

Entrega N°3

Diseño de Albañilería Estructural

Grupo: N°2
Integrantes: Mauricio Leal V.
Pablo Pizarro R.
Ignacio Yáñez G.
Profesor: Thomas Sturm M.
Auxiliar: Felipe Andrade T.
Ayudantes: Fernando Albornoz
Matías J. Veliz Bartels

Fecha de entrega: 28 de Diciembre de 2018

Índice de Contenidos

1. Introducción	1
2. Definición del modelo	3
2.1. Antecedentes análisis sísmico	3
2.1.1. Zona sísmica	3
2.1.2. Espectro de diseño	3
2.1.3. Clasificación suelo y descripción de características generales	4
2.1.4. Clasificación tipo de estructuración	4
2.2. Definición sistema estructural en ETABS	5
2.2.1. Definición de materiales	5
2.2.2. Definición de secciones	6
2.2.3. Definición de la grilla	7
2.2.4. Definición de muros y cadena	8
2.2.5. Sistema de apoyos	8
2.2.6. Definición de cargas	9
2.2.7. Combinaciones de cargas	12
2.2.8. Análisis modal espectral	13
2.2.9. Definición de piers y geometrías	13
3. Metodología de cálculo	16
3.1. Diseño de muros al corte	16
3.2. Verificación de muros a esfuerzo axial	17
3.3. Verificación de muros a flexo-compresión	17
4. Resultados	22
4.1. Análisis modal espectral	22
4.1.1. Cálculo factor corrección R^*	22
4.1.2. Resultados valores por dirección x/y	23
4.1.3. Periodos y participación de masas	24
4.1.4. Cortes basales	25
4.2. Verificación muros a corte	26
4.3. Verificación muros a esfuerzo axial a compresión	29
4.4. Verificación muros a flexo.compresión	30
4.5. Verificación deformaciones máximas	46
5. Conclusiones	48

Lista de Figuras

1.	Ubicación de la ciudad de Illapel.	1
2.	Plano tipo de la casa.	2
3.	Zona sísmica ciudad de Illapel, Figura 4.1 norma NCh 433.	3
4.	Espectro de diseño, según NCh433.	3
5.	Propiedades material ladrillos de albañilería cerámica generados en ETABS.	5
6.	Definición del hormigón.	5
7.	Definición del muro en ETABS.	6
8.	Definición de las vigas en ETABS.	6
9.	Definición de la grilla.	7
10.	Story data.	7
11.	Definición de la estructura en ETABS.	8
12.	Definición de apoyos simples en la estructura.	8
13.	Definición de sobrecarga en ETABS.	9
14.	Dimensiones generales y forma de las cerchas de madera en milímetros.	9
15.	Armadura presente en los tímpanos.	11
16.	Definición combinación de carga ASD en ETABS.	12
17.	Definición análisis modal en ETABS.	13
18.	Fuente de masa en ETABS.	13
19.	Definición de piers en planta.	14
20.	Definición de piers en elevaciones.	14
21.	Curva teórica de flexocompresión para un muro de albañilería armada.	18
22.	Factores del espectro en ETABS.	22
23.	Espectro elástico y reducido	23
24.	Verificación flexo-compresión geometría 1, muros M1Y, M3Y, M4Y, M5Y, M6Y y M8Y.	30
25.	Verificación flexo-compresión geometría 2, muros M2Y y M7Y.	31
26.	Verificación flexo-compresión geometría 3, muros M1X y M13X.	32
27.	Verificación flexo-compresión geometría 4, muros M2X y M14X.	33
28.	Verificación flexo-compresión geometría 5, muros M3X, M6X y M15X.	34
29.	Verificación flexo-compresión geometría 6, muros M4X y M16X.	35
30.	Verificación flexo-compresión geometría 7, muro M5X.	36
31.	Verificación flexo-compresión geometría 8, muro M7X.	37
32.	Verificación flexo-compresión geometría 9, muros M8X y M21X.	38
33.	Verificación flexo-compresión geometría 10, muro M9X.	39
34.	Verificación flexo-compresión geometría 11, muro M10X.	40
35.	Verificación flexo-compresión geometría 12, muro M11X.	41
36.	Verificación flexo-compresión geometría 13, muro M12X.	42
37.	Verificación flexo-compresión geometría 14, muro M17X.	43
38.	Verificación flexo-compresión geometría 15, muro M18X.	44
39.	Verificación flexo-compresión geometría 16, muro 20X.	45
40.	Desplazamiento nodos de la estructura a nivel de techo.	46
41.	Detalle desplazamientos, escala logarítmica.	46
42.	Drift de nodos de la estructura.	47
43.	Detalle de drifts en escala logarítmica	47

Lista de Tablas

1.	Valor de la aceleración efectiva A_o , Tabla 6.2 NCh433.	3
2.	Parámetros que dependen del tipo de suelo.	4
3.	Parámetros diseño sísmico tipo de estructuración.	4
4.	Propiedades de la vigas de madera a utilizar.	10
5.	Características costaneras de techo.	10
6.	Cargas puntuales en la estructura.	10
7.	Propiedades de la albañilería del tímpano.	10
8.	Propiedades de la cadena del tímpano.	11
9.	Carga distribuida generada por el tímpano y costaneras.	11
10.	Solicitaciones a aplicar al modelo.	11
11.	Definición de geometrías.	15
12.	Propiedades de materiales.	18
13.	Corte mínimo y máximo limitados por la norma NCh433.	22
14.	Cálculo factor de mayoración/minoración según el corte obtenido.	22
15.	Factores de corrección R^*	22
16.	Valores por dirección X del sismo.	23
17.	Valores por dirección Y del sismo.	23
18.	Períodos y participación de masas.	24
19.	Cortes basales.	25
20.	Resistencia admisible a esfuerzos de corte.	26
21.	Esfuerzos solicitantes por pier.	26
22.	Resistencias y cuantías por pier.	27
23.	Características albañilería y escalerillas.	28
24.	Disposición de armaduras horizontales.	28
25.	Verificación muros a esfuerzo axial.	29

1. Introducción

En el presente informe, correspondiente a la tercera entrega del curso de diseño de albañilería estructural, se presentará la metodología y resultados del diseño de muros de una casa de un piso, ubicada en Illapel, Región de Coquimbo, sobre un suelo de tipo D, conformada por muros de albañilería armada.



Figura 1: Ubicación de la ciudad de Illapel.

El diseño de muros comprende en la modelación de la estructura con el software ETABS para obtener los esfuerzos, los cuales serán comparados con los respectivos diagramas de resistencia al corte, compresión y momento. Se dice que el diseño es satisfactorio cuando todas las solicitaciones están dentro de la resistencia de cada muro y se ha logrado un diseño óptimo, ello es, que la resistencia no es excesivamente superior a la demanda.

El diseño se realiza según la norma de diseño sísmico NCh 433 Of. 96 Mod.2012 y la norma de albañilería armada NCh 1928.Of93 Mod.2003. La geometría y estructuración fueron realizadas en la entrega N°2 del curso, correspondiente a los plantos en planta y elevación de cada muro, por tanto en esta entrega se verificará que dicha estructuración resiste las demandas sísmicas y de sobrecarga de la estructura. Con el fin de simplificar el análisis se definieron geometrías, ello es, grupos de muros que poseen iguales dimensiones y refuerzos, resultando en un total de 16 geometrías para los 28 muros que posee la estructura.

A modo de obtener los esfuerzos, se realizó un análisis modal espectral utilizando ETABS, definiendo una etiqueta *pier* para determinar el máximo momento, esfuerzo axial y corte en cada uno de los ejes locales de cada muro. Dichos esfuerzos fueron comparados con la resistencia al corte y a la flexo-compresión, utilizando para ello las metodologías de cálculo vistas en cátedra. Por último se verifican las deformaciones de cada muro.

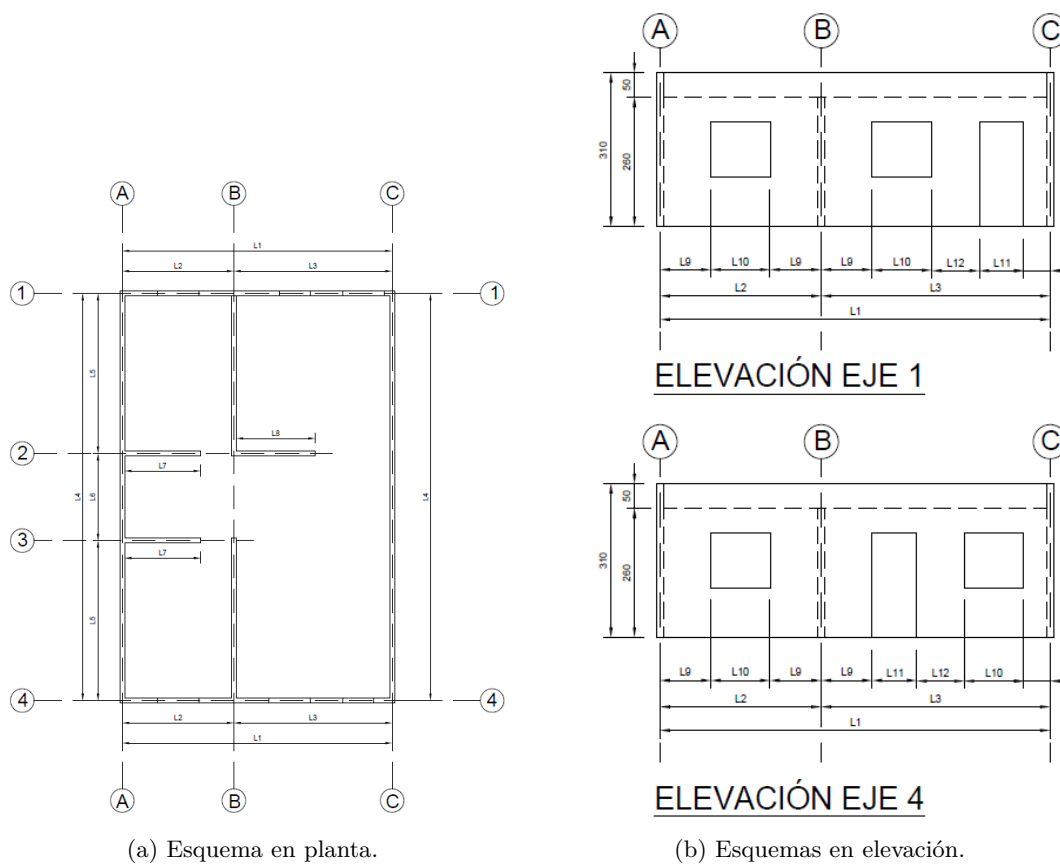


Figura 2: Plano tipo de la casa.

2. Definición del modelo

2.1. Antecedentes análisis sísmico

2.1.1. Zona sísmica

La estructura se encuentra en la ciudad de Illapel, declarada como zona sísmica tipo 3 según la norma Chilena NCh 433 Of 1996:2012 (Figura 3).

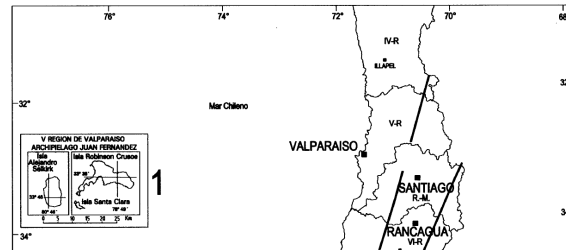


Figura 3: Zona sísmica ciudad de Illapel, Figura 4.1 norma NCh 433.

Tabla 1: Valor de la aceleración efectiva A_o , Tabla 6.2 NCh433.

Zona sísmica	A_o
1	0.20g
2	0.30g
3	0.40g

Luego, según la tabla 1 la aceleración efectiva del sitio corresponde a $A_o = 0.4g = 3.2 \frac{m}{s^2}$.

2.1.2. Espectro de diseño

El espectro de diseño elástico se obtuvo según punto 6.3.5 de NCh433. Una vez se calcule el periodo predominante en los ejes x e y se puede calcular el espectro elástico reducido por ductilidad.

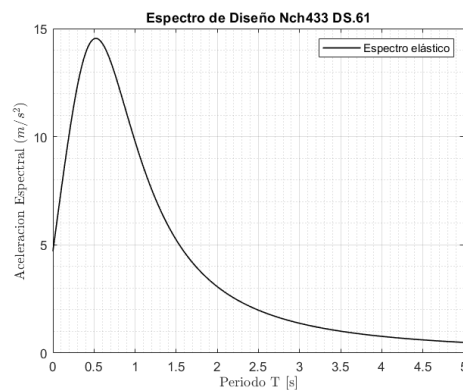


Figura 4: Espectro de diseño, según NCh433.

2.1.3. Clasificación suelo y descripción de características generales

El tipo de suelo de la estructura está clasificado como tipo D. Según la norma NCh 433 el suelo posee los siguientes parámetros:

Tabla 2: Parámetros que dependen del tipo de suelo.

Parámetro	Valor
S	1.20
$T_o(s)$	0.75
$T'(s)$	0.85
n	1.80
p	1.0

2.1.4. Clasificación tipo de estructuración

El tipo de estructuración es del tipo muro de albañilería armada. En este sentido el muro tiene la función de transmitir cargas tipo gravitacionales (compresión) a las fundaciones y resistir cargas cortantes, tracciones y compresiones por flexión en caso de un sismo.

De acuerdo a lo estipulado en la norma NCh433 tablas 5.1 y 6.1 se tienen los siguientes parámetros de modificación de acuerdo al tipo de estructuración, en donde R y R_o corresponden a factores de reducción e I es el nivel de importancia de la estructura.

Tabla 3: Parámetros diseño sísmico tipo de estructuración.

Parámetro	Valor
R	4
R_o	4
I	1

2.2. Definición sistema estructural en ETABS

2.2.1. Definición de materiales

Se definieron dos materiales en el modelo ETABS, uno correspondiente al tipo *Masonry* (Ladrillo) y otro para las cadenas de hormigón. El ladrillo escogido para el diseño de la estructura corresponde al ladrillo cerámico “Santiago 9E”, éste fue diseñado considerando una resistencia a compresión igual a $0.25f'm$, con un módulo de rigidez de $1000f'm$ y un módulo de corte igual a $0.3f'm$, en donde $f'm = 150 \frac{kgf}{cm^2}$. La figura 5 ilustra la definición del material de LADRILLO en ETABS.

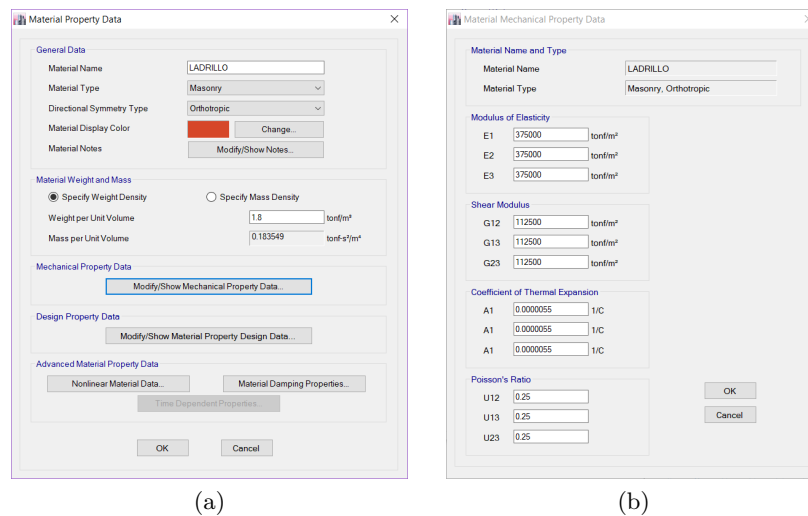


Figura 5: Propiedades material ladrillos de albañilería cerámica generados en ETABS.

Para el hormigón se definió un material del tipo *Concrete* con una resistencia a la compresión $f'c$ de 20MPa, con un módulo elástico de $4700\sqrt{f'c}$. La figura ilustra la definición del material de hormigón, G20 (10) en ETABS.

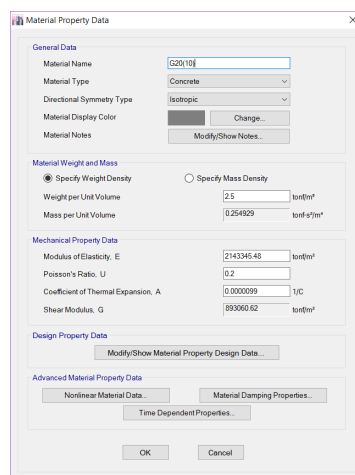


Figura 6: Definición del hormigón.

2.2.2. Definición de secciones

Se definieron dos tipos distintas de secciones, un muro, correspondiente al tipo *shell-thin*, y una viga de hormigón. El muro posee un ancho de 14cm, igual al ancho de los ladrillos utilizados, y de material base LADRILLO.

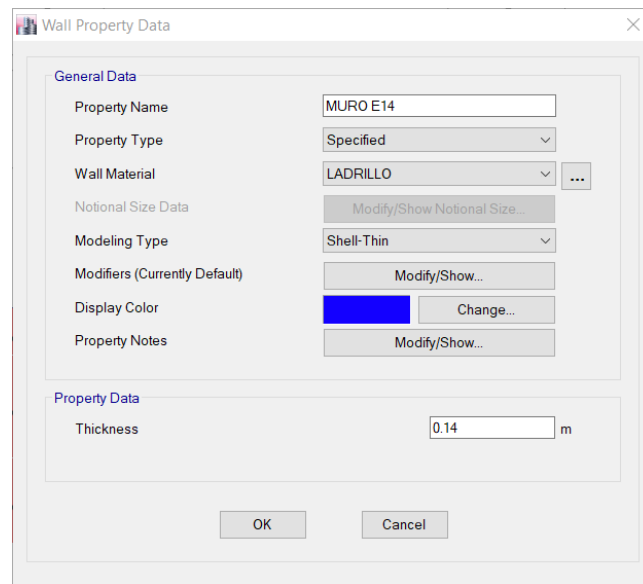


Figura 7: Definición del muro en ETABS.

Para el caso de la viga de hormigón se definió un elemento tipo *frame* de 52 centímetros de alto, y ancho igual al ancho del muro, 14cm.

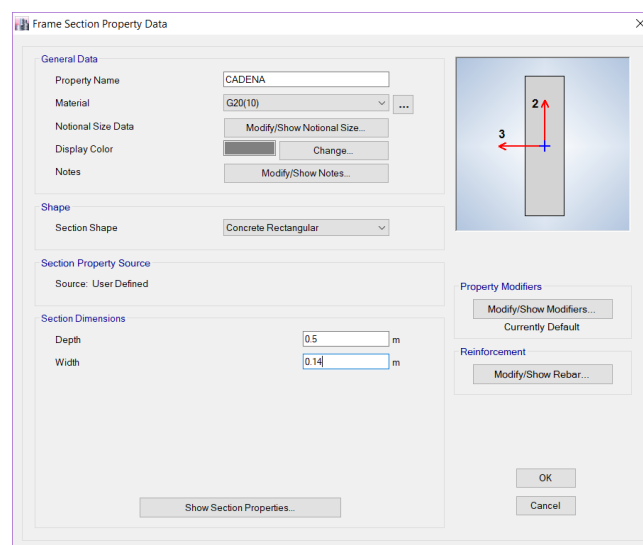


Figura 8: Definición de las vigas en ETABS.

