

Universidad de Los Andes

Proyecto de grado

Análisis y diseño estructural: TORRE BOSH
Edificio multifamiliar de 10 pisos en San José de Cúcuta,
Colombia



Ingeniero

Juan Camilo Ramírez Gamboa

Bogotá, 13 de diciembre de 2022

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCION	5
2. CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	6
2.1 Características Arquitectónicas.....	6
2.2 Estudio de suelos	6
3. SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA	7
3.1 Selección sistema de piso	7
3.2 Selección Sistema estructural	9
4. CONDICIONES DE LA NSR-10 TITULO A	10
4.1 Capacidad de disipación de energía.....	10
5. CONDICIONES DE CARGAS	11
5.1 Cargas de la Estructura	11
5.1.1 Combinaciones de Carga	11
5.1.2 Cargas Viva y Carga Muerta	12
5.2 Características sísmicas	13
5.2.1 Coeficientes Sísmicos	13
5.2.2 Coeficiente de importancia	13
5.2.3 Periodo aproximado y cortante basal.....	14
5.3 Ajuste de Resultados – Cortante basal.....	14
6. MODELO DE ANALISIS.....	15
6.1 Características Generales	15
5.2 Tipos de Elementos.....	15
6.3 Asignación de cargas	16
7. RESULTADOS DE ANALISIS	17
7.1 Análisis Modal.....	17
7.2 Derivas	18
7.3 Efectos de Segundo Orden.....	20
8. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	21
8.1 Diseño de Sistema de piso	21
8.1.1 Diseño de Viguetas	21

8.1.2 Diseño de Losa.....	22
8.2 Diseño de vigas.....	22
8.2.1 Diseño a Flexión	22
8.2.2 Diseño a Cortante.....	23
8.3 Diseño de Columnas	24
8.3.1 Flexión en Columnas	24
8.3.2 Cortante en Columnas.....	26
8.4 Diseño de Muros.....	27
8.4.1 Diseño Elemento de Borde Muro	28
8.5 Diseño de Nudos.....	29
8.6 Diseño de Diafragma	30
8.6.1 Diseño a Flexión del Diafragma	31
8.6.1 Diseño a Cortante del Diafragma.....	32
8.7 Diseño Cimentación.....	32
8.7.1 Diseño de Vigas de Cimentación.....	34
8.7.2 Diseño de Losa de Cimentación	35
9. ANALISIS ESTATICO NO LINEAL.....	35
9.1 Propiedades iniciales.....	36
9.1.1 Resistencias esperadas de los materiales	36
9.1.2 Rigidez efectiva	36
9.2 No linealidad del material (NLM)	36
9.2.1 Rotulas plásticas en vigas	36
9.2.2 Rotulas plásticas en columnas	38
9.2.3 Rotulas plásticas en muros.....	38
9.2 No linealidad geométrica (NLG)	39
9.3 Flexibilidad de la cimentación (FC)	40
9.4 Curvas de capacidad (Pushover) y secuencia de plastificación	41
9.4.1 Curva en X.....	41
9.4.2 Curva en Y	45
9.5 Punto de comportamiento	48
9.6 Aceptación del análisis	50
9.7 Revisión demanda-capacidad en el punto de comportamiento.....	52

10. ANALISIS NO LINEAL CRONOLOGICO	52
10.1 Selección de señales.....	52
10.2 Verificación de señales	54
10.3 Resultados de análisis	55
10.4 Relación demanda-capacidad	56
11. PRESUPUESTO	57
12. CONCLUSIONES.....	58
13. REFERENCIAS.....	59

1. INTRODUCCION

El diseño y construcción de edificaciones a lo largo de los años, ha representado un reto para la ingeniería. A pesar, que se han generado grandes avances en el ámbito estructural, aún hay varios factores de incertidumbre que evitan entender en su totalidad el funcionamiento de las estructuras. Cada estructura es particular, y presenta requisitos y solicitudes diferentes. Es responsabilidad del ingeniero estructural, considerar de manera anticipada cada posible fuerza actuante en la estructura y asumir el comportamiento de esta.

En este documento, se realiza el análisis y diseño de los elementos estructurales del edificio de vivienda multifamiliar TORRE BOSH. Para garantizar el debido funcionamiento estructural del edificio, se consideran los requisitos de las principales normas de diseño nacionales e internacionales. Dentro de las principales normas de diseño a considerar para el proyecto, se destacan la Norma Sismo-resistente colombiana (NSR-10), el American Concrete Institut (ACI-318-19) y la American Society of Civil Engeneer (ASCE-41-17).

2. CARACTERÍSTICAS GENERALES

El presente informe cuenta con la información del análisis y diseño estructural del edificio TORRE BOSH. El edificio se encuentra ubicado en la Avenida 4 Este#13ª-118 del barrio Caobos de la ciudad de Cúcuta, Norte de Santander. Ciudad la cual, según la Norma Sismo Resistente de Colombia (NSR-10) se encuentra en una zona de clasificación de amenaza sísmica alta.

2.1 Características Arquitectónicas

El edificio cuenta con un diseño arquitectónico definido por una planta rectangular regular, de dimensiones de 28.6x16.9, lo que representa un área total de 485m² y un total de diez pisos, con una altura de entrepiso de 3.2m. El edificio, consiste en un proyecto de vivienda multifamiliar con distribuciones de 4 apartamentos por piso. La planta se mantiene regular en todos los niveles de la estructura como se muestra en la figura 1.



Figura. 1. Planta arquitectónica tipo.

2.2 Estudio de suelos

Para la zona de interés, se analizó el debido estudio de suelos, con la finalidad de determinar el comportamiento, así como las características propias del suelo. El proceso del estudio de suelo fue realizado por el geotecnista según las consideraciones la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR-10). En el anexo del presente documento se puede visualizar los resultados completos del estudio de suelos del proyecto, pero de manera preliminar, en la tabla 1 se muestran las principales características necesarias para el diseño estructural del edificio.

Tabla 1. Parámetros Generales del suelo.

Factor	Tipo de Suelo	A_a	A_v	G_{max} (MPa)	ν	q_{admi} (kPa)
Resultado	D	0.35	0.30	130	0.30	180

3. SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA

Las características estructurales del proyecto se ven directamente influenciadas por el diseño arquitectónico y el funcionamiento del suelo donde se pretende implantar el edificio. Es por esta razón que se deben considerar los aspectos mencionados y realizar un análisis detallado para definir qué tipo de sistema de entrepiso y sistema estructural resulta óptimo para el proyecto.

A continuación, se muestran los resultados de los análisis para los distintos tipos de sistemas propuestos.

3.1 Selección sistema de piso

Para el sistema de piso de la estructura se analizaron 3 distintos tipos de sistemas, los cuales son:

- Sistema de losa con viguetas en una dirección.

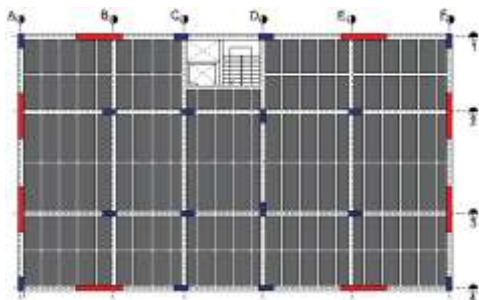


Figura. 2. Esquema Viguetas en una dirección.

Se propone un sistema de losa con viguetas en una dirección, el cual cuenta con viguetas de ancho de 15 cm, espaciadas cada 1.2 m y una losa de 6 cm de altura. Es necesario utilizar una riostra ya que las luces son de más de 4 metros (límite máximo aceptado por norma para no usar riostra).

- Sistema de losa con viguetas en dos direcciones.

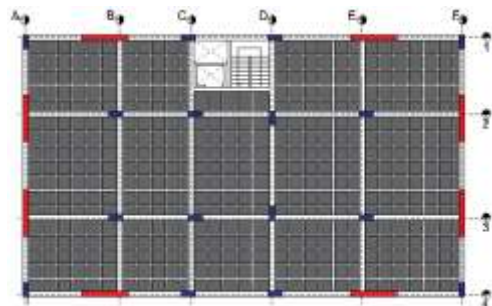


Figura. 3. Esquema Viguetas en dos direcciones.

Sistema de entrepiso de losa con viguetas en dos direcciones, definiendo así secciones cuadradas de aligeramiento. Se propone un ancho de vigueta de 11 cm y espaciamientos internos de 0.85m, así como una altura de losa de 5 cm.

- Sistema de losa maciza en dos direcciones con vigas intermedias

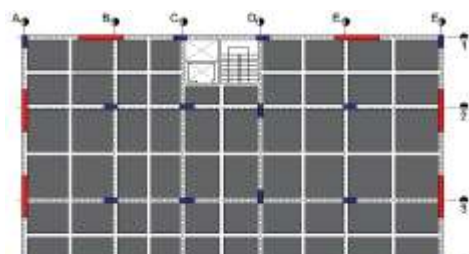


Figura. 4. Esquema losa maciza en dos direcciones.

Se propone un sistema de entrepiso compuesto por una losa maciza de 13 cm sobre vigas intermedias en ambos sentidos sísmicos. En este modelo, la losa distribuye la carga a las vigas según la ruta de carga más cercana.

Para los tres modelos considerados se realizó un análisis comparativo, destacando las ventajas y desventajas de cada uno, con el fin de definir cuál sistema de entrepiso resulta ser el más apropiado para las condiciones del proyecto.

Tabla 2. Sistema de pisos

Sistema De Piso			
Concepto	Vigueta 2D	Vigueta 1D	Losa 2D
Ventajas	-La carga se distribuye de una manera más equitativa para todos los elementos cargueros, disminuyendo la concentración de carga sobre algunas vigas. - Puede llegar a ser un sistema más liviano si se usan aligeramientos removibles.	- Es recomendable para losas con relaciones la/lb mayores a 2, ya que la carga naturalmente tiende a distribuirse en una sola dirección. - Puede llegar a ser un sistema más liviano si se usan aligeramientos removibles.	-Las losas macizas tienden a ser más livianas que losas de otros tipos - Recomendadas para luces pequeñas
Desventajas	- Constructivamente puede ser más complejo que otros sistemas. - En caso de usar Aligeramientos que no sean removibles, puede representar para la estructura un mayor peso y costo.	- Las vigas perpendiculares a las viguetas, resultan muy cargadas, generando en algunos casos que estas vigas determinen el espesor de la placa de entrepiso. - En caso de usar Aligeramientos que no sean removibles, puede representar para la estructura un mayor peso y costo.	- En caso de usar vigas intermedias la deflexión de las vigas puede afectar el comportamiento de la losa.
Peso/piso tipo	$W_{\text{piso}} = 3.9 \text{ kN/m}^2$	$W_{\text{piso}} = 2.9 \text{ kN/m}^2$	$W_{\text{piso}} = 3.7 \text{ kN/m}^2$
Elección		Losa Nervada 1D	

Tal como se define en la tabla 2, se decidió implementar la opción del sistema de losa con viguetas en una dirección, ya que para el caso del proyecto resulta ser la alternativa más liviana y económica.

3.2 Selección Sistema estructural

Para el proyecto se consideraron distintos tipos de sistemas estructurales, con el fin de analizar cual resulta ser el más adecuado. Los sistemas analizados son los siguientes:

- Sistema de Pórticos Resistentes a Momentos (PRM)

Se analiza el comportamiento del sistema de pórtico resistentes a momentos. Para esto se asume la implementación de columnas 0.50×1.30 en cada uno de los ejes de la estructura. El Sistema de P.R.M. se analiza para los dos sentidos sísmicos.



Figura. 5. Esquema P.R.M.

- Sistema Combinado

El modelo de sistema combinado consiste en la implementación de Muros de carga y pórticos resistentes a momentos actuantes en las direcciones sísmicas. Para el proyecto, se definió un sistema de cuatro muros de 0.30×3.5 en cada una de las direcciones de fuerzas sísmicas y columnas de dimensiones de 0.40×0.85 . Los muros se ubican en el perímetro de la estructura



Figura. 6. Esquema S. Combinado

Para los dos sistemas estructurales propuestos, se realizó un cuadro comparativo de las ventajas y desventajas que cada modelo puede ofrecer y se definió cual resulta más apropiado para el caso del proyecto.

Tabla 3. Sistema Estructural

Sistema Estructural		
Concepto	S. Combinado	S. Pórticos
Ventajas	- Mayor facilidad para alcanzar los requisitos de derivas - Interfiere poco con el sistema arquitectónico, es decir que representa un sistema de mayor manejabilidad para el diseño arquitectónico	- Estructuralmente el sistema presenta un comportamiento actual más claro que un sistema que implemente muros. Las interacciones entre los elementos son menos complejas
Desventajas	- El análisis estructural resulta más complejo y algunos métodos manuales más imprecisos	- Mayores problemas para controlar las derivas de la estructura - Arquitectónicamente las grandes dimensiones de los elementos

		estructurales pueden interferir con el diseño. - Mayores dimensiones significan mayores costos para el proyecto.
Peso/piso tipo	$W_{S,Combinado} = 960 \text{ kN}$	$W_{S,PRM} = 1190 \text{ kN}$
Elección	Sistema Combinado	

Como resultado, para el proyecto se decide usar el sistema combinado ya que representa un menor costo para la estructura que el sistema de P.R.M.

4. CONDICIONES DE LA NSR-10 TITULO A

4.1 Capacidad de disipación de energía

La NSR-10 permite para las consideraciones de diseño asumir un valor de sismo reducido según la capacidad de disipación de la estructura en el sentido de sismo a considerar. El valor del coeficiente de reducción depende directamente del tipo de sistema estructural que se aplique al modelo.

Para el proyecto se definió el uso de sistemas estructurales combinados en ambos sentidos de acción sísmica, por lo cual, según las consideraciones de la Tabla A.3-2 de la NSR-10 se define un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico (R_0) y un valor de sobre resistencia (Ω_0) de 7 y 2.5 respectivamente.

Adicionalmente, para definir el valor de reducción sísmica definitivo, es necesario verificar los coeficientes de reducción por irregularidades de planta, altura y redundancia.

- Irregularidad en planta

El sistema definido para el proyecto presenta una forma rectangular, por lo que los efectos de irregularidades por efectos geométricos no afectan la estructura. De igual forma, se revisó el posible efecto de reducción por irregularidad Torsional y Torsional extrema, dando como resultado que no hay reducción por efectos torsionales. El valor del coeficiente de reducción definitivo es de $\Phi_a = 1$. Los resultados del análisis torsional se muestran en la tabla 4.

Tabla 4. Verificación Irregularidad Torsional

IRREGULARIDAD TORSIONAL							
$d_x \text{ max}$	$d_x \text{ prom}$	$1.2 < d_x \text{ rel} < 1.4$	$1.4 < d_x \text{ rel}$	$d_y \text{ max}$	$d_y \text{ prom}$	$1.2 < d_y \text{ rel} < 1.4$	$1.4 < d_y \text{ rel}$
0	0	CUMPLE	CUMPLE	0	0	CUMPLE	CUMPLE
0.97	0.93	CUMPLE	CUMPLE	0.94	0.90	CUMPLE	CUMPLE
2.13	2.11	CUMPLE	CUMPLE	2.15	2.08	CUMPLE	CUMPLE
2.93	2.78	CUMPLE	CUMPLE	2.71	2.70	CUMPLE	CUMPLE
3.11	2.99	CUMPLE	CUMPLE	3.15	2.98	CUMPLE	CUMPLE

3.06	2.96	CUMPLE	CUMPLE	3.05	3.02	CUMPLE	CUMPLE
2.9	2.85	CUMPLE	CUMPLE	3	2.85	CUMPLE	CUMPLE
2.7	2.57	CUMPLE	CUMPLE	2.8	2.81	CUMPLE	CUMPLE
2.38	2.26	CUMPLE	CUMPLE	2.54	2.41	CUMPLE	CUMPLE
2.02	1.92	CUMPLE	CUMPLE	2.23	2.19	CUMPLE	CUMPLE
1.74	1.71	CUMPLE	CUMPLE	1.98	1.90	CUMPLE	CUMPLE

- Irregularidad en altura

La estructura no presenta grandes variaciones de altura a lo largo de la misma, razón por la cual, al verificar los posibles efectos de irregularidades como irregularidad por rigidez, irregularidad geométrica, irregularidad en la distribución de masas o por piso débil, se garantiza que la estructura no presenta efectos dados por dichos tipos de irregularidad. Por lo cual se define el valor de reducción como $\Phi_a = 1$.

- Irregularidad por ausencia de redundancia

Según las consideraciones de la sección A.3.3.8.2 se puede considerar el coeficiente de reducción $\Phi_r = 1$ ya que la estructura presenta una planta estructural regular y tiene más de dos vanos de resistencia sísmica ubicados en la periferia a ambos lados de la planta y en las dos direcciones principales.

El valor de la capacidad de disipación definitiva se calcula como el valor de disipación básico inicial multiplicado por los respectivos valores de los coeficientes de reducción de irregularidades. Los resultados se muestran en la tabla 5.

Tabla 5. Resultados del Factor de reducción sísmica.

FACTOR DE REDUCCION					
Coeficiente	R_0	Φ_p	Φ_a	Φ_r	R
Valor	7	1	1	1	7

5. CONDICIONES DE CARGAS

5.1 Cargas de la Estructura

Las cargas de la estructura se definen según las características estructurales y arquitectónicas del proyecto y la influencia de dichas cargas se definen según los combos del Título-B de la NSR-10, en función del tipo de análisis que se requiera hacer.

5.1.1 Combinaciones de Carga

La norma colombiana define los tipos de combinaciones posibles según las consideraciones de las verificaciones del estado límite de servicio y/o las combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia.

Para el caso del informe, se aplica la siguiente nomenclatura para referirse a los tipos de carga:

D = Carga muerta por peso propio y carga sobre impuesta

L = Carga viva.

E = Carga por la influencia sísmica, reducida según la capacidad de disipación de la estructura descrita en el capítulo 3. La carga sísmica se debe considerar en los dos sentidos de influencia. La reducción del efecto sísmico solo aplica para el diseño de la estructural, el cálculo de derivas se debe hacer considerando el 100% del sismo.

