



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE ASPECTOS DE
MODELACION DE EDIFICIOS
CHILENOS HABITACIONALES DE
HORMIGÓN ARMADO**

JULIO RODRIGO BACHMANN ATALA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

DIEGO LÓPEZ-GARCÍA GONZÁLEZ

Santiago de Chile, septiembre, 2023.

A mi esposa María José; mis padres, Julio y Rebeca; y mis hermanos, Juan Pablo, Vanessa y Eduardo, por su apoyo incondicional y cariño. Los amo.

AGRADECIMIENTOS

Al todo el cuerpo docente del programa de Magister en Ingeniería Estructural y Geotécnica, en especial al profesor Diego López-García, por su tiempo, ayuda y siempre buena disposición para atender mis consultas.

A Elena Cornejo y Ana María Oteiza por la ayuda brindada en gestiones administrativas durante toda la duración del programa.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT	x
I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 Objetivos generales	2
I.2 Objetivos específicos.....	2
II. DESCRIPCION DEL EDIFICIO	3
II.1 Edificio de referencia.	3
II.2 Modelación estructural	5
II.2.1 Materiales.....	5
II.2.2 Secciones.....	5
II.2.3 Diafragmas	6
II.2.4 Cargas gravitacionales.....	6
II.2.5 Masa sísmica.....	7
II.2.6 Otros aspectos de modelación	7
II.3 Modelo de secciones brutas.....	7
II.4 Modelo 1 (modelo base).....	7
II.4.1 Criterios de estimación de la rigidez efectiva.....	8
II.5 Análisis modal.....	11
III. ALTERNATIVAS DE MODELACIÓN.....	13
III.1 Modelo 2	14
III.2 Modelo 3	14
III.3 Modelo 4	16
III.4 Modelo 5	17

III.5 Modelo 6	19
IV. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE MODELACIÓN	20
IV.1 Análisis tiempo historia.....	20
IV.2 Parámetros de comparación	24
IV.2.1 Corte basal.....	24
IV.2.2 Corte muro eje 37.....	27
IV.2.3 Corte muro eje O.....	31
IV.2.4 Desplazamientos de piso	34
IV.2.5 Desplazamientos de entrepiso	36
IV.2.6 Espectros de aceleraciones de piso	38
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	43
V.1 Conclusiones	43
V.2 Recomendaciones.....	45
BIBLIOGRAFIA.....	47
A N E X O S.....	49
Anexo A: REGISTROS DE ACELERACIONES	50
Anexo B: CORTE POR PISO MURO EJE 37	56
Anexo C: CORTE POR PISO MURO EJE O.....	60
Anexo D: DESPLAZAMIENTOS DE PISO	64
Anexo E: DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO	70

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1. Propiedades de los hormigones considerados.	5
Tabla II-2. Cargas gravitacionales.	6
Tabla II-3. Momento de inercia y área transversal efectiva (ACI-318).	8
Tabla II-4. Expresiones alternativas para momentos de inercia (ACI-318).	9
Tabla II-5. Rigidez efectiva propuesta por el FEMA 356 (2000).	9
Tabla II-6. Inercia efectiva propuesta por Paulay y Priestley (1992).	10
Tabla II-7. Valores de rigidez efectiva modelo con agrietamiento.	10
Tabla II-8. Periodos y masas modales del modelo de secciones brutas y el modelo base.	12
Tabla III-1. Alternativas de modelación del modelo base (modelo 1).	13
Tabla III-2. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 2.	14
Tabla III-3. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 3.	15
Tabla III-4. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 4.	17
Tabla III-5. Relación de masa sísmica y rigidez entre el modelo 1 y el modelo 4. ...	17
Tabla III-6. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 4.	18
Tabla III-7. Relación de masa sísmica y rigidez entre el modelo 1 y el modelo 5. ...	19
Tabla III-7. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 6.	19
Tabla IV-1. Registros seleccionados.	22
Tabla IV-2. Resumen de cortes basales según alternativa de modelación.	24
Tabla IV-3. Índices de error para corte basal.	25
Tabla IV-3. Índices de error para corte en muro 37.	29
Tabla IV-4. Índices de error para corte en muro O.	33
Tabla IV-5. Desplazamiento de piso nivel 18.	36
Tabla IV-6. Valores de PFA y diferencias porcentuales respecto al modelo base. Registro dirección X.	41
Tabla IV-7. Valores de PFA y diferencias porcentuales respecto al modelo base. Registro dirección Y.	42

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1. Planta de estructura subterráneo 2°	3
Figura II-2. Planta de estructura piso tipo.	4
Figura II-3. Vista 3D edificio de referencia.	4
Figura III-1. Planta tipo modelo 3.	15
Figura III-2. Vista 3D modelo 4.	16
Figura III-3. Vista 3D modelo 4.	18
Figura IV-2. Espectros de respuesta de los registros seleccionados.	23
Figura IV-3. Diagrama de cortes basales. (a) Registros Dir. X. (b) Registros Dir. Y.	26
Figura IV-4. Muro eje 37.	27
Figura IV-5. Diagrama de cortes por piso muro eje 37. (a) Registros Dir. X. (b) Registros Dir. Y.	28
Figura IV-6. Diagrama de cortes muro eje 37. (a) Registros Dir. X. (b) Registros Dir. Y.	30
Figura IV-7. Muro eje O.	31
Figura IV-8. Diagrama de cortes por piso muro eje O. (a) Registros Dir. X. (b) Registros Dir. Y.	32
Figura IV-9. Índice de error, esfuerzo de corte en muro eje O. Registros dirección X.	34
Figura IV-10. Desplazamientos de piso. (a) Registros dir. X (b) Registros dir. Y.	35
Figura IV-11. Desplazamientos de entrepiso. (a) Registros dirección X. (b) Registros dirección Y.	37
Figura IV-12. Espectros de aceleraciones de piso para las direcciones X e Y. (a) Piso 4. (b) Piso 8. (c) Piso 12 y (d) Piso 18.	40
Figura A-1. Registro de aceleraciones MAU05s.	50
Figura A-2. Registro de aceleraciones IQUIQUE.	50
Figura A-3. Registro de aceleraciones HUALAÑE.	51
Figura A-4. Registro de aceleraciones MATANZAS.	51
Figura A-5. Registro de aceleraciones SANTIAGO-PEÑALOLEN.	52
Figura A-6. Registro de aceleraciones AP01.	52
Figura A-7. Registro de aceleraciones PB11.	53
Figura A-8. Registro de aceleraciones GO04.	53
Figura A-9. Registro de aceleraciones C19O.	54

Figura A-10. Registro de aceleraciones C26O.....	54
Figura A-11. Registro de aceleraciones LL07.	55
Figura B-1. Cortes por piso muro eje 37 para registros en dirección X e Y.	59
Figura C-1. Cortes por piso muro eje O para registros en dirección X e Y.	63
Figura D-1. Desplazamientos de piso para registros en dirección X e Y.....	69
Figura E-1. Desplazamientos de entrepiso piso para registros en dirección X e Y. ..	75

RESUMEN

El objetivo de este estudio consiste en evaluar aspectos de modelación de un edificio habitacional de referencia estructurado en base a muros de hormigón armado. La evaluación se realiza mediante análisis modal y tiempo historia de diferentes modelos lineales de elementos finitos desarrollados en ETABS. Se analiza un modelo base utilizando secciones agrietadas, incluyendo losas con diafragma semirrígido y niveles subterráneos. Luego se analizan variantes de modelación, evaluando la influencia de las losas, los diafragmas, los niveles subterráneos, las condiciones de vínculo y las rigideces del material. Para cada modelo se evalúan distintos parámetros como periodos modales, cortes basales, cortes de piso, desplazamientos de piso, deformaciones de entrepiso y espectros de piso. Los valores de estos parámetros se comparan con los del modelo base. Finalmente, se recomiendan las alternativas de modelación que incluyen diafragma y subterráneo. Para analizar la torre se recomienda diafragma rígido debido a que disminuye los grados de libertad y no genera mayor diferencia respecto del diafragma semirrígido. Para analizar los niveles subterráneos parece razonable recomendar distintos escenarios pues se advierte que la capacidad de transferir los esfuerzos del núcleo a los muros perimetrales varía con los supuestos de modelación del diafragma.

ABSTRACT

The objective of this study is to evaluate modeling aspects of a reference reinforced concrete shear wall residential building. The evaluation was performed through modal and time history analysis of different linear finite element models developed in ETABS. A base model is analyzed considering cracked sections, semi-rigid diaphragms, and underground levels. Then, modeling variants are analyzed, and the influence of the slabs, the diaphragms, the underground levels, the boundary conditions, and material properties are evaluated. Different response quantities are evaluated for each model, such as modal periods, base shear, story shear, story displacements, story drifts, and floor spectra. These response quantities are compared with those of the base model. Finally, modeling alternatives that include diaphragms and underground levels are recommended. For the analysis of the tower rigid diaphragms are recommended since it reduces the degrees of freedom and does not generate a significant difference with respect to semi-rigid diaphragms. For the analysis of the underground levels, it seems reasonable to recommend different options since it is noted that the ability to transfer internal forces from the core to the perimeter walls depends on the modeling assumptions of the diaphragm.

I. INTRODUCCIÓN

En Chile la mayoría de las estructuras en altura se construyen en base a hormigón armado, principalmente debido a la gran resistencia a la compresión que aporta el hormigón en conjunto con la alta ductilidad que entrega el acero.

Según catastros de construcciones en altura en Chile hay más de 30 mil edificios. Esta gran cantidad de construcciones en altura se debe principalmente al fenómeno migratorio histórico de la población hacia las zonas urbanas, lo cual ha traído como consecuencia que el suelo en la ciudad sea cada vez un bien más escaso. Es por esto que paulatinamente son más frecuentes las edificaciones en altura, en virtud de que éstas brindan la posibilidad de multiplicar verticalmente la superficie del suelo urbano.

Al estar Chile ubicado en una de las zonas de mayor sismicidad, como el Cinturón de Fuego del Pacífico, los eventos sísmicos forman parte de la memoria colectiva de los chilenos. A lo largo del tiempo esta experiencia sísmica ha entregado como resultado el llamado “edificio chileno”, caracterizado por la presencia de muros estructurales en las direcciones longitudinal y transversal que proveen una alta rigidez lateral.

En este trabajo se propone evaluar aspectos de modelación tales como losas, diafragmas, inclusión de subterráneos, condiciones de vinculación y agrietamiento de un edificio habitacional de referencia con una estructuración representativa del edificio chileno, evaluando la influencia de tales aspectos de modelación en parámetros como periodos modales, cortes de piso, desplazamientos de piso y entrepiso, y aceleraciones de piso.

I.1 Objetivos generales

Evaluar aspectos de modelación de un edificio habitacional de hormigón armado a través de análisis modal y análisis tiempo historia de modelos lineales de elementos finitos desarrollados en ETABS

I.2 Objetivos específicos

- a) Analizar un edificio habitacional de referencia utilizando secciones agrietadas, incluyendo losas y niveles subterráneos, a través de un modelo de elementos finitos lineales en ETABS (modelo base)
- b) Analizar alternativas de modelación del edificio habitacional de referencia, evaluando la influencia de los diafragmas, las losas, los subterráneos, condiciones de vinculación y consideraciones del material.
- c) Comparar las respuestas obtenidas de los modelos alternativos con las del modelo base y evaluar la influencia en parámetros de interés tales como desplazamientos de piso, desplazamientos de entrepiso, cortes basales, cortes de piso en muro interior y en muro de fachada, y aceleraciones de piso.

II. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

En esta sección se describen la modelación y análisis modal del edificio habitacional de referencia, considerando un modelo con secciones brutas y un modelo con secciones agrietadas.

II.1 Edificio de referencia.

La estructura a evaluar es un edificio de uso habitacional de 18 pisos y 2 subterráneos, cuyo sistema sismorresistente está formado básicamente por muros de hormigón armado y vigas estáticas en fachada conectados mediante losas que constituyen diafragmas de piso. El edificio tiene una superficie total aproximada de 16.300 m² y una altura total de 55.8 m, de los cuales 7.0 m corresponden a nivel de subterráneo y 48.8 m de altura sobre el nivel de terreno natural. Las plantas subterráneas tienen una superficie aproximada de 74x35 m (relación de aspecto aproximadamente 2:1), mientras que los pisos tipo tienen una superficie de 48.5x15.2 m, lo que da una razón de aspecto cercana a 3:1. Las figuras II-1 y II-2 muestran la planta de uno de los subterráneos y planta del piso tipo, respectivamente, mientras la figura II-3 muestra una vista 3D del edificio en referencia.



Figura II-1. Planta de estructura subterráneo 2°.



Figura II-2. Planta de estructura piso tipo.

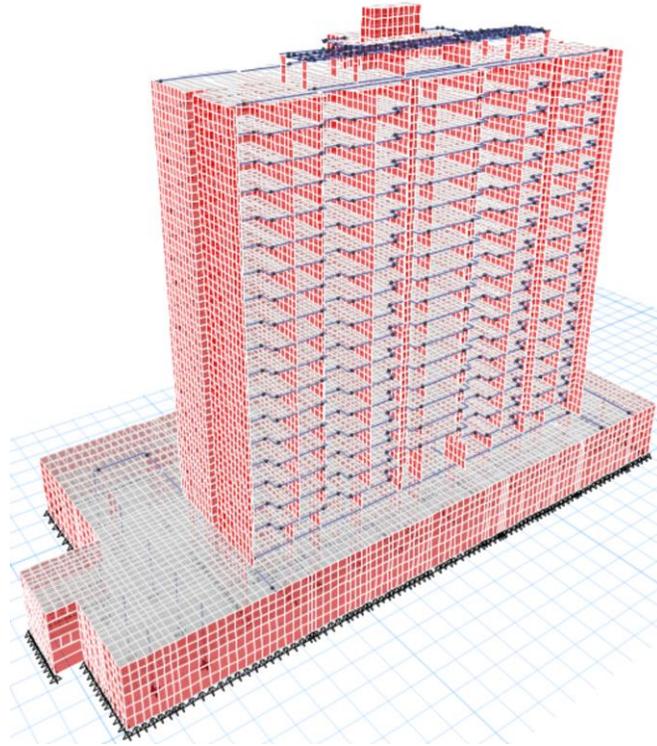


Figura II-3. Vista 3D edificio de referencia.

II.2 Modelación estructural

En los puntos siguientes se describen algunos aspectos importantes de la modelación, como los materiales, cargas gravitacionales, secciones, masa sísmica y consideraciones tomadas en cuenta para todos los modelos a evaluar.

II.2.1 Materiales

El edificio fue modelado con hormigón grado G30 desde las fundaciones hasta el 5° piso, y con hormigón grado G25 desde 6° piso hasta el nivel de cubierta. Las propiedades mecánicas de estos hormigones se resumen en la tabla II.1

Tabla II-1. Propiedades de los hormigones considerados.

Propiedad	G30	G25
Resistencia a la compresión (f'_c)	300 kgf/cm ²	250 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad (E_c)	261540 kgf/cm ²	238752 kgf/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν_c)	0.2	0.2
Módulo de corte (G_c)	108975 kgf/cm ²	99480 kgf/cm ²
Peso específico (γ_c)	2500 kgf/m ³	2500 kgf/m ³

El módulo de elasticidad fue determinado de acuerdo con lo establecido en el código ACI 318-19, en su numeral 19.2.2.1 para concreto normal $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ [kgf/cm²].

II.2.2 Secciones

Las losas están definidas con un espesor de 18 cm en subterráneos y 15 cm desde el cielo del primer piso hacia arriba. Los muros presentan secciones de ancho 30 cm, con variaciones en altura de 25 cm y 20 cm. Las vigas tienen secciones variadas, con alturas controladas por los requerimientos arquitectónicos y anchos típicos no mayores a 30 cm en subterráneos, más comúnmente 20 cm.

II.2.3 Diafragmas

Habitualmente se suelen modelar las losas de hormigón armado como diafragmas rígidos en su plano, lo que reduce el número de grados de libertad de manera considerable en el modelo. Sin embargo, también existe la opción de modelar las losas como diafragmas semirrígidos de rigidez finita, lo cual naturalmente resulta más apropiado, quedando la rigidez definida por las propiedades geométricas y propiedades del material. El DS 61/2011 señala que, en caso de existir dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad incorporando todos los grados de libertad que sean necesarios.

En este estudio, gracias a las herramientas que entrega ETABS, se tomará en cuenta la flexibilidad de las losas.

II.2.4 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales consideradas en el análisis comprenden la carga muerta (DEAD), que incluye el peso propio de los elementos estructurales más las cargas permanentes de los elementos no estructurales, y la carga viva (LIVE), correspondiente a la sobrecarga de uso de acuerdo con NCh1537.Of2009. La tabla II-2 resume las cargas ingresadas a los modelos.

Tabla II-2. Cargas gravitacionales.

Nivel	DEAD* (kgf/m ²)	LIVE (kgf/m ²)
S2°	100	300
S1°	150	500
1°-18°	150	200
19°	100	100
Sala Maquinas	500	500

* Adicional al peso propio de los elementos

II.2.5 Masa sísmica

De acuerdo con lo indicado en NCh433.Of2009, para la masa sísmica se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser menor a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada. En este caso se consideran las cargas permanentes y un 25% de la sobrecarga de uso.

II.2.6 Otros aspectos de modelación

- Vigas y columnas se modelan con elementos tipo “frame”.
- Muros y losas se modelan con elementos tipo “shell-thin” (elemento que no considera deformación por corte). Su mallado es congruente con la geometría de la estructura de modo que existe conectividad en todos los nodos de unión.
- Las columnas de subterráneo se consideran empotradas en la base, mientras que los muros se encuentran apoyados continuamente en su longitud.
- Se omite la interacción suelo-estructura a nivel de fundaciones, tampoco se considera la rigidez del suelo en los muros perimetrales de los subterráneos.

II.3 Modelo de secciones brutas

La norma chilena NCh433 no establece la rigidez efectiva que se debe considerar en los elementos de hormigón armado para el análisis sísmico, por lo cual es común que el análisis se realice considerando secciones brutas, es decir, sin reducción de rigidez. Bajo estas condiciones se verifican los límites de deformaciones sísmicas.

II.4 Modelo 1 (modelo base)

Es una variante del modelo de secciones brutas que considera la pérdida de rigidez producto del agrietamiento de sus elementos, principalmente en análisis sísmicos, donde se esperan grandes deformaciones de la estructura. Las demás características del modelo, como diafragmas y propiedades de los materiales, se mantienen.

II.4.1 Criterios de estimación de la rigidez efectiva

Se mencionan algunos criterios propuestos para considerar la rigidez efectiva de elementos estructurales mediante factores de reducción aplicados a las propiedades de las secciones brutas.

ACI-318:

El código ACI-318 desde su edición de 1999 ha considerado la disminución de rigidez, la cual debe reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ha ocurrido en cada elemento antes de la fluencia. Sin embargo, las complejidades asociadas a la selección de diferentes rigideces de todos los miembros de la estructura harían ineficientes los análisis estructurales. De allí que se requieren suposiciones más sencillas para definir las rigideces de flexión y torsión de los elementos.

La rigidez puede despreciarse si sólo es necesaria para mantener la compatibilidad de las deformaciones, pero debe de tenerse en cuenta si es para mantener el equilibrio de la estructura, para ello propone utilizar las propiedades definidas de acuerdo con la tabla II-3.

Tabla II-3. Momento de inercia y área transversal efectiva (ACI-318).

Miembros y condición		Momento de Inercia	Área transversal
Columnas		$0.70 I_g$	A_g
Muros	No fisurados	$0.70 I_g$	
	Fisurados	$0.35 I_g$	
Vigas		$0.35 I_g$	
Placas y losas planas		$0.25 I_g$	

Otras expresiones sugeridas fueron incorporadas en la versión del 2008 y son las mostradas en la tabla II-4.

Tabla II-4. Expresiones alternativas para momentos de inercia (ACI-318).

Miembro	Valor alternativo de I_e para análisis elástico		
	Mínimo	I_e	Máximo
Columnas y muros	$0.35 I_g$	$I_e = \left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	$0.875 I_g$
Vigas, placas y losas planas	$0.25 I_g$	$I_e = (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5 I_g$

FEMA 356 (2000):

Recomienda que la rigidez de los elementos de una estructura puede ser disminuida de acuerdo con los factores indicados en la tabla II-5.

Tabla II-5. Rigidez efectiva propuesta por el FEMA 356 (2000).

Elementos	Rigidez a flexión	Rigidez al corte	Rigidez axial
Vigas – no pretensadas	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
Vigas – pretensadas	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
Columnas a compresión con carga de diseño $\geq 0.5 A_g f_c'$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas a compresión con carga de diseño $\leq 0.3 A_g f_c'$ o con tracción	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_s A_s$
Muros – no agrietados (con inspección)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros – agrietados	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Losas – no pretensadas	-	$0.4E_c A_g$	-
Losas – pretensadas	-	$0.4E_c A_g$	-

Paulay y Priestley:

Paulay y Priestley indican que la rigidez agrietada de un muro en voladizo sometido predominantemente a deformaciones por flexión puede ser determinada a través de la ecuación 2.1, donde I_e representa la inercia efectiva, I_g la inercia bruta, P_u es la carga axial última que actúa en el muro durante un sismo (es tomada positiva para compresión y negativa en tracción), f_y es la tensión de fluencia del refuerzo en MPa, f'_c es la resistencia a compresión del hormigón en MPa y A_g es la sección bruta del elemento en mm².

$$I_e = \left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_u}{f'_c A_g} \right) I_g, \text{ con } f_y \text{ en MPa.} \quad (2.1)$$

Mientras que para elementos tipo “frame” proponen valores de inercia efectivos de acuerdo a lo indicado en la tabla II-6.

Tabla II-6. Inercia efectiva propuesta por Paulay y Priestley (1992).

Elemento	Rango	Recomendado
Vigas Rectangulares	0.30-0.50 I_g	0.40 I_g
Vigas T y L	0.25-0.45 I_g	0.35 I_g
Columnas $P > 0.5A_g f'_c$	0.70-0.90 I_g	0.80 I_g
Columnas $P = 0.2A_g f'_c$	0.50-0.70 I_g	0.60 I_g
Columnas $P = -0.05A_g f'_c$	0.30-0.50 I_g	0.40 I_g

Luego de revisar la literatura sobre los valores de rigidez efectiva de los elementos, para el modelo que considera agrietamiento de los elementos, se han utilizado los valores de rigidez efectiva que se muestran en la tabla II-7.

Tabla II-7. Valores de rigidez efectiva modelo con agrietamiento.

Elementos	Rigidez a flexión	Rigidez al corte	Rigidez axial
Losas	0.25 $E_c I_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
Vigas	0.35 $E_c I_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$

Columnas	$0.80 E_c I_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros no fisurados	$0.70 E_c I_g$	$0.5 E_c A_w$	$E_s A_s$
Muros fisurados	$0.35 E_c I_g$	$0.5 E_c A_w$	$E_c A_g$

Las secciones fisuradas de los muros solo se considerarán en el primer subterráneo y en los 3 primeros niveles de piso debido a que se espera que ante la ocurrencia de un sismo en estos niveles se produzcan mayores fuerzas de flexión, que inducen que se supere el módulo de rotura del hormigón.

II.5 Análisis modal

Es un proceso mediante el cual se describe una estructura en términos de sus propiedades dinámicas. Consiste en plantear la ecuación de movimiento (ecuación 2.2), suponer una forma de la respuesta e imponer que esta cumpla la ecuación que gobierna el movimiento del sistema, lo que supone resolver problemas de autovalores y autovectores.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

Donde:

\mathbf{u} = Vector de desplazamiento relativo.

\mathbf{M} = Matriz de masa.

\mathbf{C} = Matriz de amortiguamiento.

\mathbf{K} = Matriz de rigidez

\mathbf{r} = Vector de incidencia

\ddot{u}_g = Aceleración del suelo.

La ecuación de movimiento se puede resolver de forma modal introduciendo el cambio de variable $\mathbf{u}(t) = \mathbf{\Phi}\mathbf{q}(t)$, donde $\mathbf{\Phi} = [\phi_1 \ \phi_2 \ \phi_3 \ \dots \ \phi_n]$ es una matriz de dimensión igual al número de grados de libertad que contiene los modos de vibración de la estructura.

Los modos y frecuencias de vibrar se encuentran resolviendo la ecuación de valores y vectores propios del sistema (ecuación 2.3).

$$\mathbf{K}\mathbf{\Phi} = \mathbf{M}\mathbf{\Phi}\mathbf{\Omega}^2 \quad (2.3)$$

Escrito de otra forma:

$$K[\phi_1 \dots \phi_n] = M[\phi_1 \dots \phi_n] \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \dots & \mathbf{1} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{1} & \dots & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Para un modo en particular, la ecuación 2.4 indica que:

$$K\phi_i = \omega_i^2 M\phi_i \quad (2.5)$$

Los vectores propios de ϕ_i corresponden a los modos o formas modales del sistema, y la raíz cuadrada de los valores propios ω_i corresponde a la frecuencia de vibración de ese modo, de tal forma que el periodo de vibración resulta ser $T_i = 2\pi/\omega_i$.

Se realizó el análisis modal en ETABS, obteniendo la respuesta correspondiente a 30 modos, para dar cumplimiento a que la suma de las masas equivalentes sea mayor o igual a 90% de la masa total, para el modelo de secciones brutas y para el modelo que considera agrietamiento de los elementos (modelo base). La tabla II-8 muestra los periodos y los dos modos con mayor participación modal en cada una de las direcciones (traslacional X e Y y rotacional).

Tabla II-8. Periodos y masas modales del modelo de secciones brutas y el modelo base.

Modelo 0					Modelo 1					Relación periodos
Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	
1	0.94	0	57	0	1	1.47	35	0	18	1.56
2	0.91	26	0	25	2	1.44	0	57	0	1.58
3	0.73	32	0	16	3	1.15	22	0	23	1.58
5	0.21	0	19	0	5	0.28	0	19	0	1.33
promedio										1.51

De acuerdo con lo indicado en el DS 61/2011 se establece que si el periodo ha sido calculado con secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia de acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento, el periodo de mayor masa traslacional se puede aproximar a 1.5 veces el calculado sin considerar estos efectos. Los resultados obtenidos para el modelo base (considerando agrietamiento) resultan bastante congruentes con dicha consideración.

III. ALTERNATIVAS DE MODELACIÓN

Se presentan alternativas de modelación del modelo base (modelo 1). Se han considerado 5 alternativas de modelación que intentan evaluar la influencia de las losas, influencia del tipo de diafragma, consideración de los niveles subterráneos, influencia de las condiciones de vínculo y propiedades del material, en la respuesta dinámica de la estructura. La tabla III-1 resume las distintas alternativas de modelación consideradas.

Tabla III-1. Alternativas de modelación del modelo base (modelo 1).

