

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO REFORZADO DE MUROS ESTRUCTURALES UBICADO EN ZONA
DE AMENAZA SÍSMICA ALTA

FABIÁN ANDRÉS ESCOBAR ÁLVAREZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2018

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO REFORZADO DE MUROS ESTRUCTURALES UBICADO EN ZONA
DE AMENAZA SÍSMICA ALTA

FABIÁN ANDRÉS ESCOBAR ÁLVAREZ

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTOR

GUSTAVO CHIO CHO

INGENIERO CIVIL, PhD.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

BUCARAMANGA

2018

DEDICATORIA

En primera instancia, dedicado a Dios por brindarnos la grandiosa oportunidad de vivir y tener la capacidad para salir adelante cada día ante las adversidades.

A mis padres, quienes con su infinito amor son motor para mi vida y apoyo en las dificultades de la vida gracias a sus sabios consejos y valores inculcados.

A mis hermanas, que con su amor, respeto y aprecio hacia mí, siempre estuvieron ahí cuando más las necesité. Sus voces de aliento me animan cada día a luchar y a darlo todo.

A mis sobrinos, que son el mejor regalo de mis hermanas, por quienes trabajaré incansablemente para ser un ejemplo de vida, superación y ganas de lograr las cosas propuestas.

A mis familiares, por depositar su confianza en mí.

A mis amigos, quienes fueron un pedestal fundamental en la experiencia universitaria lejos de la familia, haciéndola más llevadera.

Fabián Andrés Escobar Álvarez

AGRADECIMIENTOS

A mi director, el ingeniero Gustavo Chio Cho, quien fue siempre un excelente orientador y guía para llevar a cabo este proyecto investigativo.

A los calificadores del proyecto, los ingenieros Ricardo Cruz y Oscar Begambre, que con sus consejos y observaciones motivaron a enriquecer cada día mis conocimientos ingenieriles.

A la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander, por su formación humana y profesional en todos estos años.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	14
1. OBJETIVOS.....	16
1.1 OBJETIVO GENERAL:	16
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:.....	16
2. MARCO TEÓRICO	17
2.1 GENERALIDADES	17
2.1.1 Definición de Muros Estructurales	17
2.1.2 Requisitos de resistencia y rigidez.....	17
2.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA	18
2.2.1 Definición: índice de sobreesfuerzo	18
2.2.2 Vulnerabilidad por resistencia	19
2.2.3 Definición: índice de flexibilidad	19
2.2.4 Vulnerabilidad por flexibilidad	20
2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	20
2.3.1 Definición	20
2.3.2 Curva de capacidad	21
2.3.3 Punto de desempeño.....	21
3. METODOLOGÍA Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	22
3.1 DEFINICIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN	22
3.2 MODELAMIENTO, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	23
3.2.1 Modelamiento Estructural	23
3.2.2 Análisis estructural.....	24
3.2.3 Diseño estructural	29

3.3 RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	37
3.3.1 Índice de sobreesfuerzo.....	37
3.4 Análisis estático no lineal.....	40
3.4.1 Cargas del análisis Pushover.....	40
3.4.2 Nodo de control de desplazamiento.....	40
3.4.3 Curvas de capacidad y puntos de desempeño	41
3.4.4 Nivel de desempeño estructural.....	42
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	44
5. CONCLUSIONES	45
BIBLIOGRAFÍA.....	47
ANEXOS.....	49

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Descripción general de la edificación.....	22
Tabla 2. Cargas de muros estructurales	24
Tabla 3. Cargas de losas de entrepiso	25
Tabla 4. Valores de carga muerta y viva sobreimpuesta	25
Tabla 5. Análisis de carga muerta y viva sobreimpuesta	25
Tabla 6. Análisis de carga muerta y viva sobreimpuesta	26
Tabla 7. Parámetros del espectro de elástico de aceleración.....	26
Tabla 8. Periodos y Cortantes en la base Método FHE en las direcciones principales (ETABS).....	27
Tabla 9. Cortantes en la base Método Modal Espectral en las direcciones principales.....	28
Tabla 10. Derivas producidas por el Análisis FHE	28
Tabla 11. Derivas producidas por el Análisis Modal Espectral	29
Tabla 12. Combinaciones de carga de diseño del Método de Resistencia.....	30
Tabla 13. Reacciones máximas del muro B3.....	30
Tabla 14. Refuerzo transversal de elemento de borde muro B3.....	37
Tabla 15. Índice de flexibilidad.....	39
Tabla 16. Distribución de fuerzas para análisis Pushover	40
Tabla 17. Nivel de desempeño de las rótulas plásticas en dirección X.....	43
Tabla 18. Nivel de desempeño de las rótulas plásticas en dirección Y.....	43

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Sistemas estructurales de resistencia sísmica.	18
Figura 2. Procedimiento pushover para determinar la curva de capacidad de la edificación.....	20
Figura 3. Modelo de elementos finitos de la estructura (planta, 3D).....	23
Figura 4. Espectro de elástico de aceleración (S_a vs T).	26
Figura 5. Diagrama de interacción ($\Phi M_n, \Phi P_n$) piso 1°- 4°.....	36
Figura 6. Diagrama de interacción ($\Phi M_n, \Phi P_n$) piso 5°- 10°.....	36
Figura 7. Índices de sobreesfuerzo de cada muro.....	39
Figura 8. Curva de capacidad Cortante basal vs Desplazamiento monitoreado en dirección X.....	41
Figura 9. Curva de capacidad Cortante basal vs Desplazamiento monitoreado en dirección Y.....	42

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A. CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA	49
ANEXO B. DETALLE DEL REFUERZO MURO B3	50
ANEXO C. RESUMEN DEL REFUERZO DE LOS MUROS	51
ANEXO D. ÍNDICES DE SOBRESFUERZO	52
ANEXO E. CASOS DE CARGA PUSHOVER EN ETABS	54
ANEXO F. DIVISIÓN DE MUROS DE ACUERDO A LAS LONGITUDES DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS	55

RESUMEN

TÍTULO: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE MUROS ESTRUCTURALES UBICADO EN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA*

AUTOR: FABIÁN ANDRÉS ESCOBAR ÁLVAREZ**

PALABRAS CLAVES: Sistema de resistencia sísmica, muros de corte de concreto reforzado, Análisis Estático No Lineal, rótula plástica, índice de sobreesfuerzo, índice de flexibilidad, vulnerabilidad sísmica.

DESCRIPCIÓN:

Este proyecto tiene la finalidad de realizar el diseño estructural y analizar el desempeño ante la ocurrencia de eventos telúricos mostrando la capacidad de incursionar en el rango no lineal de un edificio con sistema de resistencia sísmica de muros de corte de concreto reforzado de diez (10) niveles y ubicado en zona de amenaza sísmica alta (Bucaramanga). Se utilizó el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el análisis y diseño estructural en el rango lineal elástico, y la norma ASCE 41-13 para el procedimiento de análisis estático no lineal o pushover por medio de la asignación de rótulas plásticas a los muros estructurales y sometiendo la estructura a cargas laterales que se incrementan hasta alcanzar la falla de los elementos principales y obteniendo así la capacidad máxima de la edificación. Por otro punto, se enfocó la investigación en efectuar la cuantificación de la vulnerabilidad sísmica a través del cálculo de los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad, parámetros que indican la calidad del diseño y condición de la estructura. Con esta metodología, se pretende mostrar que con el diseño estructural propuesto, el edificio es competente y seguro para la vida de las personas frente a la demanda de este fenómeno natural altamente destructivo y desafiante.

* Trabajo de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho, Ingeniero Civil, PhD.

ABSTRACT

TITLE: ANALYSIS OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING OF STRUCTURAL WALLS LOCATED IN A HIGH SEISMIC THREAT AREA*

AUTHOR: FABIÁN ANDRÉS ESCOBAR ÁLVAREZ**

KEYWORDS: Seismic resistance system, reinforced concrete shear walls, non-linear static analysis, plastic hinge, over-stress index, flexibility index.

DESCRIPTION:

The purpose of this project is to perform the structural design and analyze the performance in the event of telluric events, showing the ability to venture into the non-linear range of the unit with a seismic resistance system of reinforced concrete shear walls of ten (10) levels and located in zone of high seismic threat (Bucaramanga). The Colombian Regulation of Earthquake Resistant Construction NSR-10 for the analysis and structural design in the linear elastic range, and the norm ASCE 41-13 for non-linear static analysis or pushover by means of the allocation of plastic hinges to the structural walls and subjecting the structure to lateral loads that increase until reaching the failure of the main elements and thus obtaining the maximum capacity of the building. On the other hand, research was focused on the evaluation of vulnerability through the calculation of over-stress and flexibility indexes, parameters that indicate the quality of the design and the condition of the structure. With this methodology, it is intended to show with the proposed structural design, the competent and safe building for the life of the people facing the demand of this highly destructive and challenging natural phenomenon.

* Bachelor Thesis.

** Physical Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering. Director: Gustavo Chio Cho, Civil Engineer, PhD.

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia de la construcción a nivel mundial, los fenómenos naturales han sido el principal reto para las edificaciones, tanto así, que en los últimos años hemos sido testigos de grandes desastres o catástrofes producto del colapso de estructuras civiles, actos que dejan un saldo de cientos hasta miles de pérdidas humanas, damnificados y millones de dólares en costos de reconstrucción de infraestructura y apoyo a víctimas.

Uno de los fenómenos naturales más destructivos son los sismos o terremotos. Colombia por ser un país con una fuerte actividad sísmica, viéndose reflejada en grandes desastres como el Terremoto de Popayán en 1983 con una magnitud de 5.5 en la escala de Richter (ML) y el Sismo del Quindío en 1999 con magnitud 6.0 ML, se hace necesario el conocimiento y aplicación de métodos que posibilitan la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Una gran parte de edificaciones de este tipo construidas en Colombia no satisfacen los requerimientos mínimos estipulados por la normativa (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10), propuesta por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), haciéndolas más vulnerables y sin garantía de permanencia y funcionamiento ante la ocurrencia de un sismo. Dado a la importancia de estar siempre precavidos para la manifestación de cualquier desastre natural, es necesario promover el estudio de la vulnerabilidad sísmica en nuestro país e implementar conceptos desarrollados para las principales ciudades del mundo con la finalidad de proponer fundamentos ingenieriles que ayuden a mitigar el riesgo para la vida de las personas.

En primera instancia, se realizó un modelamiento y análisis de la estructura a través del software ETABS ULTIMATE®, licenciado y proporcionado por el GRUPO DE INVESTIGACIÓN EN MATERIALES Y ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN – INME de la Universidad Industrial de Santander, con lo que se obtuvieron las

reacciones de los elementos estructurales proporcionados por el efecto de las cargas gravitacionales y la demanda sísmica de Bucaramanga, según la NSR-10. Paso siguiente, se diseñó cada muro de corte de la edificación de acuerdo al Título C de la NSR-10 y teniendo en cuenta la resistencia a la compresión del concreto, pues se dividió en dos tramos de diseño: Del primer al cuarto piso y del quinto al décimo piso.

Se demostró que los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad no superan el valor de la unidad, por lo que el diseño de la estructura es aceptable y se comporta de manera eficiente ante las solicitaciones impuestas, tanto para la parte de resistencia como para la deformidad de la edificación.