- Combinaciones de carga considerando las verificaciones del estado límite de servicio

$$1.0D + 1.0L$$

$$1.0D \pm 0.70E$$

$$1.0D + 0.75L \pm 0.525E$$

- Combinaciones de carga mayoradas usando el método de resistencia

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 1.0L \pm E$$

$$0.9D \pm E$$

5.1.2 Cargas Viva y Carga Muerta

La estructura del proyecto presenta tres principales cargas que pueden influir en el comportamiento de este, las cuales son: Carga Viva, Carga Muerta y Fuerza sísmica. La carga viva se define como la carga de la estructura que no es permanente, la carga muerta como aquella carga permanente y la fuerza de sismo como las cargas causadas por la influencia sísmica. En esta sección se definirán los valores únicamente de carga viva y muerta.

- Carga Viva: La carga viva de la estructura se define según los valores de la Tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10. En donde se clasifica la influencia de la carga viva para estructuras del tipo residencial. Definiendo un valor para balcones, cuartos privados y corredores y escaleras de 5 kN/m^2 , 1.8 kN/m^2 y 3 kN/m^2 respectivamente.
- Carga Muerta: La carga muerta se puede definir en dos grupos principales. La carga por peso propio y la carga muerta sobreimpuesta. La carga del peso propio corresponde al peso de los elementos estructurales y del sistema de entepiso. Por otro lado, la carga sobreimpuesta tiene que ver con el peso de aquellos factores permanentes pero que no hacen parte de los sistemas estructurales o de transmisión de cargas como el tipo de piso, ductos o muros no estructurales. En esta sección se define el valor de la carga muerta sobreimpuesta y (previamente ya fue definido el valor de peso propio de la estructura). Para el caso de la carga muerta sobreimpuesta se define un valor promedio para toda la planta, considerando los factores arquitectónicos que esta requiere y las tablas de la sección B.3.4 de la NSR-10. En la tabla 4 se muestran los resultados de la carga muerta.

Tabla 6. Cargas de la estructura.

Carga Muerta		
Caso	Valor	Unidad
Pañete en yeso	0.25	kN/m ²
Baldosa cerámica -12mm	0.8	kN/m ²
Baldosín de cemento	0.8	kN/m ²
Enchape Cerámico - 20mm	0.3	kN/m ²
Mampostería de bloque de arcilla	2	kN/m ²
Total Sobre impuesta	4.15	kN/m²
Peso propio	4.87	kN/m ²
Muerta Total	9.02	kN/m²

5.2 Características sísmicas

5.2.1 Coeficientes Sísmicos

El análisis sísmico de la estructura depende del tipo de suelo y de la zona en la cual se encuentre el proyecto. Según los registros del análisis de suelos, la ubicación de la zona corresponde a un suelo tipo D según la NSR-10 Título A. De igual forma, al ser un proyecto en la ciudad de Cúcuta, la norma cataloga la zona como un lugar amanezca sísmica alta (DES).

Los coeficientes A_a y A_v son definidos por la norma según la Tabla A.2.3-2, en función de la ciudad donde se va a realizar el proyecto. De igual forma, los coeficientes F_a y F_v se calculan utilizando las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 respectivamente.

Los resultados obtenidos son:

Tabla 7. Características Sísmicas del proyecto.

CARACTERISTICAS SISMICAS					
Factor	A_a	A_v	F_a	F_v	Tipo de Suelo
Resultado	0.35	0.30	1.15	1.8	D

5.2.2 Coeficiente de importancia

La norma clasifica las estructuras según el grado de importancia para la supervivencia en caso de un sismo o un evento catastrófico.

Según los requisitos del capítulo A.2.5.1 la estructura no presenta ninguna de las características descritas en los grupos II, III o IV por lo cual se considera dentro del grupo I – Estructuras de ocupación normal.

El valor del coeficiente de importancia según la Tabla A.2.5-1 es de $I=1.0$

Nota: Es necesario destacar que el coeficiente de importancia se considera únicamente para cargas de diseño, sin embargo, para control de derivas no se tiene en cuenta la influencia del coeficiente de importancia.

5.2.3 Periodo aproximado y cortante basal

El espectro de diseño de calcula según las consideraciones del capítulo A.2.6. Es necesario definir el espectro elástico de aceleraciones S_a , el cual se expresa en términos de gravedad, utilizando la información indicada en la gráfica A.2.6-1 de la NSR-10.

La norma permite calcular el periodo fundamental aproximado de la estructura T_a utilizando la ecuación A.4.2-3, que es la siguiente:

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Donde el valor de h corresponde a la altura total del edificio y los coeficientes C_t y α dependen del tipo de sistema estructural y se definen según la Tabla A.4.2-1 de la NSR-10.

Una vez definido el periodo de la estructura, se analiza en que tramo del espectro elástico se encuentra la estructura y se aplica la ecuación correspondiente.

El valor de la pseudo-aceleración de la estructura según los coeficientes calculados previamente es:

Tabla 8. Periodo y espectro de aceleración de la estructura

Aceleración de diseño						
Coeficiente	C_t	α	h	T_c	T_a	S_a
Valor	0.047	0.9	32	0.644	1.063	0.609
Unidad	-	-	m	s	s	g

5.3 Ajuste de Resultados – Cortante basal

La NSR-10 en el capítulo A.5.4.5 establece que el valor del cortante dinámico en la base V_{tj} no debe ser menor en ningún caso que el 80% (para estructuras regulares) del cortante sísmico en la base V_s . En caso de que no se cumpla dicha relación, es requerido hacer un ajuste al cortante sísmico según la ecuación A.5.4-4.

Para el caso de la estructura se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 9. Verificación Ajuste Cortante Basal.

Ajuste de los resultados NSR-10 A.5.4.5		
Concepto	Valor	Unidad
V_{tjx}	25938	kN
V_{tjy}	25449	kN
W	50808	kN
S_a	0.6093	g
V_s	30956.24	kN
Tipo de Edificio	Regular	-
Coeficiente	0.8	-
V_s Reducido	24764.99	kN
Ajuste S_x	NO REQUIERE	-
Ajuste S_y	NO REQUIERE	-

Tal como se puede observar de la tabla 9, en ninguno de los sentidos actuantes del sismo es requerido algún ajuste del cortante sísmico en la base.

6. MODELO DE ANALISIS

6.1 Características Generales

El análisis del sistema estructural se realiza utilizando el programa SAP2000, mediante el cual se pueden analizar los valores de derivas y solicitaciones de diseño que la estructura requiere según los parámetros de entrada que se definan. Los elementos estructurales del proyecto se definieron aplicando un concreto de $f'_c = 28 \text{ Mpa}$ así que se definió en SAP2000 la propiedad del módulo de elasticidad como $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$.

Para el modelo se asumió el comportamiento de un diafragma rígido para cada uno de los pisos de la estructura. En el capítulo 8 se verifica que el supuesto de análisis rígido sea adecuado para la estructura.

La masa para el modelo se define asumiendo el 100% de la totalidad de carga muerta (Peso propio más sobrepuesta) y el 25% de la masa viva.

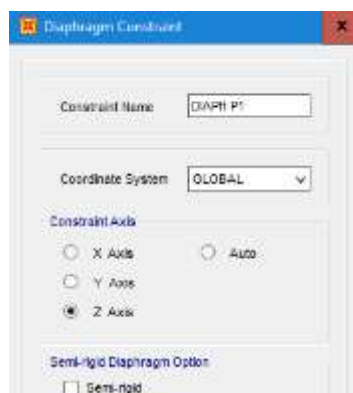


Figura. 7. Diafragma rígido SAP2000



Figura. 8. Masas SAP2000

5.2 Tipos de Elementos

En el modelo se definen las vigas y columnas como elementos tipo frame, a los cuales se les asigna las características geométricas de la sección transversal y el material. Para el caso del SAP2000 es necesario definir la diferencia entre viga y columna, para lo cual se cambia el tipo en “Concrete Reinforcement”

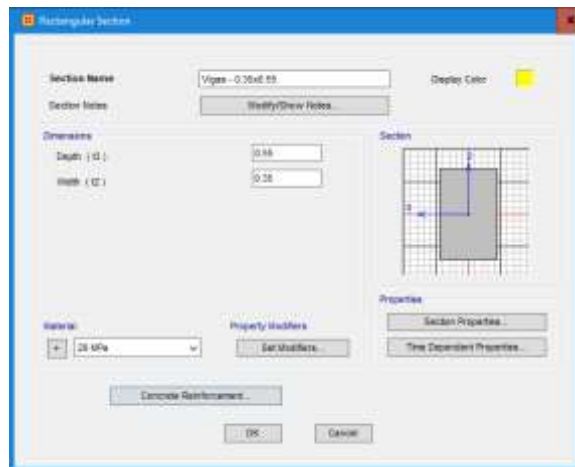


Figura. 9. Viga tipo SAP2000

Los muros se asumieron como elementos tipo área, del tipo “Shell-Thick” y se les agregó el material correspondiente.

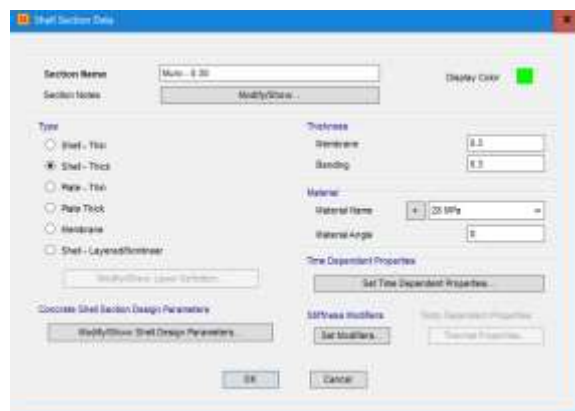


Figura. 10. Muro tipo SAP2000

El sistema de entepiso se definió utilizando un elemento de área tipo membrana, para que de esta forma el sistema de piso no influya en la rigidez de la estructura. Al asumir el sistema de piso como membrana, el programa no calcula de manera automática el peso de esta.

6.3 Asignación de cargas

El programa asigna las cargas según los patrones de carga que se definan. En este caso es necesario definir los tipos de carga que van a afectar en la estructura. Para el caso de la carga muerta se divide en dos. Carga muerta por peso propio, la cual el programa calcula por defecto, y la carga muerta sobrepuesta. En este caso la carga sobrepuesta considera el peso del sistema de piso, ya que el elemento tipo membrana no genera peso en el programan. La carga muerta sobrepuesta usada es de $W_{sd} = 6.8 \text{ kN/m}^2$

Las cargas son asignadas sobre los elementos tipo membrana usando la opción de “Assing Area Loads”. Adicionalmente, es necesario considerar que el sistema de entepiso es de viguetas en una sola dirección, por lo cual se debe definir en el modelo para que la carga se distribuya en la dirección correcta.

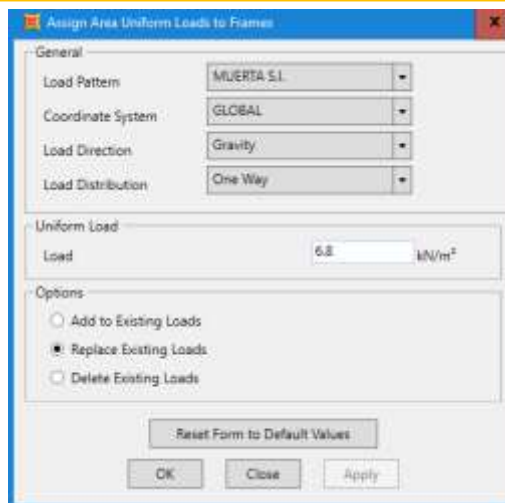


Figura. 11. Asignación de cargas SAP2000.

Por último, se aplican las distintas combinaciones de carga y se corre el modelo, analizando los resultados según las combinaciones de carga requeridas.

7. RESULTADOS DE ANALISIS

7.1 Análisis Modal

Según la NSR-10 el análisis modal corresponde al “Procedimiento de análisis dinámico por medio del cual la respuesta dinámica de la estructura se obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos, o formas de vibración”

La norma establece que para cada uno de los tres modos principales (traslacional en “x”, traslacional en “y” y rotacional) la participación modal de las masas debe cumplir con al menos el 90% de la masa total.

Utilizando el programa SAP2000 Se analizan los resultados del modelo para el caso de carga modal y se obtienen los resultados de la tabla 10.

Tabla 10. Participación de masas - Modos de vibración

Participación Modal - Masas				
StepNum	Periodo	UX	UY	RZ
1	1.079	0.00039	0.73061	0.00007666
2	1.058	0.73810	0.00038	0.00085
3	0.751	0.00087	0.00011	0.72871
4	0.301	0.01185	0.1222	7.186E-07
5	0.301	0.11358	0.01267	0.00216
6	0.210	0.00013	0.0000014	0.17713
7	0.142	0.05409	0.0000031	0.000050
8	0.141	0.00000297	0.05401	0.0000018
9	0.138	0.00003003	0.000007143	6.312E-08

10	0.131	0.00000102	2.116E-07	8.938E-10
11	0.130	8.961E-08	0.00007532	8.652E-07
12	0.124	1.234E-07	0.00001124	4.679E-07
TOTAL	-	91.904%	92.008%	90.90%

Tal como se puede observar a partir del modo 12 ya se cumple con el requisito de participación de masa estipulado en la NSR-10.

Los primeros 3 modos de vibración son los siguientes:

Modo 1 – Translacional en Y

Modo 1–Translacional en X

Modo 3- Rotacional

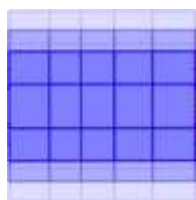


Figura. 12. Modo 1 – Ty



Figura. 13. Modo 2 – Tx

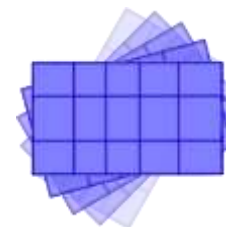


Figura. 14. Modo 3 - Rotacional

7.2 Derivas

Según la NSR-10 puede definirse la deriva como el desplazamiento relativo de dos pisos contiguos de la estructura, así como el desplazamiento relativo normalizado sobre la altura del entre piso.

La norma establece que la deriva máxima por piso es del 1% de la altura de piso para secciones sin fisurar y el 1.4% para secciones fisuradas.

Para el cálculo de derivas del proyecto, se definieron elementos agrietados, disminuyendo la resistencia efectiva de los elementos estructurales según C.10.10.4.1

- Columnas: $0.70 I_g$.
- Vigas: $0.35 I_g$.
- Muros: $0.35 I_g$.

Donde: I_g Es la inercia de la sección transversal del elemento.

Para la estructura se realizó el modelo en SAP2000 considerando secciones fisuradas y reduciendo la sección de las columnas a partir del piso 6 por columnas de 35x80.

Los resultados son los siguientes:

Tabla 11. Derivas de la estructura.

Derivas Sistema E. Combinado - SAP2000 con sección reducida							
N° Piso	h (m)	$\delta_i X$ (cm)	Δ (cm)	Δ (%)	$\delta_i Y$ (cm)	Δ (cm)	Δ (%)
0	0	0	0	0.00%	0	0	0.00%

1	3.2	1.14	1.14	0.36%	1.12	1.12	0.35%
2	6.4	3.9	2.76	0.86%	3.81	2.69	0.84%
3	9.6	7.65	3.75	1.17%	7.47	3.66	1.14%
4	12.8	11.9	4.25	1.33%	11.6	4.13	1.29%
5	16	16.3	4.4	1.38%	16	4.4	1.38%
6	19.2	20.65	4.35	1.36%	20.3	4.3	1.34%
7	22.4	24.95	4.3	1.34%	24.5	4.2	1.31%
8	25.6	29	4.05	1.27%	28.6	4.1	1.28%
9	28.8	32.7	3.7	1.16%	32.3	3.7	1.16%
10	32	36.12	3.42	1.07%	35.8	3.5	1.09%



Figura. 15. Esquema de las derivas en ambas direcciones sísmicas.

Tal como se puede observar el elemento cumple los requisitos de derivas establecidos por la NSR-10. Adicionalmente, se verificó el comportamiento utilizando el método manual de McLEOD.

Método de McLEOD

Se revisó implementando el método manual de McLEOD para analizar el desplazamiento máximo en cubierta.

El método supone separar la estructura en 2, es decir en el sistema de pórticos y en los muros estructurales, y unir ambos sistemas por medio de un conector en la cubierta de la estructura.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 12. Comparación del desplazamiento máximo en cubierta entre SAP2000 y McLEOD

Desplazamientos máximos en cubierta (cm)			
Sentido	SAP2000	McLEOD	Variación
Desplazamiento Cubierta en X	36.12	48.7	34.83%

Desplazamiento Cubierta en Y	35.8	47.4	32.40%
------------------------------	------	------	--------

Los resultados obtenidos presentan diferencias de hasta el 34.83% con los valores definidos inicialmente. Probablemente, la diferencia radique en la falta de precisión del método manual y en que el método presenta características más conservadoras que las asumidas en el caso inicial.

7.3 Efectos de Segundo Orden

Las columnas del sistema de resistencia pueden ser consideradas como arriostradas o no arriostradas. En el caso de ser no arriostradas, estas se ven afectadas por la influencia de efectos $P - \Delta$ que pueden afectar la resistencia en el elemento estructural.

