



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



Facultad de Ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras

**“COLAPSO POR TORSIÓN EN EDIFICIOS EN ESQUINA DURANTE EL
TEMBLOR DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017”**

Tesis

Para obtener el título de:

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

Presenta:

Ing. Abel Martínez Silva

Director:

Dr. José Manuel Jara Guerrero

Morelia, Michoacán

Mayo del 2023

“Avanzar siempre adelante,
sin retirar nunca lo que se dice,
es mi camino ninja.”

Masashi Kishimoto

AGRADECIMIENTOS

Gracias a mi familia, por haberme apoyado constantemente a lo largo de mi vida académica y profesional, sin ustedes no hubiera podido entrar al postgrado y mucho menos acabarla. Gracias a mis amigos, por acompañarme y animarme sin importar la distancia.

A la Universidad de San Nicolás de Hidalgo le agradezco recibirme a uno de sus programas académicos más reconocidos en el país y a sus instalaciones, pero sobre todo, gracias a los profesores e investigadores de la maestría por transmitirme sus increíbles conocimientos. Gracias al Dr. José Manuel Jara Guerrero por su asesoría y recomendaciones continuas en todo el proceso.

Al CONACyT le agradezco que creara el programa de becas, que permite dedicarle de tiempo completo a un postgrado de gran calidad para aquellos jóvenes que aportaran en el futuro de la nación.

ÍNDICE

Agradecimientos	ii
Resumen	1
Abstract	2
CAPÍTULO 1 Introducción	3
1.1. Antecedentes	4
1.2. Objetivo.....	7
CAPÍTULO 2 Evaluación de daños severos y colapsos del temblor del 19 de septiembre de 2017.....	9
2.1. Daño general del sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México 10	
2.2. Edificios en esquina con colapso total o parcial	26
2.3. Edificios en esquina con alto riesgo de colapso.....	34
CAPÍTULO 3 Incorporación de la torsión en modelos numéricos.....	45
3.1. Conceptos generales	46
3.2. Normativas mexicanas	47
3.3. Normativas estadounidenses	54
CAPÍTULO 4 Características dinámicas de los registros sísmicos en la Ciudad de México	56
CAPÍTULO 5 Edificios en esquina seleccionados para estudiar	73

5.1.	Selección de edificios para crear los modelos numéricos.....	74
5.2.	Estaciones sismológicas seleccionadas	84
5.3.	Características y dimensiones generales de los modelos	88
5.4.	Análisis sísmico con el reglamento de 1976.....	100
5.5.	Propiedades de los materiales utilizados en los modelos.....	104
5.6.	Diseño estructural con el reglamento de 1976.....	105
5.7.	Acero de refuerzo de los elementos estructurales.....	120
5.8.	Propiedades dinámicas de los modelos numéricos.....	124
CAPÍTULO 6 Análisis dinámico no lineal de los modelos estructurales.....		130
6.1.	Descripción del análisis no lineal	131
6.2.	Fase intensa de los registros (Intensidad de Arias)	135
6.3.	Estrategia de modelación.....	142
6.4.	Longitud de las articulares plásticas.....	151
6.5.	Propiedades no lineales de las nervaduras y vigas.....	157
6.6.	Propiedades no lineales de las columnas	176
6.7.	Propiedades no lineales de los muros	184
6.8.	Modelos numéricos	206
6.9.	Derivas de entrepiso.....	212
6.10.	Derivas de azotea.....	225

6.11.	Índice de daño.....	237
6.12.	Desplazamiento de la ubicación del centro de rigidez.....	256
6.13.	Índice de daño de las zonas afectadas por el temblor.....	274
6.14.	Deriva de entrepiso de cada nivel de desempeño	280
6.15.	Energía histerética disipada de cada nivel de desempeño	310
6.16.	Centro de rigidez post-sismo de cada nivel de desempeño.....	319
CAPÍTULO 7 Conclusiones.....		329
ANEXO A Índices de daño.....		333
ANEXO B Deriva de entrepiso de cada nivel de desempeño.....		340
ANEXO C Energía histerética disipada de cada nivel de desempeño		371
Referencias		378

RESUMEN

El 19 de septiembre del 2017, la Ciudad de México sufrió muchas pérdidas humanas y daños en más de 1000 edificios por un sismo de magnitud $M_w=7.1$ en Puebla, afectando principalmente las zonas sísmicas II, IIIa y IIIb.