Modelo	Influencia	Descripción
Modelo 2	Tipo de diafragma	Variante del modelo 1, donde se ha reemplazado el diafragma semi rígido por diafragma rígido.
Modelo 3	Losas	Variante del modelo 1, en el cual se ha retirado la losa en todos los niveles, y se reemplaza por vigas de acoplamiento para representar la influencia de la flexión transversal de la losa.
Modelo 4	Subterráneos	Variante del modelo 1, al cual se le han retirado solo los niveles subterráneos.
Modelo 5	Condiciones de vínculo	Variante del modelo 1, al cual se le han retirado los niveles subterráneos, exceptuando la proyección de los niveles de piso. En dichos grados de libertad se han restringido los desplazamientos en planta.
Modelo 6	Material	Variante del modelo 1, en el cual se ha considerado el uso del módulo de elasticidad dinámico.

III.1 Modelo 2

Es una variante del modelo 1 donde se ha reemplazado el diafragma semirrígido por diafragma rígido, generando una reducción importante de grados de libertad en el modelo al considerar rigidez infinita en el plano. La tabla III-2 muestra el detalle de los periodos y participación modal para el modelo 2 y su relación con el modelo base (modelo 1).

Tabla III-2. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 2.

Modelo 1					Modelo 2					Relación periodos
Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	
1	1.47	35	0	18	1	1.44	35	0	16	0.98
2	1.44	0	57	0	2	1.40	0	55	0	0.97
3	1.15	22	0	23	3	1.12	20	0	23	0.98

De los resultados se observa que los modos predominantes en cada dirección son los mismos para ambos modelos. Además, en el modelo 2 (con diafragma rígido) se produce una pequeña disminución en los períodos en todas las direcciones. Sabiendo que la masa de ambos modelos es la misma y que la relación entre periodos disminuye, se puede indicar que el diafragma rígido rigidiza levemente el modelo.

III.2 Modelo 3

Es una variante del modelo 1 en el cual se han retirado las losas en todos los niveles representando la influencia de la flexión transversal de estas mediante vigas de acoplamiento entre muros de corte. Para la representación de las vigas de acoplamiento entre muros de corte se utiliza una simplificación práctica de la expresión propuesta en [10], que sugiere una viga de altura igual al espesor de la losa y ancho igual a $b=L+0.1 \cdot M/e$, con “M” igual al largo del muro transversal, “L” el largo de la viga de acoplamiento y “e” espesor de losa. Se puede apreciar que “M” en casi todos los casos es 0.2 m, “L” igual 0.95 m y “e” igual a 15 cm, lo cual da como resultado un valor de b de aproximadamente 1m. Dicho valor es similar a la expresión simplificada adoptada en la práctica profesional de considerar $b = 6 e$,

expresión que se utilizará típicamente en este modelo. De esta forma, la viga de acoplamiento típica (comúnmente llamado refuerzo de losa) se modela como una viga de altura igual al espesor de losa y ancho igual a 6 espesores de losa.

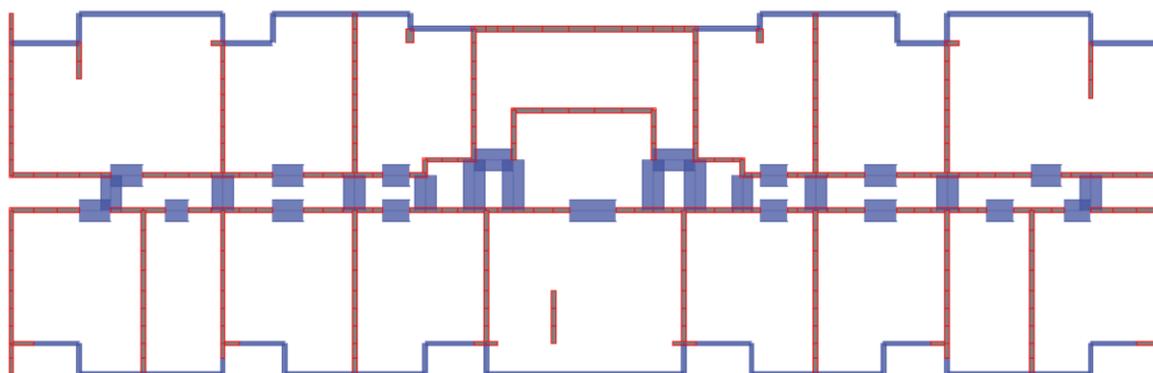


Figura III-1. Planta tipo modelo 3.

Para la representación de la ausencia de la losa, se han considerado rigideces flexurales, de corte y axiales de los elementos shell cercanas a cero (para evitar errores en la matriz de rigidez). De esta manera la descarga de las masas sísmicas a los elementos resistentes sigue siendo automática.

En la tabla III-3 se muestra el detalle de los periodos y participación modal para el modelo 3 y su relación con el modelo base (modelo 1).

Tabla III-3. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 3.

Modelo 1					Modelo 3					Relación periodos
Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	
1	1.47	35	0	18	1	1.82	25	1	25	1.24
2	1.44	0	57	0	2	1.75	0	56	1	1.22
3	1.15	22	0	23	3	1.38	33	0	17	1.20

De los resultados se aprecia que en la dirección X predomina el modo 1, que en la dirección Y el modo predominante es el 2, mientras que para la rotación cambia el modo predominante

entre ambos modelos. Además, sabiendo que la masa de ambos modelos es la misma y que la relación entre periodos aumenta, se puede indicar que al retirar las losas al modelo 1 se pierde rigidez.

III.3 Modelo 4

Es una variante del modelo 1, al cual se le han retirado los niveles subterráneos. La norma NCh433 carece de especificaciones o recomendaciones respecto de cómo se debe abordar el problema de la inclusión de los subterráneos en el análisis. En consecuencia, los diseñadores utilizan criterios basados en la experiencia para realizar los modelos de elementos finitos en edificios que presentan subterráneos, de ahí que algunas oficinas puedan modelar los edificios sin subterráneos y empotrar el edificio al suelo de la base, aunque en general la practica nacional considera dentro del modelo de análisis todas las plantas subterráneas, y empotran el edificio al suelo de la base.

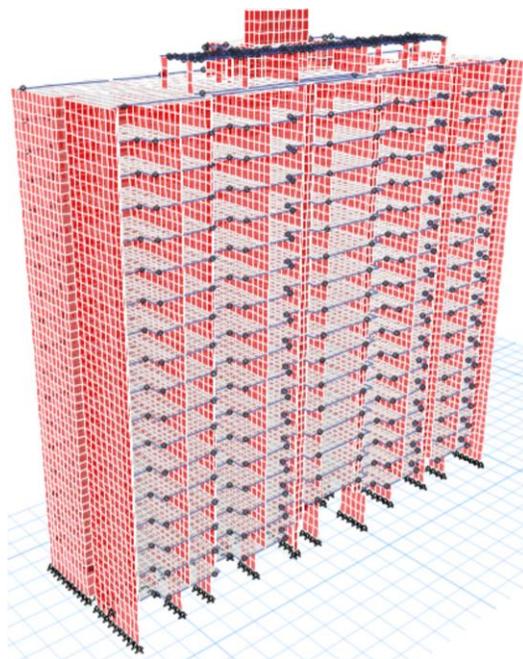


Figura III-2. Vista 3D modelo 4.

En la tabla III-4 se muestra el detalle de los periodos y participación modal para el modelo 4 y su relación con el modelo base (modelo 1).

Tabla III-4. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 4.

Modelo 1					Modelo 4					Relación periodos
Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	
1	1.47	35	0	18	1	1.26	56	0	15	0.86
2	1.44	0	57	0	2	1.13	0	69	0	0.79
3	1.15	22	0	23	3	0.95	16	0	54	0.83

Se aprecia que los modos 1 y 2 son predominantemente traslacionales en las direcciones X e Y, respectivamente, mientras el modo 3 es predominantemente rotacional. Es pertinente notar que si bien los modos predominantes en cada dirección de análisis son los mismos, la cantidad de masa movilizada por estos presenta variaciones importantes. En particular, se observa que el porcentaje de participación modal en el modo rotacional presenta diferencias de más de un 100%. Por otra parte, analizando los periodos principales y las masas sísmicas de cada modelo (obtenidas del modelo ETABS), y determinando la rigidez asociada como $K = 4\pi^2 m/T^2$, se puede concluir que el hecho de retirar los subterráneos implica una mayor pérdida de masa sísmica que de rigidez, tal como se muestra en la tabla III-5.

Tabla III-5. Relación de masa sísmica y rigidez entre el modelo 1 y el modelo 4.

Modelo 1		Modelo 4		Relación Modelo 4 / Modelo 1	
T₁ (s)	1.47	T₄ (s)	1.26	T₄/T₁	0.86
m₁ (ton s²/m)	1844.2	m₄ (ton s²/m)	1320.8	m₄/m₁	0.72
K₁ (ton/m)	33693.2	K₄ (ton/m)	32896.0	K₄/K₁	0.98

III.4 Modelo 5

Es una variante del modelo 1, al cual se le han retirado los niveles subterráneos exceptuando la proyección de los niveles superiores. En dichos grados de libertad se han restringido los desplazamientos en planta. El hecho de restringir solo los desplazamientos en el plano en los grados de libertad del área de la proyección de los niveles superiores tiene como objetivo simular que las losas trabajan a flexión en dicha área. Los demás aspectos de la modelación se mantienen respecto de los considerados en el modelo 1.

La figura III-3 muestra una vista en perspectiva del modelo.



Figura III-3. Vista 3D modelo 4.

En la tabla III-6 se muestra el detalle de los periodos y participación modal para el modelo 5 y su relación con el modelo base (modelo 1).

Tabla III-6. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 4.

Modelo 1					Modelo 5					Relación periodos
Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Modo	T (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	
1	1.47	35	0	18	1	1.44	42	0	25	0.98
2	1.44	0	57	0	2	1.36	0	65	0	0.95
3	1.15	22	0	23	3	1.12	25	0	42	0.98

Se aprecia que los modos 1 y 2 son predominantemente traslacionales en las direcciones X e Y, respectivamente, mientras el modo 3 es predominantemente rotacional. Analizando la relación entre los periodos principales y las masas sísmicas de cada modelo se puede concluir que el hecho de retirar los subterráneos, manteniendo la proyección de los pisos superiores, implica una variación tanto de rigidez como de masas sísmica, existiendo una mayor pérdida de masa sísmica que de rigidez de acuerdo con lo que se muestra en la tabla III-7.

Tabla III-7. Relación de masa sísmica y rigidez entre el modelo 1 y el modelo 5.

Modelo 1		Modelo 5		Relación Modelo 5 / Modelo 1	
T₁ (s)	1.470	T₄ (s)	1.437	T₄/T₁	0.98
m₁ (ton s²/m)	1844.2	m₄ (ton s²/m)	1512.3	m₄/m₁	0.82
K₁ (ton/m)	33693.2	K₄ (ton/m)	28913.0	K₄/K₁	0.86

*masas sísmicas obtenidas del modelo ETABS

III.5 Modelo 6

Es una variante del modelo 1, en el cual se ha considerado el uso del módulo de elasticidad dinámico de acuerdo con la expresión indicada en la norma NCh433.Of1972. Esta norma indica un valor para el módulo de elasticidad dado por la expresión $E_{cs} = 19100\sqrt{f'_c}$ [kgf/cm²]. Si bien dicha expresión dejó de aparecer en actualizaciones más recientes de la norma muchas oficinas de cálculo siguen utilizándolo, principalmente en edificios de gran altura para poder controlar las deformaciones. Contrastando el valor del módulo de elasticidad de la NCh433.Of1972 con lo estipulado en el código ACI318 ($E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ [kgf/cm²]), se observa que la relación entre ambos es de $E_{cs}/E_c = 1.26$.

Tabla III-7. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 6.

Modelo 1					Modelo 6					Relación periodos
Modo	T (s)	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	Modo	T (s)	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	
1	1.47	35	0	18	1	1.26	35	0	18	0.86
2	1.44	0	57	0	2	1.23	0	57	0	0.86
3	1.15	22	0	23	3	0.99	22	0	23	0.86

En la tabla III-7 se muestra el detalle de los periodos y participación modal para el modelo 6 y su relación con el modelo base (modelo 1). En base a la relación entre los periodos, se puede observar que la relación entre los periodos es menor a 1, lo que implica que al no haberse modificado la masa esto es consecuencia de un aumento de rigidez del modelo.

IV. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE MODELACIÓN

Se evalúan las alternativas de modelación principalmente en términos de la respuesta dinámica. Se hará uso del parámetro “índice de error”, que se evaluará de acuerdo la ecuación 4.1.

$$IE = \sum_{i=1}^n \frac{|RM_k - RM_b|}{|RM_b|} \quad (4.1)$$

Donde:

IE: índice de error de una respuesta

RM_k : respuesta alternativa de modelación k (modelos 2, 3, 4, 5 y 6).

RM_b : respuesta para el modelo base (modelo 1).

n : número de respuestas para un análisis.

El parámetro IE pretende mostrar cuál de las alternativas de modelación permite conservar las características dinámicas de la estructura. Esto implica que valores bajos del IE indican que la alternativa de modelación mantiene las características dinámicas de la estructura. Por el contrario, valores altos indican que la alternativa de modelación distorsiona las características dinámicas de la estructura.

IV.1 Análisis tiempo historia

En el análisis tiempo historia de sistemas lineales con amortiguamiento clásico en todos los grados de libertad, la ecuación de movimiento puede ser desacoplada. Así, la respuesta en cada modo natural de vibración puede calcularse en forma independiente de las otras y las respuestas modales pueden combinarse para determinar la respuesta total. Introduciendo el cambio de variable $\mathbf{u}(t) = \Phi \mathbf{q}(t)$, la ecuación de movimiento para cada modo se puede expresar según la ecuación 4.2.

$$\Phi_n^T \mathbf{M} \Phi_n \ddot{\mathbf{q}}_n(t) + \Phi_n^T \mathbf{C} \Phi_n \dot{\mathbf{q}}_n(t) + \Phi_n^T \mathbf{K} \Phi_n \mathbf{q}_n(t) = -\Phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{l}_x \ddot{u}_{gx}(t) \quad (4.2)$$

Donde $\Phi_n^T \mathbf{M} \Phi_n = M_n$ y $\Phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{l}_x = L_{nx}$. Dividiendo por M_n se obtiene la ecuación 4.3.

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi\omega_n^2\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = -\Gamma_{nx}\ddot{u}_{gx}(t) \quad (4.3)$$

Donde $\frac{\phi_n^T K \phi_n}{M_n} = \omega_n^2$, $\frac{\phi_n^T C \phi_n}{M_n} = 2\xi\omega_n^2$ y $\frac{L_{nx}}{M_n} = \Gamma_{nx}$ (factor de participación modal).

Para obtener la respuesta en el tiempo se reemplaza $q_n(t)$ por $\Gamma_{nx}D_n(t)$, donde $D_n(t)$ es la respuesta de desplazamiento. De esta manera se llega a la ecuación 4.4.

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi\omega_n^2\dot{D}_n(t) + \omega_n^2D_n(t) = -\ddot{u}_{gx}(t) \quad (4.4)$$

Luego, los desplazamientos nodales quedan definidos por la ecuación 4.5, mientras que las fuerzas estáticas equivalentes se obtienen mediante la ecuación 4.6.

$$\mathbf{u}(t) = \mathbf{\Phi}\mathbf{q}(t) = \sum_n \phi_n \Gamma_{nx} D_n(t) \quad (4.4)$$

$$\mathbf{f}_s(t) = \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \sum_n \mathbf{K}\phi_n \Gamma_{nx} D_n(t) = \sum_n \mathbf{s}_n \omega_n^2 D_n(t) \quad (4.5)$$

Donde $\mathbf{s}_n = \mathbf{M}\phi_n \Gamma_{nx}$, expansión modal del vector de fuerzas.

Usando análisis estructural, se puede obtener la respuesta modal a cualquier parámetro de interés (momento flector, esfuerzo axial, esfuerzo de corte basal, deformaciones de entrepiso), según muestra la ecuación 4.6.

$$r_n(t) = r_n^{st} \omega_n^2 D_n(t) = r^{st} \bar{r}_n \omega_n^2 D_n(t) \quad (4.6)$$

Con $\bar{r}_n = \frac{r_n^{st}}{r^{st}}$ y $\sum \bar{r}_n = 1$

Donde:

r_n^{st} : respuesta estática para fuerza modal s_n .

r^{st} : respuesta estática para fuerza s .

\bar{r}_n : factor de contribución modal (independiente de la normalización de los modos).

IV.1 Selección de registros

Para los análisis tiempo-historia se deben usar a lo menos tres registros reales, representativos de las zonas sismogénicas consideradas, escalados de modo que el espectro

resultante de combinar los espectros de cada componente mediante la raíz cuadrada de los cuadrados de los valores individuales escalados no quede en ningún punto del rango de frecuencias de interés por debajo del espectro objetivo. Si no se cuenta con información de registros se pueden utilizar registros sintéticos.

Para este estudio se seleccionaron 11 registros, cuyas características se muestran en la tabla IV-1.

Tabla IV-1. Registros seleccionados

Evento	Mecanismo	Estación	V_{s30} (m/s)	PGA X / g	PGA Y / g
19850303_7.9Mw_33.95S_71.71W_40.7KM	Interplaca	MAUL05S	533	0.59	0.45
20050613_7.9Mw_19.32S_69.04W_111KM	Interplaca	IQUIQUE	449	0.82	0.84
20100227_8.8Mw_36.10S_73.08W_30KM	Interplaca	HUALANE	547	0.34	0.43
20100227_8.8Mw_36.10S_73.08W_30KM	Interplaca	MATANZAS	394	0.31	0.26
20100227_8.8Mw_36.10S_73.08W_30KM	Interplaca	SANTIAGO PENALOLEN	379	0.46	0.46
20140401_8.2Mw_19.57S_70.91W_38KM	Interplaca	AP01	355	0.4	0.23
20140403_7.6Mw_20.52S_70.44W_27KM	Interplaca	PB11	1044	0.68	0.74
20150916_8.4Mw_31.55S_71.86W_11KM	Interplaca	GO04	405	0.16	0.24
20150916_8.4Mw_31.55S_71.86W_11KM	Interplaca	C19O	1106	0.44	0.42
20151107_6.8Mw_30.87S_71.43W_47KM	Interplaca	C26O	364	0.34	0.32
20161225_7.6Mw_43.52S_74.39W_30KM	Interplaca	LL07	435	0.64	0.67

En la figura IV-1, se muestra el registro de aceleraciones de la estación MAUL05s en las direcciones X e Y, mientras que en la figura IV-2 se muestran los espectros de respuesta de todos los registros considerando $\xi = 0.05$. En el ANEXO A se muestran todos los registros.

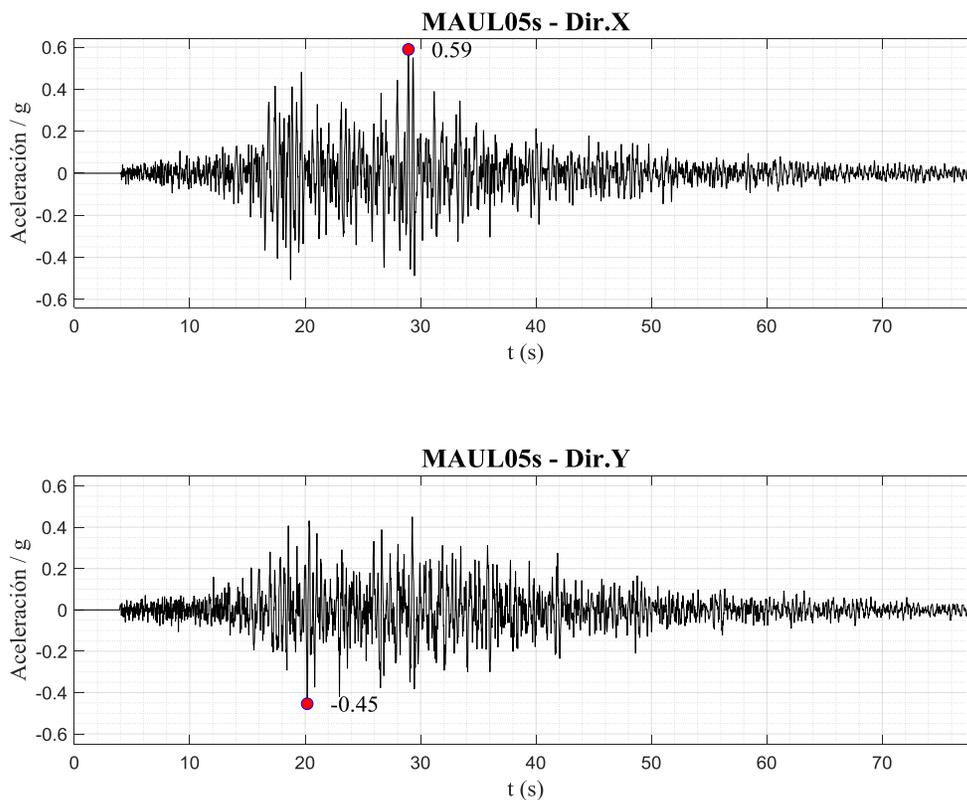


Figura IV-1. Registro de aceleraciones MAUL05s.

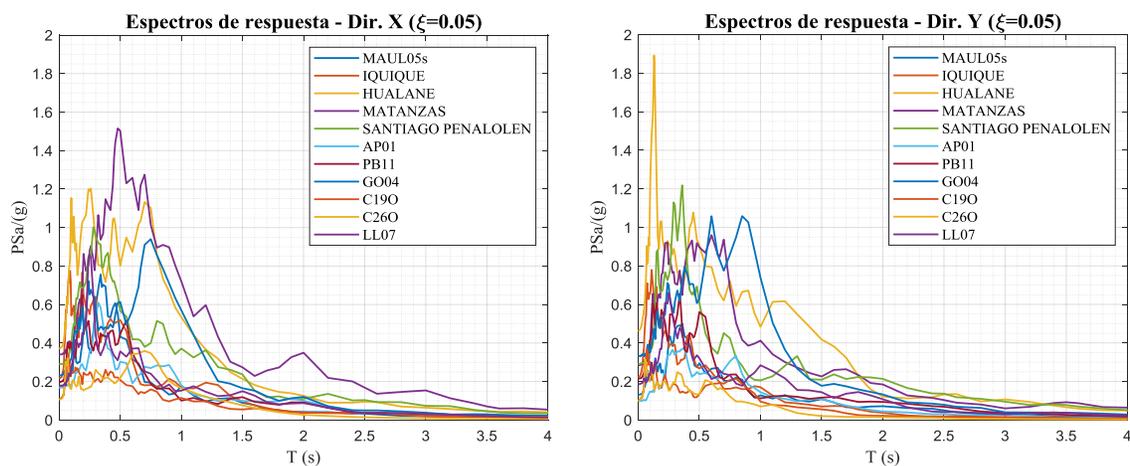


Figura IV-2. Espectros de respuesta de los registros seleccionados.

IV.2 Parámetros de comparación

En esta sección se evaluarán las respuestas de interés de cada alternativa de modelación en función del índice de error definido en la ecuación 4.1.

IV.2.1 Corte basal

Se obtiene el corte basal de cada modelo para cada uno de los registros seleccionados. La tabla IV-2 resume los resultados obtenidos.

Tabla IV-2. Resumen de cortes basales según alternativa de modelación.

Dir.	Evento	Corte basal (tonf)					
		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
X	MAU05	9490	10525	7036	6005	7248	7274
	IQUIQUE	8868	9405	8338	8064	5230	11016
	HUALANE	2991	3017	3037	4195	2991	5601
	MATANZAS	3740	4009	5083	3479	2891	3912
	STGO_PEÑANOLEN	6246	5565	4286	5441	5115	5633
	AP01	3849	4164	3398	3435	3829	4025
	PB11	6587	6081	7194	4663	4186	6129
	GO04	1668	2230	1602	1452	1529	1835
	C190	4127	4514	4173	2778	3130	3685
	C260	3410	3562	3325	3437	2564	4445
LL07	7133	7718	6333	4331	6403	5986	
Y	MAU05	8326	7921	7374	4922	4675	6152
	IQUIQUE	10044	11032	5858	7188	4443	7934
	HUALANE	7413	8315	3762	5798	5794	8943
	MATANZAS	4099	3580	3410	4018	3004	4848
	STGO_PEÑANOLEN	7547	7780	9591	4880	5561	8877
	AP01	4144	4223	4066	2779	3747	4228
	PB11	11542	10272	11594	4952	5267	7304
	GO04	2199	2394	2219	2917	1759	2963
	C190	4003	4516	2850	3648	2656	5225
	C260	3141	4143	2918	2787	1833	3582
LL07	10620	11694	8539	9789	8482	10446	

Los índices de error se resumen en la tabla IV-3.

Tabla IV-3. Índices de error para corte basal.

Dir.	Evento	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
X	MAU05	10.9	25.9	36.7	23.6	23.4	10.9
	IQUIQUE	6.0	6.0	9.1	41.0	24.2	6.0
	HUALANE	0.9	1.6	40.3	0.0	87.3	0.9
	MATANZAS	7.2	35.9	7.0	22.7	4.6	7.2
	STGO_PEÑANOLEN	10.9	31.4	12.9	18.1	9.8	10.9
	AP01	8.2	11.7	10.8	0.5	4.6	8.2
	PB11	7.7	9.2	29.2	36.5	7.0	7.7
	GO04	33.7	4.0	13.0	8.3	10.0	33.7
	C190	9.4	1.1	32.7	24.2	10.7	9.4
	C260	4.5	2.5	0.8	24.8	30.3	4.5
	LL07	8.2	11.2	39.3	10.2	16.1	8.2
Y	MAU05	4.9	11.4	40.9	43.8	26.1	4.9
	IQUIQUE	9.8	41.7	28.4	55.8	21.0	9.8
	HUALANE	12.2	49.2	21.8	21.8	20.6	12.2
	MATANZAS	12.6	16.8	2.0	26.7	18.3	12.6
	STGO_PEÑANOLEN	3.1	27.1	35.3	26.3	17.6	3.1
	AP01	1.9	1.9	32.9	9.6	2.0	1.9
	PB11	11.0	0.5	57.1	54.4	36.7	11.0
	GO04	8.9	0.9	32.7	20.0	34.8	8.9
	C190	12.8	28.8	8.9	33.6	30.5	12.8
	C260	31.9	7.1	11.3	41.6	14.1	31.9
	LL07	10.1	19.6	7.8	20.1	1.6	10.1

Debido a que se evalúan 5 alternativas de modelación sometidas a 11 registros, se complica la evaluación directa de los resultados. Para ello se han elaborado diagramas de caja y bigote que permiten apreciar más claramente los índices de error y las dispersiones. La figura IV-3 muestra los diagramas para los cortes basales obtenidos para los registros en las direcciones X e Y.