Finalmente, lo más importante y el alma de la presente investigación hacen referencia al cálculo de la curva de capacidad y punto de desempeño para cada dirección principal de análisis a través de un análisis estático no lineal. Con ello se determinó claramente que la estructura es altamente competente, presenta garantías de estabilidad y es segura para la vida humana cuando sea puesta a la exigente prueba de un sismo.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL:

Evaluar el comportamiento estructural de un edificio de mediana altura (10 pisos) de concreto reforzado con sistema estructural de muros, para una zona de amenaza sísmica alta (Bucaramanga).

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

Diseñar un edificio mediana altura (10 pisos) de concreto reforzado con la finalidad de conocer la relación existente entre la demanda y la capacidad de la estructura, y así calcular los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad.

Construir las curvas de capacidad de la estructura para la zona de amenaza sísmica de Bucaramanga, mediante la realización de un Análisis Estático No Lineal o pushover, aplicando los procedimientos de la ASCE 41-13.

Obtener el Punto de Desempeño de la edificación en estudio, a través el método de los coeficientes de la ASCE 41-13.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES

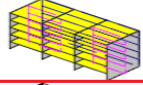
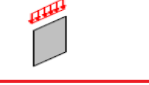








2.1.1 Definición de Muros Estructurales. Los muros estructurales de concreto armado son elementos muy eficientes para resistir efectos sísmicos en los edificios, por su gran rigidez y capacidad a cargas laterales. El propósito principal en la contribución consecuente de muros en la estructuración de un edificio es a menudo el de resistir fuerzas laterales, optimizando la resistencia sísmica, debido a la gran ventaja con respecto a su ubicación idéntica o similar en las áreas de piso en todos los niveles, como en el caso de construcciones de hoteles o edificios de apartamentos. Además, los muros estructurales pueden ser utilizados no solamente para soportar cargas laterales sino también para soportar cargas verticales¹. En la figura 1 se puede apreciar los tipos de sistemas estructurales establecidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, entre ellos se encuentra el de muros de carga, que soporta tanto las cargas horizontales como las verticales presentes en la edificación.

2.1.2 Requisitos de resistencia y rigidez. En el sistema estructural de muros de corte, los muros serán los encargados para soportar la totalidad de las cargas laterales (viento, sismo, etc.). Además su rigidez debe ser tal que permita: disminuir considerablemente las derivas de entrepiso y evitar daños a elementos no estructurales, reducir la amplitud de las vibraciones en muros y pisos a límites aceptables.²

¹ MONSALVE, Jazmín. Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales. Tesis de maestría. Mérida.: Universidad de Los Andes. Facultad de ingeniería. 2005. p. 16.

² CUEVA, Ronald y GONZÁLEZ, Daniel. Diseño por desempeño de edificaciones en hormigón armado con muros de corte mediante los códigos FEMA, utilizando en programa ETABS. Tesis de pregrado. Sangolquí.: Escuela Politécnica del Ejército. Carrera de ingeniería civil. 2013. p. 13.

Figura 1. Sistemas estructurales de resistencia sísmica.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA		
SISTEMA	CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA		
COMBINADO		
		
PÓRTICO		
DUAL		

Fuente: MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Segunda actualización, Bogotá D.C., Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS, 2012.

2.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA

2.2.1 Definición: índice de sobreesfuerzo. Se expresa como el cociente entre las sollicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva. Tiene dos opciones que pueden ser:

- **Índice de sobreesfuerzo de los elementos:** El cual se refiere al Índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales.
- **Índice de sobreesfuerzo de la estructura:** Cuando se determina para toda la estructura evaluando los elementos con un mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como conjunto.³

³ MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Segunda actualización, Bogotá D.C., Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS, 2012. p. A-104.

Con base a los índices de sobreesfuerzo se determina la secuencia de falla de la estructura, que un indicativo del modo prevaleciente de colapso de la estructura a partir del grado de sobre-solicitación de cada uno de los elementos estructurales de la edificación. Esta secuencia de falla es un recorrido secuencial para los mayores valores del índice de sobreesfuerzo.⁴

2.2.2 Vulnerabilidad por resistencia. Se expresa como el inverso del índice de sobreesfuerzo de la estructura. Este valor es un indicativo que expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de construcción sismo resistente NSR-10.⁵

2.2.3 Definición: índice de flexibilidad. Es un indicativo de la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Tiene dos opciones:

- **Índice de flexibilidad por piso:** El cual se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación.
- **Índice de flexibilidad de la estructura:** Definido como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.⁶

⁴ PÁEZ, Diego y HERNÁNDEZ, Javier. Metodología para el estudio de la vulnerabilidad. [En línea]. 2005. [Citado 15-Feb-2018]. Disponible en internet: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5029411>

⁵ MANTILLA, Juan y MORANTES, Alexander. Estudio de vulnerabilidad sísmica de una estructura en sistema losa-columna: Análisis modal pushover, análisis pushover e índices de flexibilidad y sobreesfuerzo. Tesis de pregrado. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de ingenierías físico mecánicas. 2014. p. 19.

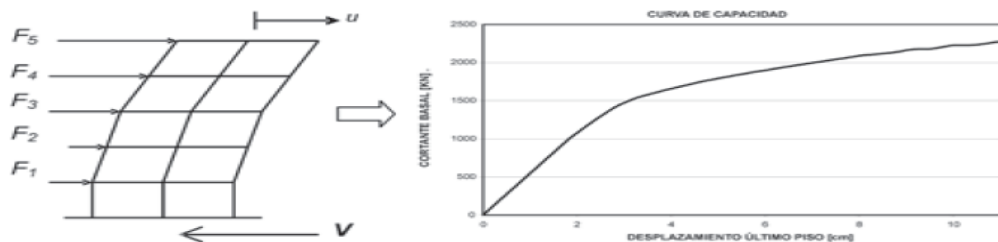
⁶ MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Op. cit., p. A-105.

2.2.4 Vulnerabilidad por flexibilidad. Se expresa como el inverso del índice de flexibilidad de la estructura. Este valor representa la fracción de la rigidez que tendría la edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos del reglamento NSR -10.⁷

2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

2.3.1 Definición. Es un tipo de procedimiento para determinar la respuesta no lineal de la estructura, en la metodología pushover se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación. El análisis tiene como base dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda. La primera puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras. La demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de diseño, y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste.⁸

Figura 2. Procedimiento pushover para determinar la curva de capacidad de la edificación



Fuente: MORA, Mauricio; VILLALBA, Jesús y MALDONADO, Esperanza.⁸

⁷ MANTILLA y MORANTES. Op. cit., p. 19.

⁸ MORA, Mauricio; VILLALBA, Jesús y MALDONADO, Esperanza. Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. En: Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Julio-Diciembre, 2006. p. 59-74.

2.3.2 Curva de capacidad. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.⁹

2.3.3 Punto de desempeño. El desplazamiento en el espectro de demanda sobre el espectro de capacidad ocurre en un punto sobre el espectro llamado punto de desempeño, representa la condición de que la capacidad sísmica de la estructura sea igual a la demanda sobre la misma debido al movimiento del suelo.¹⁰

⁹ MARTÍNEZ, Jorge. Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, región de Los Ríos. Tesis de pregrado. Valdivia: Universidad Austral de Chile. Facultad de ciencias de la ingeniería. 2012. p. 44.

¹⁰ CUEVA y GONZÁLEZ, Op. cit., p. 227.

3. METODOLOGÍA Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 DEFINICIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

El proyecto estructural consta de una edificación de 11 (once) niveles tomada del trabajo investigativo de los autores Mantilla y Páez¹¹ (Anexo A), la cual ha sido modificada a 10 (diez) pisos para efectos de los requerimientos del presente informe. Parámetros como espesor de losa, altura de entrepisos, geometría en planta y altura y características de los materiales se mantuvieron intactos (ver Tabla 1).

Tabla 1. Descripción general de la edificación.

Sistema de resistencia sísmica	Muros estructurales
Nº de pisos	10
Altura de entrepiso (m)	2.5
Tipo de Uso	Residencial
Área construida (m ²)	1°-9°= 343.86
	10°= 384.47
Losa	Maciza e=12 cm
Especificaciones de los materiales:	f' _c = 28 MPa (1°- 4°)
	f' _c = 21 MPa (5°- 10°)
	f _y = 420 MPa

¹¹ MANTILLA, Gloria y PÁEZ, Jhon. Comportamiento sísmico no lineal de los edificios con sistema estructural e muros. Tesis de Pregrado. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. 2008. p. 59.

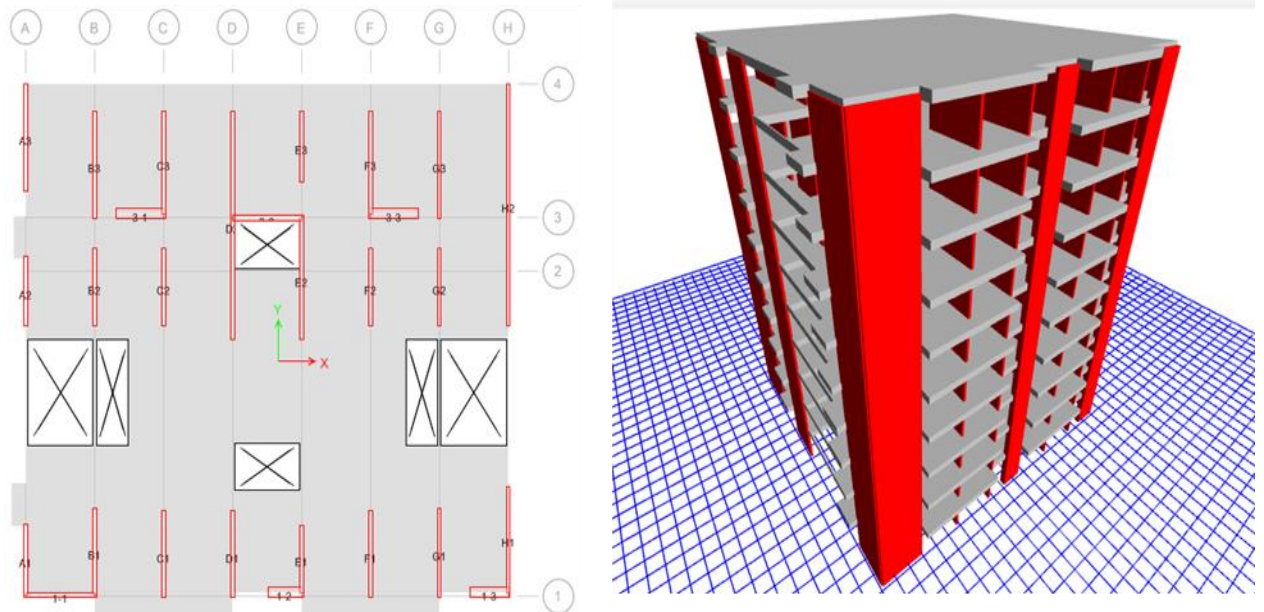
3.2 MODELAMIENTO, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El modelamiento, análisis y diseño fue posible mediante la utilización del software ETABS® ULTIMATE 2015 licenciado por la Universidad Industrial de Santander.