2.2.3. Definición de la grilla

A modo de establecer el emplazamiento de los muros en la estructura se definió la grilla en ETABS representada en la figura 9, las dimensiones de los ejes de referencia se obtuvieron a partir de la caracterización geométrica de la estructura, trabajo realizado en la entrega N°2 del curso.

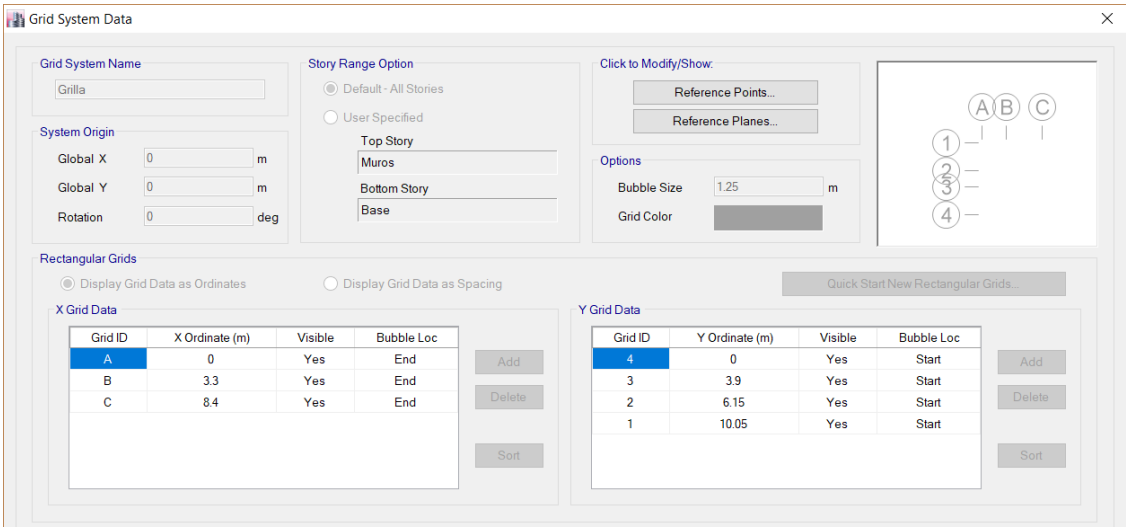


Figura 9: Definición de la grilla.

Story Data								
	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	Muros	2.6	2.6	Yes	None	No	0	
	Base		0					

Figura 10: Story data.

2.2.4. Definición de muros y cadena

Las características geométricas de los muros fueron definidas a partir de los planos de la casa diseñados en la segunda entrega del curso. En ETABS se crearon los muros a partir del plano en planta de la estructura (elementos tipo *wall*), las extrusiones se generaron a partir de la definición de planos de referencia.

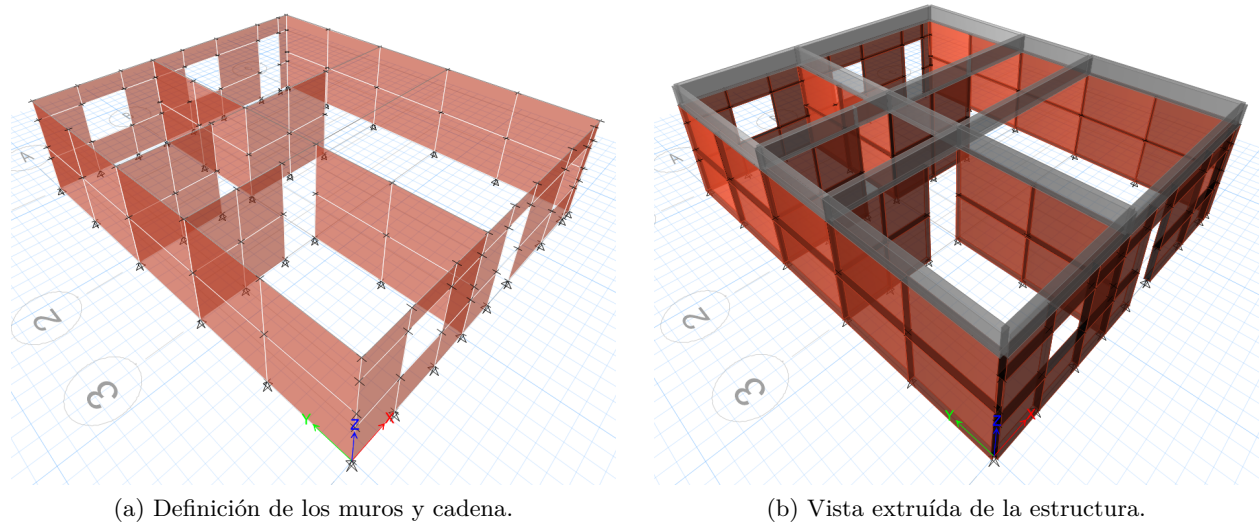


Figura 11: Definición de la estructura en ETABS.

Con el propósito de mejorar la precisión de los resultados con el software se realizó un *mesh* de los muros con tal de lograr elementos cuadrados, mejorando así el nivel de detalle de la estructura a nivel de elementos finitos.

2.2.5. Sistema de apoyos

Los apoyos de la estructura fueron definidos utilizando apoyos simples, para ello, tras seleccionar todos los *restraints* de la estructura se seleccionó la opción mostrada en la Figura 12.

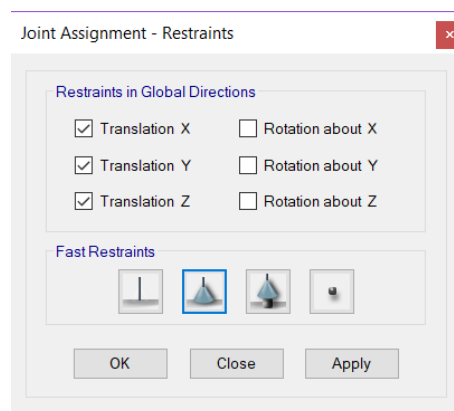


Figura 12: Definición de apoyos simples en la estructura.

2.2.6. Definición de cargas

Hay dos tipos de cargas que se definen en el modelo en ETABS, una carga distribuida uniforme que corresponde al peso del tímpano, y otras cargas puntuales que corresponden a la descarga de cerchas de madera en la cadena que conforman la estructura de techo del edificio.

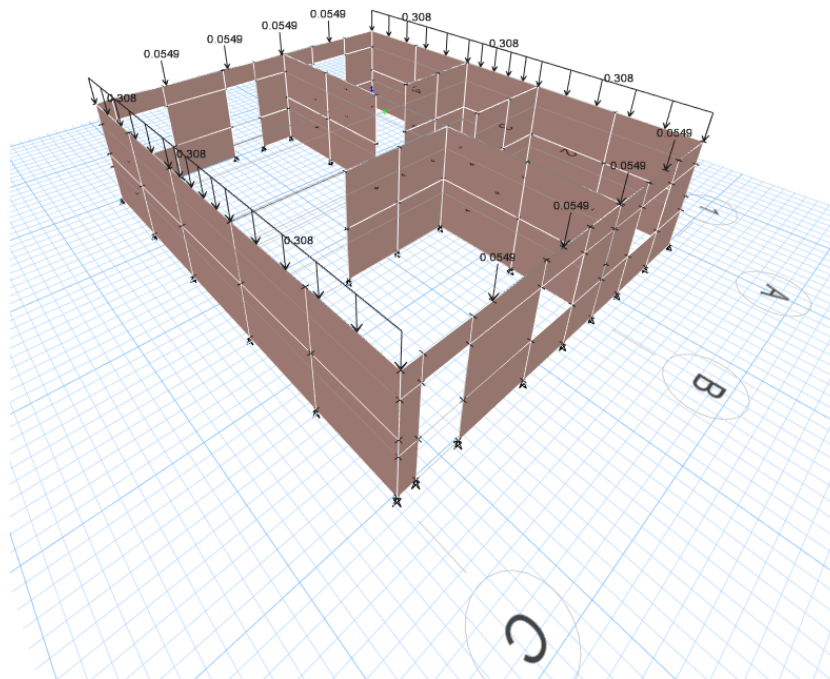


Figura 13: Definición de sobrecarga en ETABS.

Como se puede apreciar en la figura anterior, los tímpanos, modelados como cargas distribuidas uniformes se ubican a lo largo de los ejes A y C, mientras que las cerchas de techo descargan a lo largo de los ejes 1 y 4 de la figura.

■ Cercha de madera

Se dispondrán 4 cerchas de madera apoyadas en los ejes 1 y 4 con la siguiente configuración:

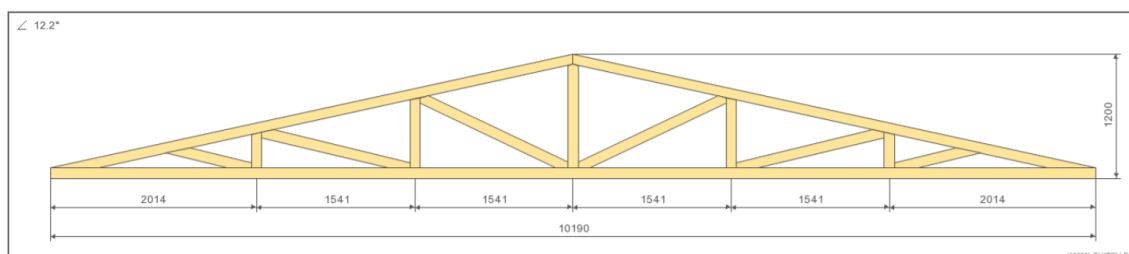


Figura 14: Dimensiones generales y forma de las cerchas de madera en milímetros.

Las propiedades de la madera a utilizar vienen dadas por:

Tabla 4: Propiedades de la vigas de madera a utilizar.

$\rho_{madera} \text{ (kgf/m}^3\text{)}$	550
$b_{viga} \text{ (mm)}$	100
$t_{viga} \text{ (mm)}$	50
Volumen total de cercha (m^3)	0,157

De acuerdo a la forma de las cerchas, es necesaria la colocación de cinco costaneras de techo, las cuales tributarán tanto a las cerchas como a los tímpanos.

Tabla 5: Características costaneras de techo.

N° costaneras	5
Largo costaneras (m)	8.54
Volumen total costaneras (m^3)	0.0427

En base a la información definida, se producen las cargas puntuales producto de las cerchas y de las costaneras. Cabe destacar que las costaneras generan cargas puntuales que llegan tanto a los apoyos de las cercha como a los de los tímpanos.

Tabla 6: Cargas puntuales en la estructura.

$P_{cercha} \text{ (kgf)}$	43.175
$P_{cost.int} \text{ (kgf)}$	11.743
$P_{cost.timp} \text{ (kgf)}$	5.871

■ Tímpanos

Los dos tímpanos que posee la estructura ubicados a lo largo de los ejes A y C se modelan como cargas distribuidas uniformes para mayor simplicidad. De todas formas este diseño es conservador puesto que se considera el peso del tímpano por unidad de largo en su punto más alto, es decir en el centro. Considerando las siguientes características del tímpano:

Tabla 7: Propiedades de la albañilería del tímpano.

$\rho_{alb} \text{ (tonf/m}^3\text{)}$	1.8
$t \text{ (m)}$	0.14
$h_{timp} \text{ (m)}$	1.04
$L_{tim} \text{ (m)}$	10

Tabla 8: Propiedades de la cadena del tímpano.

ρ_{cad} ($tonf/m^3$)	2.5
t (m)	0.14
h_{cad} (m)	0.12
L_{cad} (m)	10.49

La carga distribuida producto del peso del tímpano (albañilería y cadena) junto con las cargas puntuales recibidas por las costaneras viene dada por:

Tabla 9: Carga distribuida generada por el tímpano y costaneras.

$Q_{timp} \text{ (kgf/m)}$	262.08
$Q_{cad} \text{ (kgf/m)}$	42.0
$Q_{total} \text{ (kgf/m)}$	307.02

Es necesario destacar que los tímpanos definidos se estructuran con la armadura mínima, esto se ve reflejado a continuación:

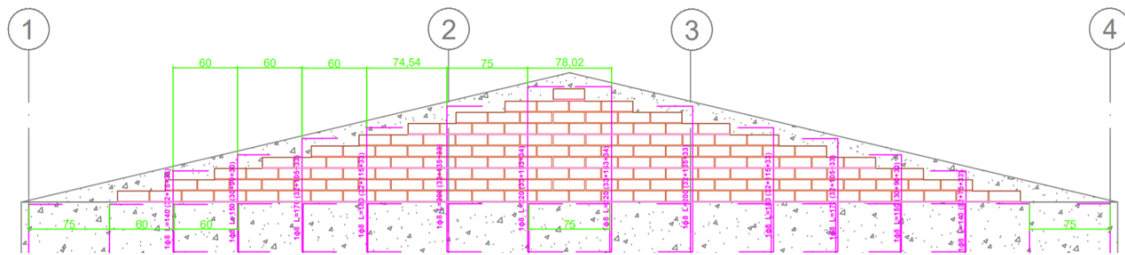


Figura 15: Armadura presente en los tímpanos.

En resumen, las cargas a aplicar al modelo ETABS corresponden a:

Tabla 10: Solicitaciones a aplicar al modelo.

$P_{tot. \ cercha} \ (tonf)$	0.0549
$Q_{total} \ (tonf/m)$	0.308

2.2.7. Combinaciones de cargas

Los elementos estructurales serán diseñados para aquella combinación de cargas que genere la condición más desfavorable, en cuanto a su resistencia límite requerida. Los estados de carga serán modificados por factores de mayoración o minoración, si corresponde, de acuerdo a la combinación general de cargas indicada en la norma NCh3171. Se tendrán dos casos:

- Para la albañilería se considerará lo indicado en el apartado 9.2.1, de combinaciones de cargas nominales que se usan en el método de tensiones admisibles (ASD), en que las combinaciones a utilizar serán:

$$C1 = PP$$

$$C2 = PP + SC$$

$$C3.1 = PP + SC \pm E_x$$

$$C3.2 = PP + SC \pm E_y$$

$$C4.1 = PP \pm E_x$$

$$C4.2 = PP \pm E_y$$

- Para el hormigón armado se considerará lo indicado en el apartado 9.1.1. de combinaciones básicas, según el método de los estados límite (LRFD), en que las combinaciones a utilizar serán:

$$C1 = 1,4PP$$

$$C2 = 1,2PP + 1,6SC$$

$$C3.1 = 1,2PP + SC \pm 1,4E_x$$

$$C3.2 = 1,2PP + SC \pm 1,4E_y$$

$$C4.1 = 0,9PP \pm 1,4E_x$$

$$C4.2 = 0,9PP \pm 1,4E_y$$

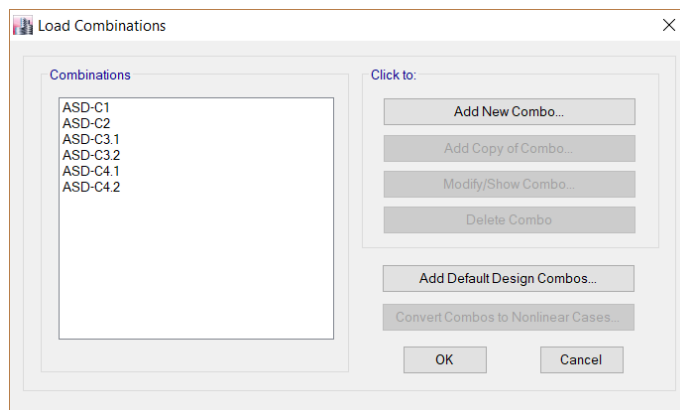


Figura 16: Definición combinación de carga ASD en ETABS.

2.2.8. Análisis modal espectral

A modo de estudiar la respuesta modal espectral de la estructura se definió un análisis del tipo *Eigen*, con 100 modos de estudio¹. Para el peso sísmico se definió un total del 100 % del peso propio y un 25 % de la sobrecarga, tal como se ilustra en la Figura .

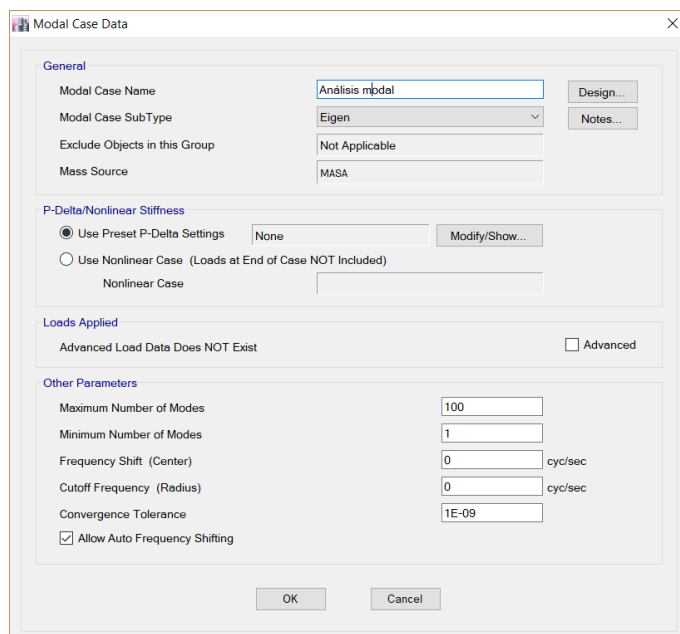


Figura 17: Definición análisis modal en ETABS.

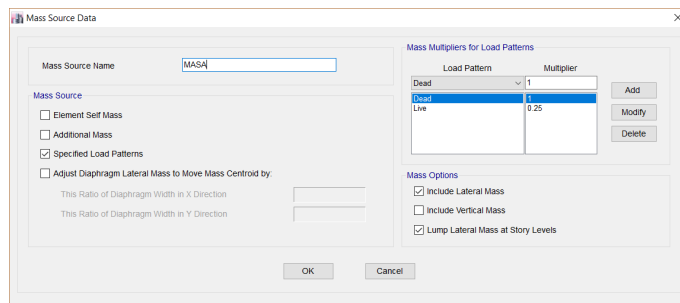


Figura 18: Fuente de masa en ETABS.

2.2.9. Definición de piers y geometrías

A cada uno de los muros se le asignó un *pier* (etiqueta de muro) distinto en función de su tipo, considerando para ello geometría y condiciones de apoyo. Esto se realizó para estudiar los esfuerzos máximos (axial, momento, corte) en cada configuración de muro.

¹ A pesar de que tan solo se requieren 24 para el estudio íntegro de la estructura.