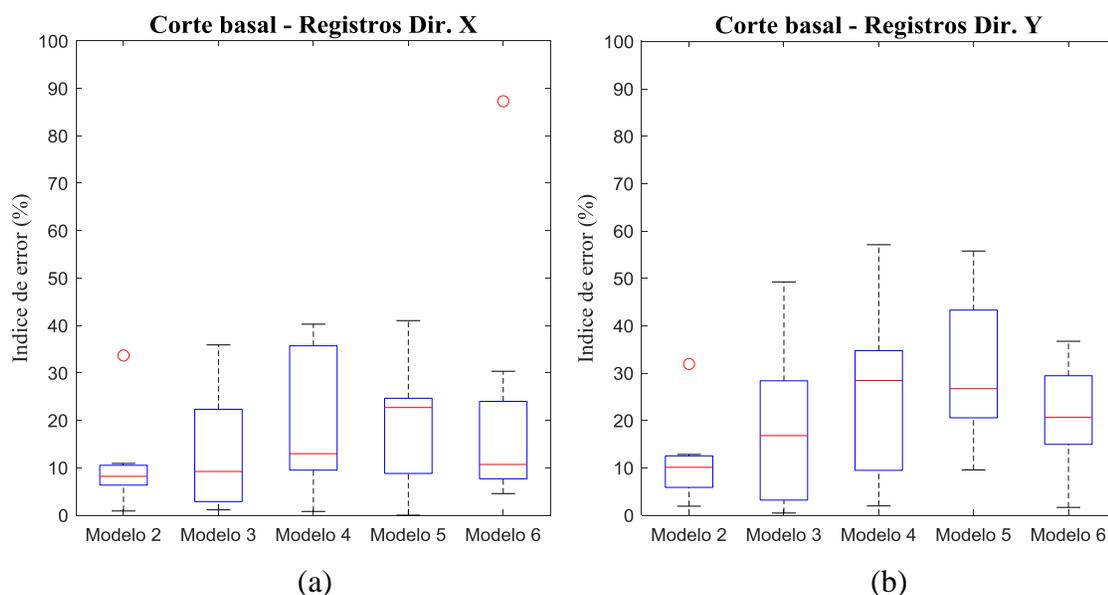


Figura IV-3. Diagrama de cortes basales. (a) Registros Dir. X. (b) Registros Dir. Y.

En la figura IV-3 se puede observar que el modelo 2 presenta resultados similares al modelo base en ambas direcciones analizadas, con una mediana cercana a un 10% para el IE y una baja dispersión de los datos. Además, contrastando con los datos de la tabla IV-2 se aprecia que para todos los registros los cortes basales son siempre mayores que los obtenidos en el modelo base.

Los demás modelos analizados presentan mayores índices de error y mayores dispersiones: Los modelos 3 y 6, si bien tienen la misma masa sísmica que el modelo base, presentan diferentes rigideces, en el caso del modelo 3 por la no incorporación de las losas y en el caso del modelo 6 por la mayor rigidez considerada en la definición del material. Por otro lado, los modelos 4 y 5 presentan diferencias en la masa sísmica al no incorporar el subterráneo en el modelo. Como el corte basal depende de la masa sísmica y de las propiedades dinámicas del sistema, los resultados obtenidos presentan una gran variación y no tienen correlación entre ellos.

IV.2.2 Corte muro eje 37

Se analizan los esfuerzos de corte por piso en el muro del eje 37, que se muestra en la figura IV-4, correspondiente a un muro de fachada.

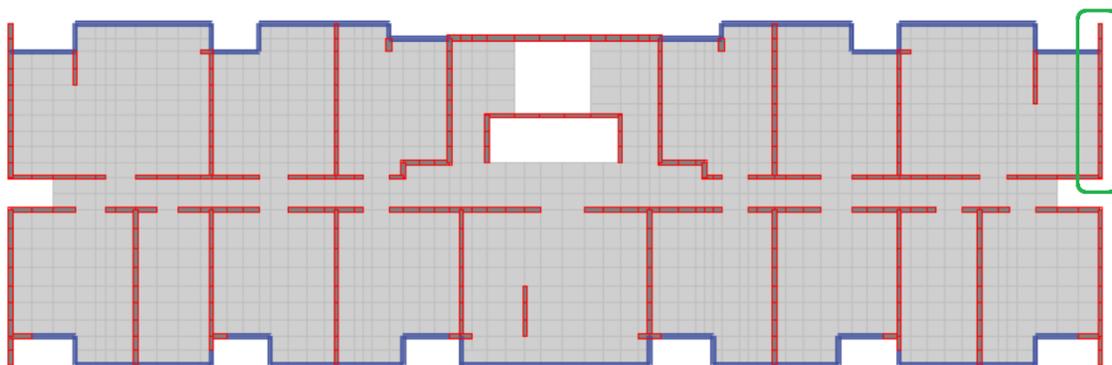
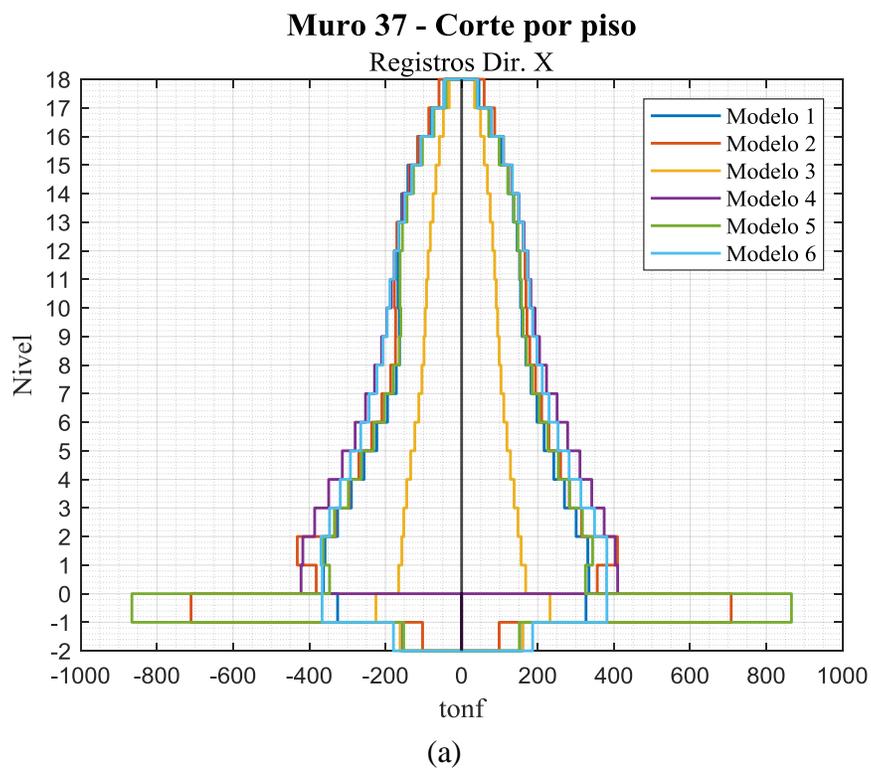


Figura IV-4. Muro eje 37.

Los diagramas de corte obtenidos para cada registro se muestran en el ANEXO B, mientras que la figura IV-5 muestra el diagrama de corte promedio de los registros seleccionados.



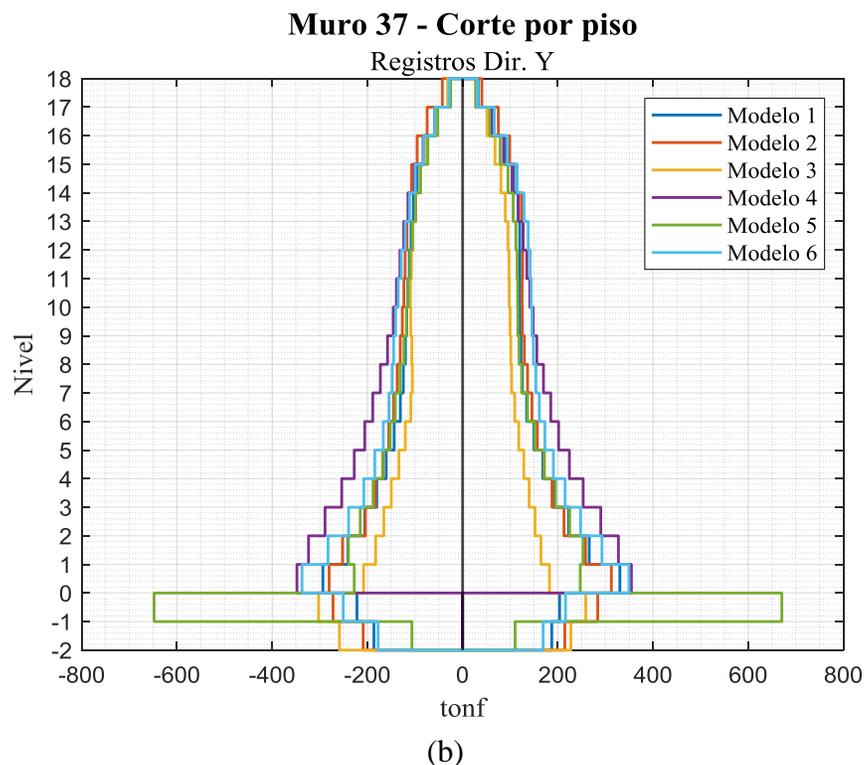


Figura IV-5. Diagrama de cortes por piso muro eje 37. (a) Registros Dir. X. (b) Registros Dir. Y.

Observando los cortes por piso se puede apreciar que en general se obtienen valores comparables en magnitud para los registros en dirección X con los registros en dirección Y, evidenciando el acoplamiento rotacional que se genera en el muro “L”.

Se puede observar que desde el primer piso hacia arriba el modelo 3 es el que entrega los menores valores en ambas direcciones de análisis. Inclusive para los registros en dirección X se obtienen valores cercanos a la mitad respecto de los obtenidos en el modelo base en el primer piso. Por otro lado, se aprecia que en general los valores obtenidos en los modelos 4 y 6 tienden a ser los mayores. Respecto a los niveles subterráneos, en particular en el nivel subterráneo -1, se observa que en la dirección X los modelos 2 y 5 evidencian un aumento considerable de los esfuerzos respecto de los valores obtenidos en el primer piso, contrario a lo que sucede con los demás modelos. Es evidente el efecto que generan el bloque subterráneo y el diafragma en la transferencia de carga hacia los muros perimetrales.

La tabla IV-4 resume los índices de error calculados para los cortes en el muro 37, mientras que la figura IV-6 muestra el diagrama de caja y bigotes obtenido a partir de los índices de error calculados.

Tabla IV-3. Índices de error para corte en muro 37

Dir.	Nivel	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
X	18	29.5	27.4	7.8	12.1	5.0
	17	9.4	38.2	4.6	9.2	5.0
	16	4.3	45.8	6.4	7.4	7.3
	15	5.0	48.3	7.0	5.6	8.2
	14	5.8	48.5	6.6	5.1	7.7
	13	6.6	47.2	6.2	3.6	5.6
	12	7.4	45.2	9.9	2.1	9.7
	11	7.4	43.1	14.1	2.3	14.0
	10	7.0	41.1	20.6	2.0	18.4
	9	6.4	40.4	25.2	0.7	22.0
	8	7.6	41.2	27.8	3.1	22.9
	7	6.9	43.1	28.2	3.6	20.5
	6	5.9	45.0	27.0	3.9	17.9
	5	6.4	47.4	25.3	3.9	15.3
	4	3.4	49.6	23.5	3.9	13.0
	3	3.3	52.0	21.5	4.0	11.3
	2	21.9	54.5	19.0	2.6	9.0
	1	5.9	52.1	19.4	3.6	7.3
	-1	117.5	29.9	100.0	165.6	14.7
-2	36.9	0.9	100.0	4.6	14.8	
Y	18	35.1	10.2	8.1	15.1	3.3
	17	20.7	12.6	3.2	12.4	0.7
	16	13.9	15.6	3.7	11.1	2.6
	15	9.3	15.7	4.9	9.3	5.5
	14	7.7	13.7	5.7	6.9	9.2
	13	6.9	12.1	10.1	4.6	13.2
	12	6.4	11.4	14.9	3.1	16.7
	11	6.1	11.2	19.7	1.9	19.4
	10	6.0	12.3	23.4	2.1	20.3
	9	7.4	14.3	29.1	2.9	20.8
	8	9.4	16.7	36.9	3.5	20.7
7	9.6	17.7	41.1	4.9	19.2	
6	6.3	18.8	38.7	3.5	15.6	
5	2.9	20.2	37.4	3.1	14.1	
4	1.8	22.0	36.5	3.0	13.7	
3	2.5	25.6	35.5	2.9	13.9	

	2	3.8	31.2	28.7	2.7	13.6
	1	4.9	36.9	12.9	23.8	10.4
	-1	31.0	31.6	100.0	210.6	9.6
	-2	13.4	30.2	100.0	42.0	7.2

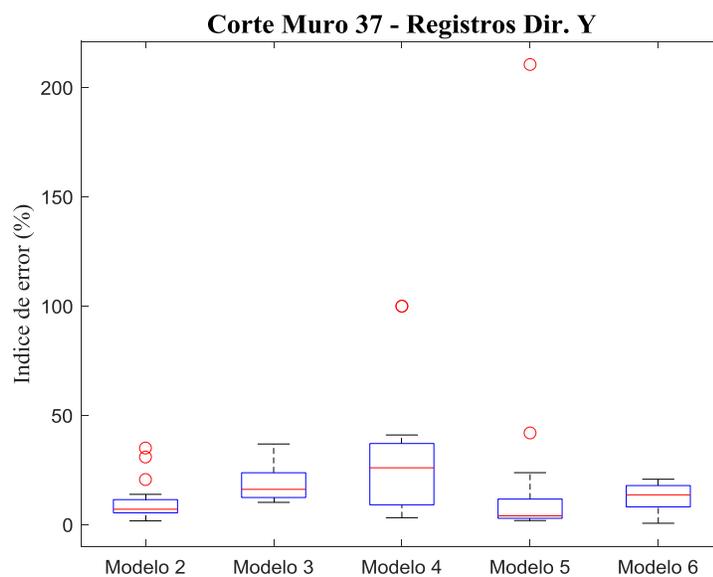
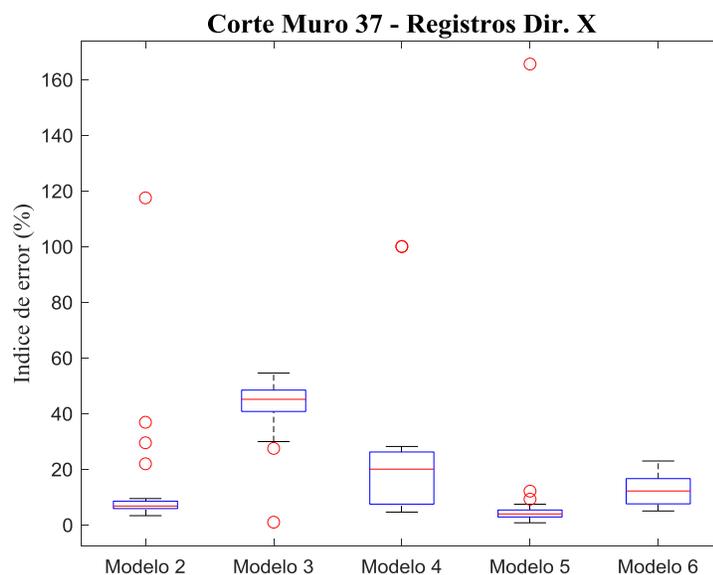


Figura IV-6. Diagrama de cortes muro eje 37. (a) Registros Dir. X. (b) Registros Dir. Y.

Se observa que los modelos 2 y 5 presentan los menores índices de error. Además, presentan una baja dispersión, con valores atípicos que representan el comportamiento en los primeros niveles (subterráneos -2 y -1, pisos 1 y 2).

El modelo 6 presenta una baja dispersión con una mediana en el índice de error cercana al 12%, que es levemente mayor a la de los modelos 2 y 5.

Por otro lado, los modelos 3 y 4 son los que presentan los mayores índices de error y de dispersión, siendo los que más distorsionan los cortes por piso en el muro del eje 37.

IV.2.3 Corte muro eje O

Se analizan los esfuerzos de corte por piso en el muro del eje O, que se muestra en la figura IV-7, correspondiente a un muro interior del pasillo central.

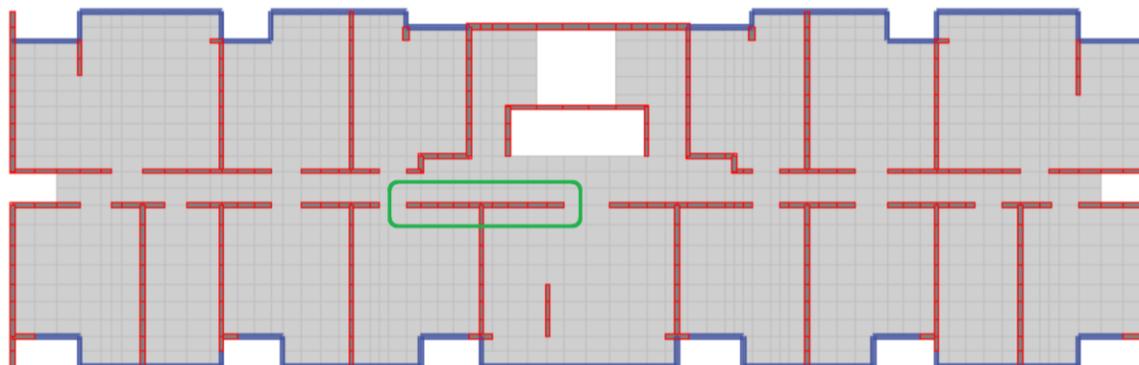
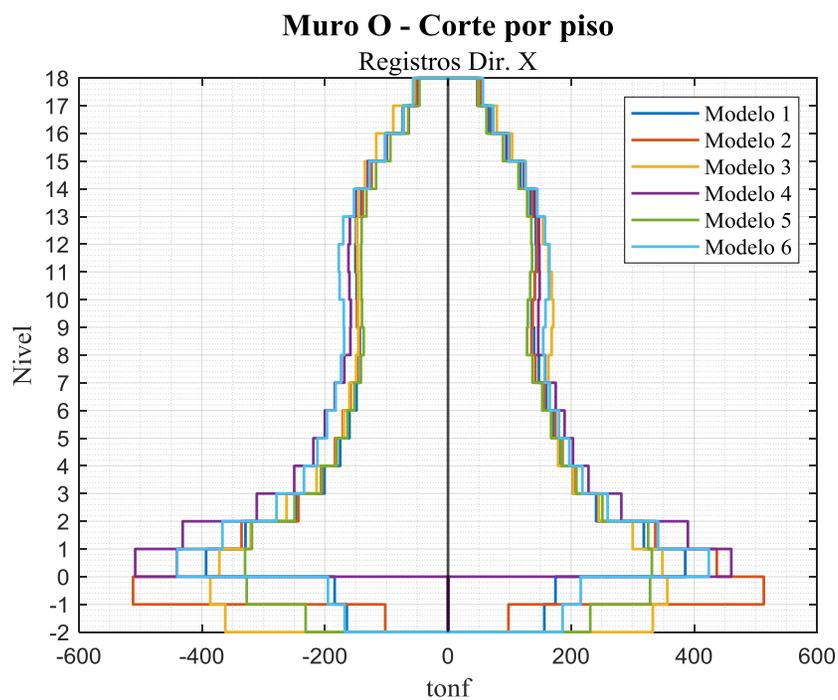
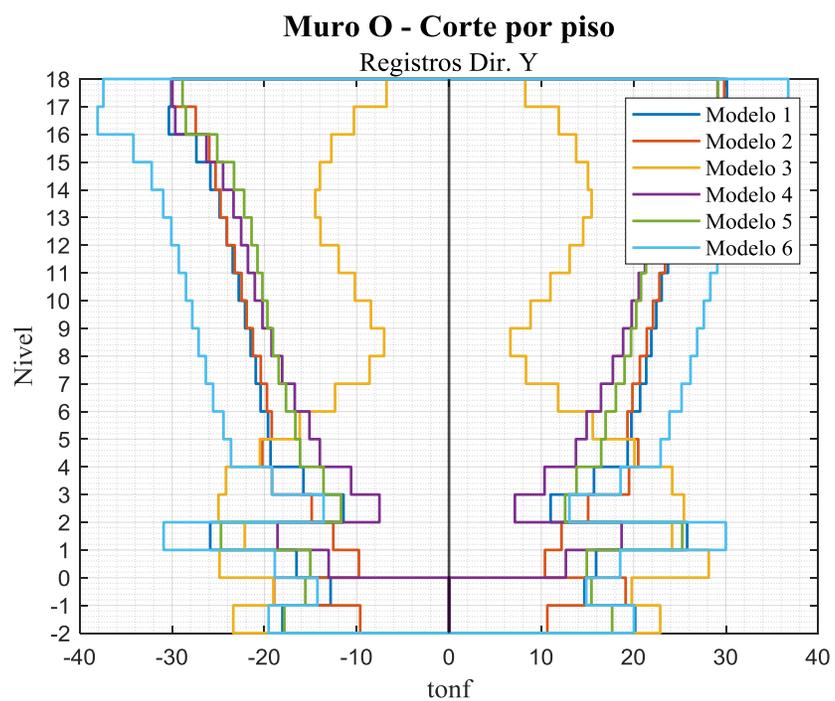


Figura IV-7. Muro eje O.

Los diagramas de corte obtenidos para cada registro se muestran en el ANEXO C, mientras que la figura IV-8 muestra el diagrama de corte promedio de los registros seleccionados.



(a)



(b)

Figura IV-8. Diagrama de cortes por piso muro eje O. (a) Registros Dir. X. (b) Registros Dir. Y.

Observando los cortes por piso se puede apreciar que los cortes para los registros en la dirección X son considerablemente mayores a los cortes que se generan cuando los registros actúan en la dirección Y, existiendo una diferencia del orden de 10 veces. Es evidente el bajo acoplamiento rotacional del muro T ubicado cerca del centro de masas del edificio.

Para los registros en la dirección X se observa que en el nivel -1 el modelo 3 es el que entrega los mayores cortes, aumentando sus valores de forma considerable respecto de los cortes en el primer piso. Para el modelo 1 se registran los menores cortes. Para los primeros niveles de la torre los modelos 4 y 6 son lo que muestran mayores esfuerzos de corte, y a partir de los niveles intermedios hacia arriba los valores tienden a estabilizarse mostrando todos los modelos resultados similares en orden de magnitud.

Se calcularon los índices de error para los registros que actúan en la dirección X y se cuantificó la variación de resultados en cada modelo. La figura IV-9 muestra la gráfica que resume los valores obtenidos.

Tabla IV-4. Índices de error para corte en muro O.

Dir.	Nivel	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
X	18	0.6	7.5	8.3	8.9	9.2
	17	3.7	18.5	10.0	10.3	4.3
	16	2.9	12.1	1.6	7.0	2.2
	15	3.2	7.3	4.2	4.9	4.2
	14	2.7	4.6	5.3	5.3	8.0
	13	1.2	4.4	5.2	5.5	12.3
	12	1.2	8.0	5.6	5.4	16.6
	11	0.7	10.6	6.8	5.2	17.5
	10	1.0	13.3	7.8	4.7	15.9
	9	2.0	11.0	7.7	6.3	14.2
	8	3.7	7.6	12.6	3.8	14.2
	7	4.4	5.4	16.7	3.2	13.2
	6	4.4	3.9	17.9	1.9	14.1
	5	3.2	2.9	17.8	2.0	14.3
	4	2.2	3.2	18.6	2.9	12.2
	3	1.6	4.1	21.4	2.6	10.3
	2	3.9	4.1	26.7	2.7	9.3
	1	12.7	7.6	24.4	15.1	10.9
-1	185.8	106.9	0.0	82.8	14.7	
-2	37.6	116.3	0.0	44.2	10.6	

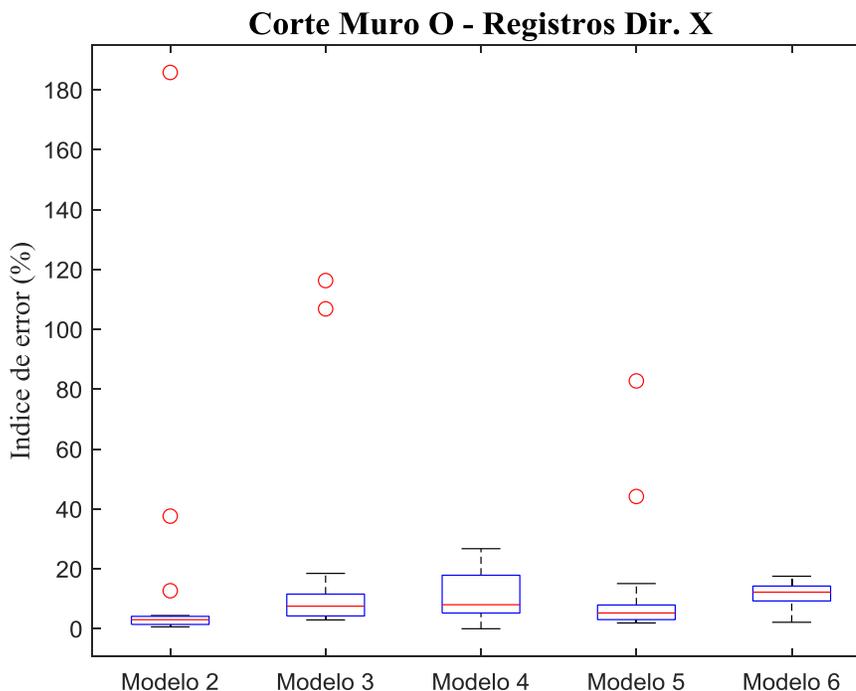


Figura IV-9. Índice de error, esfuerzo de corte en muro eje O. Registros dirección X.

Se puede apreciar que el modelo 2 presenta un índice de error bajo, con una mediana de error de un 3% y una baja dispersión de los resultados. Sin embargo, presenta valores atípicos que representan el comportamiento obtenido en los niveles -2, -1 y 1. El modelo 5 presenta un comportamiento similar al del modelo 2, igualmente con valores atípicos en los subterráneos y primer nivel, pero con una dispersión de los resultados levemente mayor.

Los modelos 4 y 6 no presentan valores atípicos, pero son los que presentan mayores índices de error y dispersión. El modelo 4 presenta la mayor dispersión, mientras que el modelo 6 presenta la mayor mediana del índice de error.

IV.2.4 Desplazamientos de piso

Se analizan los desplazamientos de piso para los 6 modelos sometidos a 11 registros cada uno, en las direcciones X e Y. La figura IV-10 muestra el resultado promedio obtenido para

cada modelo en las direcciones analizadas. Los desplazamientos de piso por registro se muestran en el ANEXO D.

