga 1 y Viga2 en dirección Y para el cálculo de los momentos nominales

Datos Viga Dirección Y		
b	25	**cm**
h	30	**cm**
r	3.9	**cm**
d	26.1	**cm**
A_{s_sup} **v1**	3.393	**cm²**
$A_{s\text{-}inf}$ **v1**	3.393	**cm²**
A_{s_sup} **v2**	3.393	**cm²**
$A_{s\text{-}inf}$ **v2**	3.393	**cm²**

Nota. Elaboración propia

Tabla 61

Sumatoria de momentos nominales de vigas y momentos que intersecan en el nodo en dirección Y

Sumatoria De Momentos Nominales De Vigas Y Columnas En Dirección Y						
	Momento nominal de vigas			Momento nominal de columnas		
Sentido	M_{n_VG1}	M_{n_VG2}	ΣM_{n_VG}	$M_{n_COL_SUP}$	$M_{n_COL_INF}$	ΣM_{n_COL}
	Kg.cm	**Kg.cm**	**Kg.cm**	**Kg.cm**	**Kg.cm**	**Kg.cm**
Antihorario	349186.6432	349186.6432	698373.286	1425721.72	1536063.49	2961785.218
Horario	349186.6432	349186.6432	698373.286	1425721.72	1536063.49	2961785.218

Nota. Elaboración propia

Tabla 62

Resultado de relación (6/5)(BEAM/COLUM) en dirección Y

Verificación De Columna Fuerte Viga Débil En Dirección Y				
Sentido	ΣM_{n_VG}	ΣM_{n_COL}	$1.2\Sigma M_{n_VG}$	**6/5 Beam/Colum**
	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	
Antihorario	698373.286	2961785.218	838047.9436	0.283
Horario	698373.286	2961785.218	838047.9436	0.283

Nota. Elaboración propia

La relación (6/5)(Beam/Colum) en dirección Y es menor a la unidad en ambos sentidos (horario y antihorario) con un valor de 0.283 en ambos casos, lo que indica que la sumatoria de los momentos nominales de la columna es superior que el 1.20 de la sumatoria de los momentos nominales de la viga por lo tanto se cumple el criterio de columna fuerte viga débil.

11.Análisis Estático No Lineal De Estructura Reforzada

11.1.Rótulas plásticas para vigas reforzadas de 40x40 cm

La metodología para determinar los parámetros y criterios de aceptación de las rótulas plásticas será la misma empleada para la estructura sin reforzamiento la cual se basa en la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 y en la cual se determinarán los valores de las tres siguientes condiciones las cuales no indicaran que valores se deberá usar para los parámetros y criterios.

1) $\frac{\rho-\rho\prime}{\rho_{bal}} \leq 0$ o $\frac{\rho-\rho\prime}{\rho_{bal}} \geq 0.5$

2) Refuerzo transversal CONFORME o NO CONFORME

3) $\frac{V_d}{b\cdot d\sqrt{f\prime c_E}} \leq 3$ o $\frac{V_d}{b\cdot d\sqrt{f\prime c_E}} \geq 6$

- **Primera Condición**

$\frac{\rho-\rho\prime}{\rho_{bal}} \leq 0$ o,

$\frac{\rho-\rho\prime}{\rho_{bal}} \geq 5$

En la siguiente tabla se muestran los resultados de la primera condición.

Tabla 63

Resultados de la relación de cuantías $\frac{\rho-\rho\prime}{\rho_{bal}}$ de las vigas en dirección X (estructura reforzada)

Relación De Cuantías Para Las Vigas En Dirección X							
As	**A's**	**b**	**d**	**ρ**	**ρ'**	**ρ_{bal}**	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$
cm^2	cm^2	cm	cm				
5.66	5.66	40	35.9	0.0039415	0.003941504	0.02125	0

Nota. Elaboración propia

La relación de cuantías es igual a cero para todas las vigas tanto en dirección para las vigas en dirección X del Nivel +2.70.

- **Segunda Condición (refuerzo transversal conforme)**

Se verifica si el refuerzo transversal es conforme o no conforme.

Los estribos del refuerzo transversal de las vigas a reforzar cuentan con un diámetro de *Φ=10 mm con un* A_{st}=0.785 cm^2, tomando en cuenta que cada estribo cuenta con 2 ramales, entonces Av=1.57 cm^2.

Tabla 64

Resultados de conformidad del acero transversal de las vigas en dirección X

Vano	d	Av	Fy	S	d/3	Condición S≤d/3	Vs	Vd	Vd*3/4	Condición Vs≥3/4Vd
	cm	cm	Kg/cm²	cm	cm		kg	kg	kg	
C-D; D-E; E-F	35.9	1.57	4200	7	11.967	CUMPLE	33817.8	10079.604	7559.703	CUMPLE
B-C; F-G	35.9	1.57	4200	7	11.967	CUMPLE	33817.8	13174.013	9880.50998	CUMPLE

Nota. Elaboración propia

El refuerzo transversal de las vigas en zona de confinamiento es menor que d/3 y la resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo transversal (Vs) es mayor a 3/4 del cortante de diseño por lo tanto las vigas se consideran “CONFORMES”.

- **Tercera condición**

$$\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}} \leq 3 \text{ ó}$$

$$\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}} \geq$$

De la misma manera que en el análisis de la estructura sin reforzamiento se deber realizar una transformación de unidades de kg, cm y kg/cm2 a kip, in y ksi.

1 kg = 0.00220462 kip

1 cm = 0.3937 in

1 kg/cm^2 = 0.014223 ksi

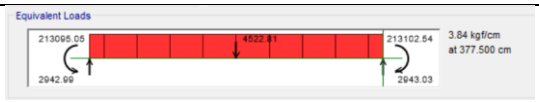
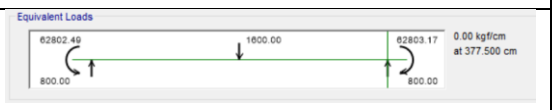
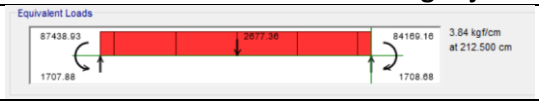
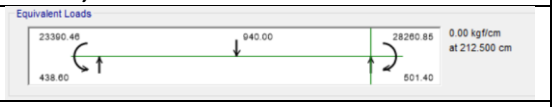
$$\frac{V_d * 0.00220462\ kip}{(b \cdot d) * (0.3937\ in)^2\sqrt{f'c_E * 0.014223\ ksi}}$$

$f'c_E$=f’c*1.5

La carga muerta D y L se obtendrán de los diagramas de cuerpo libre que otorga ETABS.

