

Evaluación Mediante un Análisis no Lineal de un Edificio de Once Niveles con Sistema  
Estructural de Muros de Carga Tipo D.E.S.

Nelson Hernando Mendoza Arias

Trabajo de grado para optar al título de Magister en Ingeniería Estructural

Director

Edison Osorio Bustamante

Doctorado en Ingeniería

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico - Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería Estructural

Bucaramanga

2021

## **Agradecimientos**

A mi madre Carmen Alicia Arias Leal, una mujer de ejemplo y guía en toda nuestra familia a quien le debo cada una de las letras de este trabajo de grado no me queda sino decirle mil y mil gracias madre mía, porque solo tú sabes el esfuerzo y dedicación para obtener este título de Magister.

A mis hijos Sebastián, Juliana Valentina y Santiago Mendoza, motores para seguir adelante en este duro camino de la Ingeniería Estructural.

A mis hermanos Juderkis, William y Luz Marina quienes me apoyaron de mil maneras a cumplir con este escalón.

Y a Dios quien ha permitido tanta vida, salud y sabiduría para cumplir con este y cada uno de los logros propuestos.

## Contenido

	<b>Pág.</b>
Introducción.....	18
1. Objetivos.....	20
1.1 Objetivo General.....	20
1.2 Objetivos Específicos.....	20
2. Metodología.....	20
2.1 Etapa 1: Análisis y diseño elástico lineal.....	21
2.1.1 Aspectos generales e información de la estructura.....	21
2.1.1.1 Descripción general.....	21
2.1.1.2 Descripción de los materiales.....	22
2.1.1.2.1 Concreto.....	22
2.1.1.2.2 Acero de refuerzo.....	22
2.1.1.3 Descripción del sistema estructural.....	22
2.1.1.4 Dimensiones de los elementos estructurales.....	22
2.1.1.5 Sistema de losa entrepiso y cubierta.....	23
2.1.1.6 Muros del sistema estructural.....	23
2.1.1.7 Localización de la edificación.....	24
2.1.1.8 Capacidad de disipación de energía.....	24
2.1.1.9 Consideraciones de resistencia contra fuego.....	25

2.1.1.10 Características geotécnicas del sitio.....	25
2.1.2 Análisis de Irregularidades.....	26
2.1.2.1 Irregularidades en planta. ....	26
2.1.2.1.1 Irregularidad torsional tipo 1aP y 1bP.....	26
2.1.2.1.2 Retrocesos excesivos en las esquinas, tipo 2P.....	27
2.1.2.1.3 Discontinuidades del diafragma. ....	27
2.1.2.1.4 Desplazamientos del plano de acción de los elementos verticales, Tipo 4P.....	27
2.1.2.1.5 Sistemas no paralelos, irregularidad tipo 5P.....	27
2.1.2.1.6 Irregularidades en altura tipo 1Aa, 2Aa, 2A Y 3A. ....	27
2.1.2.1.7 Irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción tipo 4A.....	28
2.1.2.1.8 Irregularidad por piso débil tipo 5aA, 5bA.....	28
2.1.2.1.9 Irregularidad por ausencia de redundancia.....	28
2.1.2.1.10 Coeficiente de capacidad de disipación de energía.....	29
2.1.3 Evaluación de cargas de la edificación.....	29
2.1.3.1 Evaluación de la carga muerta. ....	29
2.1.3.2 Carga viva sobre la losa. ....	29
2.1.3.3 Fuerzas sísmicas de diseño.....	30
2.1.3.3.1 Espectro elástico de aceleración.....	30
2.1.3.3.2 Cálculo de la masa de la edificación.....	31
2.1.3.3.3 Ajuste al cortante en la base.....	32
2.1.4 Análisis estructural.....	32
2.1.4.1 Modelo Numérico 1.....	32
2.1.4.2 Modelo numérico 2.....	34

2.1.4.3 Modelo numérico 3.....	34
2.1.4.4 Fuerzas sísmicas: Análisis dinámico elástico espectral. ....	35
2.1.5 Resultados del análisis.....	36
2.1.5.1 Análisis modal espectral.....	36
2.1.5.2 Chequeo de la deriva.....	37
2.2 Diseño de los elementos estructurales. ....	38
2.2.1 Combinaciones de diseño.....	38
2.2.2 Diseño estructural de losa de entrepiso.....	39
2.2.2.1 Generalidades.....	39
2.2.2.2 Espesor de losa.....	39
2.2.2.3 Diseño de losa por cargas gravitacionales.....	40
2.2.2.4 Diseño de losa de entrepiso a flexión.....	40
2.2.2.5 Diseño de losa de entrepiso a corte.....	42
2.2.2.6 Diseño de los elementos colectores.....	44
2.2.3 Diseño de muros estructurales.....	48
2.2.3.1 Diseño por cortante en el plano muro.....	48
2.2.3.2 Diseño a flexión en el plano del muro.....	52
2.2.3.3 Elementos de borde especiales.....	53
2.2.4 Diseño de la cimentación.....	55
2.2.4.1 Dimensionamiento de sistema de cimentación.....	55
2.2.4.2 Análisis de la rigidez estática de la cimentación.....	56
2.2.4.3 Solicitaciones y esfuerzos en la losa.....	59
2.2.4.4 Desplazamientos verticales.....	60

2.2.4.5 Diseño a flexión de la losa.....	61
2.2.4.6 Diseño a corte de la losa de cimentación. ....	63
2.2.4.7 Diseño de vigas de cimentación. ....	64
2.2.4.8 Diseño a flexión y corte en vigas de cimentación. ....	65
3. Fase 2: Modelación y Análisis Estático o Lineal .....	67
3.1 Generalidades según el ASCE 41-17. ....	67
3.1.1 Objetivo de desempeño estructural. ....	68
3.1.2 Categoría del riesgo.....	68
3.1.3 Niveles de desempeño estructural. ....	68
3.1.4 Nivel de amenaza sísmica y nivel de sismicidad .....	69
3.1.5 Tipo de edificio.....	70
3.1.6 Configuración del edificio.....	70
3.1.7 Información del sitio y tipo de fundación .....	71
3.2 Requerimientos Generales y Procedimiento de Análisis .....	71
3.2.1 Cargas gravitacionales y combinaciones de carga. ....	71
3.2.2 Requisitos de modelación matemática.....	71
3.2.3 Torsión.....	72
3.2.4 Elementos primarios y secundarios.....	73
3.2.5 Flexibilidad de la cimentación .....	74
3.2.6 Amortiguamiento .....	74
3.2.7 Configuración estructural.....	74
3.2.8 Efectos sísmicos multidireccionales .....	75

3.2.9 Efectos P-Delta en modelo de análisis.....	75
3.2.10 Interacción suelo estructura. ....	77
3.2.11 Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales. ....	77
3.2.12 Diafragma.....	77
3.2.12.1 Clasificación del diafragma. ....	77
3.2.13 No linealidad de los materiales .....	80
3.2.13.1 Concreto no confinado .....	80
3.2.13.2 Concreto confinado.....	81
3.2.2 Acero de refuerzo .....	82
3.3 Análisis Estático No Lineal.....	83
3.3.1 Relación de resistencia $\square_{Strength}$ .....	84
3.3.2 Influencia de los modos superiores .....	85
3.3.3 Parámetros del análisis estático no lineal y aplicación de la carga .....	86
3.3.3.1 Parámetros de modelación no lineales. ....	87
3.3.3.2 Modelación matemática .....	88
3.3.3.3 Modelo 4. ....	89
3.3.3.4 Modelación del acero de refuerzo en los muros estructurales .....	90
3.3.3.5 Asignación de los casos de cargas no lineales. ....	91
3.3.3.6 Asignación de las rotulas plásticas en los muros. ....	92
3.3.4 Modelo 5 .....	93
3.4 Resultado de la Modelación .....	93
3.4.1 Curvas de capacidad .....	93
3.4.2 Desplazamiento objetivo y curvas de capacidad bilinealizadas .....	95

4. Análisis de Resultados .....	97
4.1 Evaluación y revisión de las rotulas de la estructura.....	97
4.2 Evaluación del Desempeño .....	101
4.3 Revisión de los desplazamientos y esfuerzos en la cimentación. ....	103
4.4 Análisis de la respuesta elástica y la respuesta inelástica de la estructura.....	106
4.5 Revisión de cortantes de muro .....	109
4.6 Requerimientos del código ACI 318 – 19.....	109
4.6.1 Requisitos geométricos .....	109
4.6.2 Elementos de borde .....	110
4.6.2.1 Ancho mínimo.....	110
4.7 Revisión del Diafragma .....	113
5. Conclusiones .....	116
Referencias Bibliográficas.....	118
Apéndices .....	120

**Lista de Tablas**

	Pág.
Tabla 1. Dimensiones de los muros que hacen parte del sistema estructural. ....	24
Tabla 2. Evaluación de la irregularidad torsional sentido X y sentido Y. ....	26
Tabla 3. Relación de deriva de piso $(i)/\text{piso}_{(i+1)}$ . ....	28
Tabla 4. Relación de cargas verticales .....	30
Tabla 5. Masa de la estructura por piso acumulada. ....	31
Tabla 6. Cálculo de la FHE y ajuste al cortante en la base del modelo de análisis. ....	32
Tabla 7. Fuerzas sísmicas resultado del análisis modal espectral. ....	36
Tabla 8. Participación de las masas de la estructura. ....	37
Tabla 9. Valor de la máxima deriva en la estructura por piso. ....	38
Tabla 10. Combinaciones de diseño NSR-10. ....	39
Tabla 11. Chequeo deflexiones inmediatas y a largo plazo. ....	40
Tabla 12. Diseño a flexión losa de entrepiso .....	42
Tabla 13. Diseño a corte losa de entrepiso. ....	44
Tabla 14. Fuerzas sísmicas y fuerza inerciales del diafragma. ....	44
Tabla 15. Combinaciones de diseño elementos colectores. ....	45
Tabla 16. Cálculo del acero en los elementos colectores. ....	46
Tabla 17. Resistencia máxima a cortante del muro. ....	49
Tabla 18. Capacidad al cortante asumido por la sección de concreto. ....	50
Tabla 19. Refuerzo a cortante del muro primer piso. ....	51
Tabla 20. Cálculo del refuerzo transversal elementos de borde. ....	54

EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES	10
Tabla 21. Diseño de los muros primer nivel. ....	54
Tabla 22. Cálculo de la rigidez del cimiento método Winkler. ....	55
Tabla 23. Resumen análisis de cargas.....	56
Tabla 24. Cálculos para determinar la rigidez estática de la cimentación.....	57
Tabla 25. Rigidez estática cimentación.....	57
Tabla 26. Intensidad de los resortes.....	58
Tabla 27. Combinaciones de diseño de cimentación. ....	60
Tabla 28. Refuerzo a flexión losa de cimentación.....	62
Tabla 29. Cortante V13 sobre la losa de cimentación (kN/m).....	63
Tabla 30. Capacidad a cortante losa de cimentación. ....	64
Tabla 31. Diseño de las vigas cimentación.....	66
Tabla 32. Consideraciones de los efectos torsionales.....	73
Tabla 33. Análisis de efectos P-Delta dirección X.....	76
Tabla 34. Análisis de efectos P-Delta dirección Y.....	76
Tabla 35. Factores de ajuste cortante pseudo estático basal. ....	79
Tabla 36. Fuerzas pseudo estáticas aplicadas por nivel. ....	79
Tabla 37. Clasificación del diafragma .....	80
Tabla 38. Relación cortante- efecto modos superiores. ....	85
Tabla 39. Cálculo de coeficientes y desplazamiento objetivo.....	97
Tabla 40. Desplazamientos y rotaciones muros sentido "X". ....	98
Tabla 41. Desplazamientos y rotaciones muros sentido "Y". ....	99
Tabla 42. Chequeo del cortante según los requerimientos del ACI 318-19. ....	109
Tabla 43. Requerimiento de elementos de borde. ....	110

Tabla 44. Revisión de longitud menor del elemento de borde.....	111
Tabla 45. Chequeo de separación del refuerzo transversal.....	112
Tabla 46. Chequeo de refuerzo transversal.....	112

## Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Planta Arquitectónica, distribución de muros en planta y límites de la losa. ....	23
Figura 2. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad. ....	31
Figura 3. Modelo 3D de la estructura. ....	33
Figura 4. Perspectiva general del modelo de la cimentación. ....	34
Figura 5. Distribución de resortes en la placa de cimentación. ....	35
Figura 6. Solicitaciones a momentos $M_{11}$ en la losa (kN.m/m). ....	41
Figura 7. Solicitaciones a momentos $M_{22}$ en la losa (kN.m/m). ....	41
Figura 8. Solicitaciones a corte $V_{13}$ en la losa (kN/m). ....	43
Figura 9. Solicitaciones a corte $V_{23}$ en la losa (kN/m). ....	43
Figura 10. Fuerzas cortantes para el diseño elementos colectores, sentido “X” derecha, sentido “Y” izquierda (kN). ....	46
Figura 11. Evaluación de la fuerza de tracción elemento colector muros MX-8, MX-9, MX-20 Y MX-21 (kN). ....	47
Figura 12. Esfuerzos superiores a $0.2f_c$ (6.5MPa) sentido X. ....	47
Figura 13. Esfuerzos superiores a $0.2f_c$ (6.5MPa) sentido Y. ....	48
Figura 14. Diagrama de interacción y detallado del Muro Y- ....	52
Figura 15. Distribución de la intensidad de rigidez en el área de la cimentación. ....	58
Figura 16. Esfuerzos por carga de servicio en la cimentación (MPa). ....	59
Figura 17. Asentamientos en la losa de cimentación (mm). ....	60
Figura 18. Momentos $M_{11}$ sobre la losa de cimentación (kN-m/m). ....	61
Figura 19. Momentos $M_{22}$ sobre la losa de cimentación (kN-m/m). ....	62

Figura 20. Cortante V23 sobre la losa de cimentación, (kN/m).....	64
Figura 21. Momento en vigas de cimentación (kN-m). ....	65
Figura 22. Cortante en vigas de cimentación (kN). ....	66
Figura 23. Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado. ....	81
Figura 24. Curva esfuerzo- deformación concreto confinado (ejemplo). ....	82
Figura 25. Curva esfuerzo-deformación unitaria acero de refuerzo. ....	83
Figura 26. Parámetros generales .....	86
Figura 27. Aplicación de cargas.....	87
Figura 28. Puntos guardados para generar las curvas de capacidad. ....	88
Figura 29. Parámetros de análisis estatico no lineales. ....	88
Figura 30. Fisuración de muros (lado izquierdo) y fisuración de losas (lado derecho). ....	90
Figura 31. Modelación del acero de refuerzo del muro Y-6.....	91
Figura 32. Parámetros de control para el análisis estático no lineal. ....	92
Figura 33. Curva de capacidad sentido X.....	94
Figura 34. Curva de capacidad sentido Y.....	94
Figura 35. Curva de capacidad bilineal sentido "X".....	95
Figura 36. Curva de capacidad bilineal sentido "Y".....	96
Figura 37. Niveles de desempeño de la estructura en sentido "X".....	100
Figura 38. Niveles de desempeño de la estructura en sentido "Y".....	100
Figura 39. Puntos de desempeño y desplazamiento objetivo sentido "X". ....	101
Figura 40. Puntos de desempeño y desplazamiento objetivo sentido "Y". ....	102
Figura 41. Desplazamientos en el suelo, dirección de análisis sentido X (mm). ....	104
Figura 42. Desplazamientos en el suelo, dirección de análisis sentido Y (mm). ....	104

Figura 43. Esfuerzos en el suelo en la dirección "X" (kN/m <sup>2</sup> ). .....	105
Figura 44. Esfuerzos en el suelo en la dirección "Y" (kN/m <sup>2</sup> ). .....	105
Figura 45. Relación entre la respuesta lineal elástica, cortantes de diseño y comportamiento del análisis estatico no lineal sentido "X". .....	107
Figura 46. Relación entre la respuesta lineal elástica, cortantes de diseño y comportamiento análisis estatico no lineal sentido "Y". .....	108
Figura 47. Cortantes en el diafragma en la zona de colectores dirección "X" (kN/m). .....	114
Figura 48. Cortantes en el diafragma en la zona de colectores dirección "Y" (kN/m). .....	114
Figura 49. Diagrama de cortantes en la zona de los elementos colectores dirección "X" (kN/m). .....	115
Figura 50. Diagrama de cortantes en la zona de los elementos colectores dirección "X" (kN/m). .....	115

## Lista de Apéndices

Apéndice A. Planos vista en planta placa tipo .....	120
Apéndice B. Corte Frontal.....	121
Apéndice C. Planos Estructurales .....	122

## Resumen

**Título:** Evaluación mediante un análisis no lineal de un edificio de once niveles con sistema estructural de muros de carga tipo D.E.S\*

**Autor:** Nelson Hernando Mendoza Arias\*\*

**Palabras Clave:** Muros estructurales, análisis estático no lineal, modelo constitutivo del concreto reforzado, evaluación de desempeño sísmico.

### Descripción:

El sistema estructural en muros de concreto reforzado como elementos principales de resistencia sísmica es ampliamente utilizado en edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia en nuestro país debido a su gran capacidad de resistencia y ductilidad ante solicitaciones por fuerzas sísmicas además del acelerado rendimiento en el proceso constructivo. Este sistema estructural está permitido dentro Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10 (Decreto 926, 2010). Que basa sus requisitos en el ACI 318-08 (ACI 318, 2008).

El diseño estructural que se desarrolló en el presente documento parte del análisis y conceptualización de un edificio proyectado en un sistema estructural de muros de concreto reforzado mediante una metodología elástica lineal basado en las consideraciones y requerimientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10 (Decreto 926, 2010).

La segunda parte de este documento se desarrollará mediante un análisis estático no lineal bajo los requisitos del ASCE 41-17 (ASCE 41, 2017), con la finalidad de determinar el desempeño de la edificación mediante la comparación de los desplazamientos lineales y no lineales estimada mediante las metodologías y normativas previamente mencionadas, considerando un ajuste en los parámetros de diseño de los elementos de borde y el cortante plástico de acuerdo al ACI 318-19 (ACI 318, 2019).

---

\* Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Edison Osorio Bustamante. PhD en Ingeniería Civil.

## Abstract

**Title:** Evaluation by means of a non-linear analysis of an eleven-level building with a structural system of load-bearing walls type D.E.S\*

**Author:** Nelson Hernando Mendoza Arias\*\*

**Keywords:** Structural Walls, Nonlinear Static Analysis, Constitutive Model of Reinforced Concrete, Seismic Performance Evaluation.

### Description

Structural systems in reinforced concrete walls as the main elements of seismic resistance are being used in buildings that are located on areas of high and intermediate seismic risk, in our country due to its great resistance capacity and ductility in the face of seismic forces and in addition of the improvement of the building process. This structural system is allowed within the Colombian Construction Regulation for Earthquake Resistant NSR 10 (Decree 926, 2010). Which bases its requirements on ACI 318-08 (ACI 318, 2008)

The structural design that was developed in this document is based on the analysis and conceptualization of a building projected in a structural system of reinforced concrete walls using a linear elastic methodology based on the considerations and requirements of the Colombian Construction Regulations for Earthquake Resistant NSR 10 (Decree 926, 2010).

The second part of this document will be developed through a no-linear static analysis under the requirements of ASCE 41-17 (ASCE 41, 2017), in order to determine the performance of the building by comparing the estimated linear and non-linear displacements. Using the previously mentioned methodologies and regulations, considering an adjustment in the design parameters of the edge elements and the plastic shear according to ACI 318-19 (ACI 318, 2019).

---

\* Degree work

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Edison Osorio Bustamante. PhD en Ingeniería Civil.

## Introducción

Durante los últimos años en Latinoamérica se ha observado un incremento importante en la construcción de viviendas basadas en sistemas de muros de carga, localizadas en todo tipo de climas y en todas las zonas de amenaza sísmica (Carrillo, Echeverri & Aperador, 2015). Este sistema se compone comúnmente por losas macizas apoyadas sobre muros estructurales de concreto reforzado, popularizándose con la incursión de formaletas de tipo Outinord o Western (García, 2012).

Este aumento se da por la facilidad y rapidez de construcción que presenta, sin embargo, es un sistema nuevo para Colombia, que debe aprender de los errores que se cometieron en otros países tales como Chile o Nueva Zelanda, quienes eran fuertes en esta tipología estructural, pero fueron vulnerados por los movimientos sísmicos de 2010 en Chile (Henry, 2013) y 2011 en Nueva Zelanda (Alarcon & Juenemann, 2015) en el cual se observó un mal manejo de irregularidades y un detallado deficiente incluido una baja densidad de muros en cada dirección (Carrillo & Lopez, 2017).

Sin embargo, la incertidumbre del comportamiento de los materiales y la imposibilidad de controlar las sollicitaciones sísmicas a las que se verán expuesta las estructuras, hace indispensable estimar el desempeño que tendrá la misma en su rango elástico e inelástico durante y luego del evento sísmico de diseño (Ruiz, Borrero, León & Vacca, 2012). Un análisis no lineal permite estimar el desempeño de la estructura en el régimen inelástico ya que considera la no linealidad de los materiales.

Este estudio busca establecer el desempeño sísmico de un edificio en particular según el procedimiento del ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017), realizando inicialmente un análisis elástico lineal conforme al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Decreto 926, 2010).

## **1. Objetivos**

### **1.1 Objetivo General**

Determinar el desempeño sísmico de una estructura de muros de carga mediante un análisis estático no lineal siguiendo los procedimientos establecidos por el ASCE 41-17 de un edificio de once niveles con disipación especial de energía.

### **1.2 Objetivos Específicos**

- Realizar el análisis y diseño elástico de la estructura, conforme a los lineamientos establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10.
- Efectuar un análisis estático no lineal de acuerdo a los requerimientos del ASCE 41-17 para determinar el desempeño de la estructura.
- Determinar el desempeño de la estructura mediante la comparación de los desplazamientos elásticos y no elásticos que se presentan en la edificación.

## **2. Metodología**

Este proyecto está fraccionado en dos etapas, la etapa inicial corresponde a un análisis modal espectral y en una segunda etapa un análisis estático no lineal, terminando con el proceso de la información recolectada detallada de la siguiente manera:

## **2.1 Etapa 1: Análisis y diseño elástico lineal.**

Según los requerimientos establecidos en la NSR-10 se localiza la estructura conforme a su nivel de amenaza sísmica, se definen los movimientos sísmicos de diseño, se fijan los materiales y su caracterización estructural, los grados de irregularidad y la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño con el fin determinar los desplazamientos horizontales y cumplimiento de la deriva para culminar con el diseño de cada uno de los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica del edificio propuesto.

### **2.1.1 Aspectos generales e información de la estructura.**

Se reseña la información más relevante de la edificación y se define el proceso de análisis y diseño.

**2.1.1.1 Descripción general.** El edificio propuesto se diseñará para ser construido en un sector residencial del Barrio Vidello (vivienda del soldado) en la parte central del Municipio de Los Patios a cien metros de su principal arteria vial, la Avenida 10, este sitio cuenta con toda la disponibilidad de servicios públicos, inclusive con el beneficio de transporte continuo a la ciudad de Cúcuta y Bucaramanga. Las principales características del edificio son las siguientes:

- Altura del edificio 28.38 m.
- Altura entrepisos 2.58 m.
- Número de placas 11 unidades.
- Área de piso 571 m<sup>2</sup>
- Área total proyectada 6281 m<sup>2</sup>
- Ocupación o uso Residencial.

**2.1.1.2 Descripción de los materiales.** Todos los elementos estructurales principales serán en concreto reforzado vaciado en el sitio.

**2.1.1.2.1 Concreto.** El valor de la resistencia del concreto no confinado para el análisis y diseño de esta estructura se consideró con un valor de 28 MPa y su módulo de elasticidad se determinó según la ecuación  $E=3900*\sqrt{f'_c}$  (20.636 MPa) contenida en Título C, Artículo CR8.5.1 de la NSR-10.

**2.1.1.2.2 Acero de refuerzo.** En el Título C, Artículos C.3.5.1 y C.8.5.2 de la NSR-10 se establece que el acero de refuerzo utilizado para los elementos estructurales deberá ser corrugado, su resistencia a la fluencia ( $F_y$ ) debe proyectarse con un valor de 420 MPa y su módulo de elasticidad ( $E_s$ ) puede tomarse como 200.000 MPa.

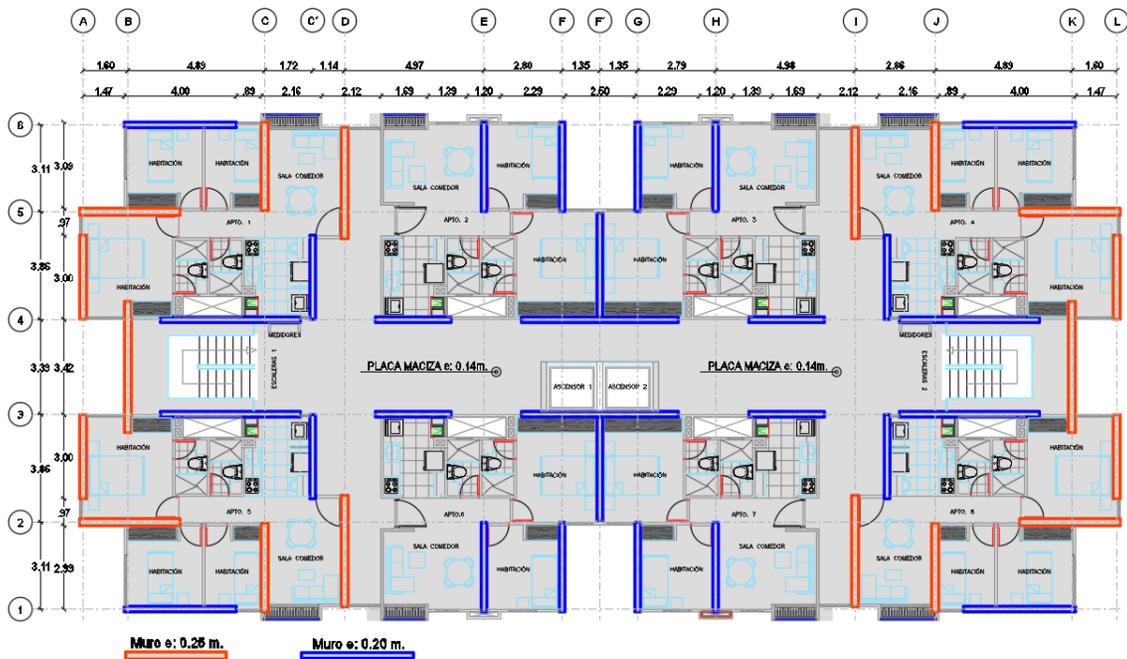
**2.1.1.3 Descripción del sistema estructural.** Los principales aspectos del sistema estructural de este proyecto se describen a continuación:

Sistema de resistencia sísmico:	Muros de carga de concreto reforzado.
Sistema de resistencia para cargas verticales	Muros de carga de concreto reforzado.
Tipo de losa del entrepiso:	Maciza armada en dos direcciones.
Tipo de losa de la cubierta:	Maciza armada en dos direcciones.
Tipo de cimentación:	Losa maciza y vigas en concreto reforzado.

**2.1.1.4 Dimensiones de los elementos estructurales.** En la Figura 1 se presenta la planta arquitectónica y la distribución de los muros que hacen parte del sistema principal de resistencia sísmica y la proyección de los límites de la losa maciza. En la Tabla 1 se presenta las dimensiones y espesores de los muros propuestos.

**Figura 1.**

*Planta Arquitectónica, distribución de muros en planta y límites de la losa.*



**2.1.1.5 Sistema de losa entrepiso y cubierta.** El sistema de entre-piso que es el encargado de transferir las cargas gravitacionales a los elementos del sistema de resistencia sísmica se proyecta en una losa maciza en concreto reforzado fundida en el sitio con un espesor de 0.14 m. La Figura 1 muestra los límites en planta de la losa.

**2.1.1.6 Muros del sistema estructural.** Todos los muros se proyectan paralelos a los ejes coordenados principales del sistema estructural en los sentidos X-Y con espesores constantes de 0.20 m y 0.25 m desde el piso hasta la cubierta y están referenciados en la Tabla 1 del presente documento.

**2.1.1.7 Localización de la edificación.** La edificación estará ubicada en Colombia, Departamento Norte de Santander, Municipio de Los Patios, zona de amenaza sísmica alta según la clasificación de Capitulo A, Tabla A.2.3-2 de la NSR-10, con una aceleración pico efectiva ( $A_a$ ) de 0.35 y una velocidad pico efectiva ( $A_v$ ) de 0.30.

**2.1.1.8 Capacidad de disipación de energía.** En el Capitulo A, la Tabla A.3-1 de la NSR-10 se permite como sistema estructural los muros de carga en concreto reforzado para zonas de amenaza sísmica alta. La altura total del edificio esta proyectada en 28.30 m por debajo del límite de 50 m permitido para este sistema estructural. Los muros se diseñaran como elementos con disipación especial de energía.

**Tabla 1.**

*Dimensiones de los muros que hacen parte del sistema estructural.*

DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y			
MUROS	$L_w$ (m)	$e_{muro}$ (m)	AREA $m^2$	MUROS	$L_w$ (m)	$e_{muro}$ (m)	AREA $m^2$
X-1	3.00	0.25	0.75	Y-1	4.00	0.20	0.80
X-2	3.00	0.25	0.75	Y-2	3.60	0.25	0.90
X-3	4.68	0.25	1.17	Y-3	5.00	0.20	1.00
X-4	3.48	0.25	0.87	Y-4	5.00	0.20	1.00
X-5	3.48	0.25	0.87	Y-5	3.60	0.25	0.90
X-6	3.00	0.20	0.60	Y-6	4.00	0.20	0.80
X-7	3.00	0.20	0.60	Y-7	2.70	0.20	0.54
X-8	4.00	0.25	1.00	Y-8	2.70	0.20	0.54
X-9	4.00	0.25	1.00	Y-9	5.68	0.20	1.14
X-10	3.18	0.20	0.64	Y-10	5.68	0.20	1.14
X-11	3.18	0.20	0.64	Y-11	2.70	0.20	0.54
X-12	3.18	0.20	0.64	Y-12	2.70	0.20	0.54
X-13	3.18	0.20	0.64	Y-13	4.00	0.20	0.80
X-14	3.70	0.20	0.74	Y-14	3.60	0.25	0.90
X-15	3.70	0.20	0.74	Y-15	5.00	0.20	1.00
X-16	3.18	0.20	0.64	Y-16	5.00	0.20	1.00
X-17	3.18	0.20	0.64	Y-17	3.60	0.25	0.90
X-18	3.18	0.20	0.64	Y-18	4.00	0.20	0.80
X-19	3.18	0.20	0.64	<b>Total:</b>	<b>72.56</b>	<b>Total:</b>	<b>15.23</b>
X-20	4.00	0.25	1.00				
X-21	4.00	0.25	1.00	<b>Área proyectada:</b>	<b>570.86</b>	<b><math>m^2</math></b>	
X-22	3.00	0.20	0.60				
X-23	3.00	0.20	0.60	<b>Orientación</b>	<b>Área de muros <math>m^2</math></b>	<b>Densidad %</b>	
X-24	3.48	0.25	0.87	Dirección X	21.79	3.82	
X-25	3.48	0.25	0.87	Dirección Y	15.23	2.67	
X-26	4.68	0.25	1.17				
X-27	3.00	0.25	0.75				
X-28	3.00	0.25	0.75				
<b>Total:</b>	<b>96.12</b>	<b>Total:</b>	<b>21.79</b>				

**2.1.1.9 Consideraciones de resistencia contra fuego.** En el Capítulo J, Artículo J.1.1.1 de la NSR-10 se determina que las edificaciones deberán cumplir con unos requisitos mínimos de protección contra incendios, dependiendo del uso y su ocupación esta estructura se clasifica como Tipo R-2 (edificios multifamiliares) y según el Artículo J.3.3 de la misma norma se le clasifica en categoría 1 (edificaciones con mayor riesgo de pérdidas humanas) de tal manera que se requiere una resistencia mínima al fuego de dos horas estimando recubrimientos mayores o iguales a 20 mm y espesores de losa y muros superiores 120 mm, esta estructura cumple satisfactoriamente con estas consideraciones.

**2.1.1.10 Características geotécnicas del sitio.** Se presenta un resumen de los datos geotécnicos de acuerdo a las características más representativas de la zona obtenidas por consulta directa con el ingeniero Marcelino Maldonado Trigos, magister en geotecnia de la Universidad Industrial de Santander quien autoriza el uso de los datos para el diseño de esta edificación, pero no el uso del documento como anexo.

Tipo de suelo	El perfil del suelo investigado está constituido en toda la profundidad auscultada por sedimentos arcillo-arenosos de origen aluvial.
Perfil del suelo tipo	Perfil C (NSR-10).
Presión de trabajo recomendada	Se recomienda utilizar una presión de trabajo promedio de hasta $280 \text{ kN/m}^2$ y un asentamiento máximo de 20 mm.
Cimentación recomendada	Se recomienda cimentar la torre sobre una placa de cimentación.

### 2.1.2 Análisis de Irregularidades

Según el Capítulo A, Tabla A.3-7 de la NSR-10, se deben revisar las siguientes irregularidades en esta edificación.

**2.1.2.1 Irregularidades en planta.** A continuación, se presenta la revisión de las siguientes irregularidades horizontales del proyecto según su geometría y distribución de los muros.

*2.1.2.1.1 Irregularidad torsional tipo 1aP y 1bP.* No se presentan estas irregularidades, la deriva de piso no es mayor 1.2 veces el promedio de la deriva de piso de cada nivel. Ver cálculos en la Tabla 2.

**Tabla 2.**

*Evaluación de la irregularidad torsional sentido X y sentido Y.*

X PISO	Máximo		$\Delta_{avg}$	Relación	Y PISO	Máximo		$\Delta_{avg}$	Relación
	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$(\Delta 1 + \Delta 2) / 2$	$\Delta 1 / \Delta_{avg}$		$\Delta 1$	$\Delta 2$	$(\Delta 1 + \Delta 2) / 2$	$\Delta 1 / \Delta_{avg}$
PISO 11	0.85%	0.86%	0.86%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 11	0.93%	0.93%	0.93%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 10	0.86%	0.87%	0.87%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 10	0.94%	0.94%	0.94%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 9	0.87%	0.88%	0.88%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 9	0.95%	0.95%	0.95%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 8	0.87%	0.88%	0.87%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 8	0.95%	0.95%	0.95%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 7	0.85%	0.86%	0.85%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 7	0.92%	0.92%	0.92%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 6	0.81%	0.82%	0.81%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 6	0.88%	0.88%	0.88%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 5	0.74%	0.75%	0.75%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 5	0.81%	0.81%	0.81%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 4	0.65%	0.66%	0.65%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 4	0.70%	0.70%	0.70%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 3	0.52%	0.53%	0.52%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 3	0.56%	0.56%	0.56%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 2	0.35%	0.36%	0.36%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 2	0.38%	0.38%	0.38%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
PISO 1	0.14%	0.15%	0.14%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	PISO 1	0.15%	0.15%	0.15%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$

*2.1.2.1.2 Retrocesos excesivos en las esquinas, tipo 2P.* No se presenta este tipo de irregularidad en esta edificación porque su configuración geométrica es muy regular, no se presentan retrocesos en las esquinas.

*2.1.2.1.3 Discontinuidades del diafragma.* No se presenta este tipo de irregularidad ya que el porcentaje de vacíos en planta no superan el 50% del área delimitada por la losa presentada en la Figura 1.

*2.1.2.1.4 Desplazamientos del plano de acción de los elementos verticales, Tipo 4P.* Todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmico son continuos desde la base hasta el techo de la edificación. Por ello no existe discontinuidad en el sistema de resistencia sísmico.

*2.1.2.1.5 Sistemas no paralelos, irregularidad tipo 5P.* La dirección de todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmico se encuentra orientados hacia cada uno de los ejes principales paralelos en direcciones en planta, por tanto, no existe irregularidad por sistemas no paralelos.

*2.1.2.1.6 Irregularidades en altura tipo 1Aa, 2Aa, 2A Y 3A.* Según los datos mostrados en la Tabla 3, se aprecia que la deriva de todos los pisos es menor que 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, por tanto, según el Capítulo A, Artículo A.3.3.5 de la NSR-10 se considera que no existen este tipo de irregularidades.

**Tabla 3.**

*Relación de deriva de piso  $(i)/piso_{(i+1)}$ .*

PISO	$\Delta i / \Delta i+1$	
	$\Delta(F. \text{ sísmica } X)$	$\Delta(F. \text{ sísmica } Y)$
PISO 11	N/A	N/A
PISO 10	0.887	0.886
PISO 9	0.870	0.870
PISO 8	0.850	0.849
PISO 7	0.824	0.823
PISO 6	0.791	0.790
PISO 5	0.749	0.747
PISO 4	0.691	0.689
PISO 3	0.611	0.607
PISO 2	0.489	0.484
PISO 1	0.288	0.281

*2.1.2.1.7 Irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción tipo 4A.* Este sistema estructural no presenta alguna desviación en los planos de acción de los elementos del sistema de resistencia sísmica, por lo cual no se considera este tipo de irregularidad.

*2.1.2.1.8 Irregularidad por piso débil tipo 5aA, 5bA.* En este sistema estructural no existe cambio en a la resistencia de los pisos por lo que no se considera esta irregularidad.

*2.1.2.1.9 Irregularidad por ausencia de redundancia.* Se debe asignar un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia ( $\square_r$ ) en el sistema estructural en las dos direcciones principales. Según el Capítulo 3, Artículo A.3.3.8.2 de la NSR-10 se especifica que las edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía especial se puede asignar un valor de  $\square_r$  igual a 1 siempre que su configuración en planta sea regular.

**2.1.2.1.10 Coeficiente de capacidad de disipación de energía.** De acuerdo al Título A, Tabla A.3.1 de la NSR-10, para el sistema estructural de muros de carga con capacidad especial de disipación de energía el coeficiente de disipación de energía básico ( $R_0$ ) tiene un valor de 5.0, el coeficiente de sobre resistencia ( $\Omega_0$ ) tiene un valor 2.5, y del resultado del análisis de las irregularidades de la estructura determina que el coeficiente de disipación de energía es igual al producto  $R = \alpha_a * \alpha_p * \alpha_r * R_0 = 5.0$ .

### **2.1.3 Evaluación de cargas de la edificación**

Las estructuras deben ser capaces de resistir además de los efectos sísmicos los efectos de la carga impuestas, a continuación, se relaciona las cargas que se utilizaron tanto para el análisis como para el diseño de los elementos estructurales.

**2.1.3.1 Evaluación de la carga muerta.** Corresponde a la carga de cada uno de los elementos principales que componen el sistema estructural, la carga del sistema de piso, las cargas sobre impuesta de los acabados en función del uso particular del edificio y los muros divisorios teniendo en cuenta la densidad y geometría de acuerdo al Título B de la NSR-10. Ver Tabla 4: relación de cargas verticales.

**2.1.3.2 Carga viva sobre la losa.** Como lo define en el Titulo B, Capitulo B.4, Artículo B.4.1.1 de la NSR-10 “Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento o sismo” y deben ser las máximas esperadas que ocurran en una edificación, la Tabla B.4.2.1-1 determina la carga viva para uso residencial 1.80 kN/m<sup>2</sup>.