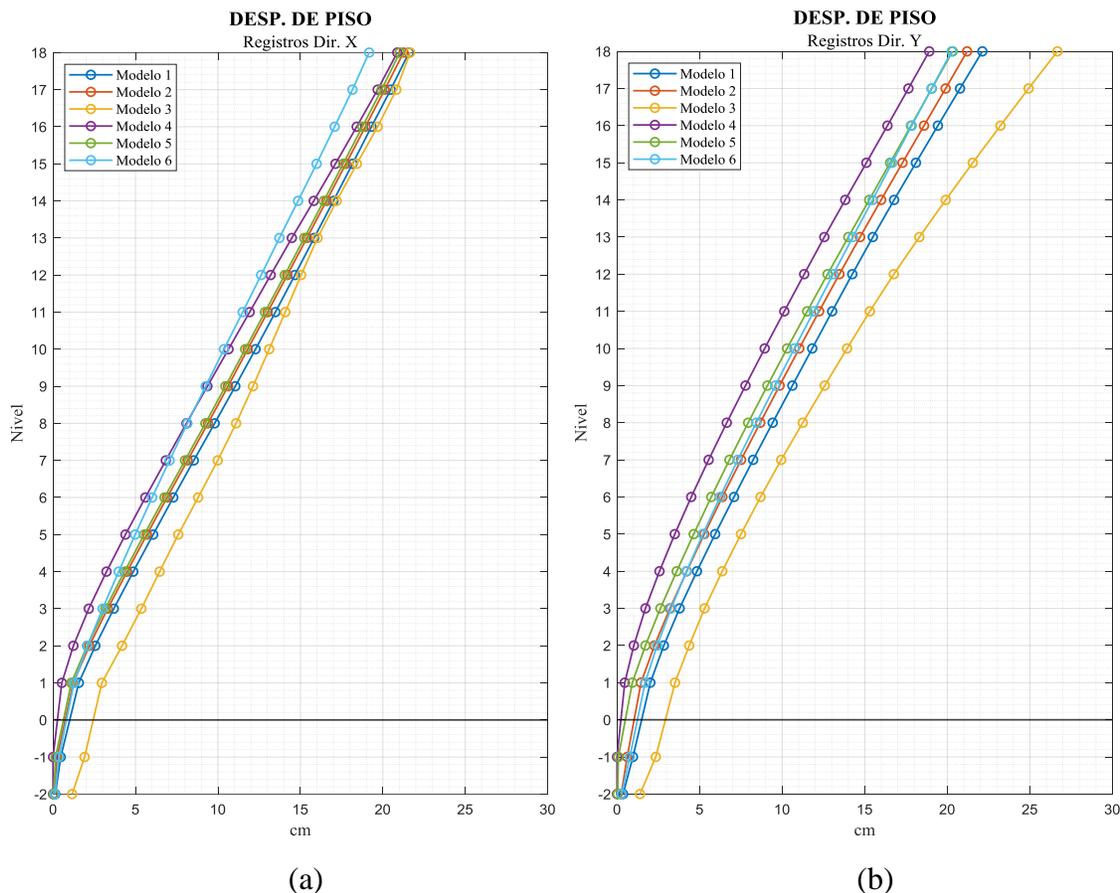


Figura IV-10. Desplazamientos de piso. (a) Registros dir. X (b) Registros dir. Y.

Observando los desplazamientos de piso se puede indicar que para los registros en la dirección X los modelos analizados tienen comportamientos más similares entre sí respecto de lo que se observa para los registros en la dirección Y.

Para ambas direcciones de análisis los mayores desplazamientos de piso se dan en el modelo 3, que es el modelo más flexible de los analizados (mayor periodo). Los valores mínimos se obtienen para el modelo 6 en la dirección X y para el modelo 4 en la dirección Y. Ambos valores son consistentes con los menores periodos obtenidos para ambas direcciones (el menor periodo en la dirección X se obtuvo para el modelo 6, mientras que para la dirección Y el menor periodo se obtuvo en el modelo 4).

Otra observación importante es que para ambas direcciones de análisis el modelo base (modelo 1) presenta mayores deformaciones respecto de los modelos 2, 4, 5 y 6, evidenciando que los parámetros modificados en estos modelos dan mayor rigidez al edificio. Con respecto al modelo 3 el modelo base presenta menores deformaciones, evidenciando que reemplazar las losas por vigas de acoplamiento flexibiliza el sistema.

La tabla IV-5 muestra los desplazamientos de piso obtenidos en el último nivel del edificio y la diferencia relativa de cada modelo con respecto al modelo 1 (modelo base), donde se cuantifica lo indicado en el párrafo anterior.

Tabla IV-5. Desplazamiento de piso nivel 18.

	Registros Dir. X		Registros Dir. Y	
	Desp. nivel 18 (cm)	Error relativo (%)	Desp. nivel 18 (cm)	Error relativo (%)
Modelo 1	21.59	-	22.12	-
Modelo 2	21.25	-1.53	21.20	-4.17
Modelo 3	21.65	0.32	26.67	21.46
Modelo 4	20.87	-3.28	18.91	-12.05
Modelo 5	21.02	-2.69	20.32	-9.50
Modelo 6	19.17	-11.49	20.26	-9.14

IV.2.5 Desplazamientos de entrepiso

Se analizan los desplazamientos de entrepisos para los registros aplicados en las direcciones X e Y. La figura IV-11 muestra el resultado promedio obtenido para cada modelo en las direcciones analizadas. Los desplazamientos de entrepiso obtenidos para cada registro se muestran en el ANEXO E.

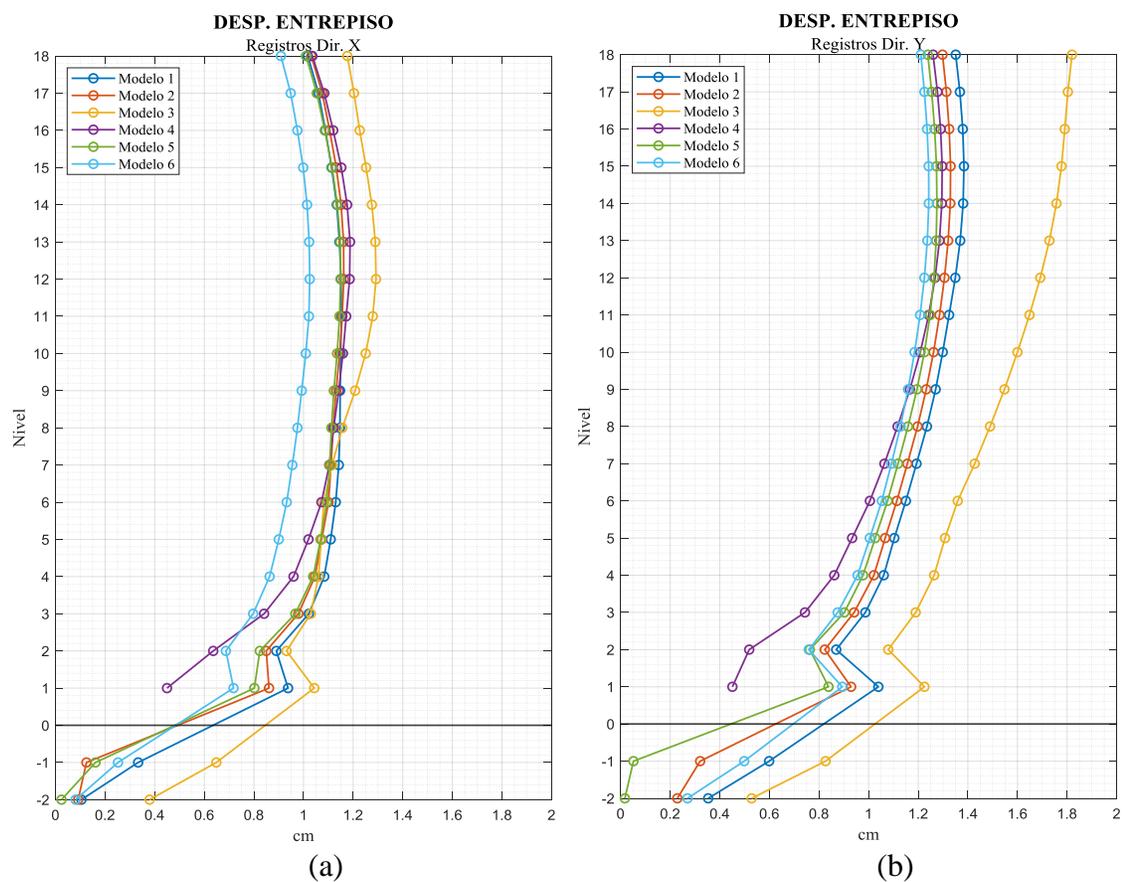


Figura IV-11. Desplazamientos de entrepiso. (a) Registros dirección X. (b) Registros dirección Y.

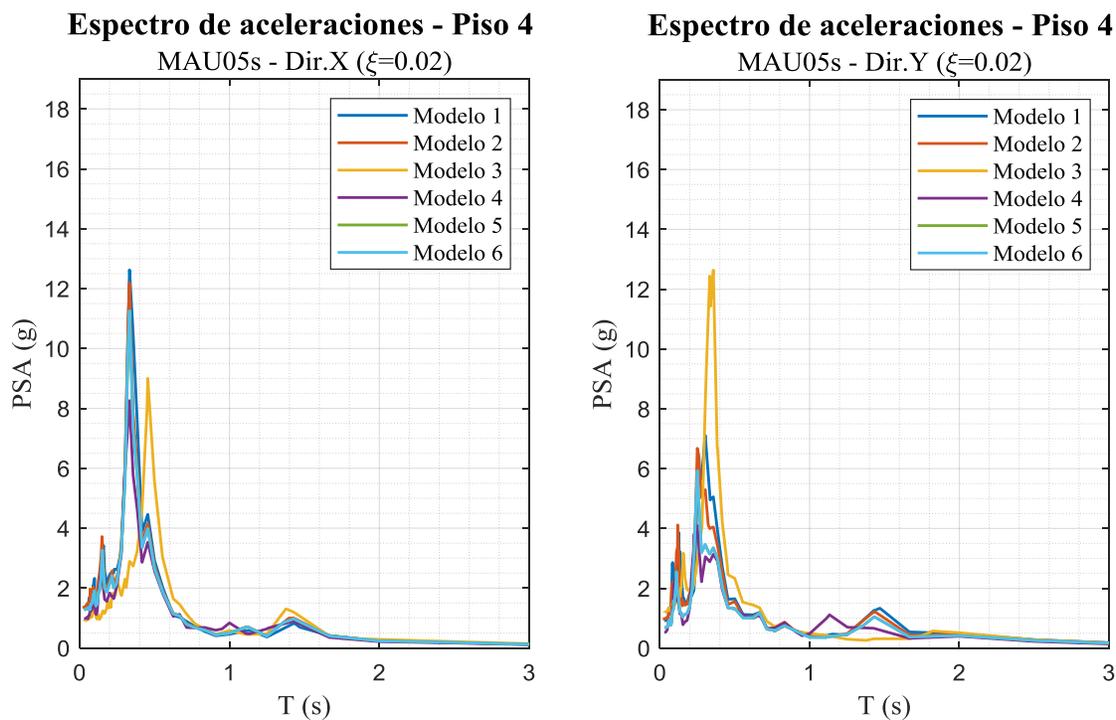
De la observación de los desplazamientos de entrepiso se puede indicar que para todos los registros se obtienen desplazamientos de entrepiso mayores en la dirección Y que en la dirección X. También se nota que la respuesta en todos los registros es más uniforme en altura para la dirección X que para la dirección Y. A diferencia de los desplazamientos de piso, en la mayoría de los casos los desplazamientos de entrepiso no son máximos en el nivel de techo sino más bien uno o dos niveles antes.

Por otro lado, los desplazamientos de entrepiso tienen comportamiento similar a los desplazamientos de piso en el sentido que los máximos desplazamientos de entrepiso se dan en los modelos más flexibles. Sin embargo, esto no ocurre en todos los niveles. Por ejemplo, para los registros en la dirección X los mayores desplazamientos de entrepiso se dan en el

modelo 3, sin embargo, se puede observar que entre los niveles 3 y 8 esto no se cumple. Para los registros en dirección Y tampoco se cumple con que los menores desplazamientos de entrepiso se dan siempre para el modelo 4. Si bien se cumple hasta el nivel 8, en los niveles superiores los menores desplazamientos de entrepiso se dan para el modelo 6.

IV.2.6 Espectros de aceleraciones de piso

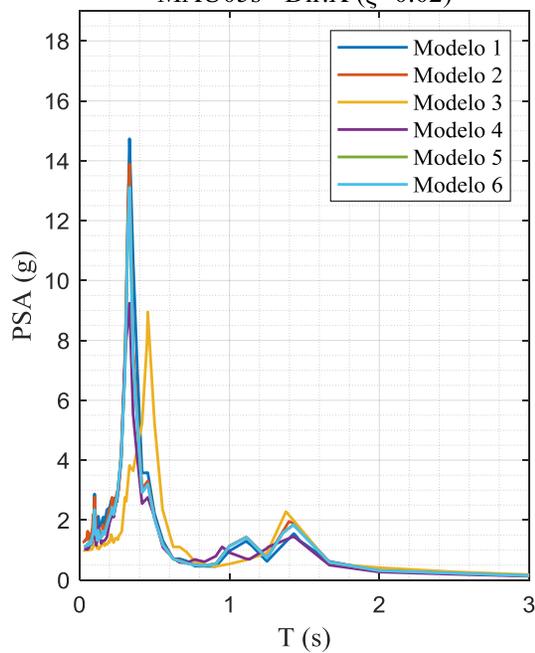
Se analizan los espectros de piso ($\xi = 0.02$) en los niveles 4, 8, 12 y 18 de los 6 modelos en estudio, sometidos al registro MAU05s en las direcciones X e Y. La figura IV-12 muestra los resultados obtenidos.



(a)

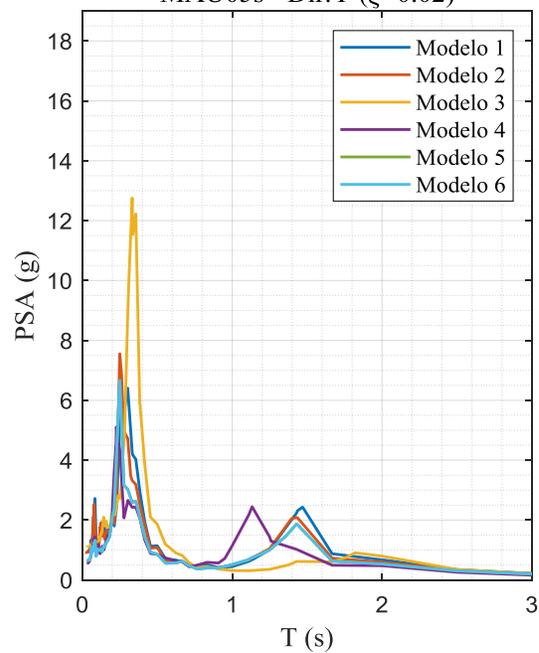
Espectro de aceleraciones - Piso 8

MAU05s - Dir.X ($\xi=0.02$)



Espectro de aceleraciones - Piso 8

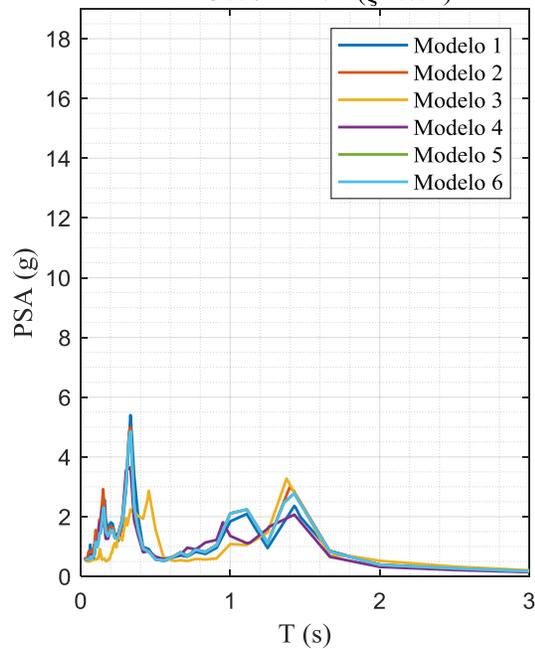
MAU05s - Dir.Y ($\xi=0.02$)



(b)

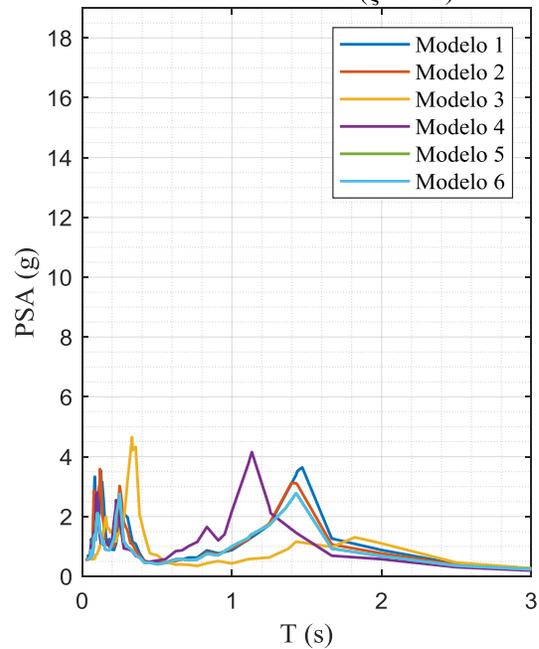
Espectro de aceleraciones - Piso 12

MAU05s - Dir.X ($\xi=0.02$)



Espectro de aceleraciones - Piso 12

MAU05s - Dir.Y ($\xi=0.02$)



(c)

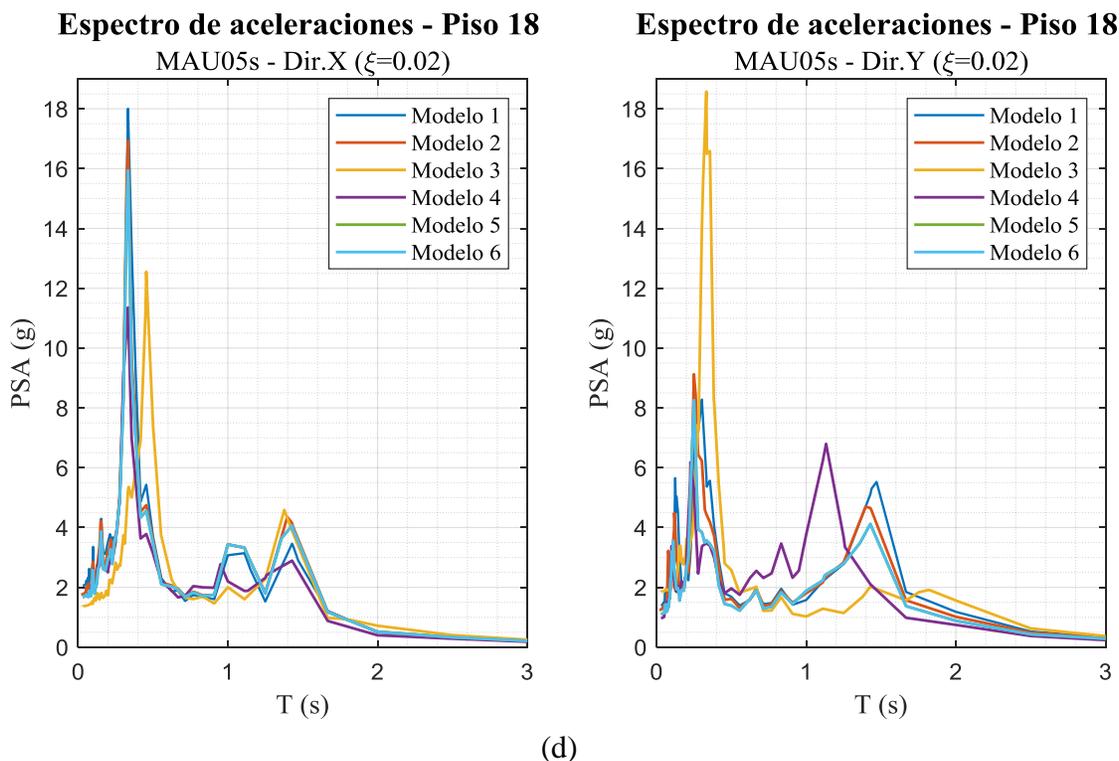


Figura IV-12. Espectros de aceleraciones de piso para las direcciones X e Y. (a) Piso 4. (b) Piso 8. (c) Piso 12 y (d) Piso 18.

Se puede observar en ambas direcciones que a medida que aumenta la altura las aceleraciones no necesariamente crecen monótonicamente. Se aprecia que del piso 4 al piso 8 hay un aumento en los valores del *Peak Floor Acceleration* (PFA), luego en el nivel 12 los valores son menores respecto de los niveles inferiores, volviendo a crecer en el nivel 18. Este efecto puede deberse a la influencia de los modos superiores en la respuesta.

Para el registro en dirección X, se puede observar que el modelo 1 es el que entrega los mayores PFA en todos los niveles analizados, mientras que el modelo 6 es el que entrega los menores valores.

En la tabla IV-6 se resumen los valores de PFA para cada nivel y la diferencia porcentual de las variantes de modelación con respecto al modelo base (modelo 1). Se puede apreciar lo indicado en el párrafo anterior respecto de que todos los modelos presentan PFA menores a

los obtenidos en el modelo base. El modelo 2 presenta diferencias de aproximadamente -6%, el modelo 5 de -11%, los modelos 3 y 4 de -35% y finalmente el modelo 6 el que presenta los menores valores con una diferencia promedio aproximada de -50%.

Además, se aprecia que para los niveles analizados los valores peak se obtienen en periodos de aproximadamente 0.4 s.

Tabla IV-6. Valores de PFA y diferencias porcentuales respecto al modelo base. Registro dirección X.

PFA (g) - Registro MAU05s Dir. X										
Piso	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6				
4	12.6	12.2 (-3.5%)	9.0 (-28.7%)	8.3 (-34.6%)	11.3 (-10.8%)	7.2 (-42.6%)				
8	14.7	13.9 (-5.7%)	9.0 (-39.2%)	9.2 (-37.3%)	13.1 (-11%)	6.1 (-58.3%)				
12	5.4	5.0 (-7.3%)	3.3 (-39.4%)	3.6 (-32.4%)	4.9 (-10%)	3.2 (-40.2%)				
18	18.0	16.9 (-6.0%)	12.6 (-30.3%)	11.4 (-36.9%)	15.9 (-11.5%)	8.5 (-53%)				

Para el registro en la dirección Y se puede observar de la figura IV-12 que el modelo 3 es el que entrega los mayores PFA en todos los niveles analizados, mientras que los menores valores varían según el nivel analizado. Así, en los niveles 4, 8 y 18 el menor PFA se da para el modelo 4, mientras que en el nivel 12 el menor PFA se da en el modelo 5.

En la tabla IV-7 se resumen los PFA para cada nivel y la diferencia porcentual de las variantes de modelación con respecto al modelo base (modelo 1). Se puede destacar que el modelo 3 es el que entrega los mayores valores en todos los niveles, en particular con diferencias sobre un 100% en los niveles 8 y 18.

También se aprecia que los valores peak se obtienen para periodos de aproximadamente 0.4 s. Además, se aprecia que para el nivel 12 existe un segundo peak para un periodo de aproximadamente 1.2 s en el modelo 4 y 1.5 s para los demás modelos, de magnitud comparable con el primer peak. Por otro lado, en el nivel 18 también se genera un segundo peak en este mismo rango de periodos. Sin embargo, su magnitud es comparable solo en los

modelos 1, 2, 4, 5 y 6, mientras que en el modelo 3 este segundo peak es considerablemente menor.

Tabla IV-7. Valores de PFA y diferencias porcentuales respecto del modelo base. Registro dirección Y.

PFA (g) - Registro MAU05s Dir. Y											
Piso	Modelo 1	Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4		Modelo 5		Modelo 6	
4	7.1	6.7	(-6.1%)	12.6	(77.7%)	4.1	(-42.4%)	5.9	(-16.7%)	7.1	(-0.9%)
8	6.4	7.6	(17.9%)	12.8	(99.1%)	5.1	(-20.3%)	6.7	(4%)	7.2	(12.5%)
12	3.6	3.6	(-1.6%)	4.7	(27.8%)	4.2	(14.1%)	2.8	(-23.7%)	3.4	(-7.6%)
18	8.3	9.1	(10.2.0%)	18.6	(124.3%)	6.8	(-17.9%)	8.3	(-0.3%)	9.1	(9.3%)

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1 Conclusiones

Se recopiló información bibliográfica sobre distintos criterios para estimar la rigidez efectiva de los diferentes elementos estructurales de estructuras de hormigón armado para incorporar el efecto del agrietamiento al modelo de análisis. Se concluye que el periodo obtenido con rigideces efectivas es congruente con la expresión dada en el DS 61/2011 para determinar el periodo de mayor masa traslacional en condiciones agrietadas a partir del periodo determinado en condiciones no agrietadas (i.e., modelo de secciones gruesas).

De las variaciones de modelación, en base a la comparación de los periodos modales con respecto al modelo base, se observa que en los modelos 2 y 5 no se genera una variación considerable en los periodos. En particular, como el modelo 2 mantiene la masa sísmica, se puede concluir que el cambio de diafragma no genera una variación importante en la rigidez global de la estructura. Por otro lado, los modelos 4 y 6 son los que más rigidizan la estructura, disminuyendo los periodos modales. Sin embargo, en el caso del modelo 4 esto puede deberse más a una pérdida de masa que a un aumento de la rigidez de la estructura. Dado que el modelo 6 mantiene la masa sísmica del modelo base, se puede concluir que el aumento de la rigidez del material implica necesariamente un aumento de la rigidez global de la estructura. Finalmente, el modelo 3 es único que entrega periodos modales mayores que los del modelo base, permitiendo concluir que el hecho de no considerar las losas en la modelación flexibiliza la estructura.

En el análisis del corte basal se encontró una gran variación de los resultados sin una clara correlación entre ellos, siendo el modelo 2 el único que presentó un comportamiento similar al del modelo base, con un índice de error bajo (mediana menor a un 10% en ambas direcciones) y una dispersión también baja, probablemente porque en este modelo no se afectó la masa respecto del modelo base y la variación de la rigidez reflejada en los periodos modales tampoco fue importante.