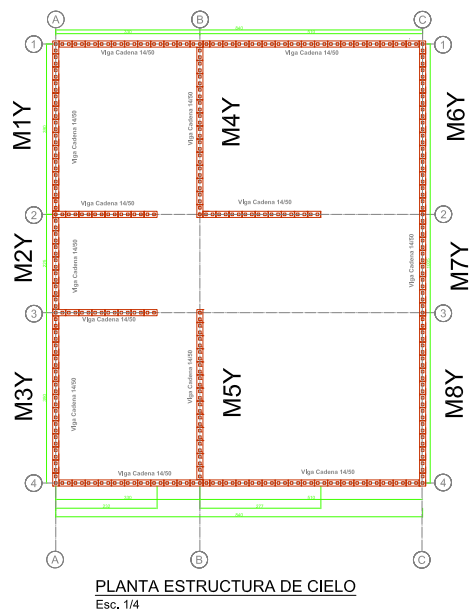
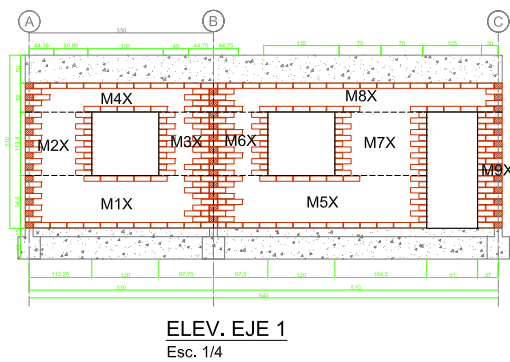
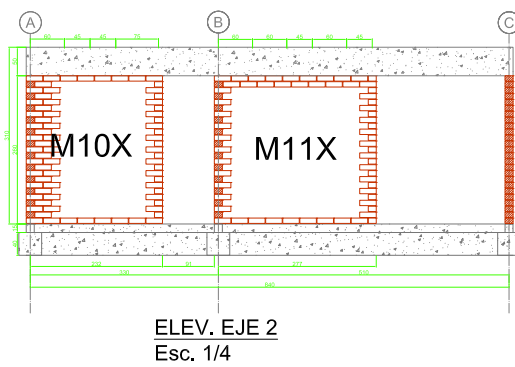


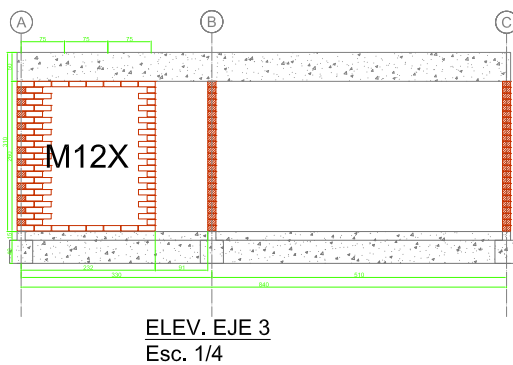
Figura 19: Definición de piers en planta.



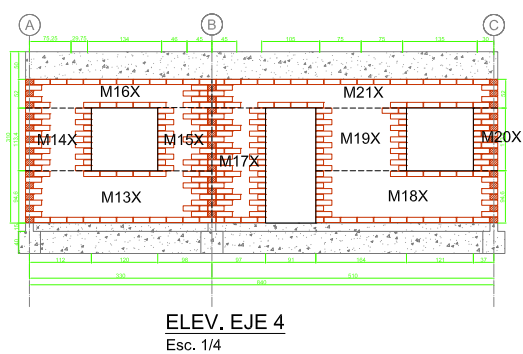
(a) Elevación 1.



(b) Elevación 2.



(c) Elevación 3.



(d) Elevación 4.

Figura 20: Definición de piers en elevaciones.

A modo de simplificar los resultados se agruparon piers en geometrías de iguales propiedades, tales como el ancho, el largo, las condiciones de apoyo y los diámetros de las barras de armadura de punta.

Tabla 11: Definición de geometrías.

Geometría	Piers	Alto (cm)	Largo (cm)	ϕ (mm)
1	M1Y, M3Y, M4Y, M5Y, M6Y, M8Y	260	390	12
2	M2Y, M7Y	260	225	12
3	M1X, M13X	94.6	330	12
4	M2X, M14X	113.4	112	10
5	M3X, M6X, M15X	113.4	98	10
6	M4X, M16X	52	330	12
7	M5X	94.6	382	12
8	M7X	113.4	164	10
9	M8X, M21X	52	510	12
10	M9X	208	37	12
11	M10X	260	232	12
12	M11X	260	277	12
13	M12X	260	232	12
14	M17X	208	97	12
15	M18X	94.6	322	12
16	M20X	113.4	37	10

3. Metodología de cálculo

3.1. Diseño de muros al corte

Para el diseño de muros al corte deben analizarse dos casos según la normativa, primero cuando el muro de albañilería resiste todo el esfuerzo de corte, y cuando la armadura está diseñada para resistir todo el corte.

- En primer lugar, sin considerar armadura de corte se define la resistencia admisible de la albañilería (τ_0) como:

$$Si \quad \frac{M}{Vd} = 0 \Rightarrow \tau_0 = 0,13\sqrt{f'_m} \leq 0,28$$

$$Si \quad \frac{M}{Vd} = 1 \Rightarrow \tau_0 = 0,06\sqrt{f'_m} \leq 0,19$$

- Luego, considerando una armadura capaz de resistir todo el corte se define la resistencia admisible de la armadura (τ_1) como:

$$Si \quad \frac{M}{Vd} = 0 \Rightarrow \tau_1 = 0,17\sqrt{f'_m} \leq 0,84$$

$$Si \quad \frac{M}{Vd} = 1 \Rightarrow \tau_1 = 0,13\sqrt{f'_m} \leq 0,52$$

Una vez definido lo anterior, con los resultados del modelo en ETABS por piers, se obtendrán las solicitaciones por corte y momento de cada pier junto con sus largos respectivos.

Para analizar la resistencia de cada muro se debe proceder de la siguiente forma:

- Se calcula la tensión de corte solicitante como:

$$\tau_{sol} = \frac{V_{sol}}{d \cdot b}$$

- Se define el factor:

$$\frac{M_{sol}}{V_{sol} \cdot d}$$

Con este y las resistencias admisibles calculadas en cada caso, se obtiene la resistencia del muro en las dos situaciones ($\tau_{0resist}$ y $\tau_{1resist}$).

- Utilizando la tensión resistente que considera solo la resistencia de la armadura, se compara con el esfuerzo de corte solicitante. En caso de no resistir las solicitaciones será necesario rediseñar el muro.
- Para la estimación de armadura horizontal necesaria es necesario determinar la cuantía de armadura horizontal requerida. Esta viene dada por:

$$Si \quad \tau_{1resist} \leq \tau_{0resist} \Rightarrow \rho_H = 0.0006$$

$$Si \quad \tau_{1resist} > \tau_{0resist} \Rightarrow \rho_H = \frac{1,1 \cdot V_{sol}}{b \cdot F_s \cdot d}$$

- Por último, con la cuantía calculada, se determina cada cuantas hiladas se debe colocar armadura horizontal o escalerillas.

$$N^{\circ} \quad hiladas = \frac{A_{escalerilla}}{\rho_H \cdot b \cdot E_{cantillon}} \leq 3$$

3.2. Verificación de muros a esfuerzo axial

La verificación de los muros a esfuerzo axial está regida bajo el apartado 5.2.3.1 de la norma NCh1928, en ella se indica que ninguno de los muros la siguiente tensión de compresión axial:

$$F_a = \begin{cases} 0.2f'm \left(1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right) & \text{Construcciones con inspección especializada} \\ 0.1f'm \left(1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right) & \text{Construcciones sin inspección especializada} \end{cases}$$

En donde:

$f'm$	Resistencia prismática de la albañilería, [kgf/cm ²].
h	Menor valor entre la longitud de pandeo vertical y la distancia libre entre soportes laterales; en caso que el muro tenga algún borde libre se debe usar la longitud de pandeo vertical, [cm].
t	Espesor del muro, [cm].

Para el cálculo se asume la hipótesis de que las casas se construyen con inspección especializada.

3.3. Verificación de muros a flexo-compresión

El objetivo del diseño de muros a flexo-compresión es obtener la curva de interacción P-M considerando geometría y refuerzos de cada muro, la cual debe ser la envolvente de todos los casos de análisis. Esta curva se realiza asumiendo diferentes estados de esfuerzos internos, considerando en dichos cálculos 4 estados:

1. La sección se encuentra completamente comprimida.
2. La profundidad del bloque de compresión es tal que no hay ninguna barra de refuerzo vertical en tracción.
3. Distribución de deformaciones axiales de la sección transversal genera tensiones de tracción en las barras de refuerzo verticales. Controla compresión.
4. Distribución de deformaciones axiales de la sección transversal genera tensiones de tracción en las barras de refuerzo verticales. Controla tracción.

Los cuatro casos anteriores se ilustran en el siguiente esquema, obtenido de los apuntes de cátedra.

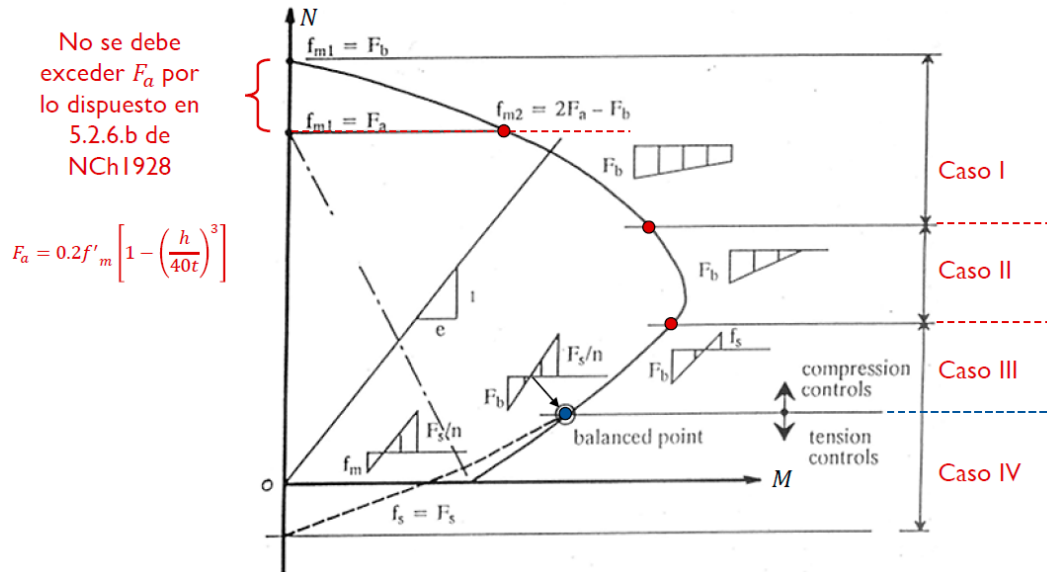


Figura 21: Curva teórica de flexocompresión para un muro de albañilería armada.

En primer lugar se define el módulo elástico y las tensiones admisibles de cada uno de los materiales considerando el caso estático o dinámico (sismo):

Tabla 12: Propiedades de materiales.

Módulo de elasticidad albañilería (est/sis)	E_m	$700/800f'_m$
Módulo de elasticidad acero	E_s	$2100000 \frac{kgf}{cm^2}$

$$\text{Tensión admisible de la albañilería: } F_m = \begin{cases} 0.33f'_m & \text{Caso estático} \\ 0.33f'_m \cdot 1.33 & \text{Caso sísmico} \end{cases}$$

$$\text{Tensión admisible del acero A44-28h: } F_s = \begin{cases} 1400 \frac{kgf}{cm^2} & \text{Caso estático} \\ 1850 \frac{kgf}{cm^2} & \text{Caso sísmico} \end{cases}$$

$$\text{Tensión admisible del acero A63-42H: } F_s = \begin{cases} 1700 \frac{kgf}{cm^2} & \text{Caso estático} \\ 2200 \frac{kgf}{cm^2} & \text{Caso sísmico} \end{cases}$$

Cálculo de casos:

- Cálculo resistencia axial pura N_a :

$$N_1 = N_a = 0.2 \cdot f'm \cdot \left(1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t}\right)^3\right) \cdot A_e$$

En donde:	$f'm$	Resistencia prismática de la albañilería, [kgf/cm ²].
	h	Altura efectiva del muro, [cm].
	t	Espesor efectivo del muro para evaluar el efecto del pandeo, [cm].
	A_e	Área efectiva de la sección, [cm].

Cabe destacar que para el caso sísmico esta resistencia se aumenta en un factor de 1.33. Para este caso, al ser una resistencia axial pura, el momento es cero.

- **Caso 1:** Cálculo límite superior, resistencia axial máxima. Este punto corresponde al máximo momento para la misma resistencia axial calculada en el paso anterior, es el punto inicial del caso 1.

$$N_2 = N_1 = N_a$$

$$M_2 = (F_m - F_a) \cdot t \cdot b \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{b}{3}\right)$$

En donde:	F_m	Tensión admisible de la albañilería, [kgf/cm ²].
	F_s	Tensión admisible del acero, [kgf/cm ²].
	t	Espesor del muro, [cm].
	b	Largo del muro, [cm].

- **Caso 1:** Cálculo límite inferior, resistencia para la cual se posee el máximo momento asumiendo una sección completamente comprimida. Corresponde al punto entre el caso 1 y 2.

$$N_3 = \frac{F_m \cdot t \cdot b}{2}$$

$$M_3 = \frac{F_m \cdot t \cdot b}{2} \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{b}{3}\right)$$

En donde:	F_m	Tensión admisible de la albañilería, [kgf/cm ²].
	t	Espesor del muro, [cm].
	b	Largo del muro, [cm].

- **Caso 2:** Este caso se calculó utilizando un número discreto de puntos i variando α , considerando que la profundidad del bloque de compresión es tal que no hay ninguna barra de refuerzo vertical en tracción.

$$\alpha_i \in \{1, \frac{b}{d}\}$$

$$N_{Caso2i} = F_m \cdot \alpha_i \cdot t \cdot \frac{d}{2}$$

$$M_{Caso2i} = N_{Caso2i} \cdot \left(d \cdot \frac{1 + \gamma}{2} - \frac{\alpha_i \cdot d}{3} \right)$$

En donde:	F_m	Tensión admisible de la albañilería, [kgf/cm ²].
	t	Espesor del muro, [cm].
	b	Largo del muro, [cm].
	d	Distancia de centroide del grupo de barras ubicado en el borde traccionado, [cm].
	γ	Cociente entre la distancia del centroide del grupo de barras ubicado en el borde comprimido y el traccionado, $\frac{d'}{d}$, [cm].

- **Caso 3:** Cálculo variando α entre el punto final del caso 2 y un punto de balance k_b calculado a partir de la razón entre las tensiones admisibles del acero y la albañilería.

$$k_b = \frac{n_b}{n_b + \frac{F_s}{F_m}} \quad n_b = \frac{E_s}{E_m}$$

$$\alpha_i \in \{k_b, 1\}$$

$$C_m = F_m \cdot \alpha_i \cdot t \cdot \frac{d}{2}$$

$$T_s = A_s \cdot n_b \cdot \frac{1 - \alpha_i}{\alpha_i} \cdot F_m$$

$$N_{Caso3i} = C_m - T_s$$

$$M_{Caso3i} = C_m \cdot \left(d \cdot \frac{1 + \gamma}{2} - \frac{\alpha_i \cdot d}{3} \right) + T_s \cdot \frac{(1 - \gamma) \cdot d}{2}$$

En donde:	F_m	Tensión admisible de la albañilería, [kgf/cm ²].
	F_s	Tensión admisible del acero, [kgf/cm ²].
	E_m	Módulo elástico de la albañilería, [kgf/cm ²].
	E_s	Módulo elástico del acero, [kgf/cm ²].
	t	Espesor del muro, [cm].
	d	Distancia de centroide del grupo de barras ubicado en el borde traccionado, [cm].
	γ	Cociente entre la distancia del centroide del grupo de barras ubicado en el borde comprimido y el traccionado, $\frac{d'}{d}$, [cm].
	A_s	Área de las barras de acero, [cm ²]

- **Caso 4:** Cálculo variando α entre un valor mínimo k_{min} (obtenido cuando la se agota la resistencia axial) y k_b .

$$k_{min} = -\frac{A_s \cdot n_b - \sqrt{A_s^2 \cdot n_b^2 + 2 \cdot t \cdot d \cdot A_s \cdot n_b}}{t \cdot d}$$

$$\alpha_i \in \left\{ \frac{k_{min}}{2}, \frac{k_b}{2} \right\}$$

$$C_m = \left(\frac{\alpha_i}{0.5 - \alpha_i} \cdot \frac{F_s}{n_b} \right) \cdot \frac{\alpha_i \cdot t \cdot d}{2}$$

$$T_s = A_s \cdot F_s$$

$$N_{Caso4i} = C_m - T_s$$

$$M_{Caso4i} = C_m \cdot \left(\frac{d \cdot (1 + \gamma)}{2} - \frac{\alpha_i \cdot d}{3} \right) + T_s \cdot \frac{(1 - \gamma) \cdot d}{2}$$

En donde:	F_s	Tensión admisible del acero, [kgf/cm ²].
	t	Espesor del muro, [cm].
	d	Distancia de centroide del grupo de barras ubicado en el borde traccionado, [cm].
	γ	Cociente entre la distancia del centroide del grupo de barras ubicado en el borde comprimido y el traccionado, $\frac{d'}{d}$, [cm].
	A_s	Área de las barras de acero, [cm ²]
	n_b	Cociente entre el módulo elástico del acero y la albañilería, [-]
	n_b	Punto de balance calculado en el caso 3, [-]

Los pasos anteriores fueron programados en una rutina de *Matlab* el cual pide todos los parámetros de entrada de cada muro y retorna una curva discreta de la curva en un número de puntos fijos (1000). La variación de α en los casos 2, 3 y 4 permite obtener curvas suavizadas y continuas.

4. Resultados

4.1. Análisis modal espectral

4.1.1. Cálculo factor corrección R^*

Al calcular los períodos fundamentales de la estructura en los ejes traslacionales x e y se obtuvo los factores de reducción R^*_x y R^*_y del pseudo-espectro de aceleración mostrados en la Tabla 15. Al obtener el corte basal en ambos ejes se calcularon los factores f_x e f_y para modificar el factor R^* , este corte en ambos ejes estuvo dentro de los límites delimitados por la norma (Tabla 13), por tanto $f_x = f_y = 1$.

Tabla 13: Corte mínimo y máximo limitados por la norma NCh433.

Corte basal (tonf)	
Q_{min}	4.130
Q_{max}	13.629

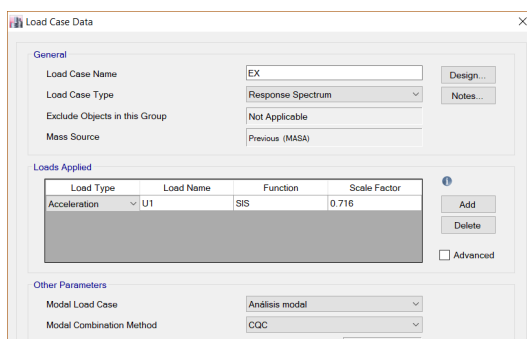
Tabla 14: Cálculo factor de mayoración/minoración según el corte obtenido.