Figura 79

Diagramas de cuerpo libre de carga muerta (D) y carga viva (L) de vigas en dirección X

Cargas Gravitacionales De Vigas En Dirección X	
Carga muerta vigas en dirección X	**Carga viva vigas en dirección X**
Viga Eje 3 - Vano C-D; D-E; E-F	
	
D1=3.84 kg/cm; D2=4522.81 kg	L=1600 kg
Viga Eje 3 - Vano B-C; F-G	
	
D1=3.84 kg/cm; D2=2677.36 kg	L=940 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

En la siguiente tabla se presenta los resultados del cortante gravitacional Vg de los correspondientes grupos de vigas:

Grupo 1= Viga Eje 3 - Vano C-D; D-E; E-F

Grupo 2= Viga Eje 3 - Vano B-C; F-G

Tabla 65

Cortante gravitacional (Vg) de vigas en dirección X (estructura reforzada)

Cortante Gravitacional (Vg) Para Vigas En Dirección X									
Vigas	**L**	**Col_1**	**Col_2**	**Le**	**1.2+0.2S_{DS}**	**D1**	**D2**	**L**	**Vg**
	cm	**cm**	**cm**	**cm**		**Kg/cm**	**kg**	**kg**	**kg**
Grupo 1	400	45	45	355	1.3248	3.84	4522.81	1600	4698.893
Grupo 2	235	40	45	192.5	1.3248	3.84	2677.36	940	2733.129

Nota. Elaboración propia

Tabla 66

Cortante probable (Vp) de vigas en dirección X (estructura reforzada)

Cortante Probable (Vp) Para Vigas En Dirección X										
Vigas	**Fy**	**f'c**	**As**	**A's**	**L**	**b**	**d**	**M_{pr1}**	**M_{pr2}**	**Vp**
	Kg/cm²	**Kg/cm²**	**cm²**	**cm²**	**m**	**m**	**m**	**Kg·cm**	**Kg·cm**	**kg**
Grupo 1	4200	210	5.66	5.66	355	40	35.9	1004935.08	1004935.08	5661.60609
Grupo 2	4200	210	5.66	5.66	192.5	40	35.9	1004935.08	1004935.08	10440.884

Nota. Elaboración propia

Tabla 67

Resultado de la expresión $\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}$ de las vigas en dirección X (estructura reforzada)

Resultado de la expresión $\left(\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}\right)$ Para Vigas En Dirección X							
Vigas	**Ve**	**Vg**	**Vd**	**f'c**	**b**	**d**	$\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}}$
	kg	**kg**	**kg**	**Kg/cm²**	**cm**	**cm**	
Grupo 1	5661.606	4698.893	10360.499	210	40	35.9	0.04848
Grupo 2	10440.884	2733.129	13174.013	210	40	35.9	0.06165

Nota. Elaboración propia

Los valores obtenidos de la expresión son menores a 3 para las vigas en dirección X del Nivel +2.70

- **Valores de los Parámetros de Modelado y criterios de aceptación para vigas de H.A**

Con los resultados obtenidos de las tres condiciones para vigas controladas a flexión de la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 se establece los valores de parámetros de modelación y criterios de aceptación que se utilizarán para la creación de las rótulas plásticas de las vigas con sección reforzada

Para las vigas tanto en dirección X del Nivel +2.70 se encuentran dentro de los siguientes rangos.

1) $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} = 0$

2) Refuerzo transversal=C

3) $\frac{V_d}{b \cdot d\sqrt{f'c_E}} \leq 3.$

Figura 80

Valores de los parámetros de modelación y criterios de aceptación para vigas.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V^d}{b_w d\sqrt{f'_{cE}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota. Tomado de ASCE 41-17 (Tabla 10-7).

Según la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 los valores de parámetros de modelación son los siguientes.

a=0.025 rad

b=0.05 rad

c=0.2 rad

Según la tabla 10-7 de la ASCE 41-17 los valores de criterios de aceptación son los siguientes.

IO=0.01

LS=0.025

CP=0.05

- **Momento De Fluencia De La Viga**

La sección final de las vigas reforzadas con encamisado de hormigón en dirección X es de 40x40cm con un armado superior e inferior de As=A's=5.66 cm2.

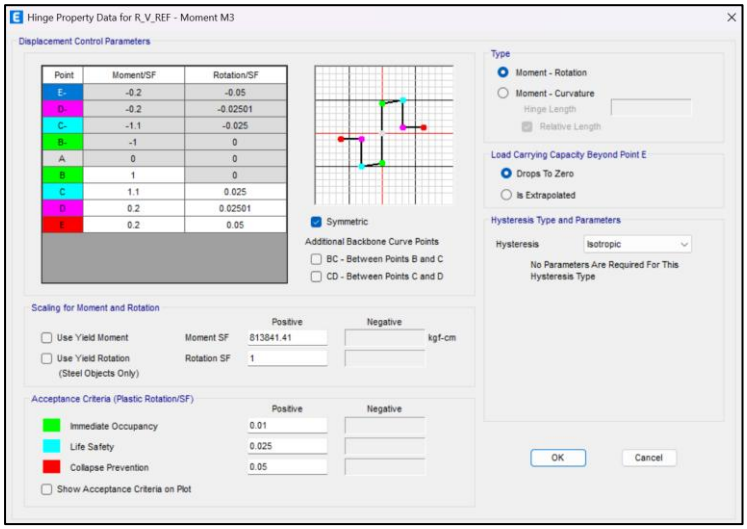
$$My = As * Fy * \left(d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b}\right)$$

$$My = 5.66 * 4200 * \left(35.9 - \frac{5.66 * 4200}{1.7 * 210 * 40}\right) = 813841.412\ kg.cm$$

Los parámetros, criterios de aceptación y momento de cedencia son ingresados en el software ETABS en el apartado de definición de rótulas plásticas.

Figura 81

Creación de rótula plástica de vigas en ETABS para análisis no lineal estático



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

11.2.Rótula plástica de columnas reforzadas de 40x45 cm

Para la definición de las rótulas plásticas para las columnas reforzadas se lo realizará de la misma manera que se realizó en la estructura sin reforzamiento, calculando primero la cuantía del refuerzo transversal y la relación entre el espaciamiento y el peralte efectivo de la sección.

Para columnas con su máxima dimensión paralela al eje X

$$\rho_t = \frac{Av}{b_w * s} = \frac{1.57}{40 * 7} = 0.00561$$

$$\frac{s}{d} = \frac{7}{40.9} = 0.171$$

Para columna con su máxima dimensión perpendicular al eje X.