**Tabla 4.***Relación de cargas verticales*

ANÁLISIS DE CARGA	kN/m <sup>2</sup>
Peso de la placa maciza.	3.84
Nivelacion de piso y acabados.	0.72
Peso por acabado inferior.	0.40
Peso por mampostería.	1.37
<b>Total carga muerta:</b>	<b>6.33</b>

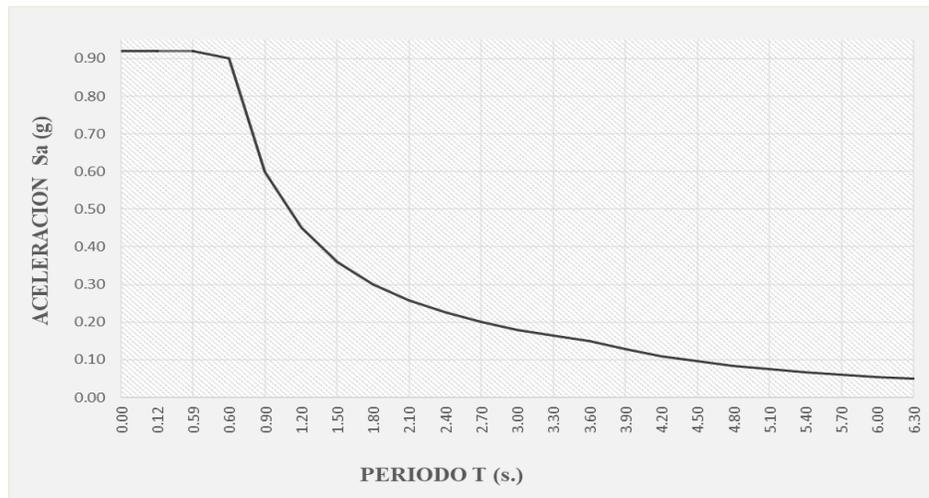
**2.1.3.3 Fuerzas sísmicas de diseño**

*2.1.3.3.1 Espectro elástico de aceleración.* Esta gráfica representa la respuesta máxima de la estructura, modela como un sistema de un grado de libertad, en función del periodo natural de vibración (T) construida bajo los siguientes parámetros. Ver Figura 2

- Ubicación: Municipio de Los Patios NDS.
  - Zona de amenaza sísmica: Alta.
- Efectos locales según la Sección A.2.4 NSR-10
- Perfil del suelo: C.
  - Aceleración Pico efectiva  $A_a$ : 0.35
  - Velocidad pico efectiva  $A_v$ : 0.30
  - Coeficiente de amplificación  $F_a$ . para periodos cortos: 1.05
  - Coeficiente de amplificación  $F_v$ . para periodos intermedios: 1.50
- Coeficiente de importancia según la Sección A.2.5 NSR-10
- Grupo de uso I.
  - Coeficiente de importancia 1.0

**Figura 2.**

*Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad.*



**2.1.3.3.2 Cálculo de la masa de la edificación.** La masa de la estructura corresponde al peso propio de los elementos que conforman el sistema principal de resistencia sísmica más las cargas muertas adicionales que se presentan en la Tabla 5 para cada nivel conforme a la definición del Capítulo A.3 de la NSR-10 de tal manera que toda carga muerta constituye una fuente de masa.

**Tabla 5.**

*Masa de la estructura por piso acumulada.*

PISO	TIPO CARGA	kN
PISO 11	Permanente	5,648.62
PISO 10	Permanente	11,297.25
PISO 9	Permanente	16,945.87
PISO 8	Permanente	22,594.49
PISO 7	Permanente	28,243.12
PISO 6	Permanente	33,891.74
PISO 5	Permanente	39,540.37
PISO 4	Permanente	45,188.99
PISO 3	Permanente	50,837.61
PISO 2	Permanente	56,486.24
PISO 1	Permanente	62,134.86

*2.1.3.3.3 Ajuste al cortante en la base.* Se realiza un análisis por el método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) de acuerdo a las consideraciones del Capítulo A.5 de la NSR-10 para ajustar el cortante en la base del modelo utilizando el Método Modal Espectral, valores relacionado en la Tabla 6.

**Tabla 6.**

*Cálculo de la FHE y ajuste al cortante en la base del modelo de análisis.*

Peso de la estructura (w)		Vx:w*Sa(x)	80%Vx	Vx modelo	Diferencia (x)	Factor corrección
kN.		kN.	kN.	kN.	(-)	(-)
62,135.0		46,024.5	36,819.6	36,917.0	-1.00	<b>Cumple</b>
Peso de la estructura (w)		Vy:w*Sa(y)	80%Vx	Vy modelo	Diferencia (y)	Factor corrección
kN		kN	kN	kN	(-)	(-)
62,135.0		46,024.5	36,819.6	37,445.0	-1.02	<b>Cumple</b>

Ct	$\alpha$	Altura edificio	Pisos	Ta: Ct*h^a	Cu>=1.2	Cu*Ta	T(x). Modelo	T(x).	Tc	Sa(x)
(-)	(-)	m.	und.	s.	(-)	s.	s.	s.	s.	g.
0.049	0.75	28.38	11	0.602	1.21	0.729	0.781	0.729	0.588	0.741
Ct	$\alpha$	Altura edificio	Pisos	Ta: Ct*h^a	Cu>=1.2	Cu*Ta	T(y). Modelo	T(y).	Tc	Sa(y)
(-)	(-)	m.	und.	s.	(-)	s.	s.	s.	s.	g.
0.049	0.75	28.38	11	0.602	1.21	0.729	0.777	0.729	0.588	0.741

### **2.1.4 Análisis estructural**

Los modelos de análisis y diseño se realizaron utilizando el programa ETABS® 2016 versión 16.2.1, un producto de “Computers and Structures, Inc” ( Computer & Structure, Inc., 2016).

**2.1.4.1 Modelo Numérico 1.** Este modelo corresponde a un análisis dinámico elástico espectral por el Método de Combinación Cuadrática Completa (Chopra, 2014) de donde se

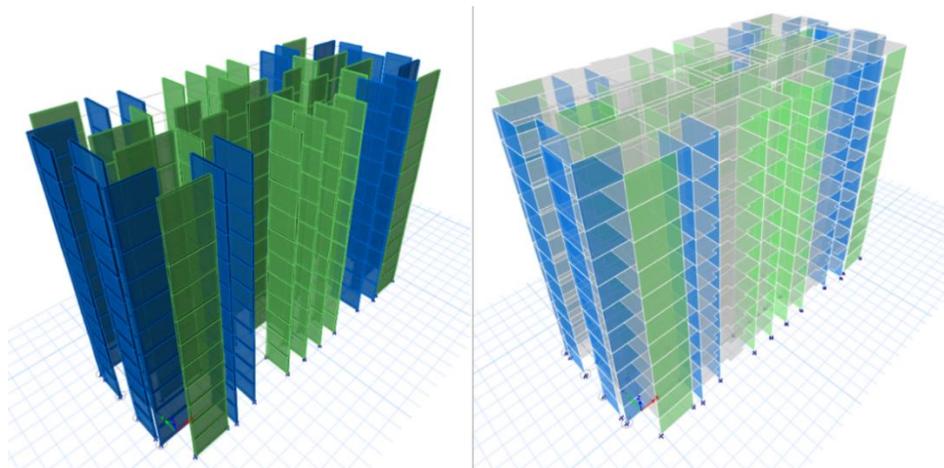
obtienen las fuerzas sísmicas para el análisis y diseño de los elementos principales de la resistencia sísmica considerando el peso propio de los elementos estructurales y asignando las cargas estimadas en el análisis de cargas.

Los muros estructurales de color verde presentados en la Figura 3 cuentan con un espesor de 0.20 m, y los muros estructurales de color azul tienen un espesor de 0.25m, el sistema de entrepiso proyectado corresponde a una losa maciza uniforme con un espesor homogéneo de 0.14 m. Todos los elementos mencionados anteriormente cuentan con un  $f'c= 28\text{MPa}$ .

Tanto los muros estructurales como las losas de entrepiso se simularon como elementos bidimensionales tipo lamina delgada (Shell- Thin) donde la relación longitud espesor es mayor a 10 y por lo cual las deformaciones por cortante se pueden omitir. Se considerará que los elementos del modelo trabajen con la sección bruta no fisurada, sin embargo, en la flexión de los muros fuera del plano se fisurará la sección de cada elemento por intermedio del coeficiente del elemento correspondiente a su inercia. Se consideró un diafragma rígido en cada nivel y se asignó esta propiedad a los elementos que simulan la losa y finalmente se consideraron apoyos rígidos en la base.

### Figura 3.

*Modelo 3D de la estructura.*

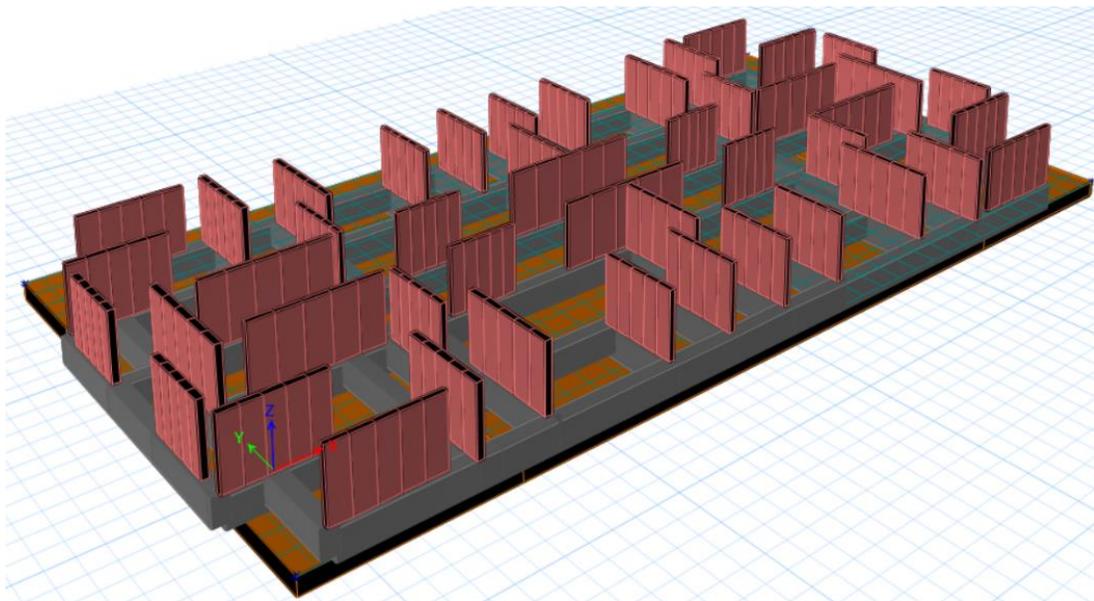


**2.1.4.2 Modelo numérico 2.** Este modelo se utilizó para el diseño de las losas de entrepiso considerando las mismas características del modelo 1, enfocándose en verificar los esfuerzos y sollicitaciones producto de las cargas verticales.

**2.1.4.3 Modelo numérico 3.** Este modelo se utilizó para el diseño de la cimentación. La geometría y las características del modelo 3 son idénticas al modelo 1 y sus principales modificaciones radican en la simulación de la flexibilidad del suelo de tal manera que los apoyos no se consideran rígidos y la losa de cimentación es la responsable de transmitir las sollicitaciones de la estructura al suelo soporte. Ver perspectiva del modelo de la cimentación en la Figura 4.

**Figura 4.**

*Perspectiva general del modelo de la cimentación.*



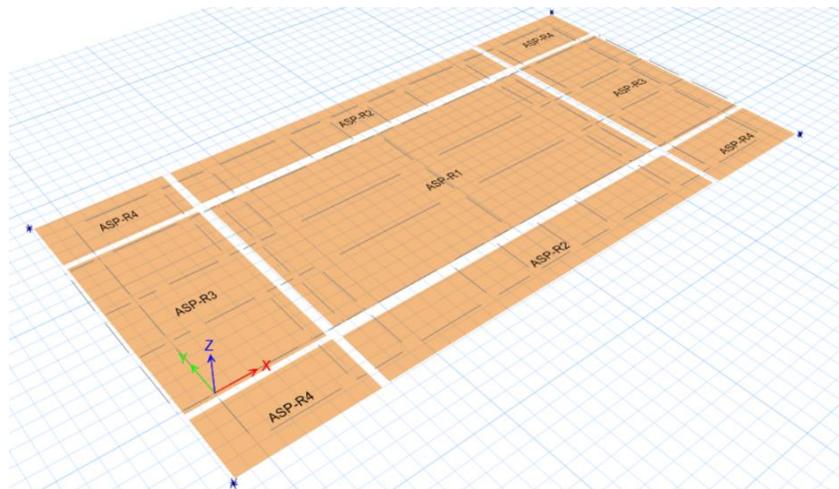
Se proyectó la losa de cimentación con un espesor de 0.60 m y se especifica en el modelo mediante un elemento tipo “Shell Thick” así mismo se asignó un elemento tipo “Frame” que representa las vigas de amarre de los muros con una base de 0.60 m y altura de 1.0 m estos

elementos se visualizan en la Figura 4 mediante los colores naranja (losa) y gris (vigas de amarre).

Como la respuesta del suelo no es uniforme en toda el área proyectada de la losa, esta se subdivide en secciones con una rigidez diferente en función de su posición de tal manera que la rigidez del suelo se representa por medio de la asignación de resortes distribuidos por unidad de área mediante la opción “Área Springs” Ver Figura 5

### Figura 5.

*Distribución de resortes en la placa de cimentación.*



**2.1.4.4 Fuerzas sísmicas: Análisis dinámico elástico espectral.** Una vez realizado el ajuste del cortante en la base como lo indica el Capítulo A.5, Artículo A.5.4.5 de la NSR-10, se determinan las fuerzas sísmicas de piso en las direcciones principales de la edificación, valores evidenciados en la Tabla 7.

**Tabla 7.***Fuerzas sísmicas resultado del análisis modal espectral.*

<b>PISO</b>	<b>F<sub>x</sub> kN</b>	<b>F<sub>y</sub> kN</b>
PISO 11	6978.01	7115.41
PISO 10	6641.85	6748.95
PISO 9	5031.67	5114.17
PISO 8	4032.06	4107.57
PISO 7	3438.04	3502.64
PISO 6	2963.77	3011.25
PISO 5	2518.88	2552.26
PISO 4	2123.27	2145.04
PISO 3	1691.29	1694.34
PISO 2	1091.81	1071.90
PISO 1	407.16	381.60

**2.1.5 Resultados del análisis**

**2.1.5.1 Análisis modal espectral.** De acuerdo al Título A, Artículo A.5.4.2 de la NSR-10 se debe incluir en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan de manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura y se considerara cumplido cuando la respuesta de cada una de las direcciones horizontales cuando supere el 90% de la masa participante de la estructura. La Tabla 8 muestra que a partir del modo 8 se cumple este requisito en todas las direcciones del análisis.

**Tabla 8.***Participación de las masas de la estructura.*

MODE.	PERIODO s.	X	Y	Z	Sum UX	Sum UY
1	0.781	66.52%	0.00%	0.00%	66.52%	0.00%
2	0.777	0.00%	66.28%	0.00%	66.52%	66.28%
3	0.766	0.02%	0.00%	0.00%	66.53%	66.28%
4	0.161	18.85%	0.00%	0.00%	85.38%	66.28%
5	0.157	0.00%	18.68%	0.00%	85.38%	84.96%
6	0.156	0.00%	0.00%	0.00%	85.38%	84.96%
7	0.066	6.78%	0.00%	0.00%	92.17%	84.96%
8	0.063	0.00%	6.73%	0.00%	92.17%	91.69%
9	0.062	0.00%	0.01%	0.00%	92.17%	91.71%

**2.1.5.2 Chequeo de la deriva.** El Capítulo A.6 de la NSR-10 establece los procedimientos para realizar el cálculo de las derivas y sus límites, efectos asociados a las deformaciones inelásticas de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación, la estabilidad global y el nivel de daño del sistema de resistencia sísmica. En el Capítulo A, Artículo A.6.4 de la NSR-10 se estiman que el límite para esta edificación y su sistema estructural está en el 1.0%. La Tabla 9 muestra que estos porcentajes no superan la deriva máxima en cada dirección cumpliendo con el reglamento.

**Tabla 9.**

*Valor de la máxima deriva en la estructura por piso.*

PISO	MÁXIMO					
	$\delta(x)$	$\delta(y)$	$\Delta(x)$	$\delta(y)$	$\delta(y)$	$\Delta(y)$
PISO 11	0.1906	0.0000	0.84%	0.0018	0.1917	0.85%
PISO 10	0.1690	0.0000	0.85%	0.0016	0.1698	0.86%
PISO 9	0.1471	0.0000	0.86%	0.0014	0.1476	0.87%
PISO 8	0.1250	0.0000	0.86%	0.0012	0.1253	0.86%
PISO 7	0.1030	0.0000	0.84%	0.0010	0.1031	0.84%
PISO 6	0.0815	0.0000	0.80%	0.0008	0.0814	0.80%
PISO 5	0.0610	0.0000	0.73%	0.0006	0.0608	0.73%
PISO 4	0.0422	0.0000	0.64%	0.0004	0.0419	0.64%
PISO 3	0.0258	0.0000	0.51%	0.0002	0.0254	0.51%
PISO 2	0.0126	0.0000	0.35%	0.0001	0.0123	0.34%
PISO 1	0.0036	0.0000	0.14%	0.0000	0.0035	0.13%

## 2.2 Diseño de los elementos estructurales.

El diseño se debe realizar para las cada una de las combinaciones requeridas en el Capítulo B de la NSR-10 obteniendo las fuerzas internas de diseño de cada uno de los elementos estructurales.

### 2.2.1 Combinaciones de diseño.

El diseño de la estructura y los elementos que la componen se realizara para que resistan los efectos de las cargas mayoradas en las combinaciones establecidas en el Titulo B de la NSR-10 presentadas en la Tabla 10, así:

**Tabla 10.***Combinaciones de diseño NSR-10.*

COMBINACIONES DE DISEÑO	FACTOR DE MAYORACIÓN		
	D(muerta)	L (viva)	E(sismo)
B.2.4-1	1.4		
B.2.4-2	1.2	1.6	
B.2.4-5	1.2	1	± 1.0
B.2.4.7	0.9		± 1.0

### 2.2.2 Diseño estructural de losa de entrepiso.

La losa de entrepiso debe cumplir varias funciones estructurales como resistir las fuerzas en el plano del diafragma de las combinaciones incluyendo el sismo, transferir las fuerzas a los elementos verticales en este caso los muros, transmitir además fuerzas entre los elementos del sistema de resistencia sísmica y soportar las cargas gravitacionales, en esta sección se definirán algunos parámetros y procedimientos a realizar para el diseño de la losa de entrepiso.

**2.2.2.1 Generalidades.** La losa será de concreto reforzado vaciado en sitio con resistencia de  $f_c=28$  MPa armada en dos direcciones con recubrimientos de 20 mm según el Título C, Capítulo C.7, Artículo C.7.7 de la NSR-10.

**2.2.2.2 Espesor de losa.** En el Título C, Capítulo C.9, Artículo C.9.5.2 de la NSR-10 permite seleccionar un espesor para losas sin vigas, revisando las deflexiones inmediatas causadas por la carga viva y la carga muerta. En la Tabla 11 se presenta las deflexiones máximas inmediatas causadas por las cargas vivas y las cargas muertas.

**2.2.2.3 Diseño de losa por cargas gravitacionales.** De acuerdo al Capítulo C.10 y C.11 de la NSR-10 se revisan las solicitaciones por flexión y cortante; estos valores se determinan por medio de una herramienta del programa ETABS® 2016 versión 16.2. denominada “Strips layer” en donde se evalúan las fuerzas internas por franjas generalmente de ancho unitario.

**Tabla 11.**

*Chequeo deflexiones inmediatas y a largo plazo.*

DESCRIPCIÓN	UNIDADES	VALORES
<b>Espesor propuesto</b>	m	0.14
<b>Luz</b>	m	4.74
<b>Recubrimiento</b>	mm	20.00
<b>As- (Superior)</b>	[-]	3/8" @ / 0.20 m.
<b>As+ (Inferior)</b>	[-]	3/8" @ / 0.20 m.
$\Delta$ inmediata <sup>1</sup>	mm	1.01
$\Delta$ inmediata <sup>2</sup>	mm	3.40
$\xi$	[-]	2.00
$\rho'$ (Cuantía de refuerzo)	[-]	0.0022
$\lambda\Delta$	[-]	1.80
$\Delta$ Total <sup>3</sup>	mm	7.14
<b>Límite <math>\Delta</math></b>	mm	9.88
<b>Chequeo</b>	mm	Cumple

NOTAS: 1 Deflexión inmediata debida a cargas vivas.

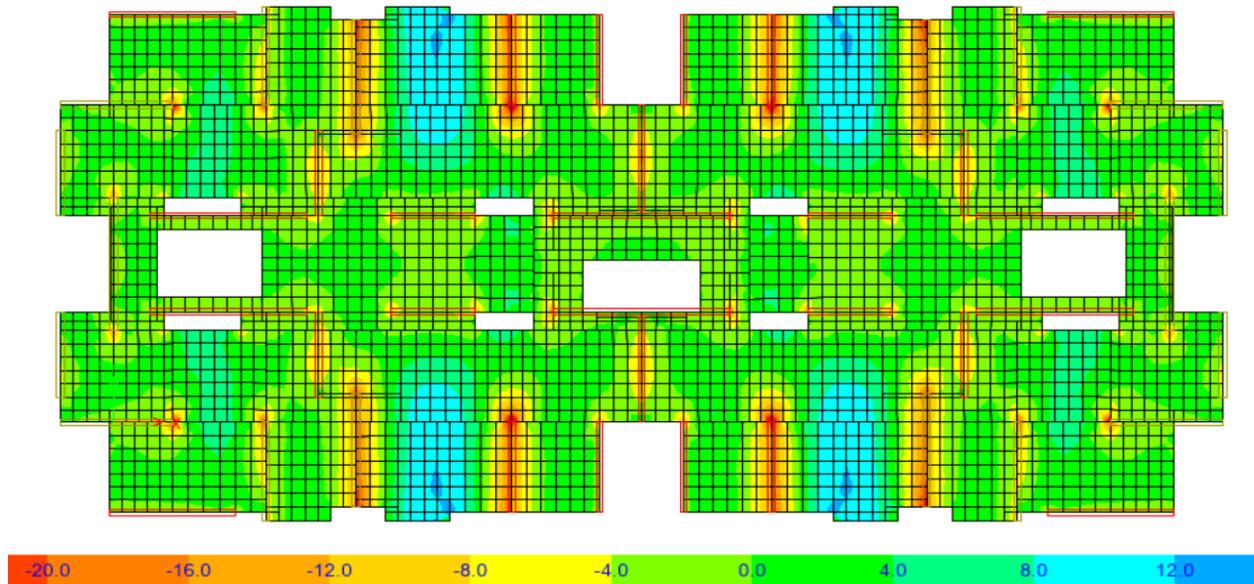
2 Deflexión inmediata causada por la carga permanente.

3 Deflexión total; 5 años o más para cargas sostenidas, Sección C.9.5.2.5 de la NSR-10

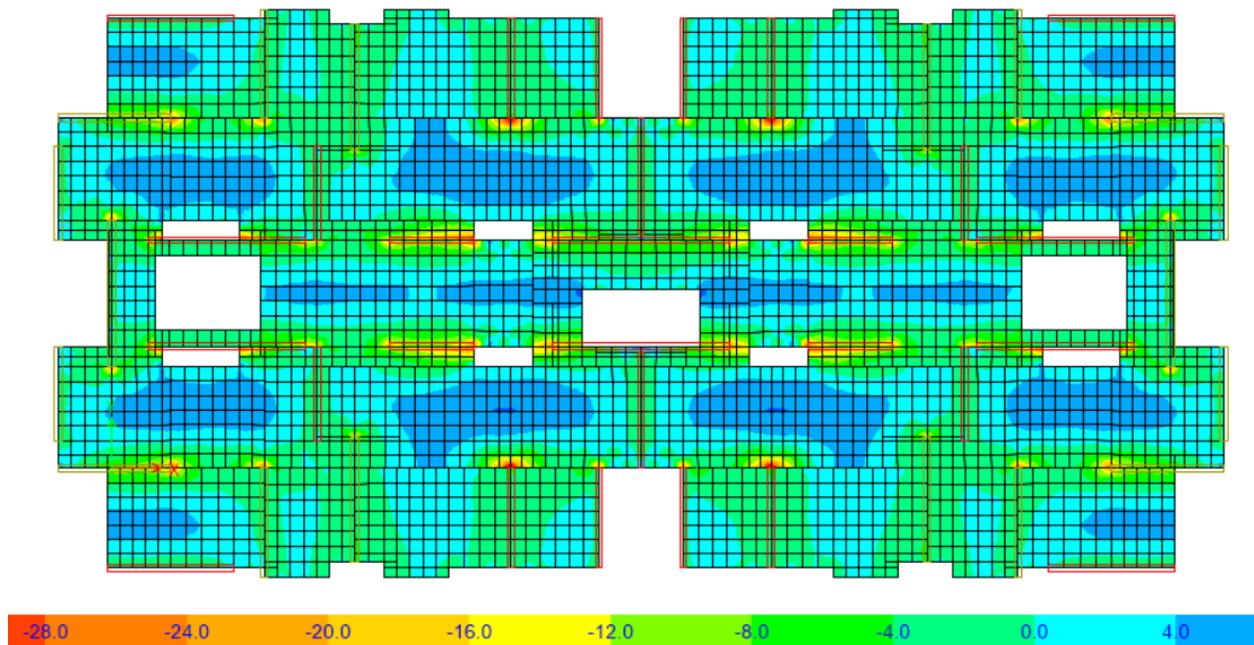
**2.2.2.4 Diseño de losa de entrepiso a flexión.** El cálculo del refuerzo a flexión se realizó con las combinaciones de cargas gravitacionales mayoradas. En las Figuras 6 y 7 se presentan los diagramas de momentos  $M_{11}$  y momentos  $M_{22}$ , la Tabla 12 presenta el cálculo del refuerzo de una sección de la losa en función de su momento y muestra la cantidad de refuerzo suministradas en la losa de entrepiso superior a la cuantía mínima descrita en el Artículo C.7.12.2.1 de la NSR-10.

**Figura 6.**

*Solicitaciones a momentos  $M11$  en la losa (kN.m/m).*

**Figura 7.**

*Solicitaciones a momentos  $M22$  en la losa (kN.m/m).*



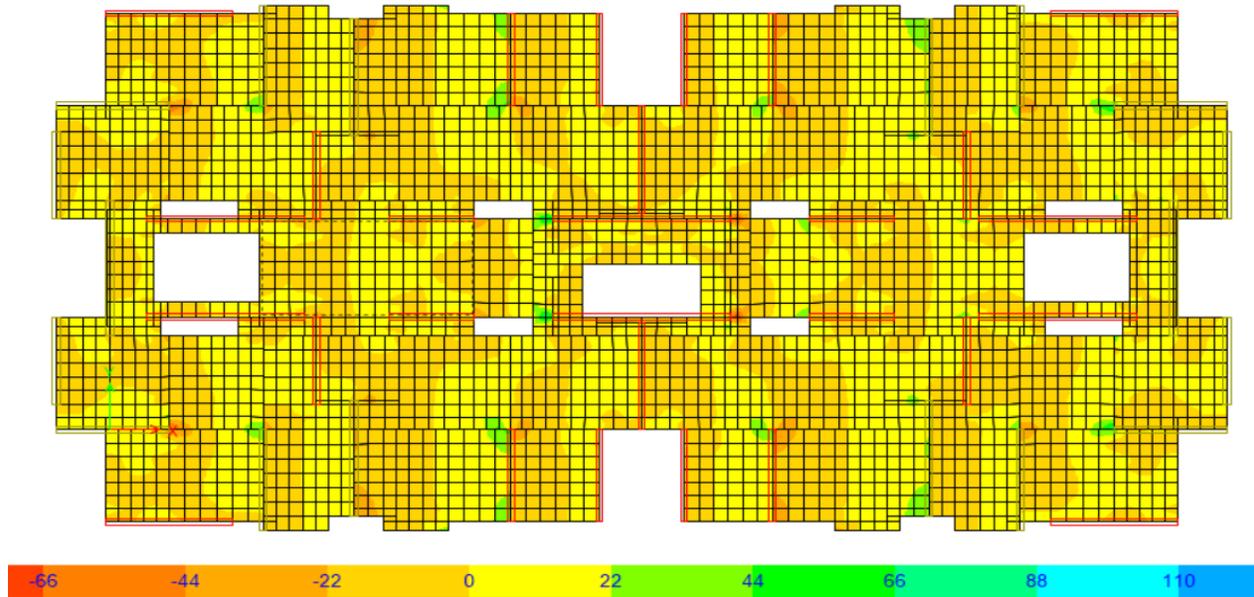
**Tabla 12.***Diseño a flexión losa de entrepiso*

CALCULO	CALCULO DEL REFUERZO						UND.	COMENTARIOS
	ZONA EXTREMA		ZONA MEDIA		ZONA EXTREMA			
	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior		
<b>Mu:</b>	20.00	0.00	0.0	13.00	20.00	0.00	kN-m/m	Momento último.
<b><math>\rho</math>(calculada):</b>	0.00276	0.00000	0.00000	0.00178	0.00276	0.00000	(-)	Cuantía Calculada.
<b><math>\rho</math>(utilizada):</b>	0.00276	0.00180	0.00180	0.00180	0.00276	0.00180	(-)	Cuantía Utilizada.
<b>As:</b>	3.86	2.88	2.88	2.52	3.86	2.52	cm <sup>2</sup>	Área Calculada.
<b>Diametro(Ø):</b>	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	Pulg.	Diam. Barra escogido.
<b>Cantidad de Refuerzo:</b>	5.00	4.00	4.00	4.00	5.00	4.00	Und.	Cant. Barras Calculadas.
<b>Separación Calculada:</b>	200.00	250.00	250.0	250.00	200.00	250.00	mm.	Separación Calculada.
<b>Separación Máxima:</b>	320.0	320.0	320.0	320.0	320.0	320.0	mm.	Separación Máx. C.7.6.5 NSR-10
<b>Separación Asumida:</b>	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	mm.	Separación Asumida.
<b>Chequeo:</b>	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	(-)	Chequeo Separación.
<b>Cant. Ref. Ajustada:</b>	5.00	5.00	5.0	5.00	5.00	5.00	Und.	Núm. Real de Barras.
<b>Cuantía Real:</b>	0.00223	0.00223	0.00223	0.00223	0.00223	0.00223	(-)	Cuantía Real.
<b>Chequeo:</b>	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	(-)	Chequeo.

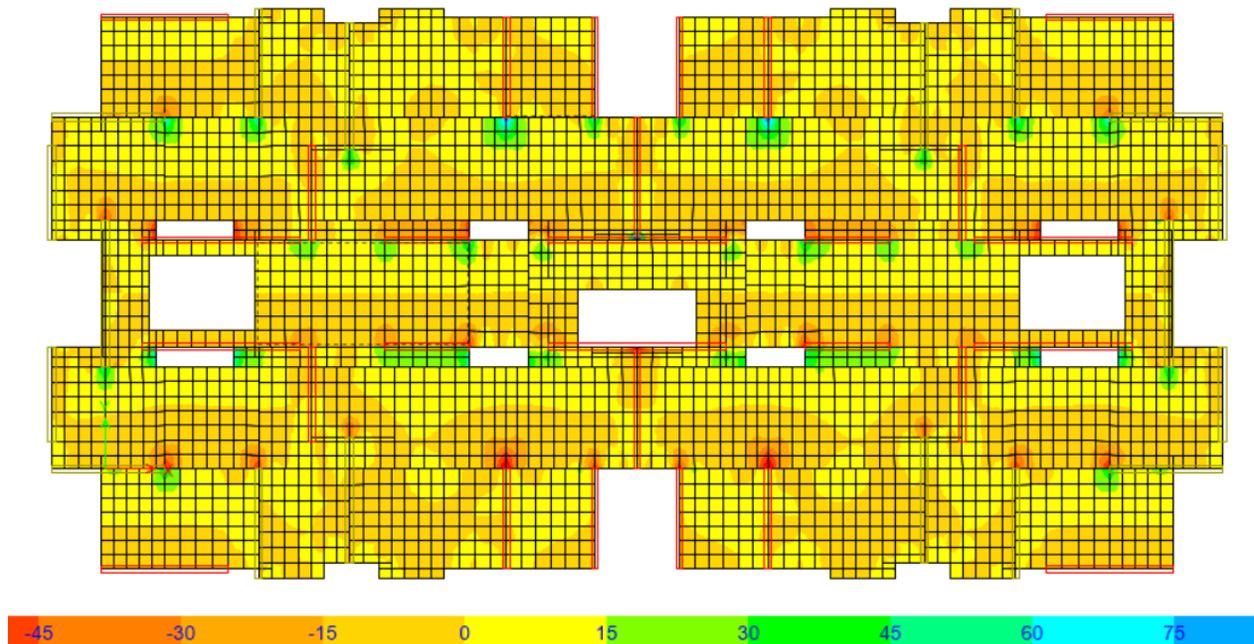
**2.2.2.5 Diseño de losa de entrepiso a corte.** En las Figuras 8 y 9 se presentan los diagramas de cortante de la losa de entrepiso. El valor del cortante no superò la fuerza estimada en la ecuación  $\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d$  presentada en la Tabla 13 para cada sector de la losa, donde  $b_w$  se toma como un ancho de 1.0 m y  $d$  representa la altura efectiva.

**Figura 8.**

*Solicitaciones a corte  $V_{13}$  en la losa (kN/m).*

**Figura 9.**

*Solicitaciones a corte  $V_{23}$  en la losa (kN/m).*



**Tabla 13.***Diseño a corte losa de entrepiso.*

CALCULOS	CHEQUEO DE CORTANTE			UND.	COMENTARIO
	ZONA EXTREMA	ZONA MEDIA	ZONA EXTREMA		
Prof. efect.=d	0.14	0.14	0.14	m.	Profundidad efectiva.
$V_u$ :	75.00	80.00	80.00	kN	Cortante último.
$\phi V_c$ :	94.45	94.45	94.45	kN	Cortante resistente concreto.
Chequeo:	Cumple	Cumple	Cumple	(-)	Chequeo.

**2.2.2.6 Diseño de los elementos colectores.** Los elementos colectores definidos como regiones o vigas colectoras tienen como función recoger fuerzas de corte del diafragma y transferirlas al sistema de resistencia lateral o redistribuirlas a otros sectores del diafragma, estos elementos están sometidos a fuerzas de compresión y de tracción, el ancho efectivo de estos elementos para su diseño se puede determinar como el ancho más la mitad de la longitud de muro en estudio según la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (2005). Las fuerzas inerciales para la evaluación del diafragma se determinan acuerdo a la Sección 7.4.1.3.4 del ASCE 41-17 y se visualizan en la Tabla 14.

**Tabla 14.***Fuerzas sísmicas y fuerza inerciales del diafragma.*

PISO	$V_x$ kN	$V_y$ kN	$F_{px,X}$ kN	$F_{px,Y}$ kN
PISO11	8147.28	8140.42	2273.57	2273.57
PISO 10	7308.10	7303.34	2273.57	2273.57
PISO 9	6480.64	6477.78	2273.57	2187.11
PISO 8	5666.02	5664.86	2185.80	1672.13
PISO 7	4865.62	4865.93	1670.71	1229.77
PISO 6	4081.18	4082.69	1228.38	1136.79
PISO 5	3314.97	3317.41	1136.79	1136.79
PISO 4	2570.12	2573.16	1136.79	1136.79
PISO 3	1851.23	1854.49	1136.79	1136.79
PISO 2	1165.81	1168.81	1136.79	1136.79
PISO 1	528.82	530.91	1136.79	1136.79

Para el diseño de estos elementos se requiere evaluar las fuerzas sísmicas de acuerdo a la ecuación A.3.3-2 del Capítulo A, Artículo A.3.3.9 de la NSR-10, donde el valor del coeficiente de la sobre-resistencia ( $\Omega_o$ ) se toma como 2.5 según la Tabla A.3-4 del mismo código, las combinaciones de carga se presentan en la Tabla 15.

**Tabla 15.**

*Combinaciones de diseño elementos colectores.*

COMBINACIÓN	SECCIÓN	CASO DE CARGA			
		MUERTA	VIVA	$F_{PX,X}$	$F_{PY,Y}$
COMBO 1	B.2.4-1	1.4			
COMBO 2	B.2.4-2	1.2	1.6		
COMBO 3	B.2.4-3	1.2	1		
COMBO 4	B.2.4-5	1.2	1	1	
COMBO 5	B.2.4-5	1.2	1	-1	
COMBO 6	B.2.4-5	1.2	1		1
COMBO 7	B.2.4-5	1.2	1		-1
COMBO 8	B.2.4-6	0.9			
COMBO 9	B.2.4-7	0.9		1	
COMBO 10	B.2.4-7	0.9		-1	
COMBO 11	B.2.4-7	0.9		1	1
COMBO 12	B.2.4-7	0.9		-1	-1

Se determinan las fuerzas cortantes máximas de las combinaciones de diseño presentadas en la Tabla 15 y visualizadas en la Figura 10, estas fuerzas se evalúan en un modelo más detallado del elemento colector, donde se calcula si se debe suministrar acero por tracción, en la Figura 11 se representa a manera de ejemplo la evaluación de la fuerza del elemento colector de los muros MX-8, MX-9, MX-20 y MX-21, con una fuerza  $T_U = 226$  kN, las fuerzas restantes de los demás colectores se resumen en la Tabla 16.