Según el capítulo C.10.10.5 de la NSR-10 para definir si un elemento se considera arriostrado o no se debe cumplir con la ecuación C.10.10, que define:

$$\text{Si } Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} < 0.05 \Rightarrow \text{Elemento Arriostrado}$$

Los resultados obtenidos son;

Tabla 13. Verificación efectos de segundo orden - Dirección Y

Efectos de segundo orden en sentido Y						
Piso	l_c (m)	$\sum P_u$ (kN)	R_i	V_{us}	Q_i	¿Cumple?
10	3.2	5179.49	409044.9	2500	0.00983772	Cumple
9	3.2	10107.84	409675.3	5222.2	0.01790822	Cumple
8	3.2	14308.02	409675.3	7919.8	0.02366133	Cumple
7	3.2	17851.92	409675.3	10620.0	0.02746854	Cumple
6	3.2	20760.89	409675.3	13320.0	0.0296196	Cumple
5	3.2	23064.41	409675.3	16020.0	0.03039582	Cumple
4	3.2	24795.61	409675.3	18720	0.03006322	Cumple
3	3.2	25993.53	409675.3	21420	0.02887371	Cumple
2	3.2	26706.43	409675.3	24120	0.02706736	Cumple
1	3.2	27000	449270.3	26820	0.0226878	Cumple

Tabla 14. Verificación efectos de segundo orden- Dirección X

Efectos de segundo orden en sentido x						
Piso	l_c (m)	$\sum P_u$ (kN)	R_i	V_{us}	Q_i	¿Cumple?
10	3.2	5179.49	393764.53	2500	0.010219	Cumple
9	3.2	10107.84	394322.81	5222.2	0.018605	Cumple
8	3.2	14308.02	394322.81	7919.8	0.024583	Cumple
7	3.2	17851.92	394322.81	10620.0	0.028538	Cumple
6	3.2	20760.89	394322.81	13320.0	0.030773	Cumple
5	3.2	23064.41	394322.81	16020.0	0.031579	Cumple

4	3.2	24795.61	394322.81	18720	0.031234	Cumple
3	3.2	25993.53	394322.81	21420	0.029998	Cumple
2	3.2	26706.43	394322.81	24120	0.028121	Cumple
1	3.2	27000	430873.42	26820	0.023656	Cumple

Por lo cual se puede considerar que los elementos no requieren una mayoración de momento en ninguno de los sentidos actuantes de la carga sísmica debido a la influencia de efectos de segundo orden.

8. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el caso del proyecto, se detalla en el informe el proceso de diseño de los elementos estructurales, así como de distribución de carga y se desarrolla un ejemplo de un elemento representativo de cada tipo.

Los diseños de los elementos estructurales y de distribución de cargas se realizan principalmente según las consideraciones de la NSR-10, ACI-318 y algunas normas complementarias de diseño.

8.1 Diseño de Sistema de piso

El sistema de piso está compuesto por viguetas en una dirección y una losa maciza de 6 cm de espesor. Los valores de las cargas de diseño se definen utilizando los coeficientes del ACI para determinar momentos y cortantes en viguetas y losas en varios apoyos.

8.1.1 Diseño de Viguetas

Para las viguetas, una vez definidos los valores de cargas ultimas, se definen las cuantías de refuerzo a flexión y cortante. Para el caso del diseño a flexión se define la cuantía mínima tal como en las vigas y se asigna una varilla de refuerzo #6 como requisito de refuerzo mínimo. Y en este caso se garantizó que en ningún tramo las solicitaciones fueran mayores que la capacidad del refuerzo mínimo ajustado al coeficiente de reducción.

Para el diseño a cortante en las viguetas, se utilizan flejes en forma de S de varillas #3. La distribución de acero se hace aplicando la misma ecuación que se utiliza en las vigas, y de esta forma se define el refuerzo a cortante a lo largo del elemento. Los resultados del diseño de una viga tipo se muestran en las tablas 15 y 16.

Tabla 15. Diseño a flexión viga tipo

Flexión Vigueta	Vano 1			Vano 2			Vano 3		
	AB	CL	BA	BC	CL	CB	CD	CL	DC
Mu (kN-m)	13.38	22.94	44.26	40.24	36.47	40.24	44.26	22.94	13.38
p req	0.0033	0.0033	0.0034	0.0033	0.0033	0.0033	0.0034	0.0033	0.0033
As req(cm2)	2.45	2.45	2.46	2.45	2.45	2.45	2.46	2.45	2.45
As min - Barras	1#6	1#6	1#6	1#6	1#6	1#6	1#6	1#6	1#6
As real (cm2)	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
p total	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039
Mn (kN-m)	56.4	56.4	56.4	56.4	56.4	56.4	56.4	56.4	56.4
ΦMn > Mu	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 16. Diseño a Cortante vigueta tipo

Cortante Vigueta	Vano 1		Vano 2		Vano 3	
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
Vu (kN)	32.305	37.15075	43.55	43.55	37.15075	32.305
Av (cm ²) #3	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
S max (m)	0.245	0.245	0.245	0.245	0.245	0.245
vn (Mpa)	0.811429	0.811429	0.811429	0.811429	0.811429	0.811429
Φ vn (Mpa)	0.608571	0.608571	0.608571	0.608571	0.608571	0.608571
vu < Φ vn	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

8.1.2 Diseño de Losa

Una vez definidos los valores de cargas ultimas usando los coeficientes de ACI, se analiza el comportamiento a flexión y cortante de la losa. El diseño a flexión de la losa es similar al de las vigas, primero se define el valor de la cuantía mínima el cual es de $\rho_{\min} = 0.0018$ por temas de retracción y temperatura. Igualmente se calculan los requisitos por momento y se diseña para la sección de cuantía más crítica. Para el caso del modelo se requiere usar como refuerzo a flexión malla electrosoldada de 5mm 15x15. La losa no considera refuerzo a cortante, por lo cual se verifica que el concreto resista la totalidad del cortante.

8.2 Diseño de vigas

El diseño de la viga se caracteriza por depender directamente de las cargas y su respuesta a la flexión y al cortante que le produzcan. En el presente informe se realiza el ejemplo de diseño de la viga del eje 3 del primer nivel.

8.2.1 Diseño a Flexión

Utilizando el programa SAP2000 se defienden los valores de las solicitaciones de momento positivo y negativo a lo largo de la viga de interés. Una vez definido el valor de carga, se procede a diseñar el elemento.

Inicialmente se define el valor mínimo de cuantía como:

$$\rho_{\min} = \max\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}; \frac{1.4}{f_y}\right) = 0.0033$$

Posteriormente, se define un valor de refuerzo mínimo que debe cubrir todo el elemento para evitar efectos de agrietamientos. El valor se define según la cuantía mínima y las dimensiones de la viga. Para el caso del proyecto se requiere de mínimo $A_{s\min} = 5.72 \text{ cm}^2$. Por lo cual se define como cuantía mínima el uso de dos varillas #6 y una varilla #5 dando como resultado:

$$A_{s\min \text{ Real}} = 7.68 \text{ cm}^2 > A_{s\min}$$

Posteriormente al acero mínimo de refuerzo se debe agregar un acero longitudinal adicional según los requisitos específicos de cada tramo.

Por último, se debe verificar que en los extremos el refuerzo positivo no sea menor que la mitad del máximo negativo y que en ningún tramo de la viga el refuerzo sea menor que una

cuarta parte del máximo en el apoyo. La tabla 17 muestra un ejemplo del diseño a flexión de viga.

Tabla 17. Diseño a flexión de viga tipo

Concepto	Vano 3			Vano 4			Vano 5		
	CD	CL	DC	DE	CL	ED	EF	CL	FE
$M_u (kN - m)$	135.5 1	104.4 7	169.6 6	169.6 6	129.4 7	211.7 4	232.9 1	185.8 4	162.6 1
ρ_{req}	0.004 4	0.003 4	0.005 6	0.005 6	0.004 2	0.007 1	0.007 9	0.006 2	0.005 4
$A_{s req} (cm^2)$	7.62	5.81	9.64	9.64	7.26	12.20	13.52	10.62	9.22
$A_{s ad} (cm^2)$	0.00	0.00	1.96	1.96	0.00	4.52	5.84	2.94	1.54
Refuerzo Superior	2#6+ 1#5	2#6+ 1#5	2#6+ 3#5	2#6+ 3#5	2#6+ 1#5	5#6	5#6	3#6	3#6+ 2#5
Refuerzo Inferior	2#6+ 1#5	2#6+ 1#5	2#6+ 1#5	2#6+ 1#5	2#6+ 1#5	2#6+ 1#5	2#6+ 1#5	2#6+ 3#5	2#6+ 1#5
$A_{s ad Real} (cm^2)$	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	8.52	8.52	6.00	4.00
$\Phi M_n (kN - m)$	136.6	136.6	203.3	203.3	203.3	275.0	275.0	235.5	203.3

8.2.2 Diseño a Cortante

Las cargas de diseño a cortante corresponden a la envolvente entre las cargas gravitacionales y la influencia del sismo considerar según el momento probable. De esta forma se define el cortante de diseño según las siguientes ecuaciones:

$$V_{uG} = \frac{W_u l_n}{2}$$

$$V_e = \left(\frac{M_{pr izq}^- + M_{pr der}^+}{l_n} ; \frac{M_{pr izq}^+ + M_{pr der}^-}{l_n} \right) \pm V_{uG}$$

Una vez definido el valor del cortante de diseño, se calcula la resistencia del concreto a cortante. La norma establece que se puede asumir el valor de la resistencia como:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 154.3 \text{ kN}$$

Por lo que, si la mitad de la capacidad del concreto multiplicado por el coeficiente de reducción, no es capaz de resistir las solicitaciones de cortante, se calcula el área de acero necesario para cumplir con los requisitos de diseño. Para el caso del proyecto las vigas se diseñan con estribos cerrados de barras #3 de acero corrugado.

Las solicitaciones de acero trasversal se calculan como:

$$S \leq \frac{A_v f_y d_v}{\left(\frac{V_e}{\Phi} \right) - V_c}$$

Adicionalmente, el elemento debe cumplir con requisitos mínimos espaciamiento para el refuerzo trasversal, dependiendo del tipo de zona (DES) y de la sección de la viga, es decir si es una zona próxima al apoyo, una zona de traslapo o una zona normal. Por lo que el

espaciamiento se define como el crítico entre el valor por solicitaciones y los mínimos por norma.

Tabla 18. Diseño a Cortante de viga tipo

	Vano 1		Vano 2		Vano 3		Vano 4		Vano 5	
Concepto	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
V_{uG} (kN)	110.5	127.0	88.3	88.3	90.1	90.1	114.0	114.0	136.1	118.3
$M_{pr\ sup}$ (kN – m)	233.5	277.8	277.8	187.8	187.8	277.8	277.8	373.2	373.2	277.8
$M_{pr\ inf}$ (kN – m)	140.8	187.8	187.8	187.8	187.8	187.8	187.8	187.8	187.8	187.8
$V(M_{pr})$ (kN)	194.0	210.6	203.9	203.9	203.4	203.4	221.8	221.8	240.0	222.2
$V_{diseño}$ (kN)	304.5	337.6	292.2	292.2	293.4	293.4	335.8	335.8	376.1	340.6
$V_{s\ req}$	251.7	295.9	235.3	235.3	237.0	237.0	293.5	293.5	347.2	299.8
S_{real}	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12

En la figura 16 se muestra el detalle del refuerzo de la viga entre ejes E y F



Figura. 16. Refuerzo viga. Ejes E-F

8.3 Diseño de Columnas

La columna por analizar es la columna E3. Se van a considerar columnas con dimensiones de 0.40x0.85 con una distribución de refuerzo longitudinal de 12 varillas #7.

8.3.1 Flexión en Columnas

Inicialmente, se debe verificar que la distribución de acero seleccionada se encuentre dentro de los rangos aceptados de cuantía longitudinal.

$$0.01A_g < A_{st} < 0.08A_g$$

$$34\text{cm}^2 < 46.44\text{cm}^2 < 272\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Cumple}$$

Posteriormente, se analiza la influencia de la carga axial, ya que, a diferencia de las vigas, este tipo de carga también influye en el comportamiento estructural de la columna. Es por esta razón que es necesario analizar la relación entre la carga axial y la flexión en cada una de las direcciones de la columna. Para esto, se realiza el diagrama de interacción de la columna, el cual corresponde con la relación de resistencia que presenta la columna bajo los

efectos de cargas axiales y de momento, la geometría de la columna y la distribución de refuerzo seleccionada. Los valores de puntos del diagrama se definen según los datos de SAP2000. El resultado del diagrama para la columna CE3 es el siguiente:

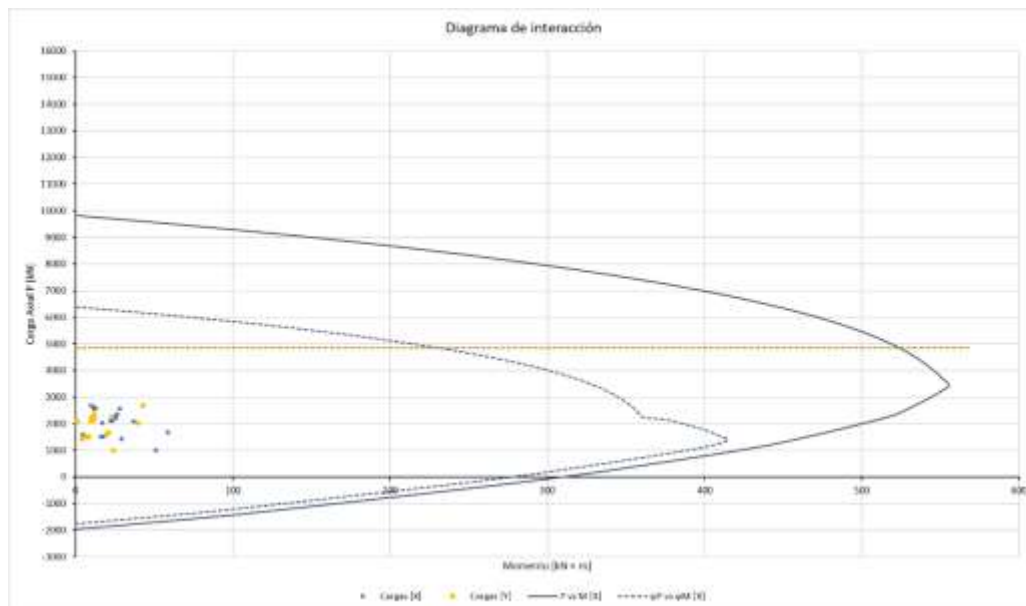


Figura. 17. Diagrama de interacción P-M.

Tabla 19. Valores importantes diagrama de interacción

Punto	Eje Fuerte (x)		Eje Débil (y)	
	ΦM (KN-m)	ΦP (KN)	ΦM (KN-m)	ΦP (KN)
P. max Compresion	0	6458.00	0	6458.00
P. Bal	830.00	2417.00	668.78507	2015.5785
P. Nom	1215.00	0	645.16885	0
P. max Tension	0	-1755.43	0	-1755.432

Tal como se puede notar, para la columna de análisis, ningún punto del diagrama sobrepasa los límites del diagrama, siendo necesario considerar que en la parte superior define un límite superior como el 75% de la resistencia máxima calculada ΦP_c .

Por último, se debe verificar que la columna cumpla con el principio de columna fuerte viga débil, es decir que la resistencia nominal de las columnas sea mayor que las de las vigas adyacentes. Para esto se debe cumplir con la siguiente ecuación

$$\sum M_{nc} > \sum 1.2M_{nb}$$

Para la columna CE3 se verifica el comportamiento junto con las vigas cercanas a esta. El resultado se ve en la siguiente tabla:

Tabla 20. Verificación Columna fuerte - Viga débil

Verificación Columna fuerte - Viga débil			
Piso	$\sum M_{nc}$	$\sum M_{nb}$	$\sum M_{nc} > 1.2\sum M_{nb}$
1	1328	541	CUMPLE

8.3.2 Cortante en Columnas

Como refuerzo trasversal utilizan varillas #3 con cuatro ramas en una dirección y varillas #4 con tres ramas en la otra dirección, tal como se ve en la siguiente imagen.

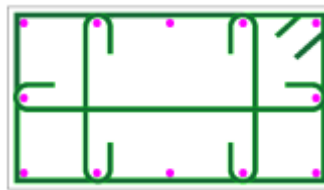


Figura. 18. Detalle transversal Columna tipo

Los requisitos de cortante se calculan mediante las mismas ecuaciones que las utilizadas para el diseño en cortante en vigas. Para columnas, también es necesario calcular la influencia del cortante probable para el diseño.

La resistencia del concreto de la columna, a diferencia de las vigas, se ve influenciada por la presencia de carga axial, y se define de la siguiente forma:

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_c} = 554 \text{ kN}$$

El valor del espaciamiento se calcula de la misma manera que en una viga y para columnas también se debe considerar los valores mínimos de espaciamiento definidos por reglamento.

Por último, se verifica el área mínima de refuerzo trasversal cuando la siguiente ecuación

$$A_{shmin} = \min \left\{ 0.062 * \frac{b * s * \sqrt{f_c}}{f_y} ; 0.35 * \frac{s * b_c}{f_y} \right\}$$

$$A_{shXmin} = 1.9 \text{ cm}^2 \quad A_{shYmin} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Se verifica las áreas, según la configuración de estribos seleccionadas

$$A_{shx} = 3 * 0.71 = 2.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{shx} > A_{shXmin}$$

$$A_{shy} = 4 * 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{shy} > A_{shYmin}$$

En la figura 19 se muestra el detalle de refuerzo de la columna E3.

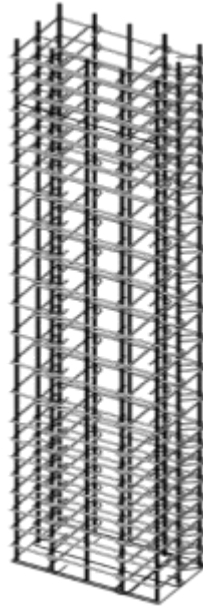


Figura. 19. Refuerzo Columna

8.4 Diseño de Muros

Inicialmente se definen los valores mínimos de cuantía y los máximos espaciamientos permitidos por norma.

$$\rho_{\min} = \begin{cases} \rho_l = 0.0025 \\ \rho_t = 0.0025 \end{cases}$$

$$s_{t \max} = \min(l_w/5; 3h; 450\text{mm}) = 450\text{mm}$$

$$s_{l \max} = \min(l_w/3; 3h; 450\text{mm}) = 450\text{mm}$$

Se verifican los requisitos de cortante para el alma del muro

$$V_{c_{\max}} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}hd = 944\text{kN} \quad V_u = 1150\text{kN}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * b_c}{\left(\frac{V_{\text{diseño}}}{\Phi}\right) - V_c} = 42.016\text{cm}$$

Definiendo así, para el muro en el alma, un refuerzo vertical de barras #4 espaciadas cada 25cm y un refuerzo trasversal de barras#4 cada 30 cm.