3.2.1 Modelamiento Estructural. Se realizó un modelo representativo tridimensional con elementos tipo Shell para muros y “Shell-thin” para las losas de entrepiso, con la finalidad de caracterizar de forma adecuada la edificación y así garantizar resultados más próximos al comportamiento real de la estructura. Con ayuda de la distribución del plano estructural del proyecto auxiliar se logró el trazado en planta y en altura, asignando apoyos de empotramiento en la base de cada muro, restringiendo así todos los grados de libertad rotacionales y traslacionales.

Los casos de carga (carga muerta sobreimpuesta, carga viva, carga viva de techo, etc.) se asignaron de acuerdo al Título B de la NSR-10.

Figura 3. Modelo de elementos finitos de la estructura (planta, 3D)



3.2.2 Análisis estructural

3.2.2.1 Coeficiente de capacidad de disipación de energía (R). Para un sistema estructural de muros de corte ubicado en zona de amenaza sísmica alta, según la NSR-10 tabla A.3.1 el valor de $R_0 = 5.0$; por otro lado, la estructura no presenta ningún tipo de irregularidad (planta, altura, ausencia de redundancia) descrita en la normativa, es por ello que se toma cada una con valor de 1.0 y con ello se calcula el coeficiente de capacidad de disipación de energía de la siguiente manera:
 $R = R_0 \Phi_a \Phi_p \Phi_r = 5.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 = 5.0$.

3.2.2.2 Evaluación de cargas

- **Carga muerta (peso propio).** Hace referencia al peso propio de los muros de concreto reforzado (Tabla 2.) y de las losas macizas (Tabla 3.), mediante el método de masas concentradas en los entrepisos para efectos del estudio sísmico; calculado con la geometría de cada elemento en cuestión y el peso específico del concreto reforzado 24 kN/m^3 (NSR-10. Tabla B.3.2-1)

Tabla 2. Cargas de muros estructurales

	t [m]	L total [m]	Pesos x Piso [kN]	
			1°-9°	10°
M15	0.15	83.7	753.3	376.65
M20	0.2	5.7	68.4	34.2
M40	0.4	6.6	158.4	79.2
			$\Sigma =$	9310.95

Tabla 3. Cargas de losas de entrepiso

t [m]	A ₁₋₉ [m ²]	A ₁₀ [m ²]	Pesos x Piso [kN]	
			1°-9°	10°
0.12	343.86	384.47	990.32	1107.27
			Σ= 10020.1	

- **Carga muerta y viva sobreimpuesta.** Estas cargas se establecen en función el uso y tipo de edificación y son aplicadas a la losa maciza de entrepiso. Para uso residencial, según el Título B de la NSR-10 se definen las siguientes cargas sobreimpuestas.

Tabla 4. Valores de carga muerta y viva sobreimpuesta

CM-Fachada y particiones=	3.00	[kN/m ²]	T. B.3.4.3-1
CM-Afinado de piso y cubierta=	1.60	[kN/m ²]	T. B.3.4.3-1
CV-Cuartos y corredores=	1.80	[kN/m ²]	T. B.4.2.1-1
CV-Balcones=	5.00	[kN/m ²]	T. B.4.2.1-1

Tabla 5. Análisis de carga muerta y viva sobreimpuesta

A ₁₋₉ [m ²]	A ₁₀ [m ²]	Pesos x Piso [kN]	
		1°-9°	10°
343.86	384.47	1581.756	615.152
		Σ= 14851.0	

3.2.2.3 Peso sísmico efectivo. Se calcula el peso de cada piso teniendo en cuenta los requerimientos del capítulo A.3 de la NSR-10, por lo que el peso sísmico es el resultado de la carga muerta (peso propio y sobreimpuesta) distribuido en cada entrepiso como muestra la Tabla 6.

Tabla 6. Análisis de carga muerta y viva sobrepuesta

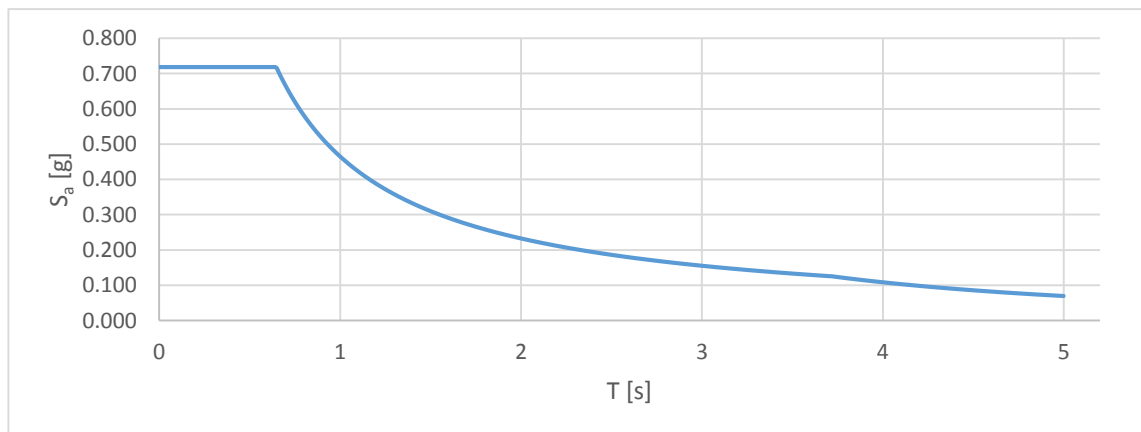
Pesos x Piso [kN]		
1°-9°	10°	Total
3552.17	3552.17	34182.03

3.2.2.4 Espectro elástico de aceleración. El cálculo del espectro elástico de aceleración se realiza según la metodología presente en el capítulo A.2 de la NSR-10. En la Figura 4 se muestra el espectro elástico de aceleración desarrollado con los valores de nivel de amenaza, efectos locales e importancia de la estructura.

Tabla 7. Parámetros del espectro de elástico de aceleración

			Referencia
I. Ubicación y Zona de Amenaza Sísmica	Ciudad	Bucaramanga	Tabla A.2.3-2
	Amenaza Sísmica	Alta	
	A_a	0.25	
	A_v	0.25	
II. Efectos Locales	Tipo de Perfil	C	
	F_a	1.15	Tabla A.2.4-3
	F_v	1.55	Tabla A.2.4-4
III. Importancia	Grupo de Uso	I	Tabla A.2.4-3
	C. importancia	1.0	Tabla A.2.4-4

Figura 4. Espectro de elástico de aceleración (S_a vs T).



3.2.2.5 Método de la Fuerza Horizontal Equivalente. Luego de modelada la edificación en el software ETABS® ULTIMATE 2015 se obtienen los periodos modales de la estructura en cada dirección principal (x-y) y con ello las aceleraciones horizontales de diseño S_a . De acuerdo al apartado A.4.3.1 de la NSR-10 se define el cortante sísmico en la base de la estructura mediante la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a W$$

Siendo W el valor del peso sísmico efectivo (Tabla 6).

Tabla 8. Periodos y Cortantes en la base Método FHE en las direcciones principales (ETABS).

Masa Part. x=	Modo 1	68.78%
Masa Part. y=	Modo 3	40.04%
T_x =	0.804	[s]
T_y =	0.409	[s]
$S_{a,x}$ =	0.581	
$S_{a,y}$ =	0.719	
$V_{s,x}$=	19860.4	[kN]
$V_{s,y}$=	24577.7	[kN]

3.2.2.6 Método del Análisis Dinámico (Modal Espectral). En este apartado se realiza un análisis dinámico elástico siguiendo los parámetros del capítulo A.5 de la NSR-10, en donde el movimiento sísmico se representa mediante el espectro elástico de diseño (Figura 4).

El cortante basal para cada dirección de este método es comparado con el método estático y a su vez es ajustado de acuerdo a los criterios de A.5.4.5 de la NSR-10 (Tabla 9).

Tabla 9. Cortantes en la base Método Modal Espectral en las direcciones principales.

$V_{d,x}$ =	14419.5	[kN]
$V_{d,y}$ =	12886.4	[kN]
$\%(V_d/V_s),x$ =	72.60%	
$\%(V_d/V_s),y$ =	52.43%	
¿Cumple?	No	
$0.9(V_s/V_d)x$ =	1.2396	
$0.9(V_s/V_d)y$ =	1.71654	
$V_{d,x}$ ajustado=	17874.4	[kN]
$V_{d,y}$ ajustado=	22158.1	[kN]

3.2.2.7 Análisis y control de derivas. En este apartado se realiza la verificación de la deriva en las direcciones principales para ambos análisis (FHE, Modal Espectral); en las Tablas 10 y 11 se muestra que los valores cumplen con los requerimientos del capítulo A.6 de la NSR-10 donde se establece que la deriva no debe exceder el 1.0% de la altura de piso para el caso de estructuras de concreto reforzado.

Tabla 10. Derivas producidas por el Análisis FHE

Sismo Estático					
Piso	Elevación	X-Dir	Δx (%)	Y-Dir	Δy (%)
	m				
Nivel 10	25	0.008425	0.337%	0.005741	0.230%
Nivel 9	22.5	0.008789	0.352%	0.005839	0.234%
Nivel 8	20	0.009131	0.365%	0.005884	0.235%
Nivel 7	17.5	0.009316	0.373%	0.005821	0.233%
Nivel 6	15	0.009243	0.370%	0.005597	0.224%
Nivel 5	12.5	0.00881	0.352%	0.005162	0.206%
Nivel 4	10	0.007951	0.318%	0.004505	0.180%
Nivel 3	7.5	0.006767	0.271%	0.003659	0.146%
Nivel 2	5	0.005012	0.200%	0.002524	0.101%
Nivel 1	2.5	0.002292	0.092%	0.001065	0.043%

Tabla 11. Derivas producidas por el Análisis Modal Espectral

Sismo Dinámico					
Piso	Elevación	X-Dir	Δx (%)	Y-Dir	Δy (%)
	m				
Nivel 10	25	0.008427	0.337%	0.008089	0.324%
Nivel 9	22.5	0.00877	0.351%	0.008225	0.329%
Nivel 8	20	0.009061	0.362%	0.008271	0.331%
Nivel 7	17.5	0.009169	0.367%	0.008147	0.326%
Nivel 6	15	0.00901	0.360%	0.007788	0.312%
Nivel 5	12.5	0.008504	0.340%	0.007137	0.285%
Nivel 4	10	0.007604	0.304%	0.006187	0.247%
Nivel 3	7.5	0.006414	0.257%	0.004994	0.200%
Nivel 2	5	0.004717	0.189%	0.003432	0.137%
Nivel 1	2.5	0.002148	0.086%	0.001452	0.058%

3.2.3 Diseño estructural. Para el cálculo estructural de la edificación se utilizan las combinaciones de diseño del capítulo B.2 de la NSR-10 con sus respectivos coeficientes de amplificación del efecto y lo contrario para los casos donde incluyan la fuerza sísmica, donde se reduce por el factor R descrito en el apartado 3.2.2.1.

En la Tabla 12 se muestra detalladamente las combinaciones utilizadas en el software. Con las combinaciones se diseña el muro denominado B3 (Figura 3) que tiene una longitud $l_w = 3.98 \text{ m}$, espesor $h = 0.15 \text{ m}$, con una altura total de $h_w = 25 \text{ m}$, el cual para los niveles del 1°-4° se utilizó $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y del 5°-10° $f'_c = 21 \text{ MPa}$. Las barras de refuerzo son de acero corrugado con esfuerzo de fluencia $f_y = 420 \text{ MPa}$. A continuación se realiza el cálculo tipo para el diseño por flexo-compresión y por cortante teniendo en cuenta las máximas reacciones producidas por las distintas combinaciones de carga (Tabla 13).