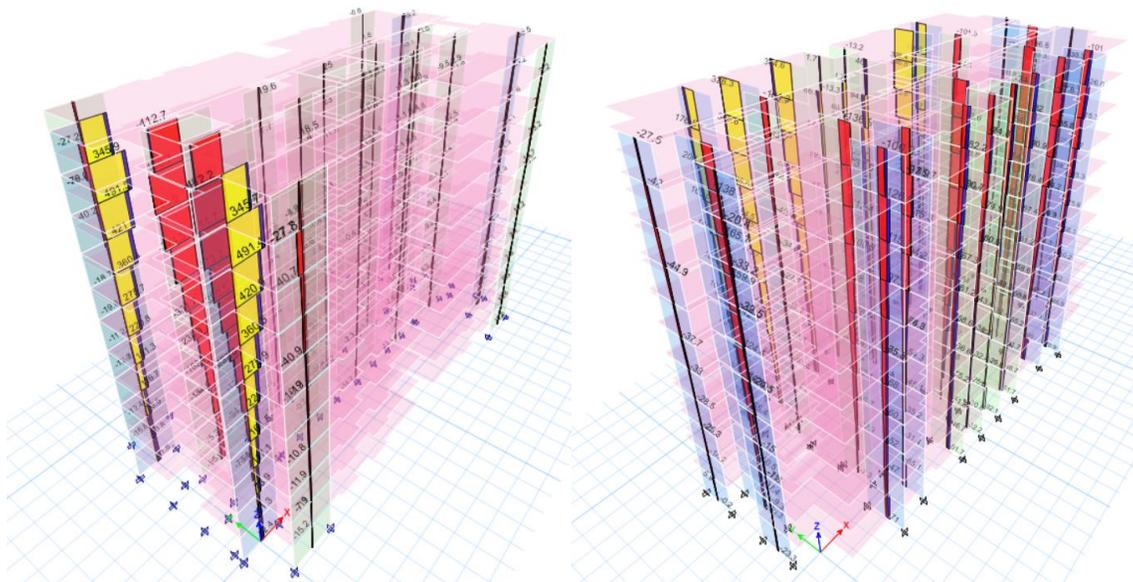
**Tabla 16.**

*Cálculo del acero en los elementos colectores.*

Muros	$T_u$	Designación barra	Area barra	Nº barras
	kN	Nº	mm <sup>2</sup>	Und.
MX-10, MX-11, MX-18, MX-19	314.0	5	199.0	4
MX-8, MX9-, MX-20, MX-21	226.0	4	129.0	5
MX-4, MX-5, MX-24, MX-25	176.0	4	129.0	4
MX-3, MX-26	40.0	3	71.0	1
MY-3, MY-4, MY-15, MY-16	78.5	71.0	3	

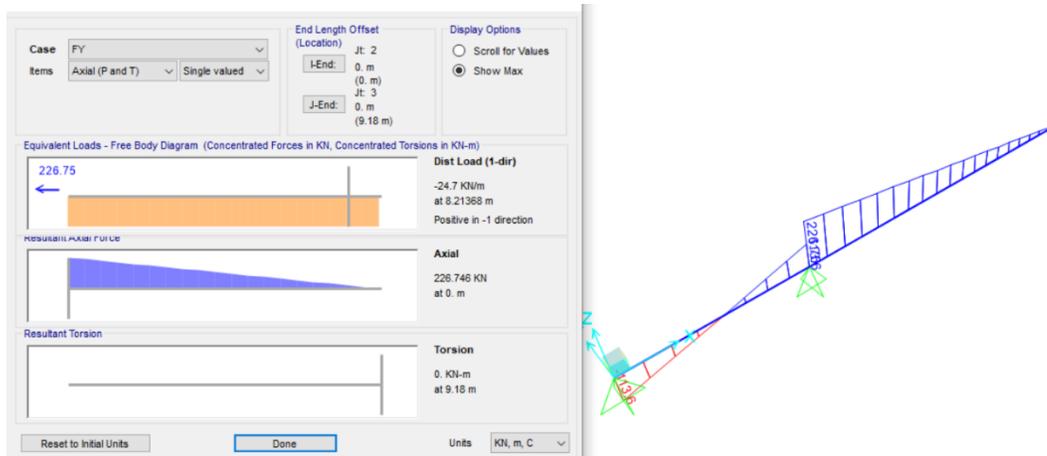
**Figura 10.**

*Fuerzas cortantes para el diseño elementos colectores, sentido “X” derecha, sentido “Y” izquierda (kN).*



**Figura 11.**

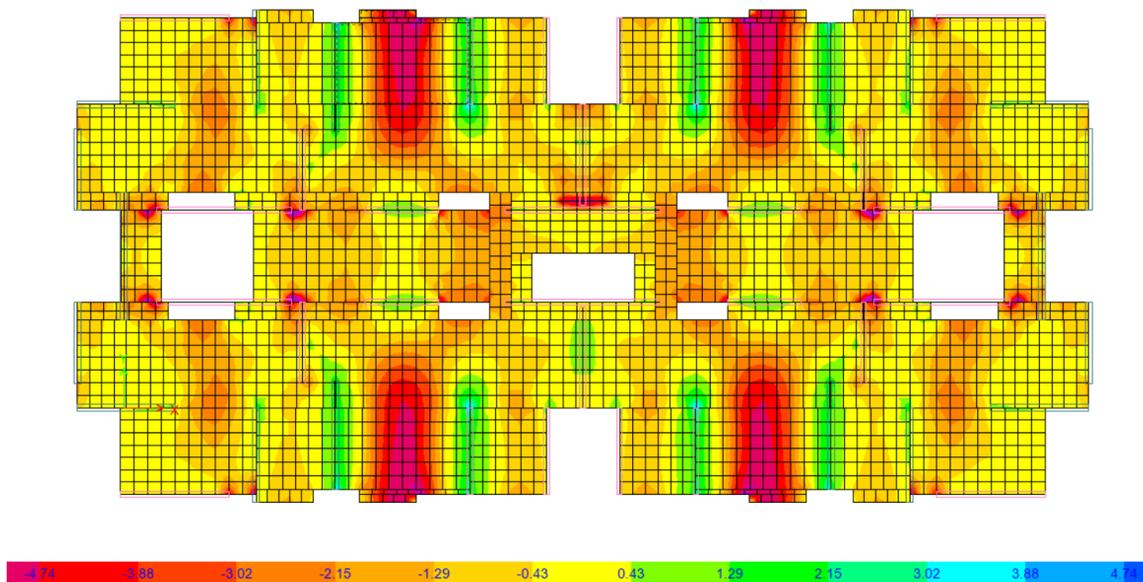
*Evaluación de la fuerza de tracción elemento colector muros MX-8, MX-9, MX-20 Y MX-21 (kN).*



Además de lo anterior se verifica que los elementos colectores que requieran confinamiento de acuerdo al Capítulo C, Artículo C.21.11.7.5 de la NSR-10 no superen esfuerzos superiores a  $0.20f_c$  (6.5MPa) ver Figuras 12 y 13.

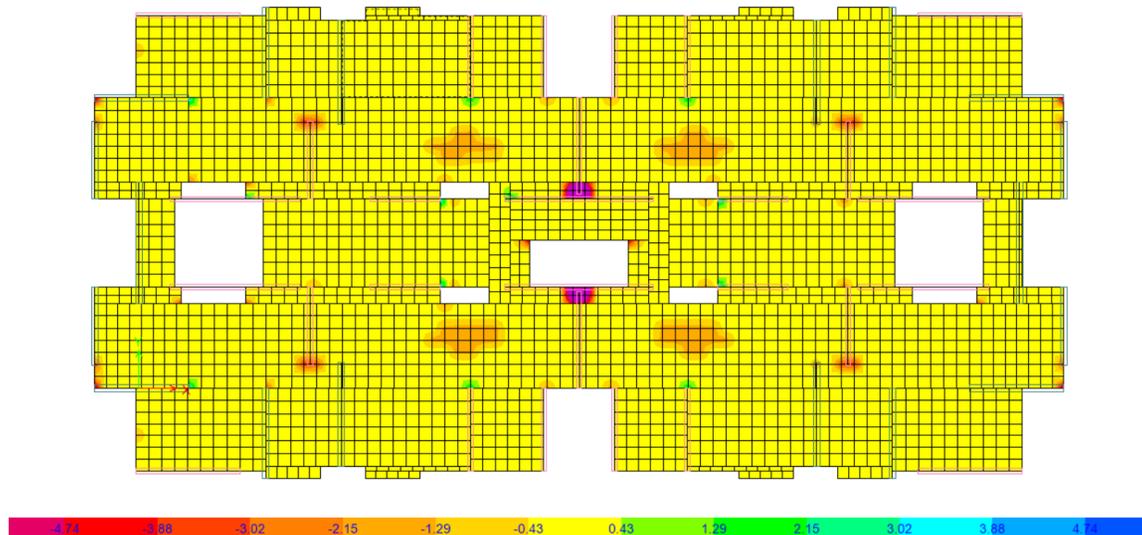
**Figura 12.**

*Esfuerzos superiores a  $0.2f_c$  (6.5MPa) sentido X.*



**Figura 13.**

*Esfuerzos superiores a  $0.2f_c$  (6.5MPa) sentido Y.*



### **2.2.3 Diseño de muros estructurales.**

El sistema principal de resistencia sísmica de esta estructura son los muros de concreto reforzado que se diseñan para resistir combinaciones de corte, momentos y cargas axiales generadas por las fuerzas laterales consistentes con el sismo de diseño; a continuación, se presenta a manera de ejemplo el diseño del muro Y-3 que cuenta con una longitud  $L_w$  de 5.0 m, un espesor de 0.2 m y una altura total  $H_w$  de 28.38 m, Cada uno de los muros se modeló mediante elementos tipo “Shell”.

**2.2.3.1 Diseño por cortante en el plano muro.** Se revisaron las solicitaciones por cortante de cada una de las combinaciones de diseño según la Sección B.2.4 de la NSR-10 con las fuerzas reducidas, verificando que la resistencia máxima del muro supere el cortante máximo según la Ecuación C.11-1 de la NSR-10 ( $\phi V_n \geq V_u$ ). El coeficiente de reducción de resistencia se tomó de

acuerdo al Capítulo C, Artículo C.9.3.4 de la NSR-10, como 0.60 para estructuras con disipación de energía especial y que resistan efectos sísmicos.

La Tabla 17 muestra los cálculos donde se verifica que  $\phi V_n \geq V_u$  cumpliendo con este requerimiento. En la Tabla 18 se determina la fuerza cortante mínima que soporta la sección de concreto según en el Capítulo C.11, Artículo C.11.9.6 de la NSR-10 comparando las ecuaciones

C.11-27,  $V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'c}hd + \frac{N_u d}{4L_w}$  y la ecuación C.11-28,  $V_c = \left[ 0.05\lambda\sqrt{f'c} + \frac{L_w(0.1\lambda\sqrt{f'c} + 0.2\frac{N_u}{L_w h})}{\frac{M_u L_w}{V_u} \frac{L_w}{2}} \right]$  y tomando el menor valor.

**Tabla 17.**

*Resistencia máxima a cortante del muro.*

TERMINOS	UNIDAD	VALORES	COMETARIOS
<b>h:</b>	m.	0.20	Espesor del muro.
<b>L<sub>w</sub>:</b>	m.	5.00	Longitud muro.
<b>f'c:</b>	MPa.	28.0	Resistencia concreto.
<b>F<sub>y</sub>:</b>	MPa.	420.0	Resistencia acero.
<b>ρ<sub>t</sub>:</b>	[-]	0.0028	Cuantía.
<b>φ:</b>	[-]	0.60	Coefficiente reducción.
<b>α<sub>c</sub>:</b>	[-]	0.17	Coefficiente C.21.9.4.1, NSR-10
<b>λ:</b>	[-]	1.00	Factor modificador.
<b>V<sub>u</sub>:</b>	kN.	605.00	Cortante último.
<b>φV<sub>n</sub><sub>max</sub>:</b>	kN.	2108.13	Eq: C.11.9.3, NSR-10.
<b>φV<sub>n</sub><sub>max</sub> :</b>	kN.	1245.33	Eq: C.21.9.4, NSR-10.
<b>V<sub>u</sub><sub>max</sub> &lt; φV<sub>n</sub><sub>max</sub></b>	[-]	Cumple	Chequeo.

**Tabla 18.**

*Capacidad al cortante asumido por la sección de concreto.*

TERMINOS	UNIDAD	VALORES	COMETARIOS
<b>h:</b>	m.	0.20	Espesor del muro.
<b>L<sub>w</sub>:</b>	m.	5.00	Longitud muro.
<b>d:</b>	m.	4.00	0.80*L <sub>w</sub> .
<b>λ:</b>	[-]	1.00	Factor modificador.
<b>f'c:</b>	MPa.	28.00	Resistencia concreto.
<b>Fy:</b>	MPa.	420.00	Resistencia acero.
<b>φ:</b>	[-]	0.60	Coficiente reducción.
<b>Vu:</b>	kN.	605.00	Cortante último.
<b>Mu:</b>	kN.	9061.00	Momento último.
<b>Nu:</b>	kN.	646.00	Axial último.
<b>Mu/Vu - L<sub>w</sub>/2:</b>	m.	12.48	Eq: C.11-28, NSR-10.
<b>φVc (1):</b>	kN.	1220.48	Eq: C.11-27, NSR-10.
<b>φVc (2):</b>	kN.	253.63	Eq: C.11-28, NSR-10.
<b>φVc<sub>min</sub>:</b>	kN.	253.63	Cortante menor.
<b>φVc<sub>max</sub>:</b>	kN.	719.64	Artículo C.11.9.5
<b>Vu &lt; φVc<sub>min</sub></b>	[-]	No cumple	Chequeo.

Según el Capítulo C.11, Artículo C.11.9.8 de la NSR-10 determina que se debe calcular la capacidad a cortante de la sección de concreto con las ecuaciones C11-27 y C11-28, si el cortante último  $V_u$ , supera la mitad de la capacidad de resistencia del concreto ( $0.5 \phi V_c$ ), y se debe suministrar acero de refuerzo según la Ecuación C.11-2 de la NSR-10,  $V_n = V_c + V_s$ . Donde  $V_s$  representa la capacidad de cortante asumida por el acero de refuerzo horizontal y no debe ser menor a 0.0025. Ver cálculos en la Tabla 18 y Tabla 19.

La cuantía vertical se debe calcular según la Ecuación C.11-30 de la NSR-10,  $\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left( 0.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) (\rho_t - 0.0025)$  y no puede ser menor al 0.0025.

Los espaciamientos del refuerzo horizontal no deben exceder a  $L_w/5$  ó 0.45 m y los del acero vertical  $L_w/3$  ó 0.45 m. y la cantidad de capas de refuerzo depende si el cortante último excede la ecuación C.21.9.2.3,  $V_u = 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'c}$  en su defecto cuando el espesor del muro es igual o mayor de 0.15 m se deben colocar dos capas. Ver cálculos en la Tabla 19.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no debe exceder  $l_w/5$ , o 45 mm, la cuantía de refuerzo vertical debe determinarle según la ecuación C.11-30, pero no puede ser menor a 0.0025. El espaciamiento del refuerzo vertical no debe exceder  $l_w/3$  o 45 mm cuando el  $V_u$  excede el valor calculado según el Artículo C.21.9.2.3,  $V_u = 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'c}$  se debe colocar dos capas de refuerzo o en su defecto cuando el espesor del muro es igual o mayor de 15 cm se deben colocar dos capas.

**Tabla 19.** Refuerzo a cortante del muro primer piso.

TERMINOS	UNIDAD	VALORES	COMENTARIO
<b>h:</b>	m.	0.20	Espesor del muro.
<b>L<sub>w</sub>:</b>	m.	5.00	Longitud muro.
<b>d:</b>	m.	4.00	0.80*L <sub>w</sub> .
<b>λ:</b>	[-]	1.00	Factor modificador.
<b>f'c:</b>	MPa.	28.0	Resistencia concreto.
<b>F<sub>y</sub>:</b>	MPa.	420.0	Resistencia acero.
<b>φ:</b>	[-]	0.60	Coefficiente reducción.
<b>V<sub>u</sub>:</b>	kN.	605.00	Cortante último.
<b>φV<sub>c min</sub>:</b>	kN.	253.63	Cortante concreto.
<b>V<sub>u</sub> &gt; 0.5φV<sub>c min</sub></b>	[-]	Cumple	Chequeo.
<b>V<sub>s</sub>=V<sub>u</sub> -φV<sub>c min</sub></b>	kN.	351.37	Cortante del acero.
<b>V<sub>u max</sub>:</b>	kN.	719.64	C.21.9.2.3. NSR-10.
<b>V<sub>u</sub> &lt; V<sub>u max</sub></b>	[-]	Una capa	Se toman dos capas.
<b>s:</b>	m.	0.25	Separación.
<b>A<sub>v</sub>:</b>	m <sup>2</sup>	0.00014	Área 2 barra 3/8".
<b>V<sub>s</sub> suministrado</b>	kN.	954.24	Cortante ofertado acero.
<b>Res. nominal muro</b>	kN.	1207.87	Cortante total.
<b>ρ<sub>t</sub> :</b>	[-]	0.0028	Cuantía ofertada.
<b>ρ<sub>minima</sub>:</b>	[-]	0.0025	Cuantía mínima.
<b>ρ<sub>t</sub> &gt; ρ<sub>minima</sub></b>	[-]	Cumple	Chequeo.
<b>Refuerzo</b>	[-]	1 N 3 C/ 0.25 m	Refuerzo suministrado.

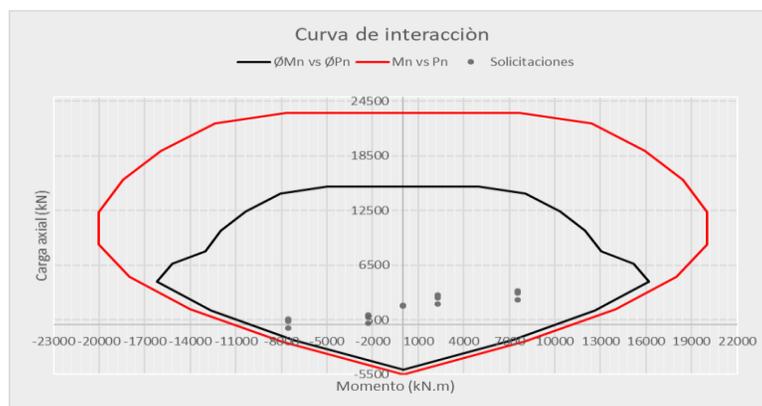
**2.2.3.2 Diseño a flexión en el plano del muro.** El diseño a flexo compresión se realizó de acuerdo a los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, construyendo la curva de interacción entre el momento flector versus la carga axial nominal y la curva de diseño afectando los valores por los coeficientes de reducción de resistencia según el Capítulo C.9, Artículo C.9.3.2.2 de la NSR-10.

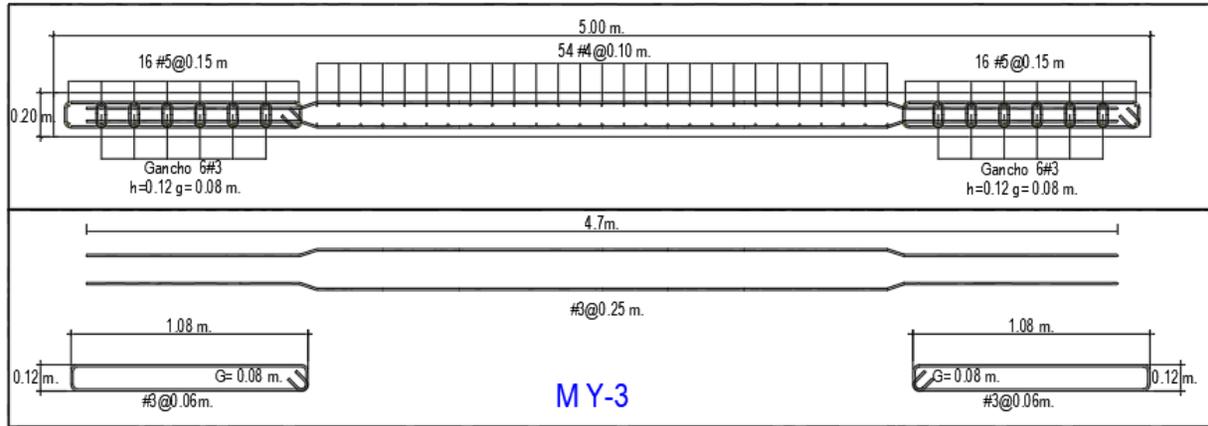
Como se puede apreciar en la Figura 14, se realizó el diagrama de interacción del Muro Y-3 para el primer nivel (piso 1) y se presenta el detallado del refuerzo vertical y los elementos de borde.

La curva mostrada representa la resistencia reducida  $\phi M_n$ ,  $\phi P_n$ , donde es  $\phi=0.65$  si la sección es controlada a compresión ( $\epsilon_t \leq 0.0021$ ), o puede tomar el valor de  $\phi=0.9$  si la sección es controlada a tensión ( $\epsilon_t \geq 0.005$ ), en zonas intermedias se hace una transición lineal entre estos valores según la sección C.9.3.2.2 de la NSR-10. Para definir el límite superior de la carga axial en el diagrama se usó  $\phi=0.75$ , la resistencia axial de diseño se determina con la ecuación C.10.2 de la NSR-10.

### Figura 14.

*Diagrama de interacción y detallado del Muro Y-*





**2.2.3.3 Elementos de borde especiales.** Según el Capítulo C.21, Artículo C.21.9.6.2 de la NSR-10 las zonas sometidas a compresión deben ser reforzadas con elementos de borde, cuando se cumpla la ecuación C.21 de la NSR-10.  $C \geq L_w / (600(\delta_u / H_w))$ , en donde el término “C” representa la profundidad del eje neutro, que para el caso del Muro Y-3 se calcula en 1.48 m el valor de  $\delta_u / H_w$  se toma como 0.007 para este cálculo y por tanto se determina que  $1.48 \text{ m} \geq 1.19 \text{ m}$  generando la necesidad de ubicar elementos de borde en el muro estructural.

La profundidad de este elemento de borde en particular se toma como 1.15 m debido a que la longitud mínima para este elemento según el Capítulo C.21, Artículo C.21.9.6.4 de la NSR-10 no debe ser menor al mayor valor entre  $C - 0.1L_w$  (0.98 m) y  $C/2$  (0.74 m). La proyección vertical de este elemento de borde se realiza hasta el tercer nivel (piso 3) según el Capítulo C.21, Artículo C.21.9.6 de la NSR-10 debe ser la mayor entre  $L_w$  y  $M_u/4V_u$ . Sin embargo, el elemento de borde en todos los muros superiores continúa hasta la cubierta, variando su profundidad.

El cálculo del refuerzo transversal de los elementos de borde se calcula con los requisitos del Artículo C.21.9.6.4 de la NSR-10 presentados en la Tabla 20.

En la Tabla 21 se presenta un resumen del diseño de todos los muros del primer piso que hacen parte de sistema sísmico y en el Anexo 3 se presentan los planos detallados.

**Tabla 20.***Cálculo del refuerzo transversal elementos de borde.*

TERMINOS ELEMENTO BORDE	UND.	CALCULOS	COMENTARIO
<b>f<sub>c</sub>:</b>	MPa.	28.00	Resistencia concreto.
<b>F<sub>y</sub>:</b>	MPa.	420.00	Resistencia acero.
<b>Espesor:</b>	m.	0.20	Espesor muro.
<b>Longitud:</b>	m.	1.15	longitud elemento borde.
<b>Recubrimiento:</b>	m.	0.04	Recubrimiento.
<b>Área bruta del muro Ag:</b>	m <sup>2</sup>	0.23	Área bruta.
<b>Área confinada del muro Ach:</b>	m <sup>2</sup>	0.18	Área efectiva.
<b>0.3*(Ag/Ach - 1)*f<sub>c</sub>/f<sub>y</sub>: (1)</b>	[-]	0.0059	Eq. C.21-7.
<b>0.09f<sub>c</sub>/f<sub>y</sub>: (2)</b>	[-]	0.0060	Eq. C.21-8.
<b>Ash/s*bc:</b>	[-]	0.0060	Valor máximo (1)-(2).
<b>s:</b>	m.	0.0700	Separación vertical.
<b>Ash:</b>	m <sup>2</sup>	0.0005	Área acero requerido.
<b>Diámetro del estribo:</b>	Pulg.	3/8	Barra comercial.
<b>Nº Ramas requeridas:</b>	Und.	7.00	Nº ramas calculadas.
<b>Nº Ramas suministradas:</b>	Und.	8.00	Nº ramas suministrada.
<b>Chequeo:</b>	[-]	Cumple	Chequeo.

**Tabla 21.***Diseño de los muros primer nivel.*

MUROS.	e:	Lw.	e:	Long.	# barra	Filas X'	Filas Y'	# barra	Filas X'	Filas Y'	# barra	Ramas X'	Ramas Y'	s:	CUANTIA EB	CUANTIA ALMA	CUANTIA HORIZONTAL
	m.	m.	m.	m.	Pulg.	[-]	[-]	Pulg.	und.	und.	Pulg.	und.	und.	m.	%	%	%
MX-3, MX-26	0.25	4.68	0.25	0.58	5/8	2	4	1/2	2	30	3/8	2	4	0.08	1.09%	0.86%	0.28%
MX-8, MX-9, MX-20, MX-21	0.25	4.00	0.25	0.73	5/8	2	5	1/2	2	17	3/8	2	5	0.08	1.08%	0.68%	0.23%
MX-10, MX-11, MX-18, MX-19	0.20	3.18	0.20	0.63	1/2	2	6	1/2	2	13	3/8	2	4	0.06	1.21%	0.86%	0.24%
MX-6, MX-7, MX-22, MX-23	0.20	3.00	0.20	0.73	5/8	2	4	1/2	2	11	3/8	2	4	0.08	1.08%	0.90%	0.24%
MX-12, MX-13, MX-16, MX-17	0.20	3.18	0.20	0.38	5/8	2	2	1/2	2	10	3/8	2	2	0.06	1.04%	0.52%	0.24%
MX-14, MX-15	0.20	3.70	0.20	1.03	5/8	2	7	5/8	2	11	3/8	2	7	0.08	1.35%	1.33%	0.28%
MX-1, MX-2, MX-27, MX-28	0.25	3.00	0.25	0.28	5/8	2	2	1/2	2	17	3/8	2	2	0.08	1.13%	0.71%	0.23%
MX-4, MX-5, MX-24, MX-25	0.25	3.48	0.25	0.43	5/8	2	3	1/2	2	18	3/8	2	3	0.08	1.10%	0.70%	0.23%
MY-2, MY-5, MY-14, MY-17	0.25	3.60	0.25	0.43	5/8	2	3	1/2	2	19	3/8	2	3	0.08	1.10%	0.70%	0.28%
MY-7, MY-8, MY-11, MY-12	0.25	3.60	0.25	0.43	5/8	2	3	1/2	2	19	3/8	2	3	0.08	1.10%	0.70%	0.28%
MY-1, MY-6, MY-13, MY-8	0.20	4.00	0.20	0.43	1/2	2	4	1/2	2	22	3/8	2	3	0.06	1.18%	0.89%	0.28%
MY-9, MY-10	0.20	5.68	0.20	1.23	1/2	2	12	1/2	2	25	3/8	2	7	0.08	1.24%	0.98%	0.28%
MY-3, MY-4, MY-15, MY-16	0.20	5.00	0.20	1.18	5/8	2	8	1/2	2	27	3/8	2	8	0.06	1.34%	1.30%	0.28%

### 2.2.4 Diseño de la cimentación.

El sistema encargado de transmitir las cargas de la superestructura al suelo y que soporte, se plantea como una placa de cimentación con vigas rectangulares encargadas de soportar los muros estructurales.

**2.2.4.1 Dimensionamiento de sistema de cimentación.** Basados en modelo de Winkler se realiza un pre-dimensionamiento del sistema de cimentación calculando un factor de amortiguación del sistema cimiento-suelo denominado lambda " $\lambda$ " y su inverso " $1/\lambda$ " longitud característica o longitud elástica que constituye una interacción entre la placa y el suelo de fundación (Delgado,2012). El valor de este factor es función del momento de inercia de la losa-viga, el ancho efectivo de la sección de losa, el módulo de elasticidad del concreto y el módulo de reacción del suelo ( $k_s$ ). En la Tabla 22 se presentan los cálculos donde se determina la relación " $\lambda L$ " para obtener un valor cercano a  $\pi/4$  que me indica que la cimentación es rígida, con un espesor de losa de 0.60 m y vigas de dimensiones 1.0 m de altura por 0.6 m de base con concreto de  $f'c = 28\text{MPa}$ .

**Tabla 22.**

*Cálculo de la rigidez del cimiento método Winkler.*

GEOMETRIA PROPUESTA					DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UND.	COMENTARIOS
					Lc:	3.00	m.	Longitud entre apoyos.
					Qadm:	280.00	kN/m <sup>2</sup>	Presión admisible suelo.
					$\delta$ :	2.00	cm.	Desplazamiento esperado.
					B:	2.70	m.	Ancho efectivo.
					bw:	0.60	m.	Ancho de viga.
					h1:	0.60	m.	Altura losa.
					h2:	0.40	m.	Altura de viga menos altura losa.
					$f'c$ :	28.00	MPa.	Resistencia concreto.
					$K_s$ :	20954.68	kN/m <sup>3</sup>	Modulo reacción del suelo.
					Ee:	20636.9	MPa.	Modulo elasticidad concreto.
					ht:	1.00	m.	Altura de viga.
					lc:	0.1041	m <sup>4</sup>	Inercia sección.
					$\lambda$ :	0.28488	[-]	Factor de amortiguación.
					$\lambda * Lc$ :	0.855	[-]	Producto factor longitud
					$\pi/2$ :	1.571	>= Flexible.	Chequeo.
					$\pi/4$ :	0.785	<= Rígido.	Chequeo.
					Dif. $\pi/2$ :	-0.716	>= Flexible.	$\lambda * Lc$ menos $\pi/2$ .
					Dif. $\pi/4$ :	0.069	<= Rígido.	$\lambda * Lc$ menos $\pi/4$ .
					Dif. $\pi/2$ :	1.502	>= Flexible.	$\lambda * Lc$ menos $\pi/2$ .
SECCION	b (m)	h(m)	Área (m <sup>2</sup> )	Yi (m)				
Sección 1	2.70	0.60	1.62	0.30				
Sección 2	0.60	0.40	0.24	0.80				
B: 2.70 m.								
A*Yi (m <sup>3</sup> )	Io (cm <sup>4</sup> )	di (m)	A*di2 (m <sup>4</sup> )	Ye (m.):				
0.4860	0.0486	0.0645	0.0067	0.3645				
0.1920	0.0032	-0.4355	0.0455	Xc (m):				
0.6780	0.0518		0.0523	1.3500				

Se debe diseñar la losa de cimentación de tal manera que las resultantes de las cargas estáticas aplicadas coincidan con el centro geométrico de la cimentación, considerando todo el conjunto de cargas reales que actúan sobre la losa como lo indica la Sección H.4.2 de la NRS-10, en la Tabla 23 se muestra los resultados de esta verificación.

**Tabla 23.**

*Resumen análisis de cargas.*

PISO	AREA m <sup>2</sup>	PESO (W) kN	X <sub>C</sub> m.	Y <sub>C</sub> m.	X <sub>C</sub> * W kN-m.	Y <sub>C</sub> * W kN-m.
PISO 11	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,005.59	49,475.70
PISO 10	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 9	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 8	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 7	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 6	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 5	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 4	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 3	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 2	571.00	5648.62	18.59	8.76	105,006.15	49,477.96
PISO 1	571.00	5648.62	18.60	8.77	105,046.82	49,552.52
SUMATORIA:		<b>62134.82</b>			<b>1,155,107.77</b>	<b>544,329.83</b>
CENTRO DE CARGAS DEL EDIFICIO:			X <sub>C</sub> :	18.59 m.	Excentricidades:	
			Y <sub>C</sub> :	8.76 m.	ex:	0.0019%
CENTRO GEOMETRICO CIMENTACIÓN:			X <sub>C</sub> :	18.59 m.	ey:	0.0053%
			Y <sub>C</sub> :	8.76 m.	<b>Cumple</b>	

**2.2.4.2 Análisis de la rigidez estática de la cimentación.** La modelación de la rigidez de la cimentación se realizó según los requerimientos de la Sección 8.0 del ASCE/SEI 41-17 donde se calcula la rigidez estática “K<sub>sur</sub>” de la cimentación para diferentes grados de libertad como lo muestra la Figura 8.2 del ASCE/SEI 41-17 y se realiza un ajuste con los factores de corrección por la profundidad de la cimentación “η” y el factor de corrección dinámica “α” teniendo en cuenta

la relación de módulo de corte efectivo del suelo como lo indica la Tabla 8-2 del ASCE/SEI 41-17. La Tabla 24 y Tabla 25 muestra los datos y cálculos para determinar la rigidez estática usada en la modelación.

**Tabla 24.**

*Cálculos para determinar la rigidez estática de la cimentación.*

DATOS DE CALCULO			COMENTARIO
<b>Tipo de suelo:</b>	C		Tipo suelo.
<b>S<sub>s</sub>:</b>	0.35	g	Aceleración horizontal pico efectiva.
<b>F<sub>a</sub>:</b>	1.15	(-)	Coefficiente amplificación.
<b>g:</b>	9.81	m/s <sup>2</sup>	Gravedad.
<b>V<sub>s</sub>:</b>	360.00	m/s	Velocidad media onda suelo.
<b>γ:</b>	19.90	kN/m <sup>3</sup>	Peso unitario del suelo.
<b>G<sub>o</sub>:</b>	262899.08	kN/m <sup>2</sup>	Modulo de cortante inicial.
<b>S<sub>xs</sub>:</b>	0.403	(-)	Dato tomado Tabla 8.2 ASCE 41-17.
<b>G/G<sub>o</sub>:</b>	0.75	(-)	Relación módulos de cortante.
<b>G:</b>	197174.31	kN/m <sup>2</sup>	Modulo de cortante efectivo.
<b>B:</b>	20.00	m	Ancho losa.
<b>L:</b>	37.00	m	Largo losa.
<b>v:</b>	0.30	(-)	Relación de Poisson.

**Tabla 25.**

*Rigidez estática cimentación.*

RESORTE	K <sub>sur</sub>	η	α	Rigidez (kj=η*K <sub>sur</sub> *α)
Horizontal-Direccion x	14548096.03 kN/m	1.14	1	16539253.11 kN/m
Horizontal-Direccion y	15336793.27 kN/m	1.14	1	17435897.14 kN/m
Vertical-Direccion z	14548096.03 kN/m	1.07	1	15506466.55 kN/m
Rotacional sobre x-x	1892873394.50 kN/m/rad	1.12	1	2117746753.76 kN/m/rad
Rotacional sobre y-y	4712710880.90 kN/m/rad	1.11	1	5238672225.75 kN/m/rad

El valor de la rigidez vertical en el centro de la cimentación se determinó dividiendo la rigidez vertical “z” por el área de la cimentación, en los bordes fueron incrementados por un factor denominado “Rk”, cálculos realizados según las ecuaciones 21<sup>a</sup> y 2-21) de la NIST GCR 12-917-21 (NIST212,2012), en las esquinas se tomaron promedios entre el área central y los bordes. Ver Tabla 26 y Figura 15.

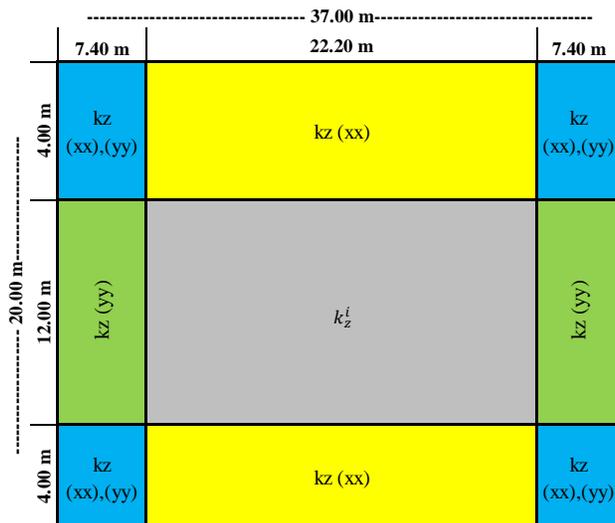
**Tabla 26.**

*Intensidad de los resortes.*

RIGIDEZ VERTICAL EN EL CENTRO DE LA LOSA			
$k_z^i =$	20954.68	kN/m <sup>3</sup>	
RIGIDEZ VERTICAL EN LOS BORDES			
$R_e =$	0.4		
$R_{k,yy} =$	3.50		
$R_{k,xx} =$	4.95		
$k_{z(xx),} =$	103735.19	kN/m <sup>3</sup>	Borde en xx <span style="background-color: #ffff00;"></span>
$k_{z(yy),} =$	73376.83	kN/m <sup>3</sup>	Borde en yy <span style="background-color: #90ee90;"></span>
$k_{z(xx),(yy)} =$	88556.01	kN/m <sup>3</sup>	Promedio xx-yy <span style="background-color: #00bfff;"></span>

**Figura 15.**

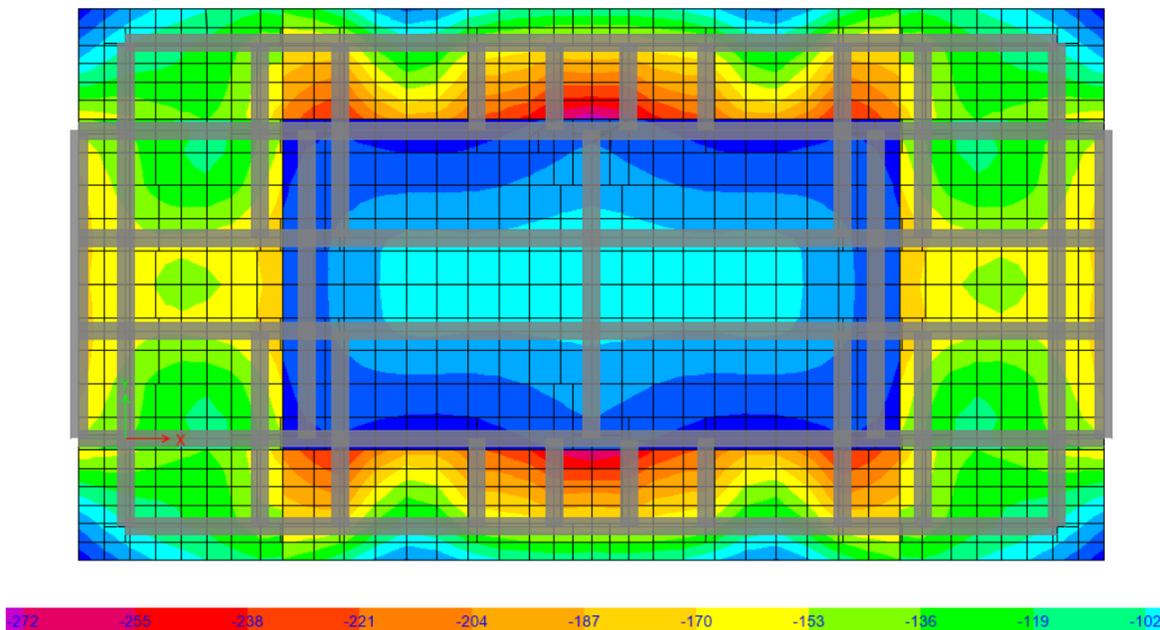
*Distribución de la intensidad de rigidez en el área de la cimentación.*



**2.2.4.3 Solicitaciones y esfuerzos en la losa.** Inicialmente se revisaron los esfuerzos bajo la losa de cimentación al aplicar los resultados de las combinaciones de carga de servicio como se describió en la Sección 2.1.1.10 el valor de la capacidad admisible del suelo es de  $280 \text{ kN/m}^2$ . En la Figura 16 se pueden determinar los esfuerzos presentados en la cimentación producto de las cargas de servicio.

**Figura 16.**

*Esfuerzos por carga de servicio en la cimentación (MPa).*

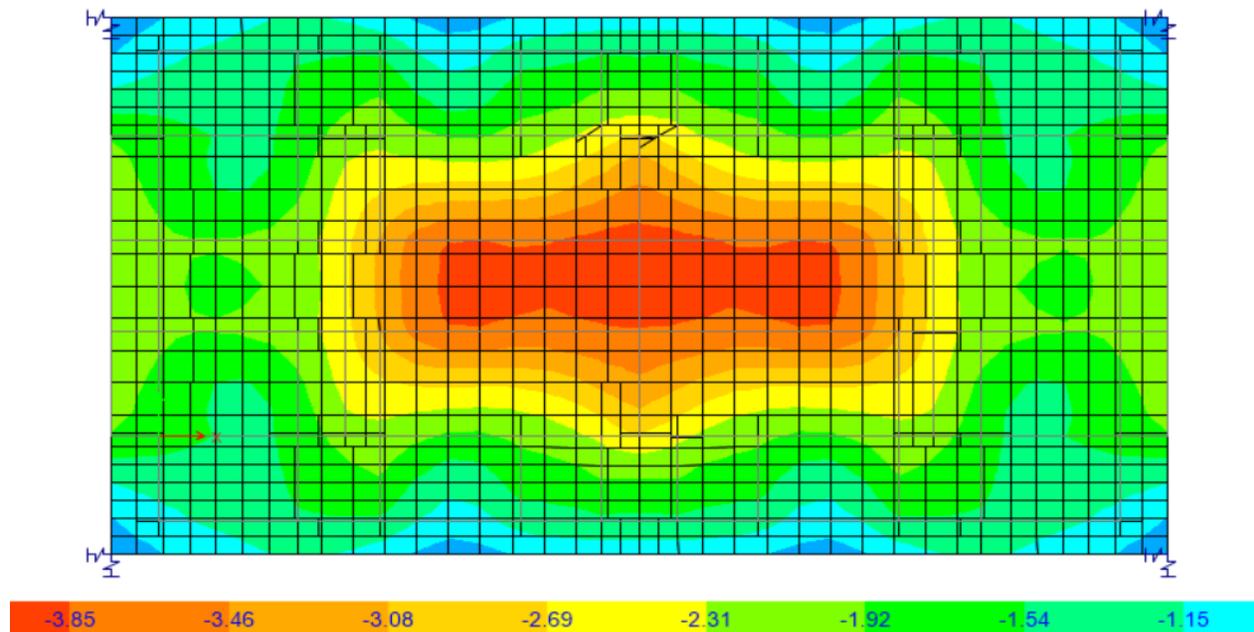


Se presentan las solicitaciones utilizadas para el diseño de la cimentación basadas en el método de los esfuerzos de trabajo, de acuerdo a las consideraciones de la Sección B.2.3 de la NSR-10.