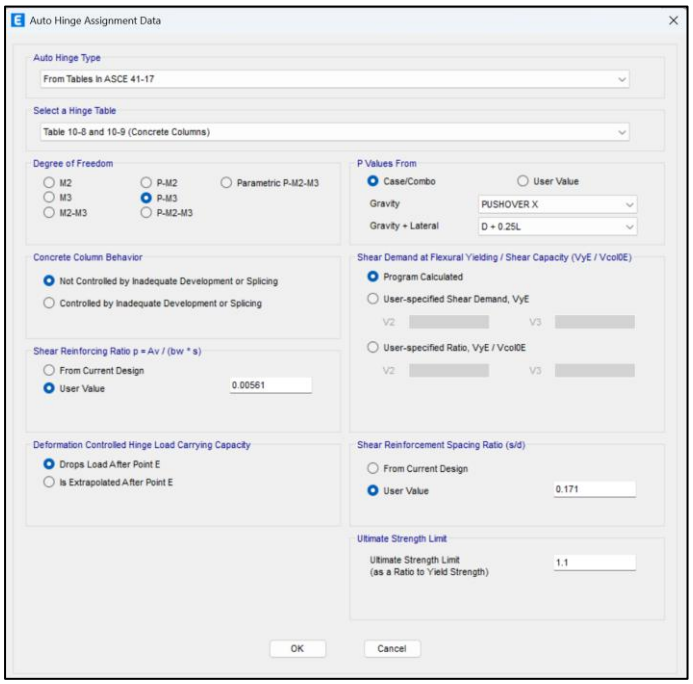
$$\rho_t = \frac{Av}{b_w * s} = \frac{1.57}{45 * 7} = 0.00498$$

$$\frac{s}{d} = \frac{7}{35.9} = 0.195$$

Para el apartado de gravity + lateral usa la combinación D + 0.25L de la ASCE 41-17, sección 7.2.2

Figura 82

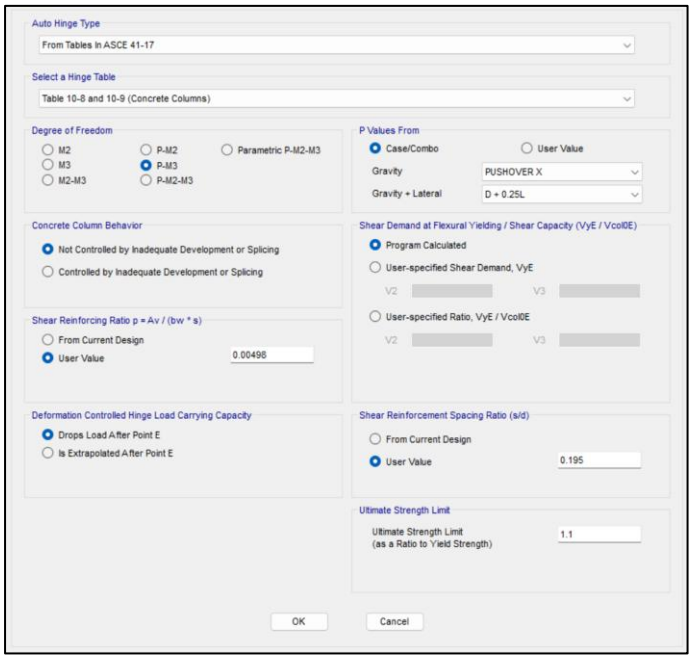
Creación de rótula plástica para columnas con su máxima dimensión paralela al eje X.



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Figura 83

Creación de rótula plástica para columnas con su máxima dimensión perpendicular al eje X.



Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

11.3.Resultados del análisis no lineal

11.3.1.Curva de capacidad y curva bilineal.

Del modelo matemático se obtiene las curvas de capacidad PUSHOVER en dirección X y Y y se traza una curva bilineal cuya área debe ser igual al área de la curva de capacidad.

De la curva bilineal se tiene los siguientes puntos de fluencia y últimos

Tabla 68

Puntos de desplazamientos y cortantes de fluencia y últimos que componen la curva bilineal

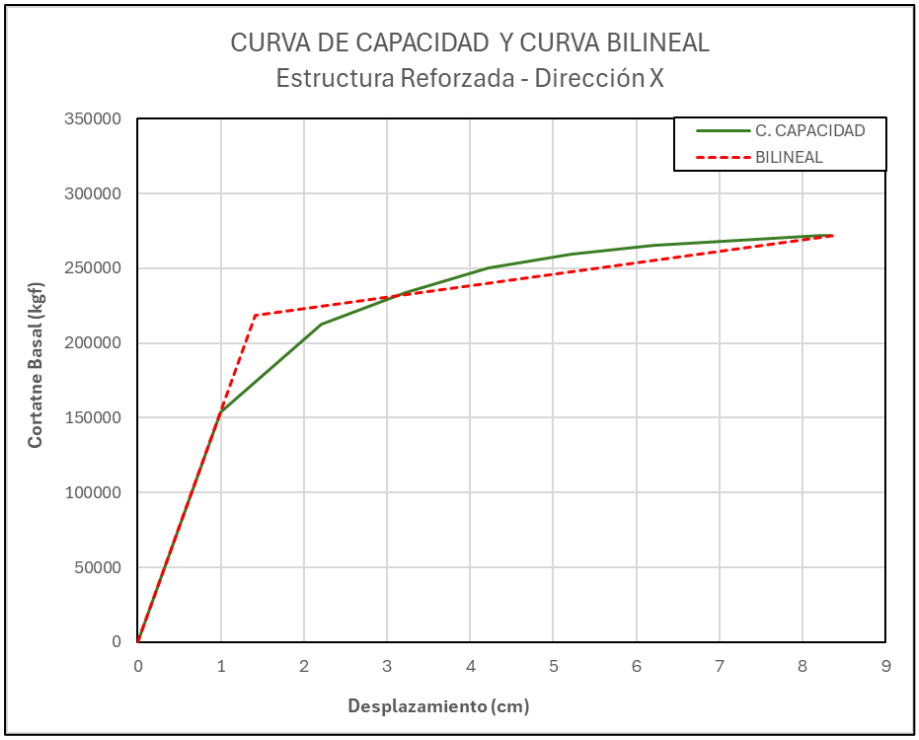
PUNTOS DE FLUENCIA Y ÚLTIMOS DE LA CURVA BILINEAL				
	Dirección X		Dirección Y	
	Fluencia (Y)	Ultimo (U)	Fluencia (Y)	Ultimo (U)
Desplazamiento (cm)	1.4175	8.386	1.4344	9.1122
Cortante Basal (kgf)	218572.17	272249.99	164252.1	181319.64