Dirección	Corte obtenido (tonf)	f
x	9.068	1.00
y	9.867	1.00

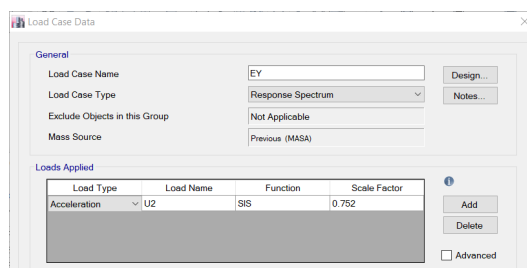
Tabla 15: Factores de corrección R^* .

Eje	R^*	$1/R^*$ (scale factor)	f	Scale factor ponderado
x	1.396	0.716	1.00	0.716
y	1.33	0.752	1.00	0.752

Los factores R^* fueron usados para definir los casos sísmicos en ETABS.



(a) Sismo en x.



(b) Sismo en y.

Figura 22: Factores del espectro en ETABS.

El espectro elástico y reducido se ilustra en la Figura 23.

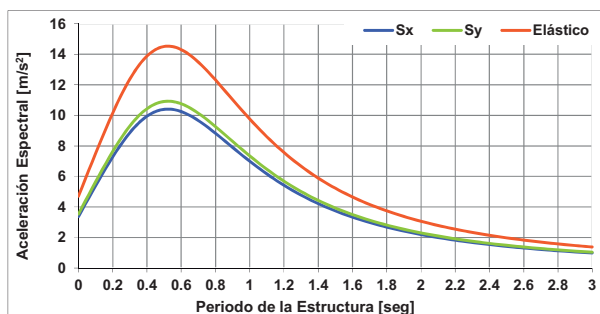


Figura 23: Espectro elástico y reducido

4.1.2. Resultados valores por dirección x/y

A partir del método modal espectral se obtuvieron los siguientes valores por cada eje X e Y:

Tabla 16: Valores por dirección X del sismo.

Sismo X	Valor	Unidad
Peso sísmico	51.62	[Tonf]
Corte Basal Mínimo	4.13	[Tonf]
Corte Basal Máximo	13.63	[Tonf]
Período Predominante	0.033	[s]
R^*	1.396	[-]
Factor de Mayoración	1.000	[-]
Factor de Minoración	0.716	[-]
Corte Basal Efectivo	9.07	[Tonf]
Momento Volcante	23.57	[Tonf-m]
Brazo de Palanca	2.60	[m]

Tabla 17: Valores por dirección Y del sismo.

Sismo Y	Valor	Unidad
Peso sísmico	51.62	[Tonf]
Corte Basal Mínimo	4.13	[Tonf]
Corte Basal Máximo	13.63	[Tonf]
Período Predominante	0.027	[s]
R^*	1.330	[-]
Factor de Mayoración	1.000	[-]
Factor de Minoración	0.752	[-]
Corte Basal Efectivo	9.87	[Tonf]
Momento Volcante	25.66	[Tonf-m]
Brazo de Palanca	2.60	[m]

4.1.3. Periodos y participación de masas

En la Tabla 18 se detallan los períodos obtenidos para los modos en los cuales se alcanzó un 90 % de masa en las direcciones de análisis. Para el período en x el modo 19 es el que mueve mayor cantidad de masa, un total de 33.19 %. Para el período en y el modo 22 mueve mayor masa, un total de 38.89 %. Cabe destacar que los periodos obtenidos son bajos, lo cual hace sentido dado que la casa es una estructura bastante rígida dado su baja altura y la gran cantidad de muros (4 % en el eje x , 4.6 % en el eje y).

Tabla 18: Períodos y participación de masas.

Modo	T [s]	% M _x	% M _y	% R _z	% $\sum M_x$	% $\sum M_y$	% $\sum R_z$
1	0.113	0.08	0.03	0.05	0.1	0.0	0.1
2	0.110	0.06	5.20	1.72	0.1	5.2	1.8
3	0.100	0.01	5.00	0.90	0.1	10.2	2.7
4	0.069	0.19	0.04	0.03	0.3	10.3	2.7
5	0.068	14.79	0.01	3.71	15.1	10.3	6.4
6	0.067	2.92	1.37	0.65	18.1	11.7	7.1
7	0.063	10.33	0.05	3.31	28.4	11.7	10.4
8	0.058	2.85	0.59	0.14	31.2	12.3	10.5
9	0.056	0.66	0.24	0.65	31.9	12.6	11.2
10	0.050	10.44	0.19	0.35	42.3	12.7	11.5
11	0.047	0.04	11.61	1.11	42.4	24.4	12.6
12	0.045	0.00	5.63	0.77	42.4	30.0	13.4
13	0.041	0.07	0.52	0.04	42.4	30.5	13.4
14	0.040	0.04	0.76	0.00	42.5	31.3	13.4
15	0.038	11.38	0.02	0.02	53.9	31.3	13.5
16	0.037	4.76	0.11	0.01	58.6	31.4	13.5
17	0.036	0.00	3.46	1.38	58.6	34.9	14.8
18	0.033	7.25	0.08	27.86	65.9	34.9	42.7
19	0.033	33.19	0.05	6.55	99.1	35.0	49.3
20	0.030	0.60	2.99	0.82	99.7	38.0	50.1
21	0.027	0.00	1.97	21.23	99.7	39.9	71.3
22	0.027	0.01	38.89	9.43	99.7	78.8	80.7
23	0.025	0.01	20.98	19.17	99.7	99.8	99.9

4.1.4. Cortes basales

La tabla de cortes basales (Tabla 19) fue obtenida a partir del resultado *Story forces* de ETABS considerando un espectro sísmico inelástico ².

Tabla 19: Cortes basales.

Combinación	P [tonf]	Vx [tonf]	Vy [tonf]	T [tonf-m]	Mx [tonf-m]	My [tonf-m]
PP	49.59	0.00	0.00	0.00	251.26	-192.24
SC	8.13	0.00	0.00	0.00	40.84	-34.13
EX Max	0.00	9.06	0.35	45.90	0.92	23.57
EY Max	0.00	0.37	9.87	43.99	25.66	0.96
ASD-C1	49.59	0.00	0.00	0.00	251.26	-192.24
ASD-C2	57.72	0.00	0.00	0.00	292.09	-226.37
ASD-C3.1 Max	57.72	9.06	0.35	45.90	293.01	-202.80
ASD-C3.1 Min	57.72	-9.06	-0.35	-45.90	291.18	-249.94
ASD-C3.2 Max	57.72	0.37	9.87	43.99	317.75	-225.41
ASD-C3.2 Min	57.72	-0.37	-9.87	-43.99	266.44	-227.33
ASD-C4.1 Max	49.59	9.06	0.35	45.90	252.17	-168.67
ASD-C4.1 Min	49.59	-9.06	-0.35	-45.90	250.34	-215.80
ASD-C4.2 Max	49.59	0.37	9.87	43.99	276.92	-191.27
ASD-C4.2 Min	49.59	-0.37	-9.87	-43.99	225.60	-193.20

² Reducido por el factor $1/R^*$.

4.2. Verificación muros a corte

Considerando la resistencia prismática de la albañilería ($f'_m = 150 \frac{kgf}{cm^2} = 14.71 MPa$) se obtendrán los siguientes valores límites de resistencia admisible a esfuerzos de corte para cada caso (Resistencia del 100 % de la albañilería y resistencia solo de la armadura).

Tabla 20: Resistencia admisible a esfuerzos de corte.

M/Vd	τ_0 (Mpa)	τ_1 (Mpa)
= 0	0,28	0,64
≥ 1	0,19	0,49

Con los resultados de ETABS se obtiene para cada pier:

Tabla 21: Esfuerzos solicitantes por pier.

Pier	V_2 (tonf)	M_3 (tonf · m)	d (m)	τ_{sol} (tonf/m ²)	$M/Vd(-)$
M1Y	1.61	1.86	3.9	2.95	0.30
M2Y	0.89	0.61	2.25	2.84	0.30
M3Y	1.61	1.90	3.9	2.95	0.30
M4Y	1.62	2.57	3.9	2.96	0.41
M5Y	1.50	2.76	3.9	2.74	0.47
M6Y	1.92	2.02	3.9	3.51	0.27
M7Y	1.12	0.83	2.25	3.55	0.33
M8Y	1.97	1.99	3.9	3.60	0.26
M1X	1.50	1.09	3.3	3.25	0.22
M2X	0.70	0.60	1.12	4.47	0.76
M3X	0.73	0.49	0.98	5.35	0.68
M4X	1.43	1.32	3.3	3.09	0.28
M5X	1.78	2.28	3.82	3.33	0.33
M6X	0.66	0.44	0.98	4.81	0.68
M7X	1.01	0.80	1.64	4.42	0.48
M8X	1.85	1.57	5.1	2.60	0.17
M9X	0.12	0.10	0.37	2.33	2.24
M10X	1.31	1.61	2.32	4.03	0.53
M11X	1.56	2.33	2.77	4.03	0.54
M12X	2.83	3.97	2.32	8.72	0.60
M13X	1.67	1.16	3.3	3.61	0.21
M14X	0.76	0.62	1.12	4.84	0.73
M15X	0.74	0.49	0.98	5.42	0.67
M16X	1.30	1.26	3.3	2.82	0.29
M17X	0.67	0.44	0.97	4.93	0.68
M18X	1.44	2.44	3.22	3.19	0.53
M19X	1.16	0.78	1.64	5.06	0.41
M20X	0.24	0.16	0.37	4.64	1.79
M21X	1.94	2.02	5.1	2.71	0.20

Con los resultados anteriores se obtienen las tensiones resistentes en cada caso junto con la cuantía de armadura horizontal requerida considerando un acero de refuerzo A630-420H ($F_s = 17000 \text{ tonf/m}^2$).

Tabla 22: Resistencias y cuantías por pier.

Pier	$\tau_{0resist} \text{ (tonf/m}^2\text{)}$	$\tau_{1resist} \text{ (tonf/m}^2\text{)}$	$\rho_h \text{ (-)}$
M1Y	25.34	59.18	0.00019
M2Y	25.26	59.05	0.00018
M3Y	25.27	59.07	0.00019
M4Y	24.34	57.51	0.00019
M5Y	23.75	56.55	0.00018
M6Y	25.57	59.57	0.00023
M7Y	25.04	58.68	0.00023
M8Y	25.66	59.72	0.00023
M1X	26.02	60.32	0.00021
M2X	21.16	52.24	0.00029
M3X	21.91	53.48	0.00035
M4X	25.49	59.43	0.00020
M5X	24.99	58.60	0.00022
M6X	21.90	53.46	0.00031
M7X	23.69	56.45	0.00029
M8X	26.50	61.12	0.00017
M9X	19.00	48.64	0.00015
M10X	23.23	55.68	0.00026
M11X	23.15	55.55	0.00026
M12X	22.56	54.57	0.00056
M13X	26.11	60.47	0.00023
M14X	21.40	52.63	0.00031
M15X	21.94	53.53	0.00035
M16X	25.35	59.21	0.00018
M17X	21.85	53.39	0.00032
M18X	23.26	55.72	0.00021
M19X	24.33	57.50	0.00033
M20X	19.00	48.64	0.00030
M21X	26.16	60.55	0.00018

Con las cuantías por muro definidas en la tabla anterior se calcula cada cuantas hiladas es necesario disponer armadura de refuerzo horizontal, considerando escalerillas de 4.2 milímetros de diámetro.

Tabla 23: Características albañilería y escalerillas.

$b \text{ (m)}$	0,14
$A_{esc} \text{ (m}^2\text{)}$	0,0000278
$Escantillon \text{ (m)}$	0,104

Tabla 24: Disposición de armaduras horizontales.

Pier	$\rho_h \text{ (-)}$	N° Hiladas	N° max hiladas
M1Y	0.00019	10	3
M2Y	0.00018	11	3
M3Y	0.00019	11	3
M4Y	0.00019	10	3
M5Y	0.00018	11	3
M6Y	0.00023	9	3
M7Y	0.00023	9	3
M8Y	0.00023	9	3
M1X	0.00021	10	3
M2X	0.00029	7	3
M3X	0.00035	6	3
M4X	0.00020	10	3
M5X	0.00022	9	3
M6X	0.00031	7	3
M7X	0.00029	7	3
M8X	0.00017	12	3
M9X	0.00015	13	3
M10X	0.00026	8	3
M11X	0.00026	8	3
M12X	0.00056	4	3
M13X	0.00023	9	3
M14X	0.00031	7	3
M15X	0.00035	6	3
M16X	0.00018	11	3
M17X	0.00032	6	3
M18X	0.00021	10	3
M19X	0.00033	6	3
M20X	0.00030	7	3
M21X	0.00018	11	3

4.3. Verificación muros a esfuerzo axial a compresión

Tabla 25: Verificación muros a esfuerzo axial.

Pier	Geometría	P_{max} (tonf)	Área efectiva (m2)	F_{max} (tonf/m2)	F_a (tonf/m2)	FU	¿Cumple?
M1Y	1	5.62	0.55	10.29	67.49	0.15	SI
M2Y	2	3.92	0.32	12.46	67.49	0.18	SI
M3Y	1	6.15	0.55	11.27	67.49	0.17	SI
M4Y	1	4.57	0.55	8.36	67.49	0.12	SI
M5Y	1	5.40	0.55	9.89	67.49	0.15	SI
M6Y	1	5.49	0.55	10.06	67.49	0.15	SI
M7Y	2	3.05	0.32	9.68	67.49	0.14	SI
M8Y	1	5.48	0.55	10.04	67.49	0.15	SI
M1X	3	3.83	0.46	8.29	74.64	0.11	SI
M2X	4	2.09	0.16	13.31	74.38	0.18	SI
M3X	5	1.81	0.14	13.22	74.38	0.18	SI
M4X	6	2.41	0.46	5.21	74.94	0.07	SI
M5X	7	5.84	0.53	10.91	74.64	0.15	SI
M6X	5	1.80	0.14	13.14	74.38	0.18	SI
M7X	8	2.85	0.23	12.40	74.38	0.17	SI
M8X	9	3.87	0.71	5.42	74.94	0.07	SI
M9X	10	0.60	0.05	11.62	71.16	0.16	SI
M10X	11	2.84	0.32	8.74	67.49	0.13	SI
M11X	12	3.55	0.39	9.15	67.49	0.14	SI
M12X	13	3.79	0.32	11.67	67.49	0.17	SI
M13X	3	3.80	0.46	8.22	74.64	0.11	SI
M14X	4	2.11	0.16	13.45	74.38	0.18	SI
M15X	5	1.81	0.14	13.16	74.38	0.18	SI
M16X	6	2.41	0.46	5.22	74.94	0.07	SI
M17X	14	1.91	0.14	14.06	71.16	0.20	SI
M18X	15	4.38	0.45	9.72	74.64	0.13	SI
M19X	8	3.03	0.23	13.21	74.38	0.18	SI
M20X	16	0.81	0.05	15.66	74.38	0.21	SI
M21X	9	3.82	0.71	5.34	74.94	0.07	SI