**Tabla 27.***Combinaciones de diseño de cimentación.*

COMBINACIONES DE DISEÑO	D(muerta)	L (viva)	E(sismo)
B.2.3-2	1	1	0.00
B.2.3-6	1	0	± 0.70
B.2.3-8	1	0.75	± 0.52
B.2.3-10	0.6	0	± 0.70

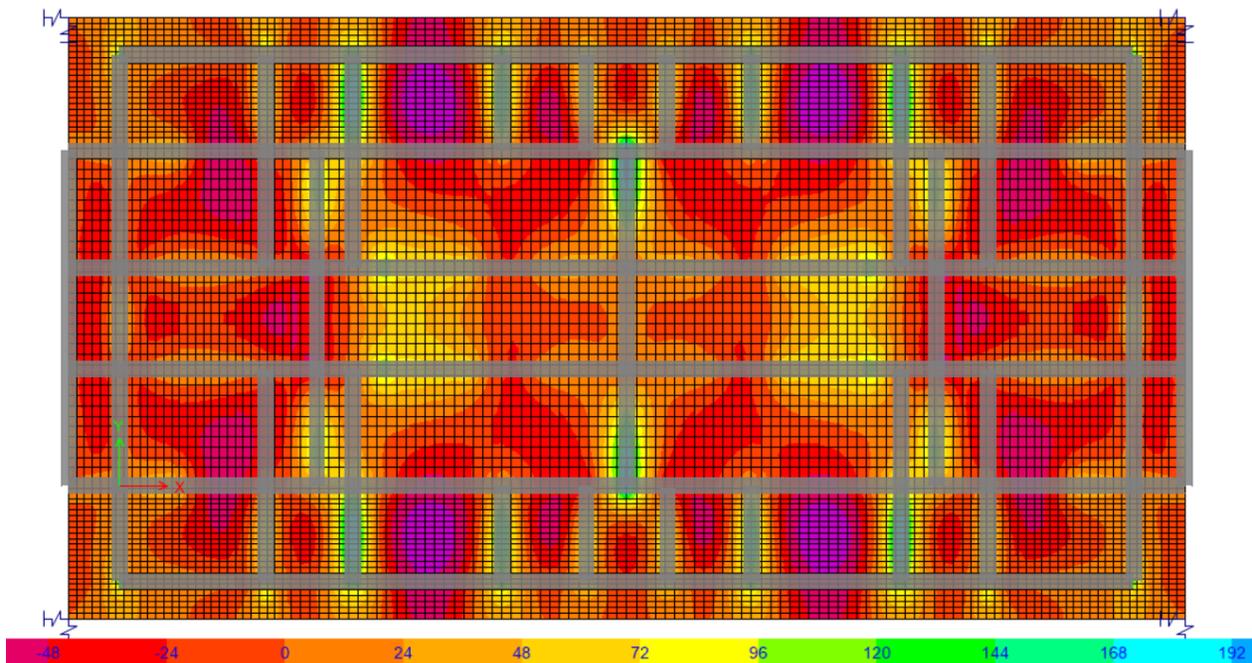
**2.2.4.4 Desplazamientos verticales.** Se revisan los desplazamientos correspondientes a las combinaciones de carga de la Tabla 27 y se puede verificar en la Figura 17 que los asentamientos permitidos para carga de servicio (4 mm) no superan el límite establecido en el estudio geotécnico (20 mm), dando como cierta la suposición de distribución lineal de esfuerzos.

**Figura 17.***Asentamientos en la losa de cimentación (mm).*

**2.2.4.5 Diseño a flexión de la losa.** A continuación, se detalla el diseño a flexión de la losa de cimentación. El recubrimiento para este elemento es de 75 mm según el Capítulo C.7, Artículo C.7.7.1 de la NSR-10, además el refuerzo según los Artículos C.10.5.4 y C.15.10.4 de la misma norma no debe estar separado a una distancia mayor a tres veces el espesor de la losa o 0.45 m. En las Figura 18 y 19 muestran los momentos en la losa producto de las combinaciones de diseño de la Tabla 27.

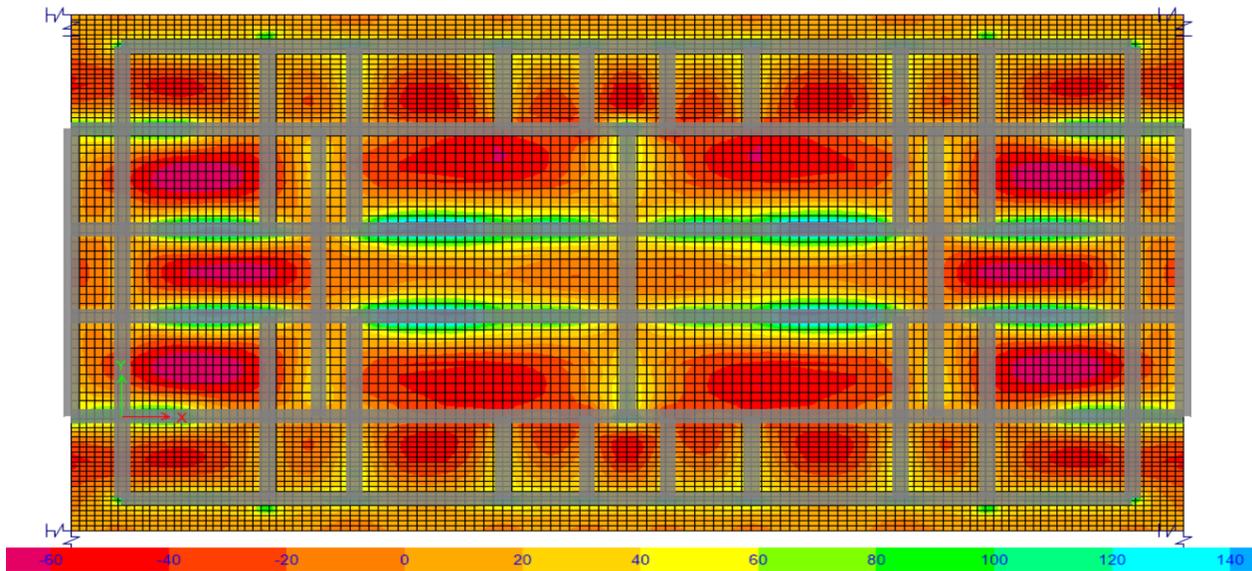
**Figura 18.**

*Momentos  $M_{11}$  sobre la losa de cimentación (kN-m/m).*



**Figura 19.**

*Momentos  $M_{22}$  sobre la losa de cimentación (kN-m/m).*



En la Tabla 28 se presenta la distribución del refuerzo a flexión asignado a la losa de cimentación.

**Tabla 28.**

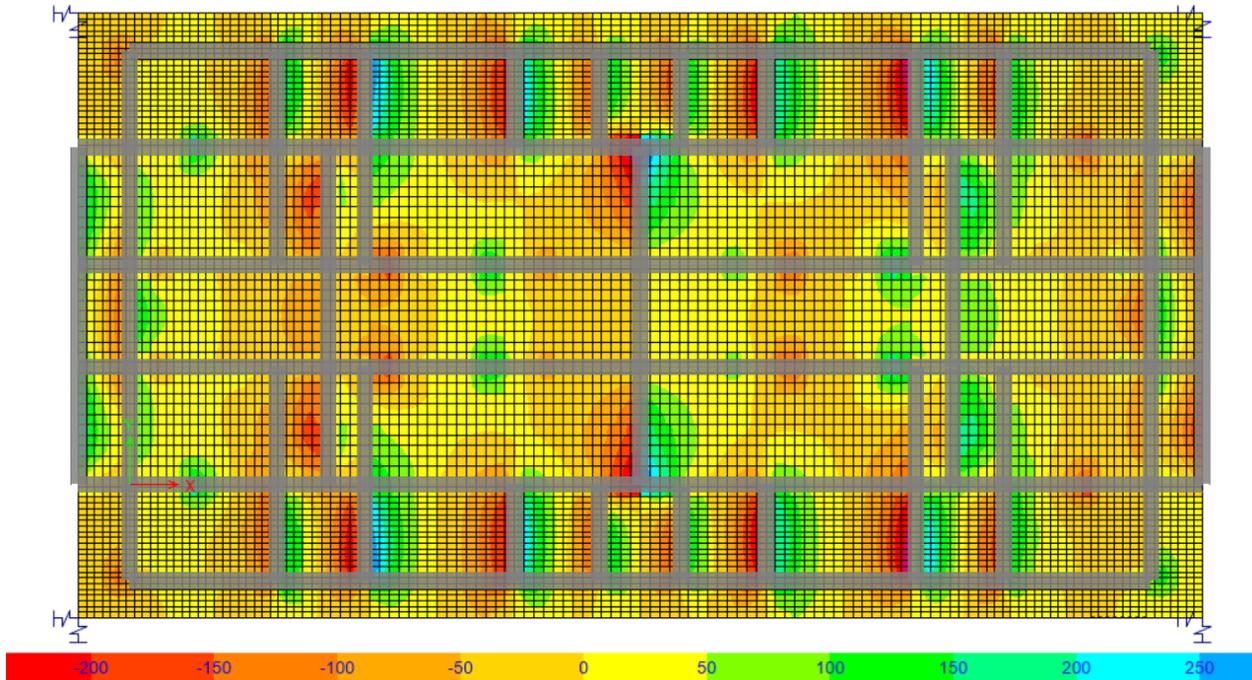
*Refuerzo a flexión losa de cimentación.*

CALCULO	CALCULO DEL REFUERZO						UND.	COMENTARIO
	ZONA EXTREMA		ZONA MEDIA		ZONA EXTREMA			
	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior		
<b>Mu:</b>	128.00	0.00	0.0	199.00	128.00	0.00	kN-m/m	Momento último.
<b><math>\rho</math>(calculada):</b>	0.00124	0.00000	0.00000	0.00194	0.00124	0.00000	(-)	Cuantía Calculada.
<b><math>\rho</math>(utilizada):</b>	0.00180	0.00180	0.00180	0.00194	0.00180	0.00180	(-)	Cuantía Utilizada.
<b>As:</b>	10.80	10.80	10.80	10.19	9.45	10.80	cm <sup>2</sup>	Área Calculada.
<b>Diametro(Ø):</b>	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	Pulg.	Diam. Barra escojido.
<b>Cantidad de Refuerzo:</b>	5	5	5	5	5	5	Und.	Cant. Barras Calculadas.
<b>Separación Calculada:</b>	200.00	200.00	200.0	200.00	200.00	200.0	mm.	Separación Calculada.
<b>Separación Máxima:</b>	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	mm.	Separación Máx. C.7.6.5 NSR-10
<b>Separación Asumida:</b>	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	mm.	Separación Asumida.
<b>Chequeo:</b>	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	(-)	Chequeo Separación.
<b>Cant. Ref. Ajustada:</b>	7.00	7.00	7.0	7.00	7.00	7.0	Und.	Núm. Real de Barras.
<b>Cuantía Real:</b>	0.00231	0.00231	0.00231	0.00231	0.00231	0.00231	(-)	Cuantía Real.
<b>Chequeo:</b>	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	(-)	Chequeo.

**2.2.4.6 Diseño a corte de la losa de cimentación.** En las Figuras 20 y 21 se muestra diagramas de las solicitaciones a cortante producto de las combinaciones de carga establecidas en la Tabla 27 y los chequeos del control de la capacidad a corte de la losa se visualizan en la Tabla 29 según las propiedades descritas en la Sección 2.1.6.5. Donde se puede concluir que el espesor es adecuado y no es necesario adicionar refuerzo transversal.

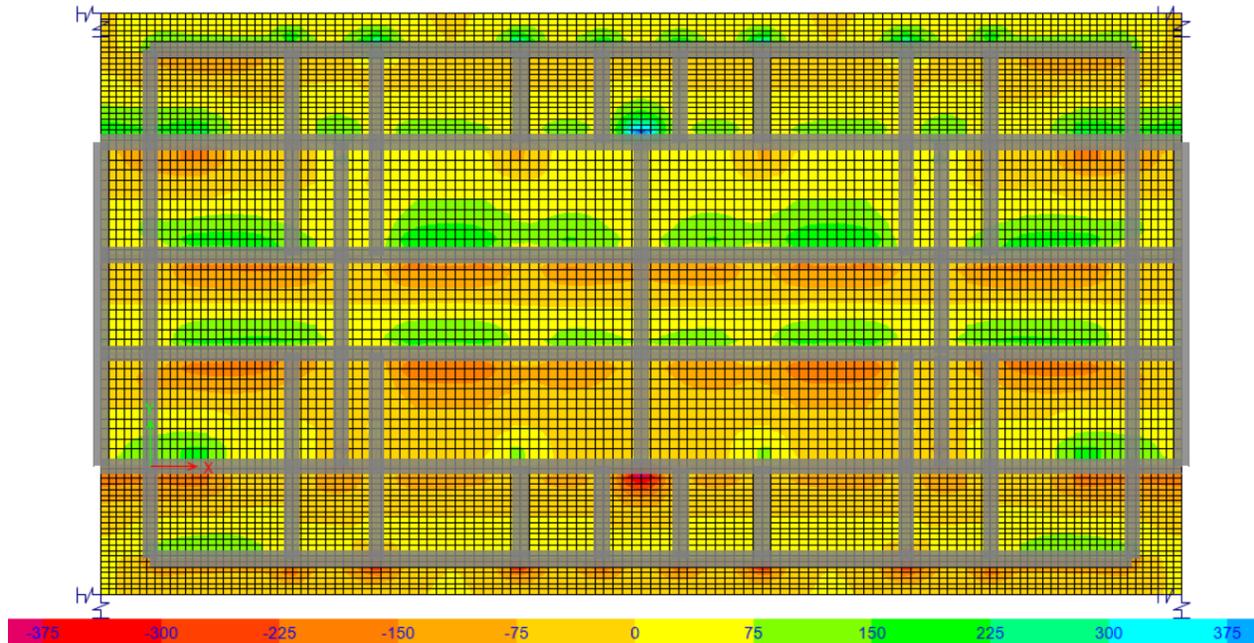
**Tabla 29.**

*Cortante V13 sobre la losa de cimentación (kN/m).*



**Figura 20.**

*Cortante V23 sobre la losa de cimentación, (kN/m).*

**Tabla 30.**

*Capacidad a cortante losa de cimentación.*

CALCULO	CHEQUEO DE CORTANTE			UND.	COMENTARIO
	Zona Extrema	Zona media	Zona Extrema		
Prof. efect.=d	0.53	0.53	0.53	m.	Profundidad efectiva.
$V_u$ :	294.00	103.00	294.00	kN	Cortante último.
$\phi V_c$ :	354.20	354.20	354.20	kN	Cortante resistente concreto.
Chequeo:	Cumple	Cumple	Cumple	(-)	Chequeo.

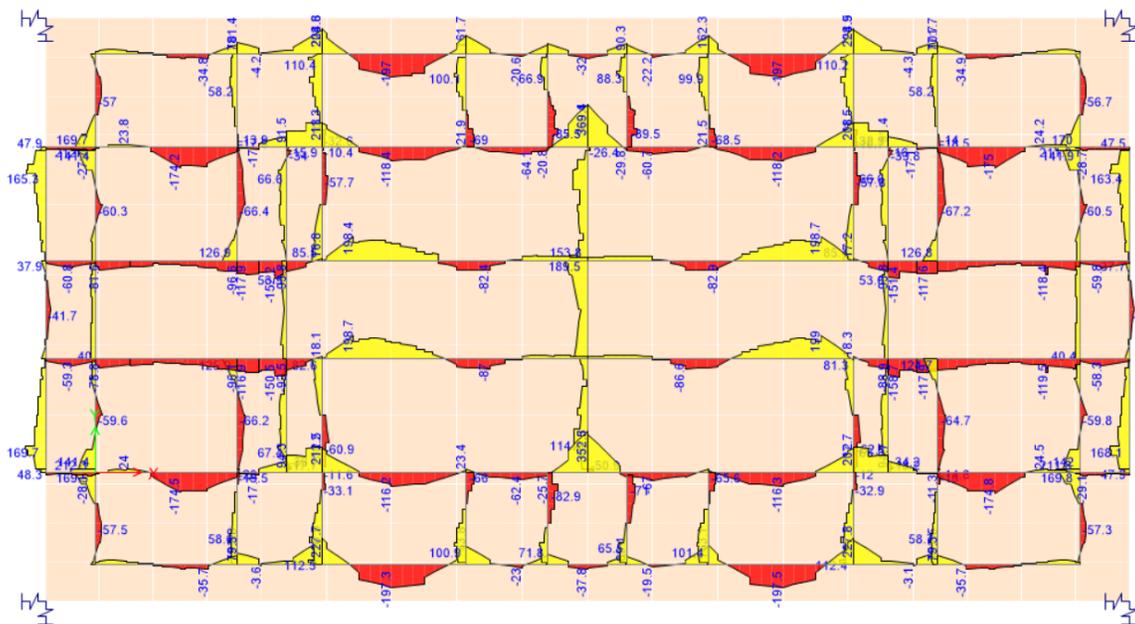
**2.2.4.7 Diseño de vigas de cimentación.** Las dimensiones de las vigas se estimaron en 0.60 m de base por 1.00 m de altura, el refuerzo especificado para las vigas de cimentación debe ser corrugado con  $F_y = 420$  MPa y la resistencia a la compresión del concreto es de  $f'_c = 28$  MPa. Según el Artículo C.10.6.7 de la NSR-10, se debe proporcionar refuerzo en las caras de vigas que

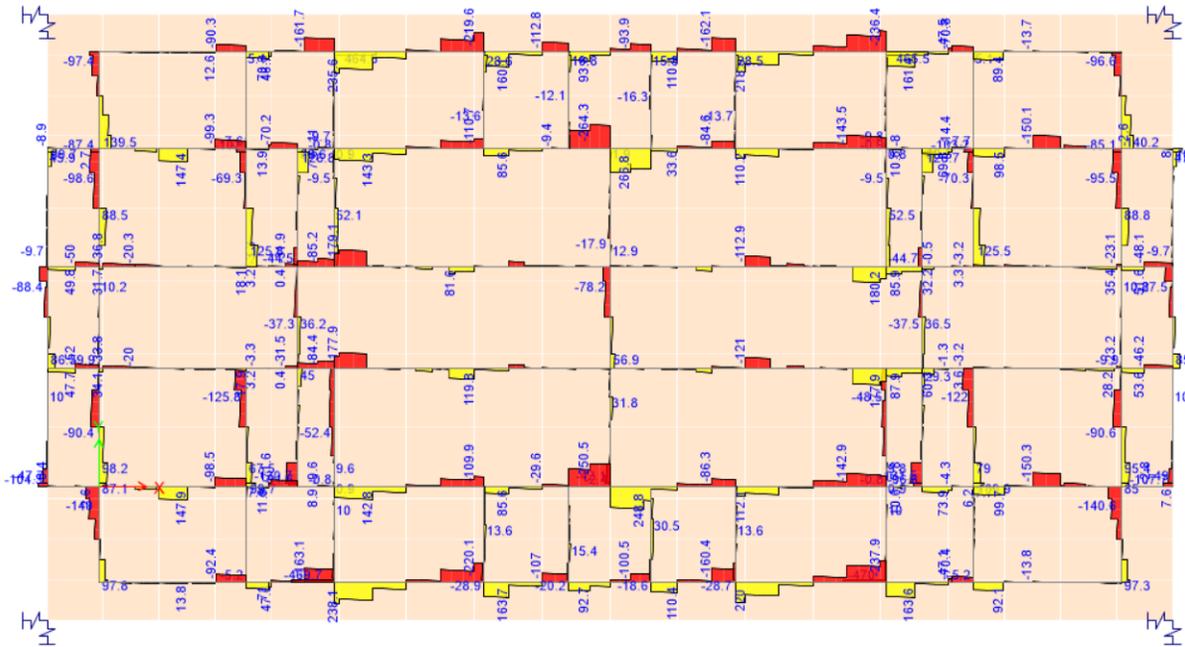
posean una altura mayor a 0.90 m. El recubrimiento libre hasta el estribo debe ser de 75 mm y la separación máxima del refuerzo superficial distribuido en ambas caras laterales debe ser 160 mm.

**2.2.4.8 Diseño a flexión y corte en vigas de cimentación.** En la Figura 22 se presenta el diagrama de momentos flectores y en la Figura 23 el diagrama de las fuerzas de corte de los elementos producto de las combinaciones de diseño de la Tabla 27. En la Tabla 30 se identifica la distribución de refuerzo calculado para la viga de cimentación.

**Figura 21.**

*Momento en vigas de cimentación (kN-m).*



**Figura 22.***Cortante en vigas de cimentación (kN).***Tabla 31.***Diseño de las vigas cimentación.*

DESCRIPCIÓN	UND.	CALCULOS	COMENTARIOS
<b>h:</b>	m.	1.00	Alto de viga.
<b>bw:</b>	m.	0.60	Ancho viga.
<b>f'c:</b>	MPa.	28.00	Resistencia concreto.
<b>Fy:</b>	MPa.	420.00	Fluencia del acero.
<b>Recubrimiento:</b>	mm.	75.00	Recubrimiento.
$\rho^-$ :	[-]	0.0033	Cuantía mínima -
$\rho^+$ :	[-]	0.0033	Cuantía mínima +
<b>As-</b>	mm <sup>2</sup>	3080.25	Área acero calculada.
<b>As+</b>	mm <sup>2</sup>	3080.25	Área acero calculada.
$\phi M_n^-$	kN-m/m.	224.00	Momento negativo.
$\phi M_n^+$	kN-m/m.	298.00	Momento positivo.
<b>Refuerzo superior:</b>	[-]	3 Barras $\emptyset 7/8$ + 3 Barras $\emptyset 3/4$	Acero suministrado -
<b>Refuerzo inferior:</b>	[-]	3 Barras $\emptyset 7/8$ + 3 Barras $\emptyset 3/4$	Acero suministrado +
$\phi V_c$ :	kN.	374.44	Cortante concreto.
<b>Vu:</b>	kN.	250.00	Cortante ultimo.
<b>Vs:</b>	kN.	0.00	Cortante acero.
<b>C<sub>calculado</sub>:</b>	m.	NA	Separación calculada.
<b>Refuerzo transversal:</b>	[-]	1 Barra N° 3 Cada 0.25m	Refuerzo cortante.
$\phi V_c + \phi V_s$ :	kN.	539.94	Cortante total viga.

### **3. Fase 2: Modelación y Análisis Estático o Lineal**

A la estructura planteada en los capítulos anteriores y diseñada bajo las consideraciones de la NSR-10 se le realizara un análisis estático no lineal según los lineamientos del ASCE, (Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE/SEI 41-17. 2017) con publicación del ASCE (American society of civil engineers) y de afinidad con los criterios del ACI (American concrete institute) de tal manera que se confronten los resultados y se pueda determinar los niveles de desempeño estructural.

Los usos de equipos computacionales hoy en día permiten evaluar las estructuras más allá del rango elástico de tal manera que se pueda contar con valiosa información como por ejemplo la perdida de resistencia y degradación de los materiales empleados al inducirlos a grandes deformaciones.

#### **3.1 Generalidades según el ASCE 41-17.**

A continuación, se realiza el proceso de evaluación de la estructura que relaciona algunos aspectos básicos para la caracterización del edificio según los criterios del ASCE 41-17 y que consiste básicamente en tres niveles: procedimientos de detección, procedimientos de evaluación elásticos lineales y procedimientos de evaluación elástico no lineales.

El procedimiento de evaluación elástico no lineal podrá ser utilizado de manera individual en el diseño de estructuras nuevas cuando se cuenta con el diseño y las solicitaciones de cada uno de los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

### ***3.1.1 Objetivo de desempeño estructural.***

Este concepto se estableció firmemente en la década de los 90 con la introducción del informe del comité Visión 2000 que consiste en la selección de esquemas de evaluación de manera apropiada que para unos niveles de movimiento del terreno, la estructura no debería superar ciertos estados límites, el ASCE define los objetivos básicos que aplican para la gran mayoría de edificios como “Operacional” para sismos frecuentes, “Ocupación Inmediata” para un sismo ocasional, “Seguridad de Vida” para un sismo raro y “Prevención del Colapso” para un sismo muy raro.

Para realizar el análisis estático no lineal se parte de que la estructura cumple con los requerimientos del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistente (NSR-10) de tal manera que se consideran los objetivos estructurales establecidos en la Sección 2.2.4 del ASCE 41-17 para edificaciones nuevas, BPON (Basic Performance Objective Equivalent to New Building Standards).

### ***3.1.2 Categoría del riesgo***

Basados en el riesgo para la vida humana, la salud, el bienestar y la asistencia social, asociados con su daño o su modo de falla las edificaciones y otras estructuras deben ser clasificadas, en este edificio propuesto la Categoría de Riesgo es II, de acuerdo a las consideraciones de la Tabla 1.5-1 del ASCE 41-17.

### ***3.1.3 Niveles de desempeño estructural.***

Según el ASCE 41-17 el objetivo de desempeño básico para un edificio nuevo como el que estamos evaluando, con categoría de Riesgo II y nivel de amenaza sísmica BSE-1N es “*Life Safety Structural Performance(S-3)*”, que se traduce como Desempeño Estructural de Seguridad de

Vida, resultado de la combinación de los niveles de desempeño de los muros estructurales con la posibilidad de fisuras y descascaramientos en los bordes sufriendo pandeo del acero de refuerzo con alguna limitación con algún tipo de fisuración por la flexión y los niveles de desempeño de los elementos no estructurales.

Como el diseño y el análisis de los elementos no estructurales no están dentro del límite de este trabajo, estos no se consideran para determinar el desempeño de la estructura definido en la Sección 2.3.2 de ASCE 41-17 y se clasifica como no considerado (N-D), luego la estructura tendrá como objetivo de desempeño estructural “Life Safety (S-3)” y niveles de desempeño 3-D establecidos en la Tabla C2-8 del ASCE 41-17.

#### ***3.1.4 Nivel de amenaza sísmica y nivel de sismicidad***

Los niveles de amenaza sísmica de una estructura se clasifican según la Sección 2.5 del ASCE 41-17, estos niveles se definen como Alto, Moderado, Bajo o muy Bajo. Para el caso de la estructura en consideración su nivel de amenaza sísmica es “Alto” y se establece como BSE-1N (Basic Safety Earthquake-1) con el fin de fijar los objetivos de desempeño.

Los parámetros sísmicos establecidos para la evaluación de la estructura en su estudio geotécnico según la NSR-10 son los siguientes:

- *Aceleración pico efectiva*  $A_a=0.35$ ,
- *Velocidad pico efectiva*  $A_v= 0.30$ ,
- *Coefficiente de sitio*  $F_a=1.15$  y  $F_v=1.50$ .

La ecuación B.3-1 y B.3-2 del documento AIS 180-13 permite determinar el valor de  $S_s= 3.75A_a$  (1.31) y el valor de  $S_I=1.8 A_v$  (0.54).

Calculados los anteriores valores las ecuaciones 2-4 y 2-5 del ASCE 41-17 permiten

establecer que el valor de  $S_{DS}=2/3F_a S_S (1.01 g)$  y el valor de  $S_{DI}= 2/3 F_v S_I (0.54 g)$ .

Los valores de  $S_{DS}$  y  $S_{DI}$  son los que determinan que la edificación se encuentra en una zona de sismicidad “Alta” según la Tabla 2.4 del ASCE 41-17 (ver Figura 25) y estos parámetros de aceleración de respuesta espectral corresponden al nivel de amenaza BSE-1N que se define como Seguridad Básica de Sismos, cuyo objetivo básico de desempeño equivalente para edificaciones nuevas (BPON) definido en la Sección 2.4.1.2 del ASCE 41-17.

### ***3.1.5 Tipo de edificio***

El ASCE 41-17 requiere que la estructura sea clasificada de acuerdo a las consideraciones establecidas en la Tabla 3.1 apoyado en el sistema de resistencia sísmica, en este caso muros estructurales sismo resistentes y las losas de entre pisos y techos fundidas en sitio encargadas de transmitir las cargas gravitacionales a los muros, luego su clasificación se considera como C-2 (Diafragma Rígido).

### ***3.1.6 Configuración del edificio***

El edificio propuesto está configurado por muros estructurales encargados de responder por el soporte de las cargas gravitacionales y las solicitaciones sísmicas, estos elementos en su totalidad mantienen su continuidad en espesor y longitud desde el sistema de cimentación hasta el nivel de cubierta y además no presenta cambios trascendentales en el diafragma ni en la forma como se distribuyen las cargas de tal manera que su rigidez y las cargas por nivel no presenta variación significativa.

### ***3.1.7 Información del sitio y tipo de fundación***

La cimentación está constituida por una losa maciza y vigas de amarre que garantizan su rigidez diseñada bajo las consideraciones estipuladas en por la NIST (Seismic Design of Reinforced Concrete Mat Foundations, NIST GCR 12-917-22, 2012), los parámetros del sitio y la información detallada del diseño de la cimentación se encuentra en los Numerales 2.1.3.2.1 y 2.1.6.5 del presente documento.

## **3.2 Requerimientos Generales y Procedimiento de Análisis**

De acuerdo con el ASCE 41-17 en la Sección 7.2 se presentan los requerimientos establecidos para el análisis de esta estructura teniendo como base los diseños e información recopilada en la Sección 2 del presente documento. El procedimiento a realizar será un análisis estático no lineal “Nonlinear Static Procedures (NSP)” denominado como “PushOver” cumpliendo con lo solicitado en la Sección 7.3.2.1 del ASCE 41-14.

### ***3.2.1 Cargas gravitacionales y combinaciones de carga.***

Se deben considerar los efectos producidos por las cargas viva y las cargas muertas en acción con las fuerzas sísmicas en los procedimientos de análisis no lineales y además la Sección 7.2.2 del ASCE 41-17, donde se establece que se debe incrementar un 25% la carga viva estimada en el análisis lineal.

### ***3.2.2 Requisitos de modelación matemática***

La modelación matemática consiste en plantear una simulación del edificio propuesto en un programa de análisis ensamblado de manera tridimensional que represente de manera muy

acertada su comportamiento estructural, en estos modelos se deberá considerar la distribución de las cargas y la rigidez que aporta cada uno de sus elementos.

El modelo matemático propuesto planteado cumple con los requerimientos establecidos en la Sección 7.2 del ASCE 41-17 y sus consideraciones se especifican en la descripción del modelo 1 de la Sección 2.1.4.1 del presente documento. Se asume un comportamiento monolítico de rigidez constante en cada uno de sus elementos estructurales y se consideran los entrepisos como diafragmas rígidos.

### **3.2.3 Torsión**

En la Sección 3.2.12 del presente documento se clasifica el diafragma como tipo “Stiff” de tal manera que se debe aplicar los requerimientos de la Sección 7.2.3.2 del ASCE 41-17 con el fin de determinar si se requiere considerar o no los efectos torsionales en el análisis de esta estructura.

Las fuerzas cortantes calculadas para revisar la condición de torsión se consignan en la Tabla 35 que incluyen además la torsión accidental del 5% (ancho de piso medido perpendicularmente en la dirección de la carga aplicada) y se calcula el amplificador de desplazamiento  $\lambda$  como la relación entre el desplazamiento máximo en cualquier punto del diafragma y el desplazamiento promedio del diafragma en cada piso.

La Sección 7.2.3.2.2 del ASCE 41-17 determina que deben considerarse los efectos torsionales si la relación entre el amplificador de desplazamiento para la torsión más torsión accidental y el amplificador de desplazamiento para la torsión  $\lambda$  supera el valor de 1.10. En la Tabla 31 se presentan los resultados del análisis y por lo tanto es necesario considerar los efectos torsionales en el análisis no lineal, ajustando el valor del desplazamiento objetivo del sentido “Y” por 1.20.

**Tabla 32.***Consideraciones de los efectos torsionales.*

PISO	$\eta_{1X}$	$\eta_{2X}$	$\eta_{2X}/\eta_{1X}$	$\eta_{1Y}$	$\eta_{2Y}$	$\eta_{2Y}/\eta_{1Y}$
PISO 11	1.00	1.04	1.04	1.00	1.19	1.19
PISO 10	1.00	1.04	1.04	1.00	1.19	1.19
PISO 9	1.00	1.04	1.04	1.00	1.19	1.19
PISO 8	1.00	1.04	1.04	1.00	1.19	1.19
PISO 7	1.00	1.04	1.04	1.00	1.20	1.20
PISO 6	1.00	1.04	1.04	1.00	1.20	1.20
PISO 5	1.00	1.05	1.05	1.00	1.20	1.20
PISO 4	1.00	1.05	1.05	1.00	1.20	1.20
PISO 3	1.00	1.05	1.05	1.00	1.20	1.20
PISO 2	1.00	1.05	1.05	1.00	1.20	1.20
PISO 1	1.00	1.05	1.04	1.00	1.20	1.20

### 3.2.4 Elementos primarios y secundarios

En la Sección 7.2.3.3 del ASCE 41-17 se especifica que los elementos que tiene responsabilidad sísmica y que además aporten o modifiquen la rigidez de la estructura sean clasificados como elementos primarios o principales y aquellos elementos que no forman parte del sistema estructural y el aporte en rigidez sea despreciable se clasifique como elemento secundario.

En esta estructura se clasifican como elementos primarios a los muros estructurales referenciados en la Tabla 1 del presente documento, por lo tanto, se deberá evaluar cada elemento para las solicitaciones de las fuerzas sísmicas en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales considerando la degradación de resistencia y rigidez en la modelación.

Se considerará un comportamiento homogéneo y elástico de los materiales con la finalidad de estimar la resistencia y aporte de la rigidez de los elementos estructurales, sus propiedades mecánicas están definidas en la Sección 2.1.1.2 de este documento. Los elementos primarios cumplen con las recomendaciones sugeridas en la guía para análisis estructural no lineal del

programa nacional de reducción de riesgos sísmicos NEHRP por sus siglas en inglés (NEHRP, 2010) y los requisitos establecidos en los capítulos 10.3 y 10.7 de la ASCE 41-17.

### ***3.2.5 Flexibilidad de la cimentación***

La Sección 7.2.3.5 del ASCE 41-17 determina lo requerido para la modelación de la cimentación, estos modelos deben estar en capacidad de simular la rigidez que aporta el suelo, deben distribuir cada una de las cargas y estimar los asentamientos en cada dirección del cimiento.

El diseño de la cimentación se realizó basados en los requerimientos establecidos por el ASCE 41-17 sus resultados están descritos en la Sección 2.1.6.5 de este documento de acuerdo a los parámetros usados en el modelo 3 considerando la rigidez del suelo. El factor de seguridad entre la capacidad esperada y la admisible es de 3 de acuerdo a la Sección 8.4.1.1 del ASCE 41-17 y el factor de reducción de modulo  $G/G_o=0.75$  se establece según la Tabla 8-2 del ASCE-41-17 para las condiciones de esta cimentación con base al tipo de suelo y la aceleración pico efectiva.

### ***3.2.6 Amortiguamiento***

El valor del amortiguamiento en estructuras de concreto suele tener valores que oscilan entre el 3% y el 10 %, siendo el 5% un valor de referencia estimado por la mayoría de los códigos de construcciones sismo resistentes para la estimación del espectro de respuesta. La Sección 7.2.3.6 del ASCE 41-17 define un valor del 5% para el amortiguamiento, valor consistente con la NSR-10 código utilizado en el diseño de la estructura en referencia.

### ***3.2.7 Configuración estructural***

Mediante la Sección 7.2.4 del ASCE 41-17 se determina la configuración estructural con base en las irregularidades que pueda presentar el edificio tanto en planta como en altura, este

documento considera como discontinuidades en la estructura las irregularidades en planta, las irregularidades fuera del plano y las irregularidades por piso débil con el aporte de los elementos secundarios.

El edificio en consideración no presenta un número relevante de elementos secundarios que modifiquen la respuesta sísmica de la estructura debido a que la distribución de los elementos principales (muros estructurales) y la distribución de cargas en cada nivel no varían y además esta estructura no presenta irregularidades en planta, no presenta irregularidades fuera del plano ni irregularidades por piso débil, condiciones evaluadas en la Sección 2.1.2 del presente documento.

### ***3.2.8 Efectos sísmicos multidireccionales***

Es permitido la evaluación de la demanda sísmica en la estructura analizada de manera no concurrente en cada uno de sus ejes principales ya que este edificio no presenta irregularidades y además no es necesario la consideración de los efectos sísmicos verticales según lo establece la Sección 7.2.5 del ASCE41-17. Para el análisis estático no lineal es permitido establecer las fuerzas y deformaciones relacionadas con el 100% del desplazamiento en cada dirección que genere la máxima deformación y demanda de los elementos.

### ***3.2.9 Efectos P-Delta en modelo de análisis***

La Sección 7.2.6 del ASCE 41-17 dispone que los efectos P-Delta deben ser incluidos en la modelación de la estructura con el fin de considerar la no linealidad geométrica en la estimación de la fuerza y las deformaciones en los elementos sometidos a fuerzas axiales. Estos efectos tienen consideración automática en el “Modelo 4” mediante la combinación de cargas gravitacionales denominada  $Q_G=1.0 D$  (carga muerta) +  $0.25 L$  (carga viva), ajustado a lo requerido en la Sección 7.2.2 de ASCE 41-17.

Se realiza la revisión para el cálculo de los efectos P-Delta según la Sección 12.8.7 del ASCE 41-17 donde el parámetro  $C_d=0.5$ , el parámetro  $\alpha=1$ , la altura de piso  $h=25,80$  m y el cortante de piso es la fuerza sísmica calculada en la Tabla 7 del presente documento, concluyendo que en ningún caso se excede el valor límite de coeficiente de estabilidad y además los efectos generados por la no linealidad geométrica son despreciables, estos valores se presentan en las Tablas 32 y 33.

**Tabla 33.**

*Análisis de efectos P-Delta dirección X.*

PISO.	h. mm.	P. kN.	Vx. kN.	Ux. mm.	$\Delta x$ . mm.	$\theta x$ . 0.011	$\theta_{max}$ . 0.100	CHEQUEO.
PISO 11	2580	6667.42	6978.01	189.70	107.46	0.0080		CUMPLE
PISO 10	2580	13334.83	13619.86	168.21	108.94	0.0083		CUMPLE
PISO 9	2580	20002.24	18651.52	146.42	109.89	0.0091		CUMPLE
PISO 8	2580	26669.66	22683.58	124.44	109.51	0.0100		CUMPLE
PISO 7	2580	33337.07	26121.62	102.54	107.08	0.0106		CUMPLE
PISO 6	2580	40004.49	29085.39	81.13	101.99	0.0109		CUMPLE
PISO 5	2580	46671.90	31604.27	60.73	93.72	0.0107		CUMPLE
PISO 4	2580	53339.32	33727.54	41.99	81.74	0.0100		CUMPLE
PISO 3	2580	60006.74	35418.82	25.64	65.54	0.0086		CUMPLE
PISO 2	2580	66674.15	36510.63	12.53	62.65	0.0089		CUMPLE

**Tabla 34.**

*Análisis de efectos P-Delta dirección Y.*

PISO	h. mm.	P. kN.	Vy. kN.	Uy. mm.	$\Delta y$ . mm.	$\theta y$ . 0.011	$\theta_{max}$ . 0.100	CHEQUEO
PISO 11	2550	6667.42	7115.41	191.68	109.52	0.0080		CUMPLE
PISO 10	2550	13334.83	13864.35	169.77	110.82	0.0084		CUMPLE
PISO 9	2550	20002.24	18978.52	147.61	111.62	0.0092		CUMPLE
PISO 8	2550	26669.66	23086.09	125.29	111.07	0.0101		CUMPLE
PISO 7	2550	33337.07	26588.73	103.07	108.43	0.0107		CUMPLE
PISO 6	2550	40004.49	29599.98	81.39	103.11	0.0109		CUMPLE
PISO 5	2550	46671.90	32152.24	60.77	94.54	0.0108		CUMPLE
PISO 4	2550	53339.32	34297.27	41.86	82.22	0.0100		CUMPLE
PISO 3	2550	60006.74	35991.62	25.42	65.62	0.0086		CUMPLE
PISO 2	2550	66674.15	37063.51	12.29	61.47	0.0087		CUMPLE

### ***3.2.10 Interacción suelo estructura.***

Los efectos de la interacción suelo estructura (Soil Structure Interaction- SSI) deben ser evaluados según lo establecido en la Sección 7.2.7 del ASCE 41-17 cuando de su aplicación aumente el periodo fundamental de la estructura y producto de este resultado se incremente la aceleración espectral, caso contrario se podrá despreciar en el análisis de la estructura.