Nota. Elaboración propia

- **Curva de capacidad y curva bilineal en dirección X**

Figura 84

Curva de capacidad y curva bilineal de la estructura reforzada en dirección X

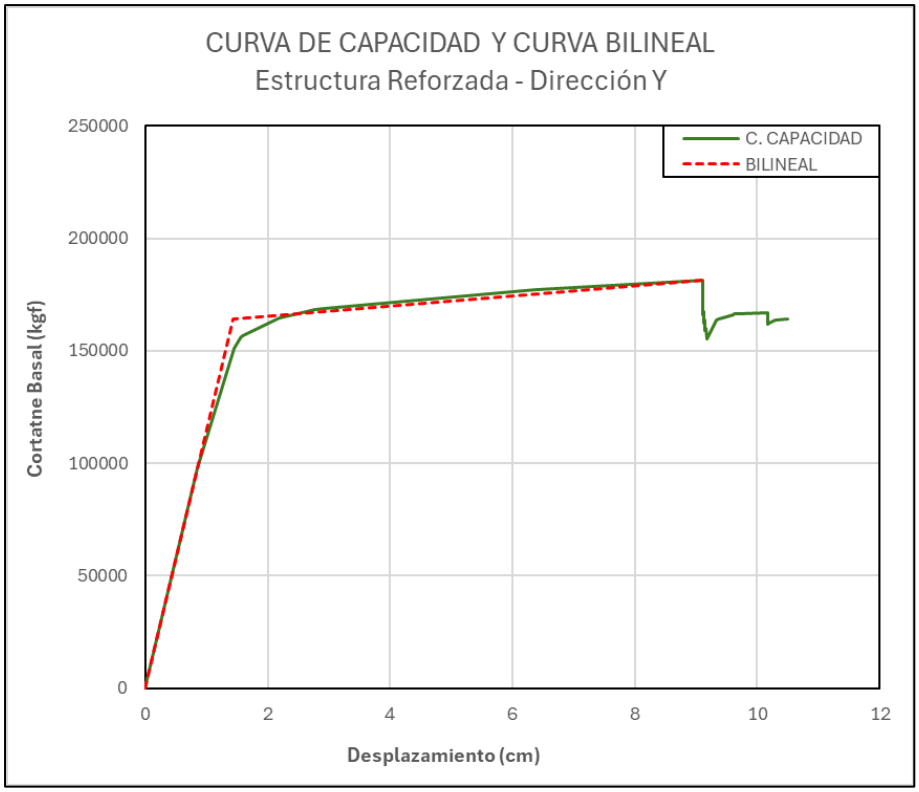


Nota. Elaboración propia

- **Curva de capacidad y curva bilineal en dirección Y**

Figura 85

Curva de capacidad y curva bilineal de la estructura reforzada en dirección Y



Nota. Elaboración propia

Con los puntos de la curva bilineal de capacidad se realiza la sectorización para los diferentes niveles de desempeño y se calculan los sus respectivos rangos de desplazamiento, tal como se realizó con la curva de capacidad de la estructura sin reforzar, la cual se basó en la metodología dad por el Comité VISION 2000 de SEAOC (1995).

Las expresiones para los rangos de desplazamiento para los diferentes niveles de desempeño se encuentran en la tabla 50 de este estudio.

- **Sentido en X**

TO= 1.4175 cm

IO=1.4175+0.30*(8.386-1.4175) =3.5081 cm

LS=1.4175+0.30*(8.386-1.4175) = 5.5986 cm

CP=1.4175+0.30*(8.386-1.4175) = 6.9923 cm

- **Sentido en Y**

TO= 1.4344 cm

IO=1.4344+0.30*(9.1122-1.4344) =3.73774 cm

LS=1.4344+0.30*(9.1122-1.4344) = 6.04108 cm

CP=1.4344+0.30*(9.1122-1.4344) = 7.57664 cm

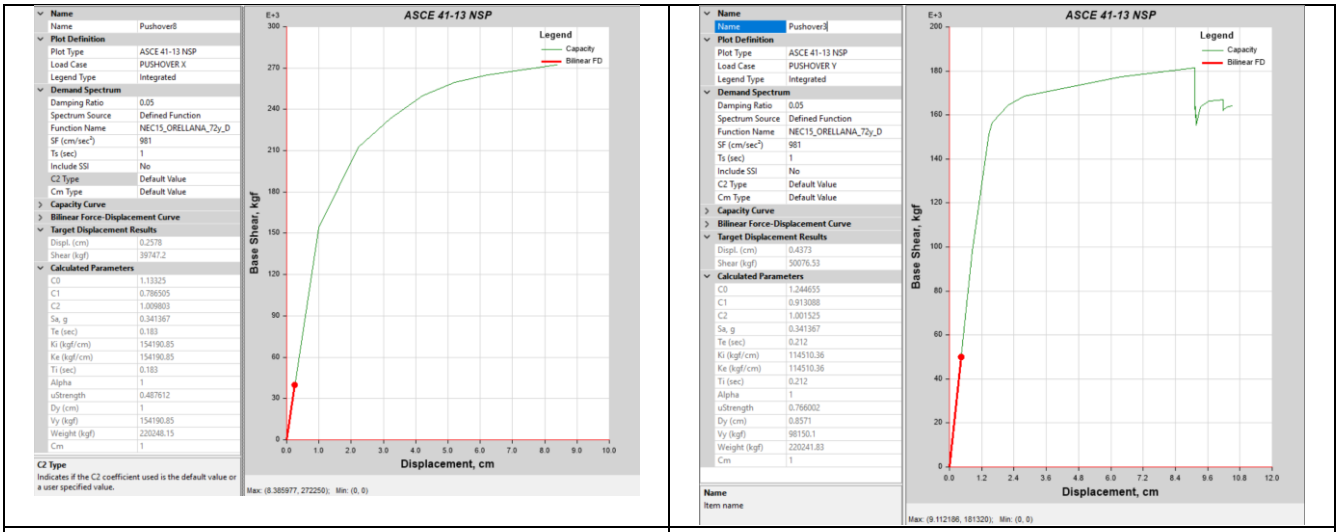
11.3.2.Puntos de desempeño de cada uno de los periodos de retorno.

Del modelo matemático se obtiene los puntos de desempeño para los espectros con los periodos de retorno de 72, 225, 475, 2475 años. Para los puntos de desempeño se basó en el método de los coeficientes de la ASCE 41-13 el cual está integrado en el modelo.