4.4. Verificación muros a flexo.compresión

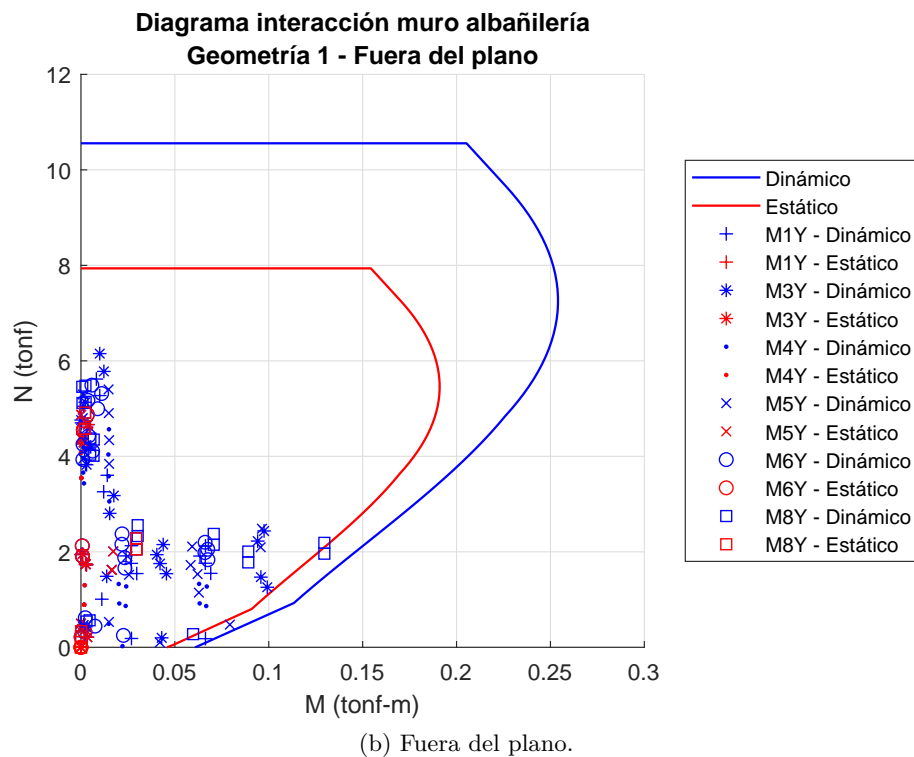
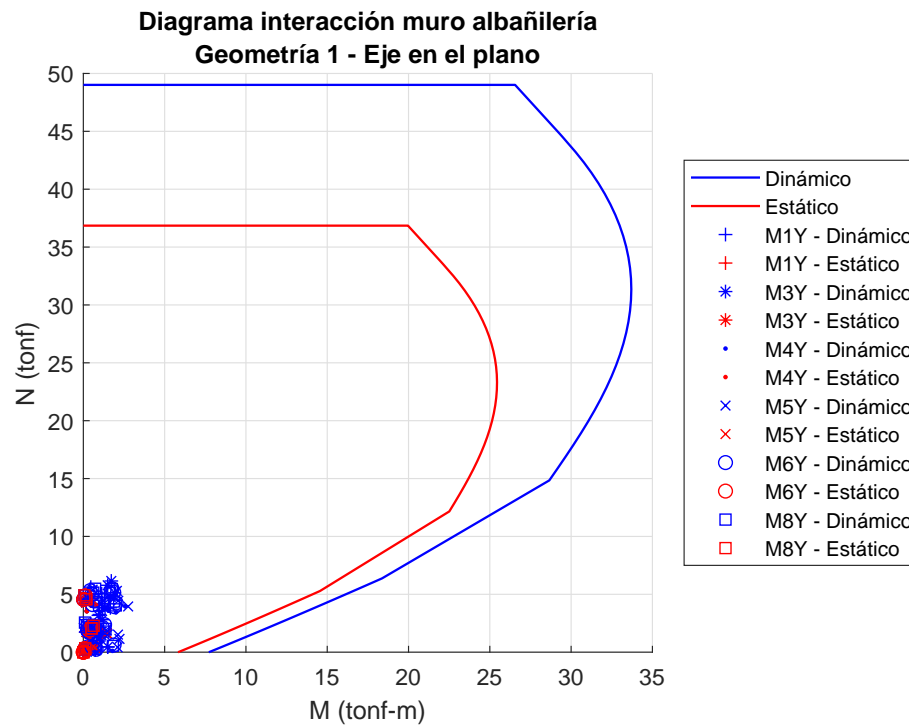
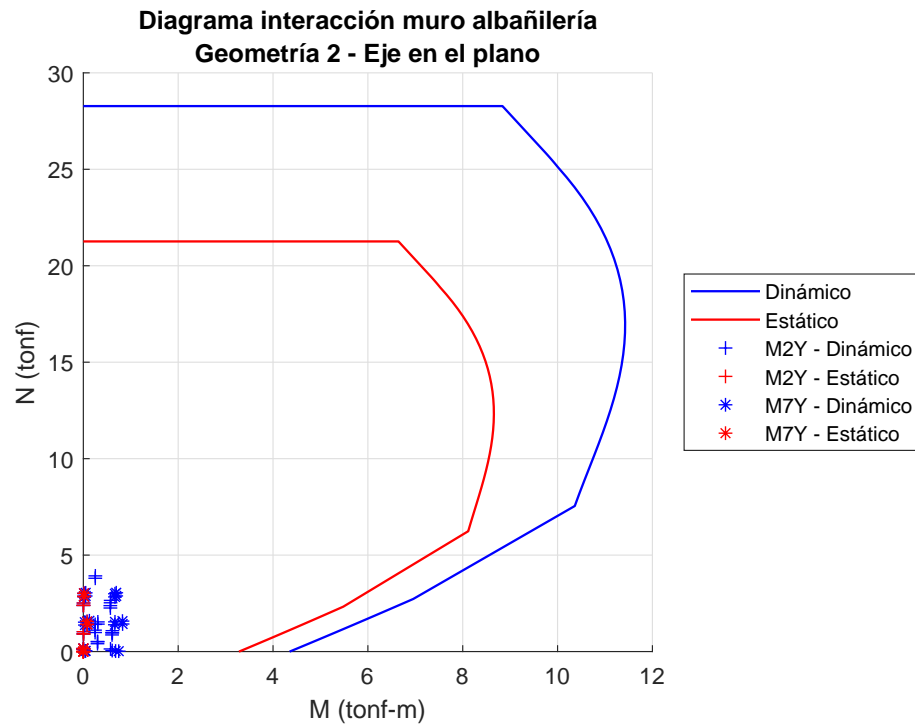
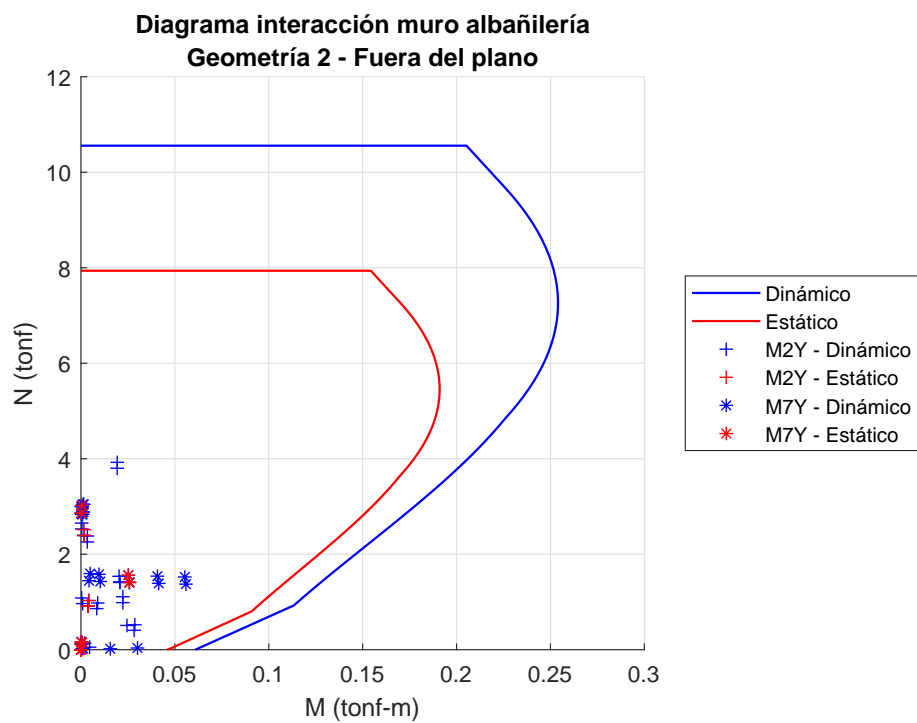


Figura 24: Verificación flexo-compresión geometría 1, muros M1Y, M3Y, M4Y, M5Y, M6Y y M8Y.



(a) En el plano.



(b) Fuera del plano.

Figura 25: Verificación flexo-compresión geometría 2, muros M2Y y M7Y.

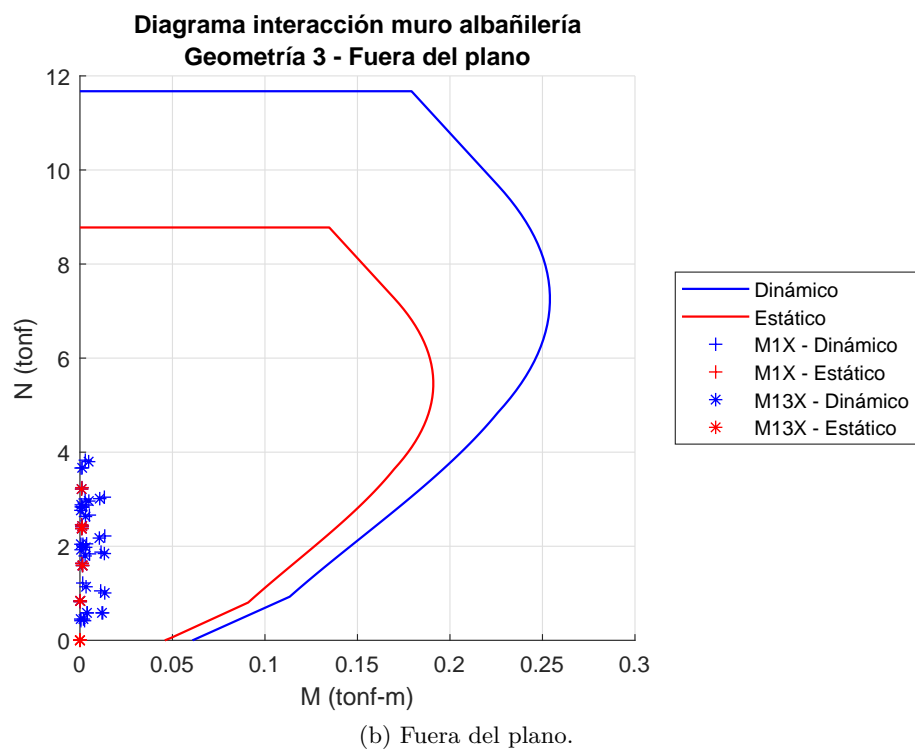
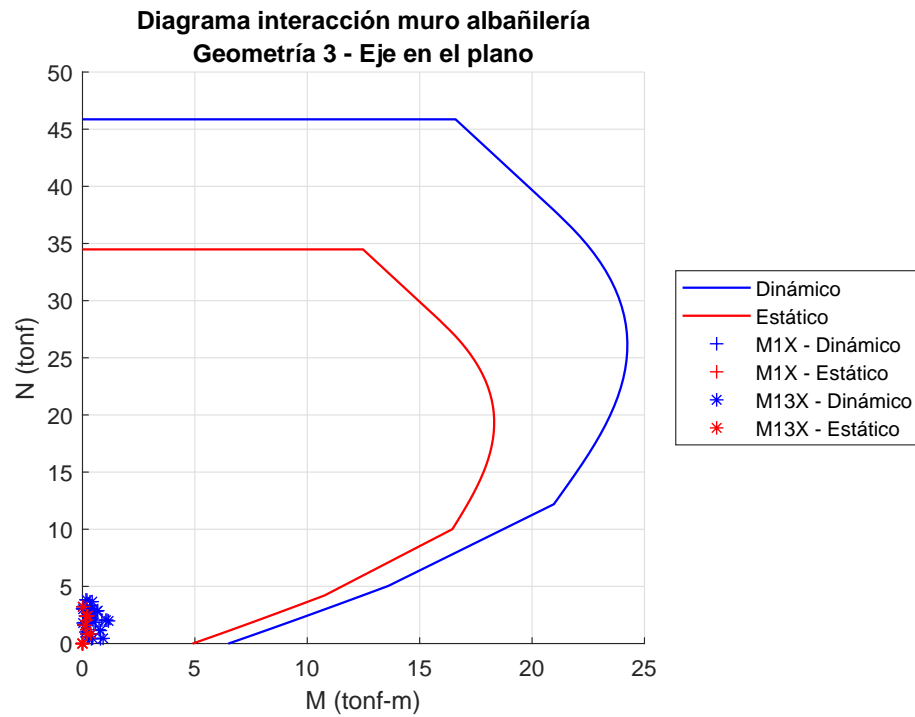


Figura 26: Verificación flexo-compresión geometría 3, muros M1X y M13X.

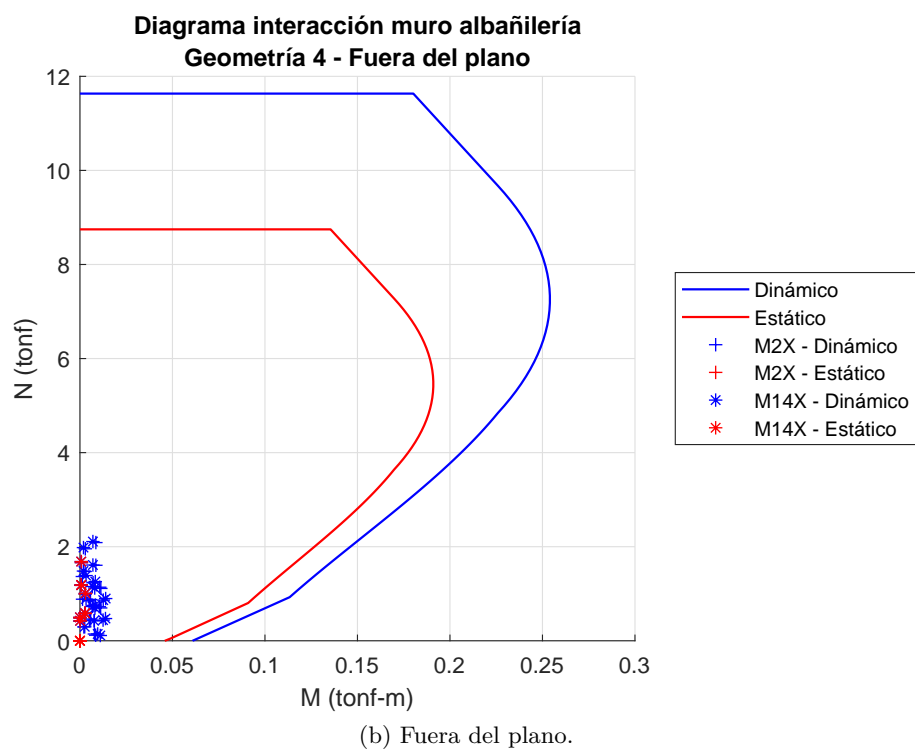
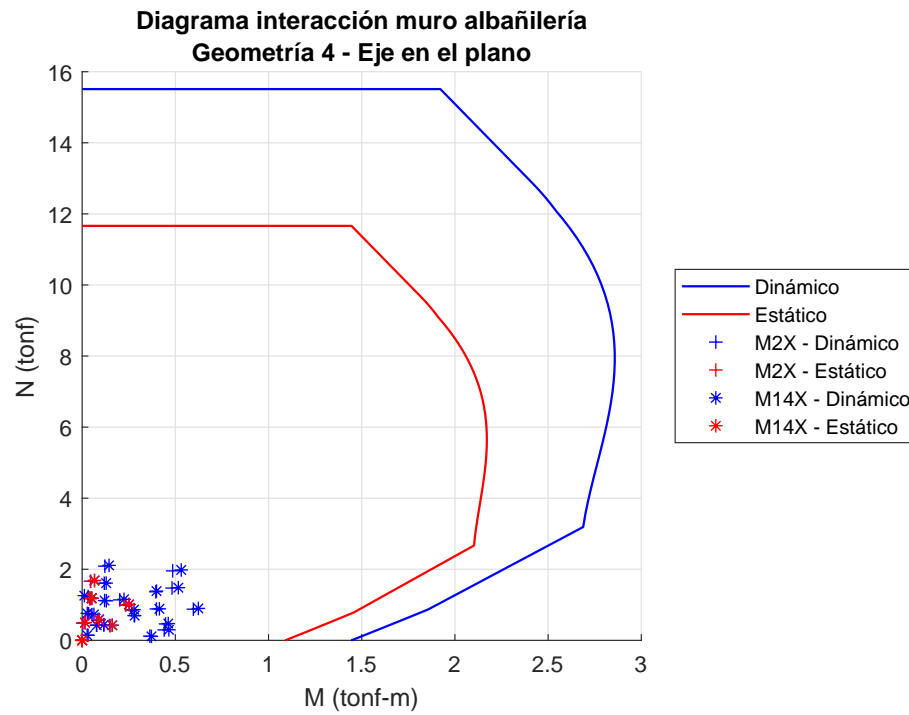


Figura 27: Verificación flexo-compresión geometría 4, muros M2X y M14X.

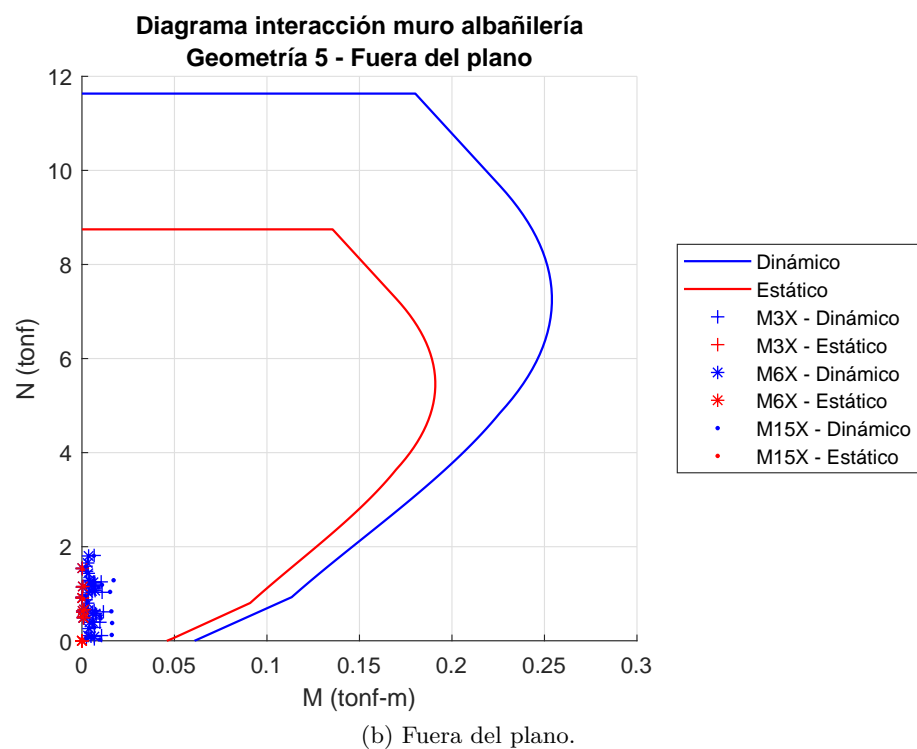
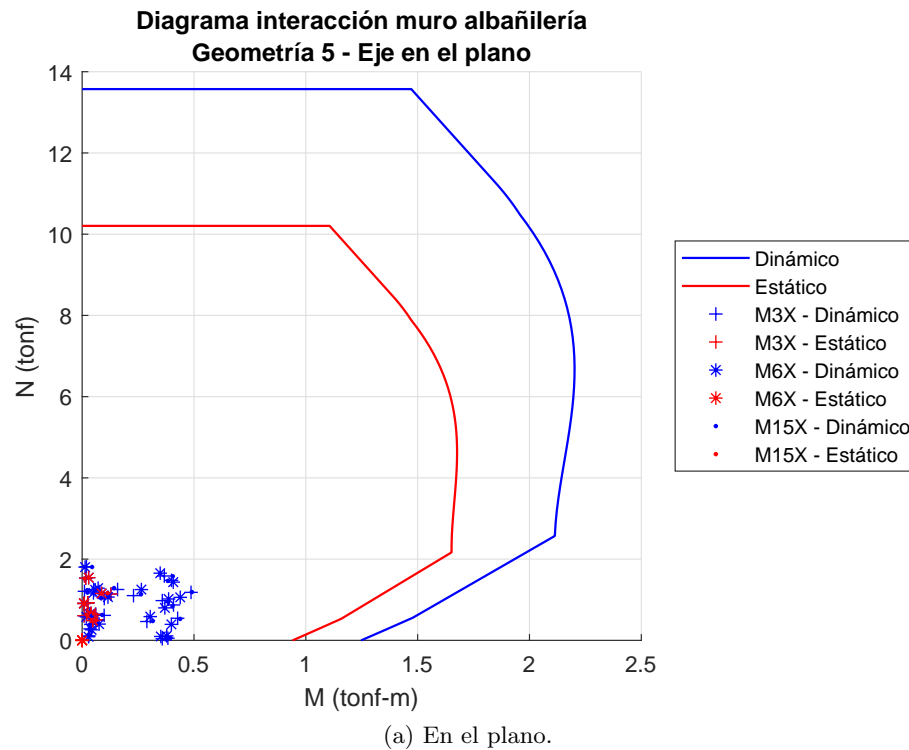


Figura 28: Verificación flexo-compresión geometría 5, muros M3X, M6X y M15X.