Respecto del corte por piso en el muro de fachada del eje 37, se aprecia que los modelos 3 y 4, que no consideran las losas ni los subterráneos, respectivamente, son los modelos que presentan mayores índices de error y dispersión, siendo los que más distorsionan los resultados. El modelo 6 y el modelo 4 entregan los mayores cortes a nivel de la torre. Sin embargo, el modelo 6, a diferencia del modelo 4, no presenta grandes índices de variación ni distorsión, lo que implicaría que el hecho de rigidizar el material redundaría en un aumento en la sollicitación sobre el elemento. Finalmente, los modelos 2 y 5 presentan distribuciones de corte comparables con las del modelo base. Sin embargo, en el nivel de los subterráneos presentan un aumento considerable, evidenciando el efecto del subterráneo y el diafragma en la transferencia de carga hacia los muros perimetrales. Además, se observó un gran acoplamiento rotacional del muro en “L” evidenciado por los cortes de magnitudes similares para los registros en dirección X e Y.

En el muro del eje O, que forma parte de un muro T central del edificio, se observó una baja incidencia de los registros en la dirección Y. Los modelos 2 y 5 son los que presentan menores índices de error y dispersión. Sin embargo, presentan comportamiento atípico a nivel de subterráneos y primer piso respecto del modelo base, pudiéndose concluir que la respuesta global se ve más influenciada por la modelación de los diafragmas en los niveles subterráneos que en los pisos superiores. Por otra parte, el modelo 4, que no considera los subterráneos, es el que muestra la mayor dispersión de resultados, mientras que el modelo 6, en donde se aumenta la rigidez del material, es el que presenta mayores índices de dispersión.

Al evaluar los desplazamientos de piso se observa que estos son consecuentes con los periodos modales de cada alternativa de modelación. De esta forma estructuras más flexibles, esto es, con periodos mayores, redundan en mayores desplazamientos de piso. Así, la no consideración de las losas resulta en el modelo con los mayores desplazamientos de piso, mientras que con el uso del módulo de elasticidad dinámico se obtiene el modelo con los menores desplazamientos de piso.

La evaluación de las deformaciones de entrepiso arroja observaciones similares a las de los desplazamientos de piso. Sin embargo, las deformaciones de entrepiso no crecen monotónicamente con la altura del nivel de piso, los valores máximos tienden a ocurrir en pisos ubicados por debajo del nivel de techo.

Respecto de los espectros de piso, se advierte que para los registros en dirección X los espectros del modelo 2 son los que más se asemejan a los del modelo base, con diferencias menores a 10%. Sin embargo, para los registros en dirección Y los espectros de piso no muestran una tendencia definida: en algunos pisos las ordenadas espectrales son mayores y en otros son menores respecto de las del modelo base. En términos generales se observa una gran dispersión de los valores máximos en cada piso de cada modelo. Sin embargo, se observa que en todos los casos las ordenadas espectrales máximas se obtienen para periodos cercanos a 0.4 s.

De la evaluación general se puede concluir que, a nivel de la superestructura, los modelos 2 y 5 son los que mejor representan las características dinámicas del modelo base, concluyendo que la modelación del diafragma como rígido o semirrígido no afecta en gran medida el comportamiento de la torre. Sin embargo, en niveles subterráneo si hay cambios importantes, principalmente en la distribución de esfuerzos de corte en los elementos estructurales. Por otra parte, la no modelación de las losas resulta en una flexibilización del modelo que a su vez resulta en mayores desplazamientos/deformaciones y menores esfuerzos en los elementos estructurales. Finalmente, al considerar el módulo de elasticidad dinámico se produce el efecto contrario, esto es, se obtienen menores desplazamientos/deformaciones y mayores esfuerzos internos.

V.2 Recomendaciones

Se recomiendan las alternativas de modelación que incluyen diafragma y subterráneo. En la torre se recomienda diafragma rígido pues disminuye los grados de libertad y no genera mayor diferencia respecto del diafragma semi rígido. En los niveles subterráneos parece razonable recomendar distintos escenarios pues se advierte que la capacidad de transferir los

esfuerzos del núcleo a los muros perimetrales varia con los supuestos de modelación del diafragma.

Se sugiere estudiar en profundidad el módulo de elasticidad dinámico. Sin embargo, de momento no se recomienda su uso pues las normativas vigentes no lo consideran.

Finalmente, se recomienda repetir el presente estudio considerando el comportamiento no lineal de la estructura; y comparar los resultados con los obtenidos en este estudio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Alcívar, W. (2014). *Efecto de los subterráneos en el comportamiento sísmico de edificio de muros de hormigón armado de oficina*. Informe de Actividad de Graduación, Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- [2] Chopra, A. (2016). *Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson. (5th edition)
- [3] ACI (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19*. American Concrete Institute, Farmington Hills, USA.
- [4] FEMA (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- [5] Guevara, L. (2021). *Evaluación de aspectos de modelación de edificios chilenos de oficina*. Informe de Actividad de Graduación, Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- [6] INN (2010). *Norma Chilena NCh433 Of.1996 Mod.2009 Diseño Sísmico de Edificios*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [7] MINVU (2011). *Decreto Supremo DS 61/2011*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile.
- [8] INN (2009) *Norma Chilena NCh1537 Of.2009 Diseño estructural – Cargas Permanentes y Cargas de Uso*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [9] Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley.

[10] Priestley, M. J. N. (2003). *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited*. European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Pavia Italy.

[11] Tapia, S., Lindenberg, J., Guendelman, T., Mónica, P. (2010). *Influencia de la flexión transversal y de la resistencia de la losa en edificios estructurados con muros de hormigón armado*. X Congreso de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile.

ANEXOS

ANEXO A: REGISTROS SÍSMICOS

Se grafican las componentes horizontales (X e Y) de los registros considerados en el estudio.

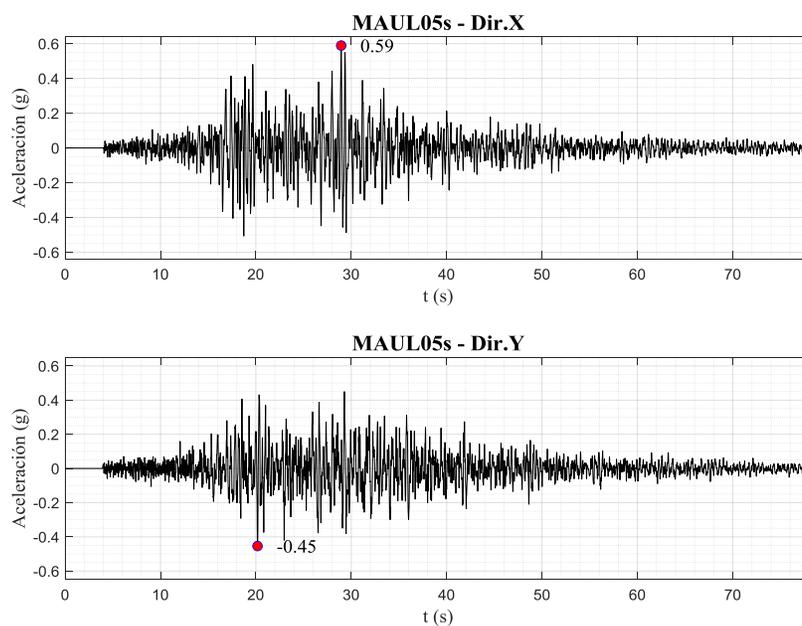


Figura A-1. Registro MAUL05s.

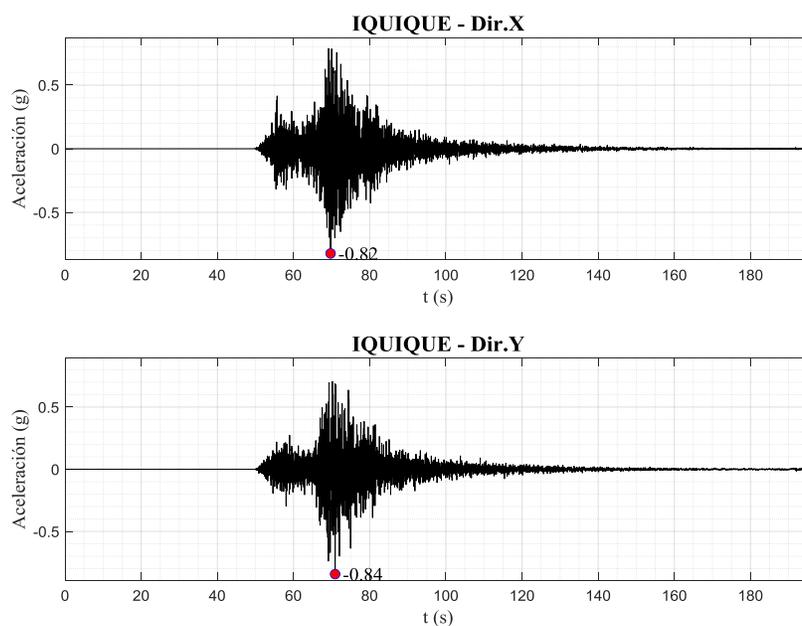


Figura A-2. Registro IQUIQUE.

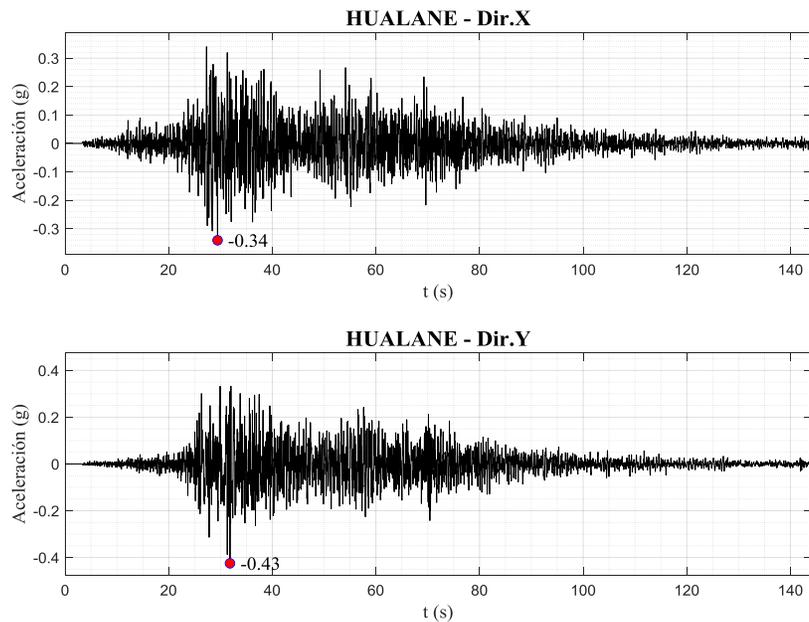


Figura A-3. Registro HUALAÑE.

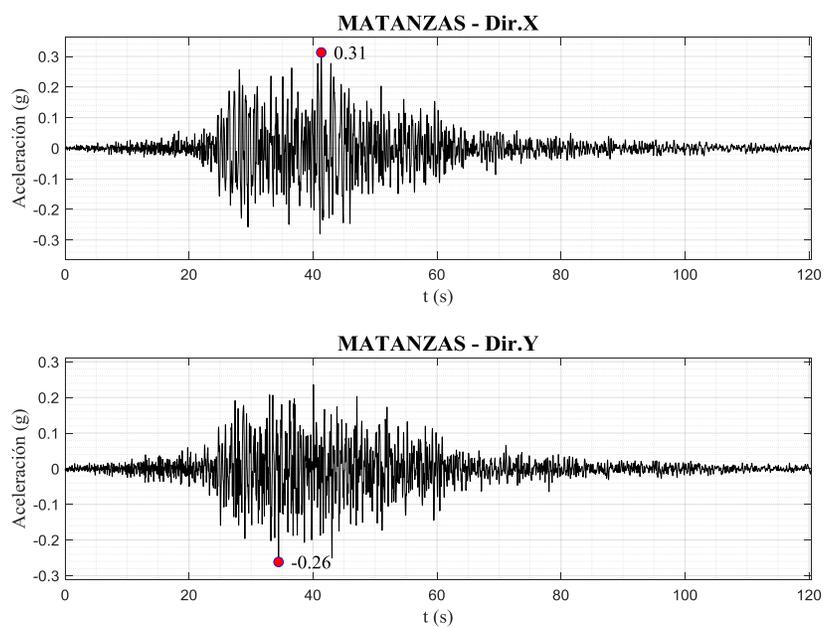


Figura A-4. Registro MATANZAS.

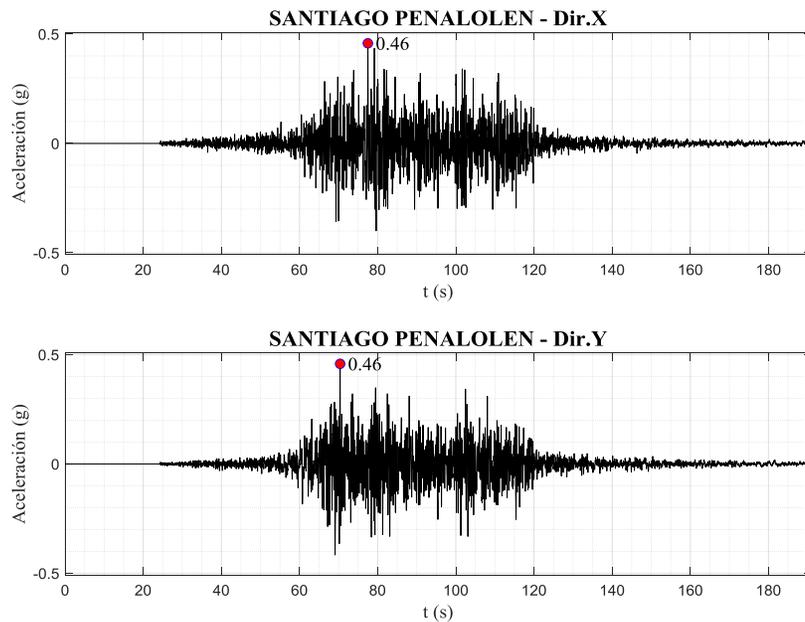


Figura A-5. Registro SANTIAGO-PENALOEN.

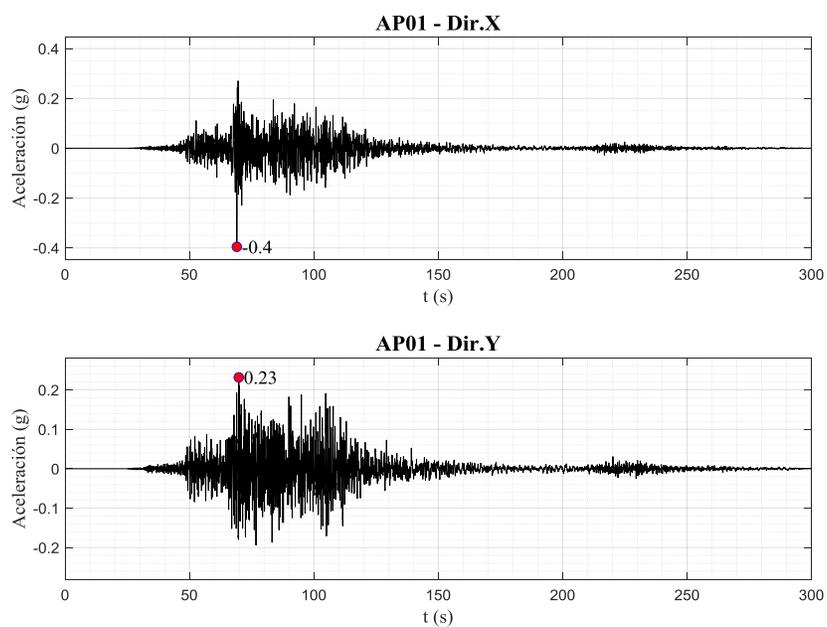


Figura A-6. Registro AP01.

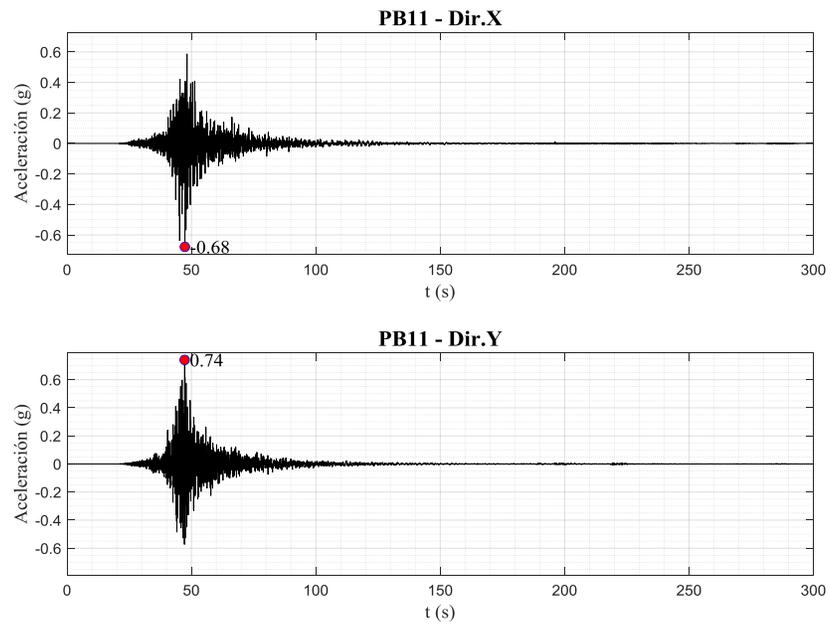


Figura A-7. Registro PB11.

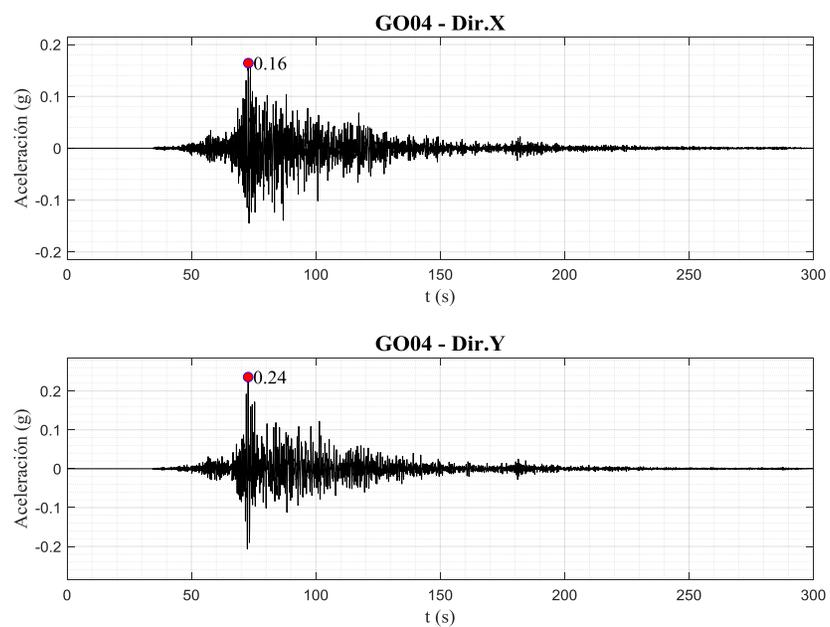


Figura A-8. Registro GO04.

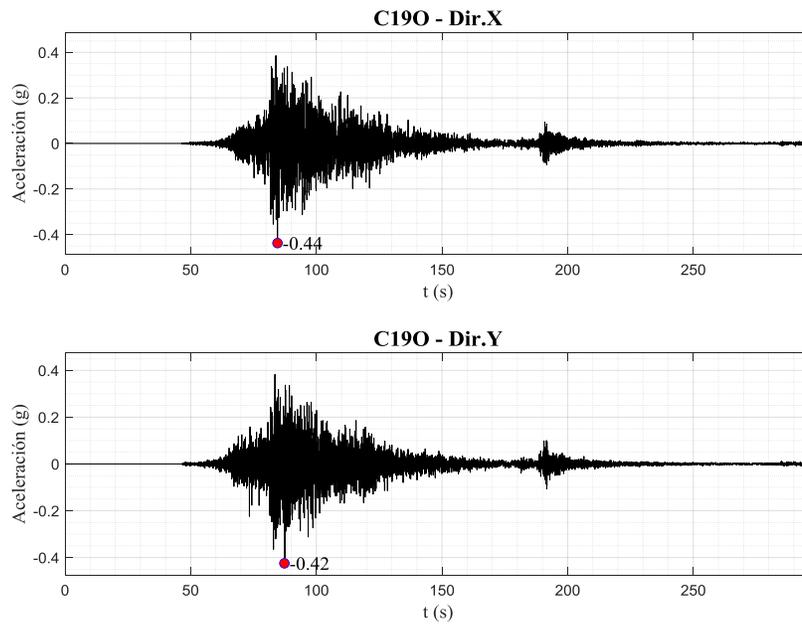


Figura A-9. Registro C190.

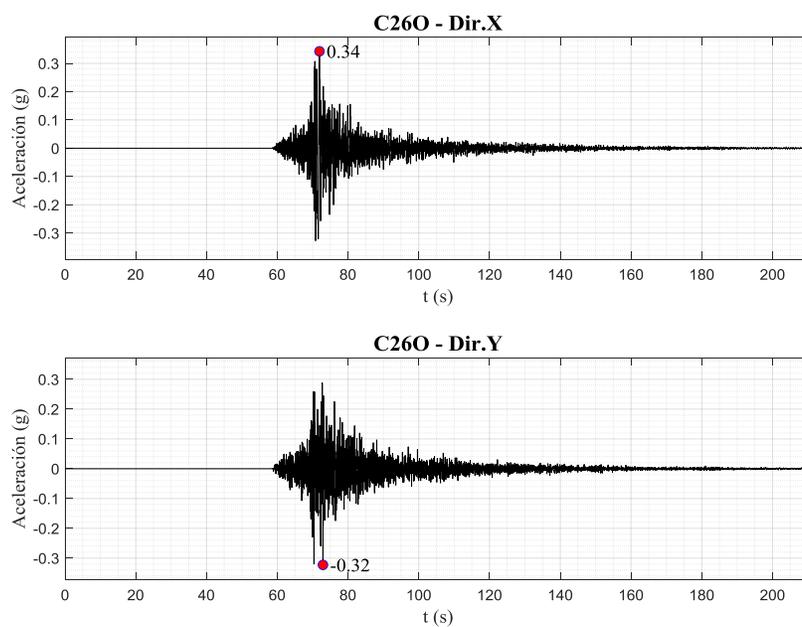


Figura A-10. Registro C260.