De los 77 edificios colapsados y con alto riesgo de colapso, el 47% y 38%, respectivamente, estaban ubicados en la esquina de una manzana. Los edificios en esquina se caracterizan por colocar muros de mampostería en las fachadas colindantes con otros terrenos, mientras que en las fachadas colindantes con las calles tienen grandes ventanas o ventanales. Esta estructuración genera que el centro de rigidez se encuentre alejado del centro de masa, provocando momento torsionante en el edificio ante cargas laterales como un temblor.

En este trabajo se crearon nueve modelos numéricos diseñados con el reglamento de 1976 a partir de las características de los edificios dañados por el temblor, con tres distribuciones de planta (rectangular, con entrante y con ochava) y de cuatro, seis y ocho niveles. Se les realizó un análisis dinámico no lineal con los 36 registros de la zonas II, IIIa y IIIb del temblor para observar su comportamiento lineal y no lineal y su progresión de daño hasta el colapso.

Los modelos numéricos presentaron mayor daño en la esquina que en las fachadas sin muro que en la esquina que une las fachadas con muros, provocando posibles colapsos parciales y poca ductilidad del edificio. Entre las distintas distribuciones de planta, los edificios rectangulares y con entrante fueron los que sufrieron menores y mayores daños, respectivamente. El efecto de la torsión fue mayor en los edificios de cuatro niveles y menor en los edificios con ocho niveles, debido al aumento de rigidez lateral de las columnas al aumentar su sección transversal. La zona IIIa obtuvo los mayores índices de daño.

Palabras clave: Edificios en esquina, excentricidad torsional, estructura de concreto, losa plana, análisis sísmico, análisis dinámico no lineal, registros de aceleración, índice de daño, nivel de desempeño.

ABSTRACT

On September 19th 2017, Mexico City suffered many human losses and over 1000 buildings were damaged due to a magnitude $M_w=7.1$ earthquake in Puebla, mainly affecting seismic zones II, IIIa, and IIIb.

Out of the 77 collapsed and high-risk of collapse buildings, 47% and 38%, respectively, were located on the corner of a block. Corner buildings are characterized by placing masonry walls on the facades adjacent to other land, while on the facades adjacent to the streets they have windows. This structure generates that the center of stiffness is far from the center of mass, causing torsion moment in the building by lateral loads such as an earthquake.

In this work, nine numerical models designed with the 1976 regulation were created based on the characteristics of the buildings damaged by the earthquake, with three plant layouts (rectangular, with-inbound and with-ochava) and four, six and eight levels. A non-linear dynamic analysis was run with the 36 records of zones II, IIIa and IIIb of the earthquake to observe their linear and non-linear behavior and their progression of damage until collapse.

The numerical models showed greater damage in the corner that joins the facades without walls than in the corner that joins the facades with walls, causing possible partial collapses and little ductility of the building. Among the different plant layouts, the rectangular and with-inbound buildings suffered the least and greatest damage, respectively. The torsion effect was higher in the four-story buildings and lower in the eight-story buildings, due to the increase in lateral stiffness of the columns as their cross section increases. Zone IIIa obtained the highest damage index.

Keywords: Corner buildings, torsional eccentricity, concrete structure, flat slab, seismic analysis, non-linear dynamic analysis, acceleration records, damage index, performance level.

CAPÍTULO 1
INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La República Mexicana tiene una de las zonas sísmicas más activas del mundo, formando parte del Cinturón Circumpacífico, dicha actividad se concentra en la costa del Pacífico conformado por Jalisco, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas y al norte en Baja California.

La actividad sísmica se concentra en los bordes de las placas tectónicas con tres fuentes sísmológicas distintas:

- Subducción o interplaca. Son eventos que se producen cuando la placa de Rivera o la placa de Cocos subducen por debajo de la placa de Norteamérica (figura 1). Este fenómeno es el que produce el mayor número de sismos en el país con gran magnitud, cerca de la costa y a profundidades menores de 45 km.
- Intraplaca o fallamiento normal. Son temblores que se generan en la placa oceánica subducida a mayor profundidad y con epicentro dentro del territorio mexicano.
- Superficial (eje volcánico). Temblores provocados por la actividad volcánica y las fallas geológicas provocadas por el nacimiento de montañas y volcanes, a profundidad de 10 km aproximadamente.



Figura 1 Placas tectónicas en la República Mexicana (Servicio Sismológico Nacional, s.f.)

La Ciudad de México tiene características geológicas distintas a otras zonas sísmicas, la población se asentó en el antiguo lago de Texcoco que tiene un suelo arcilloso altamente compresible con gran contenido de agua y baja velocidad de onda de corte V_s (40 a 90 m/s). Estas características generan una amplificación en las ondas sísmicas que afectan a edificios con periodos fundamentales de vibrar en el intervalo de 1.5 a 2 s. En la figura 2 se observa la zonificación sísmica de la ciudad, siendo la zona III la de mayor flexibilidad y peligro.