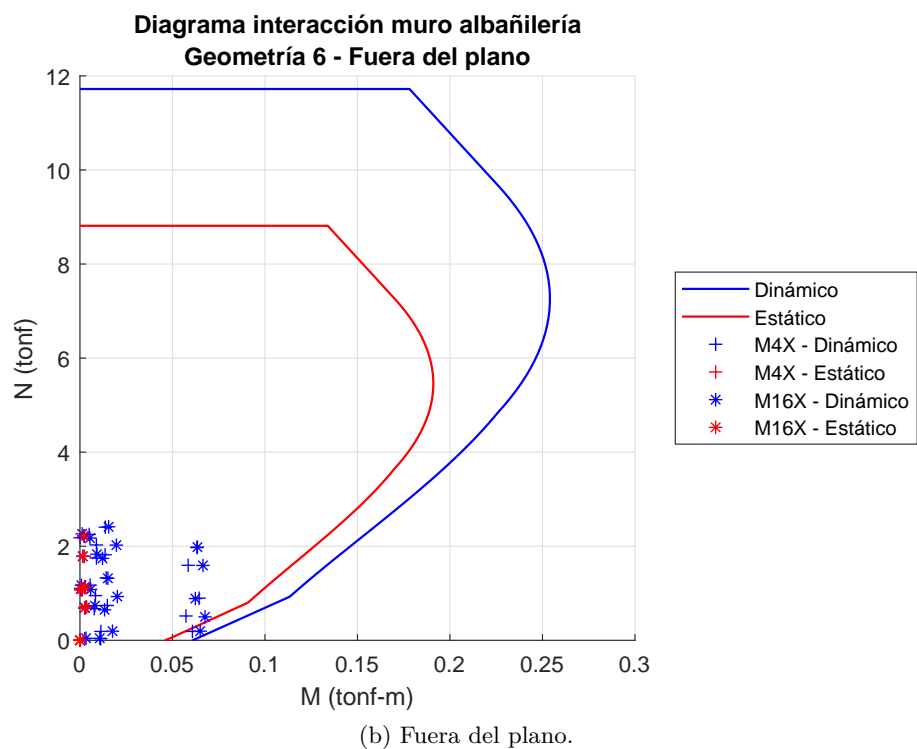
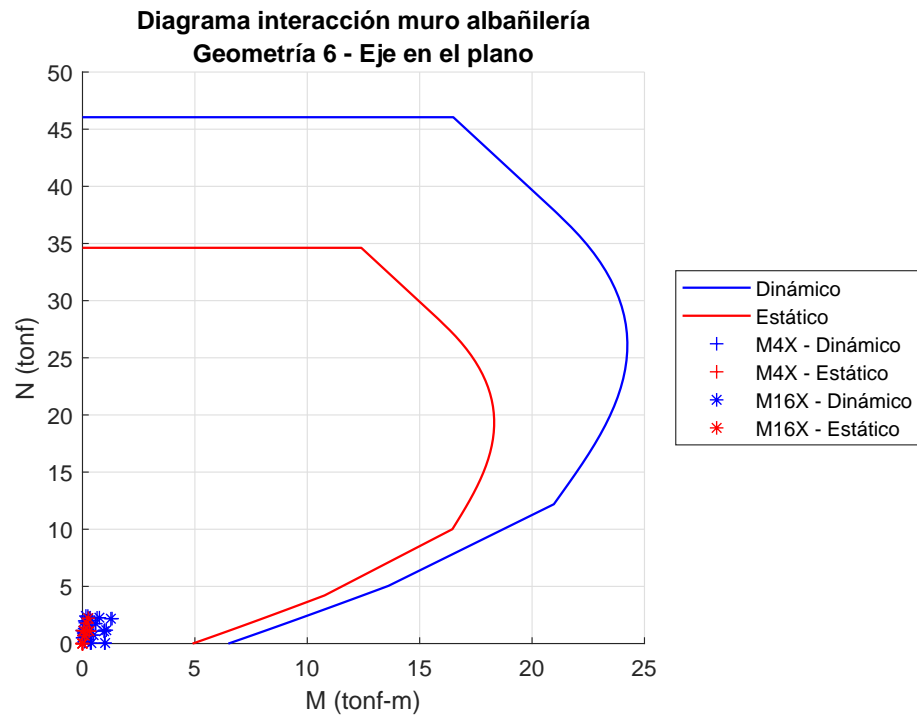
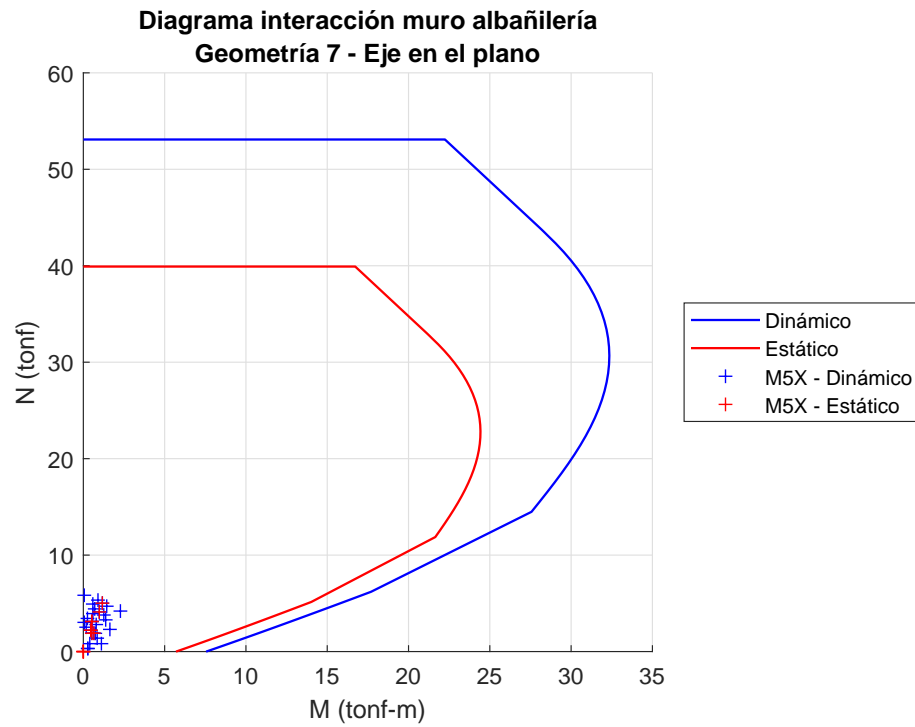
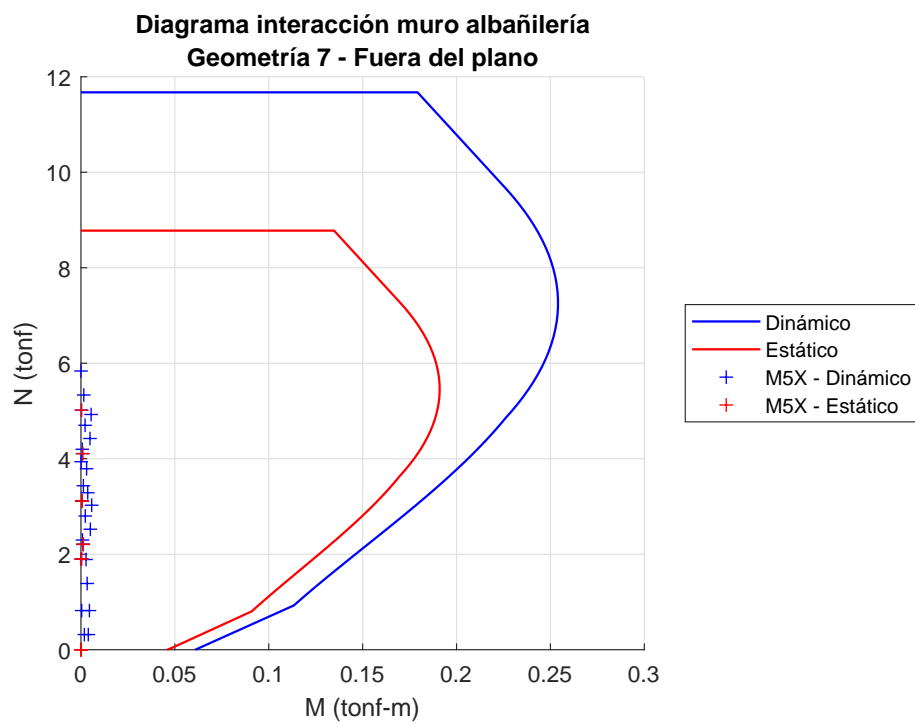


Figura 29: Verificación flexo-compresión geometría 6, muros M4X y M16X.



(a) En el plano.



(b) Fuera del plano.

Figura 30: Verificación flexo-compresión geometría 7, muro M5X.

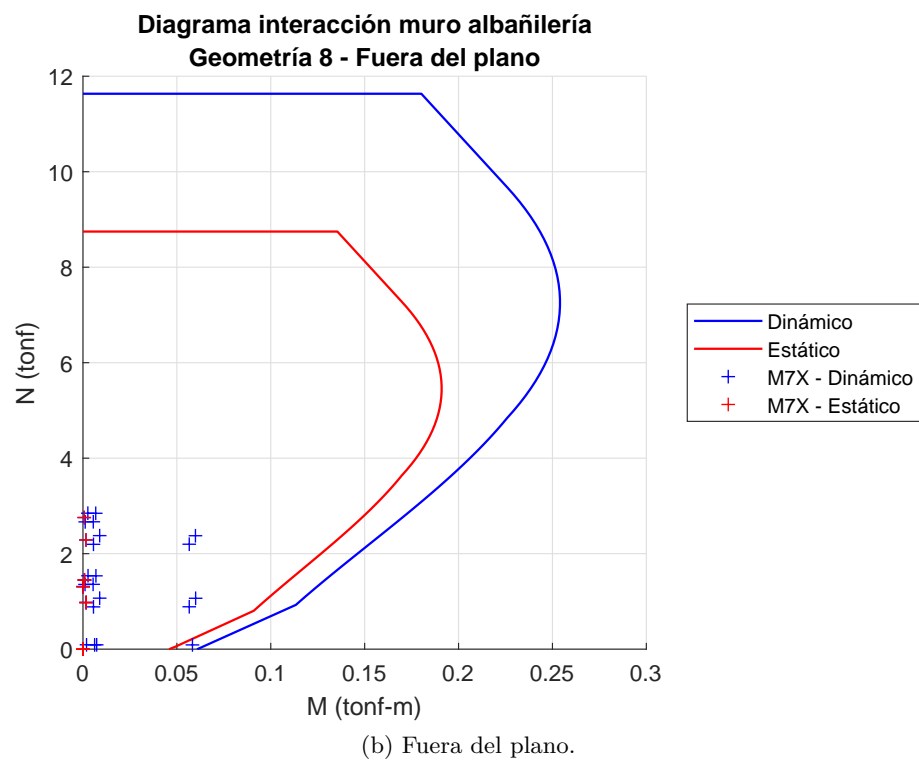
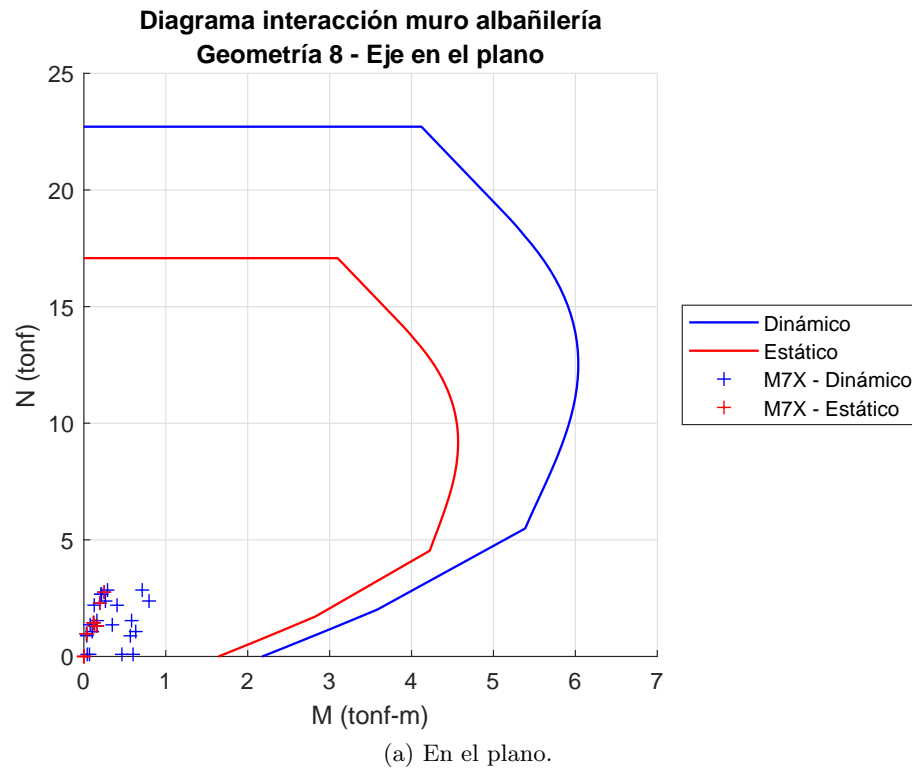


Figura 31: Verificación flexo-compresión geometría 8, muro M7X.

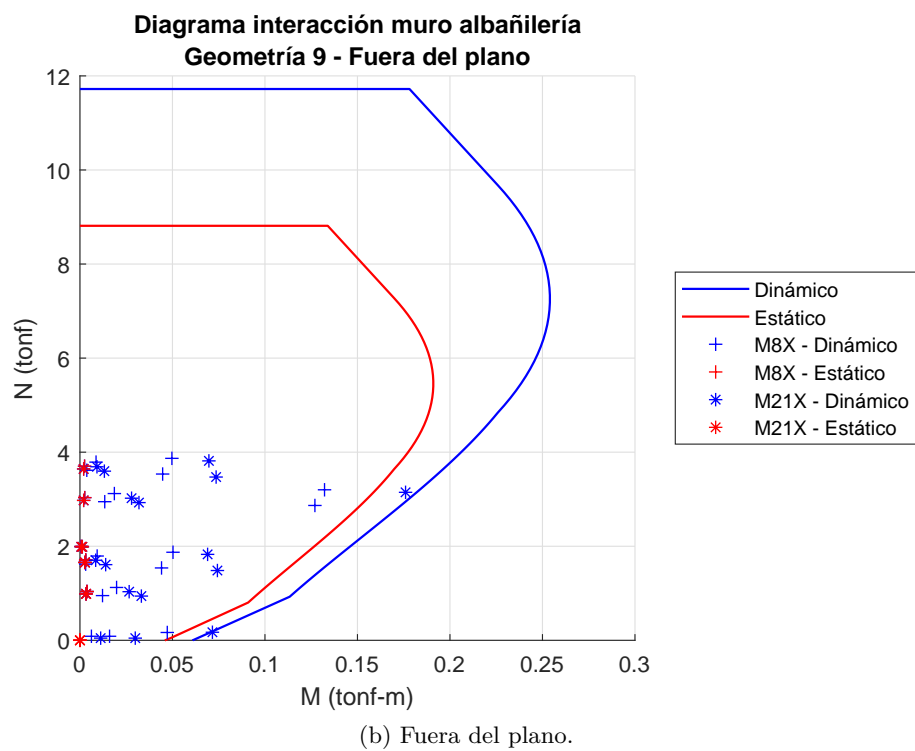
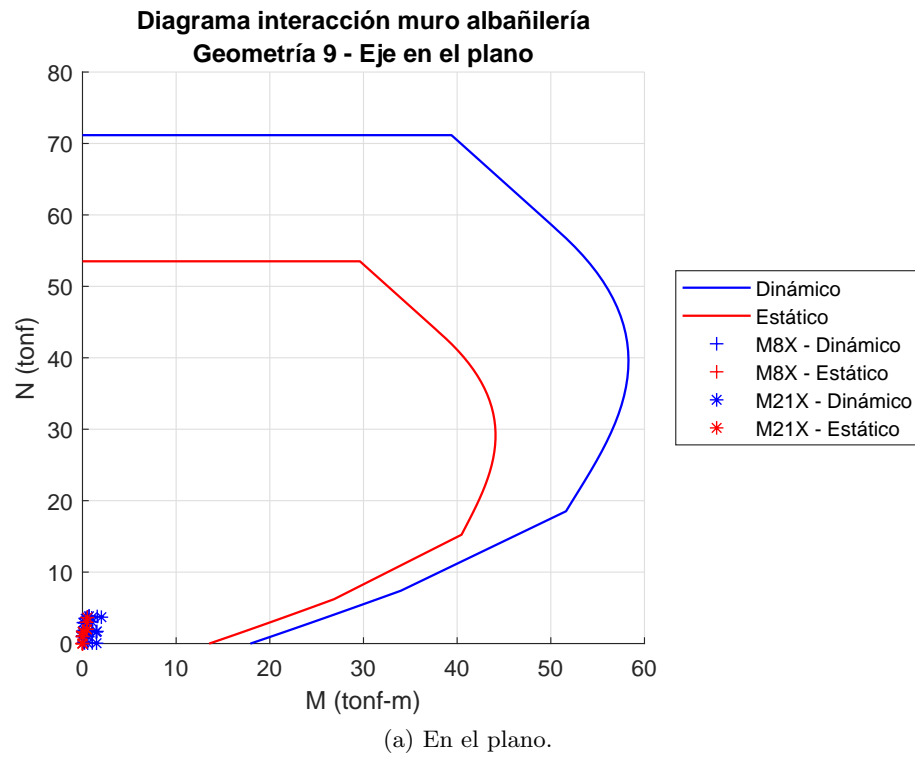


Figura 32: Verificación flexo-compresión geometría 9, muros M8X y M21X.