Tabla 12. Combinaciones de carga de diseño del Método de Resistencia.

ID ETABS	DESCRIPCIÓN
UDWal1	1.4(Dead+CM)
UDWal2	1.2(Dead+CM)+1.6 Live
UDWal3	1.2(Dead+CM)+1.6 Live+0.5 CV Techo
UDWal4	1.2(Dead+CM)+1.0 Live+1.6 CV Techo
UDWal5	1.2(Dead+CM)+0.5 Live+1.0 CV Techo
UDWal6	1.2(Dead+CM)+1.0 Live+0.2 Sismo X
UDWal7	1.2(Dead+CM)+1.0 Live-0.2 Sismo X
UDWal8	1.2(Dead+CM)+1.0 Live+0.2 Sismo Y
UDWal9	1.2(Dead+CM)+1.0 Live-0.2 Sismo Y
UDWal10	0.9(Dead+CM)+0.2 Sismo X
UDWal11	0.9(Dead+CM)-0.2 Sismo X
UDWal12	0.9(Dead+CM)+0.2 Sismo Y
UDWal13	0.9(Dead+CM)-0.2 Sismo Y

Tabla 13. Reacciones máximas del muro B3

TRAMO	TIPO	VALOR	PISO	COMBINACIÓN
1°- 4°	P _u [kN]	2689.4	1	UDWal7 Min
	M _u [kN-m]	2972.28	1	UDWal8 Max
	V _u [kN]	249.73	1	UDWal12 Max
5°-10°	P _u [kN]	2689.4	5	UDWal8 Min
	M _u [kN-m]	2972.28	5	UDWal8 Max
	V _u [kN]	249.73	5	UDWal12 Max

3.2.3.1 Diseño por cortante

- **Verificación del cortante máximo.** Se chequea que el cortante producido por las combinaciones de carga satisfaga la resistencia nominal de la ecuación C.11-1 de la NSR-10: $\Phi V_n \geq V_u$ donde el factor de reducción de resistencia cortante toma un valor de $\Phi = 0.75$ de acuerdo a C.9.3.2.3 de NSR-10. En C.11.9.3 se afirma que el cortante nominal en el plano del muro no debe exceder

$\Phi 0.83\sqrt{f'_c}hd$ ni tampoco puede sobrepasar $\Phi A_{cv}(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ según C.21.9.4.1.

Tramo 1°-4°:

$$\begin{aligned}\Phi 0.83\sqrt{f'_c}hd &= 0.75 * 0.83\sqrt{28} * 150 * 0.8 * 3980 = 1573.20 \text{ kN} \\ \Phi A_{cv}(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) &= 0.75 * 150 * 3980(0.17 * 1.0 * \sqrt{28} + 0.00213 * 420) \\ &= 803.86 \text{ kN} \\ \Phi V_n \geq V_u &\rightarrow 803.86 \text{ kN} \geq 249.73 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tramo 5°-10°:

$$\begin{aligned}\Phi 0.83\sqrt{f'_c}hd &= 0.75 * 0.83\sqrt{21} * 150 * 0.8 * 3980 = 1362.43 \text{ kN} \\ \Phi A_{cv}(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) &= 0.75 * 150 * 3980(0.17 * 1.0 * \sqrt{21} + 0.00213 * 420) \\ &= 750.00 \text{ kN} \\ \Phi V_n \geq V_u &\rightarrow 750.00 \text{ kN} \geq 212.82 \text{ kN}\end{aligned}$$

- **Cálculo de la resistencia al cortante del concreto (V_c).** La resistencia a cortante brindada por el concreto se calcula de acuerdo a las ecuaciones C.11-27 y C.11-28 siendo el valor de V_c el menor de ellos.

Tramo 1°-4°:

$$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 144.47 \text{ kN} \quad (C.11 - 27)$$

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.11\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} \frac{l_w}{2}} \right] hd = 55.06 \text{ kN} \quad (C.11 - 28)$$

$$V_c = 55.06 \text{ kN}$$

Tramo 5°-10°:

$$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 269.89 \text{ kN} \quad (C.11 - 27)$$

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.11\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} \frac{l_w}{2}} \right] hd = 85.63 \text{ kN} \quad (C.11 - 28)$$

$$V_c = 85.63 \text{ kN}$$

- **Requerimiento de refuerzo a cortante.** En el apartado C.11.9.8 se indica que si $V_u \geq 0.5\Phi V_c$ debe abastecerse con refuerzo a cortante según C.11.9.9 de NSR-10.

$$0.5\Phi V_c = 0.5 * 0.75 * 55.06 = 20.65 \text{ kN} \rightarrow V_u > 0.5\Phi V_c$$

- **Número de capas de refuerzo requeridas.** Mediante C.21.9.2.3 se realiza la verificación del número mínimo de cortinas a utilizar, si $V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ se requieren por lo menos dos capas de refuerzo.

Para ambos casos se requiere una sola cortina de refuerzo a cortante, los valores de la ecuación anterior 537.03 kN y 465.09 kN para los tramos $1^\circ\text{-}4^\circ$ y $5^\circ\text{-}10^\circ$ respectivamente no son superados por el cortante último V_u .

- **Verificación de reducción de cuantías de refuerzo en el alma ρ_l y ρ_t .** Las cuantías mínimas ρ_l y ρ_t según C.21.9.2.1 son 0.0025, pero se pueden reducir si $V_u \leq 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ de acuerdo a los requerimientos de C.14.3 de NSR-10. De la ecuación anterior se tiene 262.20 kN y 227.07 kN para cada grupo de diseño, es por ello que en toda la altura del muro es posible la disminución de la cuantía longitudinal ρ_l a 0.0012 y la cuantía transversal ρ_t a 0.0020.
- **Cálculo de cantidad y separación del acero horizontal.** Inicialmente se calcula la resistencia al cortante brindada por el refuerzo cortante sustituyendo la ecuación C.11-2 en la C.11-1 de NSR-10 y despejando el valor requerido, quedando $V_s \geq V_u/\Phi - V_c$, resultando V_s superior a 277.92 kN y 198.13 kN para cada tramo respectivamente.

La separación de las barras que cumpla con la cuantía ρ_t mínima se puede calcular a través de la ecuación $s_{hz} = \frac{\#capas * A_{\phi}}{h * \rho_t}$, donde se utilizan barras de 1/4" o N°2 con diámetro 32 mm^2 y resultando un distanciamiento de 100 mm . Además se verifica que esta separación horizontal s_{hz} cumpla con la menor de las máximas permitidas dispuestas en C.11.9.9.3: $l_w/5 = 796 \text{ mm}$, $3h = 450 \text{ mm}$ y 450 mm . Por último se chequea que el la resistencia a cortante de acuerdo a la separación colocada ($V_{s,real}$) sea superior a la resistencia requerida (V_s).

$$V_{s,real} = \frac{\#capas * A_{\phi} * d * f_y}{s_{hz}} = 427.93 \text{ kN} \rightarrow V_{s,real} > V_s$$

- **Cálculo de cantidad y separación del acero vertical.** Con la cuantía mínima vertical reducida $\rho_l = 0.0012$ se calcula la cantidad de acero requerida por metro lineal del muro escogiendo barras de 1/4" o N°2 con diámetro 32 mm^2 , a través de la ecuación $A_{sv} = \rho_l * h * 1000 = 180 \text{ mm}^2$ y la separación se calcula mediante $s_{ver} = \frac{\#capas * A_{\phi}}{\rho_t} * 1000 = 170 \text{ mm}$. De la misma manera que el acero horizontal, acá también se comprueba que esta distancia sea menor que la máxima permitida siguiendo los requerimientos de C.11.9.9.5: $l_w/3 = 1327 \text{ mm}$, $3h = 450 \text{ mm}$ y 450 mm .
- **Cuantías suministradas de refuerzo en el alma.** En este apartado se verifica que las cuantías de acero colocado sea mayor a las cuantías mínimas tanto transversal como longitudinal. El número de barras verticales suministradas se calcula así: $\#barras = \frac{A_{sv}}{\#capas * A_{\phi}} (l_w - 2 * h_{borde}) = 17$, el valor de h_{borde} se calcula más adelante en la sección 3.2.3.2 Diseño por flexo-compresión.

$$\rho_{t,sum} = \frac{V_{s,real}}{hd f_y} = 0.00213 > 0.0020$$

$$\rho_{l,sum} = \frac{\#capas * \#barras * A_{\phi}}{h(l_w - 2h_{borde})} = 0.00126 > 0.0012$$

3.2.3.2 Diseño por flexo-compresión

- **Requerimiento de elementos de borde.** Según C.21.9.6.3 de NSR-10 el muro requiere elementos de borde cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema σ_c correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos sobrepase $0.2f'_c$.

Tramo 1°-4°:

$$\sigma_c = \frac{Pu_a}{h * l_w} + 6 \frac{Mu_a}{h * l_w^2} = \frac{2689.4}{0.15 * 3.98 * 1000} + 6 \frac{2972.28}{0.15 * 3.98^2 * 1000} = 12.01 MPa$$

$$0.2f'_c = 0.2(28) = 5.6 MPa$$

$$\sigma_c > 0.2f'_c \text{ (requiere elementos de borde)}$$

Tramo 5°-10°:

$$\sigma_c = \frac{Pu_a}{h * l_w} + 6 \frac{Mu_a}{h * l_w^2} = \frac{1605.2}{0.15 * 3.98 * 1000} + 6 \frac{1074.55}{0.15 * 3.98^2 * 1000} = 5.40 MPa$$

$$0.2f'_c = 0.2(21) = 4.2 MPa$$

$$\sigma_c > 0.2f'_c \text{ (requiere elementos de borde)}$$

- **Dimensiones del elemento de borde.** El dimensionamiento de los elementos de borde se realiza de acuerdo a C.21.9.6.2 de NSR-10 donde se aplica $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$, y c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro para la fuerza axial amplificada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u . A través del software ETABS® se obtienen los desplazamientos máximos δ_u producidos por la acción de las distintas

combinaciones de diseño (Tabla 12). Con ello se verifica que el factor δ_u/h_w sea mayor o igual a 0.007, de no ser así se utiliza el valor anteriormente dicho.

Se requiere aplicar C.21.9.6.4 de NSR-10 para calcular la extensión a lo largo del muro del elemento de borde desde la fibra extrema en compresión, la cual debe ser el mayor valor entre $c - 0.1l_w$, $c/2$ y 30 cm .