Posteriormente, se define la necesidad de implementación de elementos de borde para el muro, para eso se calcula en la distancia “c”, asumiendo la distribución de refuerzo inicial mencionada. La distancia al eje neutro se calcula para el caso del momento nominal, es decir cuando la sumatoria de fuerzas del acero sea cero. La distancia al eje neutro “c” se compara con la siguiente ecuación:

$$c > \frac{l_w}{900 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \Rightarrow 0.7 > 0.36 \quad \frac{\delta_u}{h_w} = 0.011 > 0.007 \Rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo tanto, el muro requiere la implementación de elementos de borde en cada uno de sus extremos.

8.4.1 Diseño Elemento de Borde Muro

Una vez definida la necesidad del elemento de borde, se calcula la longitud mínima del mismo. La longitud del elemento de borde se define como la mayor entre:

$$l_{E \text{ Borde}} = \max(c - 0.1l_w ; c/2) = 0.35\text{m}$$

El proceso para el diseño del elemento de borde es muy similar al realizado para diseñar una columna. Para el caso del diseño por cortante, se verifica la capacidad del concreto considerando la influencia de la carga axial.

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_c} = 105\text{kN}$$

Utilizando estribos cerrados, de varillas #4 y tres ramas en cada dirección, se calcula el espaciamiento mínimo como:

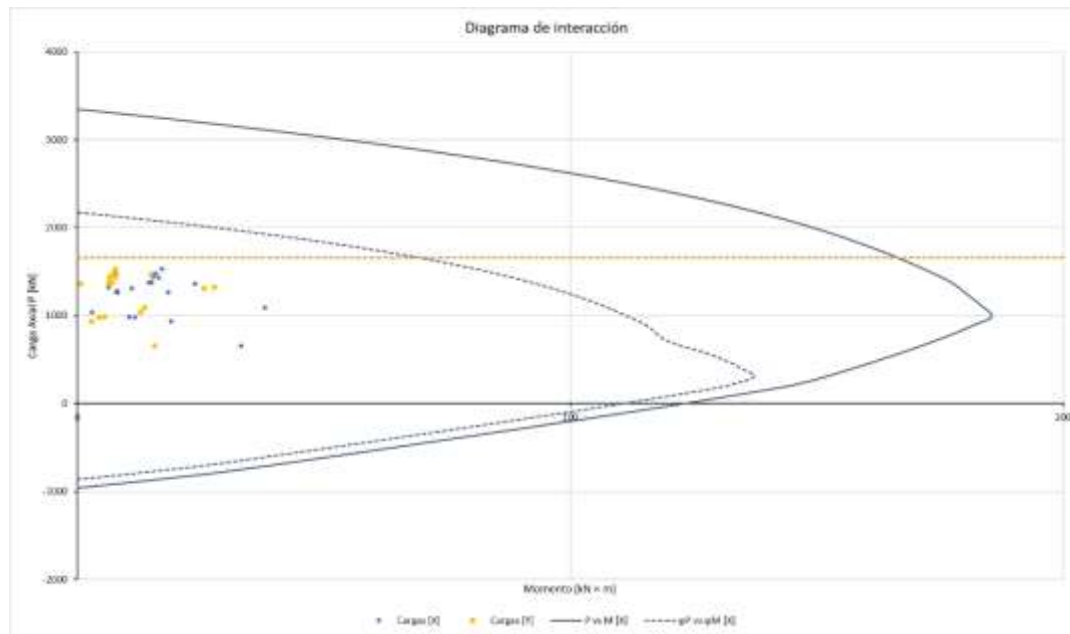
$$S \leq \frac{A_v f_y d_v}{\left(\frac{V_e}{\Phi} \right) - V_c} = 9.27 \text{ cm}$$

Se verifica el área mínima de refuerzo trasversal

$$A_{shmin} = 0.09 * \frac{s * b_c * f_c}{f_y} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 3.81\text{cm}^2 > A_{shmin} \Rightarrow \text{Cumple}$$

Para el refuerzo a flexión se analiza el diagrama de interacción y la cuantía de las barras de refuerzo



Según los datos del diagrama de interacción P-M, el elemento de borde cumple con las sollicitaciones de carga.

En la Figura 20 se muestra el ejemplo del muro E4 para un piso tipo.

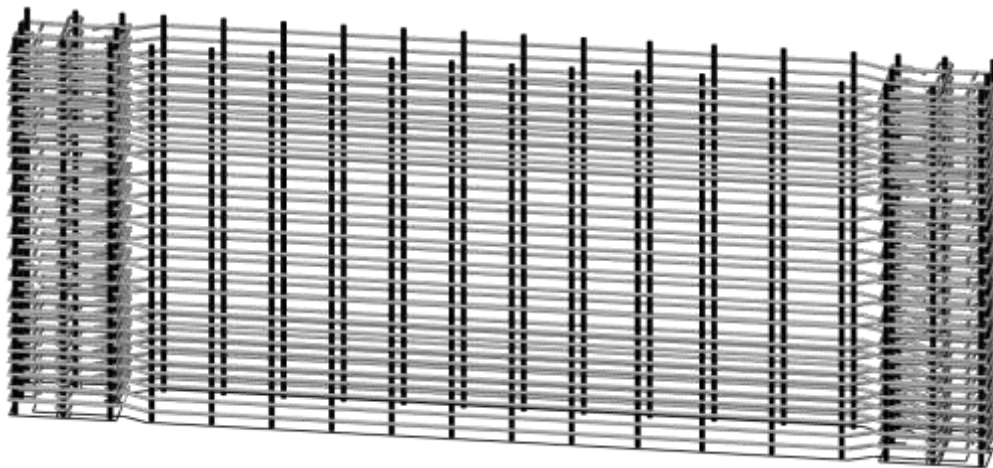


Figura. 20. Refuerzo Muro Estructural

8.5 Diseño de Nudos

El diseño de nudos consiste en verificar que no se generen problemas por aplastamiento en las uniones viga-columna.

Inicialmente se establece que se debe cumplir con el requisito de la dimensión mínima como 20 veces el diámetro de barra, entonces:

$$C_1 = 40\text{cm} > 20 * 1.91 = 38.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Cumple}$$

Posteriormente, se analiza si el nodo se puede considerar o no confinado en alguna de sus caras. Para que la cara del nodo se considere confinada, es necesario que el ancho de la viga que llega al nodo sea al menos $\frac{3}{4}$ de la dimensión de la columna en la cara.

$$b_{v_1} \geq C_1 \frac{3}{4} \Rightarrow 35 \leq 40 \frac{3}{4} = 30\text{cm}$$

$$b_{v_2} \geq C_2 \frac{3}{4} \Rightarrow 35 \leq 85 \frac{3}{4} = 63.75\text{cm}$$

El nudo se encuentra confinado en máximo dos caras opuestas

Posterior, se verifica que el área del refuerzo mínimo transversal cumpla:

$$A_{shmin} = \min \left\{ 0.3 * \frac{s b_c f_c * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)}{f_y} ; 0.09 * \frac{s * b_c * f_c}{f_y} \right\} = 5.16\text{cm}^2$$

$$A_{sh} = 5.16\text{cm}^2 \geq A_{shmin} \Rightarrow \text{Cumple}$$

Después, se definen los parámetros geométricos para definir el valor del área aferente para el cálculo del cortante.

$$w_j = \min(b_v + h ; b_v + 2x) = 0.75\text{ m}$$

$$A_j = w_j * h = 0.30\text{ m}^2$$

Por último, se realiza la verificación de cortante en el nudo considerando el área de influencia y la cantidad de caras confinadas.

$$V_n = 1.2 A_j \sqrt{f'_c} = 1774\text{kN}$$

$$V_u = 891\text{kN}$$

$$\Phi V_n > V_u \Rightarrow \text{Cumple}$$

8.6 Diseño de Diafragma

Inicialmente, se calculan las fuerzas actuantes por sismo en cada uno de los pisos del modelo. Para esto es necesario aplicar los valores de sobre-resistencia definidos en la sección A.3.3.9. De igual forma, para definir el cálculo de aceleraciones por sismo por piso, se aplica la ecuación de la sección A.3.6.8.2 de la NSR-10:

$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \quad \text{si } h_i < h_{eq}$$

$$a_i = S_a * \frac{h_i}{h_{eq}} \quad \text{si } h_i \geq h_{eq}$$

Los resultados de carga son normalizados en función de la longitud donde se va a aplicar la carga. Los valores por piso se muestran en la tabla 21.

Tabla 21. Cargas de diseño de diafragma.

Cargas diafragma por piso					
Piso	h_i	a_i	$F_s(kN)$	$E(kN)$	$E(kN/m)$
1	3.2	0.44326	2304.97	1527.58	53.41
2	6.4	0.48653	2529.94	1607.92	56.22
3	9.6	0.52979021	2754.91	1688.27	59.03
4	12.8	0.57305	2979.88	1768.62	61.84
5	16	0.6163	3204.85	1848.96	64.65
6	19.2	0.65958042	3429.82	1929.31	67.46
7	22.4	0.7206	3746.91	2042.56	71.42
8	25.6	0.8234965	4282.18	2233.73	78.10
9	28.8	0.92643357	4817.45	2424.89	84.79
10	32	1.02937063	5352.73	2616.06	91.47

La modelación de los datos se realiza utilizando el programa SAP2000, mediante la aplicación de un modelo de elementos finitos, que permita analizar el comportamiento del diafragma bajo las condiciones de carga estimadas. A continuación, se muestran los resultados del diseño del diafragma del piso 10.

8.6.1 Diseño a Flexión del Diafragma

El modelo analizado en SAP2000 define los siguientes resultados de carga para el plano del diafragma.

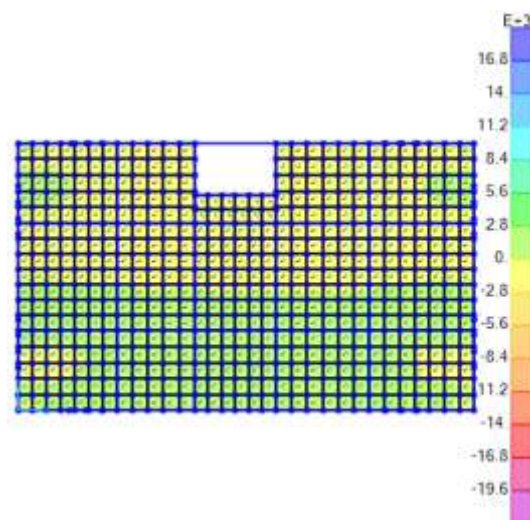


Figura. 21. Distribución de cargas SAP2000

La parte inferior de la figura 21, corresponde a las solicitaciones de tensión, mientras que en la parte superior el diafragma presenta comportamientos a compresión para ese caso de carga.

Inicialmente se definen la resistencia por metro lineal del diafragma

$$T_n = \rho f_y b h_{losa} = 68.04 \text{ kN} \Rightarrow \Phi T_n = 61.23 \text{ kN}$$

De los resultados de SAP2000, se define el valor de cortante ultimo como:

$$T_u = 105\text{kN}$$

De esta forma se calcula el área de acero adicional que se requiere de refuerzo en el tramo.

$$\rho_{\text{req}} = \frac{T_u / \Phi}{h_{\text{losa}} * b * f_y} = 0.005$$

$$A_{s\text{ ad}} = (\rho_{\text{req}} - \rho) b h_{\text{losa}} = 1.158\text{cm}^2$$

Finalmente, se define usar como refuerzo adicional un bastón de una barra #3 ($A_s = 0.71\text{cm}^2$) espaciada cada metro. El refuerzo se debe ubicar tanto en la zona superior como inferior ya que el sismo puede ir en cualquiera de las direcciones.

Por último, se verifica el esfuerzo máximo que siente la viga con el máximo permitido por norma ($0.4f'_c$ ya que se usa el factor de sobre resistencia).

$$\frac{P_u}{b * h_{\text{losa}}} < 0.4f'_c \Rightarrow 1.66\text{MPa} < 11.2\text{MPa} \Rightarrow \text{Cumple}$$

8.6.1 Diseño a Cortante del Diafragma

Se revisan la resistencia a cortante en el diafragma como tal y en las juntas del diafragma (unión con los elementos).

$$V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) = 127\text{kN}$$

$$\Phi V_n = 95.28\text{kN}$$

$$V_u = 105 < \Phi V_n$$

Se requiere un refuerzo de 3 barras #4 cada metro.

En las juntas la ecuación es:

$$V_n = (\rho * h_{\text{losa}} * b) * f_y * (1.4\lambda) = 95\text{kN}$$

$$V_u = 105\text{kN} > 71.44\text{kN} = \Phi V_n$$

En las zonas de las juntas se agregan barras #4 cada 7cm de refuerzo para completar la resistencia del diafragma.

8.7 Diseño Cimentación

El diseño de la cimentación depende directamente de los resultados definidos por el estudio de suelos y de las cargas y momentos resultantes en cada uno de los apoyos de la estructura.

Para el proyecto se va a implementar un sistema de cimentación de vigas de 0.55×0.80 y una losa maciza de 0.40 m. En las zonas cercanas a los elementos de carga vertical, se

asignaron áreas trapezoidales, a una distancia “d”, del mismo espesor que las vigas para garantizar la resistencia a cortante. La planta de cimentación se muestra en la figura 22.

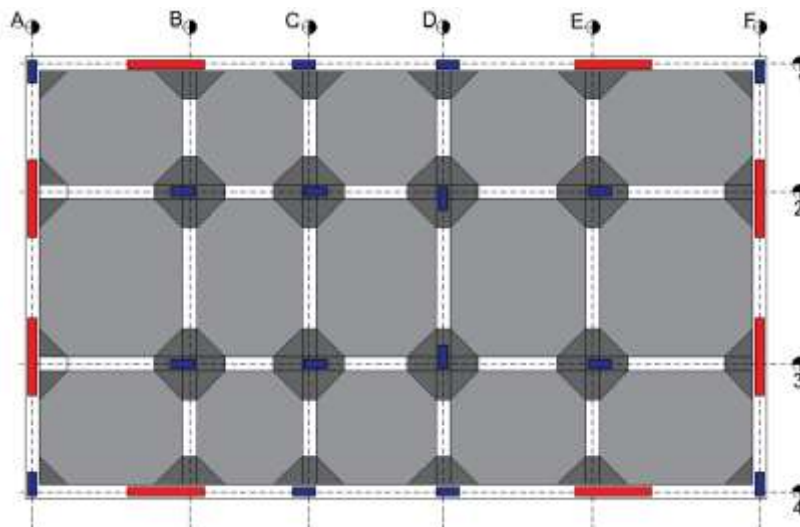


Figura. 22. Planta de cimentación.

Inicialmente se determina que las cargas sobre el área de influencia sean menores que la capacidad admisible del suelo, para verificar que el método de losa, de manera preliminar, pueda ser válido.

$$\frac{Q}{A} = \frac{58415}{484.7} = 120.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{Q}{A} < q_{\text{admi}} = 180 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Cumple}$$

El análisis de cargas de la cimentación se realiza utilizando el método 3 del ASCE41-17, el cual se basa en asumir cimentaciones flexibles que se deforman según las condiciones del suelo y las cargas de los apoyos.

La cimentación se analiza usando el método de elementos finitos por medio del programa SAP2000, en el cual se introduce el sistema de vigas y losa mencionado, definiendo el suelo como resortes por una unidad de área y los apoyos restringidos a los 2 desplazamientos laterales (para evitar errores por traslación en “x” o “y”).

El cálculo de la capacidad del suelo se realiza utilizando el método mencionado y los resultados son:

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B * (1 - \nu)} = 14632 \text{ kN/m/m}^2$$

En el modelo de SAP2000 se discretiza la losa en mallas más pequeñas para aumentar la precisión del modelo y se asigna el valor del resorte para cada tramo de losa

Los resultados en términos de asentamientos son los siguientes:

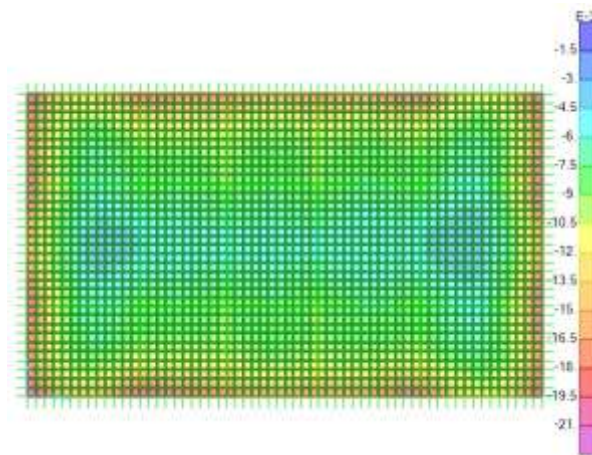


Figura. 23. Asentamientos modelo flexible SAP2000.

En la figura 23, se puede notar que los máximos asentamientos se dan en los apoyos y que cerca de los centros de losa la deformación es menor.

De igual forma, utilizando el método de elementos finitos, se puede definir los valores máximos de momentos y cortante para cada tramo de losa.

Momentos

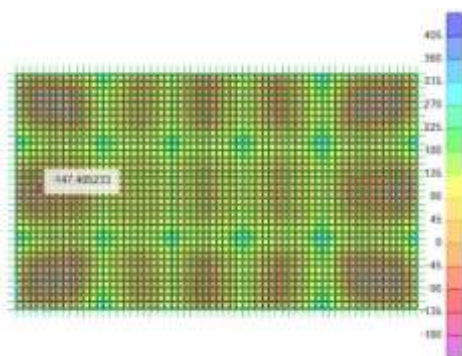


Figura. 24. Momentos cimentación SAP2000

Cortante

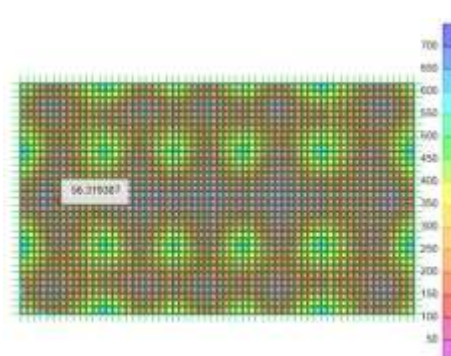


Figura. 25. Cortante cimentación SAP2000.

Tal como se puede notar en las figuras 24 y 25, las máximas solicitaciones se encuentran enfocadas en los apoyos, que es por donde van las vigas de cimentación, por lo que, aunque hay grandes solicitaciones, la losa de 40 cm definida inicialmente, puede cumplir con los requisitos de cargas actuantes.