La estructura cuenta con un periodo fundamental de  $T=0.74$  s mayor al periodo de transición  $T_c= 0.59$  en el espectro elástico de diseño, de tal manera que cualquier aumento en el periodo fundamental del este edificio resulta en una disminución en la aceleración espectral elástica y por tal motivo se desprecian los efectos SSI.

### ***3.2.11 Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales.***

Según la Sección 7.2.8.2 del ASCE 41-17 al utilizar Procedimientos No Lineales se debe garantizar que no se presente sujeciones en la cimentación, disposición considerada en la estimación de la rigidez del resorte en la Sección 2.2.4.2 del presente documento y en la modelación donde se garantiza aportes solo en la rigidez axial y despreciando cualquier efecto sobre la rigidez transversal.

### ***3.2.12 Diafragma***

Definido como un elemento horizontal cuya finalidad es la de transferir las fuerzas inerciales inducidas por un sismo a todos los elementos estructurales en cada nivel de la estructura mediante elementos denominados colectores, anclajes y vigas de transferencia.

**3.2.12.1 Clasificación del diafragma.** El grado de flexibilidad del diafragma se clasifica evaluando los desplazamientos en el sistema de entrepiso. Generalmente en las estructuras de

concreto reforzado se asignan característica en el modelado del sistema de entrepiso como diafragma rígido sobre todo cuando su vaciado se realiza monolíticamente, sin embargo, se debe considerar que el espesor de la losa o el sistema de entrepiso sea el adecuado con la finalidad que no se presenten concentraciones y distorsiones en la transferencia de las solicitaciones a los elementos estructurales que podrían determinar que su comportamiento sea flexible o que este falle.

La clasificación del diafragma se realiza según lo descrito en la Sección 7.2.9.1 del ASCE-41-17 basados en los desplazamientos relativos presentados en cada nivel de la estructura, de tal manera que este se considera como diafragma flexible si el máximo desplazamiento horizontal del diafragma a lo largo de su longitud es más del doble del promedio de la deriva de los elementos que hacen parte del sistema estructural vertical del piso inmediatamente anterior debajo del diafragma, se clasifica como rígido cuando la máxima deriva lateral del diafragma se menos de la mitad del promedio de la deriva de piso de los elementos verticales que hacen parte del sistema de resistencia sísmica del piso por debajo del diafragma y en caso de no cumplir con los lineamientos anteriores se clasifica como un diafragma con rigidez intermedia denominado “stiff”.

Con la finalidad de clasificar el diafragma de la estructura propuesta se realiza un modelo matemático no fisurado y se emplean unas fuerzas pseudo estáticas definidas en la Sección 7.4.3.1 del ASCE 41-17 estimando el cortante basal como  $V=C_1.C_2.C_m.S_a.W$ , estos coeficientes se presentan en la Tabla 34.

**Tabla 35.***Factores de ajuste cortante pseudo estático basal.*

COEFICIENTE.	UNIDAD.	SENTIDO X.	SENTIDO Y.
C <sub>1</sub> :	[-]	1.064	1.038
C <sub>2</sub> :	[-]	1.00	1.00
C <sub>m</sub> :	[-]	0.80	0.80
V <sub>y</sub> :	kN	9,637.31	11,306.45
S <sub>a</sub> :	g	0.88	0.70
W:	kN	61,439.16	61,439.16
T:	s.	0.78	0.77
$\mu_{strength}$	[-]	4.49	3.04
V:	kN	46,009.94	35,723.62

La distribución de las fuerzas pseudo estáticas horizontales se calcularon para cada nivel de acuerdo a lo especificado en la Sección 7.4.1.3.2 del ASCE 4117 y se referencian en la Tabla 35.

**Tabla 36.***Fuerzas pseudo estáticas aplicadas por nivel.*

PISO	F <sub>x</sub> kN	F <sub>y</sub> kN
PISO11	8,152.62	6,324.63
PISO 10	7,312.89	5,674.27
PISO 9	6,484.89	5,032.86
PISO 8	5,669.74	4,401.27
PISO 7	4,868.81	3,780.54
PISO 6	4,083.86	3,172.01
PISO 5	3,317.14	2,577.43
PISO 4	2,571.81	1,999.19
PISO 3	1,852.45	1,440.83
PISO 2	1,166.58	908.10
PISO 1	529.16	412.49
BASE	46,009.94	35,723.62

La clasificación del diafragma se estimó con las deformaciones generadas por las fuerzas pseudo estáticas aplicadas de manera independiente en cada dirección principal, obteniendo las deformaciones presentadas en la Tabla 36 con lo que se establece que el diafragma se clasifica como semi-rígido “stiff” en cada uno de los niveles de la estructura.

**Tabla 37.***Clasificación del diafragma*

PISO.	SENTIDO X					Class.	SENTIDO Y				
	DESPLAZ.	PROM.	2*PROM.	1/2 PROM.	Class.		DESPLAZ.	PROM.	2*PROM.	1/2 PROM.	
	DIAFRAGMA.	DERIVA.	DERIVA.	DERIVA.			DIAFRAGMA.	DERIVA.	DERIVA.	DERIVA.	
	m.	m.	m.	m.		m.	m.	m.	m.		
PISO 11	0.026	0.026	0.052	0.007	Stiff	0.023	0.023	0.047	0.012	Stiff	
PISO 10	0.026	0.026	0.053	0.007	Stiff	0.024	0.024	0.047	0.012	Stiff	
PISO 9	0.027	0.027	0.053	0.007	Stiff	0.024	0.024	0.047	0.012	Stiff	
PISO 8	0.026	0.026	0.053	0.007	Stiff	0.024	0.024	0.047	0.012	Stiff	
PISO 7	0.026	0.026	0.053	0.007	Stiff	0.023	0.023	0.046	0.011	Stiff	
PISO 6	0.025	0.026	0.052	0.006	Stiff	0.022	0.022	0.044	0.011	Stiff	
PISO 5	0.023	0.025	0.049	0.006	Stiff	0.020	0.020	0.040	0.010	Stiff	
PISO 4	0.020	0.023	0.045	0.006	Stiff	0.017	0.017	0.035	0.009	Stiff	
PISO 3	0.016	0.016	0.031	0.004	Stiff	0.014	0.014	0.028	0.007	Stiff	
PISO 2	0.011	0.011	0.021	0.003	Stiff	0.009	0.009	0.018	0.005	Stiff	
PISO 1	0.004	0.003	0.006	0.001	Stiff	0.004	0.004	0.007	0.002	Stiff	

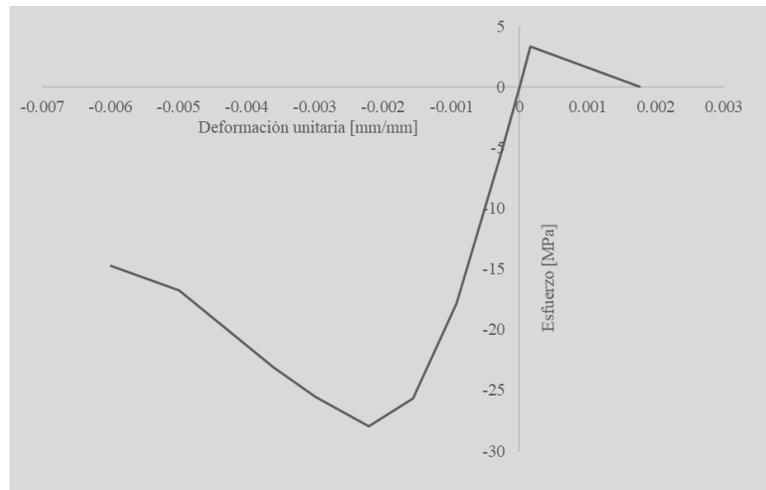
**3.2.13 No linealidad de los materiales**

En la siguiente sección se presentan los parámetros a considerar para caracterizar la no linealidad de los materiales empleados en el análisis de la estructura propuesta.

**3.2.13.1 Concreto no confinado.** Se emplean para el concreto no confinado los parámetros propuestos por Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, 1984, donde la curva de esfuerzo - deformación puede generarse a partir de las propiedades del material. Se empleará un concreto con esfuerzo a compresión de 28 MPa con una deformación máxima unitaria ( $\epsilon_{co}$ ) con un valor igual a 0.002, una deformación última ( $\epsilon_{cu}$ ) esperada con un valor de 0.006 y una pendiente final a compresión ( $\epsilon_{cu}/\epsilon_{co}$ ) con un valor de -0.10. la curva de esfuerzo vs deformación se presenta en la Figura 24.

**Figura 23.**

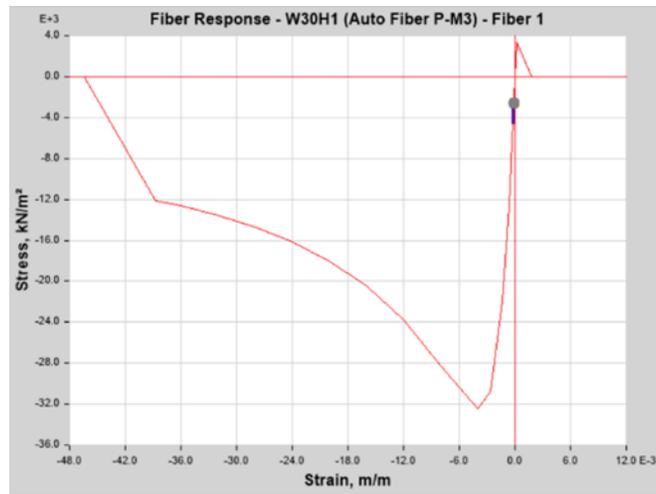
*Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado.*



**3.2.13.2 Concreto confinado.** En el modelo de Mander, utilizado en el software de análisis y diseño ETABS®2016, el concreto confinado se define automáticamente tomando como base los parámetros del concreto no confinado indicado anteriormente y el diseño de los elementos de borde de cada muro en particular según la disposición del acero. El programa establece las características de confinamiento con base a la cantidad de barras, su calibre y la separación de refuerzo longitudinal y transversal. La Figura 25 muestra la gráfica de esfuerzo-deformación extraída del comportamiento de la fibra del elemento del borde de muro.

**Figura 24.**

*Curva esfuerzo- deformación concreto confinado (ejemplo).*

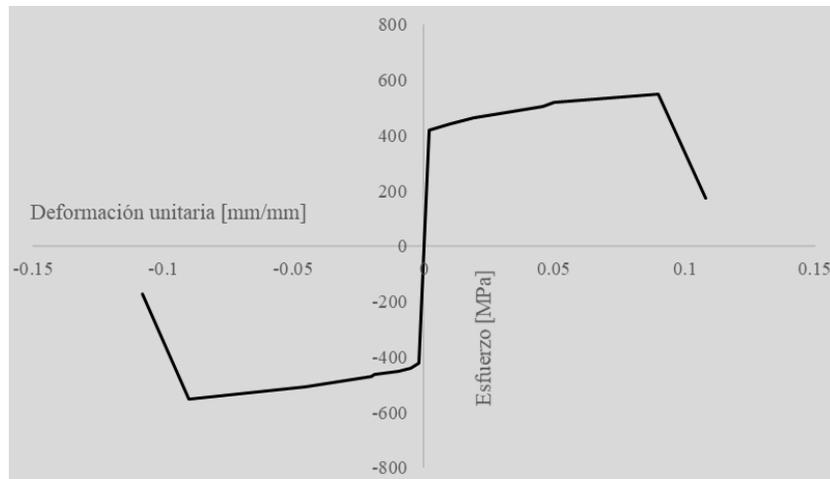


### 3.2.2 Acero de refuerzo

La Figura 26 muestra la relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo con  $F_y=420$  MPa, se utilizaron parámetros como la deformación unitaria en el acero al inicio del endurecimiento por deformación representada con  $\epsilon_{sh}$ , con un valor igual a 0.01, capacidad última de deformación unitaria representada con  $\epsilon_{su}$  con un valor igual a 0.09 y la pendiente final representada con  $\epsilon_{su}$  con un valor igual a -0.10.

**Figura 25.**

*Curva esfuerzo-deformación unitaria acero de refuerzo.*



### 3.3 Análisis Estático No Lineal

Es de gran utilidad comprender el comportamiento en el rango inelástico en que incursionan las estructuras sometidas a fuerzas sísmicas, ya que el diseño tradicional se fundamenta en análisis elástico, tanto así que en la actualidad se vienen creando herramientas de análisis más refinadas con la ayuda de los ordenadores y la calibración de los materiales en el rango inelástico.

El Análisis Estático No Lineal con más uso en la actualidad se denomina Nolinear Static Procedure (NSP) o comúnmente llamado “PushOver” que consiste básicamente en la aplicación de cargas laterales con el fin de observar la formación secuencial de rotulas plásticas en sus elementos principales controladas por deformaciones o por cargas según sea el objetivo de análisis.

El uso de esta metodología nos permite determinar la capacidad resistente que presenta una estructura al compararla con la demanda posible en este caso de un evento sísmico. La demanda está en función de la amenaza sísmica, el sitio donde está ubicada la estructura y sus características

globales y la capacidad está en función de su rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros.

En esta sección se procederá a emplear los criterios establecidos por la ASCE 41-17 en la Sección 7.3.2.1 para cumplir con los requerimientos necesarios en el uso de un NSP con un patrón de cargas distribuidas empleando rotulas de deformación controlada y plasticidad concentrada modelada mediante fibras que me permiten definir el comportamiento de cada una de la sección de muros; el fin de este análisis será el de determinar el desempeño real del sistema estructural comparado con los desplazamientos presentados por esta estructura en el análisis lineal.

### 3.3.1 Relación de resistencia $\mu_{Strength}$

El cálculo de la relación de resistencia denominada  $\mu_{Strength}$  como un factor que representa el requerimiento de elasticidad de la estructura se determina utilizando la ecuación  $\mu_{Strength} = \frac{S_a}{V_{y/w}} * C_m$  donde el termino  $S_a$  es la aceleración espectral según la Sección 2.4.1 y 2.4.2 del ASCE 41-17, el termino  $V_{y/w}$  representa la aceleración presente en el cortante elástico de la edificación y el coeficiente  $C_m=0.8$ , es un coeficiente de forma que denota las características de la distribución de masas en los sistemas estructurales tomado de la Tabla 7-4 del ASCE 41-17.

Los valores de la relación de resistencia  $\mu_{Strength}$  en el edificio en consideración en la dirección “X” es 4.49 y en la dirección “Y” es 3.04, valores menores a resistencia máxima  $\mu_{Max}=4.87$  ver Tabla 34.

El valor  $\mu_{Strength}$  debe ser menor a la expresión  $\mu_{max} = \mu_d / \mu_y + I \alpha_e I^h / 4$ , en caso  $\mu_{Strength} \geq \mu_{max}$  indicaría que la estructura es potencialmente inestable dinámicamente, y se debería realizar un análisis dinámico no lineal, debido a que teóricamente la edificación habría agotado su potencial. Lo anterior es válido debido a que el termino  $\mu_y$  representa el desplazamiento en el punto de

fluencia, y  $\Delta_d$  equivale al menor desplazamiento entre el desplazamiento objetivo y el desplazamiento asociado al máximo valor del cortante basal y el término  $I \alpha_e I^h/4$  busca representar el aporte de la caída de la curva de capacidad una vez se presenta la pendiente negativa de acuerdo a la Sección 7.4.3.3.2 del ASCE 41-17.

### 3.3.2 Influencia de los modos superiores

En la estructura planteada se estima la influencia de los modos superiores realizando un análisis modal espectral con el número suficiente de modos que generen una excitación superior al 90% de su masa (ver Tabla 8) y comparando los cortantes de entrepiso generados los dos modos principales con los cortantes que generen esa excitación del más del 90% de su masa según lo especifica la Sección 7.3.2 del ASCE 41-17 y que esa relación no exceda en un 130%, valores presentados en la Tabla 37.

**Tabla 38.**

*Relación cortante- efecto modos superiores.*

PISO	DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
	Modo 1 kN	9 Modos kN	Relación %	Modo 2 kN	9 Modos kN	Relación %
<b>Piso 11</b>	5641.49	6978.01	124%	5757.81	7115.41	124%
<b>Piso 10</b>	11918.27	13619.86	114%	12156.93	13864.35	114%
<b>Piso 9</b>	17382.65	18651.52	107%	17721.18	18978.52	107%
<b>Piso 8</b>	22026.35	22683.58	103%	22443.44	23086.09	103%
<b>Piso 7</b>	25851.17	26121.62	101%	26326.94	26588.73	101%
<b>Piso 6</b>	28874.65	29085.39	101%	29391.00	29599.98	101%
<b>Piso 5</b>	31134.85	31604.27	102%	31675.91	32152.24	102%
<b>Piso 4</b>	32694.46	33727.54	103%	33247.17	34297.27	103%
<b>Piso 3</b>	33644.39	35418.82	105%	34199.08	35991.62	105%
<b>Piso 2</b>	34107.09	36510.63	107%	34658.17	37063.51	107%
<b>Piso 1</b>	34239.71	36917.80	108%	34786.54	37445.11	108%

### 3.3.3 Parámetros del análisis estático no lineal y aplicación de la carga

A continuación, se presenta el procedimiento para crear las curvas de capacidad de la estructura propuesta en cada una de sus direcciones principales, la Figura 27 representa como se especifican los parámetros generales del NSP y en la Figura 28 se muestra la aplicación de las cargas según los modos fundamentales de esta estructura de tal manera que “X” representa el primer modo y “Y” el segundo, cargas de control aplicadas en las dos dirección hasta alcanzar el desplazamiento definido para cada caso. Ver Tabla 29.

**Figura 26.**

#### *Parámetros generales*

The figure shows two side-by-side screenshots of a software interface for defining load cases. Both dialog boxes have the following sections:

- General:** Load Case Name (PUSH X / PUSH Y), Load Case Type (Nonlinear Static), Exclude Objects in this Group (Not Applicable), Mass Source (Previous).
- Initial Conditions:** Radio buttons for 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' and 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)'. The latter is selected. Nonlinear Case: QG.
- Loads Applied:** A table with columns 'Load Type', 'Load Name', and 'Scale Factor'.
 

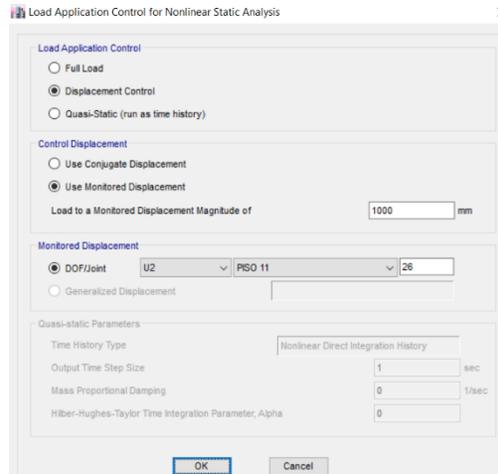
Mode	Load Type	Load Name	Scale Factor
1	1		1

 (The right dialog shows Mode 2 instead of 1.)
- Other Parameters:** Modal Load Case (Modal), Geometric Nonlinearity Option (P-Delta), Load Application (Displacement Control), Results Saved (Multiple States), Nonlinear Parameters (User Defined).

Buttons for 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', 'Modify/Show...', 'OK', and 'Cancel' are also visible.

**Figura 27.**

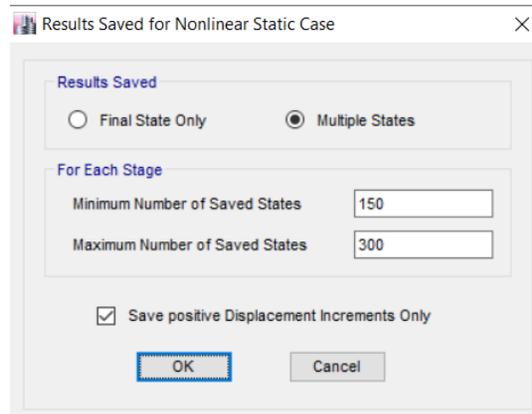
*Aplicación de cargas.*



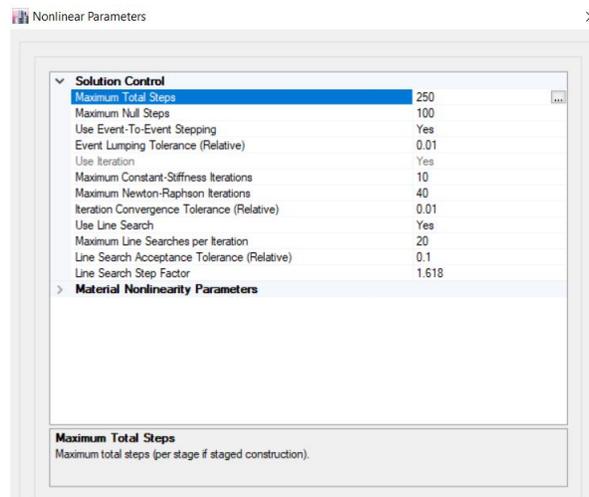
**3.3.3.1 Parámetros de modelación no lineales.** Dentro del modelo matemático los parámetros de modelación no lineales buscan garantizar la convergencia matemática y que la iteración busque un mínimo de puntos guardados que generen la curva de capacidad y tanto el contorno como el trazado de la curva se ajusten mediante la asignación de un número máximo de puntos representados en la Figura 29 y en la Figura 30 se muestran los parámetros de solución matemática ajustados que permiten generar el trazado de la curva de capacidad.

**Figura 28.**

*Puntos guardados para generar las curvas de capacidad.*

**Figura 29.**

*Parámetros de análisis estatico no lineales.*



**3.3.3.2 Modelación Matemática.** A continuación, se presenta las características de cada uno de los modelos matemático planteados para realizar el análisis no lineal de la estructura diseñada en la etapa 1 del presente documento mediante el Software de análisis y diseño ETABS®2016 un producto de “Computer and Structures, Inc” (ETABS, 2016).

**3.3.3.3 Modelo 4.** Este modelo de análisis está basado en la geometría del Modelo 1 especificado en la Sección 2.1.4.1 del presente documento y donde básicamente se realizan algunas modificaciones para cumplir con los requerimientos establecidos por el ASCE 41-17, entre la más relevante se realiza la fisuración de los muros estructurales responsables de sistema sísmico y la definición de los casos de carga no lineales en sus ejes principales utilizados para la realización del NSP.

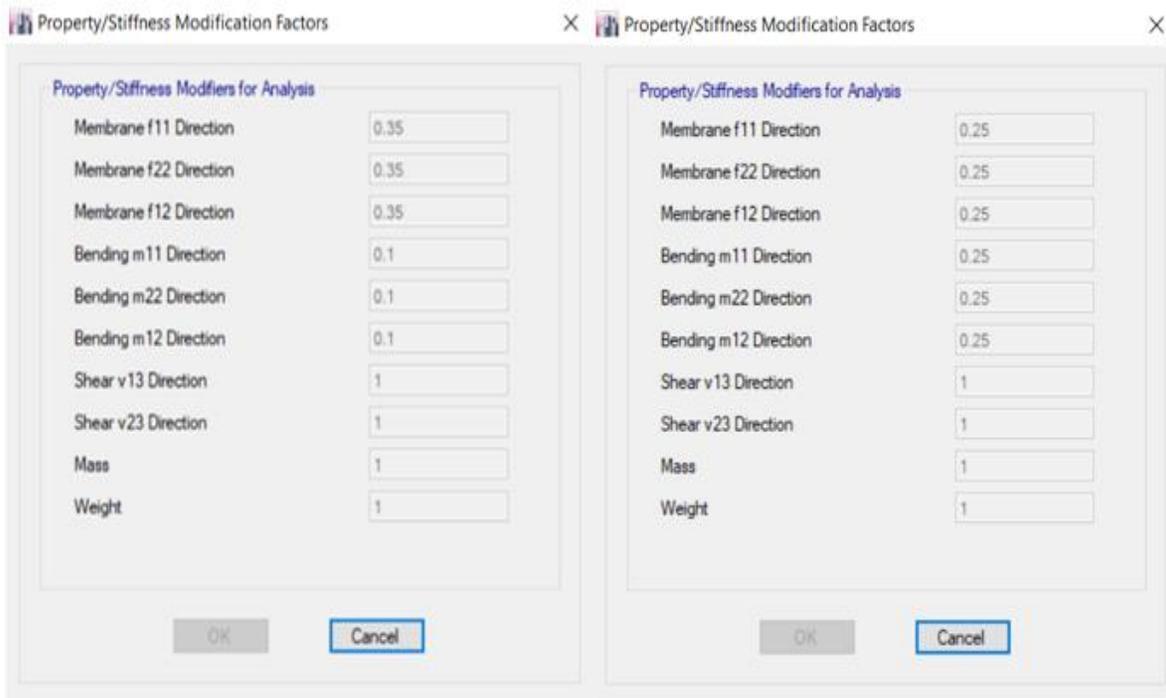
La Sección 10.3.1.2.2 de ASCE41-17, Tabla 1-5 (valores de rigidez efectiva) determina la fisuración de los elementos estructurales mediante unos coeficientes que tiene en consideración los efectos por cambios volumétricos y contracción por temperatura, así como las deformaciones producidas por las cargas gravitacionales y cargas sísmicas.

Los muros estructurales se especifican como elementos tipo Shell dentro del modelo matemático y se les modifica con un coeficiente en su plano ( $F_{11}$ ,  $F_{22}$  y  $F_{12}$ ) con un valor de 0.35, y fuera del plano ( $M_{11}$ ,  $M_{22}$  y  $M_{12}$ ) por un valor de 0.10. Estos coeficientes modificadores se tomaron de la Tabla 6.6.3.1.1(a) del ACI 318-14 siendo más conservadores que los planteados por el ASCE41-17 con el fin de inducir la ductilidad en los mismos. Los coeficientes ( $F_{11}$ ,  $F_{22}$ ,  $F_{12}$ ,  $M_{11}$ ,  $M_{22}$ , y  $M_{12}$ ) de las losas de entrepiso y cubierta se mantienen con un valor de 0.25, ver Figura 31.

Al realizar la fisuración de los elementos estructurales los modos de vibración principales del modelo planteado se mantienen en sus direcciones “X” y “Y” con valores de periodos  $T_x=0.73$  s y  $T_y=0.71$  s muy similares debido a la similitud de su rigidez en ambas direcciones.

**Figura 30.**

*Fisuración de muros (lado izquierdo) y fisuración de losas (lado derecho).*



**3.3.3.4 Modelación del acero de refuerzo en los muros estructurales.** En la Sección 2.1.6.4 del presente documento se realizó el diseño de los muros estructurales y se permite representar este acero ingresándolo manualmente al modelo matemático con el fin de suplir las solicitaciones impuestas, procedimiento ejemplo del muro etiquetado como “Y-6” realizado mediante la opción “Wall Hinge Reinforcement” mostrado en la Figura 32.

**Figura 31.**

*Modelación del acero de refuerzo del muro Y-6.*

Wall Hinge Reinforcement

Rebar Material

Material Flexure: A615Gr60

Material Shear: A615Gr60

Bar Clear Cover: 0.03 m

Layout

Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Ratio	End Zone Ratio
-0.10999	14.34	3.89001	14.34	4	0.2	0.11	0.11

Reinforcement

Flexural Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	#4	0.1	4
Center	#4	0.15	21
End	#4	0.1	4

Flexural Detail (Additional Individual Bar)

Material	Distance (m)	Area (m <sup>2</sup> )
*		

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	#3	0.06	Yes
Center	#3	0.06	No
End	#3	0.06	Yes

OK Cancel

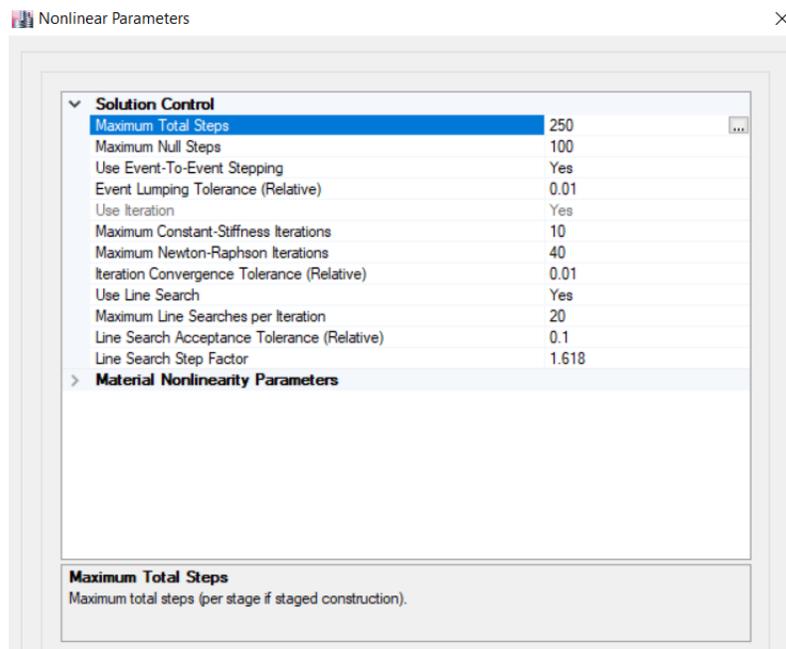
**3.3.3.5 Asignación de los casos de cargas no lineales.** La Sección 7.2.2 del ASCE 41-17 establece que para un análisis estático no lineal se debe considerar los efectos debidos a las cargas gravitacionales mediante una combinación  $1.0D + 0.25L$  donde el término “D” representa la carga muerta y el término “L” representa la carga viva.

Apoyados en la Sección 3.3.4 “Efectos Sísmicos Multidireccionales” del presente documento se crean en el Modelo dos casos de cargas para cada dirección principal denominados “PUSH X” en la dirección del modo 1 (sentido X) y “PUSH Y” en la dirección del modo 2 (sentido

Y) controlados por un desplazamiento máximo de 1.0 m medido en el techo y en un punto muy cercano al centro de masa definido en ese nivel. Los parámetros de control considerados para los casos de carga no lineales en el modelo se pueden visualizar en la Figura 33.

### Figura 32.

*Parámetros de control para el análisis estático no lineal.*



**3.3.3.6 Asignación de las rotulas plásticas en los muros.** Se asignan rotulas en el modelo matemático denominadas “Wall Hinge” a cada uno de los muros del sistema estructural de la edificación de manera automática considerando los parámetros de control “P y M3” y se configuró en cada muro el acero de refuerzo resultado del diseño lineal representado como ejemplo el muyto Y-6 presentado en la Figura 31.

En la Sección 10.3.3.1 del ASCE 41-17 se especifican los límites de deformación unitaria permitidos para concretos a compresión y acero de refuerzo. Para el concreto no confinado la

deformación unitaria es 0.002 en compresión pura o 0.005 en otras condiciones, para el acero de refuerzo la máxima deformación unitaria es 0.02 en compresión y 0.05 en tensión.

La Sección 10.7.2.2.2 del ASCE 41-17 determina que la longitud de la rótula plástica denominada “ $l_p$ ” para muros estructurales debe considerarse como el 50% de la longitud de la altura a flexión del elemento, pero menor a la altura de piso.

### ***3.3.4 Modelo 5***

La diferencia entre el Modelo 4 y el Modelo 5 radica básicamente en la asignación de los efectos P-Delta dentro del modelo matemático y para esto se realiza ajuste a los casos de carga que consideren la no linealidad geométrica de la estructura.

## **3.4 Resultado de la Modelación**

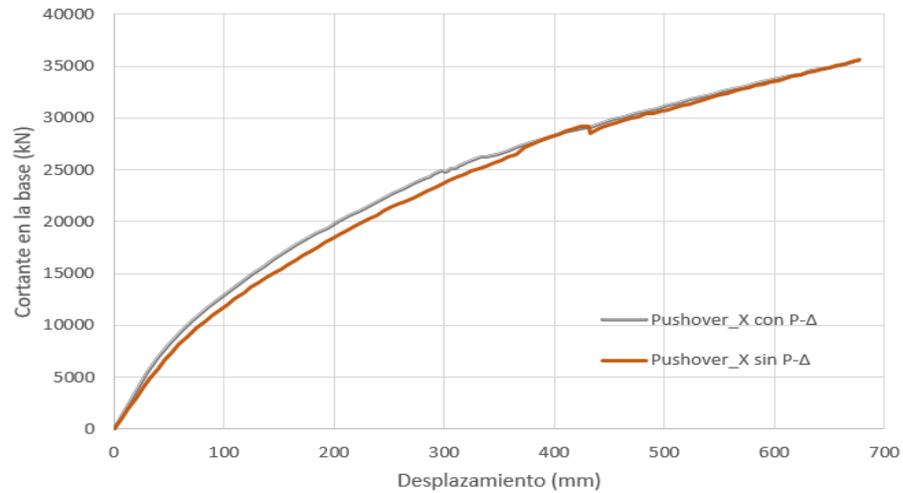
### ***3.4.1 Curvas de capacidad***

La curva de capacidad es el resultado de la aplicación de un patrón de cargas a la estructura asociado al modo fundamental, esta curva es particular para cada estructura debido a la distribución de masa y rigidez en la concepción del edificio. La curva de capacidad refleja el comportamiento del edificio graficando la fuerza cortante en la base versus el desplazamiento en el techo, permitiendo identificar el comportamiento de la estructura cuando incursiona en el rango inelástico a través de las deformaciones o rotaciones en los elementos.

En las Figuras 34 y 35 se presentan las curvas de capacidad para las direcciones de análisis, con los efectos P- $\Delta$  y sin considerarlos. Se destaca que no hay incidencia significativa en la respuesta para este proyecto.

**Figura 33.**

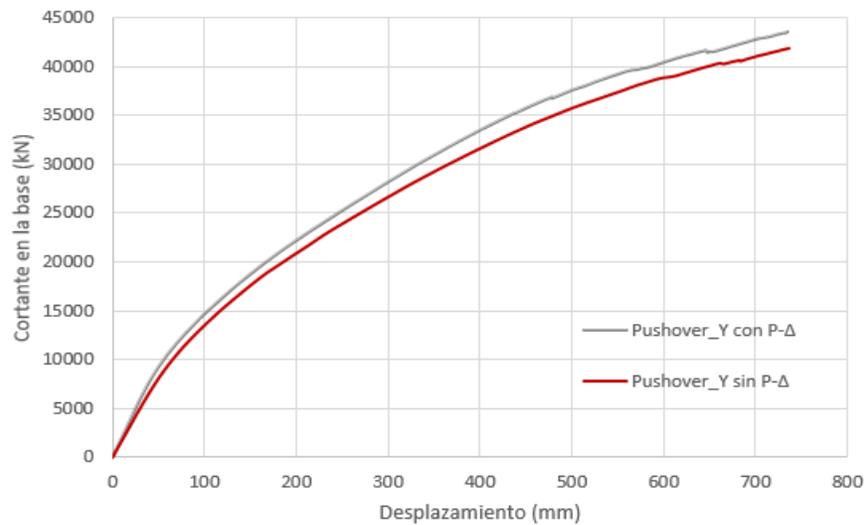
*Curva de capacidad sentido X.*



En la Tabla 38 se presenta los datos para realizar la curva bilinealizada de las curvas de capacidad considerando los efectos  $P-\Delta$  y la flexibilidad de la cimentación presentadas en las Figuras 36 y 37 según la Sección 7.4.3.2.4 del ASCE 41-17.

**Figura 34.**

*Curva de capacidad sentido Y.*

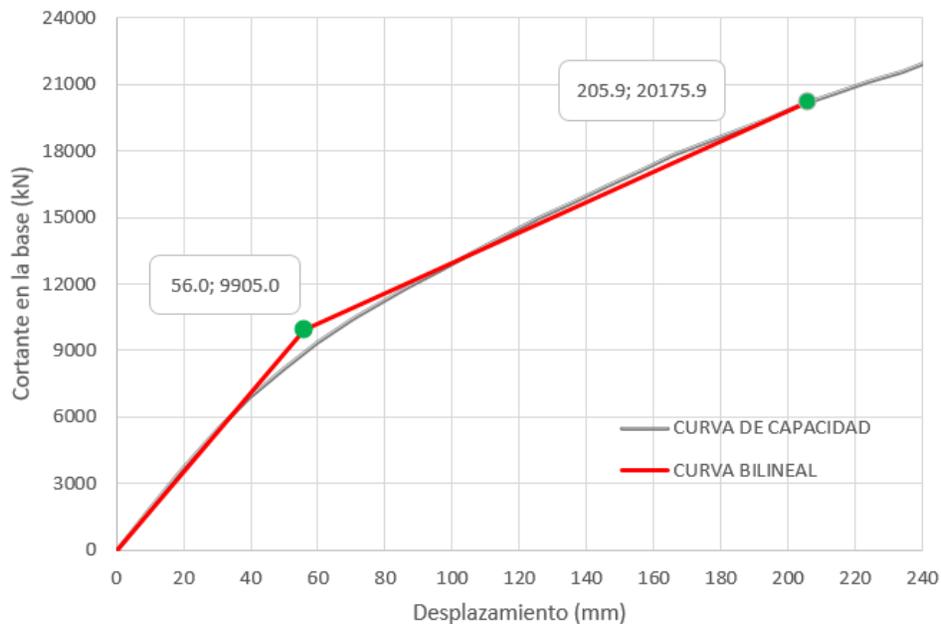


### 3.4.2 Desplazamiento objetivo y curvas de capacidad bilinealizadas

Los lineamientos de la Sección 7.4.3.2.3 del ASCE 41-17 permiten generar el espectro bilineal, los puntos  $\Delta_y$  y  $V_y$  se estiman calculando inicialmente la rigidez efectiva definida como “ $K_e$ ” en el primer segmento de esta curva, la línea bilinealizada deberá cortar la curva de capacidad en un punto donde el cortante basal sea el 60% de la resistencia a la fluencia efectiva, si las áreas que se generan por debajo y por encima de estas líneas no son aproximadamente iguales se deberán replantear hasta que se cumpla la condición, las curvas bilineales se representan en las Figuras 36 y 37.