El desplazamiento máximo del muro B3 es 23.132 mm producido por la combinación UDWal8 Max.

$$\delta_u/h_w = 23.132/25000 = 0.000925$$
$$c \geq \frac{3980}{600(0.007)} = 947.62 \text{ mm}$$

$$c - 0.1l_w = 947.62 \text{ mm} - 0.1(3980 \text{ mm}) = 47.38 \text{ cm}$$
$$c/2 = 947.62 \text{ mm}/2 = 54.96 \text{ cm}$$
$$h_{borde} = 55 \text{ cm}$$

- **Cálculo de refuerzo vertical en elementos de borde.** Se calcula el área de refuerzo en las zonas confinadas tomando las consideraciones del autor Blanco Blasco¹², el cual plantea tantear la cantidad de acero mediante la ecuación $As_{borde} = \frac{Mu_a}{\Phi f_y(0.8)l_w} = 2469.6 \text{ mm}^2$, tomado el valor de $\Phi = 0.9$. En los elementos de borde se coloca menor cantidad que la calculada As_{borde} , debido a que el esfuerzo de flexo-compresión también se distribuye en el alma del muro. Según este criterio se seleccionan 10 y 6 barras para cada elemento de borde de $1/2''$ o N°4 para los diseños del 1° al 4° y 5° al 10° piso respectivamente, en ese orden se le suministran 1290 mm^2 y 774 mm^2 a cada elemento de confinamiento
- **Diagrama de interacción.** Con el calibre y cantidad de barras de los elementos de borde y el alma del muro B3, se obtiene el diagrama de interacción para cada

¹² BLANCO BLASCO, Antonio. Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo departamental de Lima, 1994. p.295.

tramo de diseño y se verifica que todos los puntos de momento y carga axial (M_u, P_u) de cada piso producidos por cada combinación de diseño se encuentren dentro de la curva del diagrama (Figuras 5 y 6).

Figura 5. Diagrama de interacción ($\Phi M_n, \Phi P_n$) piso 1°- 4°

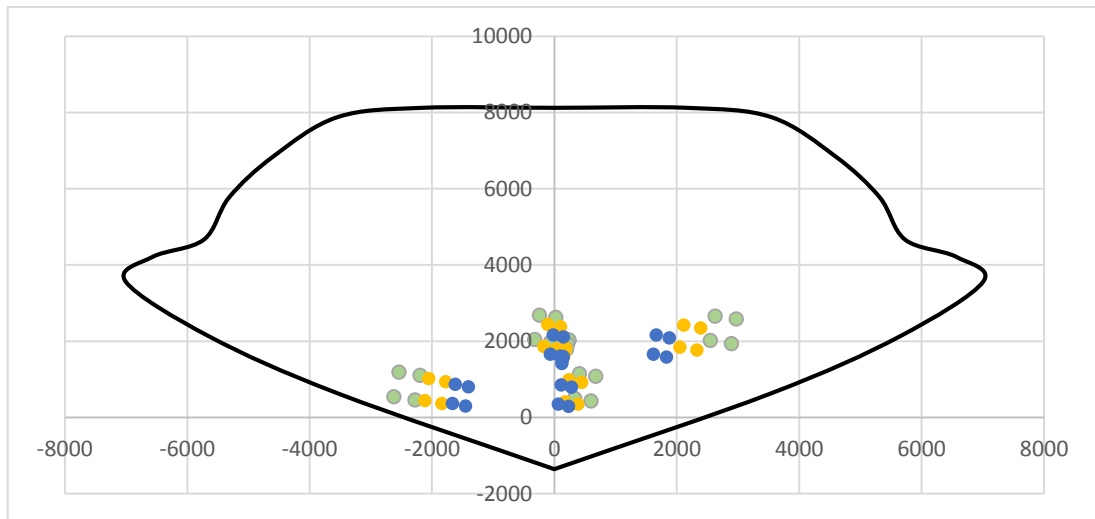
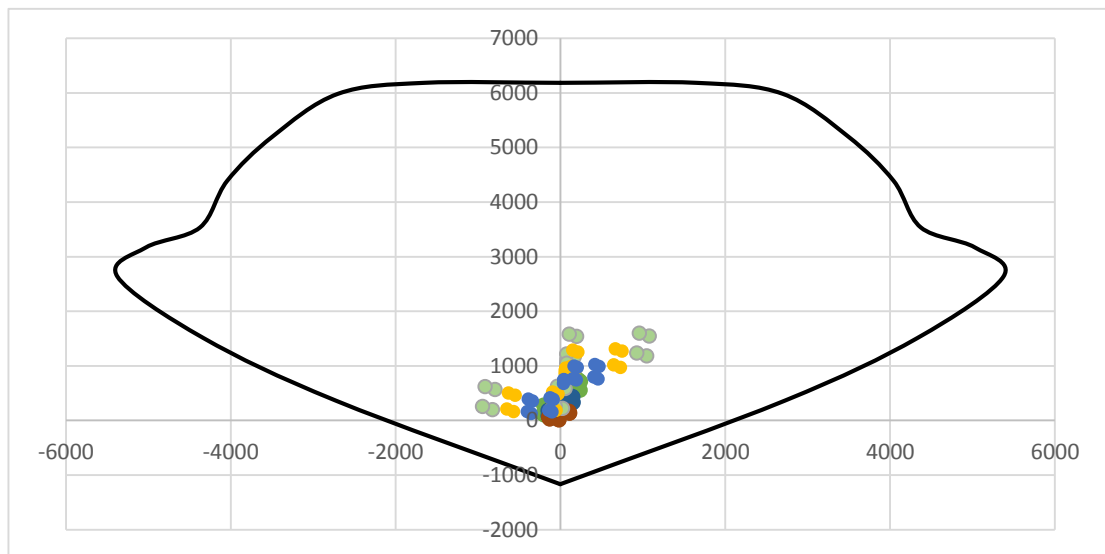


Figura 6. Diagrama de interacción ($\Phi M_n, \Phi P_n$) piso 5°- 10°



- **Cálculo de refuerzo transversal en elementos de borde.** De acuerdo con las pautas de C.21.9.6.4 (c) de la NSR-10 se halla la cantidad y separación del refuerzo transversal en los elementos de borde. Se seleccionan estribos de calibre 3/8" y con base al apartado (c) de C.7.7.1 de NSR-10 se utiliza un recubrimiento libre de 20 mm con separación s de $h/3 = 50 \text{ mm}$. Utilizando la ecuación C.21-8 de NSR-10 se obtiene el área de refuerzo A_{sh} , incluyendo ganchos suplementarios, colocada dentro del espaciamiento s . En la Tabla 14 se muestra en resumen los resultados para el muro B3.

Tabla 14. Refuerzo transversal de elemento de borde muro B3

	// h	// l _w
A_{sh} [mm ²]	165	33
Diámetro estribo [mm]	9.5	9.5
# Ramas req.	3	2
A_{sh} sum [mm ²]	213	142
¿Cumple?	SÍ	SÍ

3.3 RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

3.3.1 Índice de sobreesfuerzo. Con la demanda sísmica producida se analiza cada elemento estructural y se calcula el factor entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva (N_{ef}), para efectos de tensión compresiva y cortante. En el cálculo de la resistencia efectiva se tiene en cuenta la resistencia existente (N_{ex}) afectada por el coeficiente de reducción por la calidad del diseño y construcción (Φ_c) y el coeficiente de estado de conservación y mantenimiento global de la edificación (Φ_e). Estos valores según la Tabla A.10.4-1 de NSR-10, se asumen $\Phi_c = \Phi_e = 1.0$ debido a que la edificación está diseñada de acuerdo a los requerimientos de la presente normativa de construcción NSR-10.

Para el muro analizado, se tiene un índice de sobreesfuerzo de 0.517 con efecto crítico de cortante. Ahora bien, el índice de sobreesfuerzo de la estructura se obtiene con el mayor valor de los elementos estructurales, resultando 0.885 producido por tensión a compresión en el muro A1 (Figura 7). A continuación se detalla el cálculo del índice de sobreesfuerzo para el muro B3:

- IS compresión:

$$P_n = 0.55f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] = 0.55 * 28 * 3980 * 150 \left[1 - \left(\frac{0.8 * (2500 - 120/2)}{32 * 150} \right)^2 \right] = 7673.350 \text{ kN}$$

$$P_{ef} = \Phi_c \Phi_e P_n = 1.0 * 1.0 * 7673.35 = 7673.350 \text{ kN}$$

$$IS_{P,B3} = \frac{P_{act}}{P_{ef}} = \frac{2689.386 \text{ kN}}{7673.350 \text{ kN}} = 0.350$$

- IS cortante:

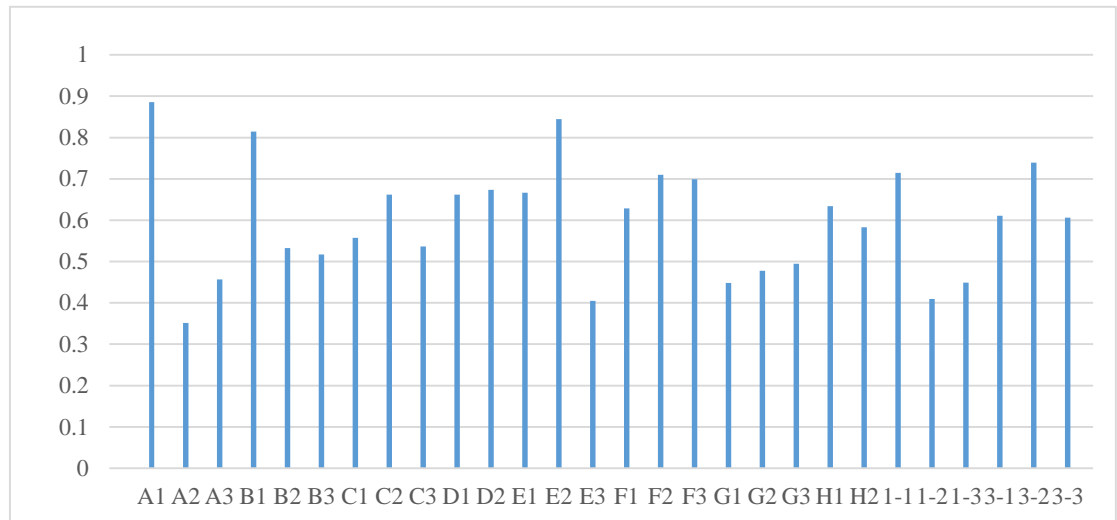
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{32 * 1 * 420 * 0.8 * 3980}{100} = 427.93 \text{ kN (C.11 - 29)}$$

$$V_c = 55.06 \text{ kN}$$

$$V_n = V_s + V_c = 482.985 \text{ kN} = V_{ef}$$

$$IS_{V,B3} = \frac{V_{act}}{V_{ef}} = \frac{249.727 \text{ kN}}{482.985 \text{ kN}} = 0.517$$

Figura 7. Índices de sobreesfuerzo de cada muro



3.3.2 Índice de flexibilidad. Buscando definir el grado de deformidad de la estructura, se calcula el índice de flexibilidad con las derivas de cada piso producidas por la demanda sísmica y la deriva máxima permitida estipulada en el capítulo A.6 de la NSR-10, los resultados se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15. Índice de flexibilidad

Piso	Δ máx [m]	Δ máx perm [m]	IF	IF Estr.	%Vuln Flex
Nivel 1	0.002292	0.025	0.092	0.373	268.356
Nivel 2	0.005012	0.025	0.200		
Nivel 3	0.006767	0.025	0.271		
Nivel 4	0.007951	0.025	0.318		
Nivel 5	0.008810	0.025	0.352		
Nivel 6	0.009243	0.025	0.370		
Nivel 7	0.009316	0.025	0.373		
Nivel 8	0.009131	0.025	0.365		
Nivel 9	0.008789	0.025	0.352		
Nivel 10	0.008425	0.025	0.337		

3.4 Análisis estático no lineal

3.4.1 Cargas del análisis Pushover. Las cargas laterales serán aplicadas al modelo matemático en proporción a la distribución de las fuerzas de inercia en el plano de cada diafragma de piso¹³; para el caso de estudio se escoge un patrón de cargas equivalente al análisis sísmico estático (FHE) y su distribución en altura se muestra en la Tabla 16. La inclusión de estas cargas al software en cada dirección de análisis se puede ver en el Anexo E.