8.7.1 Diseño de Vigas de Cimentación

El diseño de la viga se realiza, siguiendo el mismo tipo de procesos que para el diseño de las vigas superiores. Se usa como cuantía mínima cuatro varillas #7, pero por temas de solicitaciones en el tramo 5 en la parte superior se usan varillas #8. Los resultados del diseño de elemento del eje 3 se muestran en la tabla 22.

Tabla 22. Refuerzo viga a flexión Cimentación.

	Vano 3			Vano 4			Vano 5		
Concepto	CD	CL	DC	DE	CL	ED	EF	CL	FE
$M_u(kN - m)$	459.00	354.00	780.00	574.50	367.50	805.50	705.00	1140.00	210.00
$A_{s req}(cm^2)$	17.04	13.02	29.82	21.55	13.54	30.87	26.76	45.20	7.63
Refuerzo Superior	4#7	4#7	4#7	4#7	4#7	4#8	4#8	9#8	4#8
Refuerzo Inferior	3#8+4#7	4#7	3#8+4#7	3#8+4#7	4#7	3#8+4#7	3#8+4#7	4#7	4#7
$\Phi M_n(kN - m)$	803.35	470.37	803.35	803.35	521.81	803.35	803.35	1155.77	545.32

Para el diseño a cortante, se usan estribos dobles de varillas #4 para cumplir con las sollicitaciones de cortante, los resultados se muestran en la tabla 23.

Tabla 23. Refuerzo viga a cortante Cimentación.

	Vano 1		Vano 2		Vano 3		Vano 4		Vano 5	
Concepto	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
$V_{diseño}(kN)$	1766.5	1676.5	1644.8	1599.8	1507.8	1567.8	1476.5	1529.0	1824.6	1914.6
$V_{s req}(kN)$	1989.2	1869.2	1826.9	1766.9	1644.3	1724.3	1602.6	1672.6	2066.7	2186.7
$S_{resist}(cm)$	7.7	8.2	15.6	16.1	16.9	16.2	18.5	18.5	14.6	13.8
$S_{real}(cm)$	7.0	8.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	14.0	13.0

8.7.2 Diseño de Losa de Cimentación

La losa de cimentación se diseña por tramos, los cuales se definen cada mitad de la distancia entre apoyos. Para el diseño a flexión se calculan los valores de momento máximo definidos por SAP2000 y a partir de los valores se calcula el área de acero requerida. De la imagen del diseño a momento se puede observar que los máximos casos de carga se ubican en los extremos. El diseño determina que para las zonas de momento máximo se requieren varillas #7, espaciadas cada 10cm.

La determinación del cortante se analiza para el valor máximo de carga y se verifica que el comportamiento del concreto resista la totalidad de las cargas actuantes por cortante. El cortante máximo analizado para la losa es de 104.5 kN mientras que la capacidad de la losa $\Phi V_c = 269.8 kN$ por lo que se garantiza que en todos los tramos la losa cumpla con las sollicitaciones de cortante.

9. ANALISIS ESTATICO NO LINEAL

Se realiza un proceso de análisis no lineal a la estructura previamente diseñada según las consideraciones del ASCE 41-17. Para el proceso de análisis se tienen en cuenta tres causas de no linealidad.

- No linealidad del material – NLM
- No linealidad geométrica – NLG

- Flexibilidad de la cimentación – FC

Se realizan 3 análisis no lineales, el primero considerando únicamente la NLM, el segundo NLM+NLG y el tercero considerando todos los factores NLM+NLG+FC.

9.1 Propiedades iniciales

Inicialmente se definen características base del modelo que se deben considerar para el proceso del análisis No Lineal. Dentro de las principales características a considerar esta la rigidez efectiva de los elementos estructurales, así como las resistencias esperadas de los materiales.

9.1.1 Resistencias esperadas de los materiales

El análisis no lineal de la estructura, se realiza considerando las resistencias esperadas de los materiales, razón por la cual se utilizan los factores de amplificación definidos en la tabla 10.1 de la ASCE 41-17.

- Concreto: $1.5 f'_c$
- Acero: $1.25 f_y$

9.1.2 Rigidez efectiva

La capacidad de resistencia de los elementos estructurales se ve afectada por la generación de grietas, disminuyendo las propiedades mecánicas de los elementos. Para el análisis no lineal se considera la reducción de resistencia según los factores de rigidez efectiva de la tabla 10.5 del ASCE 41-17.

- Vigas: $0.30EI$.
- Columnas: $0.70EI - 0.30EI$ (la reducción varía en función de las cargas gravitacionales de diseño).
- Muros: $0.35 EI$.

9.2 No linealidad del material (NLM)

La resistencia de los elementos estructurales se ve reducida por la no linealidad de los materiales que los componen, lo cual es causado por la inelasticidad de los mismos materiales. Para el modelo se definió la influencia de los efectos no lineales de los materiales para los distintos elementos estructurales.

9.2.1 Rotulas plásticas en vigas

Para la modelación de los elementos tipo viga, se asume un sistema de plasticidad concentrada, para el cual se asignan rotulas plásticas al 5% y al 95% de la distancia del elemento. La modelación se realiza utilizando la función de una rotula automática para vigas según la normativa del ASCE 41-17.

Los valores de las rotulas calculadas automáticamente, se comparan de forma manual utilizando los parámetros de la Tabla 10.7 de la ASCE 41-17. En la figura 26 se visualizan los resultados de una rotula automática del programa.

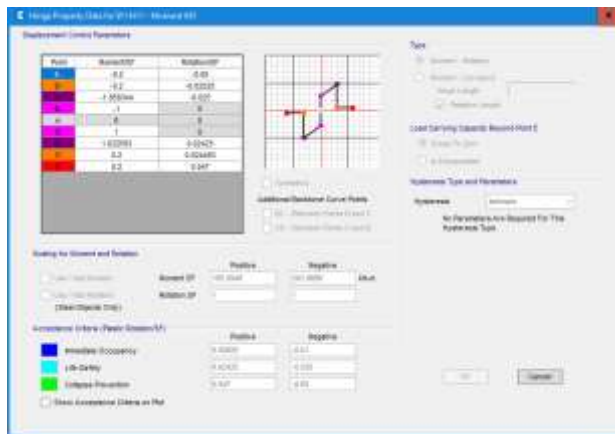


Figura. 26. ETABS - Rotula viga

Los valores para los cálculos manuales se realizan considerando la relación de cuantías, relación del cortante y el reforzamiento a cortante.

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = 0.0742 \quad S \leq \frac{d}{3} \Rightarrow C \quad \frac{V}{bd\sqrt{f_c}} = 0.242$$

Rigidez efectiva del tramo BC

$$K_{BC} = \left(\frac{6 * E * I}{L_n(1 + \mu)} \right) * 0.1 = 5744.6kN * \frac{m}{rad}$$

Finalmente se comparan los resultados manuales con los datos obtenidos por el programa.

Tabla 24. Rotula viga – Resultado 1.

Punto	Manual		ETABS		Diferencia	
	v	q	v	q	v (%)	q (%)
E (+)	0.047032	0.2	0.047	0.2	0.1%	0.0%
D (+)	0.024258	0.2	0.02425	0.2	0.0%	0.0%
C (+)	0.024258	1.72774869	0.02425	1.8	0.0%	4.2%
B (+)	0	1	0	1	0.0%	0.0%
A	0	0	0	0	0.0%	0.0%
B (-)	0	-1	0	-1	0.0%	0.0%
C (-)	-0.025	-1.704	-0.025	-1.852	0.0%	8.7%
D (-)	-0.025	-0.2	-0.025	-0.2	0.0%	0.0%
E (-)	-0.05	-0.2	-0.05	-0.2	0.0%	0.0%

Tabla 25. Rotula viga – Resultado 2.

Punto	Manual		ETABS		Diferencia	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
IO	0.009258	-0.01	0.00925	-0.01	0.1%	0.0%
LS	0.024258	-0.025	0.02425	-0.025	0.0%	0.0%
CP	0.047032	-0.05	0.047	-0.05	0.1%	0.0%

9.2.2 Rotulas plásticas en columnas

Las columnas son modeladas asumiendo un sistema de plasticidad concentrada en los extremos del elemento, al igual que para las vigas se definen rotulas al 5% y al 95% de la longitud del elemento. La modelación se realiza con la función de modelación automática para columnas según los datos del ASCE 41-17.

Para el cálculo de las rotulas se tiene en cuenta la carga axial gravitacional y la carga axial gravitacional más sismo, así como la relación de cortantes, cuantía, área de la sección y características mecánicas del concreto y del acero de refuerzo. En la figura 27 se ve la rótula según el programa ETABS y en la figura 28 los resultados manuales y en ETABS de la rótula.

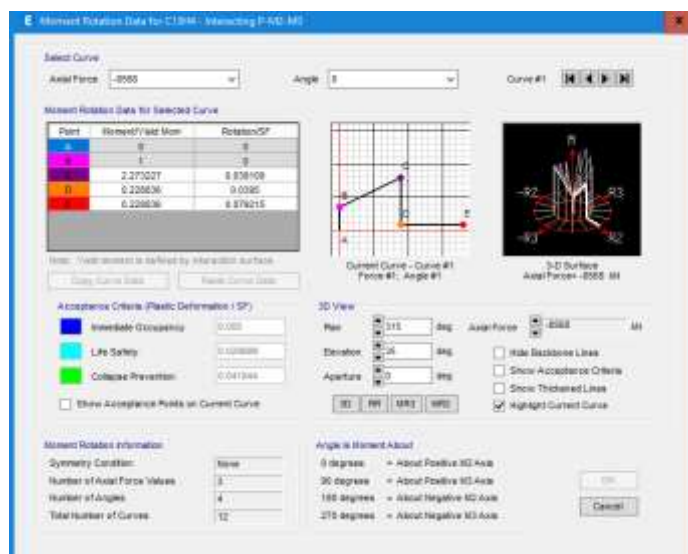


Figura. 27. ETABS - Rotula columna

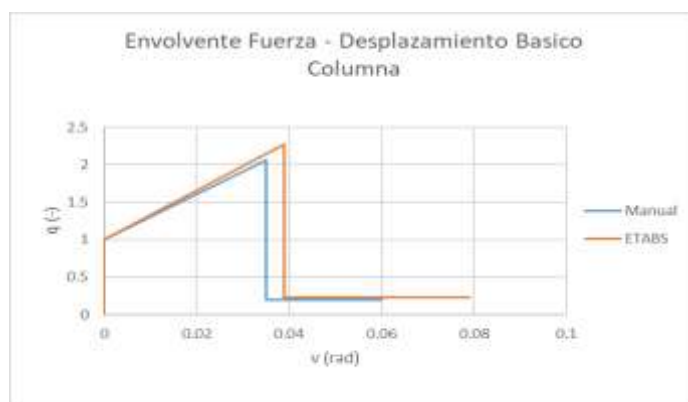


Figura. 28. Comparación rotula manual y computacional.

9.2.3 Rotulas plásticas en muros

Para los elementos tipo muro inicialmente es necesario definir el refuerzo a flexión y cortante para la modelación de las rotulas. Para el caso de los muros se utiliza la función de

rotulas automáticas, para la cual el programa define un sistema de rotulas bajo un modelo de fibras.

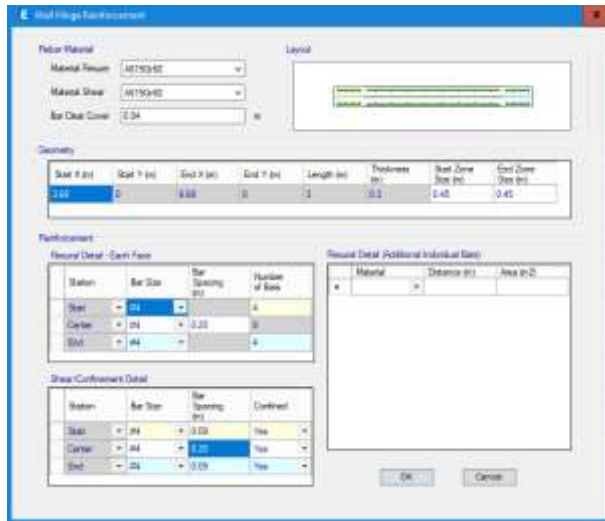


Figura. 29. ETABS - Refuerzo muro



Figura. 30. ETABS - Rotula Muro.

9.2 No linealidad geométrica (NLG)

Los elementos estructurales al momento de aplicación de una carga externa presentaran deformaciones. La influencia de las deformaciones genera momentos secundarios que reducen las capacidades de resistencia de los elementos estructurales, esto debido a una reducción en la magnitud de los componentes de la matriz de rigidez de los elementos. Para tener en cuenta la situación mencionada, al modelo se incluyen los efectos P-Delta, los cuales consideran el comportamiento de la matriz de rigidez geométrica de los elementos. La inclusión de los efectos geométricos en el modelo se muestra en la figura 31.

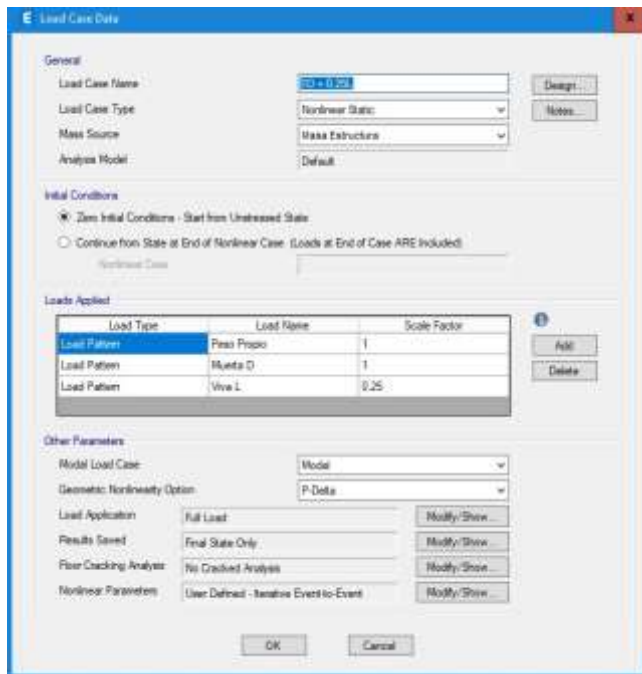


Figura. 31. ETABS - No Linealidad Geométrica.

9.3 Flexibilidad de la cimentación (FC)

El análisis considerando la flexibilidad de la cimentación permite generar resultados que representan de una mejor manera el comportamiento de la estructura, que aquellos que no lo hacen, debido a la representación de la interacción suelo-estructura. Para la modelación estructural, se tuvo en cuenta un sistema de resortes semi-acoplados según las consideraciones del ASCE 41-17 así como del eurocode 7 para placas de cimentación con vigas intermedias.

Se considera un valor de $k_{sv} = 14600 \text{ kN/m/m}^2$ al cual se le aplican las consideraciones del eurocode 7, tales como se ven en la figura 32.

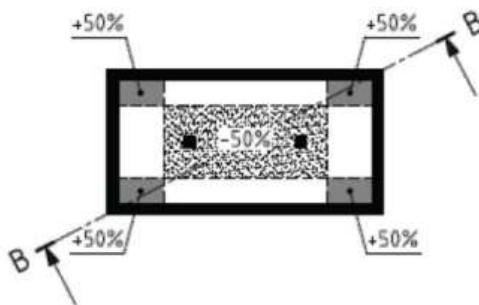


Figura. 32. Distribución de Áreas.

Finalmente, se define en las esquinas un aumento de rigidez del 50% y en las zonas centrales una reducción de la misma del 50%. La longitud de la zona de las esquinas es del 25% de la longitud total de la losa en cada sentido. Los valores de los resortes por zonas son los siguientes:

- $k_v \text{Central} = 7300 \text{ kN/m/m}^2$
- $k_v \text{Lateral} = 14600 \text{ kN/m/m}^2$
- $k_v \text{esquinas} = 21900 \text{ kN/m/m}^2$

En el modelo, los resortes se incluyen con características elasto-plásticas únicamente a compresión, debido a que el suelo no trabaja a tensión. Los apoyos se cambian del caso empotrado a únicamente restringidos en los desplazamientos en “x” y “y” dejando libre el desplazamiento vertical.

9.4 Curvas de capacidad (Pushover) y secuencia de plastificación

Se realiza un análisis no lineal estático considerando cada uno de los efectos no lineales definidos previamente (material, geométrico y flexibilidad de la cimentación). Para este análisis se define un caso de carga considerando el combo 1D + 0.25L y así como los casos de carga para los modos de desplazamiento X y Y. El análisis se realiza definiendo un sistema de control por desplazamiento.

Para el análisis se realizaron 3 modelos, el primero considerando únicamente la No linealidad del material, el segundo considerando No linealidad del material + la No linealidad geométrica y el tercero considerando No linealidad del material + No linealidad geométrica + Flexibilidad de la cimentación. Igualmente, en la gráfica se muestra el cortante de diseño, cortante plástico y cortante elástico, así como los coeficientes de sobre-resistencia del edificio y de disipación de energía.