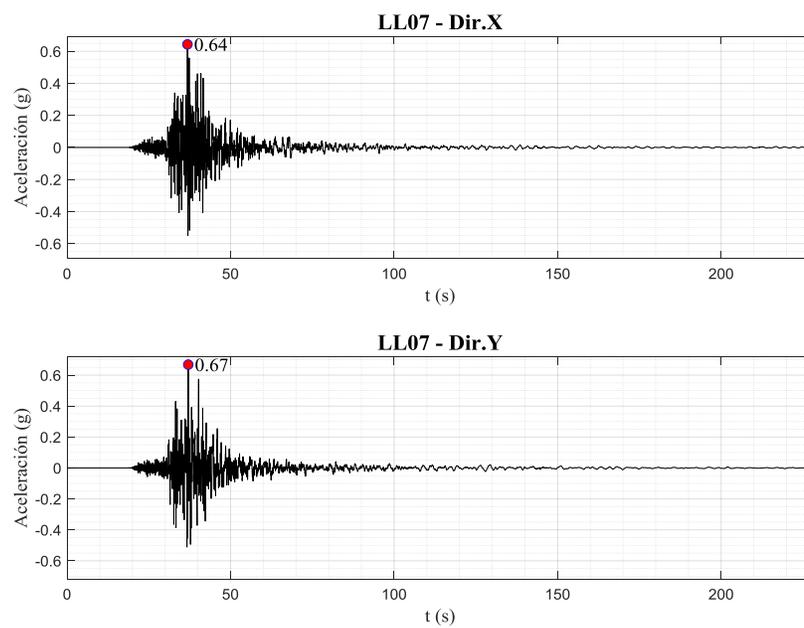
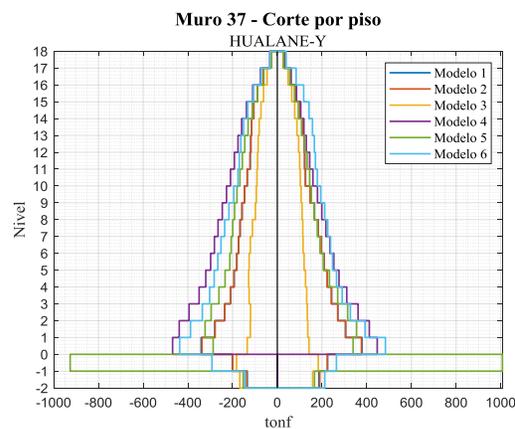
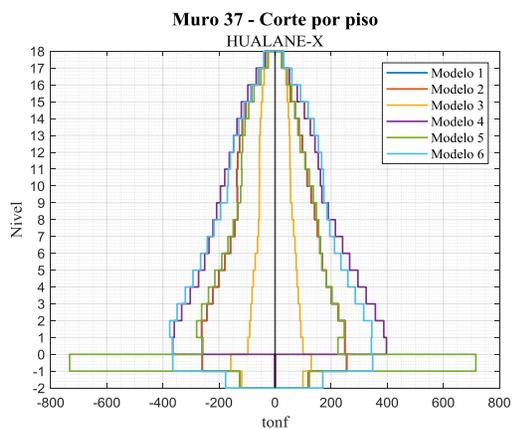
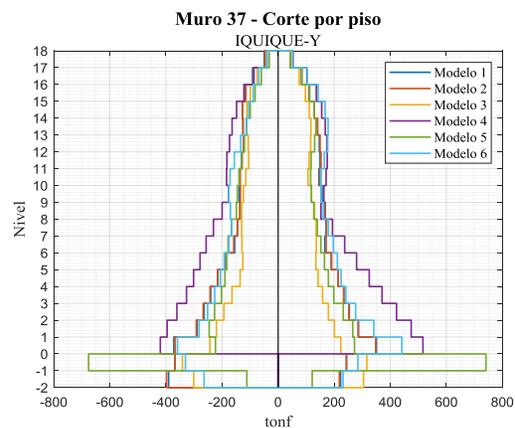
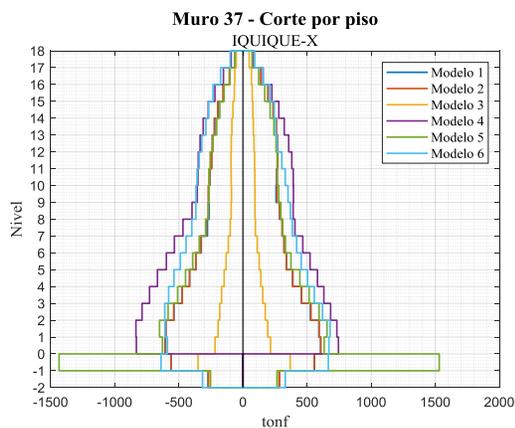
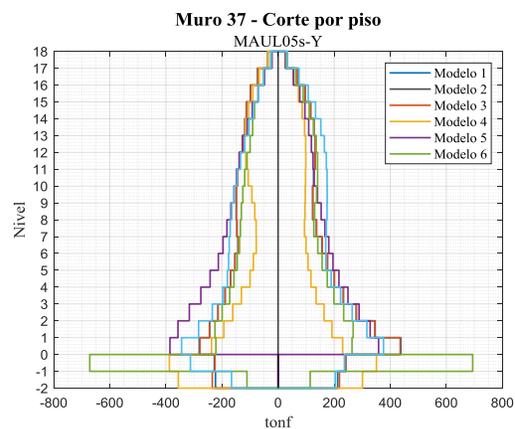
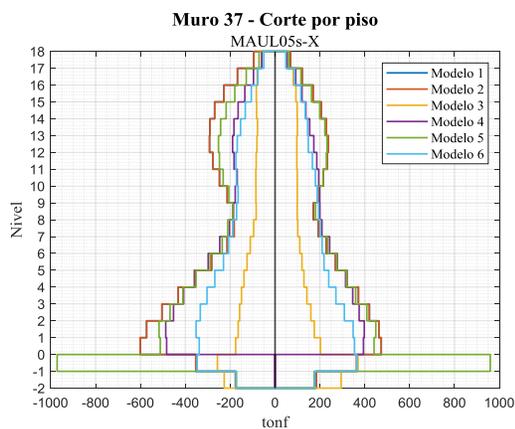
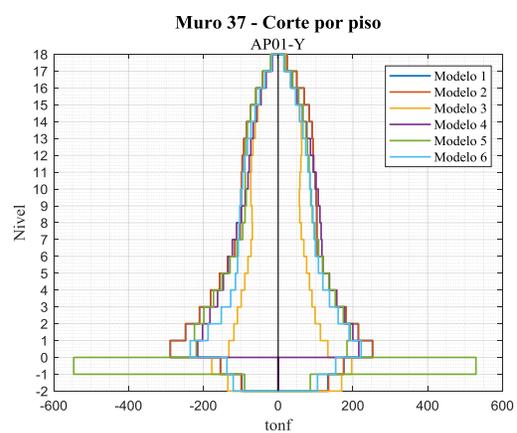
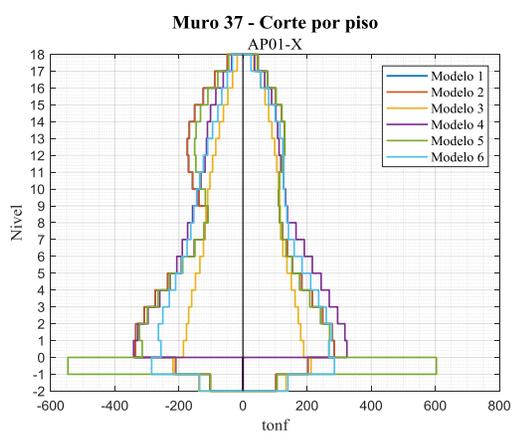
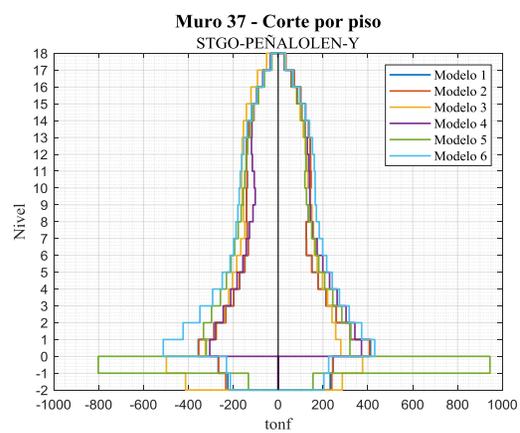
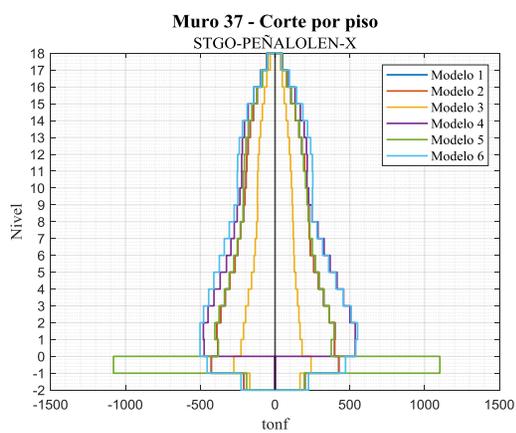
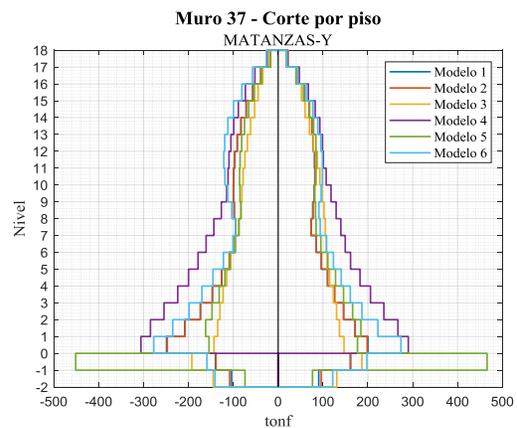
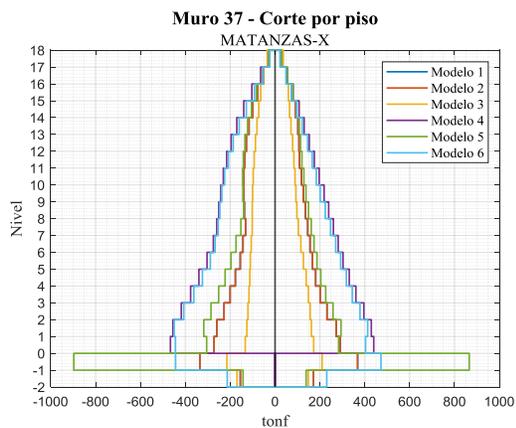


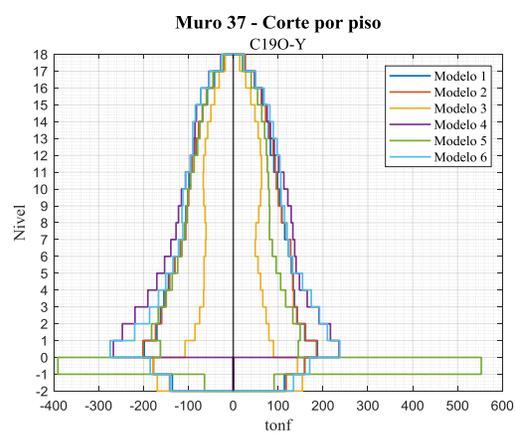
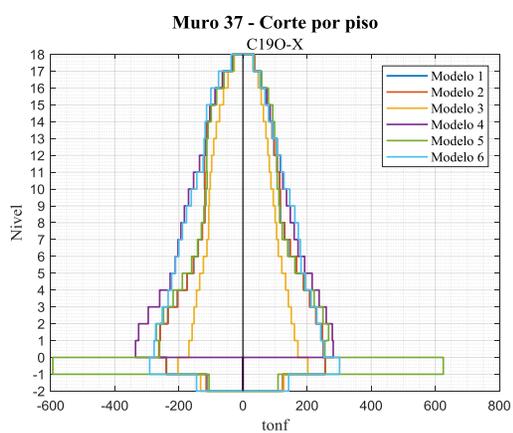
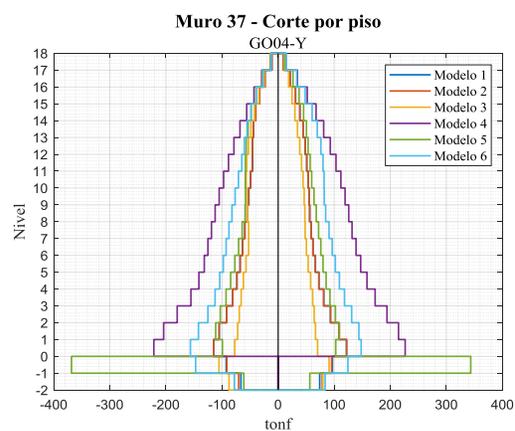
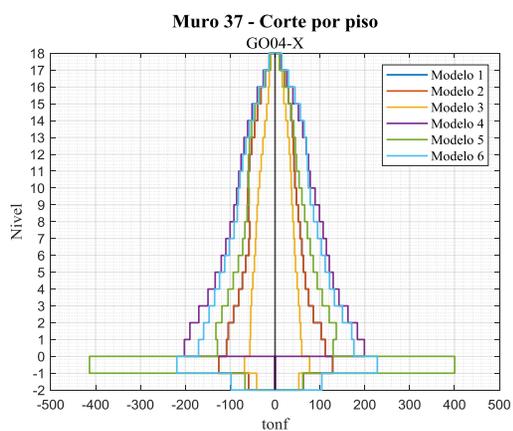
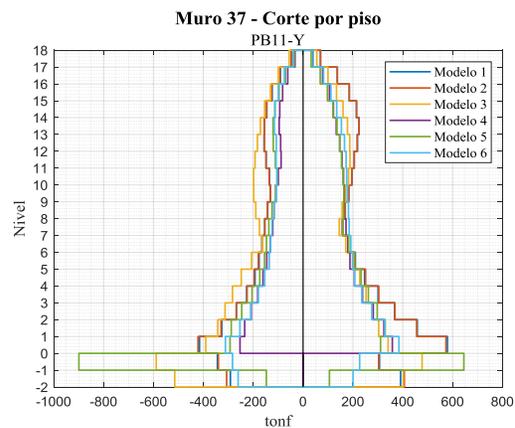
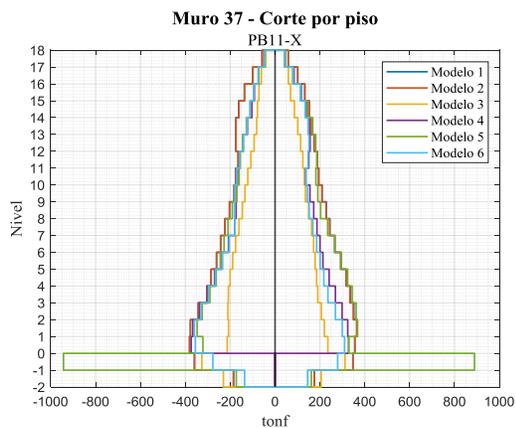
Figura A-11. Registro LL07.

ANEXO B: CORTE POR PISO MURO EJE 37

Se grafican los cortes por piso para el muro del eje 37, para los 11 registros considerados en el estudio para sus componentes en la dirección X e Y respectivamente.







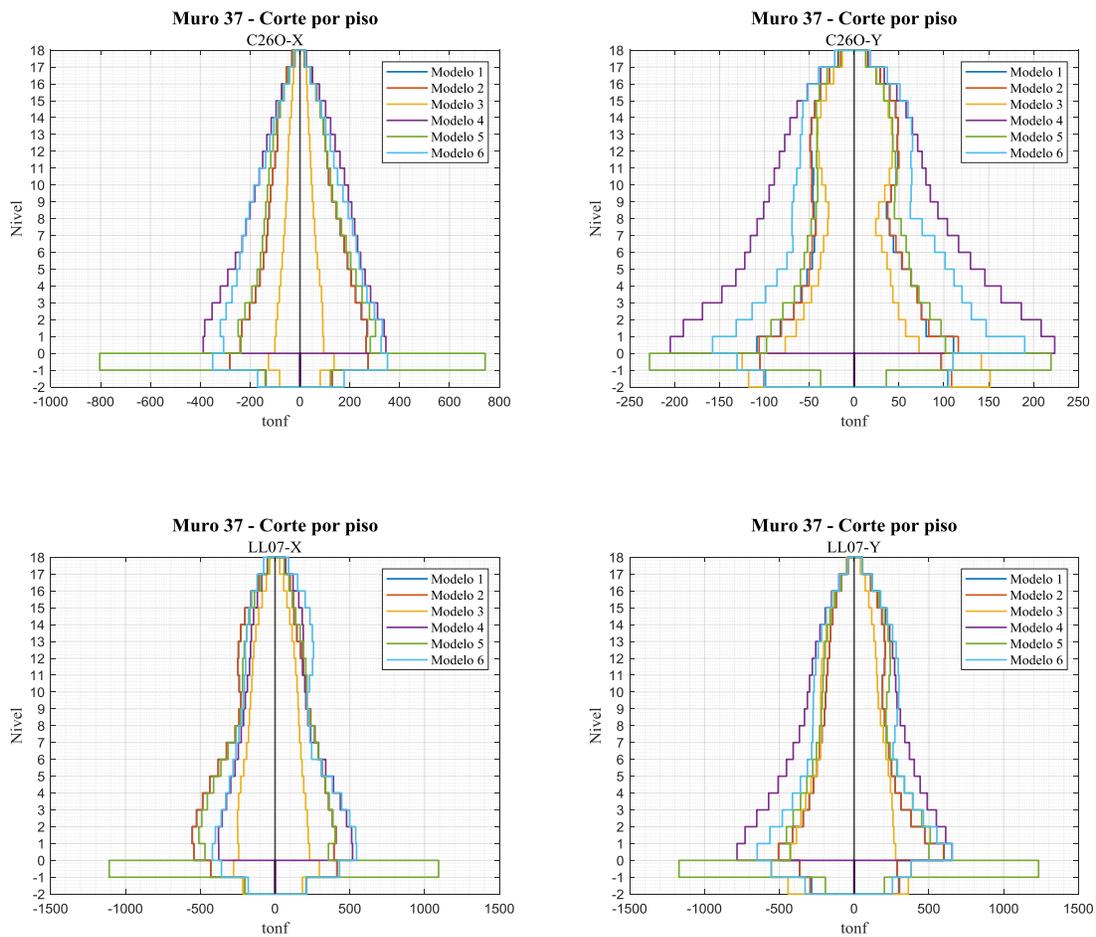
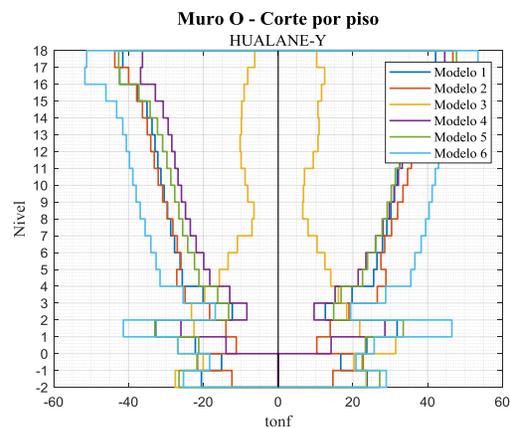
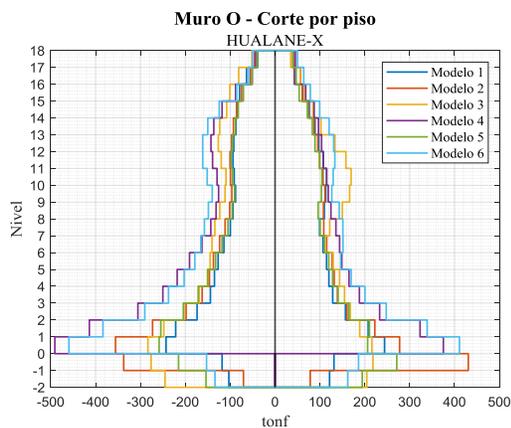
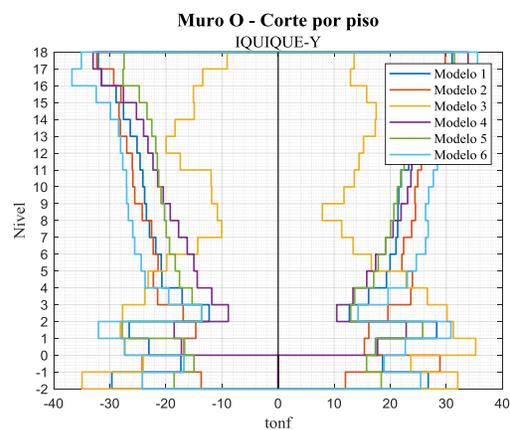
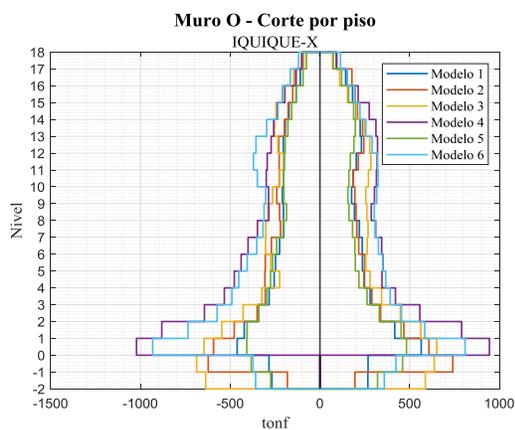
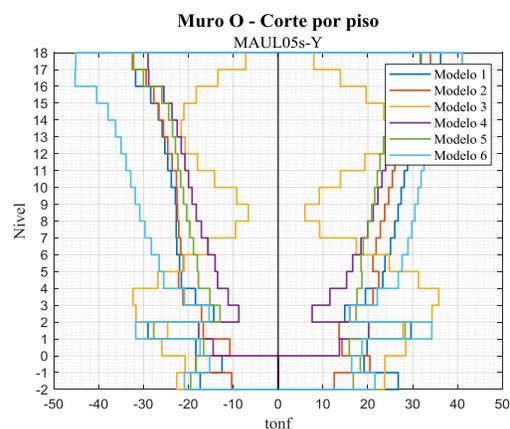
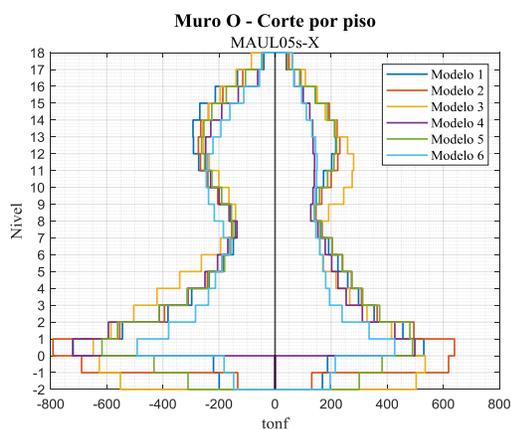
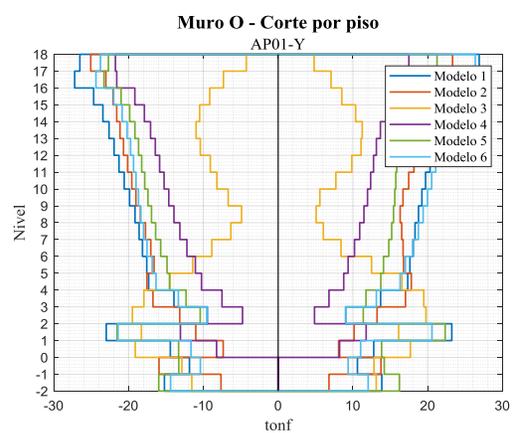
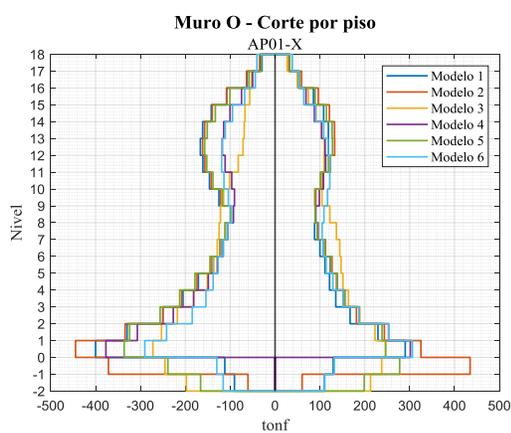
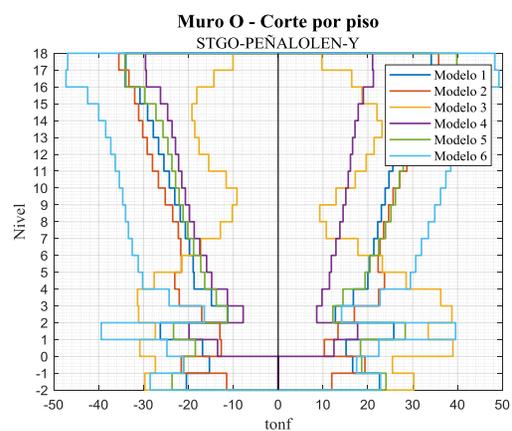
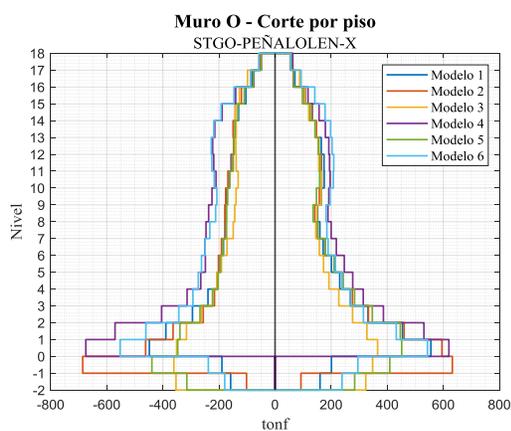
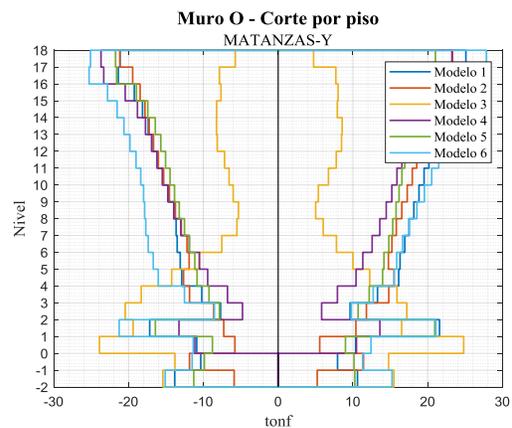
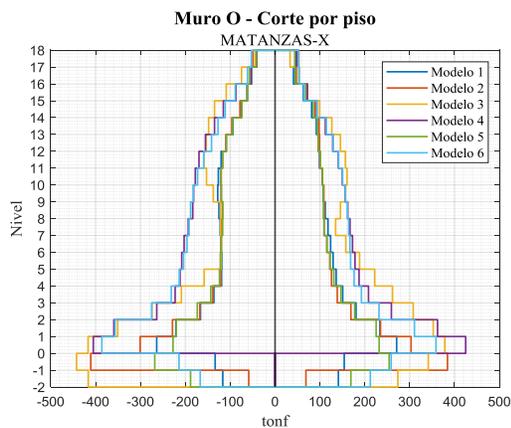


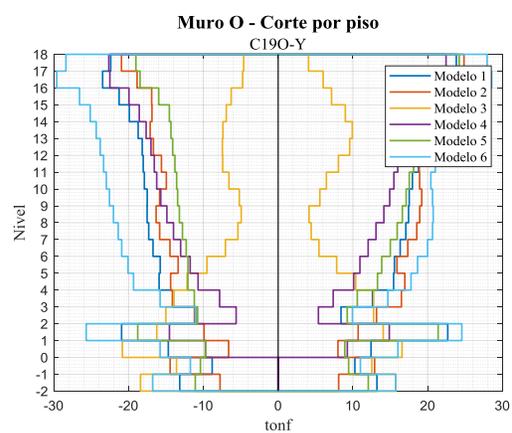
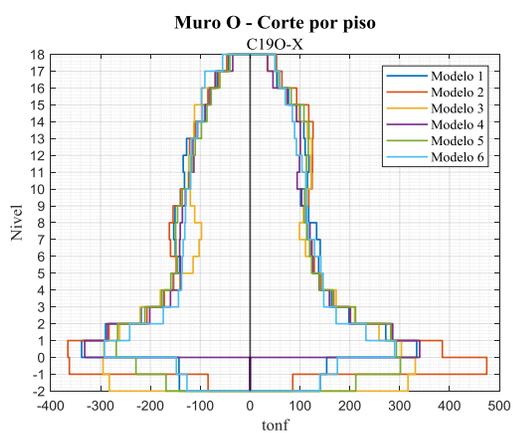
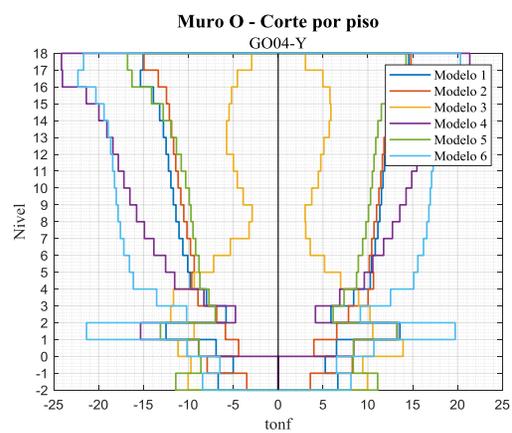
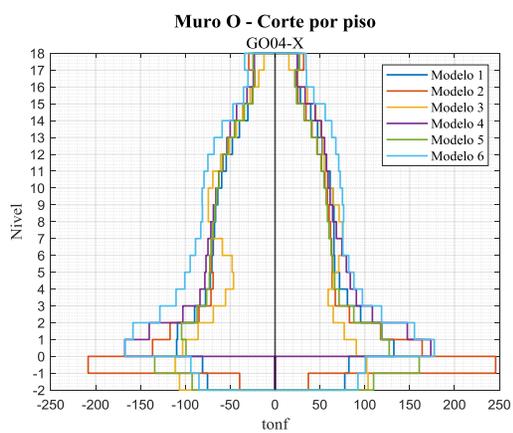
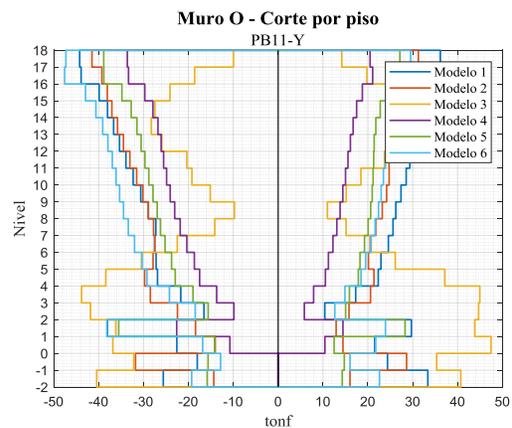
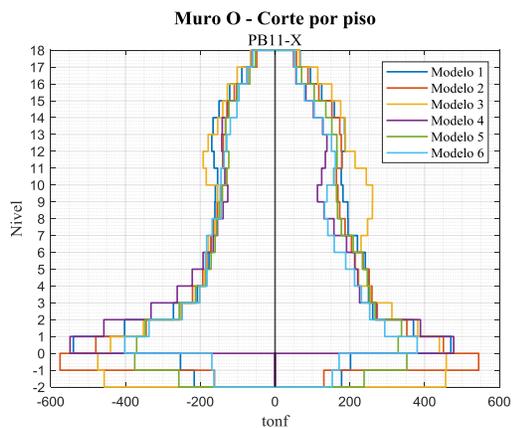
Figura B-1. Cortes por piso muro eje 37 para registros en dirección X e Y.