Tabla 16. Distribución de fuerzas para análisis Pushover

Piso	W_i [kN]	h_i [m]	$W_i \cdot h_i$	$C_{u,x}$	F_x [kN]	F_y [kN]
10	2212.4756	25	55311.89	0.122	2414.7	2988.2
9	3552.1728	22.5	79923.888	0.176	3489.1	4317.9
8	3552.1728	20	71043.456	0.156	3101.5	3838.1
7	3552.1728	17.5	62163.024	0.137	2713.8	3358.4
6	3552.1728	15	53282.592	0.117	2326.1	2878.6
5	3552.1728	12.5	44402.16	0.098	1938.4	2398.8
4	3552.1728	10	35521.728	0.078	1550.7	1919.1
3	3552.1728	7.5	26641.296	0.059	1163.0	1439.3
2	3552.1728	5	17760.864	0.039	775.4	959.5
1	3552.1728	2.5	8880.432	0.020	387.7	479.8
	34182.0308		454931.33			

3.4.2 Nodo de control de desplazamiento. El nodo de control deberá estar localizado en el centro de masas del techo del edificio. El desplazamiento de este nodo deberá ser calculado para las cargas laterales especificadas¹⁴.

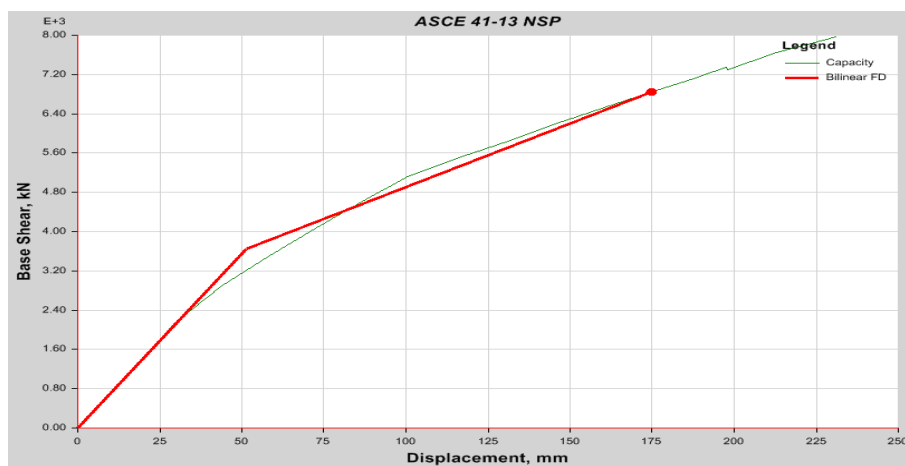
¹³ TOLEDO, Vlancev. Ingeniería sísmica basada en desempeño. Primera edición. Perú: Comunidad para la ingeniería civil, 2011. p. 74.

¹⁴ *Ibíd.*, p. 74.

3.4.3 Curvas de capacidad y puntos de desempeño. Se obtuvieron mediante un análisis estático no lineal de la estructura calculada a través de la implementación de la normativa ASCE 41-13 con la ayuda del software ETABS®. Este procedimiento tiene como objetivo conocer el mecanismo de formación de rótulas plásticas y así saber lo que sucede internamente en los elementos de resistencia sísmica de la estructura y con ello tomar medidas de prevención que ayuden a salvaguardar la vida de las personas.

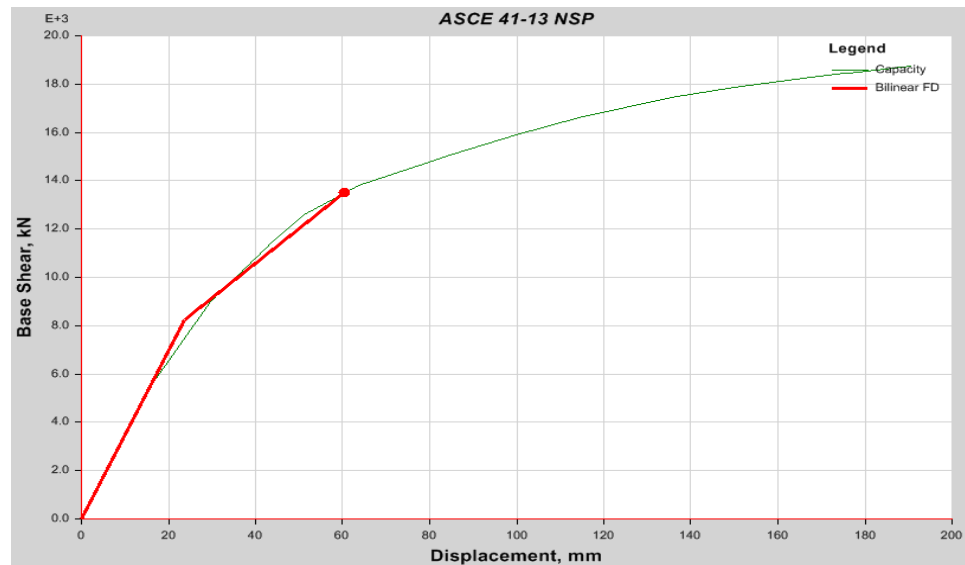
En las Figuras 8 y 9 se muestran los comportamientos de respuesta globales de la estructura ante la acción de la carga lateral inercial aplicada de la Tabla 16, mediante las curvas de capacidad con sus respectivos puntos de desempeño aplicando el método de los coeficientes de la ASCE 41-13, luego de haberle asignado rótulas plásticas de flexo-compresión a los muros con una longitud que no debe ser igual a 0.5 veces la altura a flexión del elemento pero menor a la altura de piso¹⁵ (Ver Anexo F)

Figura 8. Curva de capacidad Cortante basal vs Desplazamiento monitoreado en dirección X



¹⁵ CORREA, Rafael. Diseño y análisis no lineal de un edificio de muros de carga de concreto reforzado en una zona de amenaza sísmica alta. Tesis de maestría. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de ingenierías físico mecánicas. 2017. p. 87.

Figura 9. Curva de capacidad Cortante basal vs Desplazamiento monitoreado en dirección Y



El punto de desempeño se define como el estado de deformaciones y fuerzas en la estructura una vez se alcanza el desplazamiento objetivo $(\delta_o)^{16}$. Los desplazamientos objetivos se ubican teniendo las curvas de capacidad y la demanda sísmica linealizada, estos valores corresponden a $\delta_{o,x} = 174.74 \text{ mm}$ con un cortante $V_{\delta_{o,x}} = 6845.95 \text{ kN}$ y $\delta_{o,y} = 60.39 \text{ mm}$ y con $V_{\delta_{o,y}} = 13502.66 \text{ kN}$.

3.4.4 Nivel de desempeño estructural. Se verificó que estado de las rótulas plásticas estuvieran por debajo del nivel de desempeño “LS” o seguridad de la vida para la demanda sísmica impuesta a la estructura. En las Tablas 17 y 18 se muestra en detalle dicha información para cada paso de análisis en las direcciones principales.

¹⁶ Ibíd., p. 101.

Tabla 17. Nivel de desempeño de las rótulas plásticas en dirección X

Paso	Desp. [mm]	V [kN]	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
11	158.093	6482.23	630	10	0	0	0	640	0	0	0	640
12	172.379	6795.35	630	10	0	0	0	639	1	0	0	640
13	186.664	7101.95	629	11	0	0	0	639	1	0	0	640
14	190.236	7184.57	629	11	0	0	0	637	3	0	0	640
15	197.783	7342.31	628	12	0	0	0	636	4	0	0	640
16	197.797	7292.71	628	12	0	0	0	636	4	0	0	640
17	213.087	7643.26	625	15	0	0	0	636	4	0	0	640
18	227.373	7905.85	625	15	0	0	0	634	6	0	0	640
19	231.119	7968.87	625	15	0	0	0	634	6	0	0	640

Tabla 18. Nivel de desempeño de las rótulas plásticas en dirección Y

Paso	Despl. [mm]	V [kN]	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
3	43.983	11514.85	640	0	0	0	0	640	0	0	0	640
4	51.125	12580.18	639	1	0	0	0	640	0	0	0	640
5	63.625	13824.74	632	8	0	0	0	640	0	0	0	640
7	84.608	15080.47	622	18	0	0	0	640	0	0	0	640
9	99.898	15904.78	616	24	0	0	0	640	0	0	0	640
11	135.612	17452.68	600	40	0	0	0	635	5	0	0	640
13	167.755	18303.54	585	55	0	0	0	627	13	0	0	640
15	175.4	18447.28	584	56	0	0	0	625	15	0	0	640
17	176.293	18462.80	584	56	0	0	0	625	15	0	0	640
18	190.579	18751.20	582	57	0	0	1	624	15	1	0	640

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Debido a la gran cantidad de muros distribuidos en planta, el cortante total impuesto por la demanda sísmica se distribuye en valores pequeños en cada uno, tanto así que se requirió solamente una capa de refuerzo para el diseño a cortante en el alma para en más del 60% de ellos.

Comparando los resultados de las Figuras 8 y 9 se observa que los desplazamientos objetivos y sus fuerzas cortantes en la base demuestran que en la dirección principal de análisis Y presenta mayor rigidez que en la X, esto debido a la gran cantidad de muros que, en su dimensión más pronunciada, están alineados hacia esta dirección en balance a su ortogonal; esto sucede a pesar de que en la dirección X están orientados los muros de mayor espesor y este efecto de rigidez es compensado y superado por las largas longitudes de algunos muros en Y.

Una posible hipótesis de secuencia de falla se puede valer de la Figura 7, donde se muestran los índices de sobreesfuerzo para cada muro, empezando por los elementos estructurales que presenten mayor índice, es decir, mayor sollicitaciones sísmicas; ante una demanda cercana al valor de resistencia máxima podrían producirse fisuras y por ende debilitamiento de los materiales.

5. CONCLUSIONES

Con el inverso de los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad global se obtienen vulnerabilidades por resistencia y flexibilidad de 112.96% y 268.36% de la estructura respectivamente, indicativos que muestran la suficiencia en el diseño a resistir la demanda sísmica impuesta. El porcentaje de vulnerabilidad por flexibilidad es elevado y este parámetro está directamente relacionado con el sistema estructural utilizado de muros de corte siendo éste poco susceptible a desplazamientos laterales altos que pudieran aumentar la deriva máxima ante la sollicitación. Este parámetro podría disminuir acercándose al valor de 100% reduciendo la rigidez en el sentido Y, es decir, las longitudes y/o espesores a ciertos muros y verificando que con ello no se vea comprometida la integridad estructural.

Ante un nivel de amenaza sísmica alta, según la tabla 2-2 del estándar “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” ASCE 41-13, se busca que el nivel de desempeño general estructural sea “Life Safety (LS)”, que en español traduce Seguridad de la vida. Para los casos en las direcciones X e Y, los puntos de desempeño concuerdan aproximadamente con los pasos 13 y 5 de las Tablas 17 y 18 y en ellos se puede apreciar que no existe rótula alguna que sobrepase este nivel de seguridad, razón por la cual se afirma que ante la demanda sísmica el edificio se mantiene estable y resistente a próximos eventos telúricos. De acuerdo al análisis la estructura presenta un nivel de desempeño de “LS: Life Safety”.