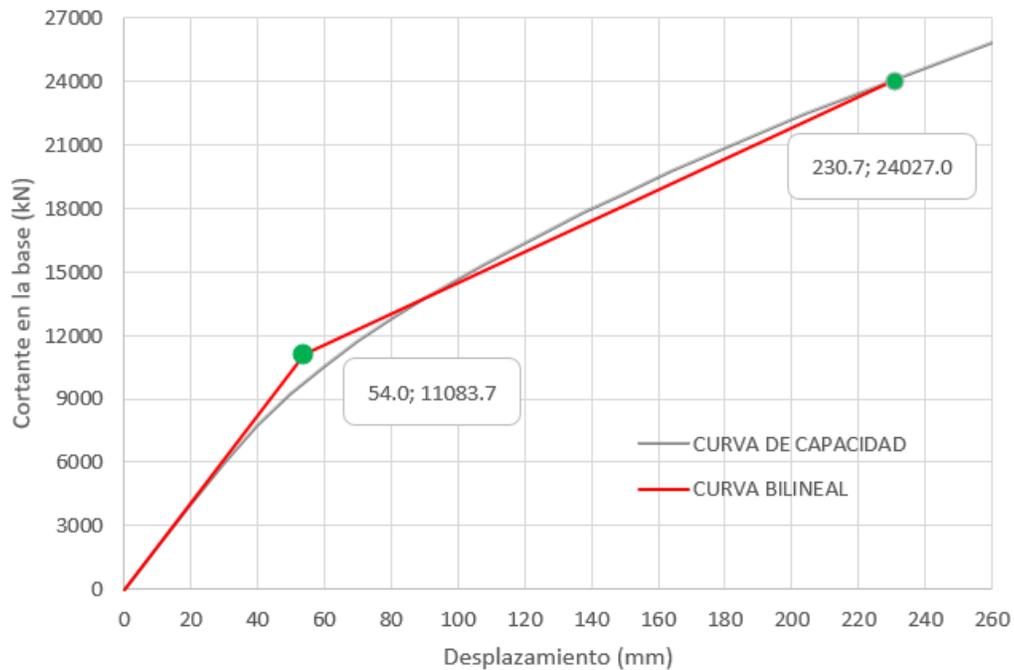
**Figura 35.**

*Curva de capacidad bilineal sentido "X".*



**Figura 36.**

*Curva de capacidad bilineal sentido "Y".*



La Sección 7.4.3.3.2 del ASCE 41-17 a través del método de los coeficientes nos permite calcular el "Target Displacement" desplazamiento objetivo como una estimación del desplazamiento máximo global de la estructura incursionando en los rangos elástico o inelásticos, la Tabla 38 registra los resultados mediante el "Modelo 5" donde, para el sentido "X" el desplazamiento estimado es 184 mm y para el sentido "Y" es de 222 mm, valor ajustado según el factor  $\alpha$  por efectos torsionales calculado en la Sección 3.2.3 del presente documento.

**Tabla 39.***Cálculo de coeficientes y desplazamiento objetivo.*

PARAMETROS	UNIDADES	DIRECCIÓN DEL ANÁLISIS	
		SENTIDO X	SENTIDO Y
$\Delta_y$	m.	0.056	0.054
$V_y$	kN.	9,905.02	11,083.72
$K_i$	kN/m.	183,365.95	210,890.89
$T_i$	s.	0.77	0.76
$K_e$	kN/m.	178,183.00	196,960.89
$T_e$	s.	0.78	0.78
$a$	[-]	90.00	90.00
$C_0$	[-]	1.49	1.35
$C_1$	[-]	1.06	1.05
$C_2$	[-]	1.02	1.02
$C_m$	[-]	0.80	0.80
$S_a$	g.	0.84	0.88
$W$	kN.	61,455.28	61,455.28
$\mu$ strength	[-]	4.18	3.89
$\delta_t$	mm.	205.94	192.28
$V_t$	kN.	20,379.65	21,395.33

#### 4. Análisis de Resultados

##### 4.1 Evaluación y revisión de las rotulas de la estructura

Se determinó el desplazamiento de cada muro asociado a los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (LS) y Colapso Preventivo (CP) con base a las rotaciones obtenidas de la modelación versus las rotaciones permitidas según la Tabla 10-19 del ASCE 41-17 para cada condición de desempeño. Como criterio para la selección de los puntos de desempeño de la curva de capacidad, se consideró que el desempeño global de la estructura está

asociado al desplazamiento del primer muro que alcance rotaciones asociadas a cada nivel de desempeño. En las Tablas 39 y 40 se presenta el resultado de análisis realizado para determinar los niveles de desempeño de cada muro en cada dirección principal.

**Tabla 40.**

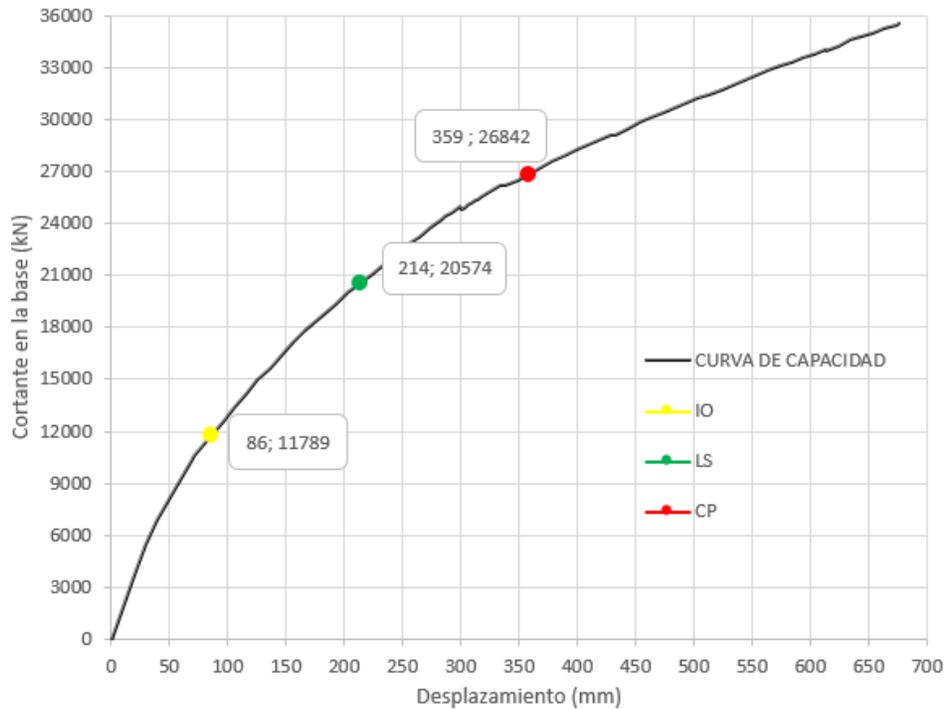
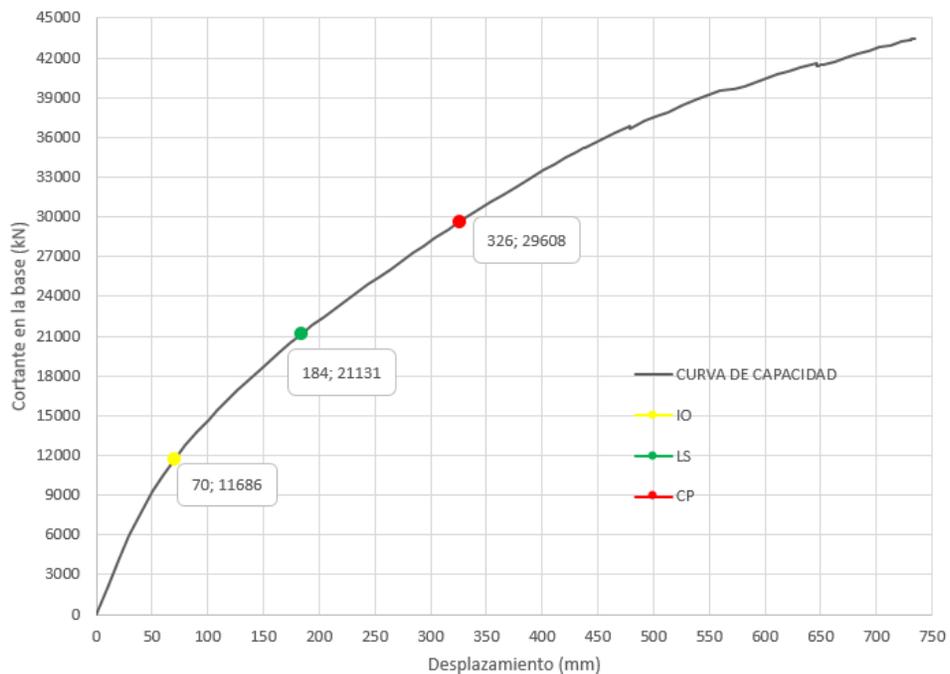
*Desplazamientos y rotaciones muros sentido "X".*

MUROS	L <sub>w</sub> m	e m	O.I. PASO	Rot. Max. 0.005 Rad.		L.S. PASO	Rot. Max. 0.015 Rad.		C.P. PASO	Rot. Max 0.020 Rad.	
				Δ Techo	Rotación		Δ TECHO	Rotación		Δ Techo	Rotación
				mm	Rad.		mm	Rad.		mm	Rad.
MY-1	4.00	0.20	18	184	0.0042	64	359	0.0103	84	484	0.0150
MY-6	4.00	0.20	18	184	0.0042	64	359	0.0103	84	484	0.0150
MY-13	4.00	0.20	18	184	0.0043	64	359	0.0104	84	484	0.0151
MY-18	4.00	0.20	18	184	0.0043	64	359	0.0104	84	484	0.0151
MY-2	3.60	0.25	18	184	0.0043	64	359	0.0103	84	484	0.0151
MY-5	3.60	0.25	18	184	0.0043	64	359	0.0104	84	484	0.0151
MY-14	3.60	0.25	18	184	0.0043	64	359	0.0103	84	484	0.0151
MY-17	3.60	0.25	18	184	0.0043	64	359	0.0104	84	484	0.0151
MY-3	5.00	0.20	18	184	0.0042	64	359	0.0103	84	484	0.0150
MY-4	5.00	0.20	19	194	0.0042	65	369	0.0103	85	494	0.0151
MY-15	5.00	0.20	19	194	0.0044	65	369	0.0105	85	494	0.0152
MY-16	5.00	0.20	18	184	0.0041	65	369	0.0106	85	494	0.0152
MY-7	3.60	0.25	9	86	0.0016	21	214	0.0052	64	359	0.0103
MY-8	3.60	0.25	9	86	0.0016	21	214	0.0052	64	359	0.0103
MY-11	3.60	0.25	9	86	0.0016	21	214	0.0052	64	359	0.0103
MY-12	3.60	0.25	9	86	0.0016	21	214	0.0052	64	359	0.0103
MY-9	5.68	0.20	9	86	0.0015	21	214	0.0050	64	359	0.0101
MY-10	5.68	0.20	9	86	0.0015	21	214	0.0050	64	359	0.0101

**Tabla 41.***Desplazamientos y rotaciones muros sentido "Y".*

MUROS	$L_w$ m	e m	O.I. PASO	Rot. Max. 0.005 Rad.		L.S. PASO	Rot. Max. 0.015 Rad.		C.P. PASO	Rot. Max 0.020 Rad.	
				$\Delta_{\text{Techo}}$ mm	Rotación Rad.		$\Delta_{\text{TECHO}}$ mm	Rotación Rad.		$\Delta_{\text{Techo}}$ mm	Rotación Rad.
MX-1	3.00	0.25	18	184	0.0041	35	356	0.0101	50	492	0.0150
MX-2	3.00	0.25	17	174	0.0041	36	356	0.0101	50	492	0.0150
MX-27	3.00	0.25	15	149	0.0041	31	316	0.0104	41	421	0.0154
MX-28	3.00	0.25	15	149	0.0041	30	303	0.0105	41	421	0.0155
MX-3	4.68	0.25	18	184	0.0042	36	356	0.0103	50	492	0.0150
MX-26	4.68	0.25	16	164	0.0045	31	316	0.0102	41	421	0.0151
MX-4	3.48	0.25	17	174	0.0041	34	345	0.0100	47	476	0.0150
MX-5	3.48	0.25	17	174	0.0041	35	356	0.0103	42	431	0.0150
MX-24	3.48	0.25	16	164	0.0045	31	316	0.0101	42	431	0.0154
MX-25	3.48	0.03	16	164	0.0044	31	316	0.0100	41	421	0.0153
MX-6	3.00	0.20	8	80	0.0014	20	204	0.0051	34	345	0.0100
MX-7	3.00	0.20	7	70	0.0016	21	214	0.0052	35	356	0.0101
MX-22	3.00	0.20	7	70	0.0014	18	184	0.0050	32	326	0.0103
MX-23	3.00	0.20	8	80	0.0016	19	194	0.0052	32	326	0.0100
MX-8	4.00	0.25	8	80	0.0015	20	204	0.0052	34	346	0.0103
MX-9	4.00	0.25	8	80	0.0017	20	204	0.0051	34	346	0.0101
MX-20	4.00	0.25	9	90	0.0017	20	204	0.0051	34	346	0.0101
MX-21	4.00	0.25	9	90	0.0017	20	204	0.0051	34	346	0.0101
MX-10	3.18	0.20	8	80	0.0015	20	204	0.0053	33	336	0.0101
MX-11	3.18	0.20	8	80	0.0015	20	204	0.0053	33	336	0.0101
MX-18	3.18	0.20	8	80	0.0016	20	204	0.0056	33	336	0.0105
MX-19	3.18	0.20	8	80	0.0016	20	204	0.0055	33	336	0.0105
MX-12	3.18	0.20	16	164	0.0041	33	336	0.0103	45	453	0.0153
MX-13	3.18	0.20	16	164	0.0041	33	336	0.0102	45	453	0.0151
MX-16	3.18	0.20	16	164	0.0042	33	336	0.0105	45	453	0.0155
MX-17	3.18	0.20	16	164	0.0041	33	336	0.0103	45	453	0.0154
MX-14	3.70	0.20	17	174	0.0043	33	336	0.0105	46	465	0.0156
MX-15	3.70	0.20	17	174	0.0041	34	346	0.0103	46	465	0.0154

Los niveles de desempeño para cada dirección principal de la estructura se visualizan en las Figuras 38 y 39 marcando los límites para Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (LS) y colapso Preventivo (CP) sobre la curva de capacidad de la estructura.

**Figura 37.***Niveles de desempeño de la estructura en sentido "X".***Figura 38.** *Niveles de desempeño de la estructura en sentido "Y".*

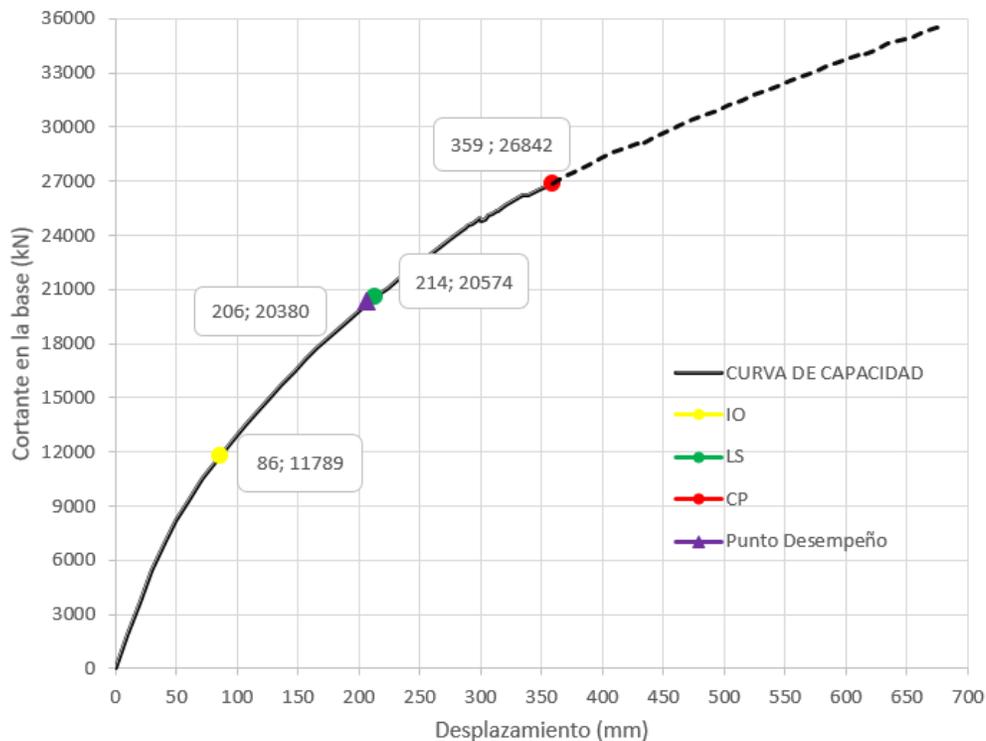
## 4.2 Evaluación del Desempeño

En la Sección 3.1.3 del presente documento se definió como objetivo de desempeño la seguridad de vida “Life Safety Performance S-3” de tal manera que se deberá evaluar si la estructura propuesta cumple con este nivel de desempeño.

El desplazamiento objetivo en el sentido “X” corresponde a 206 mm y en el sentido “Y” a 184 mm, estos desplazamientos se encuentran representados en las Figuras 40 y 41 respectivamente donde se puede apreciar la comparación del desplazamiento objetivo con los límites de desempeño.

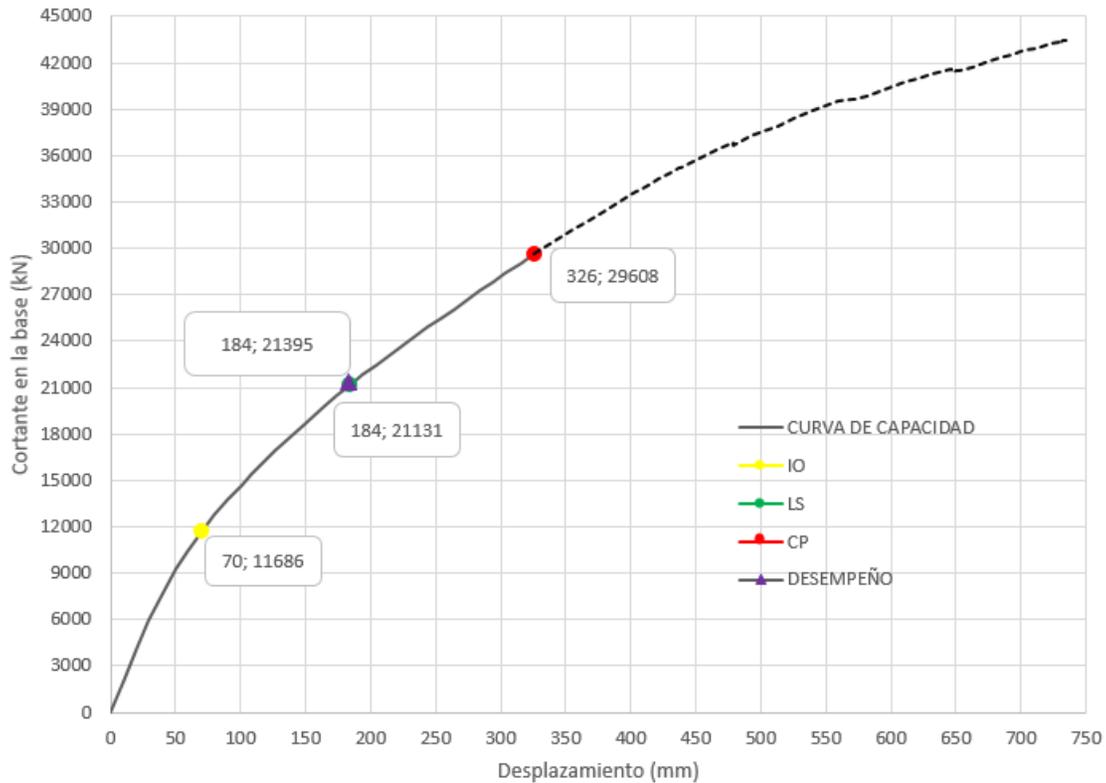
### Figura 39.

*Puntos de desempeño y desplazamiento objetivo sentido "X".*



**Figura 40.**

*Puntos de desempeño y desplazamiento objetivo sentido “Y”.*



Los resultados presentados en las Figuras 39 y 40 evidencian que el objetivo de desempeño Life Safety (LS) planteado en la Sección 3.1.3, se cumple satisfactoriamente porque el desplazamiento inelástico o desplazamiento objetivo asociado a toda la estructura se encuentra muy cercano al punto donde se genera la primera rotula LS, en el sentido “X” el desplazamiento difiere en 8 mm por debajo y en el sentido “Y” se encuentra en el mismo punto, de tal manera que se espera que la estructura presente un comportamiento adecuado de los elementos primarios. Siendo acorde con la definición de este nivel de desempeño en la Sección 2.31.3 del ASCE 41-17, donde se determina que es un estado de daño posterior al sismo en el cual la estructura puede presentar daños en algunos componentes, pero conserva un margen de seguridad contra el inicio de un colapso parcial o total.

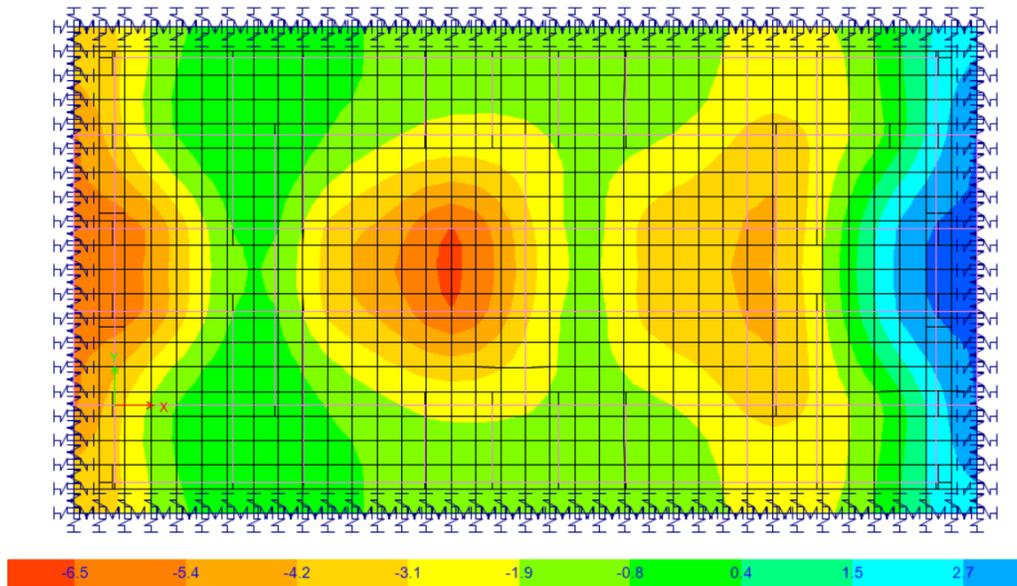
### 4.3 Revisión de los desplazamientos y esfuerzos en la cimentación.

Se realiza un chequeo de los desplazamientos y los esfuerzos a nivel de la cimentación en el instante en que la estructura alcance el desplazamiento objetivo en cada dirección principal, los desplazamientos verticales en la dirección “X” no superan los 6.5 mm y en la dirección “Y” los 5.0 mm, valores por encima del análisis realizado en la Sección 2.1.6.5.4 del presente documento, pero inferiores a 20 mm estimados en el estudio geotécnico, ver las Figuras 42 y 43.

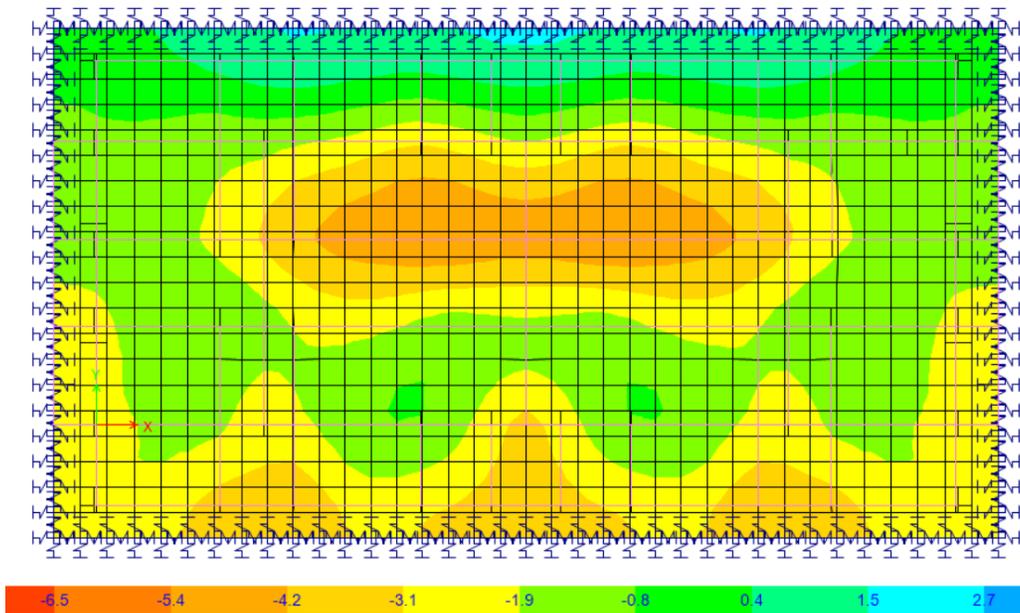
En relación con los esfuerzos en el suelo, las Figuras 44 y 45 representan estas condiciones en cada dirección principal, de tal manera que el esfuerzo máximo en sentido “X” cuando la estructura alcance el desplazamiento objetivo es de  $445 \text{ kN/m}^2$  y en el sentido “Y” de  $371 \text{ kN/m}^2$ , valores que no superan lo estimado en la Sección 8.4.1.1 del ASCE 41-17 donde la capacidad de carga del suelo “ $q_c$ ” para cada nivel de desempeño se puede estimar como  $q_c = 3 q_{allow}$ , donde este término ( $q_{allow}$ ) equivale a la capacidad admisible del suelo determinado en el estudio geotécnico ( $280 \text{ kN/m}^2$ ) de tal manera que el valor de  $q_c = 852 \text{ kN/m}^2$  no superado en las dos direcciones de análisis.

**Figura 41.**

*Desplazamientos en el suelo, dirección de análisis sentido X (mm).*

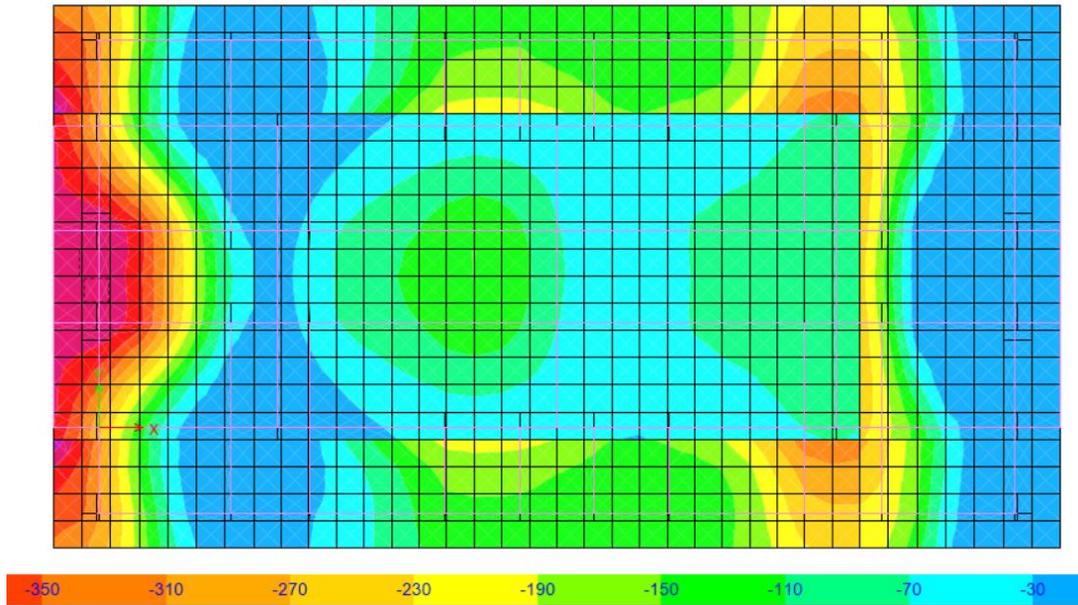
**Figura 42.**

*Desplazamientos en el suelo, dirección de análisis sentido Y (mm).*

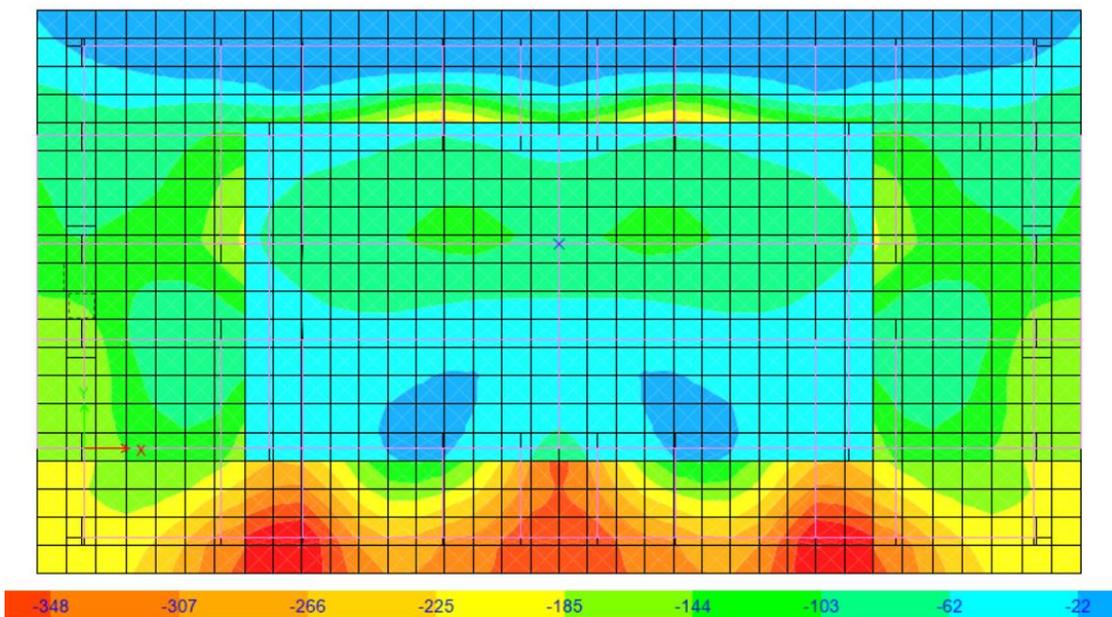


**Figura 43.**

*Esfuerzos en el suelo en la dirección "X" (kN/m<sup>2</sup>).*

**Figura 44.**

*Esfuerzos en el suelo en la dirección "Y" (kN/m<sup>2</sup>).*



#### 4.4 Análisis de la respuesta elástica y la respuesta inelástica de la estructura

El coeficiente de disipación de energía básico  $R_0=5$  estimado en la Sección 2.1.2.1.10 del presente documento, representa la relación entre las fuerzas elásticas y las fuerzas de diseño de la estructura usado para determinar las fuerzas sísmicas de diseño según los requerimientos de la NSR-10, esta reducción de la fuerza sísmica se da en términos que la estructura disipa gran cantidad de energía cuando ella luego de entrar en fluencia, aumenta su periodo debido al amortiguamiento histérico, de tal manera que se nos permite diseñar esta estructura con fuerzas sísmicas reducidas entendiendo el comportamiento inelástico para que esta pueda tener un comportamiento sísmico adecuado ante la demanda sísmica de la zona, el uso coeficiente de disipación de energía ( $R_0$ ) es tener en cuenta la demanda de ductilidad y además la sobre resistencia ( $\Omega$ ) del sistema de resistencia sísmica, cuya función es incluir la sobre resistencia de los materiales.

Considerando las relaciones carga-desplazamiento de las Figura 44 y 45, la estructura del edificio tiene su rigidez que corresponde a los elementos sin fisurar, pero luego de la fisuración la fluencia, el endurecimiento por deformación y la degradación de la resistencia de los materiales ocurren progresivamente. Se determina que la primera fluencia y la resistencia esperada del edificio sean superiores al cortante elástico de diseño, esto en consideración de las suposiciones de diseño por resistencia, debido a la mayoración y evaluación conservadora de las cargas, factores de reducción de resistencia y la interacción tridimensional entre partes estructurales y no estructurales del edificio que no son consideradas en el modelo de análisis y otros factores como los límites de derivas para controlar el dimensionamiento del edificio.

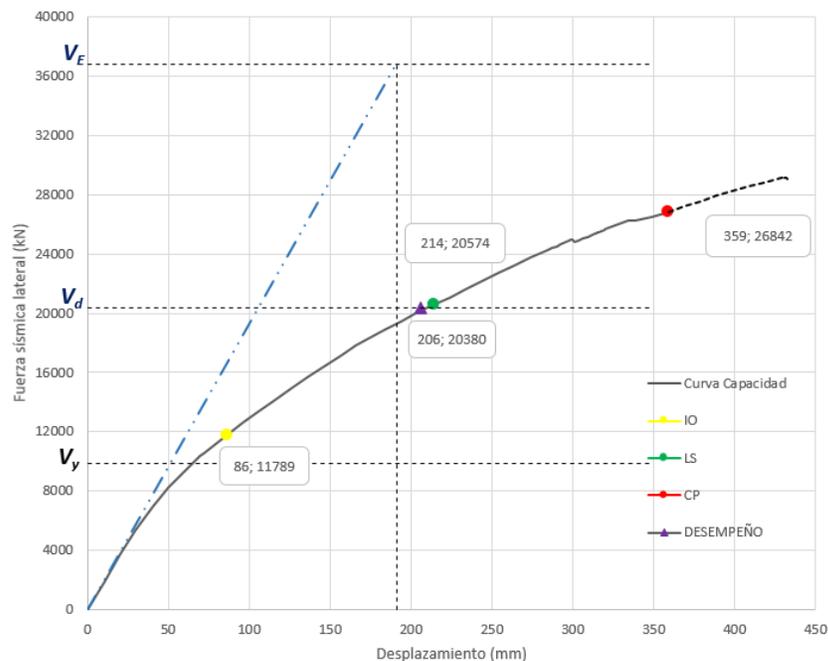
La demanda de ductilidad de desplazamiento  $\mu\delta = \delta_{\max}/\delta_y$  relaciona el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia de la estructura y se evalúa de acuerdo al comportamiento

inelástico de la modelación de la estructura y verificado para determinar qué tan cercano está a lo requerido en la NSR-10.

De acuerdo con la Figura 46 la relación entre el desplazamiento objetivo máximo  $\delta_{max}=206$  mm y el desplazamiento de fluencia  $\delta_y=55.4$  mm determina que la estructura está sometida a una demanda de ductilidad de desplazamiento  $\mu\delta=3.72$ ; la relación entre el cortante elástico  $V_E=36.819$  kN y el cortante de fluencia  $V_y=9.905$  kN, ( $V_E/V_y=3.71$ ) es menor al  $R=5$  asumido en la etapa de diseño y el coeficiente de sobre-resistencia que relaciona la fuerza cortante en el punto de desempeño  $V_d=20.380$  kN con la fuerza cortante de fluencia  $V_y=9.6905$  kN, ( $\Omega_o=V_d/V_y=2.05$ ) cercano a  $\Omega_o=2.5$  considerado en la NSR-10 en la etapa de diseño.

### Figura 45.

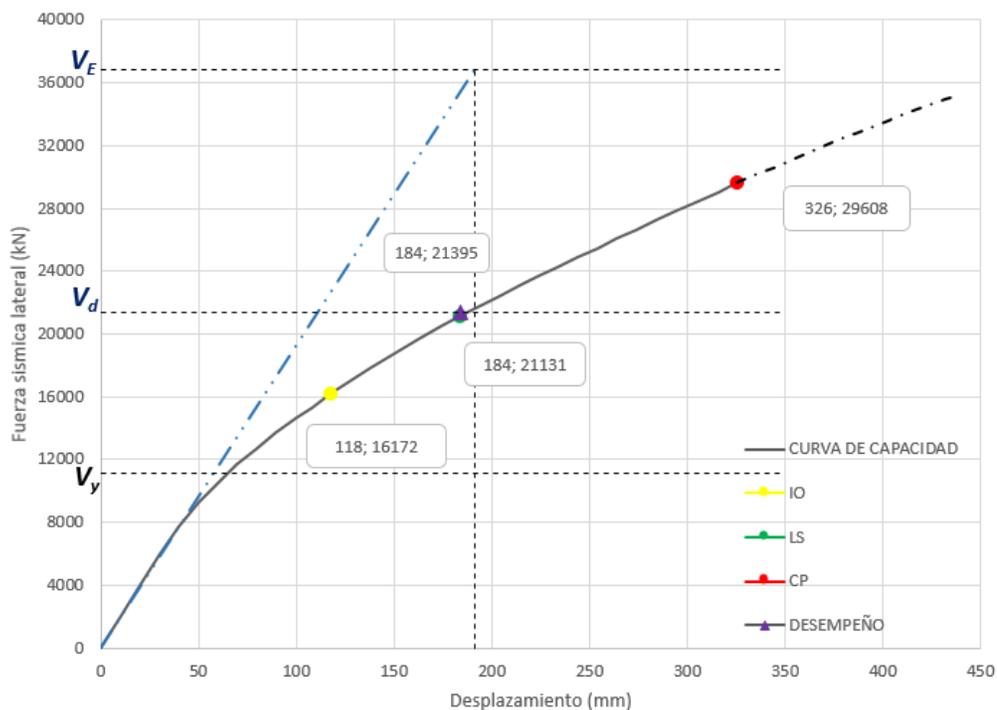
*Relación entre la respuesta lineal elástica, cortantes de diseño y comportamiento del análisis estatico no lineal sentido "X".*



De acuerdo con la Figura 47 la relación entre el desplazamiento objetivo máximo  $\delta_{max}=184$  mm y el desplazamiento de fluencia  $\delta_y=56.4$  mm determina que la estructura está sometida a una demanda de ductilidad de desplazamiento  $\mu\delta=3.25$ ; la relación entre el cortante elástico  $V_E=36.819$  kN y el cortante de fluencia  $V_y=11.083$  kN, ( $V_E/V_y=3.32$ ) es menor al  $R=5$  asumido en la etapa de diseño y el coeficiente de sobre-resistencia que relaciona la fuerza cortante en el punto de desempeño  $V_d=21.395$  kN con la fuerza cortante de fluencia  $V_y=11.083$  kN, ( $\Omega_o=V_d/V_y=1.93$ ) cercano a  $\Omega_o=2.5$  considerado en la NSR-10 en la etapa de diseño.

### Figura 46.

*Relación entre la respuesta lineal elástica, cortantes de diseño y comportamiento análisis estatico no lineal sentido "Y".*



## 4.5 Revisión de cortantes de muro

Se realizó la revisión de la demanda a cortante al momento de alcanzar el desplazamiento objetivo en cada dirección de análisis. En la Tabla 41 se presentan aquellos muros en los que esta sollicitación supera la resistencia nominal a cortante correspondiente al diseño inicial, a los muros con capacidades menores a la demanda se les modificó el refuerzo para cumplir con esta condición.