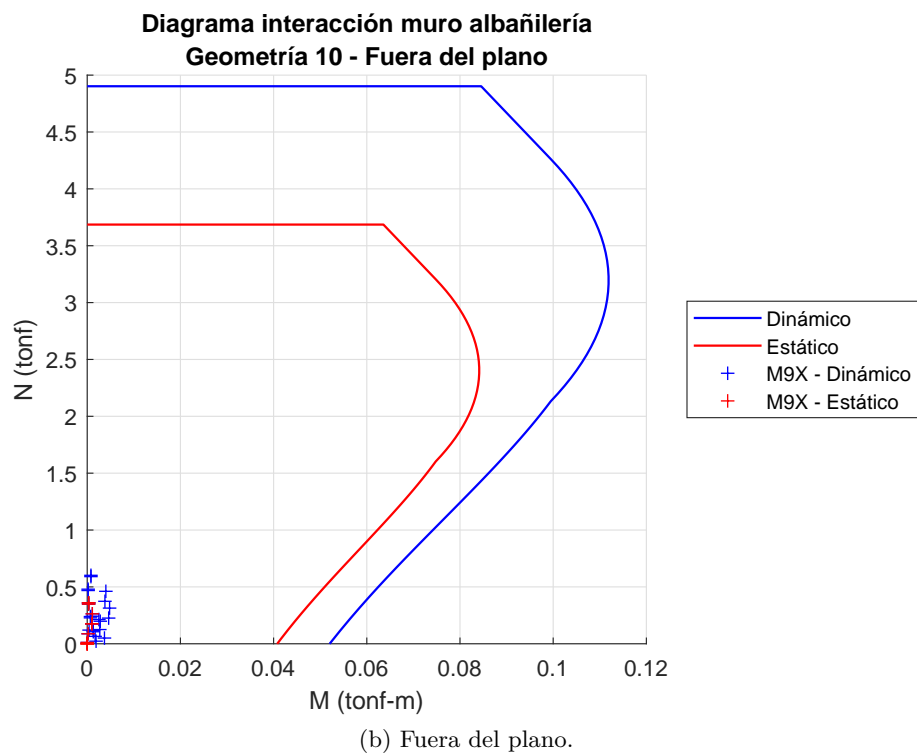
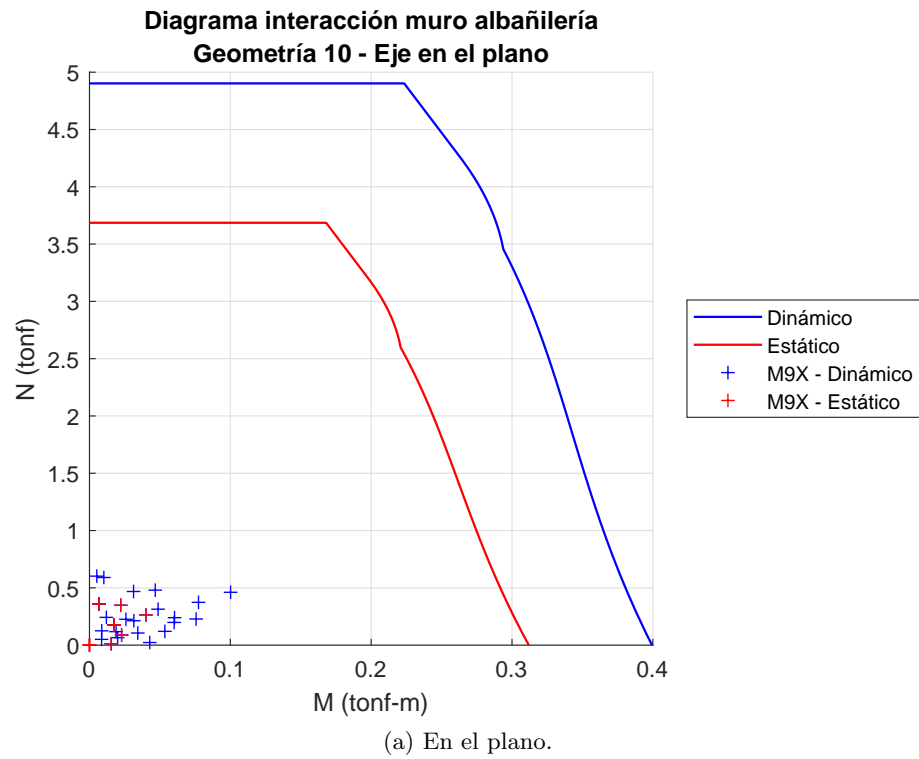


Figura 33: Verificación flexo-compresión geometría 10, muro M9X.

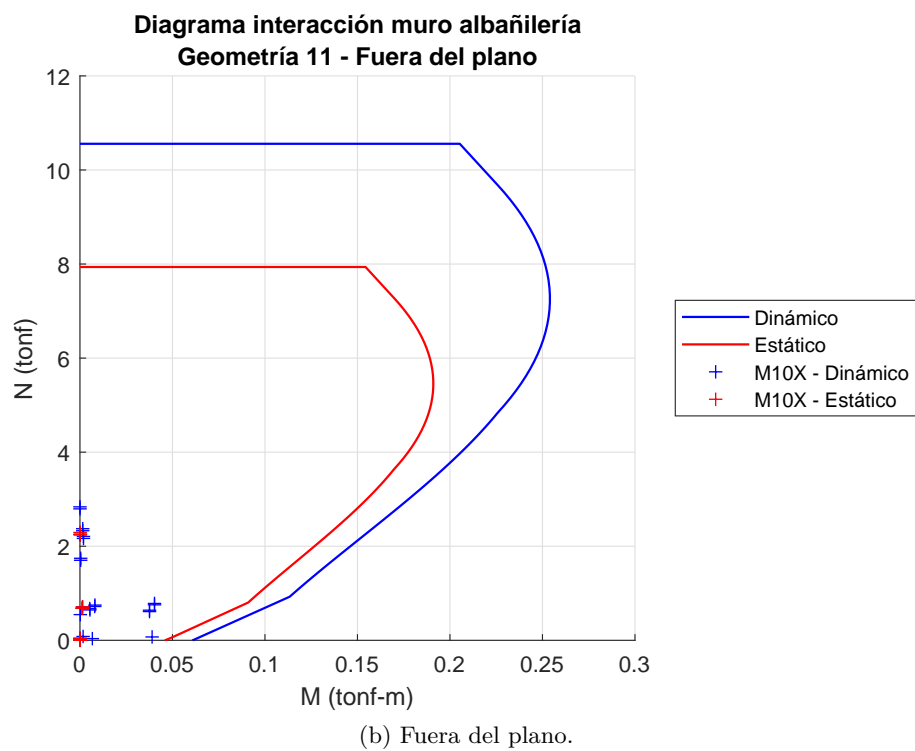
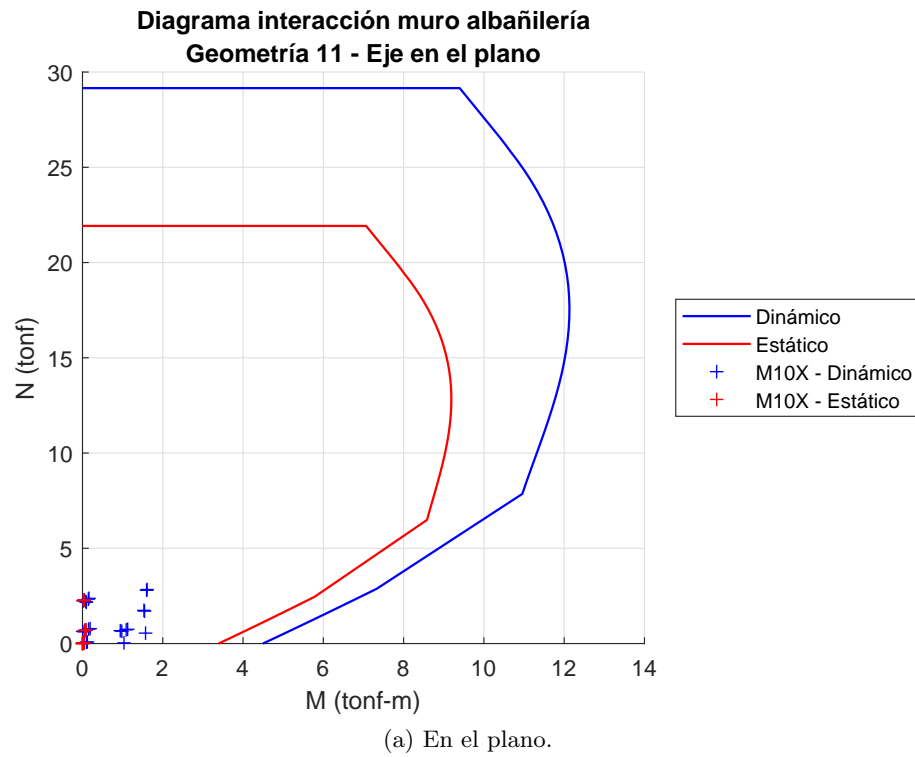


Figura 34: Verificación flexo-compresión geometría 11, muro M10X.

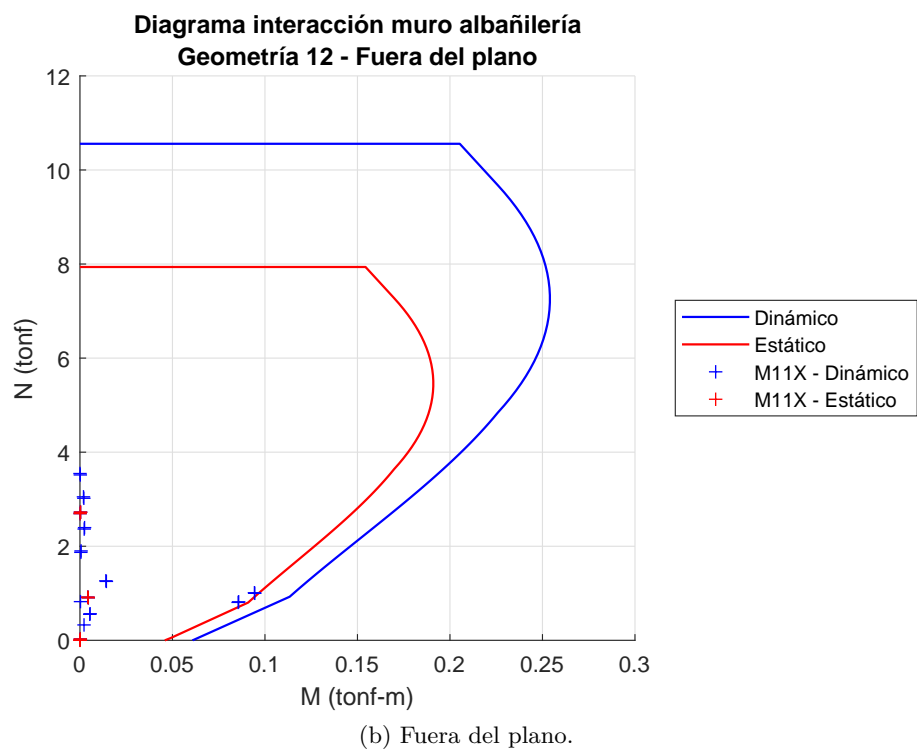
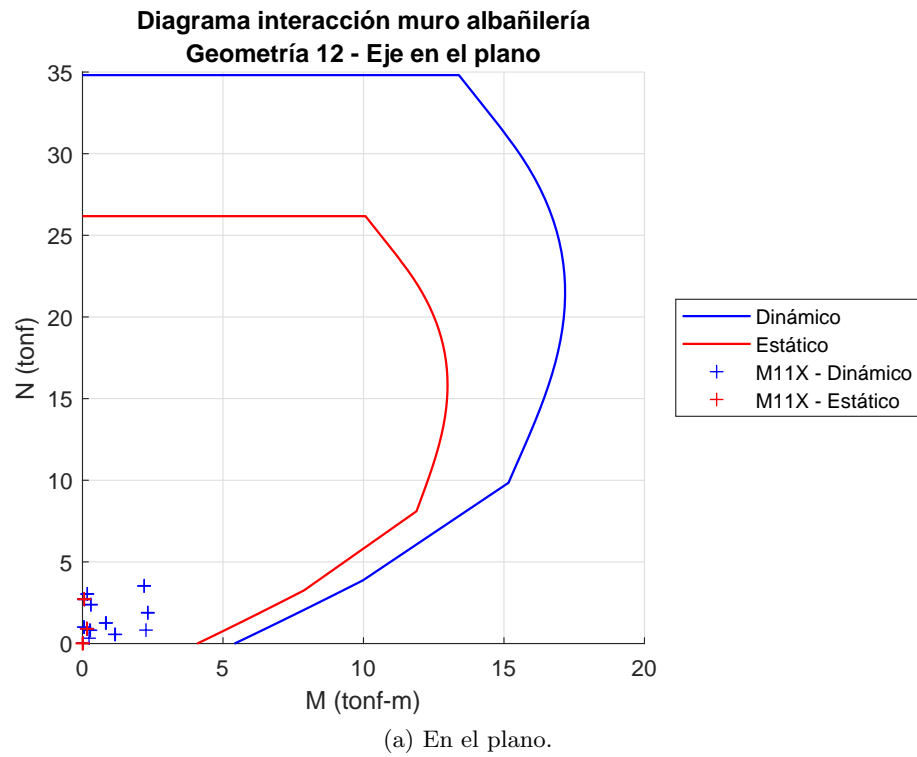


Figura 35: Verificación flexo-compresión geometría 12, muro M11X.

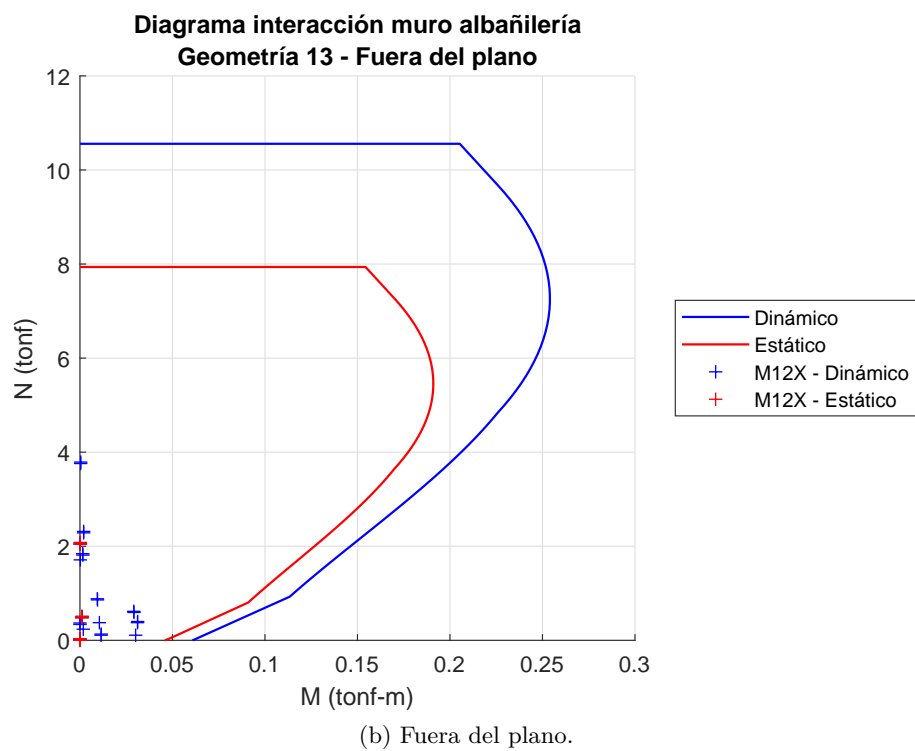
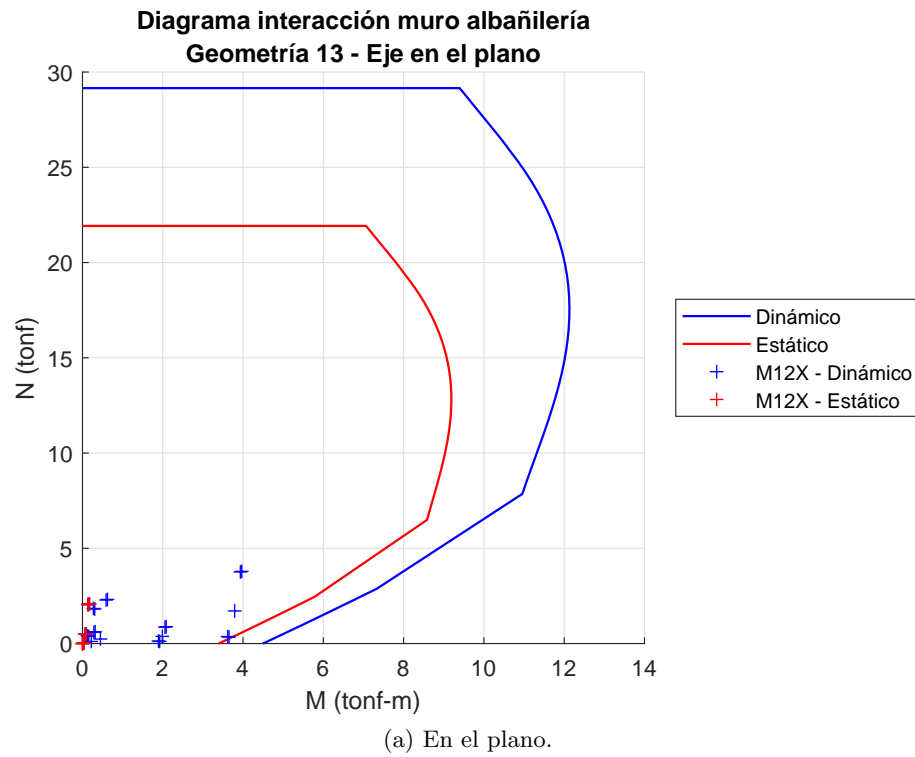


Figura 36: Verificación flexo-compresión geometría 13, muro M12X.

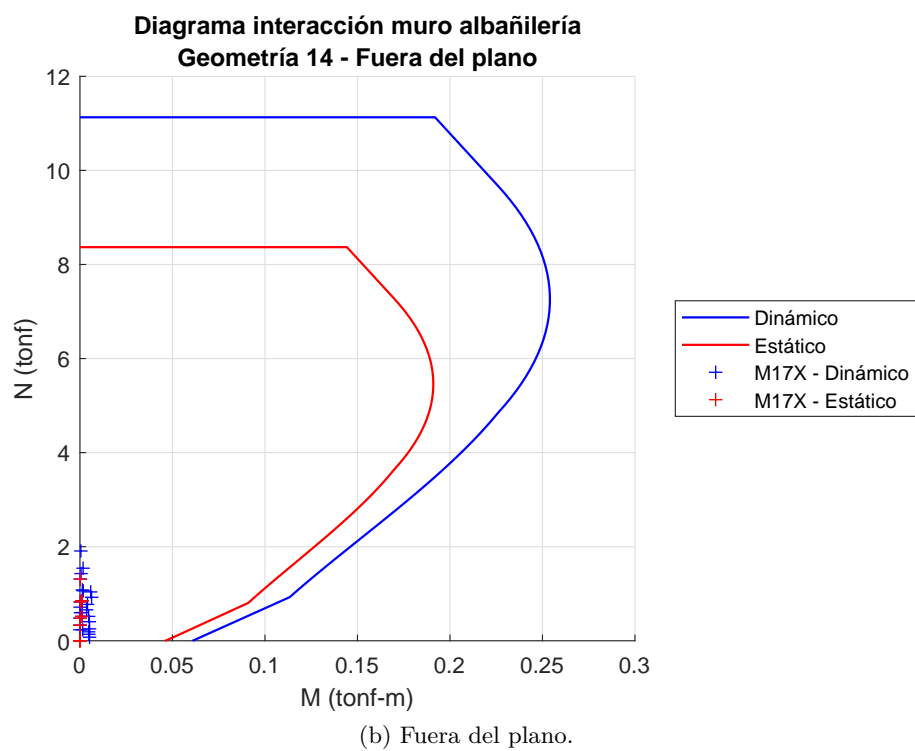
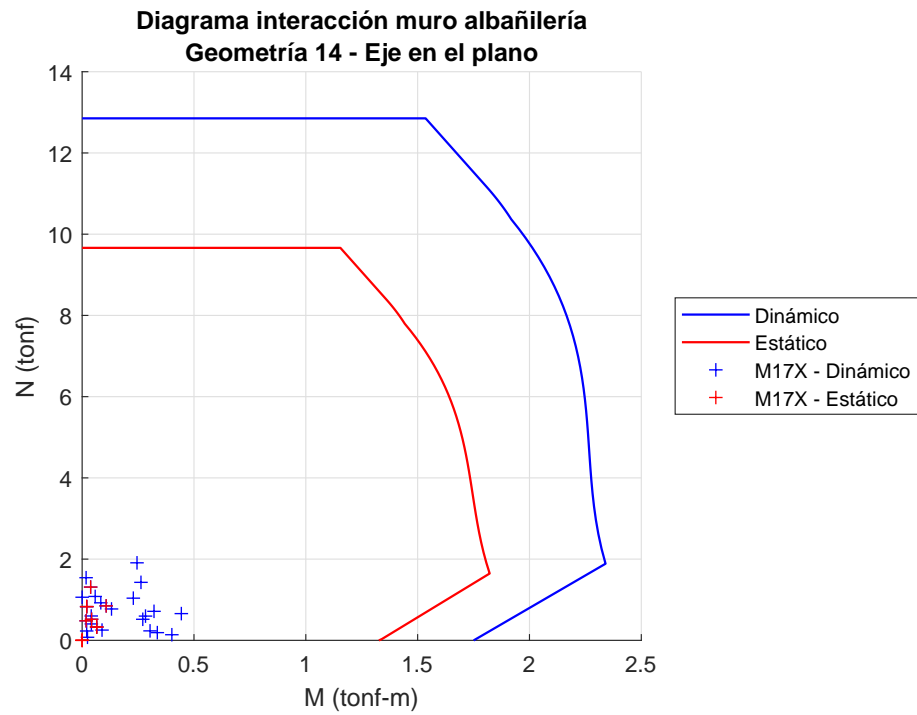


Figura 37: Verificación flexo-compresión geometría 14, muro M17X.