- **Punto de desempeño de la estructura para un Tr = 72 años**

Figura 86

Punto de desempeño de la estructura reforzada para un periodo de retorno de 72 años en dirección X y Y



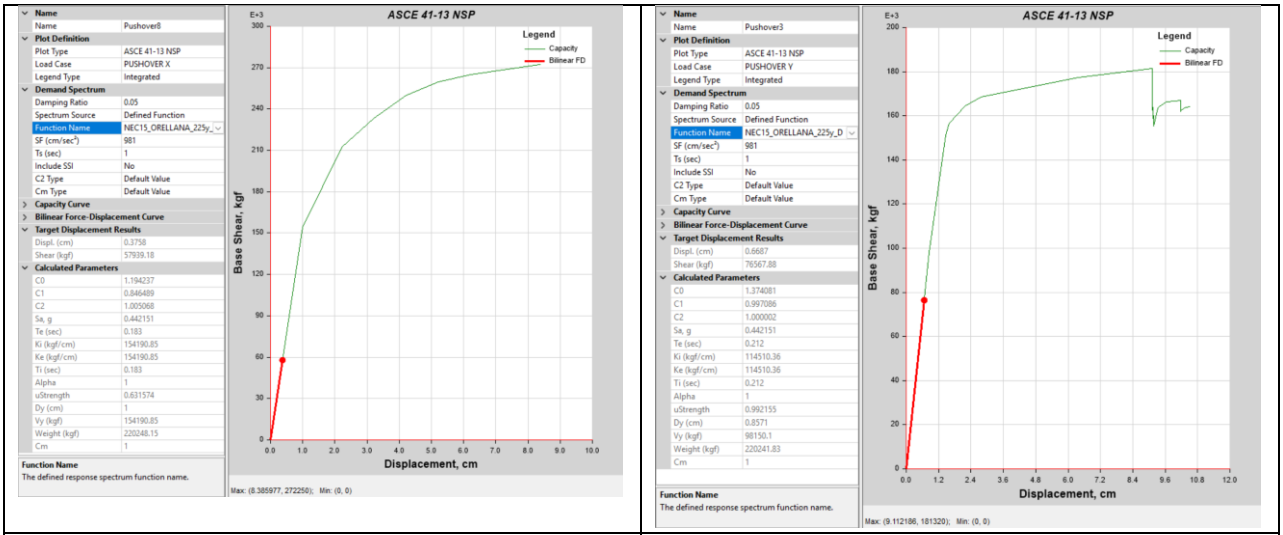
Despl.= 0.2578 cm; C. Basal=39747.2 kg	Despl.= 0.4373 cm; C. Basal= 50076.53 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

- **Punto de desempeño de la estructura para un Tr = 225 años**

Figura 87

Punto de desempeño de la estructura reforzada para un periodo de retorno de 225 años en dirección X y Y



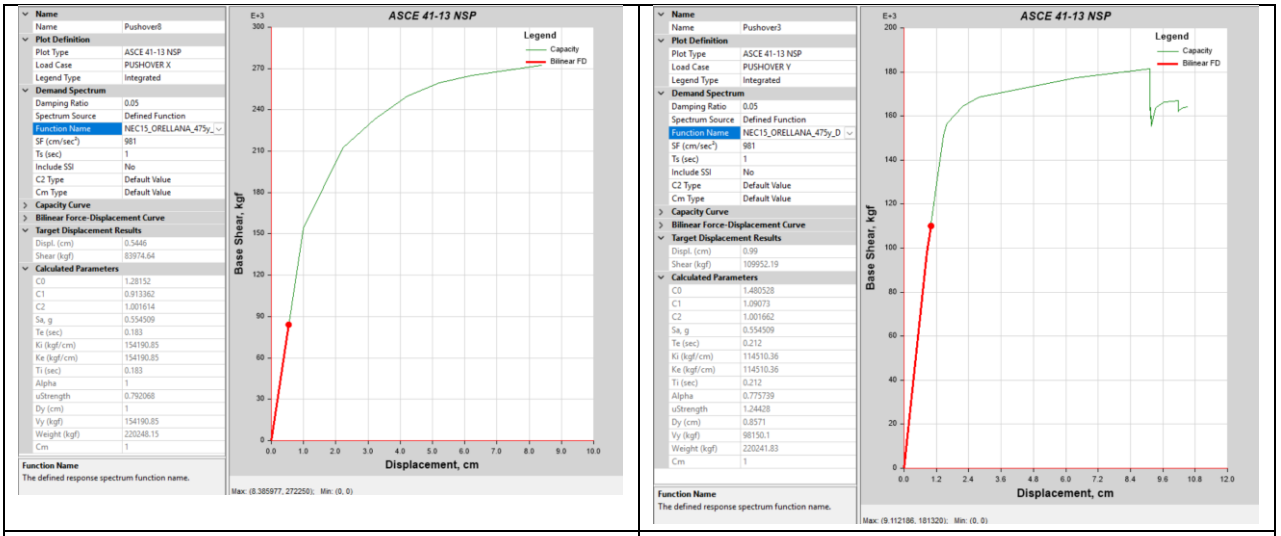
Despl.= 0.3758cm; C. Basal= 57939.18 kg	Despl.= 0.6687 cm; C. Basal= 76567.88 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

- **Punto de desempeño de la estructura para un Tr = 475 años**

Figura 88

Punto de desempeño de la estructura reforzada para un periodo de retorno de 475 años en dirección X y Y



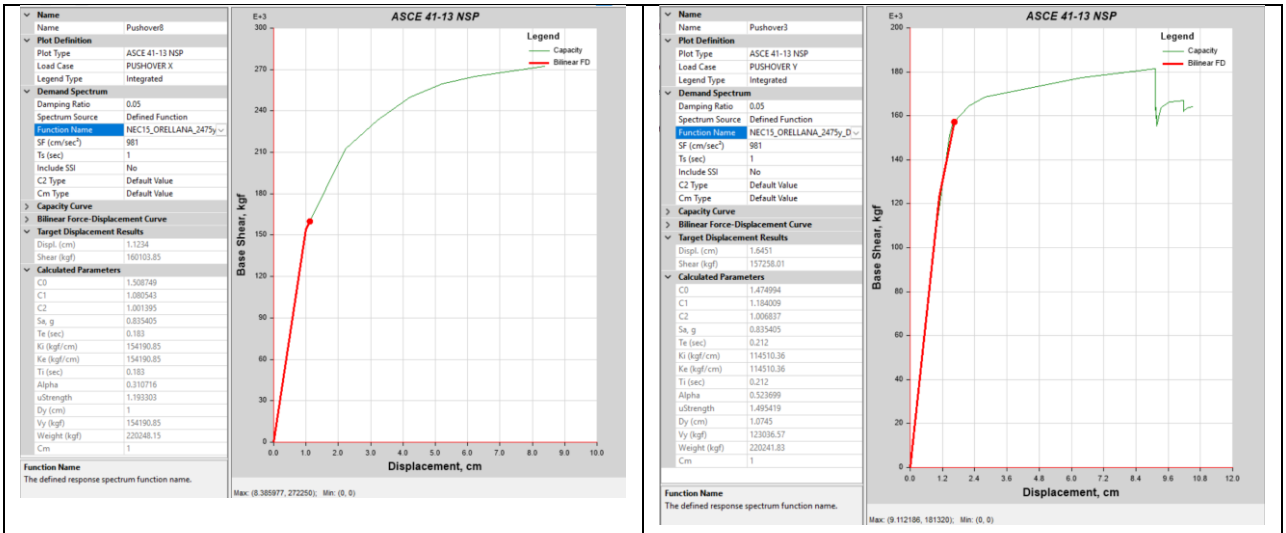
Despl.= 0.5446 cm; C. Basal= 83974.64 kg	Despl.= 0.99 cm; C. Basal= 109952.19 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

- **Punto de desempeño de la estructura para un Tr = 2475 años**

Figura 89

Punto de desempeño de la estructura reforzada para un periodo de retorno de 2475 años en dirección X y Y



Despl.= 1.1234 cm; C. Basal= 160103.85 kg	Despl.= 1.6451 cm; C. Basal= 157258.01 kg

Nota. Captura de pantalla del modelo propio desarrollado en el software ETABS.