**Tabla 42.**

*Chequeo del cortante según los requerimientos del ACI 318-19.*

Muros	$A_v$ suministrado inicial	$\phi V_c$ min	$V_u$ max	$V_u < V_u$ max Nº capas	$V_s$ suministrado	$\phi V_n$	$\phi V_n > V_u$	$A_v$ suministrado corregido	$\phi V_n$	$\phi V_n > V_u$
MX-1, MX-2, MX-27, MX-28	1 N 3 C/ 0.25	194.61	539.733	Dos capas	572.54	767.15	Cumple	1 N 3 C/ 0.25	767.15	Cumple
MX-3, MX-26	1 N 3 C/ 0.20	465.78	841.984	Dos capas	1,116.46	1582.24	Cumple	1 N 3 C/ 0.20	1582.24	Cumple
MX-4, MX-5, MX-24, MX-25	1 N 3 C/ 0.25	299.90	626.091	Dos capas	664.15	964.05	Cumple	1 N 3 C/ 0.25	964.05	Cumple
MX-6, MX-7, MX-22, MX-23	1 N 3 C/ 0.30	363.36	431.787	Dos capas	954.24	1317.60	Cumple	1 N 3 C/ 0.15	1317.60	Cumple
MX-8, MX-9, MX-20, MX-21	1 N 3 C/ 0.25	469.80	719.644	Dos capas	954.24	1424.04	Cumple	1 N 3 C/ 0.20	1424.04	Cumple
MX-10, MX-11, MX-18, MX-19	1 N 3 C/ 0.30	228.73	457.694	Dos capas	505.75	734.48	Cumple	1 N 3 C/ 0.30	734.48	Cumple
MX-12, MX-13, MX-16, MX-17	1 N 3 C/ 0.30	228.73	457.694	Dos capas	606.90	835.63	Cumple	1 N 3 C/ 0.25	835.63	Cumple
MX-14, MX-15	1 N 3 C/ 0.30	614.08	532.537	Dos capas	1,603.73	2217.81	Cumple	1 N 4 C/ 0.20	2217.81	Cumple
MY-1, MY-6, MY-13, MY-8	1 N 3 C/ 0.30	292.72	575.715	Dos capas	636.16	928.88	Cumple	1 N 3 C/ 0.30	928.88	Cumple
MY-2, MY-5, MY-14, MY-17	1 N 3 C/ 0.25	268.16	647.680	Dos capas	687.05	955.21	Cumple	1 N 3 C/ 0.25	955.21	Cumple
MY-3, MY-4, MY-15, MY-16	1 N 3 C/ 0.30	670.92	719.644	Dos capas	1,733.76	2404.68	Cumple	1 N 4 C/ 0.17	3220.57	Cumple
MY-7, MY-8, MY-11, MY-12	1 N 3 C/ 0.30	315.28	647.680	Dos capas	687.05	1002.33	Cumple	1 N 3 C/ 0.30	887.83	Cumple
MY-9, MY-10	1 N 3 C/ 0.25	638.78	817.516	Dos capas	1,969.55	2608.33	Cumple	1 N 4 C/ 0.23	2779.59	Cumple

## 4.6 Requerimientos del código ACI 318 – 19

### 4.6.1 Requisitos geométricos

En el Capítulo 11, Artículo 11.3.1 de la ACI 318 – 19 se establece el espesor mínimo para muros portantes entre 100 mm y 1/25 de la menor longitud entre la altura del muro y su longitud no apoyada. De acuerdo a lo especificado anteriormente todos los muros planteados en esta

estructura cumplen con esta condición dado que el espesor mínimo calculado debería ser de 103 mm y los espesores de los muros de esta estructura son de 200 mm y 250 mm, ver Tabla 1, dimensiones de los muros.

#### 4.6.2 Elementos de borde

En los muros donde se requieren elementos especiales de borde se les deberá verificar cada una de las consideraciones contempladas en el Capítulo 18, Artículo 18.10.6.4 del ACI 318 – 19, la Tabla 42 se relaciona la necesidad de estos elementos.

**Tabla 43.**

*Requerimiento de elementos de borde.*

MUROS.	e m	L <sub>w</sub> m	c m	$l_w/600c$ [-]	Requiere elemento de borde
MX-3, MX-26	0.25	4.68	1.04	0.0081	NO
MX-8, MX-9, MX-20, MX-21	0.25	4.00	1.01	0.0067	SI
MX-10, MX-11, MX-18, MX-19	0.20	3.18	0.92	0.0049	SI
MX-6, MX-7, MX-22, MX-23	0.20	3.00	0.99	0.0050	SI
MX-12, MX-13, MX-16, MX-17	0.20	3.18	0.70	0.0037	SI
MX-14, MX-15	0.20	3.70	1.33	0.0082	NO
MX-1, MX-2, MX-27, MX-28	0.25	3.00	0.54	0.0027	SI
MX-4, MX-5, MX-24, MX-25	0.25	3.48	0.77	0.0045	SI
MY-2, MY-5, MY-14, MY-17	0.25	3.60	0.78	0.0047	SI
MY-7, MY-8, MY-11, MY-12	0.25	3.60	0.81	0.0049	SI
MY-1, MY-6, MY-13, MY-8	0.20	4.00	0.83	0.0055	SI
MY-9, MY-10	0.20	5.68	1.87	0.0177	NO
MY-3, MY-4, MY-15, MY-16	0.20	5.00	1.49	0.0124	NO

**4.6.2.1 Ancho mínimo.** En el Capítulo 18, Artículo 18.10.6.4 del ACI 318 - 19 se determina que el elemento de borde deberá contar con un espesor mínimo de  $h_u/16$ , siendo  $h_u$  la longitud lateral no soportada en la fibra extrema a compresión del muro. Tomando  $h_u$  como la

altura de entre piso, de determina que el espesor mínimo debería ser de 161.5 mm, en el proyecto los muros estructurales cuentan con espesores mayores al espesor mínimo solicitado.

Además de lo anterior se revisa la longitud menor del elemento de borde de acuerdo al Capítulo 18, Artículo 18.10.6.4 del ACI 318 - 19, esta debe ser superior o igual a 300 mm para muros con relación de aspecto ( $h_w/l_w$ ) mayor a 2 y con la longitud del eje neutro sobre el largo del muro ( $c/l_w$ ) mayor a 3/8. En la tabla 43 se muestra la verificación de este requisito.

**Tabla 44.**

*Revisión de longitud menor del elemento de borde.*

MUROS.	e m	$L_w$ m	c m	$h_w/l_w$ [-]	$h_w/l_w \geq 2$ [-]	$C/l_w$ [-]	$C/l_w \geq 3/8$ [-]	Chequeo ACI 318-19
MX-3, MX-26	0.25	4.68	1.04	6.06	Aplica	0.22	No aplica	Cumple
MX-8, MX-9, MX-20, MX-21	0.25	4.00	1.01	7.10	Aplica	0.25	No aplica	Cumple
MX-10, MX-11, MX-18, MX-19	0.20	3.18	0.92	8.92	Aplica	0.29	No aplica	Cumple
MX-6, MX-7, MX-22, MX-23	0.20	3.00	0.99	9.46	Aplica	0.33	No aplica	Cumple
MX-12, MX-13, MX-16, MX-17	0.20	3.18	0.70	8.92	Aplica	0.22	No aplica	Cumple
MX-14, MX-15	0.20	3.70	1.33	7.67	Aplica	0.36	No aplica	Cumple
MX-1, MX-2, MX-27, MX-28	0.25	3.00	0.54	9.46	Aplica	0.18	No aplica	Cumple
MX-4, MX-5, MX-24, MX-25	0.25	3.48	0.77	8.16	Aplica	0.22	No aplica	Cumple
MY-2, MY-5, MY-14, MY-17	0.25	3.60	0.78	7.88	Aplica	0.22	No aplica	Cumple
MY-7, MY-8, MY-11, MY-12	0.25	3.60	0.81	7.88	Aplica	0.23	No aplica	Cumple
MY-1, MY-6, MY-13, MY-8	0.20	4.00	0.83	7.10	Aplica	0.21	No aplica	Cumple
MY-9, MY-10	0.20	5.68	1.87	5.00	Aplica	0.33	No aplica	Cumple
MY-3, MY-4, MY-15, MY-16	0.20	5.00	1.49	5.68	Aplica	0.30	No aplica	Cumple

En el Capítulo 18, Artículo 18.10.6.4 del ACI 318 – 19 especifica que la separación del refuerzo transversal de los elementos especiales de borde “s”, no debe superar un tercio del espesor ( $t_w/3$ ) ni seis veces el diámetro ( $6d_b$ ) de la menor de las barras del refuerzo longitudinal del elemento especial de borde, en la Tabla 44 se muestra el cumplimiento de este requisito.

**Tabla 45.***Chequeo de separación del refuerzo transversal.*

MUROS.	s m	e m	$t_w/3$ m	$\phi$ barra menor m	$6d_b$ m	Chequeo.
MX-8, MX-9, MX-20, MX-21	0.075	0.25	0.083	0.0159	0.095	Cumple.
MX-10, MX-11, MX-18, MX-19	0.065	0.20	0.067	0.0127	0.076	Cumple.
MX-6, MX-7, MX-22, MX-23	0.065	0.20	0.067	0.0159	0.076	Cumple.
MX-12, MX-13, MX-16, MX-17	0.065	0.20	0.067	0.0159	0.076	Cumple.
MX-1, MX-2, MX-27, MX-28	0.075	0.25	0.083	0.0159	0.076	Cumple.
MX-4, MX-5, MX-24, MX-25	0.075	0.25	0.083	0.0159	0.076	Cumple.
MY-2, MY-5, MY-14, MY-17	0.075	0.25	0.083	0.0159	0.076	Cumple.
MY-7, MY-8, MY-11, MY-12	0.076	0.25	0.083	0.0159	0.076	Cumple.
MY-1, MY-6, MY-13, MY-8	0.065	0.20	0.067	0.0127	0.076	Cumple.

Según las consideraciones del Capítulo 18, Artículo 18.10.6.4 del ACI 318 – 19, la cantidad de refuerzo transversal deben cumplir al menos con el menor valor entre los valores calculados mediante las ecuaciones  $A_{sh1}/s_b c = 0.3((A_g/A_{ch}) - 1)(f'_c/f_{yt})$  y  $A_{sh2}/s_b c = 0.09(f'_c/f_{yt})$ , en la Tabla 45 se verifica el cumplimiento de estos requisitos.

**Tabla 46.***Chequeo de refuerzo transversal.*

MUROS.	$0.09(f'_c/f_{yt})$ "X" mm <sup>2</sup>	$A_{shx}$ ACI 319-19 mm <sup>2</sup>	$0.09(f'_c/f_{yt})$ "Y" mm <sup>2</sup>	$A_{shy}$ ACI 319-19 mm <sup>2</sup>	Ramas "X" Und.	$A_{shx}$ mm <sup>2</sup>	Chequeo "X"	Ramas "Y" Und.	$A_{shy}$ mm <sup>2</sup>	Chequeo "Y"
MX-3, MX-26	75.60	56.85	194.40	164.52	2	142	Cumple	4	284	Cumple
MX-8, MX-9, MX-20, MX-21	75.60	52.94	248.40	165.04	2	142	Cumple	5	355	Cumple
MX-10, MX-11, MX-18, MX-19	57.60	48.20	212.40	209.68	2	142	Cumple	6	426	Cumple
MX-6, MX-7, MX-22, MX-23	57.60	46.43	248.40	236.04	2	142	Cumple	4	284	Cumple
MX-12, MX-13, MX-16, MX-17	57.60	57.18	122.40	143.89	2	142	Cumple	3	213	Cumple
MX-14, MX-15	57.60	43.27	356.40	317.33	2	142	Cumple	7	497	Cumple
MX-1, MX-2, MX-27, MX-28	75.60	79.33	86.40	74.67	2	142	Cumple	2	142	Cumple
MX-4, MX-5, MX-24, MX-25	75.60	63.77	140.40	128.28	2	142	Cumple	3	213	Cumple
MY-2, MY-5, MY-14, MY-17	75.60	63.77	140.40	127.53	2	142	Cumple	3	213	Cumple
MY-7, MY-8, MY-11, MY-12	75.60	63.77	140.40	138.78	2	142	Cumple	3	213	Cumple
MY-1, MY-6, MY-13, MY-8	57.60	54.46	140.40	158.85	2	142	Cumple	4	284	Cumple

#### 4.7 Revisión del Diafragma

Con la finalidad de que el mecanismo de falla ocurra en los elementos principales de resistencia sísmica, se debe evitar que la falla ocurra en los diafragmas por fuerzas cortantes, de tal manera que se debe revisar que se cumpla con la resistencia nominal mínima a cortante  $\phi V_n = A_{cv}(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ , donde  $\phi \geq 0.75$  estimada en la Sección 12.5.3.3 del ACI 318 – 19.

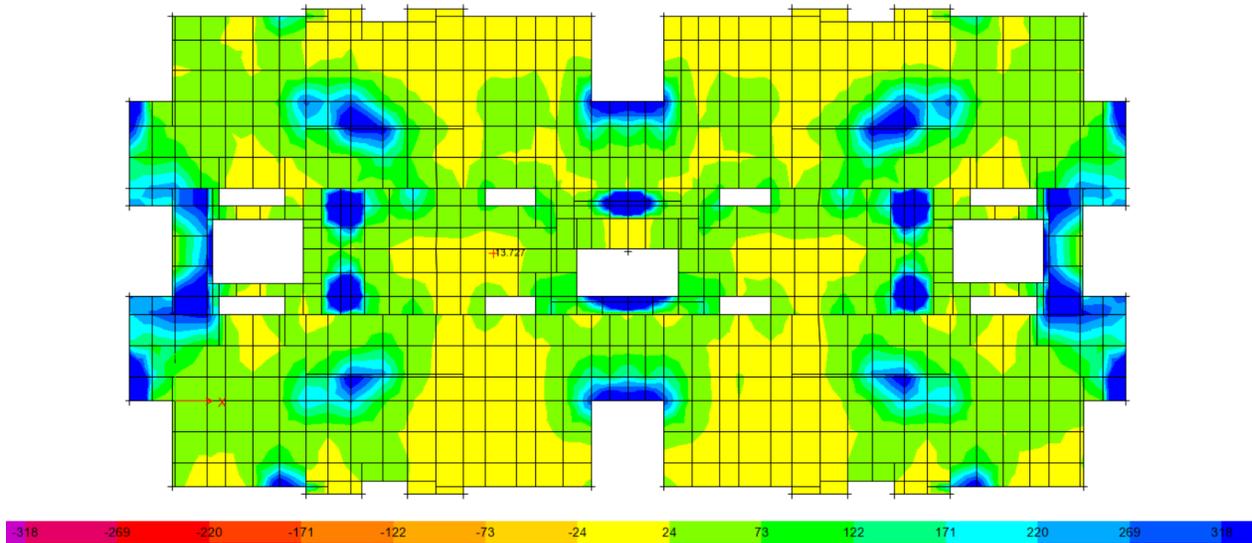
Para la estructura en estudio, con losas de entrepiso y cubierta de espesor constante (0.14m) el valor de la resistencia nominal a cortante es de  $\phi V_n = 318 \text{ kN/m}$  y en aquellas zonas donde existen elementos colectores esta resistencia tiene un valor de  $\phi V_n = 408 \text{ kN/m}$ , por lo tanto, se debe evaluar el cortantes en el momento del desplazamiento objetivo en cada dirección principal y verificar si es necesario adicionar refuerzo con el fin de lograr esta resistencia nominal necesaria que asegure un comportamiento adecuado para el nivel de desempeño esperado de la edificación.

Las Figuras 48 y 49 ilustran aquellas zonas donde se debe proporcionar acero de refuerzo adicional con el fin de mejorar la resistencia a cortante, debido a que se supera la resistencia nominal a cortante del diafragma suministrada en el diseño elástico.

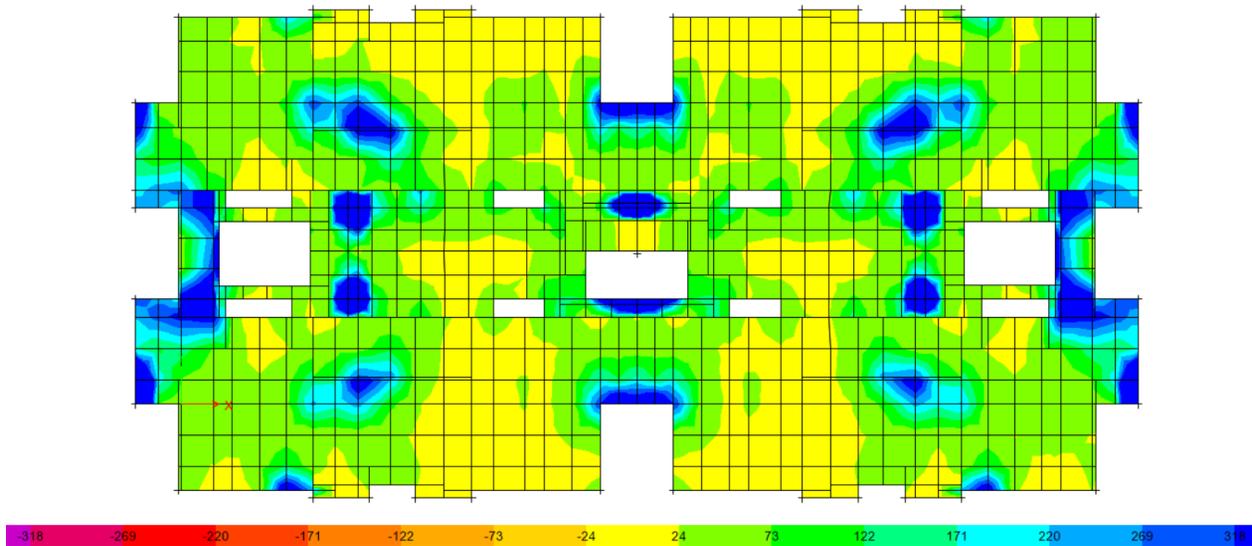
Las Figuras 50 y 51 determinan aquellas zonas de colectores, en donde se debe adicionar acero de refuerzo con el fin de mejorar la resistencia a cortante de estos elementos, debido a que se supera la resistencia nominal por cortante proporcionada en el diseño elástico.

**Figura 47.**

*Cortantes en el diafragma en la zona de colectores dirección "X" (kN/m).*

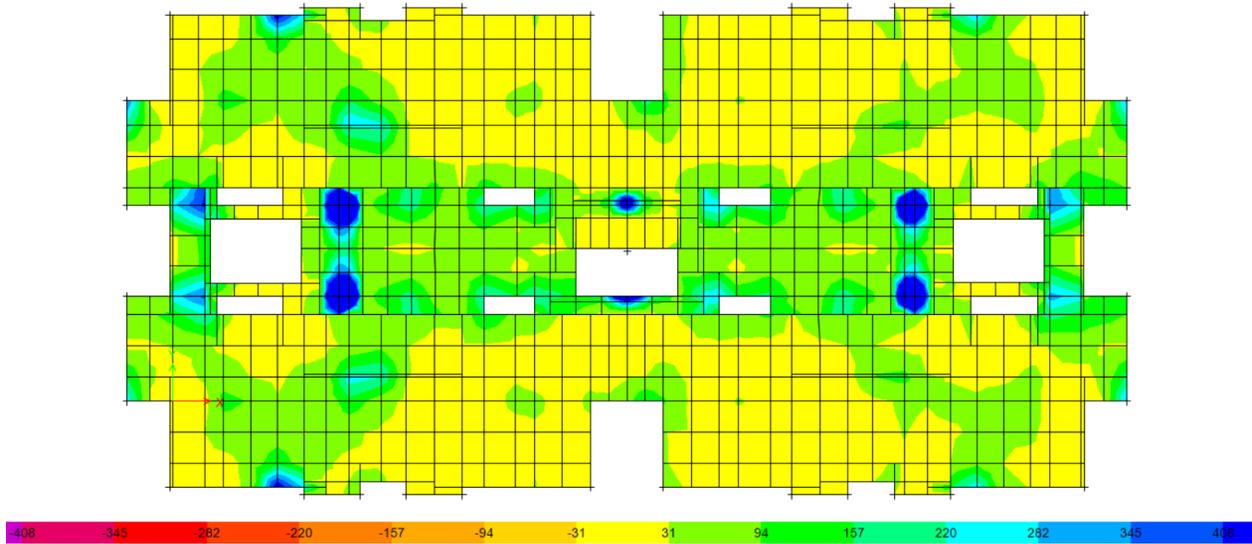
**Figura 48.**

*Cortantes en el diafragma en la zona de colectores dirección "Y" (kN/m).*

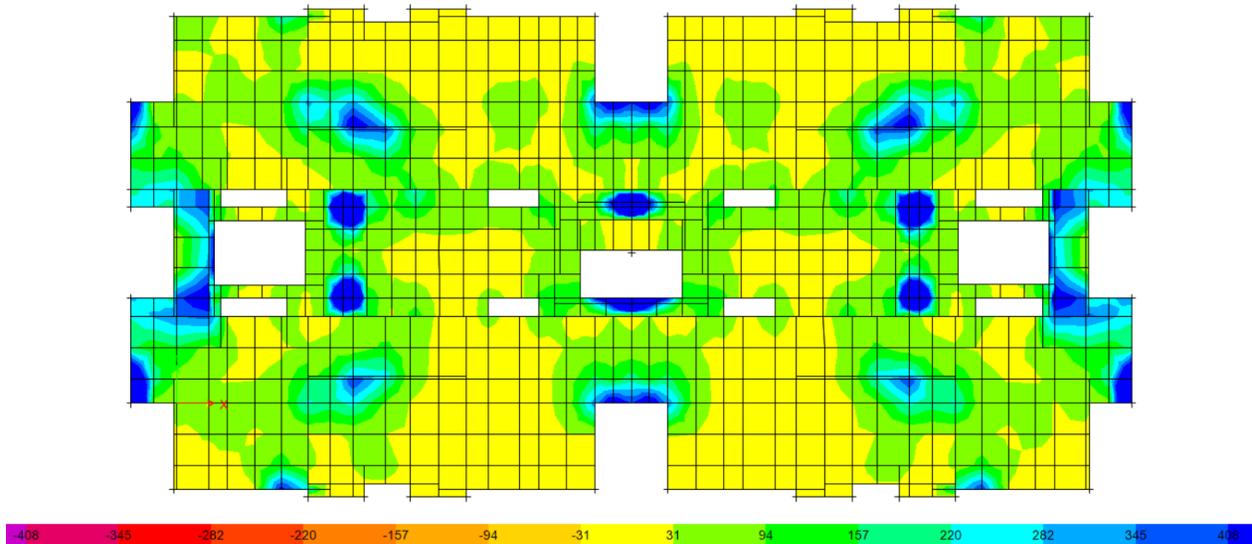


**Figura 49.**

*Diagrama de cortantes en la zona de los elementos colectores dirección "X" (kN/m).*

**Figura 50.**

*Diagrama de cortantes en la zona de los elementos colectores dirección "X" (kN/m).*



## 5. Conclusiones

El análisis estático no lineal se fue aplicable a esta estructura por que la influencia de los modos superiores y la relación de resistencia  $\square_{Strength}$  no supero los límites máximos establecidos en el ASCE 41-17, Sección 7.3.2.

La demanda de desplazamiento de esta estructura se encuentra dentro de los límites de la seguridad de la vida, dado que los desplazamientos objetivos en los sentidos X y Y son de 206 mm y 184 mm respectivamente y los límites de la seguridad de la vida son de 214 mm y 184 mm.

Al comparar los desplazamientos elásticos con los desplazamientos objetivos en las dos direcciones se evidencia que el sentido X el desplazamiento elástico alcanzado fue de 190 mm y el desplazamiento objetivo llevo a 205 mm, y en el sentido Y el desplazamiento elástico alcanzado fue de 192 mm y el desplazamiento objetivo llevo a 192 mm, cumpliendo con la condición de desplazamientos equivalentes solo en el sentido Y.

Los esfuerzos del suelo considerando los efectos P- $\Delta$  y sin ellos no presentan variabilidad significativa. Los valores máximos de los esfuerzos en los puntos de desempeño corresponden a 447 kN/m<sup>2</sup> y 370 kN/m<sup>2</sup> en sentido "X" y "Y" respectivamente, y no superan el esfuerzo último 840 kN/m<sup>2</sup> estimado en el análisis no lineal de acuerdo al estudio geotécnico.

La demanda no-lineal a cortante en algunos muros de este proyecto fue superior a la capacidad suministrada en la etapa de diseño elástico, por tanto, se ajusto el refuerzo a cortante a aquellos muros para cumplir con los requerimientos del ACI 318-19 y brindar una capacidad mayor a la demanda en el punto de desempeño.

Tanto el diafragma como los elementos colectores deben garantizar la transferencia de las fuerzas sísmicas a los elementos primarios. El refuerzo suministrado para esta estructura en los diafragmas y elementos colectores en el diseño elástico fue inferior en algunos sectores, por tal motivo se adiciono refuerzo hasta en un 40 % para cumplir con lo requerido en el ACI 318-19 por chequeo del cortante nominal en los puntos de desempeño.

### Referencias Bibliográficas

- ACI 318. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19). Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute.
- AIS 180. (2013). Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes a. Bogotá D.C, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Subcomité A del Comité AIS 180
- Alarcon, C., Juenemann, R., Hube, M. & De la Llera, C. (2015). Characteristic and displacement capacity of reinforced concrete walls in damage buildings 2010 chile earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering, 1119-1139.
- ASCE 41. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17). Reston: American Society of Civil Engineers.
- Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park . (1984). “Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete,”. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114.
- NIST 21. (2012). Soil-Structure Interaction for Building Structures NIST GCR 12-917-21. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- Carrillo, J. & Lopez, J. (2017). Capacidad y demanda de viviendas con muros de concreto en
- Carrillo, J., Echeverri, F. & Aperador, W. (2015). Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interes social. Ingenieria investigación y tecnologia, 479-490.
- Computer & Structures, Inc.(2016).CSI Analysis Reference Manual. Berkeley, California:

Computer & Structures, Inc.

Decreto 926. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Subcomité A del Comité AIS 100.

Dejian, S., Oun, Y., Yang, J., Zhenghua, C. & Jinvang, Z. (2017). Experimental investigations on reinforced concrete shear walls strengthened with basalt fiber-reinforced polymers under cyclic load. *Construction and Building Materials*, 217-229.

García, L. (2012). Diseño de muros estructurales. Recuperado de: <http://www.aciescolombia.org/docs/conferencias/dismuros-2012.pdf>

Henry, R. (2013). Assessment of minimum vertical reinforcement limits for RC walls. *Bulletin Of The New Zealand Society For Earthquake Engineering* , 88-96.

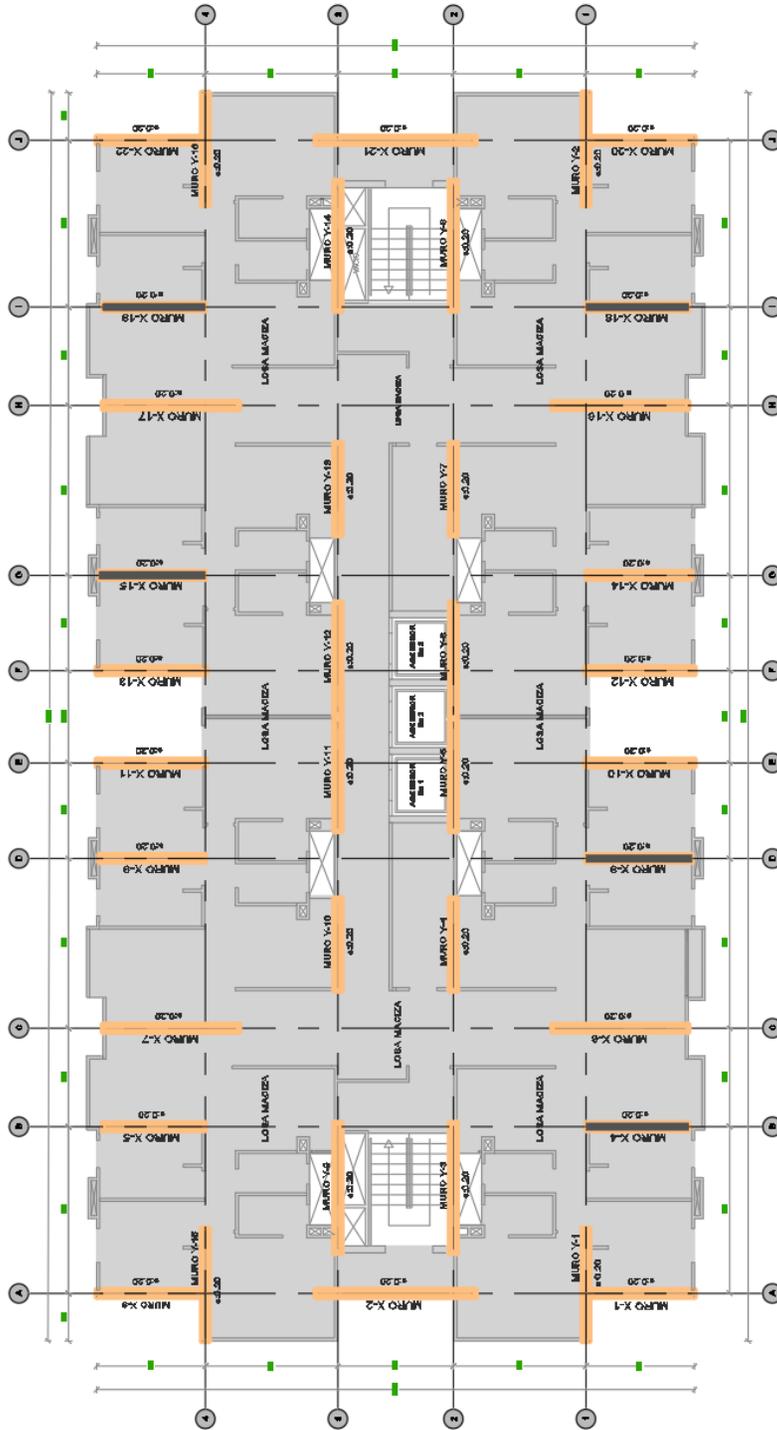
Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. (2010). Decreto 926. Bogotá: El Ministerio.

Rochel, R. (2012). Análisis y diseño Sísmico de Edificaciones. Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT.

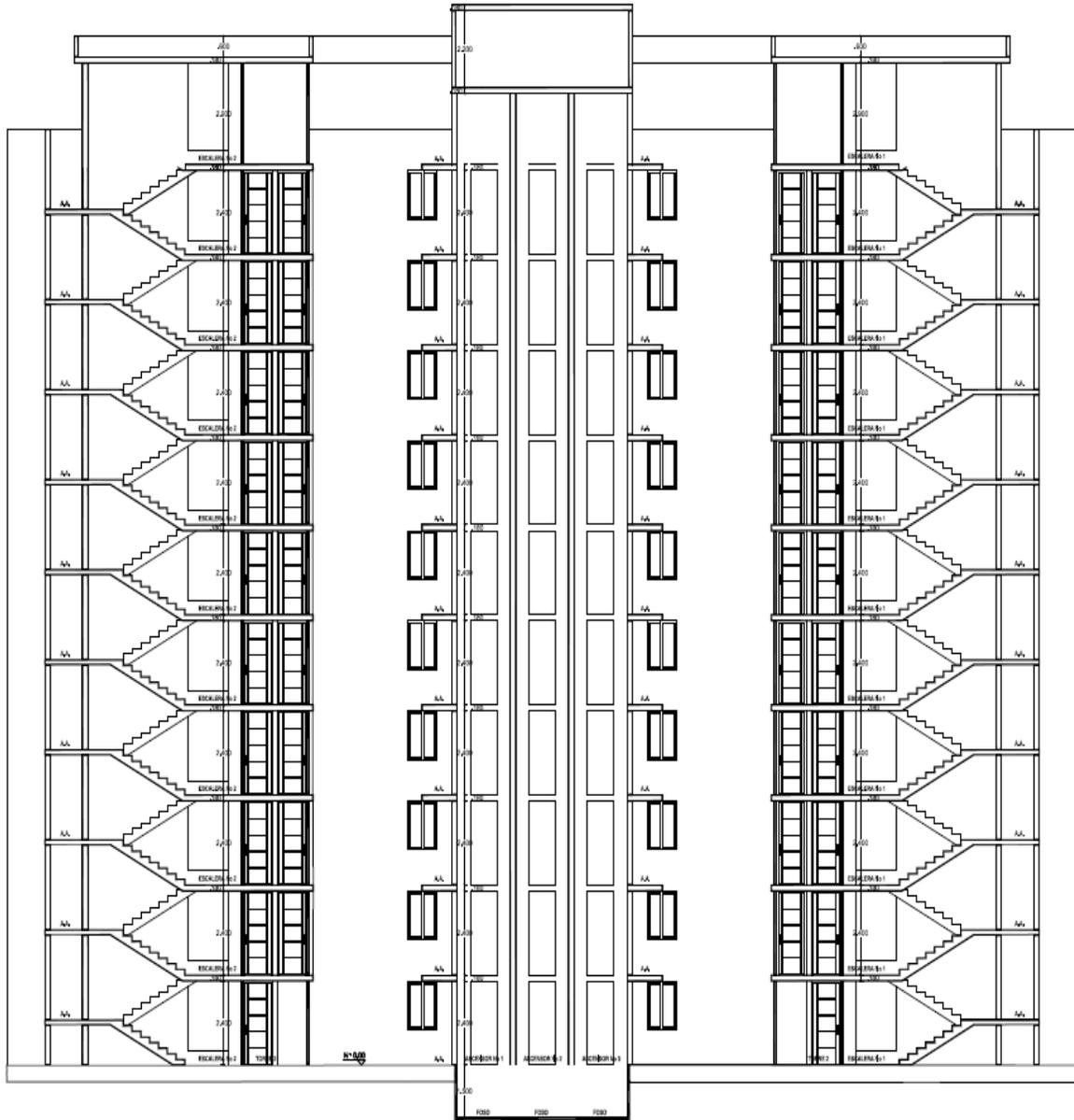
Ruiz, D., Borrero, M., León, M. & Vacca, H. (2012). Estimación de los niveles de desempeño estructural y de la deriva inelástica de porticos de concreto considerando la variabilidad de los materiales de Bogotá. *Ing. y Compet*, 165-183.