9.4.1 Curva en X

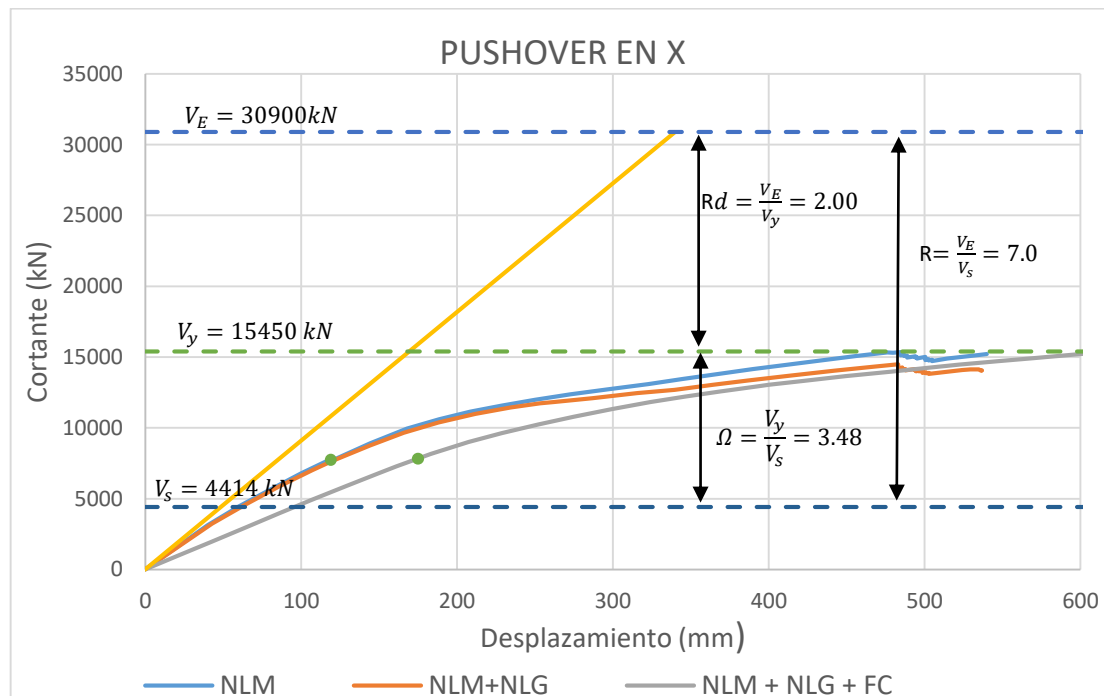


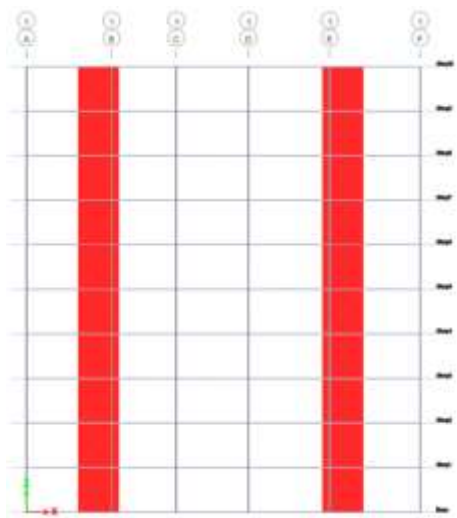
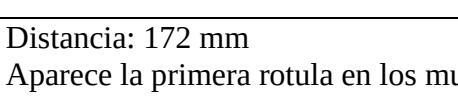
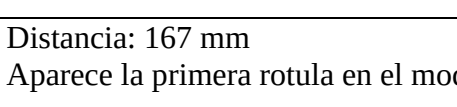
Figura. 33. PUSHOVER EN X.

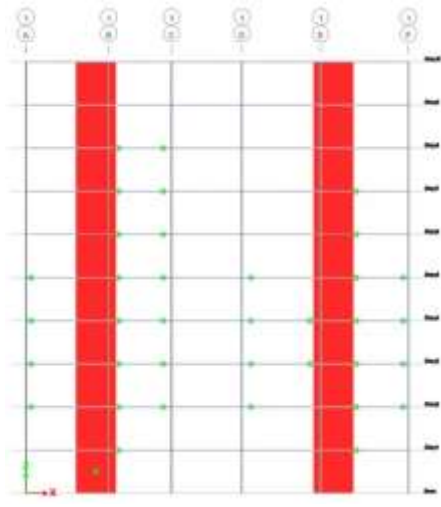
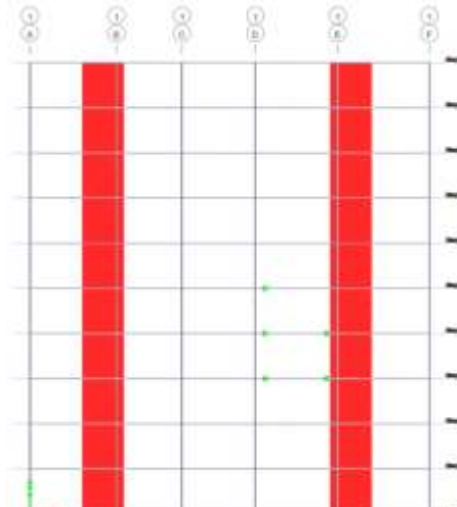
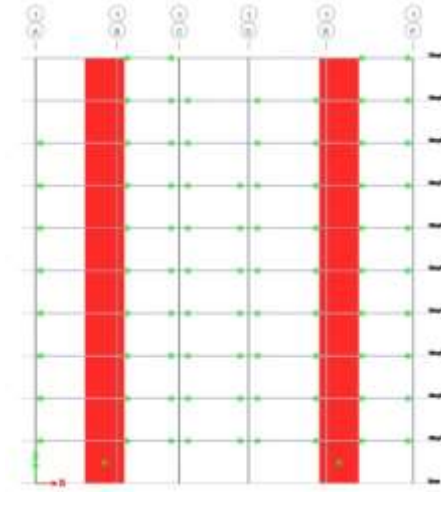
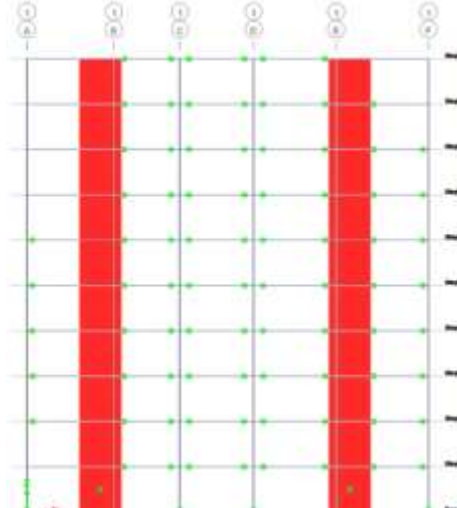
De la figura 33 se puede notar la degradación en la rigidez del modelo según se van agregan más consideraciones al análisis. El caso de análisis NLM presenta resultados similares a los del caso NLM + NLG, ya que presentan la misma tendencia de comportamiento. Por otro lado, el caso de NLM+NLG+FC muestra degradación de la rigidez inicial respecto a los otros dos análisis, esto debido a las consideraciones del suelo en el modelo, reflejando de una forma más precisa el comportamiento. En sentido X la estructura presenta un comportamiento con un valor de $R_d = 2.00$ y $\Omega = 3.48$

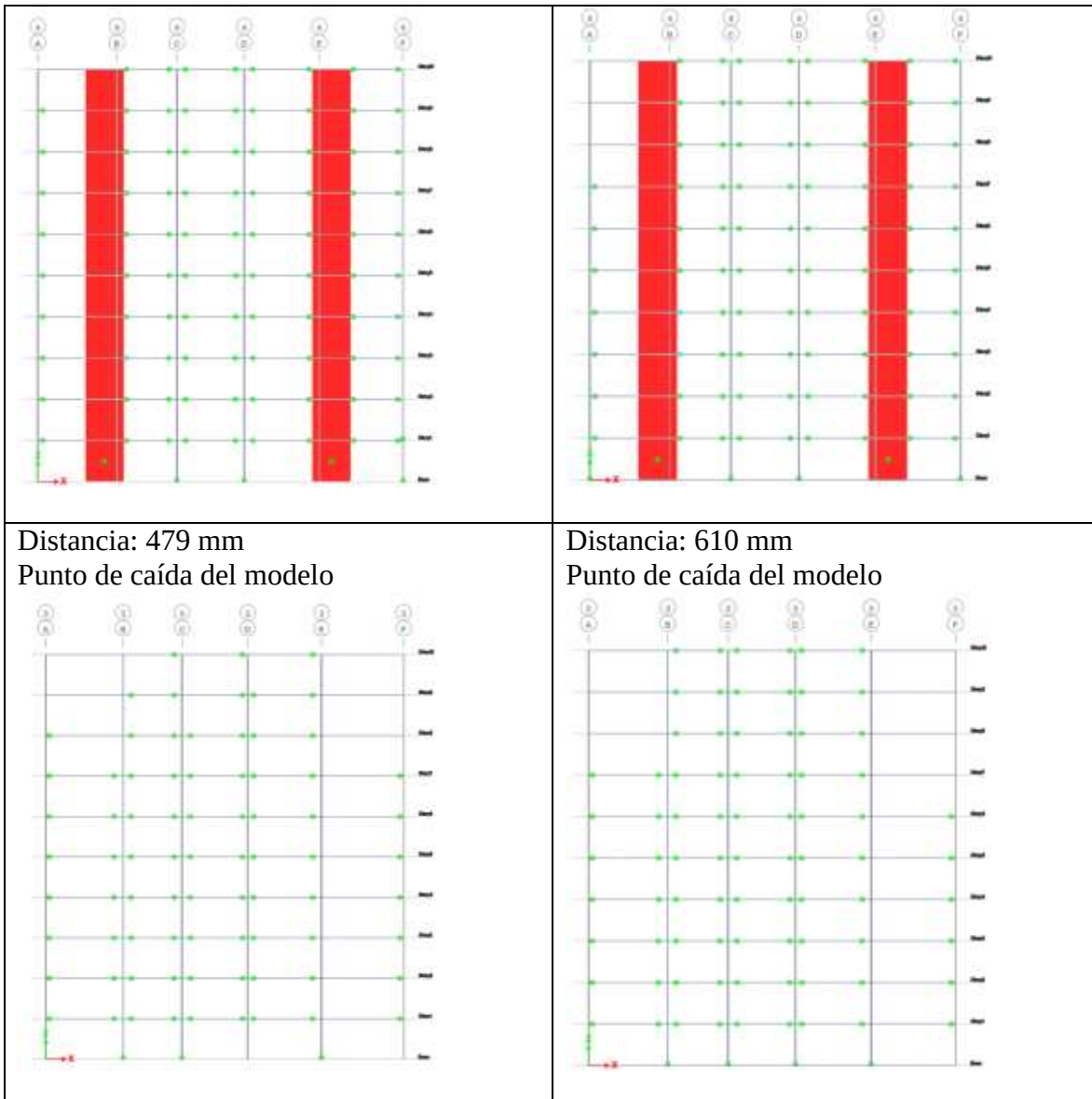
Para el caso de NLM y NLM+NLG el proceso de rotulación da resultados similares, las primeras rotulas surgen a un desplazamiento 120 mm, lo cual hace sentido puesto que se rotulan posterior al momento en que la estructura sale de la zona de comportamiento elástico. Para el caso de NLM+NLG+FC las primeras rotulas aparecen a un desplazamiento de 167 mm, lo cual igualmente hace sentido puesto que es posterior a la zona de comportamiento elástico.

A continuación, se muestra la secuencia de plastificación en X para los modelos de NLM y NLM+NLG+FC. En este caso no se muestran los resultados del análisis de NLM+NLG ya que son muy parecidos a los del caso de NLM.

Tabla 26. Secuencia de plastificación en X

NLM	NLM + NLG + FC
Distancia: 120 mm Aparece la primera rotula en el modelo 	Distancia: 120 mm El modelo aun no presenta ninguna rotula 
Distancia: 172 mm Aparece la primera rotula en los muros 	Distancia: 167 mm Aparece la primera rotula en el modelo 

 Diagrama de un modelo de estructura con dos muros rojos y puntos de rotula verdes.	 Diagrama de un modelo de estructura con dos muros rojos y puntos de rotula verdes.
Distancia: 315 mm Aparece la primera rotula en el modelo  Diagrama de un modelo de estructura con dos muros rojos y puntos de rotula verdes.	Distancia: 355 mm Aparece la primera rotula en los muros  Diagrama de un modelo de estructura con dos muros rojos y puntos de rotula verdes.
Distancia: 479 mm Punto de caída del modelo	Distancia: 610 mm Punto de caída del modelo



La secuencia de plastificación muestra como para el caso de NLM los procesos de rotulación se generan a menores desplazamientos que los mostrados para el caso de NLM+NLG+FC. De igual forma, se puede notar que para ambos análisis los primeros elementos que presentan rotulación son las vigas intermedias de los pisos cuarto y quinto.

9.4.2 Curva en Y

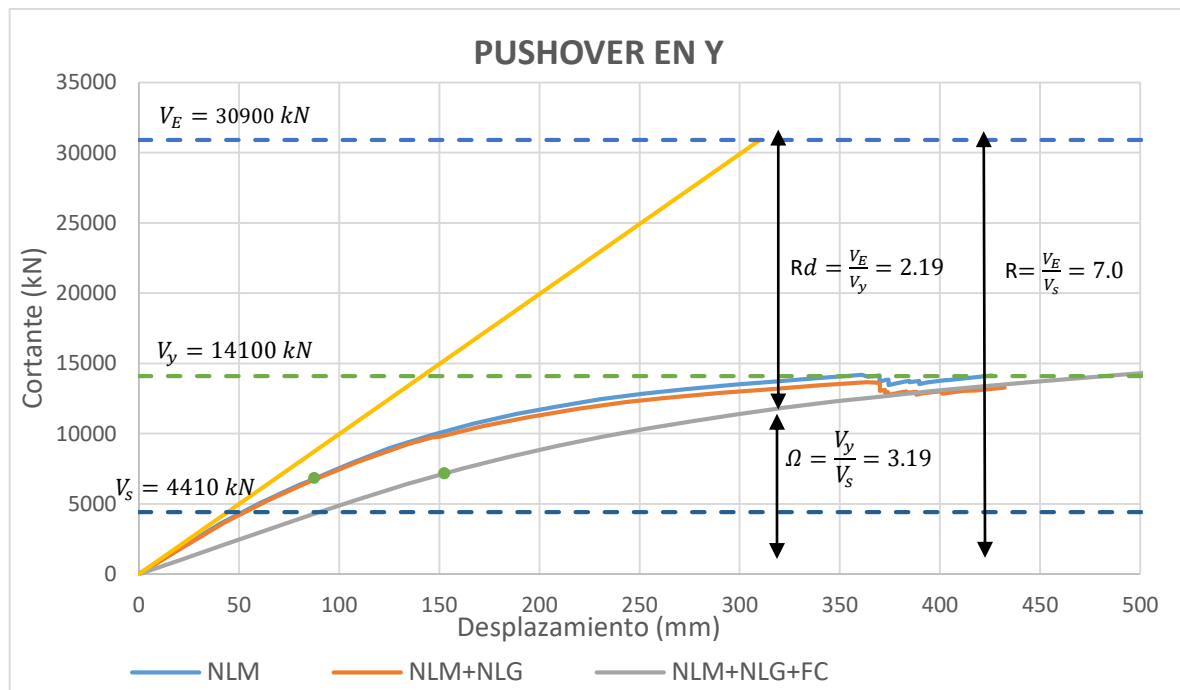


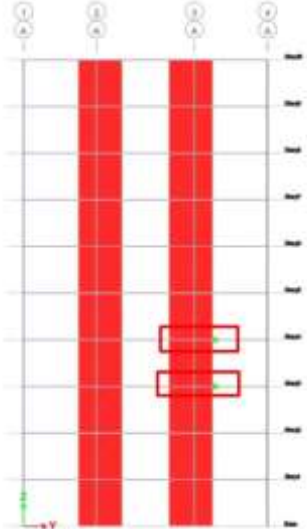
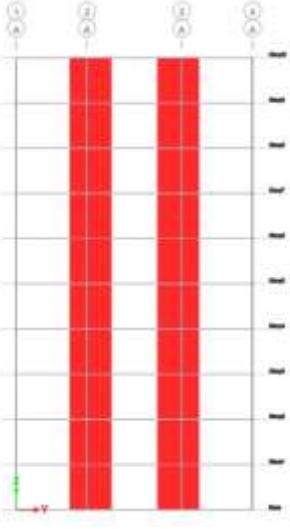
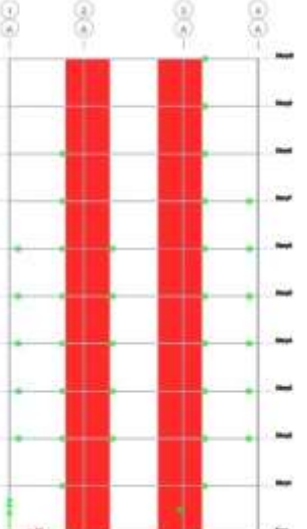
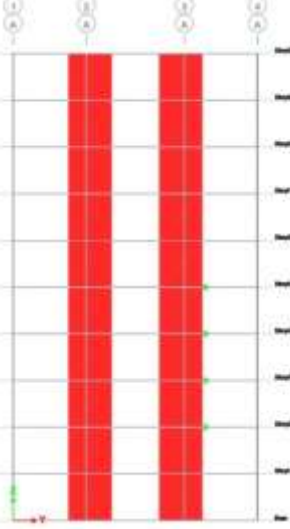
Figura. 34. PUSHOVER EN Y

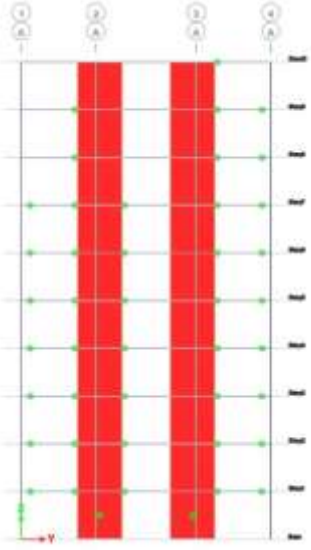
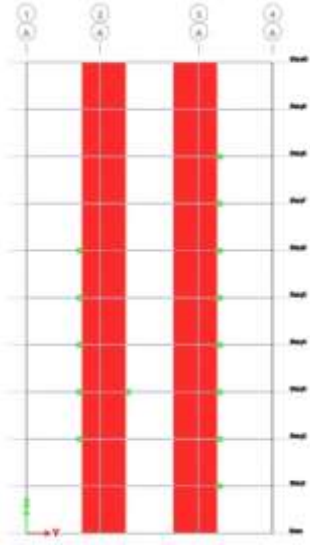
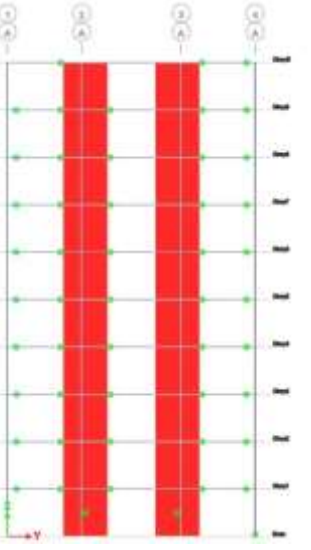
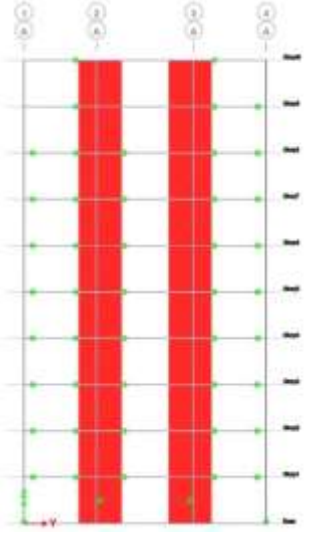
Al igual que en el sentido X, en la gráfica de la figura 34 se puede notar la degradación en la rigidez de la estructura según el tipo de análisis que se considere. Los resultados de los casos de análisis de NLM y NLM+NLG presentan comportamientos muy similares, variando principalmente el comportamiento a grandes desplazamientos. Para el caso de NLM+NLG+FC los resultados varían desde el instante inicial debido a una degradación de la rigidez a causa del comportamiento suelo-estructura. En sentido Y la estructura presenta un comportamiento con un valor de $R_d = 2.19$ y $\Omega = 3.19$.