Tabla 69

Puntos de desempeño de la estructura para diferentes periodos de retorno en dirección X y Y

Puntos de desempeño de la estructura en dirección X y Y				
Tr (años)	Dirección X		Dirección Y	
	Desp. (cm)	Cortante (kgf)	Desp. (cm)	Cortante (kgf)
72	0.2578	39747.2	0.4373	50076.53
225	0.3758	57939.18	0.6687	76567.88
475	0.5446	83974.64	0.99	109952.19
2475	1.1234	160103.85	1.6451	157258.01

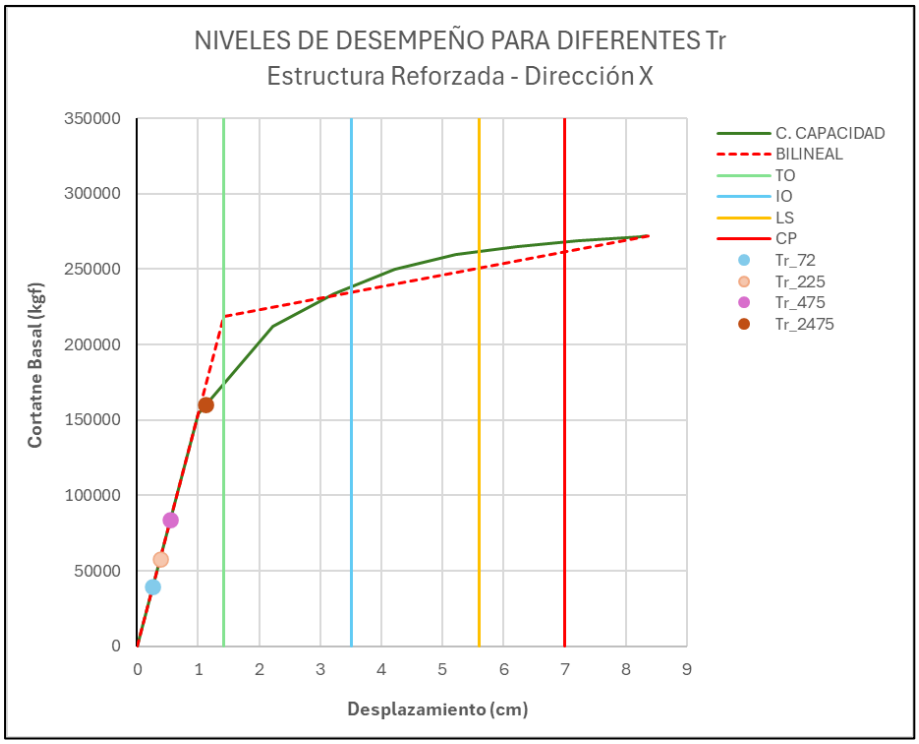
Nota. Elaboración propia

Los puntos de desempeño serán ingresados en la curva de capacidad de la estructura y se determinara el nivel de desempeño en el que se encuentra la estructura para cada periodo de retorno en ambas direcciones.

11.3.3.Niveles de desempeño para cada periodo de retorno

Figura 90

Niveles de desempeño para diferentes niveles de sismos (frecuente, ocasional, raro y muy raro) para la dirección en X



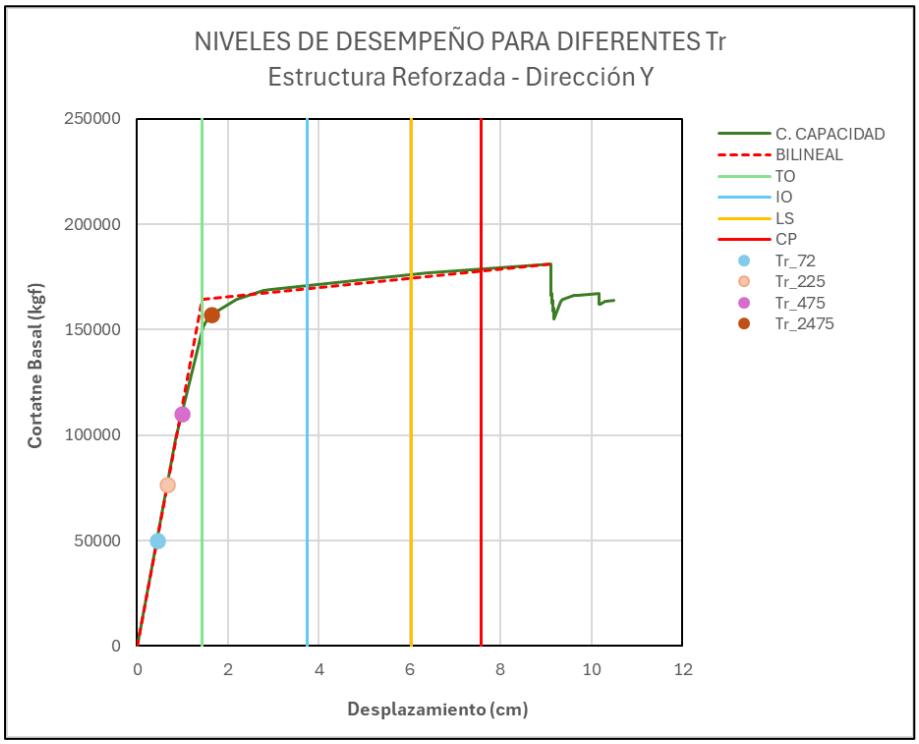
Nota. Elaboración propia

Para la dirección X la respuesta de la estructura con el análisis de los espectros de respuestas para todos los periodos de retorno es elástica, encontrándose sus desplazamientos de puntos de desempeño dentro del rango de Totalmente Operativo (TO) en comparación con la estructura sin reforzamiento la cual sus puntos de desempeño se encuentran dentro del rango de ocupación inmediata (IO) excepto para el espectro con un periodo de retorno de 72 años el cual está dentro del rango de totalmente operativo (TO).

Para los sismos Frecuente (Tr=72y), ocasional (Tr=225y), raro (475y) y muy raro (Tr=2475y) se esperan fisuras menores en sus fachadas y paredes no estructurales, no existen deformaciones permanentes y todas sus instalaciones se encuentran operativas.