## Apéndices

### Apéndice A. Planos vista en planta placa tipo

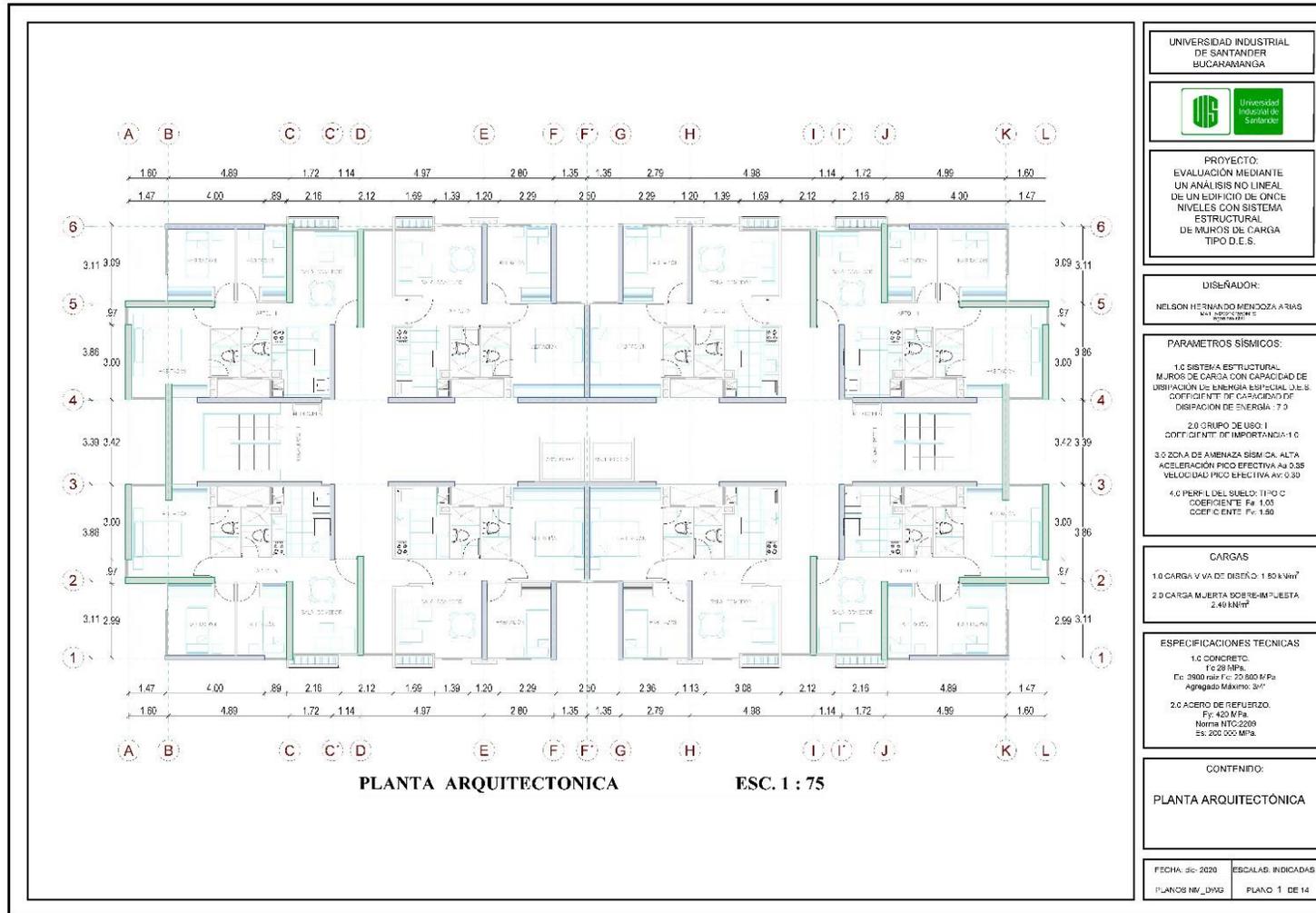


### Apéndice B. Corte Frontal

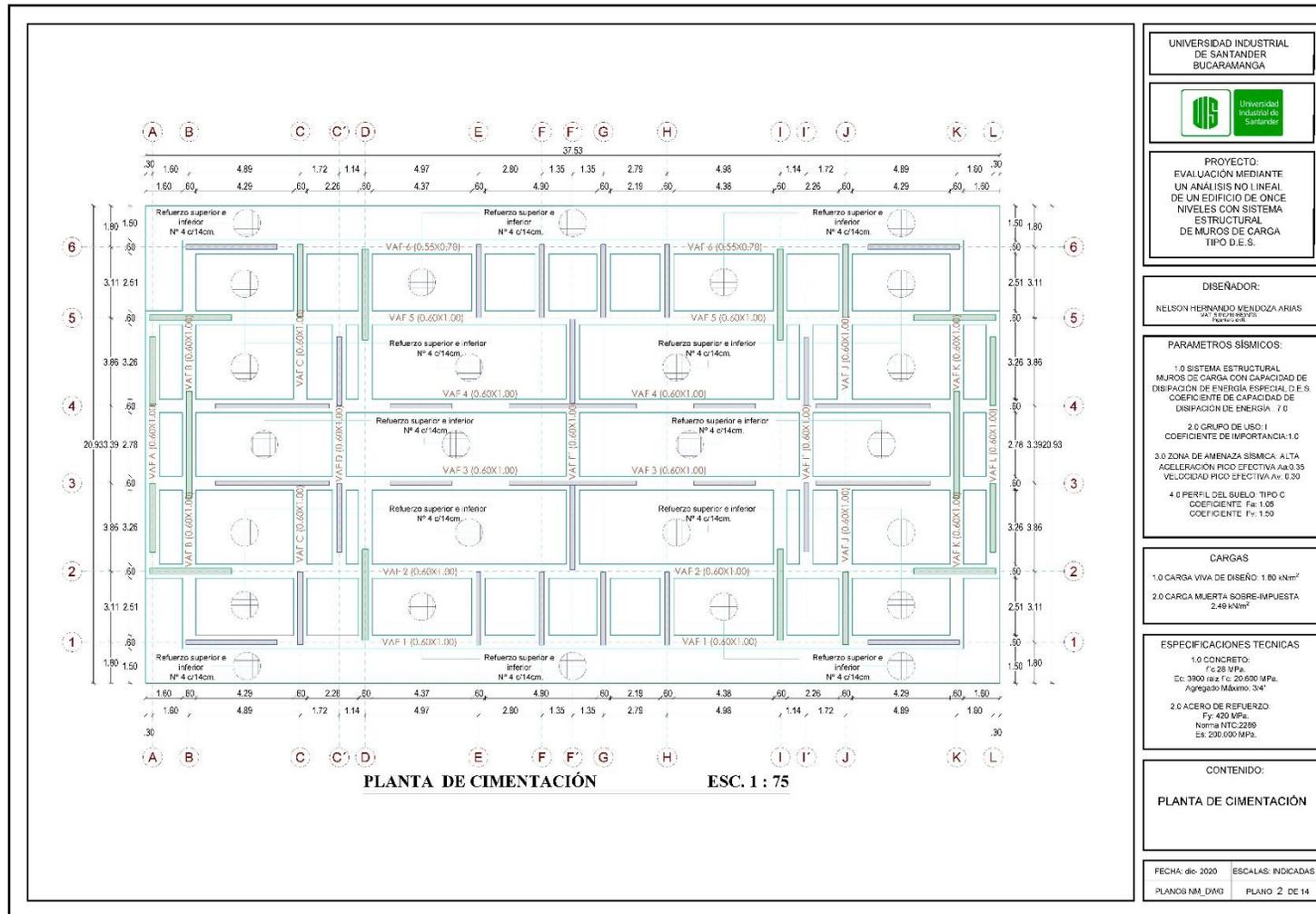


**CORTE A-A**

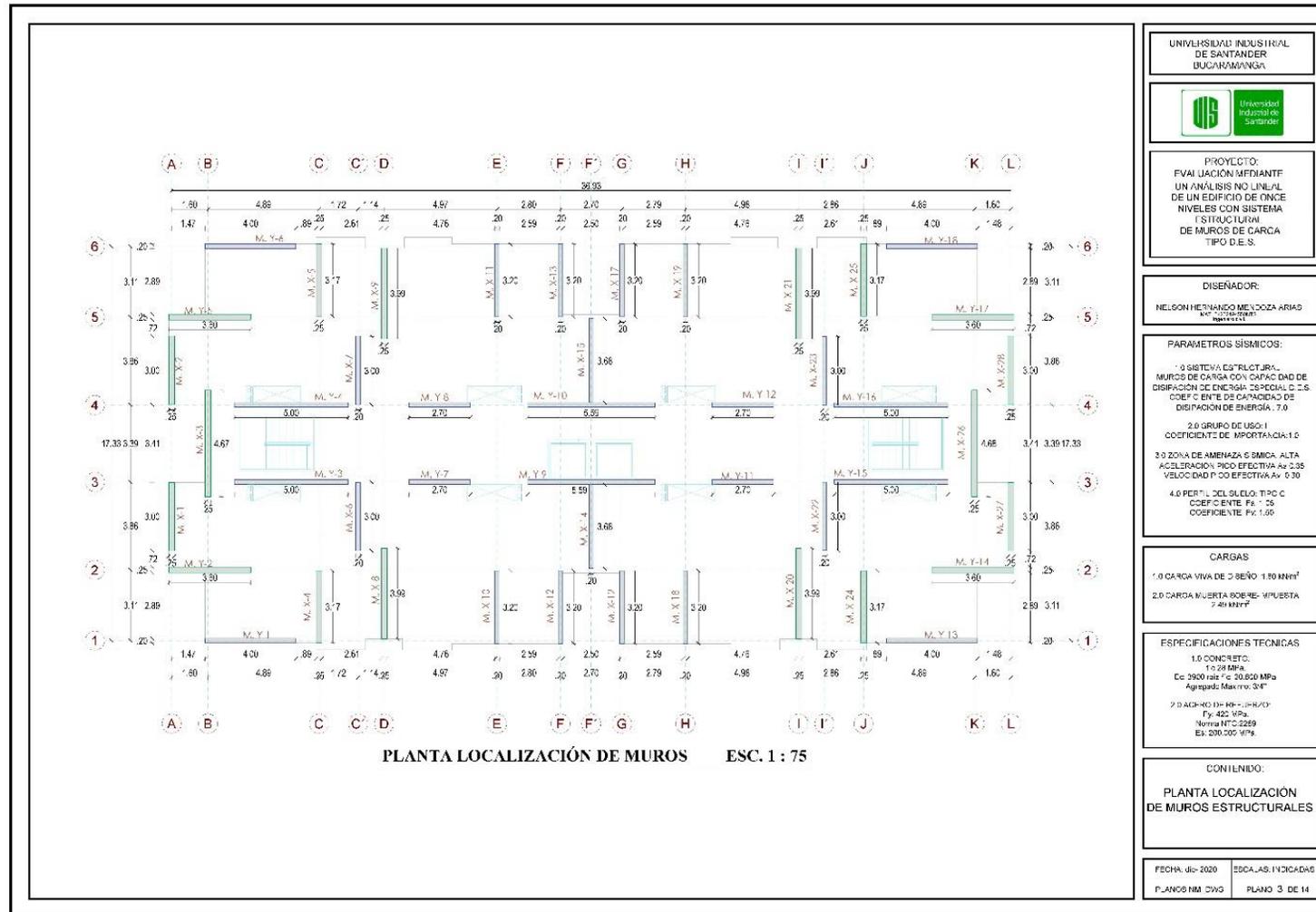
Apéndice C. Planos Estructurales



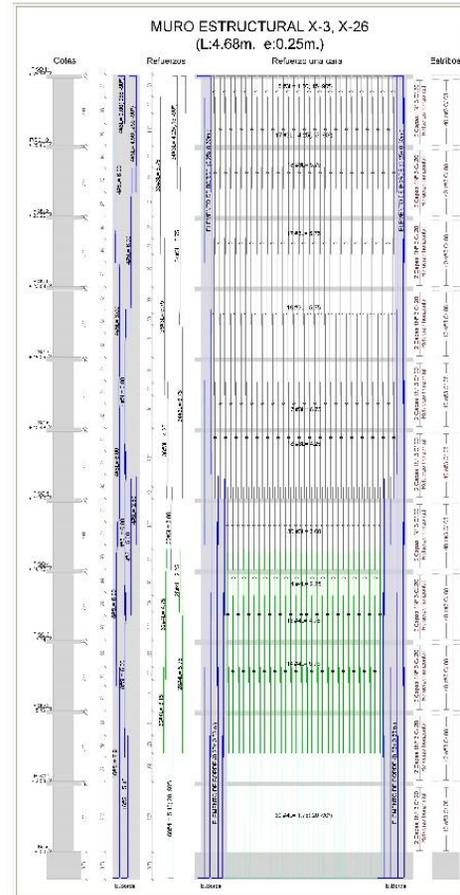
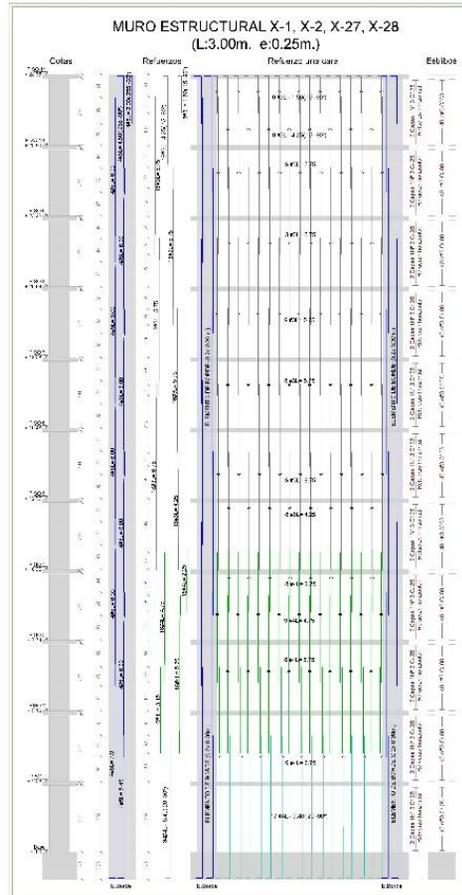
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BUCHARAMANGA	
PROYECTO: EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.	
DISEÑADOR: NELSON HERNÁNDEZ MENDOZA ARIAS <small>ING. ESPECIALIZADO EN ESTRUCTURAS</small>	
PARAMETROS SÍSMICOS: 1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE UBICACIÓN EN ENERGÍA ESTRUCTURAL 1.0-1.5 COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA = 7.0 2.0 GRUPO DE USO: I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA=1.0 3.0 ZONA DE AMENAZA SISMICA ALTA ACELERACIÓN PICO EFECTIVA $A_p$ 0.35 VELOCIDAD PICO EFECTIVA $V_p$ 0.30 4.0 PERFIL DEL SUELO: 11110 C COEFICIENTE $F_a$ 1.05 COEFICIENTE $F_v$ 1.50	
CARGAS 1.0 CARGA VIVA DE DISEÑO: 1.80 kN/m <sup>2</sup> 2.0 CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTA 2.40 kN/m <sup>2</sup>	
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS 1.0 CONCRETO: $f_c$ 28 MPa. $E_c$ 28000 mm <sup>2</sup> /Ft. 22.500 MPa Agregado Máximo: 3/4" 2.0 ACERO DE REFUERZO: $F_y$ 420 MPa Norma NTC-2209 ES-200-000 MPa.	
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTONICA	
FECHA: 30-2020	ESCALAS: INDICADAS
PLANOS Nº: DWG	PLANO 1 DE 14



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BUCARAMANGA
PROYECTO: EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.
DISEÑADOR: NELSON HERNANDO MENDOZA ARIAS <small>ARQUITECTO</small>
PARAMETROS SÍSMICOS: 1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL D.E.S. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: 7.0 2.0 GRUPO DE USO: I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA: 1.0 3.0 ZONA DE AMENAZA SÍSMICA: ALTA ACELERACIÓN PICO EFECTIVA $A_{p0.35}$ VELOCIDAD PICO EFECTIVA $V_{p0.35}$ 4.0 PERFIL DEL SUELO: TIPO C COEFICIENTE $F_{s1}$ : 1.05 COEFICIENTE $F_{s2}$ : 1.50
CARGAS 1.0 CARGA VIVA DE DISEÑO: 1.80 kN/m <sup>2</sup> 2.0 CARGA MUERTA SOBRE-IMPUESTA: 2.49 kN/m <sup>2</sup>
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS 1.0 CONCRETO: $f_c$ : 28 MPa $E_c$ : 3800 raz; $f_c$ : 20.600 MPa Agregado Máximo: 3/4" 2.0 ACERO DE REFUERZO: $F_y$ : 420 MPa Norma NTC-2289 $E_s$ : 200.000 MPa
CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIÓN
FECHA: dic-2020      ESCALAS: INDICADAS PLANOS: NM_DWG      PLANO: 2 DE 14







UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BOGOTÁ



PROYECTO:  
EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.

DISEÑADOR:  
NELSON HERNÁNDEZ MENDEZ OJAS

PARAMETROS SÍSMICOS:  
1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL D.E.S. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: 7.0  
2.0 GRUPO DE USO I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA: 1.0  
3.0 ZONA DE AMENAZA Sísmica ALTA ACCELERACIÓN PICO EFECTIVA  $A_p = 0.35$  VELOCIDAD PICO EFECTIVA  $V_p = 0.30$   
4.0 PERÍODO DEL SUELO: TIPO C COEFICIENTE  $F_a = 1.25$  COEFICIENTE  $F_v = 1.00$

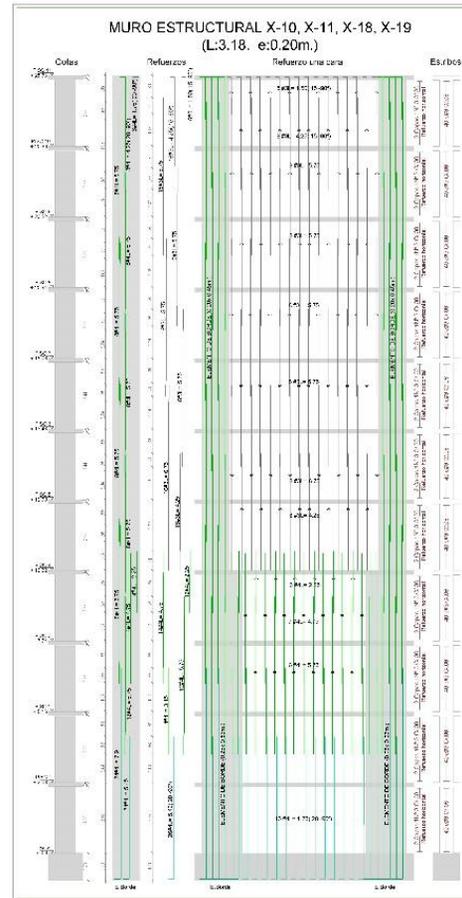
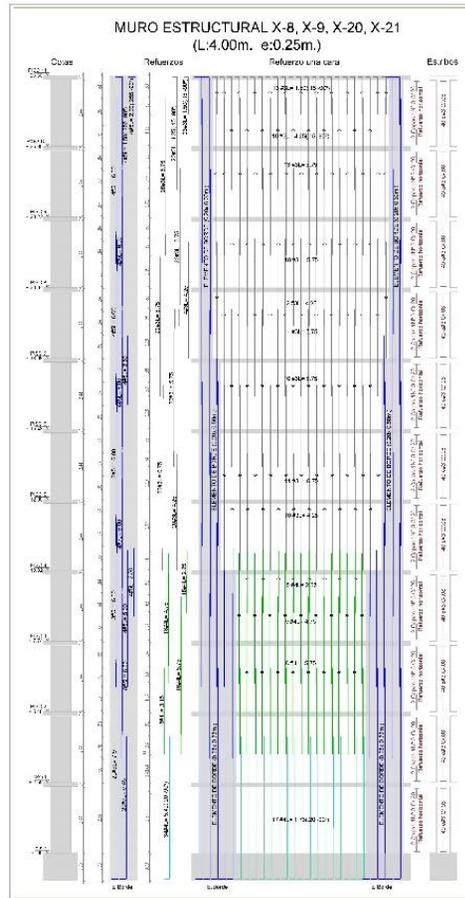
CARGAS:  
1.0 CARGA VIVA DE DISEÑO: 1.80 kN/m<sup>2</sup>  
2.0 CARGA MUERTA SOBRE MEMBRADA: 7.40 kN/m<sup>2</sup>

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:  
1.0 CONCRETO:  $f_c = 28$  MPa  
 $E_c = 29000$  MPa  
Agregado Máximo: 3/4"  
2.0 ACI 308.1R-88 - (R-7)  $f_y = 420$  MPa  
Norma NTC 2269  
Es: 200.000 V/m<sup>2</sup>

CONTENIDO:  
DESPIECE EN ALZADO DE LOS MUROS:  
X-1, X-2, X-3, X-26, X-2, X-28.

FECHA: 04-2020 ESCALAS: INDICADAS  
PLANOS: NM DWG PLANO 5 DE 14





UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BOGOTÁ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

PROYECTO:  
EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.

DISEÑADOR:  
NELSON HERNÁNDEZ MENDOZA ARIAS  
M.C. INGENIERO

PARAMETROS SÍSMICOS:  
1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL D.E.S.  
COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: 7.0  
2.0 GRUPO DE USO I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA: 1.0  
3.0 ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA ACCELERACIÓN PICO EFECTIVA  $A_e = 0.35$  VELOCIDAD PICO EFECTIVA  $V_e = 0.30$   
4.0 PERFIL DEL SUELO: TIPO C COEFICIENTE  $F_a = 0.25$  COEFICIENTE  $F_v = 1.00$

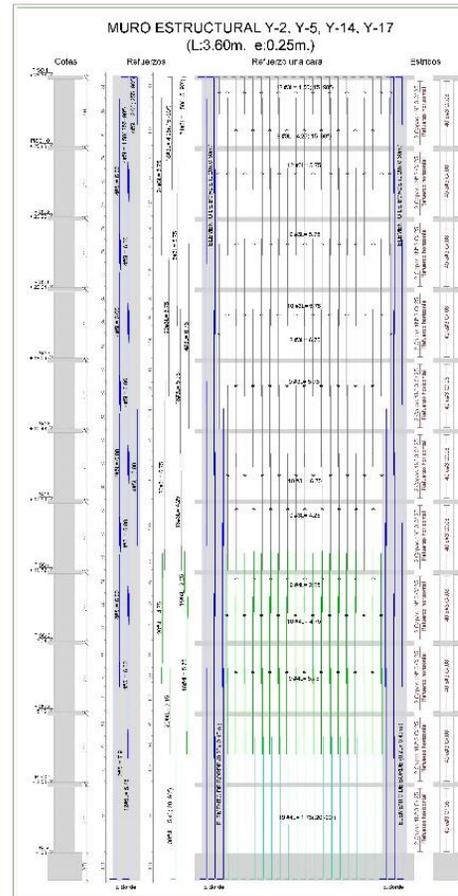
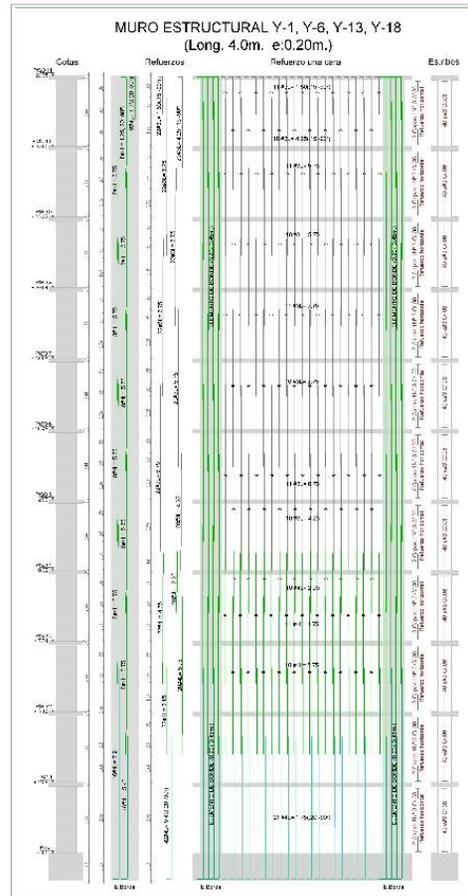
CARGAS  
1.0 CARGA VIVA DE DISEÑO: 1.80 kN/m<sup>2</sup>  
2.0 CARGA MUERTA SOBRE MEMBRADA: 7.40 kN/m<sup>2</sup>

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS  
1.0 CONCRETO:  
f<sub>c</sub>: 28 MPa  
E<sub>c</sub>: 29000 MPa  
Agregado Máximo: 3/4"  
2.0 ACEROS: 40B, 10B, 10B, 10B  
F<sub>y</sub>: 402 MPa  
Norma NTC 2269  
Es: 200,000 N/m<sup>2</sup>

CONTENIDO:  
DESPIECE EN ALZADO DE LOS MUROS:  
X-8, X-9, X-10, X-11, X-18, X-19, X-20, X-21.

FECHA: 04-2020 ESCALAS: INDICADAS  
PLANOS: NM-DWG PLANO 7 DE 14





UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BOGOTÁ



PROYECTO:  
EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE CINCE NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.

DISEÑADOR:  
NELSON HERNÁNDEZ MEDUZZO ARIAS

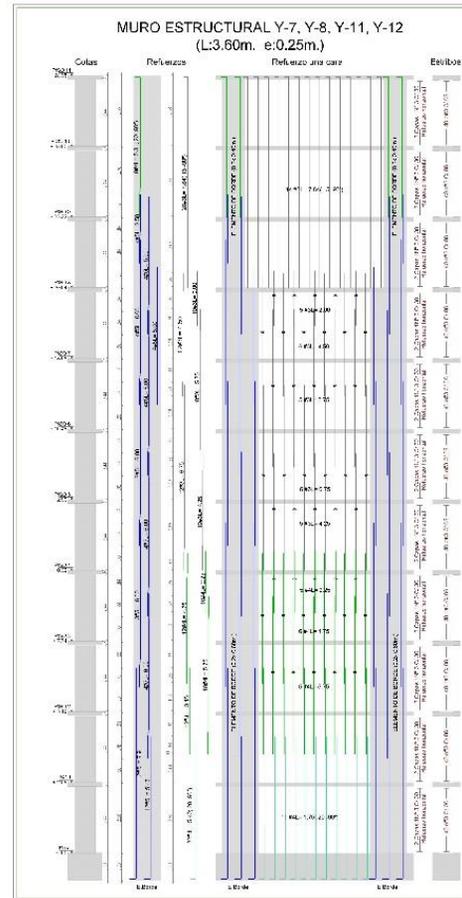
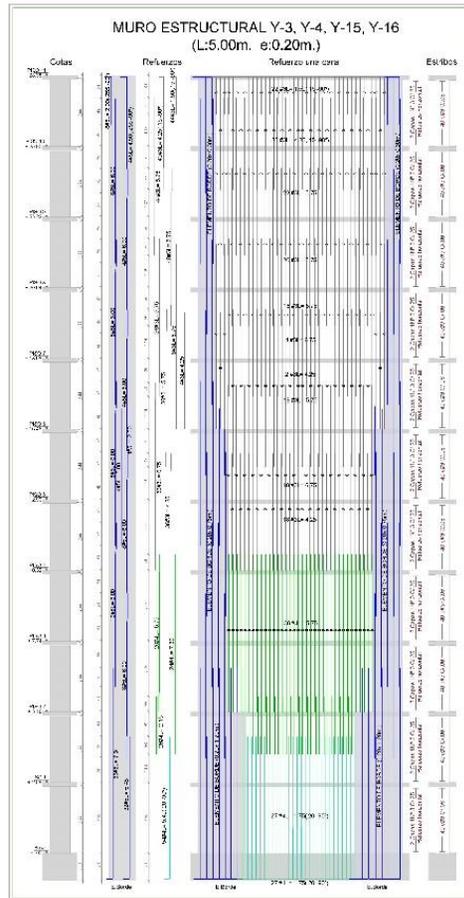
PARAMETROS SÍSMICOS:  
1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL D.E.S. COEF. C ENTE DE GANANCIA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: 7.0  
2.0 GRUPO DE USO: I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA: 1.0  
3.0 ZONA DE AMENAZA: 5 (ALTA ACCELERACIÓN PICO EFECTIVA  $A_e \leq 0.35$  VELOCIDAD PICO EFECTIVA  $V_e \leq 0.30$ )  
4.0 PERÍODO DEL SUELO: TIPO C COEFICIENTE  $F_a = 1.25$  COEFICIENTE  $F_v = 1.00$

CARGAS  
1.0 CARGA VIVA DE DISEÑO: 1.80 kN/m<sup>2</sup>  
2.0 CARGA MUERTA SOBRE MUJERTA: 7.40 kN/m<sup>2</sup>

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS  
1.0 CONCRETO: f'c = 28 MPa Ec = 2900 kg/cm<sup>2</sup> = 20.620 MPa Agregado Máximo: 3/4"  
2.0 ACI 308-11R-10 - (R-10) Fy = 420 MPa Norma NTC 2269 Es = 200,005 MPa

CONTENIDO:  
DESPIECE EN ALZADO DE LOS MUROS: Y-1, Y-2, Y-5, Y-6, Y-13, Y-14, Y-17, Y-18.

FECHA: Julio 2020 ESCALAS: INDICADAS  
PLANOS: NM DWG PLANO 9 DE 14



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BOGOTÁ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

PROYECTO:  
EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.

DISEÑADOR:  
NELSON HERNÁNDEZ MENDEZ ARIAS  
M.C. INGENIERO

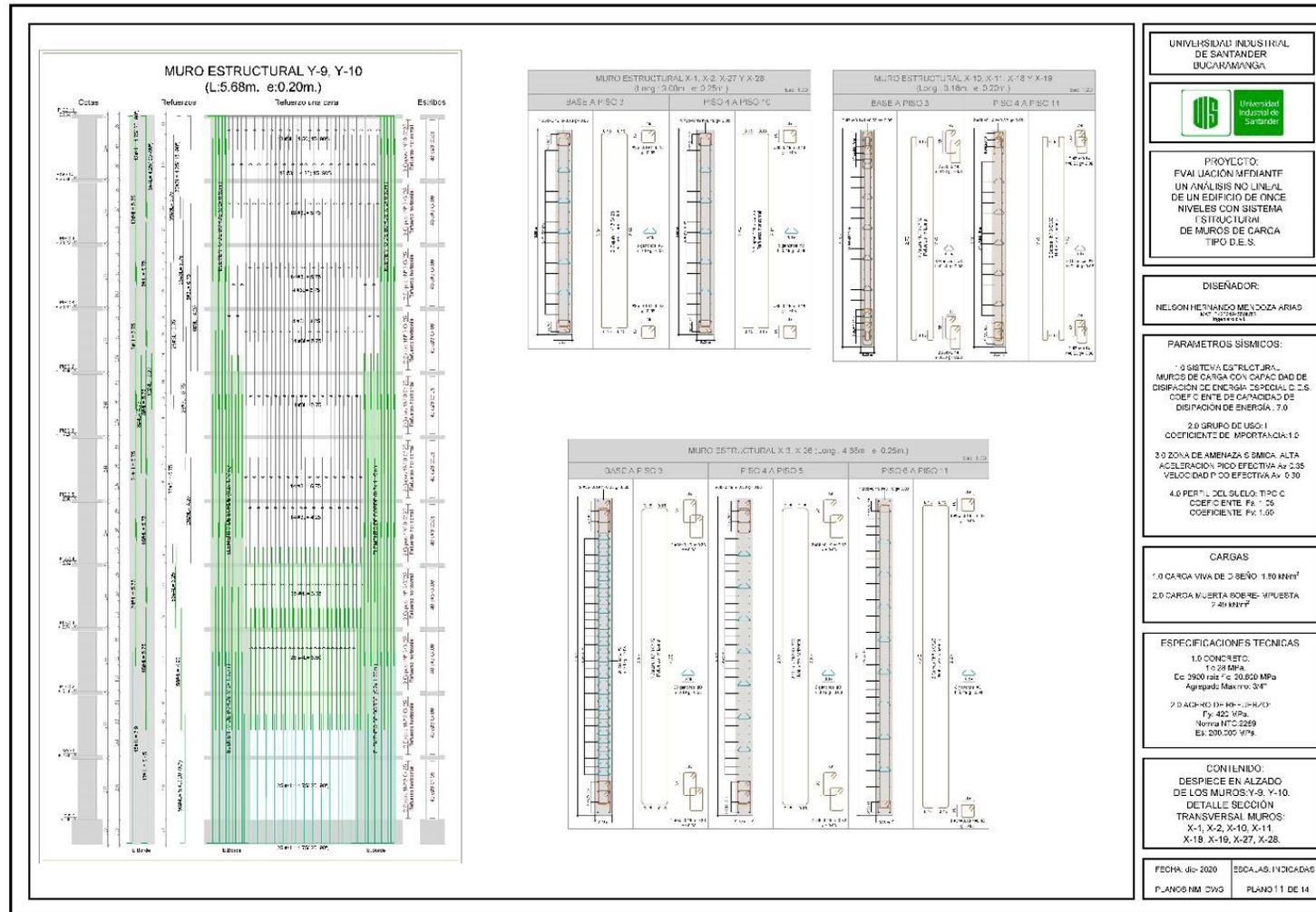
PARAMETROS SÍSMICOS:  
1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL D.E.S. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: 7.0  
2.0 GRUPO DE USO: I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA: 1.0  
3.0 ZONA DE AMENAZA O ZONA ALTA ACCELERACIÓN PICO EFECTIVA  $A_e \leq 0.35$  VELOCIDAD PICO EFECTIVA  $V_e \leq 0.30$   
4.0 PERFILES DEL SUELO: TIPO C COEFICIENTE  $F_a = 0.25$  COEFICIENTE  $F_v = 1.00$

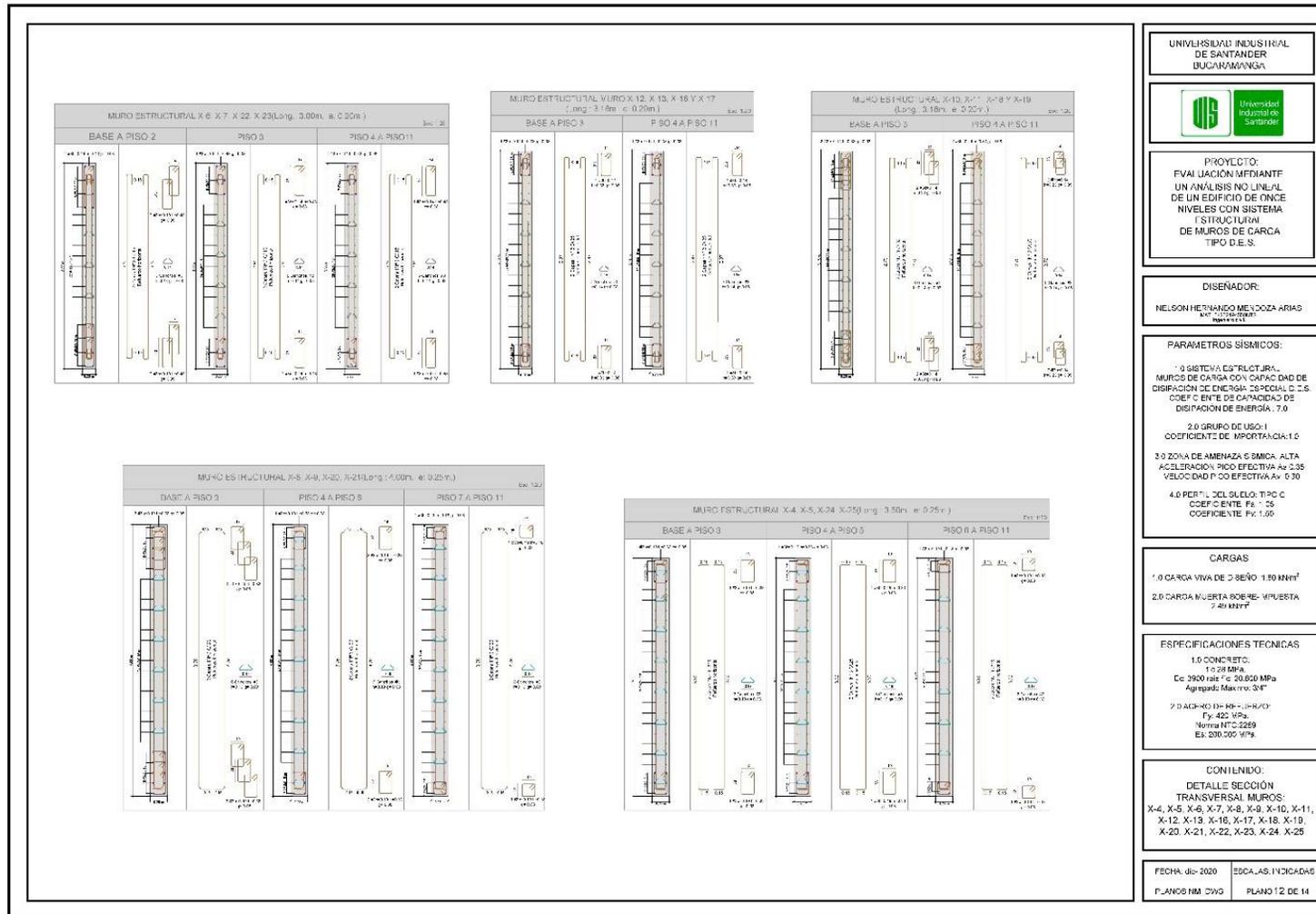
CARGAS:  
1.0 CARGA VIVA DE DISEÑO: 1.80 KN/m<sup>2</sup>  
2.0 CARGA MUERTA SOBRE MUJERSTA: 7.40 KN/m<sup>2</sup>

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:  
1.0 CONCRETO: f'c = 28 MPa Ec = 2900 kg/cm<sup>3</sup> = 20.920 MPa Agregado Máximo: 3/4"  
2.0 ACEROS: fy = 420 MPa Norma NTC 2269 Es: 200.005 V179

CONTENIDO:  
DESPIECE EN ALZADO DE LOS MUROS:  
Y-3, Y-4, Y-7, Y-8, Y-11, Y-12, Y-15, Y-16.

FECHA: dic-2020 ESCALAS: INDICADAS  
PLANOS: NM DWG PLANO 10 DE 14

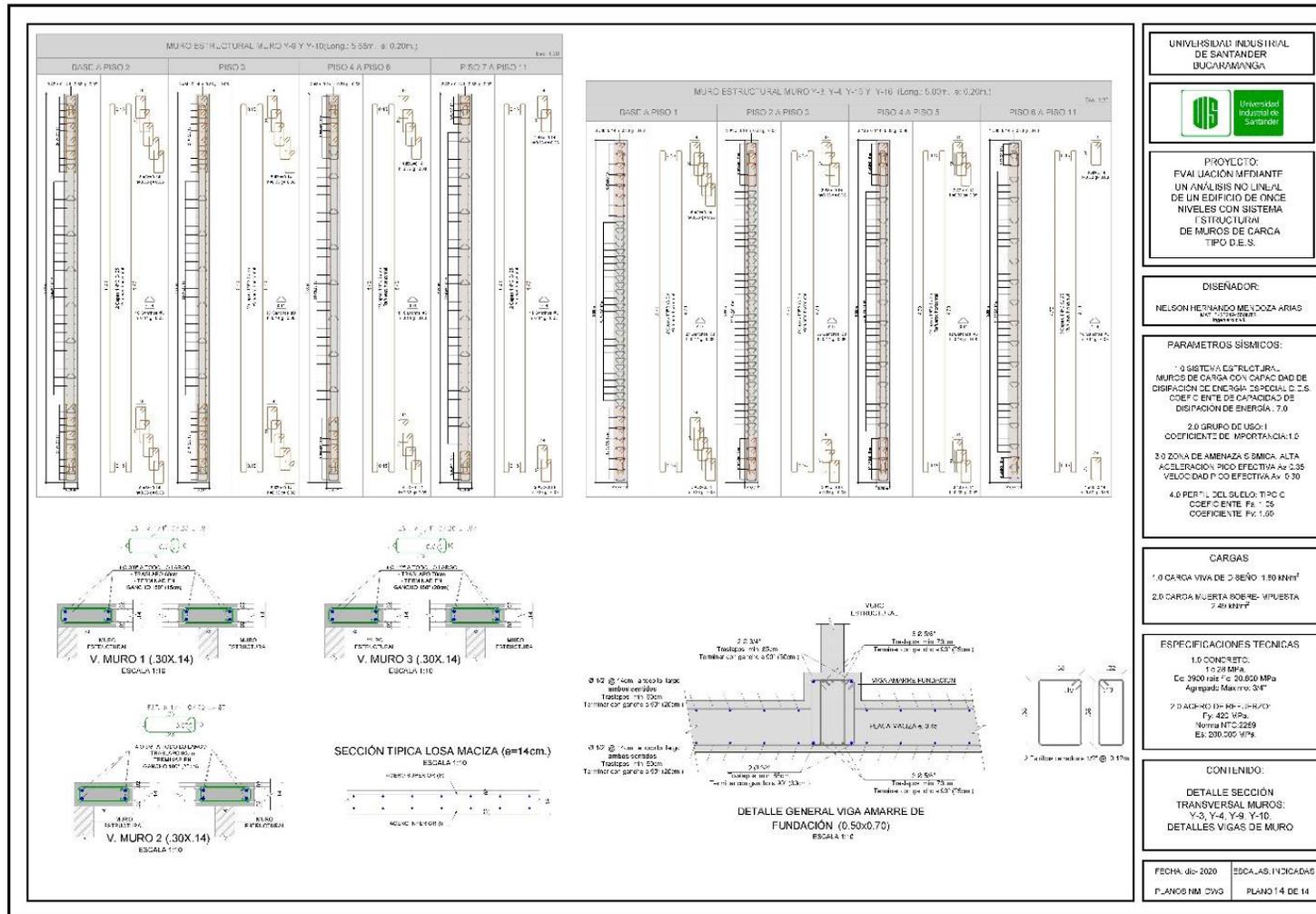




UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BOGOTÁ	
PROYECTO: EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.	
DISEÑADOR: NELSON HERNÁNDEZ MUÑOZA ARIAS M.C.	
PARAMETROS SÍSMICOS: 1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: ESPECIAL D.E.S. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: 7.0 2.0 GRUPO DE USO: I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA: 1.0 3.0 ZONA DE AMENAZA SÍSMICA: ALTA ACCELERACIÓN PICO EFECTIVA $A_p$ : 0.35 VELOCIDAD PICO EFECTIVA $V_p$ : 0.30 4.0 PERFILES DEL SUELO: TIPO C COEFICIENTE $F_a$ : 1.25 COEFICIENTE $F_v$ : 1.00	
CARGAS: 1.0 CARGA VIVA DE DEBIDO: 1.80 kN/m <sup>2</sup> 2.0 CARGA MUERTA SOBRE PUERTA: 7.40 kN/m <sup>2</sup>	
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: 1.0 CONCRETO: f <sub>cd</sub> : 20 MPa E <sub>c</sub> : 29000 MPa Agregado Máximo: 3/4" 2.0 ACERO: 100 MPa - HR-60 F <sub>y</sub> : 420 MPa Norma NTC 2269 Es: 200.005 V/19	
CONTENIDO: DETALLE SECCIÓN TRANSVERSAL MUROS: X-4, X-5, X-6, X-7, X-8, X-9, X-10, X-11, X-12, X-13, X-16, X-17, X-18, X-19, X-20, X-21, X-22, X-23, X-24, X-25	
FECHA: dic-2020 PLANOS NM DWG	ESCALA: INDICADAS PLANO 12 DE 14



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BOGOTÁ	
PROYECTO: EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ONCE NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.	
DISEÑADOR: NELSON HERNÁNDEZ MUÑOZ OZARIAS M.C.	
PARAMETROS SÍSMICOS: 1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL D.E.S. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: 7.0 2.0 GRUPO DE USO: I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA: 1.0 3.0 ZONA DE AMENAZA: 3 (ALTA ACCELERACIÓN PICO EFECTIVA $A_p = 0.35$ VELOCIDAD PICO EFECTIVA $V_p = 0.30$ ) 4.0 PERFIL DEL SUELO: TIPO C COEFICIENTE $F_a = 0.25$ COEFICIENTE $F_v = 1.00$	
CARGAS: 1.0 CARGA VIVA DE 2.00 $\text{KN/m}^2$ 2.0 CARGA MUERTA SOBRE MUJERSTA 7.40 $\text{KN/m}^2$	
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: 1.0 CONCRETO: $f_c = 28 \text{ MPa}$ $E_c = 29000 \text{ MPa}$ Agregado Máximo: 3/4" 2.0 ACERO: (B) - (R) - (R) - (R) - (R) - (R) $F_y = 420 \text{ MPa}$ Norma NTC 2269 Es: 200.005 V/19	
CONTENIDO: DETALLE SECCIÓN TRANSVERSAL MUROS: X-14, X-15, Y-1, Y-2, Y-5, Y-6, Y-7, Y-8, Y-11, Y-12, Y-13, Y-14, Y-15, Y-17, Y-18.	
FECHA: dic-2020	ESCALA: INDICADAS
PLANOS: NM DWG	PLANO: 13 DE 14



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER BOGOTÁ	
PROYECTO: EVALUACIÓN MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE CINCE NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA TIPO D.E.S.	
DISEÑADOR: NELSON HERNÁNDEZ MENDOZA ARIAS M.C.	
PARAMETROS SÍSMICOS: 1.0 SISTEMA ESTRUCTURAL MUROS DE CARGA CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL D.E.S. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: 7.0 2.0 GRUPO DE USO: I COEFICIENTE DE IMPORTANCIA: 1.0 3.0 ZONA DE AMENAZA: C (BANDA ALTA) ACCELERACIÓN PICO EFECTIVA $A_p \leq 0.35$ VELOCIDAD PICO EFECTIVA $V_p \leq 0.30$ 4.0 PERFILES DEL SUELO: TIPO C COEFICIENTE $F_a = 1.25$ COEFICIENTE $F_v = 1.00$	
CARGAS: 1.0 CARGA VIVA DE DEBIDO: 1.80 MNM <sup>2</sup> 2.0 CARGA MUERTA SOBRE SUPERFICIE: 7.40 MNM <sup>2</sup>	
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: 1.0 CONCRETO: f <sub>c</sub> : 28 MPa E <sub>c</sub> : 29000 MPa Agregado Máximo: 3/4" 2.0 ACI 308.1R-88 (REV. 1993) E-402 MPa Norma NTC 2269 Es: 200,000 MPa	
CONTENIDO: DETALLE SECCIÓN TRANSVERSAL MUROS: Y-3, Y-4, Y-8, Y-10. DETALLES VIGAS DE MURO	
FECHA: dic-2020 PLANOS: HM-DWG	ESCALAS: INDICADAS PLANO: 14 DE 14