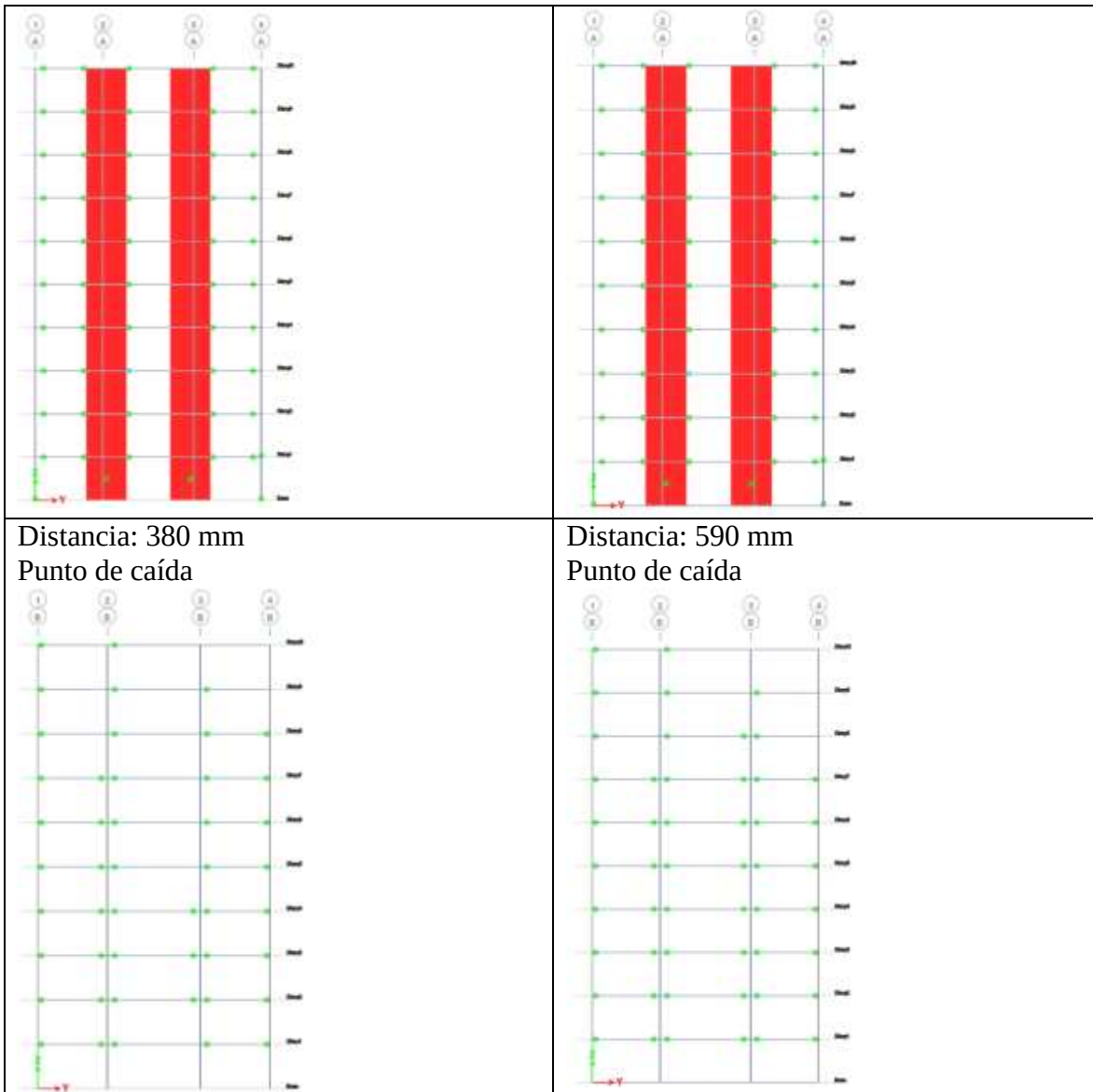
El comportamiento de rotulación para los casos de análisis de NLM y NLM+NLG dan muy parecidos, apareciendo las primeras rotulas a una distancia de 83mm, ubicándose la formación fuera de la zona de comportamiento elástico. Para el análisis de NLM+NLG+FC las primeras rotulas aparecen a una distancia de 157mm, ubicándose al igual que en los otros dos análisis fuera de la zona del comportamiento elástico.

A continuación, se muestra la secuencia de plastificación en Y para los modelos de NLM y NLM+NLG+FC. Los resultados del análisis de NLM+NLG presentan el mismo patrón de resultados que el análisis de NLM.

Tabla 27. Secuencia de plastificación en Y

NLM	NLM+NLG+FC
Distancia: 83 mm Aparece la primera rotula en el modelo 	Distancia: 83 mm El modelo aun no presenta rotulas 
Distancia: 166 mm Aparece la primera rotula en los muros 	Distancia: 157 mm Aparece la primera rotula en el modelo 
Distancia: 220 mm Ambas rotulas de los muros rotuladas	Distancia: 220 mm

	
Distancia: 310 mm Mayor parte del modelo rotulado 	Distancia: 330 mm Aparece la primera rotula en los muros 
Distancia: 380 mm Punto de caída	Distancia: 590 mm Punto de caída



Para cada uno de los análisis realizados, la plastificación se da para desplazamientos superiores a la zona de comportamiento elástico. Para el caso de análisis de NLM+NLG+FC el proceso de rotulación comienza a desplazamientos superiores que para el análisis de NLM. Igualmente, para los distintos casos de análisis, el proceso de rotulación comienza en los elementos tipo viga de pisos intermedios

9.5 Punto de comportamiento

Se define el punto de comportamiento para el desplazamiento máximo en cubierta según las consideraciones de la estructura y del sismo de diseño planteado. El cálculo del desplazamiento objetivo se realiza según las indicaciones de 7.4.3.3.2 del ASCE-41-17 utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

El procedimiento corresponde a un proceso iterativo, hasta lograr el menor error posible entre la curva de comportamiento y la curva idealizada.

- Sentido X

Se analizó el desplazamiento objetivo en sentido X para cada uno de los tres casos de no linealidad planteados y los resultados se muestran en la tabla 28, así como el resultado grafico del punto deseado para cada tipo de análisis en las figuras 35, 36 y 37.

Tabla 28. Desplazamiento objetivo en X

Caso	T_i	V_y	ΔV	k_e	k_i	T_e	C_m	$\mu_{strength}$	C_0	C_1	C_2	Δt
NLM	1.43	8050	0.115	70000	78655	1.3490	1	1.739	1.5	1.00	1.00	0.237
NLM+G	1.43	7704	0.107	72000	76692	1.3856	1	1.817	1.5	1.00	1.00	0.252
NLM+G+FC	1.87	9724	0.187	52000	46280	1.9822	1	1.440	1.5	1.00	1.00	0.323

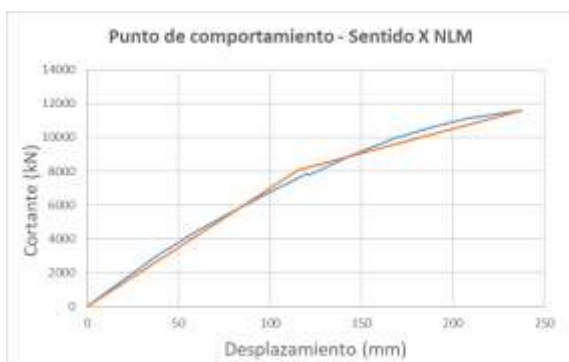


Figura. 35. Punto de comportamiento en X – NLM

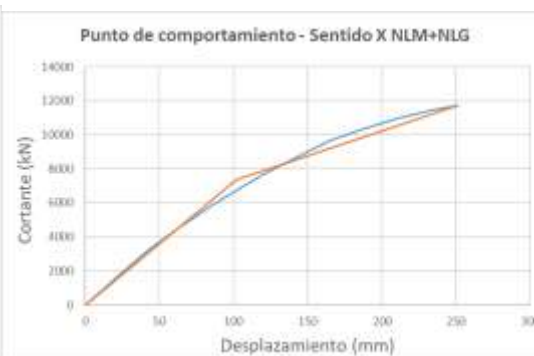


Figura. 36. Punto de comportamiento en X - NLM+NLG

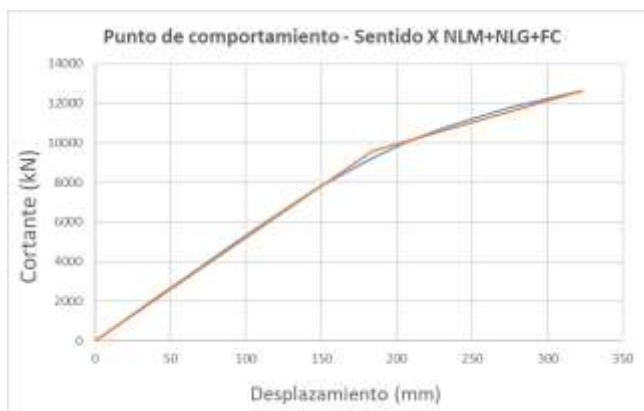


Figura. 37. Punto de comportamiento en X NLM+NLG+FC

- Sentido Y

Se analizó el desplazamiento objetivo en sentido Y para cada uno de los tres casos de no linealidad planteados y los resultados se muestran en la tabla 29, así como el resultado grafico del punto deseado para cada tipo de análisis en las figuras 38, 39 y 40.

Tabla 29. Desplazamiento objetivo en Y.

Caso	T_i	V_y	ΔV	k_e	k_i	T_e	C_m	$\mu_{strength}$	C_0	C_1	C_2	Δt
NLM	1.36	8364	0.102	82000	78655	1.3886	1	1.435	1.5	1.00	1.00	0.216
NLM+G	1.36	8080	0.101	80000	76692	1.3890	1	1.485	1.5	1.00	1.00	0.216
NLM+G+FC	1.8	8100	0.135	60000	46280	2.0495	1	1.481	1.5	1.00	1.00	0.313

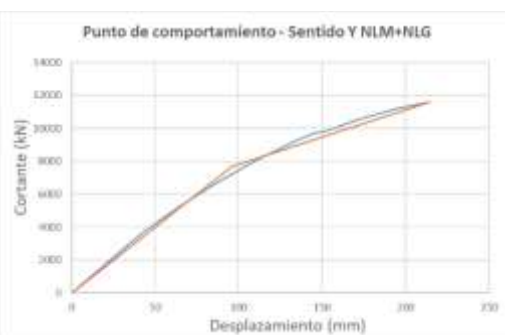
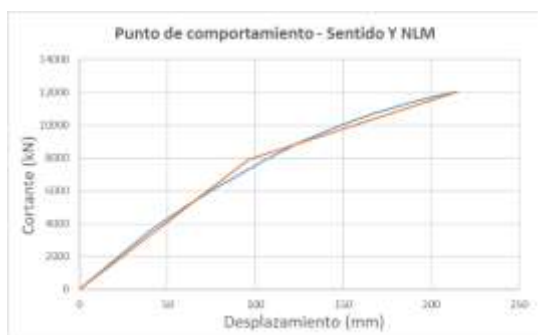


Figura. 38. Desplazamiento objetivo en Y - NLM Figura. 39. Desplazamiento objetivo en Y - NLM+NLG

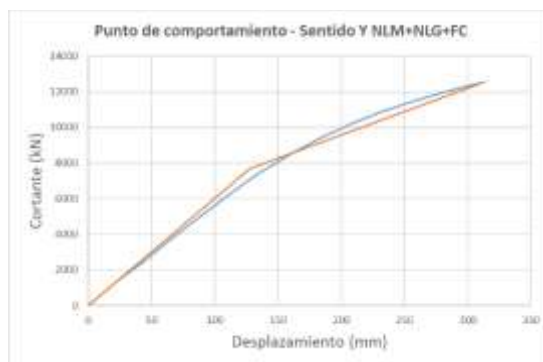


Figura. 40. Desplazamiento en Y - NLM+NLG+FC

9.6 Aceptación del análisis

Para la aceptación del análisis no lineal se hacen las dos verificaciones definidas en 7.3.2.1 del ASCE 41-17.

1. En ningún caso $\mu_{strength}$ debe ser mayor que μ_{max} .
2. Verificar que el efecto de los modos altos no es significativo: Para esto se verifica el cortante en cada uno de los pisos de la estructura, verificando que en ningún caso el cortante para una participación de masa de al menos el 90% supere en un 130% el cortante para los primeros modos de respuesta.

Verificación requisito 1

Se calculan los requisitos de ductilidad para ambos sentidos de carga sísmica. Los resultados se muestran en las tablas 30 y 31.

- Sentido X

Tabla 30. Verificación 1 en X.

Sentido X			
Caso	$\mu_{strength}$	μ_{max}	Estado
NLM	1.74	1.98	Cumple
NLM+G	1.91	1.95	Cumple
NLM+G+FC	1.46	3.22	Cumple

- Sentido Y

Tabla 31. Verificación 1 en Y.

Sentido Y			
Caso	$\mu_{strength}$	μ_{max}	Estado
NLM	1.43	1.72	Cumple
NLM+G	1.49	1.76	Cumple
NLM+G+FC	1.48	1.79	Cumple

Verificación requisito 2

Se compararán los resultados de cortante para cada piso de la estructura entre los resultados de los primeros modos con respecto a una consideración de modos que cubran al menos el 90% de participación de la masa. Los resultados se muestran en la tabla 32.

Tabla 32. Verificación modos altos.

Piso	Sentido X			Sentido Y		
	V-M1	V-M90%	Relación	V-M1	V-M90%	Relación
10	4715	6318	134%	4476	5863	131%
9	7844	9649	123%	7581	9325	123%
8	9843	11516	117%	9414	10826	115%
7	11231	12466	111%	10636	11593	109%
6	12396	13263	107%	11691	12159	104%
5	13597	14141	104%	12824	13209	103%
4	14928	15526	104%	14095	14377	102%
3	16316	17132	105%	15497	16117	104%
2	17548	19127	109%	16768	17942	107%
1	18314	20329	111%	17661	19427	110%

Del análisis se concluye que, para los pisos superiores, en este caso el piso decimo, el cortante para los modos altos sobrepasa el 130% del cortante para los primeros modos. Se determina que se requiere de un análisis dinámico para la verificación de resultados.

9.7 Revisión demanda-capacidad en el punto de comportamiento

Se analiza la relación entre la demanda y la capacidad de los elementos estructurales para las solicitaciones de cortante, dado que este efecto no ha sido verificado previamente. A continuación, se muestran los resultados para elementos tipo viga, columna y muros.



Figura. 41. Demanda/Capacidad – Vigas.

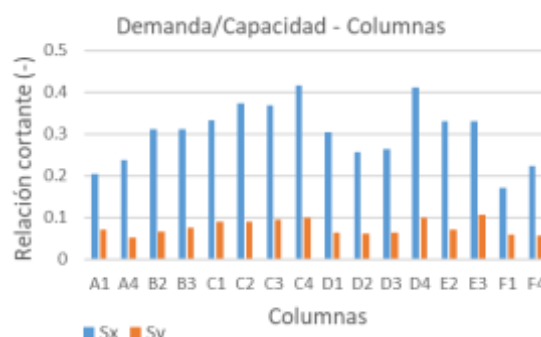


Figura. 42. Demanda/Capacidad – Columnas.



Figura. 43. Demanda/Capacidad - Muros en X.



Figura. 44. Demanda/Capacidad - Muros en Y.

Tal como se puede observar de las figuras anteriores, en ninguno de los casos para ningún elemento la demanda a cortante es mayor a la capacidad de los mismos, por lo cual se consideran coherentes los resultados.

10. ANALISIS NO LINEAL CRONOLOGICO

Se realiza el proceso del análisis no lineal cronológico para analizar el comportamiento de la estructura para variaciones con el tiempo a distintas señales sísmicas.

10.1 Selección de señales

Inicialmente se debe realizar un proceso de desagregación sísmica, para determinar las características esperadas del sismo según la zona del país en donde se ubique el proyecto,

así como el periodo esperado de la estructura y el tipo de suelo. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 45.