Figura 91

Niveles de desempeño para diferentes niveles de sismos (frecuente, ocasional, raro y muy raro) para la dirección en Y



Nota. Elaboración propia

Para la dirección Y el análisis con espectros con periodos de retorno de 72, 225, 475 años se encuentran dentro del rango de totalmente operativo (TO) y para el de 2475 años en el rango de ocupación inmediata (IO). Los desplazamientos de los puntos de desempeño para los diferentes períodos de retorno se han reducido al igual que en la dirección X, notando que la estructura también se ha rigidizado por el reforzamiento de los elementos estructurales.

El reforzamiento de los elementos estructurales como son las columnas y vigas, y debido a que la edificación se encuentra en una zona de sismicidad moderada, ha ocasionado que esta tenga una respuesta elástica para un espectro con un periodo de retorno de 475 años, y para un periodo de retorno de 2475 años tenga una respuesta inelástica pero muy cercana al límite de fluencia.

A nivel de daño para los sismos Frecuente (Tr=72y), ocasional (Tr=225y), raro (475y) se esperan fisuras menores en sus fachadas y paredes no estructurales y elementos estructurales, no existen deformaciones permanentes y todas sus instalaciones se encuentran operativas.

Para sismos muy raros (Tr=2475y) se esperan fisuras menores en sus fachadas y paredes no estructurales y elementos estructurales, las instalaciones se encuentran en buen estado y operativos sin embargo algunos equipos que se encuentran en la edificación no están operativos por posibles fallas mecánicas.

CAPITULO IV

12.DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados del análisis no lineal estático muestran que la edificación existente cumple con los niveles de desempeño para sismos raros (Tr=475 años) y muy raros (Tr=2475 años) encontrándose sus puntos de desempeño dentro del rango de ocupación inmediata (IO), sin embargo, el análisis lineal dinámico revela que la estructura presenta deficiencias con respecto a su diseño, tales como la cuantía de acero longitudinal de las columnas la cual alcanza un valor de 0.9% siendo menor al 1% que es el mínimo permitido, el acero longitudinal a flexión en vigas del eje 3 del nivel N+2.70 es menor al acero requerido con unas relaciones de D/C de 1.254 para momento negativo y 1.388 para momento positivo, además, cuenta con patología de columna débil-viga fuerte. El motivo de estos resultados puede deberse a que la edificación fue construida antes que la norma NEC 2015 entre en vigencia y no se pudieran aplicar los criterios sismorresistentes al elaborar su diseño, o a su vez no se realizó ningún cálculo estructural exhaustivo. Estos resultados causan que la estructura no sea confiable frente a cargas extremas pudiendo producirse fallas frágiles en sus nodos, aun cuando el análisis estático no lineal arroje resultados de desempeño aceptables.

El reforzamiento de los elementos de la estructura mediante un encamisado de hormigón ha resultado beneficioso para la edificación logrando mejorar la cuantía de acero longitudinal de las columnas, pasando de tener una cuantía de acero de 0.9 a 1.131%, encontrándose dentro del rango permitido por la norma NEC 2015, además, el acero de refuerzo longitudinal a flexión es superior al acero requerido alcanzando una relación D/C de 0.846 tanto para momento negativo como momento positivo, frente a la relación D/C de 1.388 y 1.254 para los mismos momentos que se obtuvo en la viga sin reforzar. El Reforzamiento de los elementos también ha dado como resultado el cumplimiento del criterio sismorresistente de columna fuerte-viga débil, con una relación de la suma de sus momentos nominales de $1.2\Sigma M_{VIG}/\Sigma M_{COL}$ igual a 0.585 en X y 0.283 en Y siendo menor a 1, frente a los 1.017 en X y 1.244 en Y de la estructura no reforzada. Estos resultados se han logrado al aumentar la capacidad a flexo-compresión de las columnas y a flexión de las vigas del eje 3 del nivel N+2.70 mediante un recrecido de hormigón armado, y en el que se ha tenido énfasis en que la sección de la columna sea de mayor dimensión que la viga.

Los puntos de desempeño de la estructura sin reforzar y reforzada se han mantenido por debajo del límite de ocupación inmediata (IO) para sismos raros (Tr=475 años) y muy raros (Tr=2475 años), encontrándose muy cerca de su rango elástico o dentro de este, uno de los motivos sería que al ser una edificación ubicada en la provincia de Orellana la cual es una zona de sismicidad moderada da como resultado aceleraciones de diseño Sa bajas, a esto sumado que la edificación es ligera al tener una losa de placa colaborante DECK en su primera planta y una cubierta metálica con vigas secundarias de madera en su segunda planta, dando como resultado una masa reactiva baja, lo cual repercute en el cortante basal de la edificación.

13.RECOMENDACIONES

- Para suplir las deficiencias de diseño como son cuantías de acero inferiores al mínimo permitido y áreas de acero de refuerzo longitudinal menores al requerido realizar propuestas de reforzamientos de elementos estructurales menos invasivos y robustos como son encamisado de elementos mediante presillas metálicas o recubrimientos de elementos con fibras de carbono, puesto que un reforzamiento de elementos por encamisado de hormigón resulta demasiado invasivo y al ser un método en el que se incrementa la sección de elementos se reducen los espacios útiles de las habitaciones.

- Realizar una evaluación estructural de la cimentación existente con la estructura reforzada de manera que se tome en cuenta el peso propio añadido por los elementos reforzados y las nuevas solicitaciones sísmicas y se pueda determinar el efecto que esto causa en la cimentación debido a que en este estudio solo está enfocado al análisis de la superestructura.

- Realizar el Análisis Estático No Lineal PUSHOVER con otros procedimientos alternativos al método de coeficientes ASCE 41-17 para la evaluación y rehabilitación de estructuras, como es el FEMA 440, de manera que se pueda comparar esos resultados con los obtenidos en este estudio y tener un mejor criterio sobre el desempeño de la estructura, mejorando las conclusiones expuestas en este estudio.

CAPITULO V

14.CONCLUSIONES

- El desempeño de la estructura existente es muy bueno manteniéndose para los sismos raros (Tr=475y) y muy raros (Tr=2475y) dentro de los límites del nivel de ocupación inmediata (IO), cuando el objetivo a cumplir es que no sobrepasen los límites de seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP) respectivamente, obteniendo resultados similares en ambas direcciones con los siguientes puntos de desempeño: en dirección x el desplazamiento en el punto de desempeño para sismos raros es de 1.7392 cm y para sismos muy raros de 2.7599 cm; en dirección Y el desplazamiento en el punto de desempeño para sismos raros es de 2.2279 cm y para sismos muy raros de 3.5683 cm; el desplazamiento límite para el nivel de ocupación inmediata (IO) es de 3.62567 cm en dirección X y 3.91905 cm en dirección Y.