El diseño basado en desempeño, aplicado mediante ASCE 41-13, busca lograr optimizar el diseño basado en fuerzas (FHE). A través de la Figura 9 se observa que existe un sobre-dimensionamiento estructural en la dirección Y, debido a que la demanda se encuentra demasiado por debajo de la capacidad para resistirla. Si se comparan los valores de desplazamiento objetivo en ambas direcciones, el de la

dirección Y es aproximadamente 2.8 veces menor que el desplazamiento de X. Teniendo en cuenta lo anterior, se podría buscar un equilibrio reduciendo secciones de muros, procurando siempre que el desempeño de la edificación se encuentre en un nivel seguro para la vida de las personas.

BIBLIOGRAFÍA

ASCE. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13). Reston: American Society of Civil Engineers. 2014.

BLANCO BLASCO, Antonio. Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo departamental de Lima, 1994. 303 p.

CORREA, Rafael. Diseño y análisis no lineal de un edificio de muros de carga de concreto reforzado en una zona de amenaza sísmica alta. Tesis de maestría. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de ingenierías físico mecánicas. 2017. 148 p.

CUEVA, Ronald y GONZÁLEZ, Daniel. Diseño por desempeño de edificaciones en hormigón armado con muros de corte mediante los códigos FEMA, utilizando en programa ETABS. Tesis de pregrado. Sangolquí.: Escuela Politécnica del Ejército. Carrera de ingeniería civil. 2013. 280 p.

MANTILLA, Gloria y PÁEZ, Jhon. Comportamiento sísmico no lineal de los edificios con sistema estructural e muros. Tesis de Pregrado. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. 2008. 122 p.

MANTILLA, Juan y MORANTES, Alexander. Estudio de vulnerabilidad sísmica de una estructura en sistema losa-columna: Análisis modal pushover, análisis pushover e índices de flexibilidad y sobreesfuerzo. Tesis de pregrado. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de ingenierías físico mecánicas. 2014. 35 p.

MARTÍNEZ, Jorge. Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, región de Los

Ríos. Tesis de pregrado. Valdivia: Universidad Austral de Chile. Facultad de ciencias de la ingeniería. 2012. 150 p.

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Segunda actualización, Bogotá D.C., Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS, 2012.

MONSALVE, Jazmín. Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales. Tesis de maestría. Mérida.: Universidad de Los Andes. Facultad de ingeniería. 2005. p. 16.

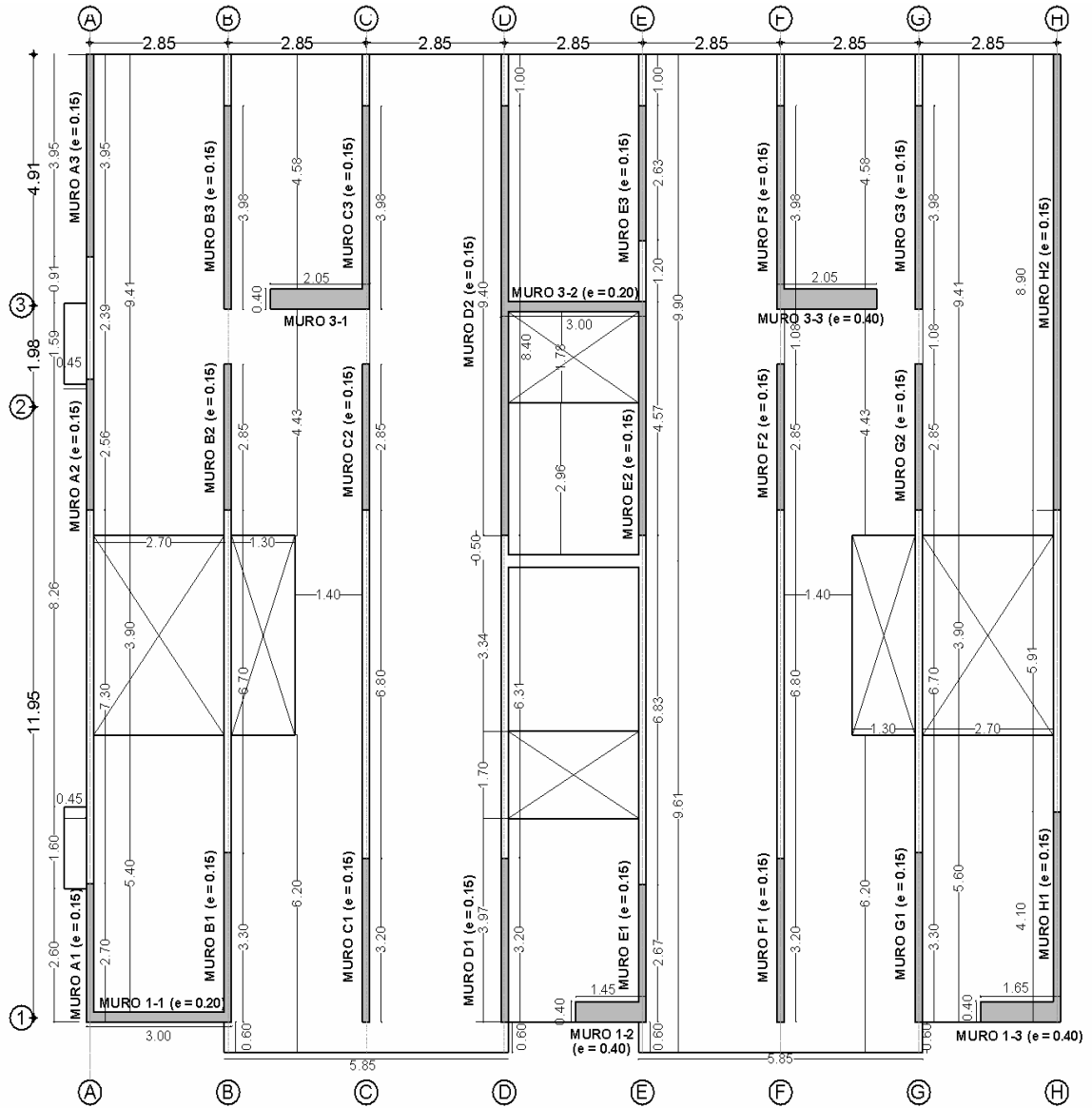
MORA, Mauricio; VILLALBA, Jesús y MALDONADO, Esperanza. Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. En: Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Julio-Diciembre, 2006. p. 59-74.

PÁEZ, Diego y HERNÁNDEZ, Javier. Metodología para el estudio de la vulnerabilidad. 2005.

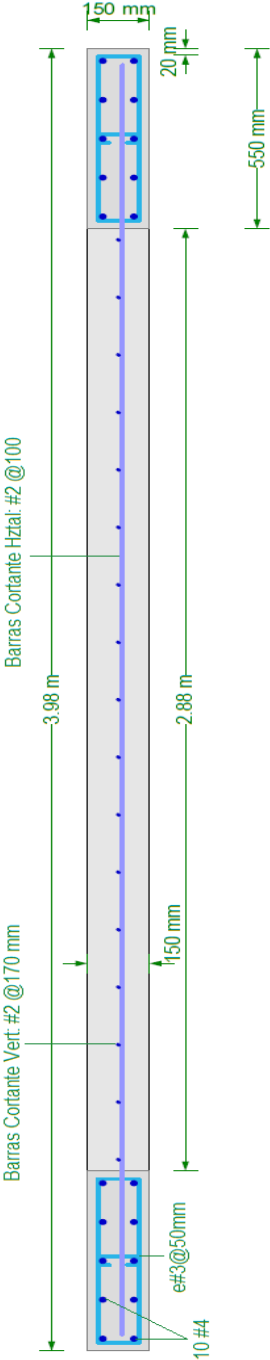
TOLEDO, Vlasev. Ingeniería sísmica basada en desempeño. Primera edición. Perú: Comunidad para la ingeniería civil, 2011. 310 p.

ANEXOS

ANEXO A. CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA



ANEXO B. DETALLE DEL REFUERZO MURO B3



ANEXO C. RESUMEN DEL REFUERZO DE LOS MUROS

ID	h [m]	lw [m]	# Capas	hz	ver	pt	pl	LEB [mm]	RL.EB	D estribo	s [mm]	#ramas //h	#ramas //lw
A1	0.15	2.5	2	N°2@170	N°2@170	0.00251	0.00274	350	2X5=10N°3	N°3	50	2	2
	0.15	2.5	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00259	350	2X3=6N°3	N°3	50	2	2
A2	0.15	2.56	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00132	360	2X3=6N°5	N°3	50	2	2
	0.15	2.56	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00132	360	2X3=6N°4	N°3	50	2	2
A3	0.15	3.95	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00127	550	2X4=8N°5	N°3	50	3	2
	0.15	3.95	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00252	550	2X3=6N°4	N°3	50	3	2
B1	0.15	3.1	2	N°2@140	N°2@170	0.00305	0.00256	430	2X5=10N°4	N°3	50	3	2
	0.15	3.1	2	N°2@170	N°2@170	0.00251	0.00256	430	2X3=6N°3	N°3	50	3	2
B2	0.15	2.85	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	400	2X4=8N°4	N°3	50	2	2
	0.15	2.85	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00256	400	2X3=6N°3	N°3	50	2	2
B3	0.15	3.98	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00126	550	2X5=10N°4	N°3	50	3	2
	0.15	3.98	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00126	550	2X3=6N°4	N°3	50	3	2
C1	0.15	3.2	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	450	2X4=8N°4	N°3	50	3	2
	0.15	3.2	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	450	2X3=6N°3	N°3	50	3	2
C2	0.15	2.85	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	400	2X4=8N°4	N°3	50	2	2
	0.15	2.85	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00256	400	2X3=6N°3	N°3	50	2	2
C3	0.15	3.98	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00252	550	2X5=10N°5	N°3	50	3	2
	0.15	3.98	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00252	550	2X3=6N°4	N°3	50	3	2
D1	0.15	3.2	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	450	2X4=8N°4	N°3	50	3	2
	0.15	3.2	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	450	2X3=6N°3	N°3	50	3	2
D2	0.15	8.4	2	N°2@170	N°2@170	0.00251	0.00251	1160	2X12=24N°6	N°3	50	5	2
	0.15	8.4	2	N°2@170	N°2@170	0.00251	0.00251	1160	2X7=14N°5	N°3	50	5	2
E1	0.15	2.67	1	N°2@70	N°2@80	0.00305	0.00258	370	2X6=12N°4	N°3	50	2	2
	0.15	2.67	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00258	370	2X3=6N°3	N°3	50	2	2
E2	0.15	4.37	2	N°2@110	N°2@170	0.00388	0.00261	610	2X5=10N°5	N°3	50	3	2
	0.15	4.37	2	N°2@140	N°2@170	0.00305	0.00261	610	2X4=8N°4	N°3	50	3	2
E3	0.15	2.63	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00125	370	2X3=6N°4	N°3	50	2	2
	0.15	2.63	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00125	370	2X3=6N°3	N°3	50	2	2
F1	0.15	3.2	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	450	2X4=8N°4	N°3	50	3	2
	0.15	3.2	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	450	2X3=6N°3	N°3	50	3	2
F2	0.15	2.85	1	N°2@90	N°2@170	0.00237	0.00122	400	2X3=6N°4	N°3	50	2	2
	0.15	2.85	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	400	2X3=6N°3	N°3	50	2	2
F3	0.15	3.98	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00252	550	2X5=10N°5	N°3	50	3	2
	0.15	3.98	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00252	550	2X4=8N°3	N°3	50	3	2
G1	0.15	3.3	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00126	460	2X4=8N°4	N°3	50	3	2
	0.15	3.3	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00126	460	2X3=6N°3	N°3	50	3	2
G2	0.15	2.85	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	400	2X3=6N°4	N°3	50	2	2
	0.15	2.85	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00122	400	2X3=6N°3	N°3	50	2	2
G3	0.15	3.98	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00126	550	2X4=8N°5	N°3	50	3	2
	0.15	3.98	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00126	550	2X4=8N°3	N°3	50	3	2
H1	0.15	3.7	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00254	520	2X5=10N°4	N°3	50	3	2
	0.15	3.7	1	N°2@100	N°2@170	0.00213	0.00123	520	2X4=8N°3	N°3	50	3	2
H2	0.15	8.9	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00252	1230	2X13=26N°5	N°3	50	6	2
	0.15	8.9	1	N°2@80	N°2@80	0.00267	0.00252	1230	2X10=20N°4	N°3	50	6	2
1-1	0.2	3	2	N°2@60	N°2@120	0.00533	0.00253	420	2X6=12N°6	N°3	67	3	2
1-1	0.2	3	2	N°2@100	N°2@120	0.00320	0.00253	420	2X5=10N°4	N°3	67	3	2
1-2	0.4	1.3	2	N°2@60	N°2@60	0.00267	0.00320	300	2X4=8N°6	N°4	133	2	2
1-2	0.4	1.3	2	N°2@80	N°2@130	0.00200	0.00160	300	2X3=6N°4	N°4	133	2	2
1-3	0.4	1.5	2	N°2@60	N°2@60	0.00267	0.00280	300	2X5=10N°6	N°4	133	2	2
1-3	0.4	1.5	2	N°2@80	N°2@130	0.00200	0.00120	300	2X3=6N°4	N°4	133	2	2
3-1	0.4	1.9	2	N°2@60	N°2@60	0.00267	0.00260	300	2X4=8N°8	N°4	133	2	2
3-1	0.4	1.9	2	N°2@60	N°2@60	0.00267	0.00260	300	2X3=6N°5	N°4	133	2	2
3-2	0.2	2.85	2	N°2@30	N°2@60	0.00533	0.00256	400	2X5=10N°8	N°4	133	2	2
3-2	0.2	2.85	2	N°2@30	N°2@60	0.00267	0.00260	400	2X4=8N°5	N°4	133	2	2
3-3	0.4	1.9	2	N°2@60	N°2@60	0.00267	0.00260	300	2X4=8N°8	N°4	133	2	2
3-3	0.4	1.9	2	N°2@60	N°2@60	0.00267	0.00260	300	2X3=6N°5	N°4	133	2	2