ANEXO C: CORTE POR PISO MURO EJE O

Se grafican los cortes por piso para el muro del eje O, para los 11 registros considerados en el estudio en sus componentes en la dirección X e Y respectivamente.







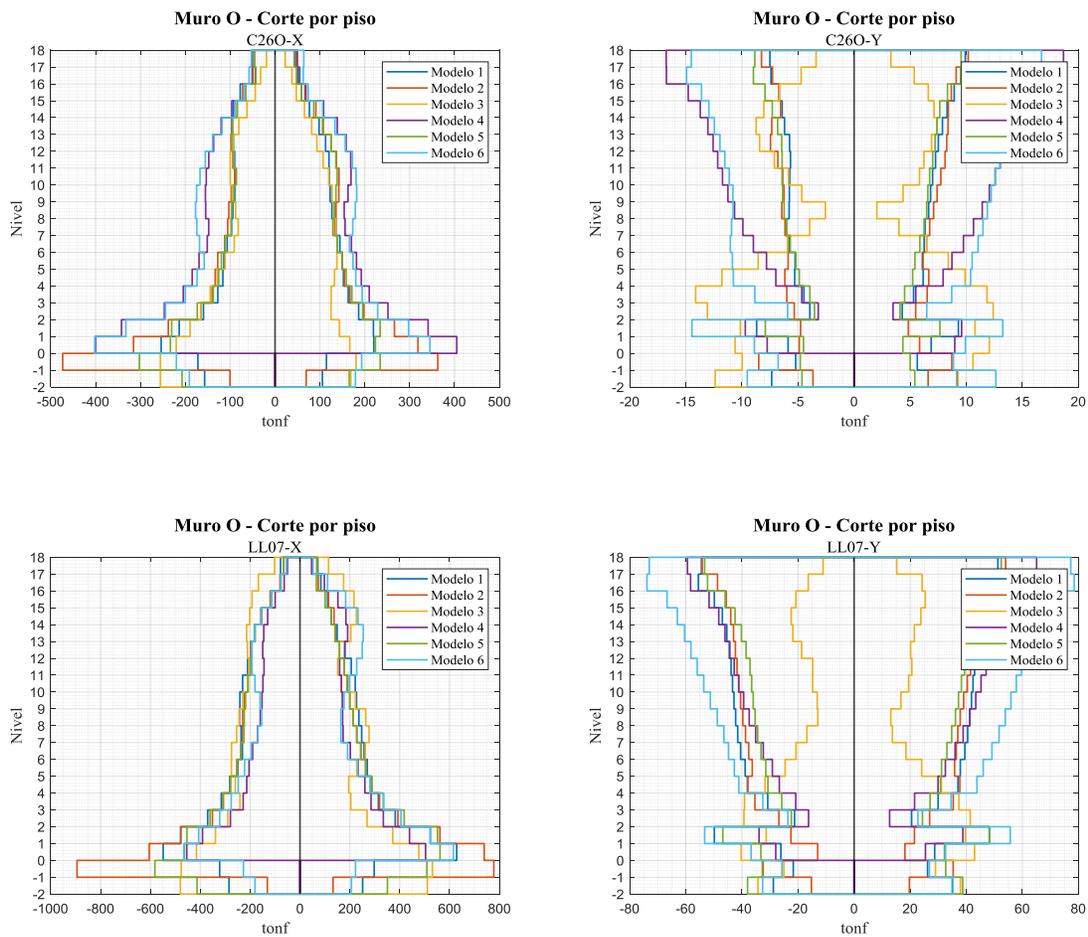
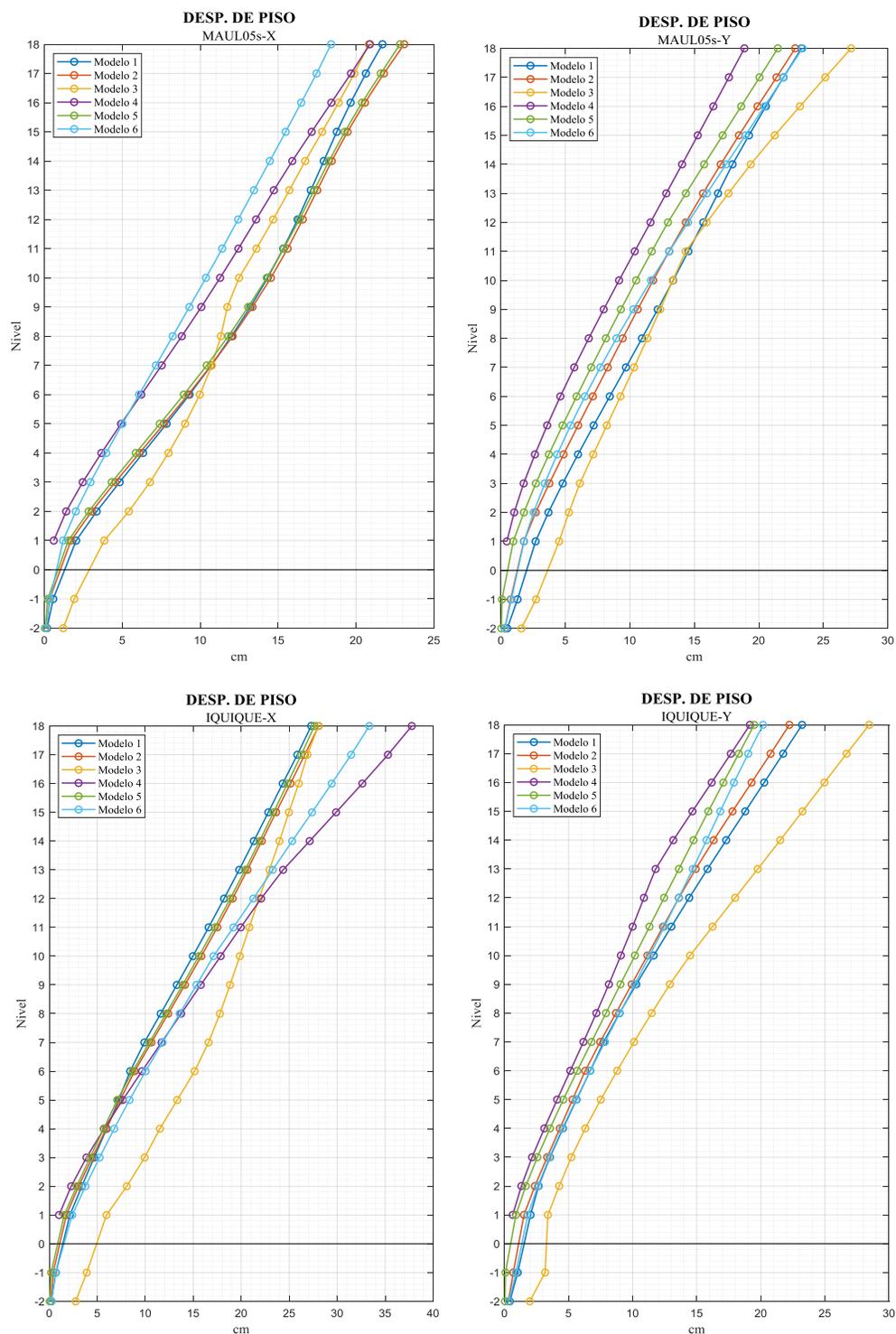
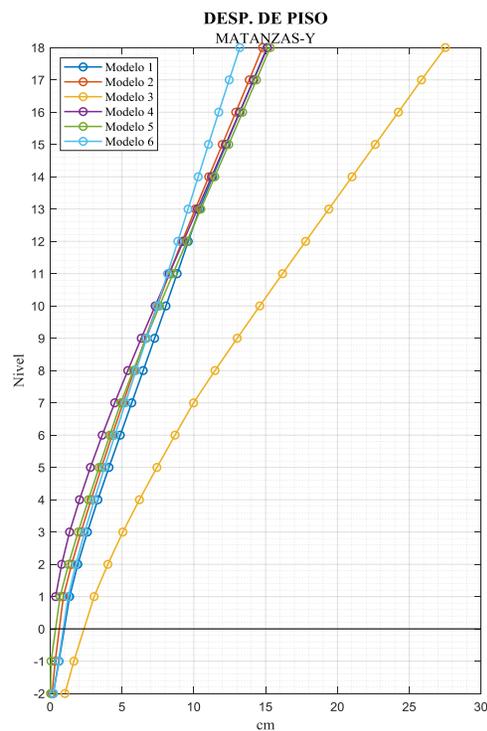
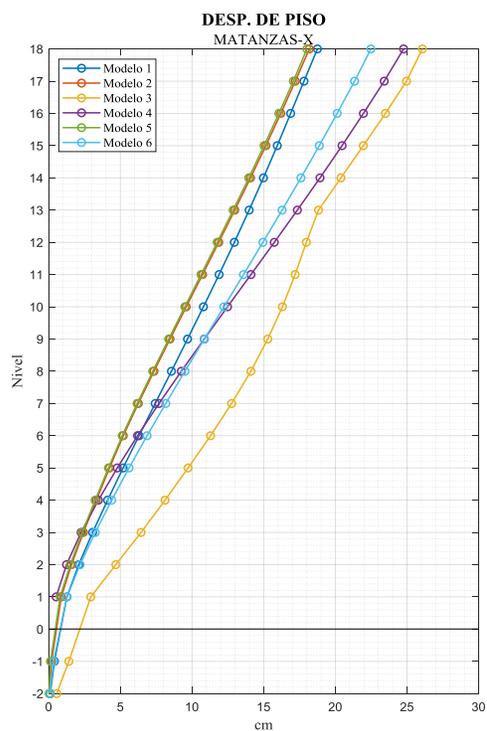
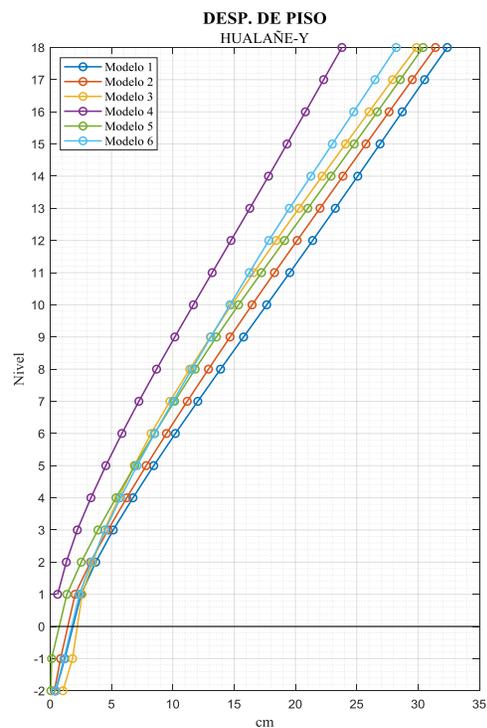
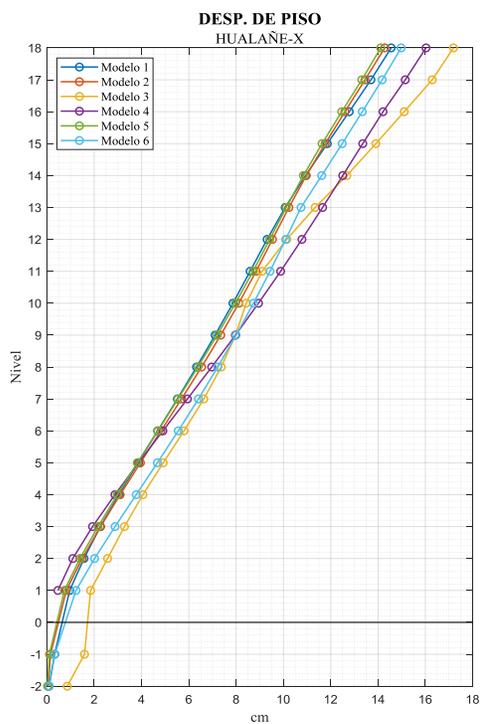


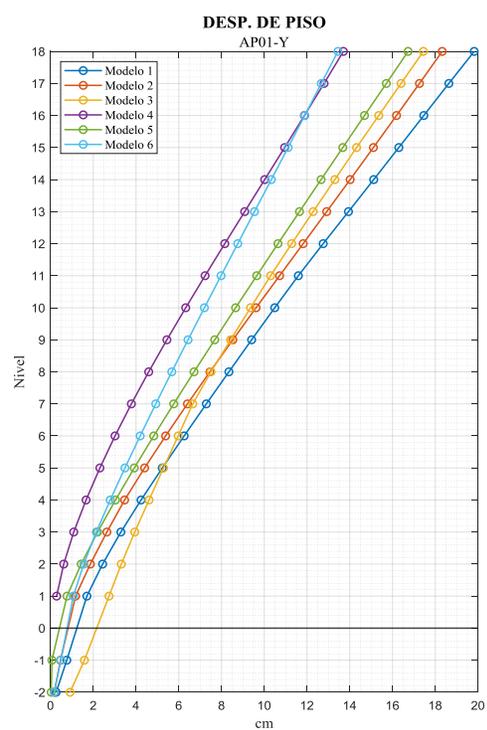
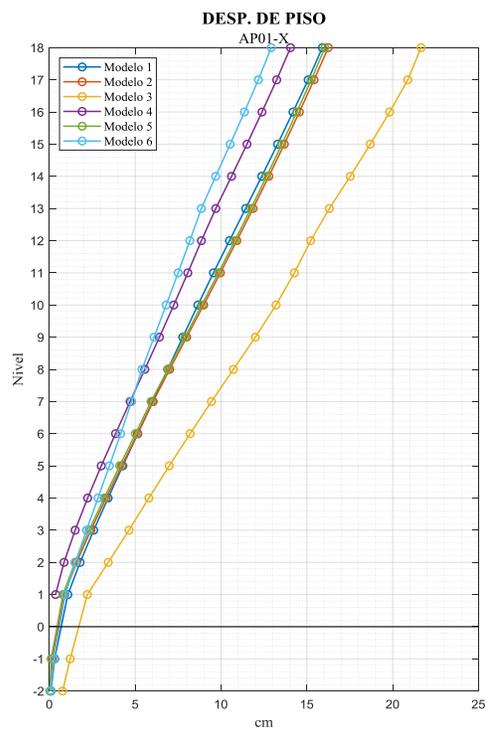
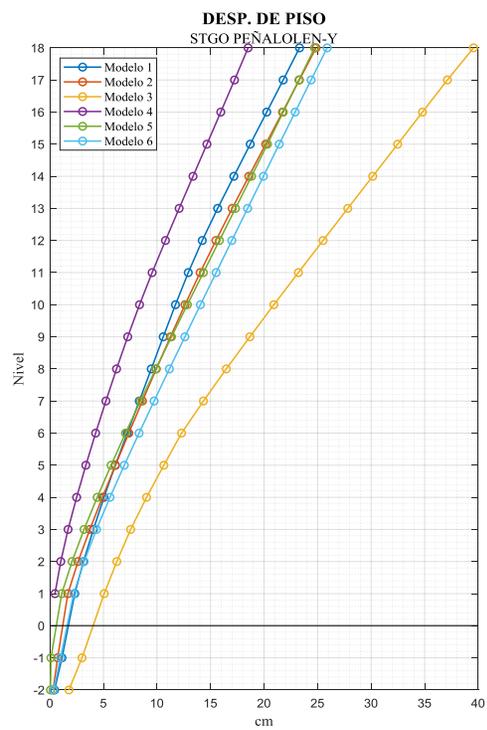
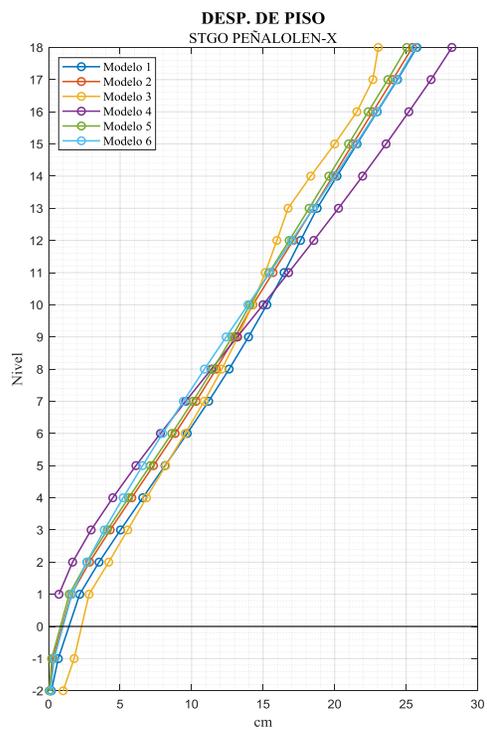
Figura C-1. Cortes por piso muro eje O para registros en dirección X e Y.

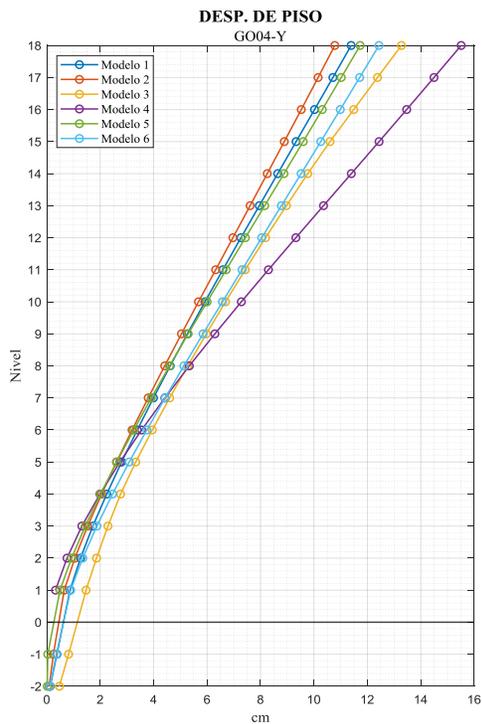
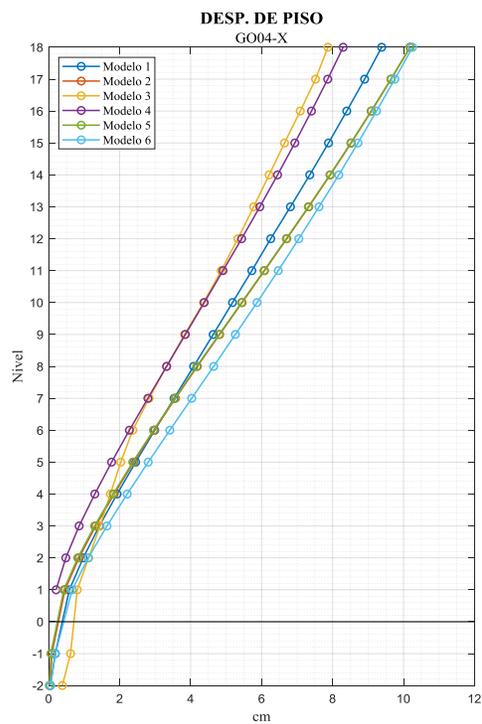
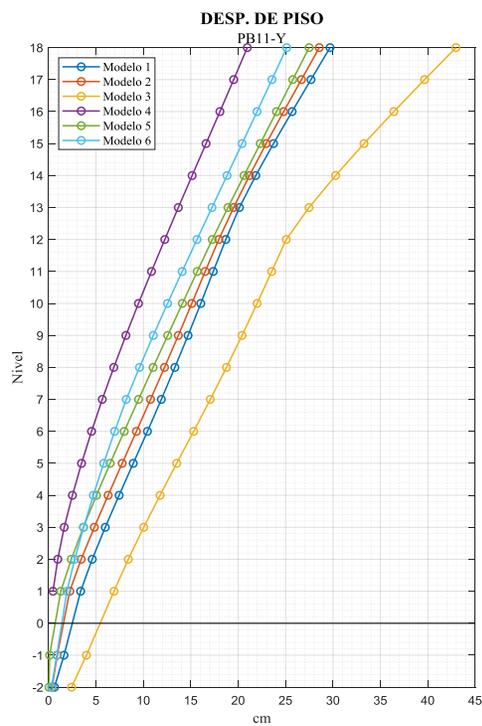
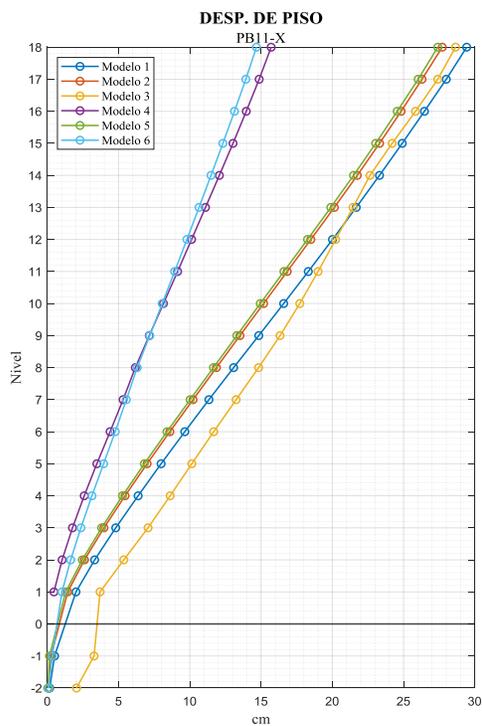
ANEXO D: DESPLAZAMIENTOS DE PISO

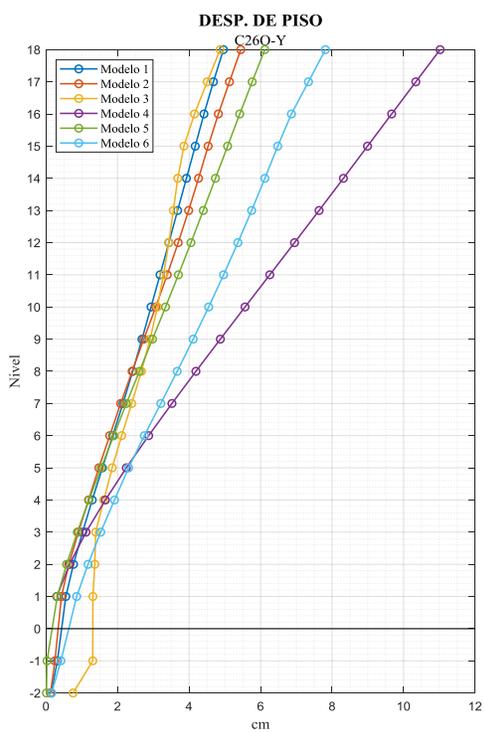
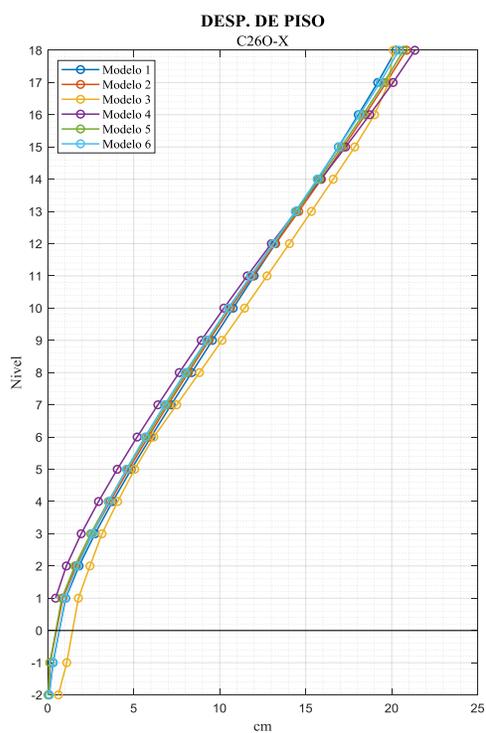
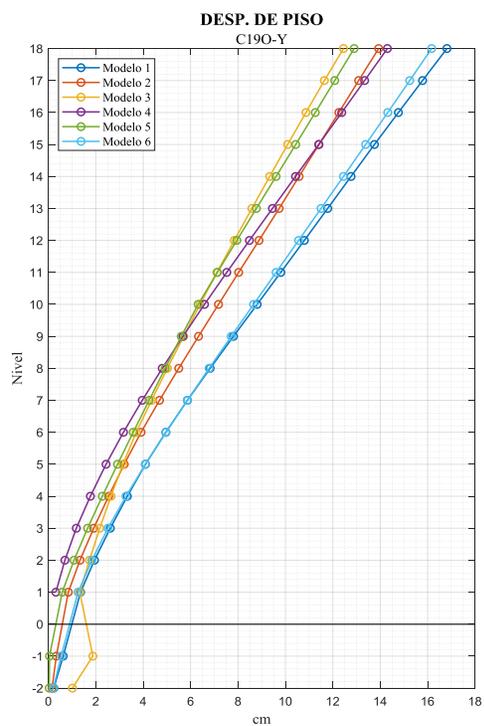
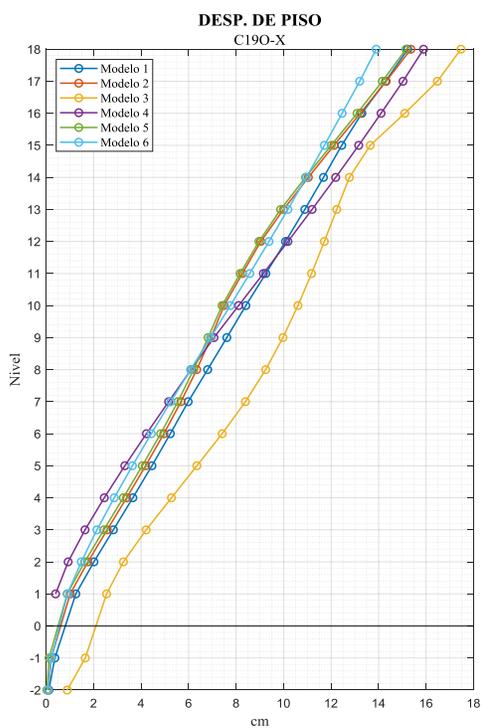
Se grafican los desplazamientos de piso, para los 11 registros en sus componentes X e Y.