- La edificación existente no cumple a cabalidad con las demandas de resistencia y diseño que establece la norma NEC-SE-HM 15, las vigas del eje 3 nivel N+2.70 no cumplen con el área de acero longitudinal requerido superior e inferior, obteniendo para el refuerzo de momento negativo una relación D/C de 1.254 y para el refuerzo de momento positivo de 1.388, siendo mayor a la unidad. Las columnas de la edificación las cuales poseen la misma dimensión de sección transversal (30x25 cm) y área de acero de refuerzo longitudinal (6.786 cm^2) tienen una cuantía de acero de refuerzo de 0.009 siendo esta inferior al 0.01Ag el cual es el mínimo permitido por la NEC-SE-HM 15. La estructura existente no cumple con el criterio de columna fuerte viga débil en ambas direcciones (X y Y) dando una relación de $1.2\Sigma M_{VIG}/\Sigma M_{COL}$ igual a 1.017 en X y 1.244 siendo mayor a 1 en ambos casos.

- La edificación existente cumple con los requisitos símicos de la norma NEC-SE-DS 15 en el que sus derivas inelásticas para la dirección x tiene un valor de 0.005694 y para la dirección Y un valor de 0.007212, siendo estos inferiores a 0.02 el cual es el máximo permitido por la norma mencionada. Para los porcentajes de masa de participación modal su masa modal acumulada en dirección X alcanza un 94.05% en el modo 3 y en dirección Y alcanza el 93.65% en el modo 1 cumpliendo a cabalidad con lo requerido por la norma la cual establece que debe alcanzar por lo menos el 90% de masa acumulada en ambas direcciones.

- La propuesta de reforzamiento se trata de un encamisado de hormigón armado con un recrecido de 7.5 cm en cada cara de las columnas en ambas plantas obteniendo una sección final de 40x45 cm incorporando una varilla de 12 mm en cada esquina y dos varillas de 12 mm en el centro de cada cara. También se realiza un recrecido de hormigón de 7.5 cm en cada cara lateral y de 10 cm en la cara inferior de la viga del eje 3 del nivel N+2.70, dando una sección final de 40x40 cm, a este recrecido de hormigón se incorporan una varilla de 12 mm en cada esquina superior y 5 varillas de 12 mm en toda la cara inferior. La propuesta de reforzamiento ha solventado todas las deficiencias que tenían estos elementos originales dando los siguientes resultados: la cuantía de acero de las columnas reforzadas es de 1.131% valor que se encuentra dentro de los permitidos por la NEC-SE-HM 15 (1% al 3%); para la viga reforzada del eje 3 del nivel N+2.70, la relación D/C de área de refuerzo longitudinal para momento negativo y momento positivo son 0.846 en ambos casos, siendo menor a la unidad; La estructura reforzada cumple con el criterio de columna fuerte viga débil en ambas direcciones (X y Y) dando una relación de $1.2\Sigma M_{VIG}/\Sigma M_{COL}$ igual a 0.585 en X y 0.283 en Y siendo menor a 1 en ambos casos.

- La estructura reforzada obtuvo un mejoramiento en su desempeño sísmico una vez encamisados los elementos estructurales como son las columnas de las dos plantas y la viga del eje 3 en el nivel N+2.70, donde los puntos de desempeño de los sismos raros y muy raros en dirección X se trasladaron dentro de los límites de totalmente operativo (TO), y para la dirección Y el punto de desempeño para sismos raros de igual manera se trasladó dentro de los límites de totalmente operativo (TO) quedando solo en el nivel de ocupación inmediata (IO) el punto de desempeño de sismos muy raros, pero muy próximo al límite de TO, dando como resultado una respuesta elástica por parte de la estructura frente a estos niveles de sismos. Los puntos de desempeño de estos sismos son los siguientes: en dirección x el desplazamiento en el punto de desempeño para sismos raros es de 0.5446 cm y para sismos muy raros de 1.1234 cm; en dirección Y el desplazamiento en el punto de desempeño para sismos raros es de 0.99 cm y para sismos muy raros de 1.6451 cm; el desplazamiento límite para el nivel de totalmente operativo (TO) es de 1.4175 cm en dirección X y 1.4344 cm en dirección Y; el desplazamiento límite para el nivel de Ocupación inmediata (IO) en dirección Y es de 3.73774.

15.BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute

Aguiar, R., & Mieles, Y. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 21*(3), 257-282.

American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* (ASCE/SEI 41-17). https://doi.org/10.1061/9780784414859

Cabrera Delgado, L. A., & Muñoz Alarcón, E. Y. (2025). *Comparación del análisis sísmico dinámico modal espectral y tiempo – historia para sismos máximos y frecuentes del país, caso: I.E. N° 10386 Cuyumalca, Chota* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Autónoma de Chota].

Cagua Gómez, B. J., Pilatasig Caizaguano, J. E., & Aguiar Falconí, R. R. (2023). Análisis estático no lineal de pórticos de acero empleando OpenSees y CEINCI LAB. *Latin-American Journal of Computing (LAJC), 10*(1), 93–97. https://doi.org/10.5281/zenodo.7504018

Guevara Valenzuela, R. A., & Navarro Galarza, M. H. (2025). *Reforzamiento mediante la incorporación del sistema estructural SPSW: Estudio de su impacto en la resistencia y estabilidad de estructuras de acero en la ciudad de Riobamba, Ecuador* (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Obtenido de https://repositorio.puce.edu.ec/items/9ae11e23-bdb9-4ff1-a7d8-f8c007660982/full

Herráiz Sarachaga, M. (1997). *Conceptos básicos de sismología para ingenieros*. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), Universidad Nacional de Ingeniería.

Jaramillo, O. (2024). *Informe de inspección rápida estructural del Bloque A de la Estación Yasuní* (Informe técnico). Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

Maza Diaz, G. J., & Guerrero Cuasapaz, D. P. (2022). Análisis no Lineal de Estructuras Regulares de Acero con Pórticos Especiales Resistentes a Momento Utilizando Opensees y Ceinci-lab. *Green World Journal*, *5*(5), 1-23. https://doi.org/10.53313/gwj51013

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de hormigón armado*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Rivera Vélez, J. A. (2024). *Evaluación y rehabilitación estructural de un edificio de 2 pisos ubicado en el centro de la ciudad de Manta, provincia de Manabí* [Proyecto de graduación, Máster en Ingeniería Civil, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, Ecuador].

SEAOC VISION 2000 Committee. (1995). *Performance based seismic engineering of buildings: Final report* (Vision 2000). Structural Engineers Association of California.

Singaucho, J. (2022). Mapa de máximas intensidades sísmicas del Ecuador. Criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades. *Tesis de pregrado. Escuela Politécnica Nacional*. Obtenido de https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/1593

Tudela Laura, M. H. (2022). *Análisis comparativo entre el encamisado de concreto armado y el uso de CFRP como métodos de reforzamiento estructural en columnas* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Wilson, E. L. (2004). *Static and dynamic analysis of structures: A physical approach with emphasis on earthquake engineering* (4th ed.). Computers and Structures, Inc.

.