ANEXO D. ÍNDICES DE SOBRESFUERZO

ID	f _c [Mpa]	TENSIÓN DE COMPRESIÓN [kN]			Índice de Sobreesfuerzo $P_{act}/P_{n.efec}$	TENSIÓN DE CORTANTE [kN]			Índice de Sobreesfuerzo $V_{act}/V_{n.efec}$	Índice de Sobreesfuerzo máximo
		P _{act}	P _n	P _{n.efec}		V _{act}	V _n	V _{n.efec}		
A1	28	4266.934	4819.943	4819.943	0.885	361.260	605.870	605.870	0.596	0.885
	21	1519.290	3614.958	3614.958	0.420	268.130	569.711	569.711	0.471	0.471
A2	28	1166.770	4935.622	4935.622	0.236	121.900	347.275	347.275	0.351	0.351
	21	703.383	3701.716	3701.716	0.190	59.440	86.403	86.403	0.688	0.688
A3	28	1459.300	7615.510	7615.510	0.192	256.930	562.458	562.458	0.457	0.457
	21	885.220	5711.633	5711.633	0.155	180.670	606.940	606.940	0.298	0.298
B1	28	4866.570	5976.730	5976.730	0.814	597.250	810.795	810.795	0.737	0.814
	21	1668.290	4482.547	4482.547	0.372	466.520	681.934	681.934	0.684	0.684
B2	28	2229.940	5494.735	5494.735	0.406	165.730	311.231	311.231	0.532	0.532
	21	1360.140	4121.052	4121.052	0.330	182.140	383.040	383.040	0.476	0.476
B3	28	2689.386	7673.350	7673.350	0.350	249.727	482.985	482.985	0.517	0.517
	21	1605.200	5755.012	5755.012	0.279	212.820	513.560	513.560	0.414	0.414
C1	28	2519.560	6169.527	6169.527	0.408	192.540	345.451	345.451	0.557	0.557
	21	1545.840	4627.146	4627.146	0.334	144.250	344.064	344.064	0.419	0.419
C2	28	2405.300	5494.735	5494.735	0.438	181.460	274.073	274.073	0.662	0.662
	21	1414.620	4121.052	4121.052	0.343	180.180	309.678	309.678	0.582	0.582
C3	28	4113.340	7673.350	7673.350	0.536	453.180	964.540	964.540	0.470	0.536
	21	1609.350	5755.012	5755.012	0.280	329.760	906.980	906.980	0.364	0.364
D1	28	2405.300	5494.735	5494.735	0.438	181.460	274.073	274.073	0.662	0.662
	21	1414.620	4121.052	4121.052	0.343	180.180	309.678	309.678	0.582	0.582
D2	28	9244.740	16195.010	16195.010	0.571	1326.110	1969.302	1969.302	0.673	0.673
	21	4304.640	12146.257	12146.257	0.354	1137.260	1847.821	1847.821	0.615	0.615
E1	28	2529.960	5147.699	5147.699	0.491	241.260	361.877	361.877	0.667	0.667
	21	1510.820	3860.775	3860.775	0.391	163.900	298.241	298.241	0.550	0.550
E2	28	7114.730	8425.261	8425.261	0.844	960.980	1326.022	1326.022	0.725	0.844
	21	2878.740	6318.946	6318.946	0.456	803.860	1079.759	1079.759	0.744	0.744
E3	28	1984.200	5070.580	5070.580	0.391	117.140	289.468	289.468	0.405	0.405
	21	1210.500	3802.935	3802.935	0.318	71.330	292.400	292.400	0.244	0.318
F1	28	2657.320	6169.527	6169.527	0.431	188.030	299.045	299.045	0.629	0.629
	21	1532.280	4627.146	4627.146	0.331	140.020	255.992	255.992	0.547	0.547
F2	28	2270.550	5494.735	5494.735	0.413	171.340	241.326	241.326	0.710	0.710
	21	1321.770	4121.052	4121.052	0.321	161.950	242.263	242.263	0.668	0.668
F3	28	5362.260	7673.350	7673.350	0.699	415.190	964.540	964.540	0.430	0.699
	21	1325.140	5755.012	5755.012	0.230	270.190	686.156	686.156	0.394	0.394

ID	f'c [Mpa]	TENSIÓN DE COMPRESIÓN [kN]			Índice de Sobreesfuerzo $P_{act}/P_{n.efec}$	TENSIÓN DE CORTANTE [kN]			Índice de Sobreesfuerzo $V_{act}/V_{n.efec}$	Índice de Sobreesfuerzo máximo
		P _{act}	P _n	P _{n.efec}		V _{act}	V _n	V _{n.efec}		
G1	28	1674.460	6362.325	6362.325	0.263	188.400	420.682	420.682	0.448	0.448
	21	1295.850	4771.744	4771.744	0.272	128.700	384.505	384.505	0.335	0.335
G2	28	1987.560	5494.735	5494.735	0.362	146.170	306.061	306.061	0.478	0.478
	21	1200.190	4121.052	4121.052	0.291	128.640	294.840	294.840	0.436	0.436
G3	28	2743.810	7673.350	7673.350	0.358	222.320	449.300	449.300	0.495	0.495
	21	1621.400	5755.012	5755.012	0.282	153.020	475.943	475.943	0.322	0.322
H1	28	2847.230	7133.516	7133.516	0.399	274.840	433.357	433.357	0.634	0.634
	21	1115.090	5350.137	5350.137	0.208	202.470	568.277	568.277	0.356	0.356
H2	28	2326.480	17158.998	17158.998	0.136	943.640	1619.814	1619.814	0.583	0.583
	21	1753.260	12869.249	12869.249	0.136	786.390	1843.498	1843.498	0.427	0.427
1-1	28	2914.340	8380.449	8380.449	0.348	1076.400	1506.987	1506.987	0.714	0.714
	21	1303.070	6285.337	6285.337	0.207	722.620	1019.058	1019.058	0.709	0.709
1-2	28	2306.440	7821.764	7821.764	0.295	343.910	840.135	840.135	0.409	0.409
	21	1069.590	5866.323	5866.323	0.182	115.770	461.392	461.392	0.251	0.251
1-3	28	2177.420	9025.112	9025.112	0.241	434.970	969.387	969.387	0.449	0.449
	21	1042.510	6768.834	6768.834	0.154	145.920	558.943	558.943	0.261	0.261
3-1	28	3547.810	11431.809	11431.809	0.310	749.710	1227.890	1227.890	0.611	0.611
	21	1493.750	8573.857	8573.857	0.174	357.840	1154.615	1154.615	0.310	0.310
3-2	28	2752.550	7961.427	7961.427	0.346	1374.380	1858.617	1858.617	0.739	0.739
	21	1042.510	5971.070	5971.070	0.175	145.920	558.943	558.943	0.261	0.261
3-3	28	3396.350	11431.809	11431.809	0.297	744.280	1227.890	1227.890	0.606	0.606
	21	1426.900	8573.857	8573.857	0.166	357.140	1154.615	1154.615	0.309	0.309

ANEXO E. CASOS DE CARGA PUSHOVER EN ETABS

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kN	Fy kN	Mz kN-m
Nivel 10	D1	2414.7	0	0
Nivel 9	D1	3489.1	0	0
Nivel 8	D1	3101.5	0	0
Nivel 7	D1	2713.8	0	0
Nivel 6	D1	2326.1	0	0
Nivel 5	D1	1938.4	0	0
Nivel 4	D1	1550.7	0	0
Nivel 3	D1	1163	0	0
Nivel 2	D1	775.4	0	0
Nivel 1	D1	387.7	0	0

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Buttons: Sort Rows, Add Row, Delete Row(s), OK, Cancel

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kN	Fy kN	Mz kN-m
Nivel 10	D1	0	2998.2	0
Nivel 9	D1	0	4317.9	0
Nivel 8	D1	0	3838.1	0
Nivel 7	D1	0	3358.4	0
Nivel 6	D1	0	2878.6	0
Nivel 5	D1	0	2398.8	0
Nivel 4	D1	0	1919.1	0
Nivel 3	D1	0	1419.3	0
Nivel 2	D1	0	959.5	0
Nivel 1	D1	0	479.8	0

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Buttons: Sort Rows, Add Row, Delete Row(s), OK, Cancel

ANEXO F. DIVISIÓN DE MUROS DE ACUERDO A LAS LONGITUDES DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