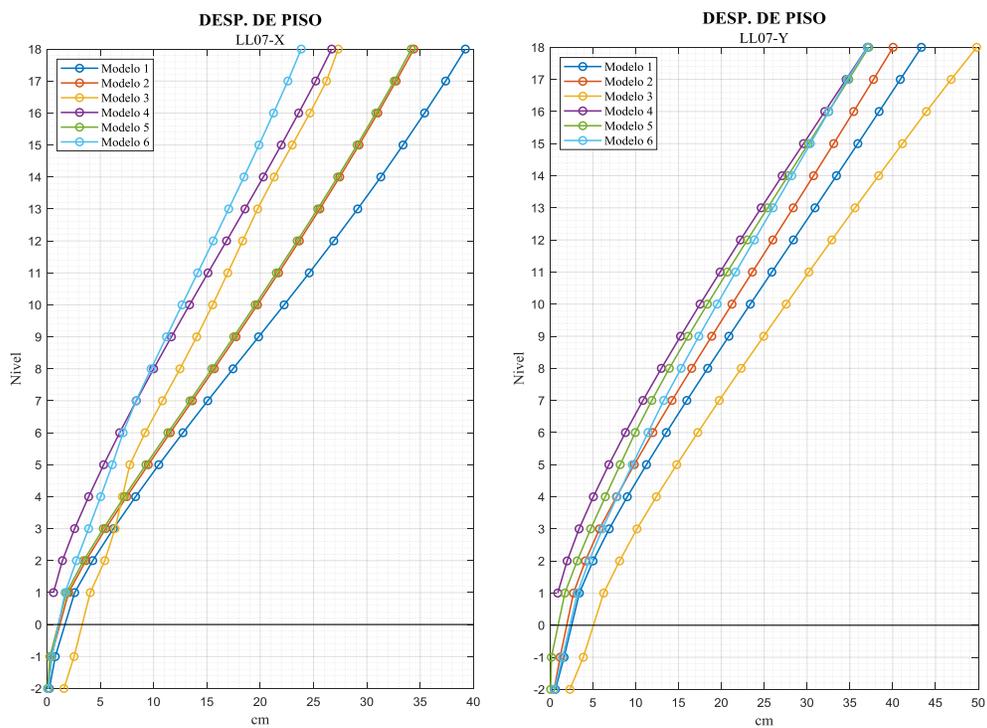
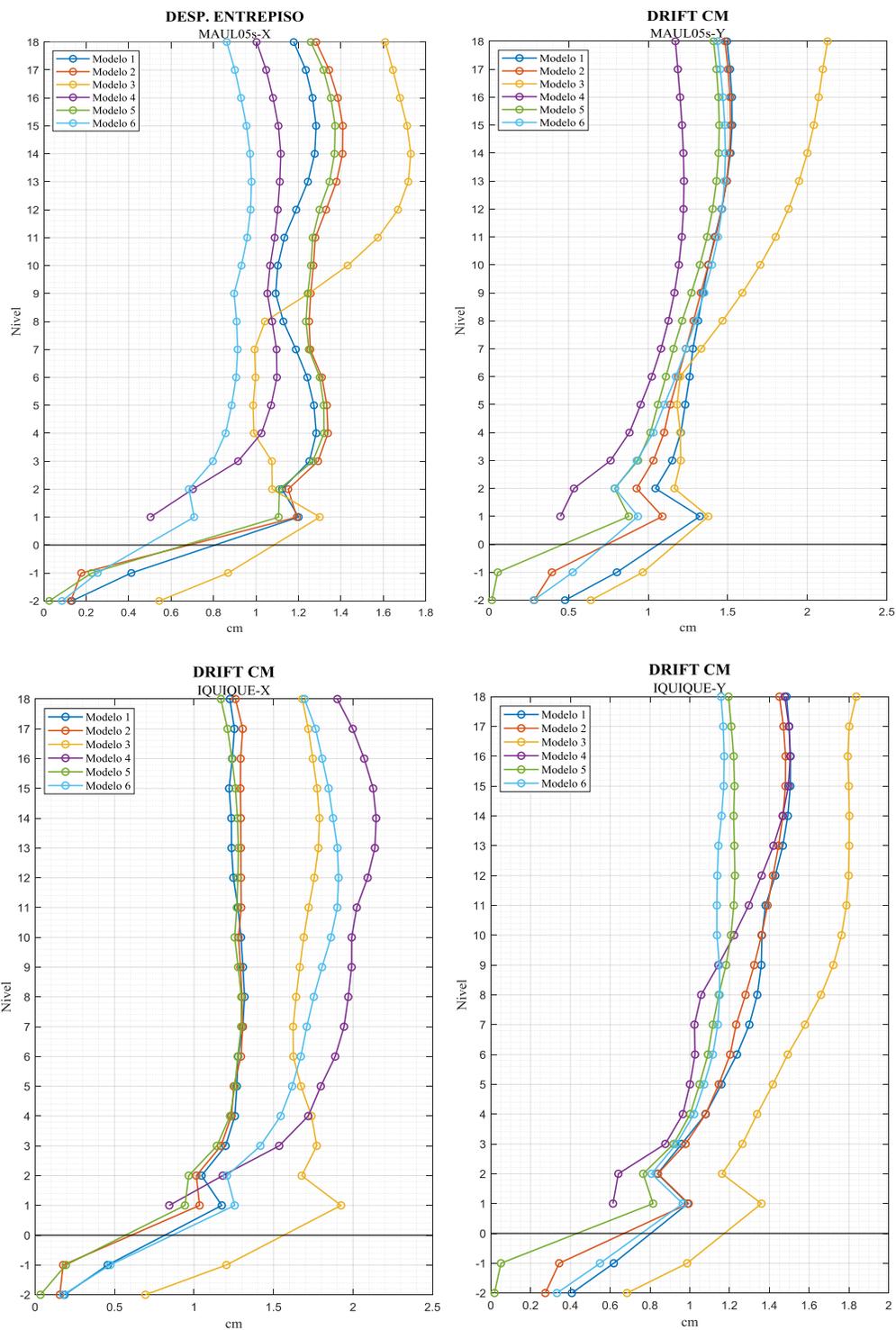
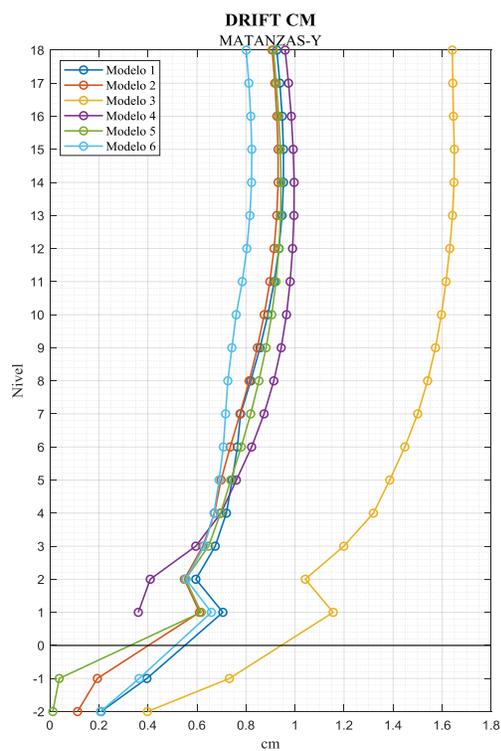
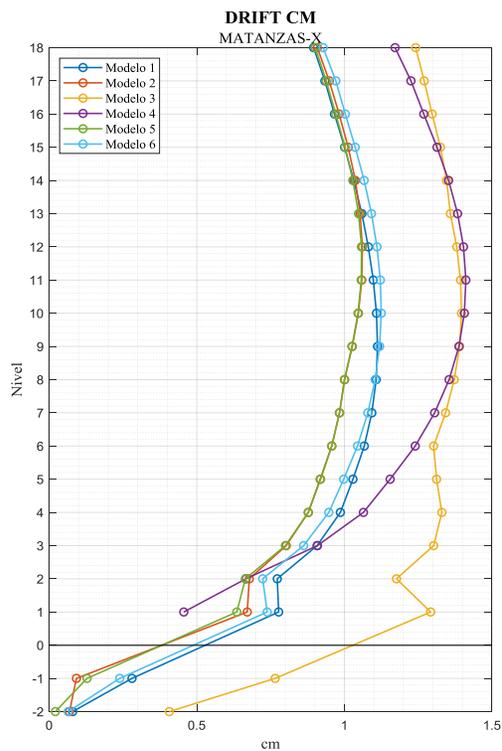
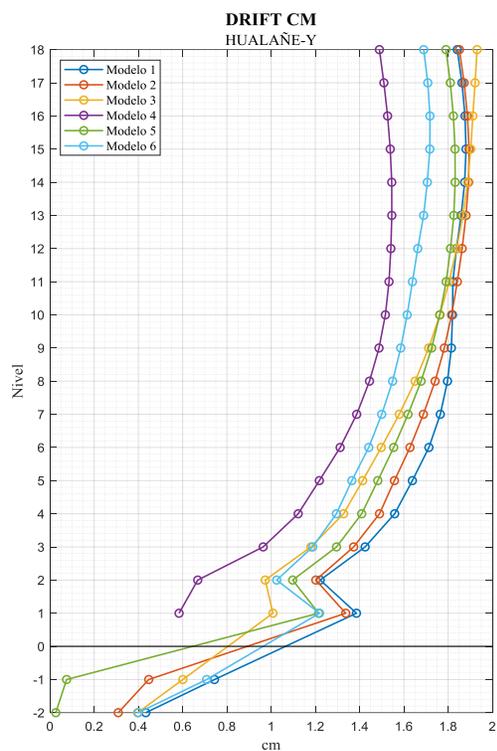
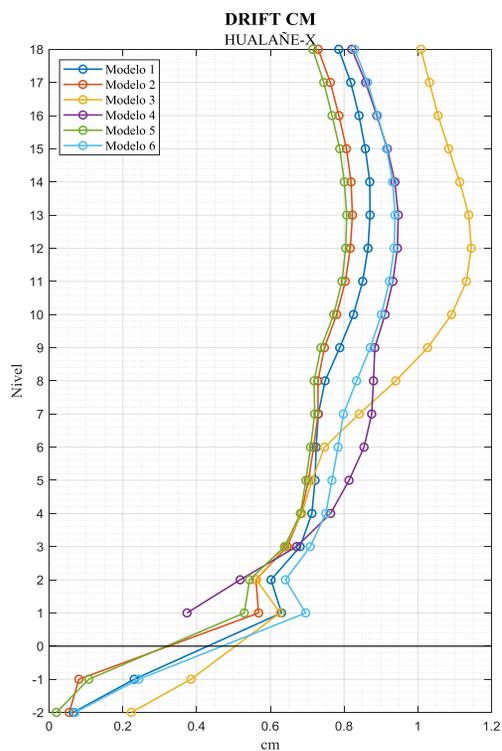


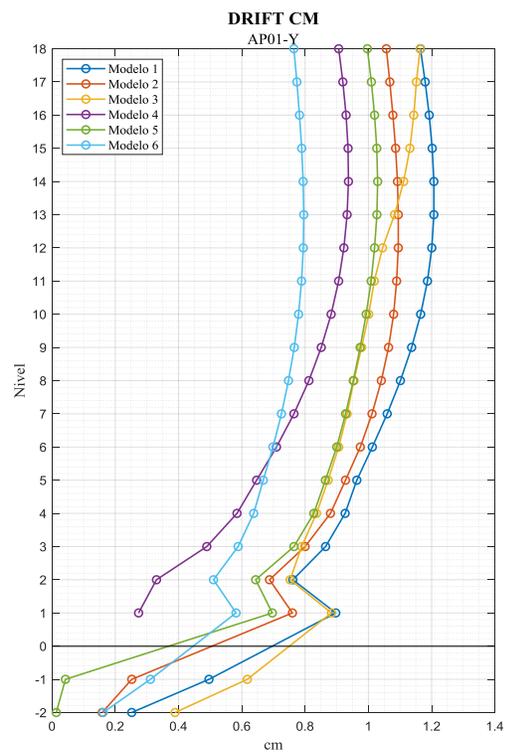
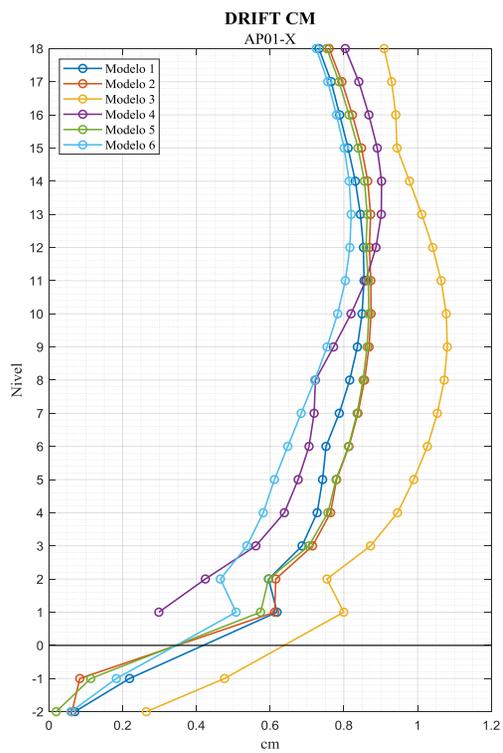
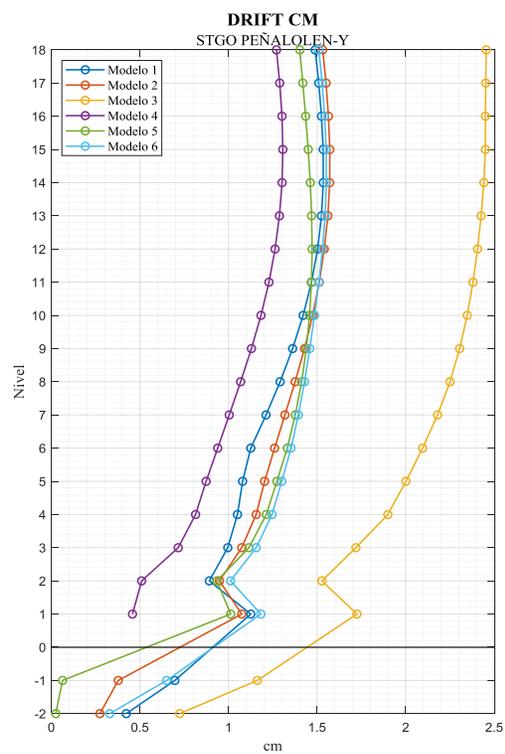
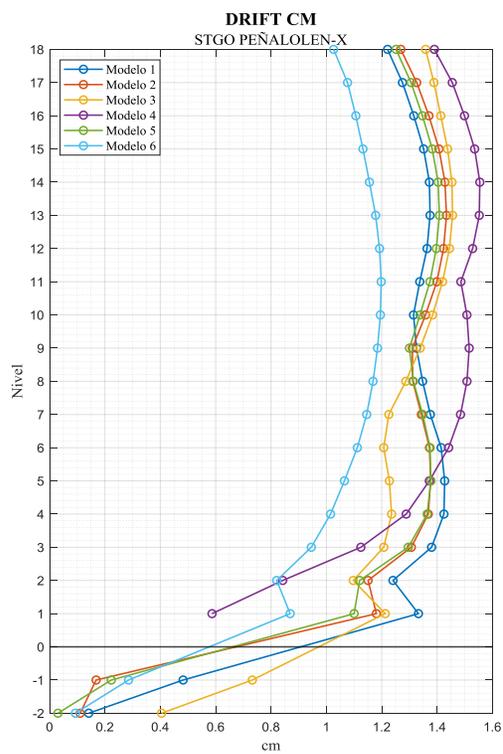
Figura D-1. Desplazamientos de piso para registros en dirección X e Y.

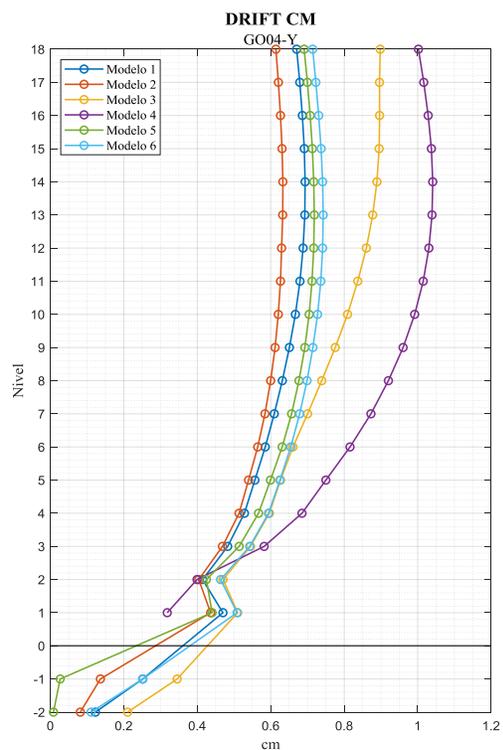
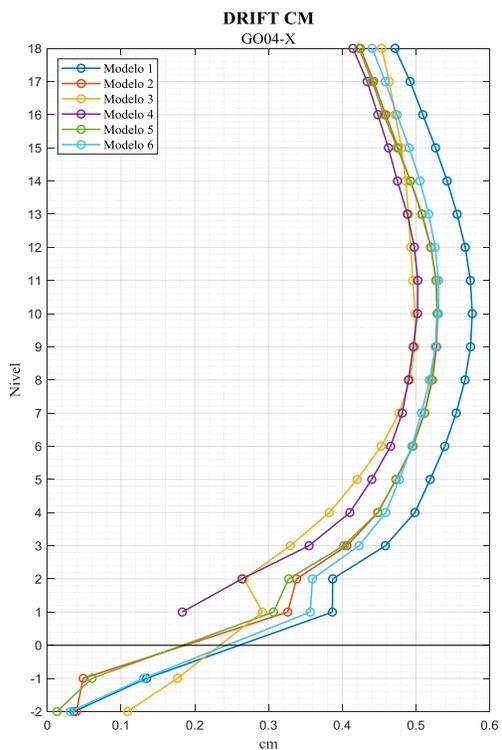
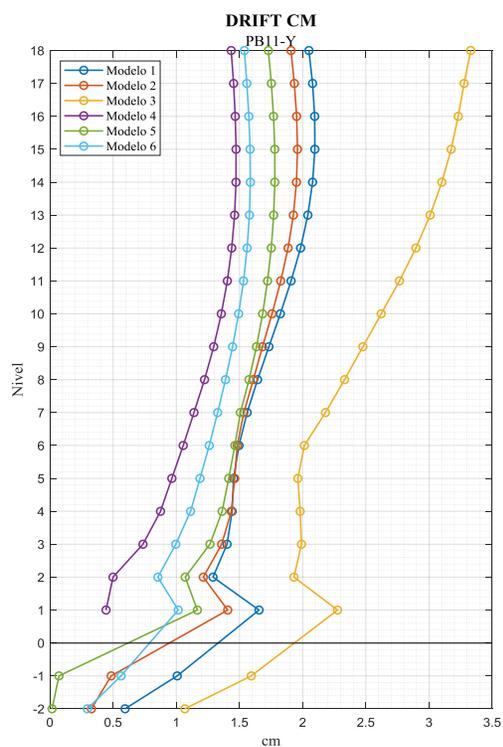
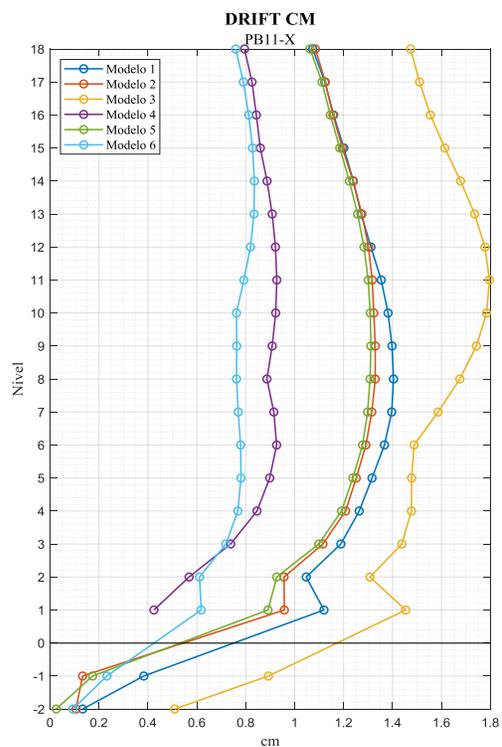
ANEXO E: DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

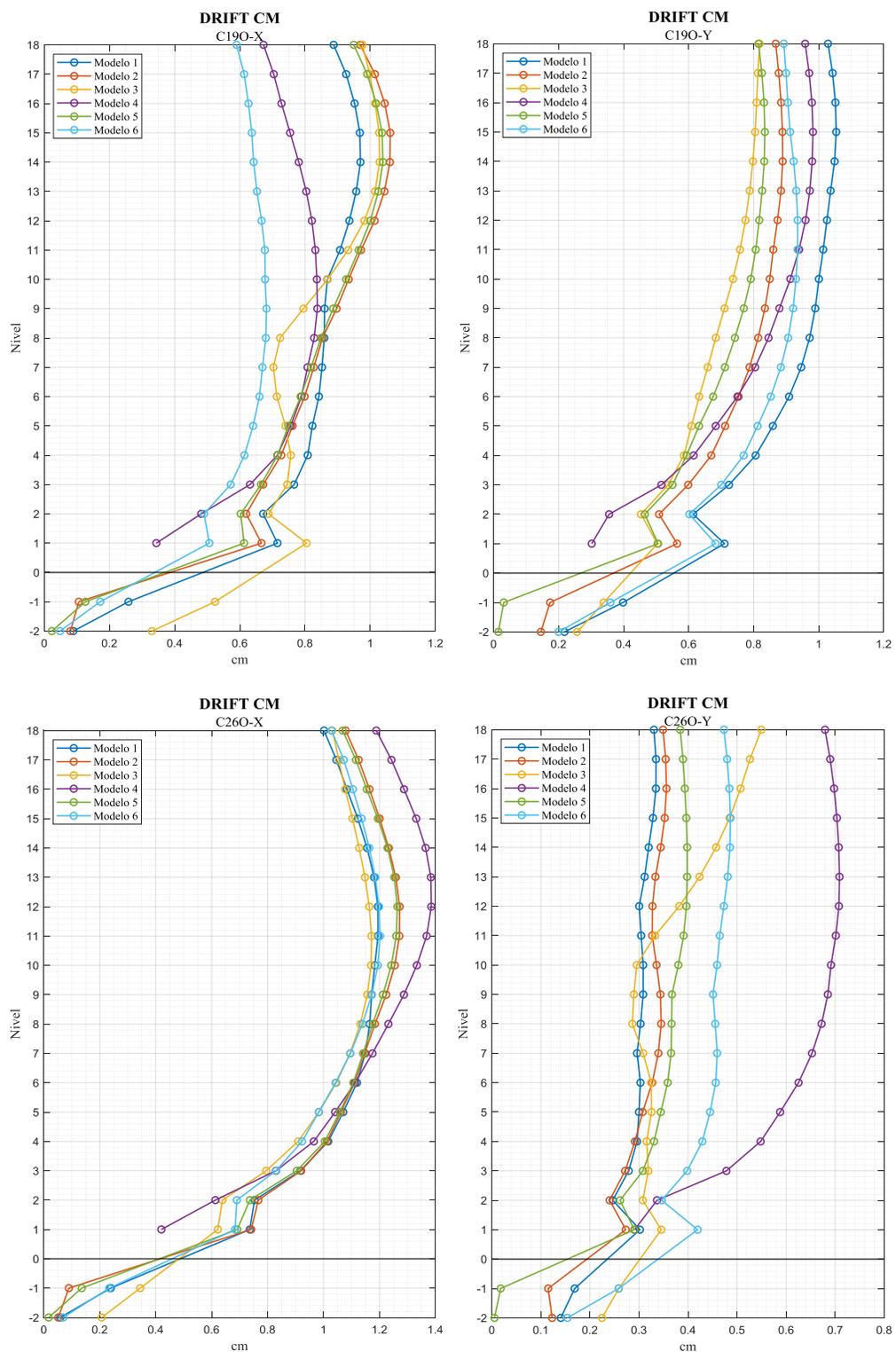
Se grafican los desplazamientos de entrepiso piso, para los 11 registros en las direcciones X e Y.











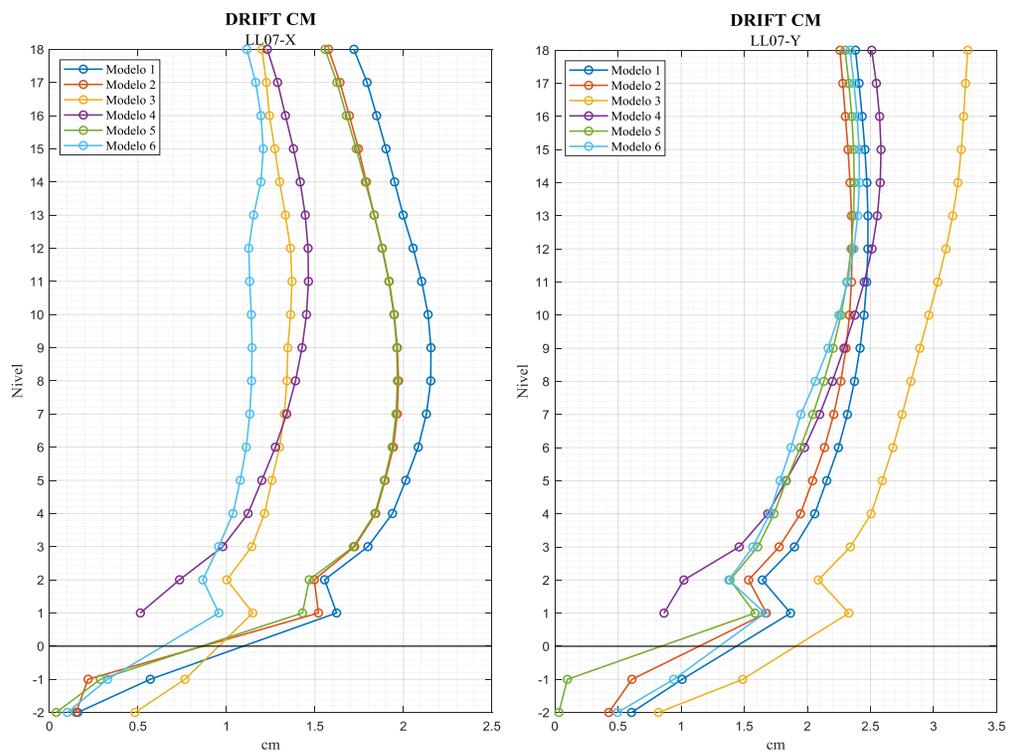


Figura E-1. Desplazamientos de entrepiso piso para registros en dirección X e Y.