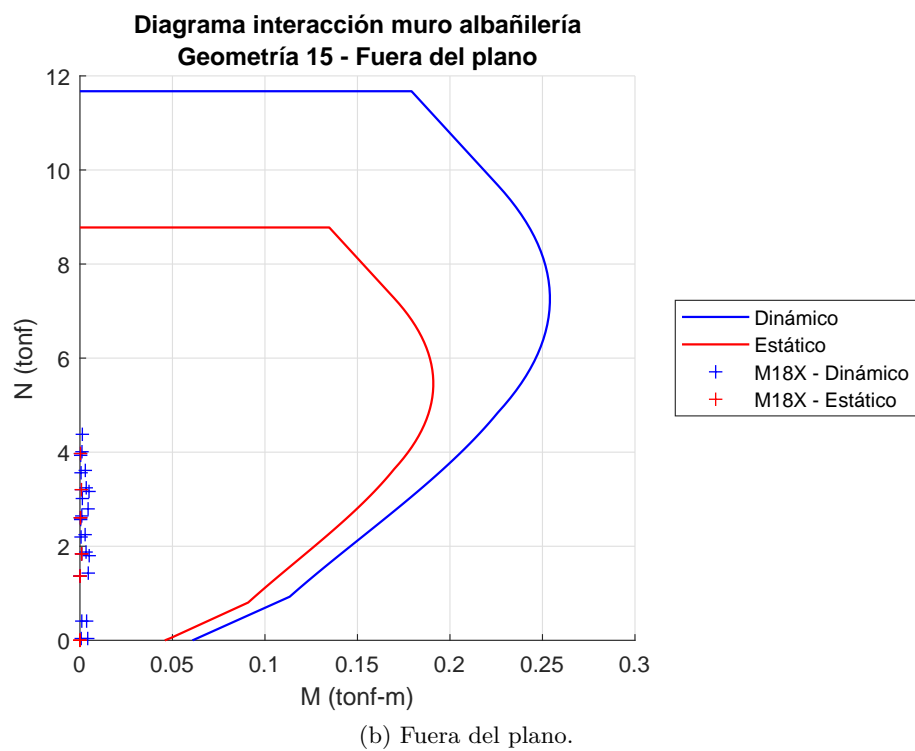
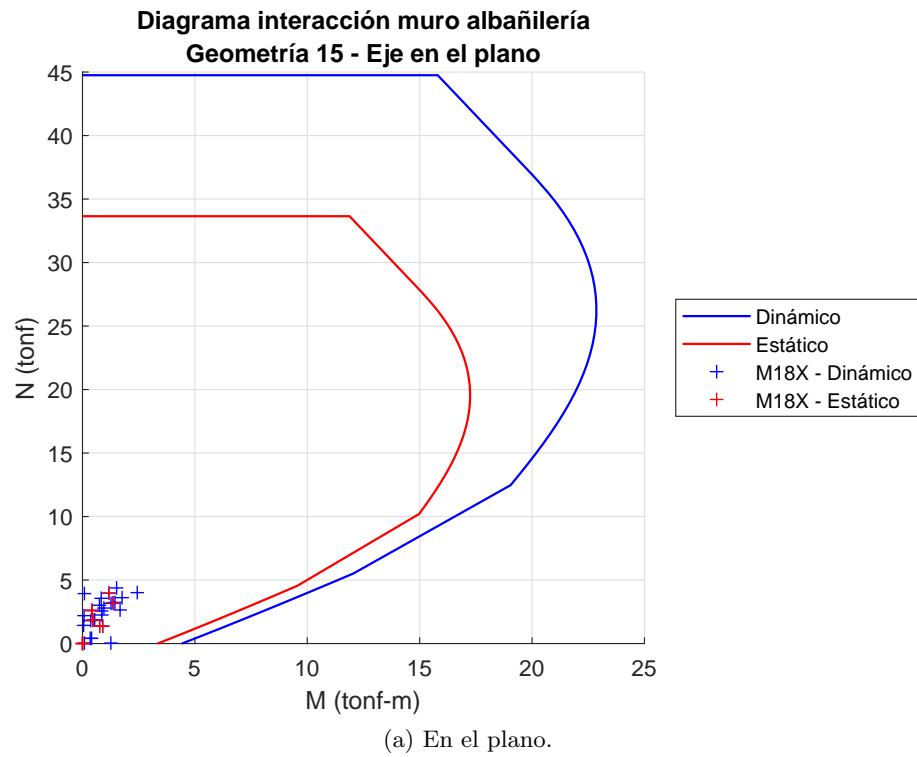


Figura 38: Verificación flexo-compresión geometría 15, muro M18X.

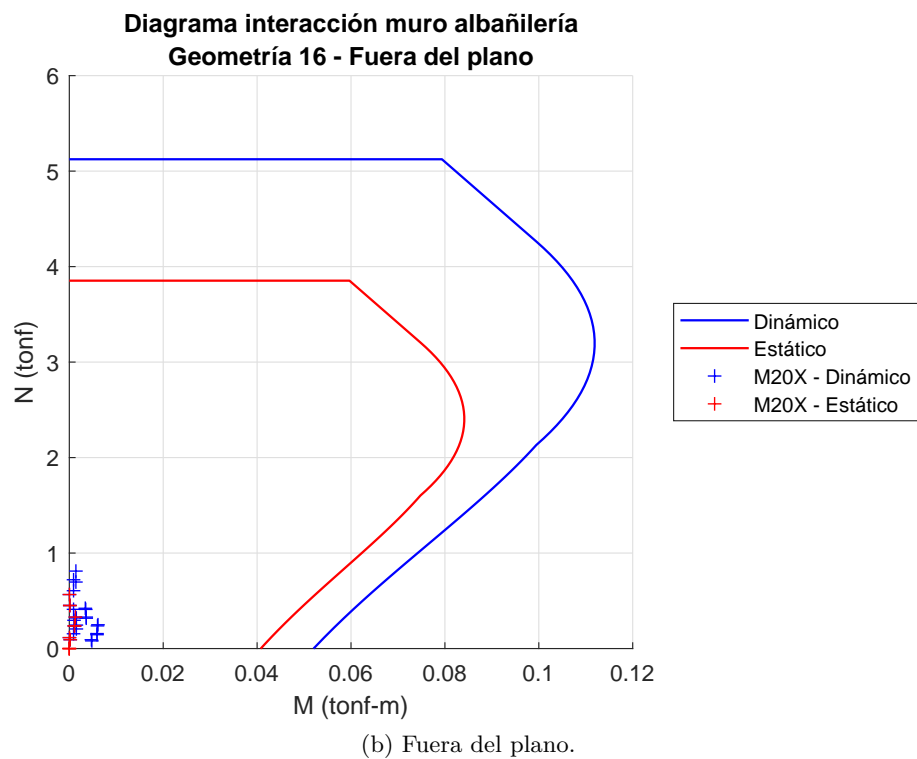
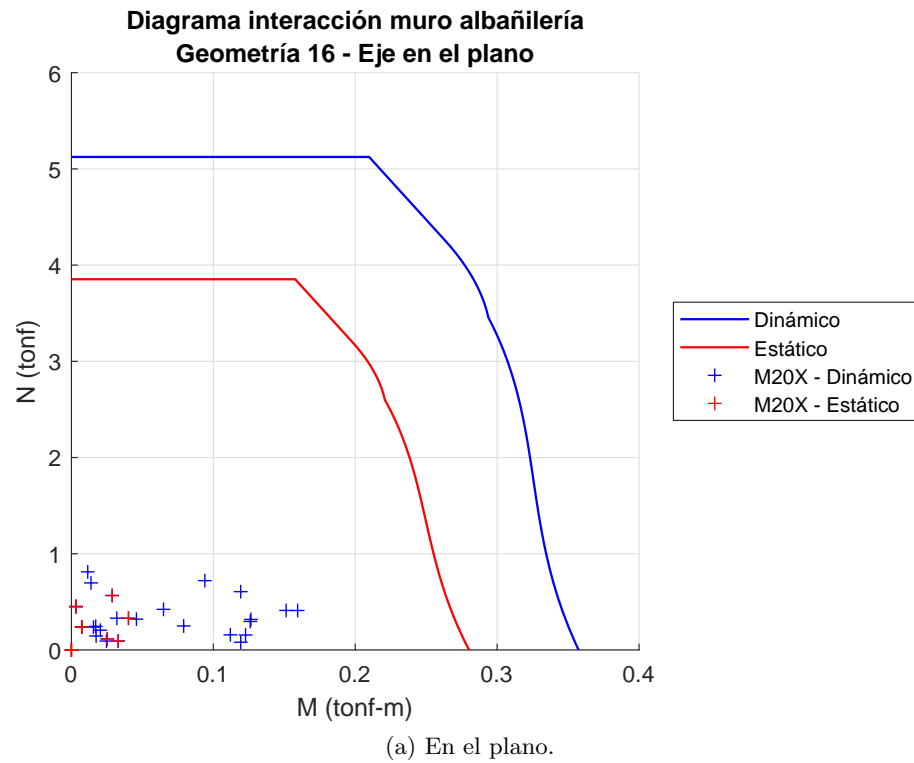


Figura 39: Verificación flexo-compresión geometría 16, muro 20X.

4.5. Verificación deformaciones máximas

Dado que la estructura no posee un diafragma rígido de piso, ello es, una losa que permita compatibilizar los desplazamientos en planta de los muros, se decidió por determinar las deformaciones máximas de los muros como el máximo desplazamiento de los nodos de techo de los muros. La figura 40 ilustra los desplazamientos nodales para cada una de las combinaciones de carga definidas.

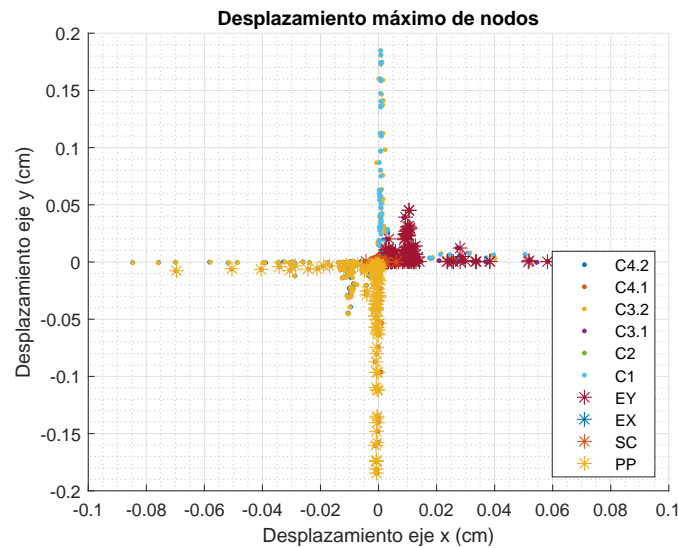


Figura 40: Desplazamiento nodos de la estructura a nivel de techo.

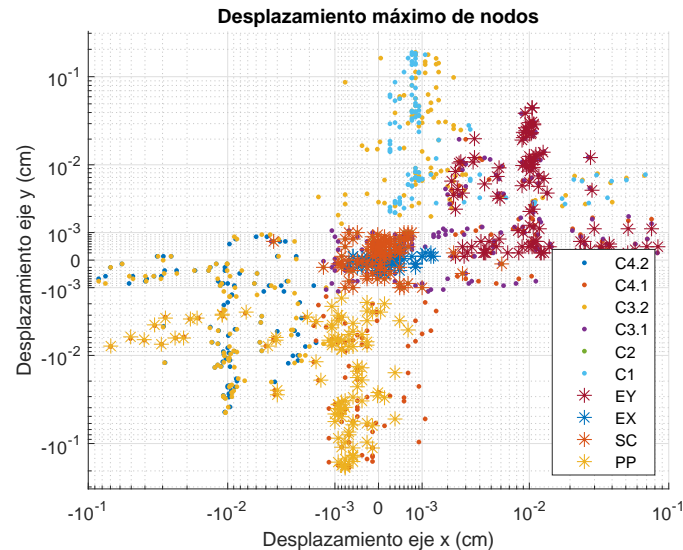


Figura 41: Detalle desplazamientos, escala logarítmica.

Es posible observar que el desplazamiento máximo obtenido en cada eje no supera el límite establecido por la norma (Apartado 5.9.3), equivalente a $\frac{h}{1000} = \frac{260cm}{1000} = 0.26cm$ por tanto se cumple con las deformaciones límites.

Un análisis similar se realizó considerando los drift a nivel de nodo *joint drifts* en ETABS. La figura 42 ilustra los drift para cada una de las combinaciones de carga, la figura 43 detalla en escala logarítmica dichos drifts.

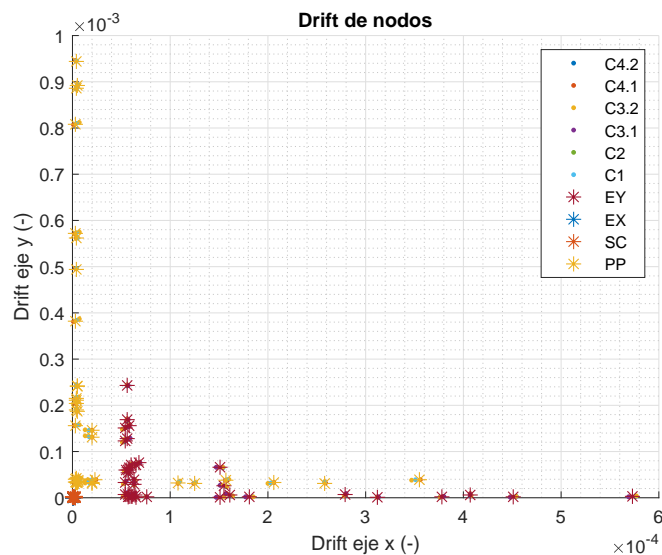


Figura 42: Drift de nodos de la estructura.

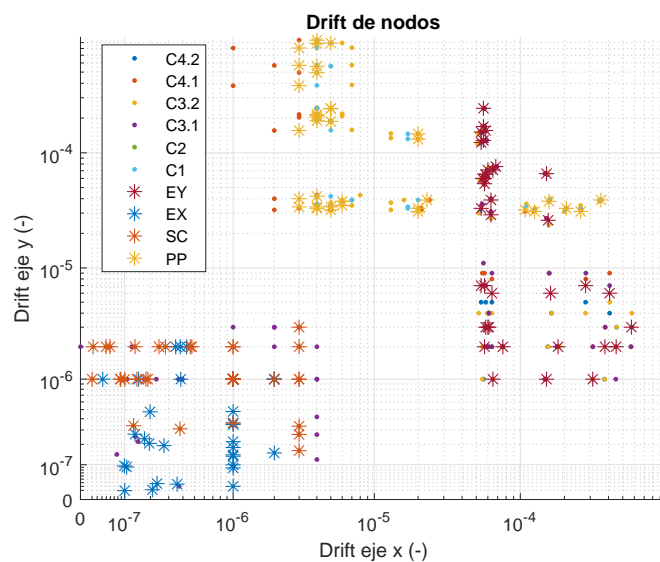


Figura 43: Detalle de drifts en escala logarítmica

5. Conclusiones

Con respecto al diseño al corte de los muros, se puede apreciar que dada la baja demanda de estos la armadura mínima horizontal resiste todas las solicitaciones, como también lo hace el muro de albañilería por sí solo. Teniendo en cuenta las consideraciones de la norma y sus requerimientos mínimos se concluye que el espaciamiento entre escalerillas es de 3 hiladas para todos los muros, teniendo algunas variaciones en los bordes de ventanas y puertas.

Con respecto a las solicitaciones que recibe la cadena, se concluye que la alternativa de una cercha de madera es bastante conveniente, esto pues, su bajo peso y por consecuencia sus solicitaciones sobre la cadena son bajas. Esto lo hace una solución preferible por sobre una cercha elaborada con perfiles de acero galvanizado, dado que se tendrían mayores esfuerzos sobre la cadena aumentando por lo tanto las solicitaciones en los muros.

Con respecto al análisis a flexo-compresión se puede observar en los diagramas resultantes que todos los muros respondieron de buena manera ante las demandas. Para el caso del análisis en el plano por lo general se tiene una excesiva resistencia en comparación a las solicitaciones, sin embargo en el caso del análisis fuera del plano algunos muros tuvieron una resistencia levemente superior a las solicitaciones, como el caso de las geometrías 1, 6 y 9 (Figuras 24 y 32 respectivamente). Con respecto a la consideraciones tomadas para el diseño de los muros es importante destacar que no se consideró la armadura en compresión, asumiendo que la mayoría de este esfuerzo es tomado por la albañilería en sí. Se redujeron las solicitaciones sísmicas en un 50 según lo estipulado en el apartado 5.3.2 de la norma NCh1928. Por otro lado es importante destacar que el momento fuera del plano fue tributado utilizando un espaciamiento máximo de 84cm, 6 veces el espesor del muro.

En cuanto a las deformaciones, tal como se mencionó en el capítulo anterior, en todos los muros se obtuvieron desplazamientos bajo el límite de la norma. De los resultados se desprende que el mayor desplazamiento en el eje y corresponde al peso propio y la combinación C1 (PP) y el mayor desplazamiento en el eje x corresponde al sismo en y. El mismo comportamiento se puede apreciar en el gráfico de drift de nodos (Figura 42). Cabe destacar que estos desplazamientos y drifts fueron obtenidos utilizando un espectro elástico, sin reducir, tal como se estipula en el apartado 5.3.4 de la norma.