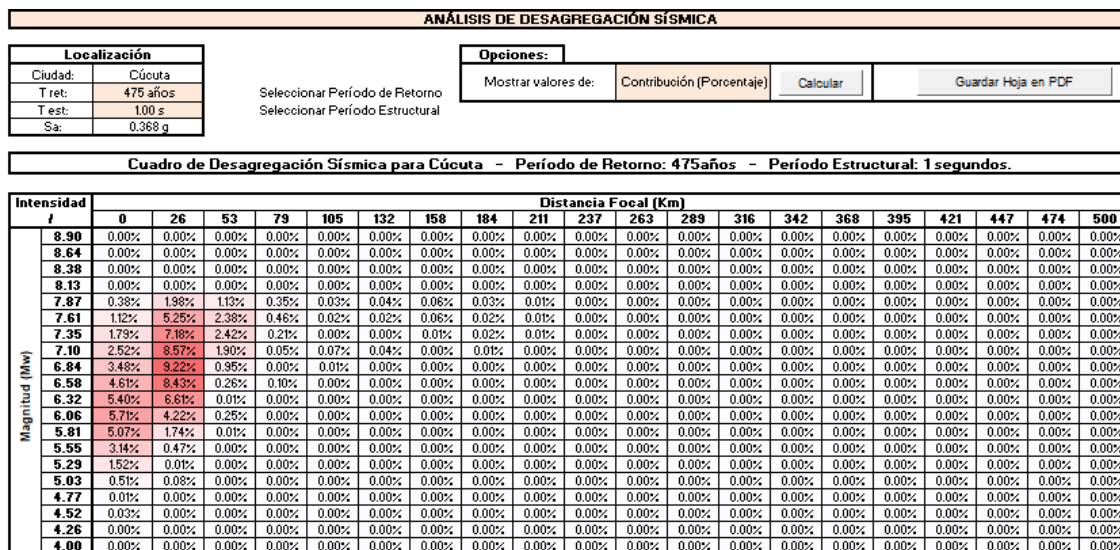


Figura. 45. Desagregación sísmica.

Los principales factores según las características del proyecto son:

Tabla 33. Factores de selección.

Factores de selección de señales	
Magnitud (MW)	6.5 - 7.5
R _{rup} (km)	26-53
Vs30 (m/s)	180-360
Señales	101

Una vez definidos las características del sismo, en la página del “peer ground motion database” se hace la selección de las señales sísmicas que cumplen en primera instancia con los datos obtenidos por el proceso.

Para el proceso de selección de señales se tienen en cuenta las consideraciones del capítulo A.2.7 de la NSR-10. Se define que para efectos horizontales se deben seleccionar al menos tres señales sísmicas diferentes y seleccionar la que genere mayores resultados o la selección de siete o más señales sísmicas donde es permitido seleccionar el promedio de los resultados.

Las señales seleccionadas deben ser escaladas para ajustarse al espectro de diseño de la estructura. Para definir los factores de escalamiento se calcula el error como la sumatoria del cuadrado de la resta entre el espectro de diseño y la señal escalada, de esta forma se optimiza el resultado del factor de escalamiento para que genere el menor error posible.

Las señales seleccionadas se muestran en la tabla 34.

Tabla 34. Señales Sísmica.

Señal	Factor de escala	Error
Señal 1 - RSN20	3.2	3
Señal 2 - RSN36	4.65	2.0575
Señal 3 - RSN122	6.15	2.0375
Señal 4 - RSN138	4.79	1.975
Señal 5 - RSN166	4.7	2.35
Señal 6 - RSN720	2.76	3.49
Señal 7 - RSN733	2.54	2.6775

10.2 Verificación de señales

Una vez definidas las señales y su respectivo factor de escalamiento, se deben garantizar que las señales seleccionadas cumplan con los requisitos del capítulo A.2.7 de la NSR-10. En este capítulo se establecen dos condiciones que deben ser cumplidas para las señales seleccionadas.

1. Ninguna de las señales escaladas deber ser menor que el 80% del espectro de diseño, dentro de un rango comprendido entre $0.80T$ y $1.20T$, donde T es el periodo inelástico de la estructura.

2. El promedio escalado de las señales no debe ser menor que el espectro de diseño dentro de un rango comprendido entre $0.20T$ y $1.50T$ donde T es el periodo inelástico de la estructura.

Verificación resultados

En las figuras 46 y 47 se evidencia el cumplimiento de los requisitos 1 y 2 respectivamente, por lo cual se puede considerar que las señales escaladas son apropiadas para el análisis dinámico de la estructura.

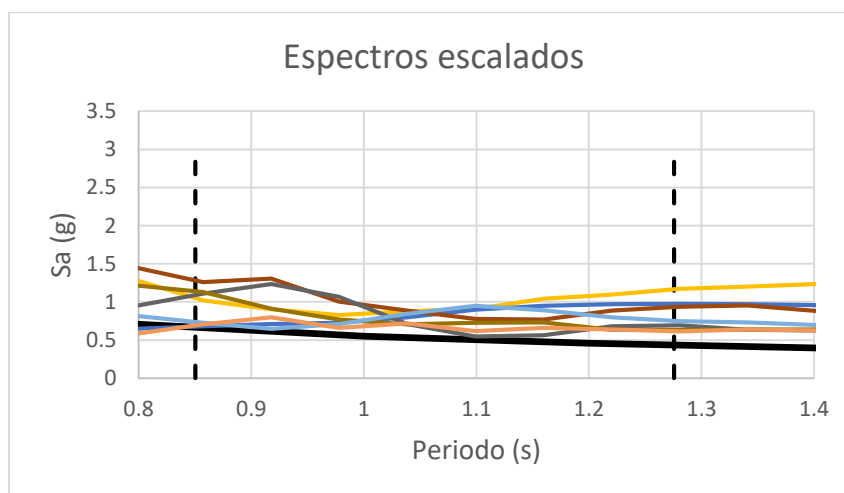


Figura. 46. Verificación 1 - 0.80 del espectro de diseño.

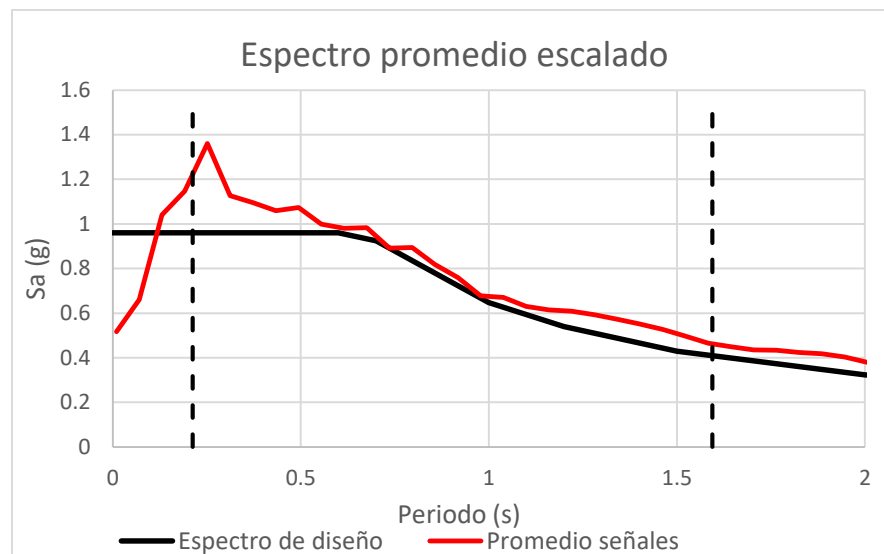


Figura. 47. Verificación 2 - Promedio escalado.

10.3 Resultados de análisis

Se calculan los promedios de las siete señales seleccionadas para analizar el comportamiento para los desplazamientos y los cortantes por piso respecto a los resultados generados por el espectro de diseño.

- Sentido X

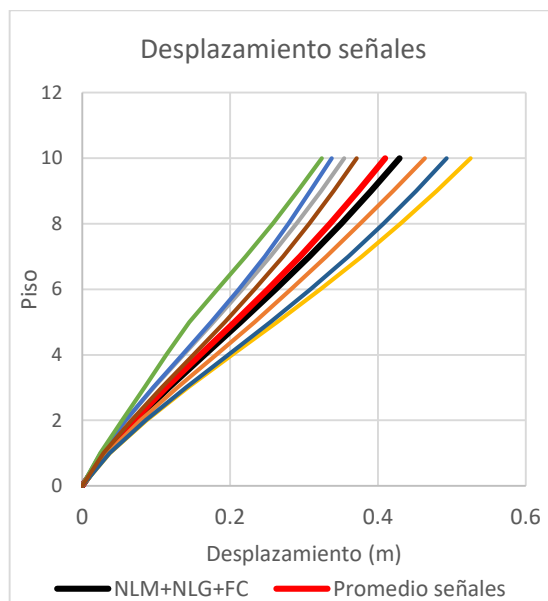


Figura. 48. Desplazamiento de señales en X.

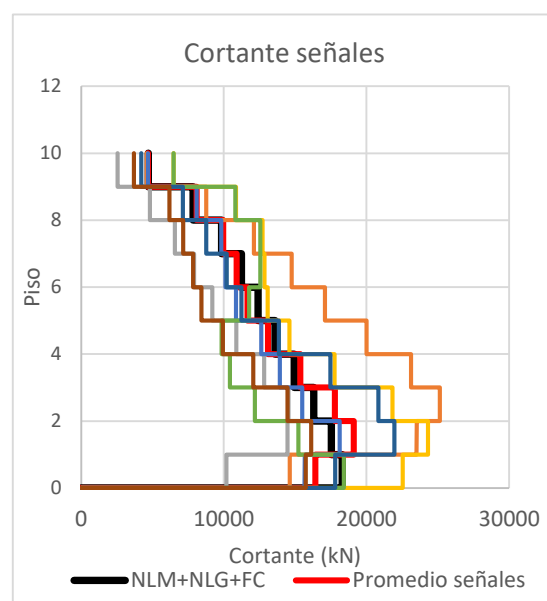


Figura. 49. Cortantes señales en X.

- Sentido Y

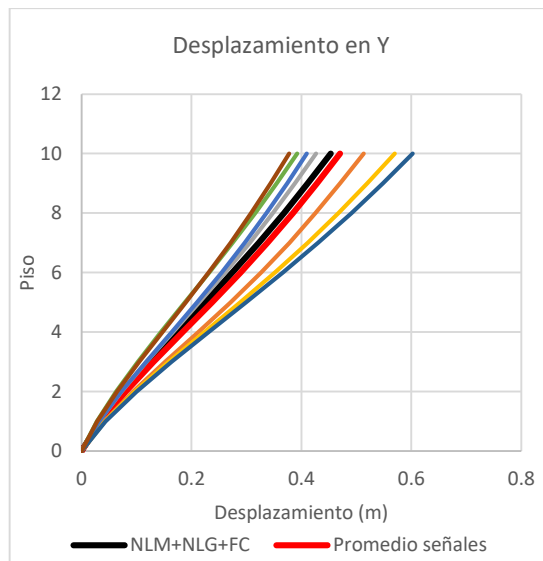


Figura. 50. Desplazamiento señales en Y

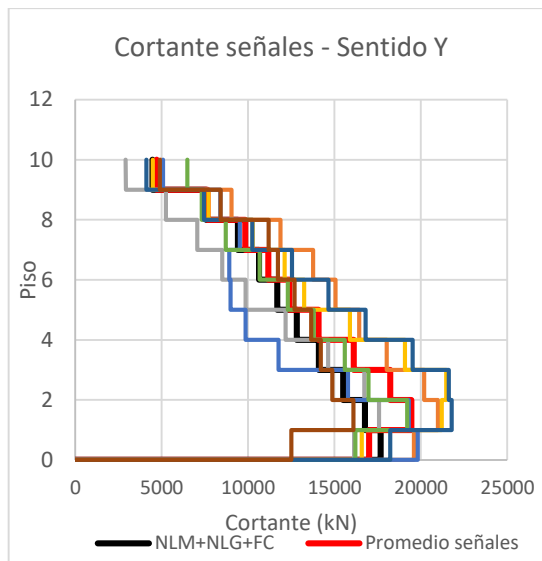


Figura. 51. Cortantes señales en Y.

Los resultados obtenidos muestran que el promedio de los desplazamientos para las señales escaladas en el caso de X da menor que el desplazamiento estático no lineal mientras que en el sentido Y el promedio del desplazamiento da mayor. Para ambos casos el promedio del cortante de las señales es mayor que el cortante del análisis estático no lineal, por lo cual es necesario revisar la capacidad de los elementos para las solicitaciones del análisis dinámico.

10.4 Relación demanda-capacidad

Para los elementos estructurales se analiza el comportamiento de los mismos para las solicitaciones de cortante para el promedio de las señales escalado



Figura. 52. Demanda/Capacidad – Vigas.

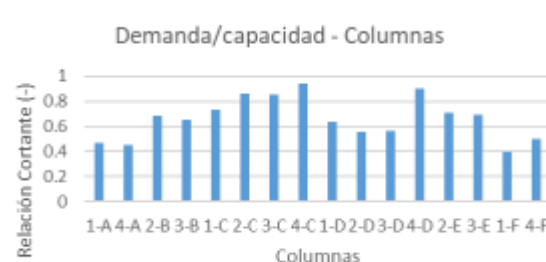


Figura. 53. Demanda/Capacidad – Columnas.



Figura. 54. Demanda/Capacidad - Muros en X



Figura. 55. Demanda/capacidad - Muros en Y

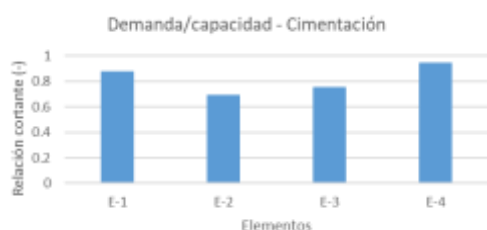


Figura. 56. Demanda/capacidad - Cimentación 1.

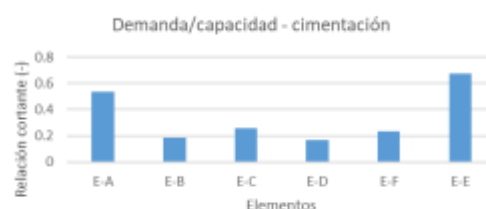


Figura. 57. Demanda/Capacidad - Cimentación 2.

Los resultados obtenidos en las figuras anteriores muestran que en ningún caso la demanda supera la capacidad de los elementos, garantizando un buen comportamiento estructural.

Verificación

11. PRESUPUESTO

Se realizó un presupuesto de obra enfocado en los elementos estructurales del edificio, determinado los Análisis de precios unitarios, las cantidades y las unidades de cada actividad. El resumen general del presupuesto se muestra en la tabla 35.

Tabla 35. Presupuesto general.

Ítem	Nombre	Unidad	Cantidad	Valor	SubTotal
1	Preliminares				\$ 6.136.696
1.1	Adecuaciones				\$ 6.136.696
1.1.1	Localización y replanteo	m2	648	\$ 4.177	\$ 2.706.696
1.1.2	Campamento de 15 M2	gl	1	\$ 3.430.000	\$ 3.430.000
2	Cimentación				\$ 127.071.600
2.1	Excavaciones				\$ 14.341.600
2.1.1	Excavación mecánica	m3	728	\$ 19.700	\$ 14.341.600
2.2	Elementos de concreto				\$ 112.730.000
2.2.1	Viga de cimentación	m3	98	\$ 810.000	\$ 79.380.000
2.2.2	Placa de cimentación	m3	230	\$ 145.000	\$ 33.350.000
3	Estructura				\$ 2.008.118.000
3.1	Estructura en concreto				\$ 2.008.118.000
3.1.1	Placa aligerada	m2	4124	\$ 280.000	\$ 1.154.720.000
3.1.2	Viga	m3	401	\$ 1.170.000	\$ 469.170.000
3.1.3	Columna	m3	144	\$ 1.142.000	\$ 164.448.000
3.1.4	Muro	m3	222	\$ 990.000	\$ 219.780.000

Una vez calculado los valores generales de los costos directos del presupuesto, se procede a analizar la estimación de los costos indirectos y el costo por metro cuadrado tanto para el caso de costos directos como para el caso del costo total. Los resultados se muestran en la tabla 36.

Tabla 36. Costo por m2.

Sub total - Costos directos	\$ 2.141.326.296
Subtotal Costo/m2	\$ 441.511
Administración (10%)	\$ 214.132.630
Imprevisto (5%)	\$ 128.479.578
Utilidad (5%)	\$ 128.479.578
IVA (19%)	\$ 24.411.120
Total	\$ 2.636.829.201
Total Costo/m2	\$ 543.676

Los resultados del presupuesto estimado se comparan con los valores de Construdata, para garantizar que los costos se encuentren dentro de los rangos de los precios de mercado. La tabla 37 muestra la diferencia entre los precios esperados según la información de la zona y los precios calculados para el presupuesto.

Tabla 37. Error estimado por m2.

	Calculo	Teórico	Error
Costo Directo/m2	\$ 441.511	\$ 500.000	12%
Total/m2	\$ 543.676	\$ 575.000	5%

12. CONCLUSIONES

De manera global, así como particular para cada elemento, se puede garantizar que la estructura cumple con los requisitos mínimos de diseño según las normativas nacionales e internacionales de diseño de estructuras sismo resistentes. Por lo cual, se puede establecer que el comportamiento de la estructura para la acción combinada de los requisitos gravitacionales y de las fuerzas sísmicas es aceptable.

Se verifica el principio de Columna fuerte – viga débil ya que el proceso de rotulación comienza en las vigas y no es sino hasta grandes desplazamientos que se rotulan por primera vez las columnas.

El comportamiento para los casos de análisis de NLM y NLM+NLG en los instantes iniciales es similar, sin embargo, a medida que avanza el desplazamiento se puede ver con mayor claridad la influencia de los efectos P-Delta.

Los desplazamientos para el análisis en sentido X son mayores que los del resultado en sentido Y debido a la configuración rectangular de la planta estructural.

Las primeras rotulas se forman en las vigas de los pisos intermedios.

La flexibilidad de la cimentación de manera inmediata presenta reducción en la rigidez del modelo, en comparación con los otros dos análisis que no la consideran.

Los periodos para los casos de NLM+NLG+FC son mayores que para los otros modelos.

Se verificó que todos los elementos cumplen con los requisitos a cortante tanto para el punto de comportamiento como para el análisis dinámico.

Para modos altos, el cortante de los pisos superiores se puede ver afectado por valores superiores al 130% del cortante para los modos iniciales

El análisis dinámico presenta un cortante de piso superior a los resultados del punto de comportamiento y del desplazamiento elástico, sin embargo, los elementos cumplen y el estado de las rotulas no llega a sobrepasar el estado de LS.

13. REFERENCIAS

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2017). REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. Bogotá, Colombia.

American Concrete Institut (2019). BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-19). Farmington Hills, Michigan.

American Society of Civil Engeneer (2017). CHAPTER 8: FOUNDATIONS AND GEOLOGIC SITE HAZARDS. Reston, Virginia.

Welcome to the Peer Ground Motion Database (2022) PEER Ground Motio Database – PEER Center. Disponible en: <https://ngawest2.berkeley.edu/>