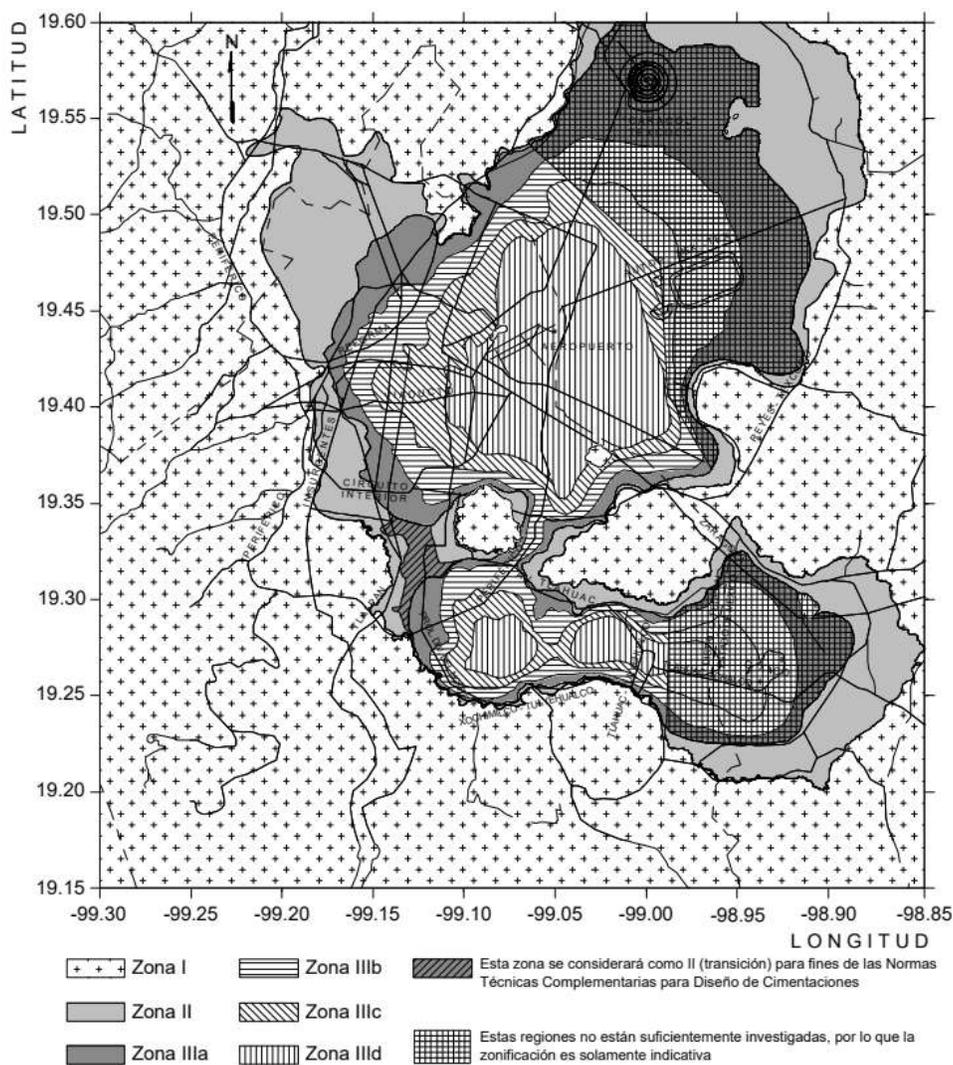


Figura 2 Zonificación sísmica de la Ciudad de México (NTC, 2004)

La irregularidad estructural en planta es una tipología común en los edificios de esquina, debido a que tienen muros de mampostería en los lados perimetrales que colindan con otras estructuras o terrenos y en los lados perimetrales opuestos que ven a la calle, tienen menor cantidad de elementos estructurales por la colocación de ventanas (figura 4). La diferencia de rigidez genera una irregularidad en la planta que conduce a un comportamiento influido fuertemente por la torsión del edificio cuando ocurre un evento sísmico.



Figura 4 Colapso provocado por torsión (Redacción, 2017)

El comportamiento de un edificio con torsión lineal y no-lineal es complejo de entender debido a todos los parámetros que se involucran. Se provoca esfuerzos (cortante y momento torsionante) y desplazamientos adicionales en los elementos más alejados del centro de rigidez.

1.2. Objetivo

1.2.1. Objetivo general

Analizar las características y progresión de daños y colapsos en edificios de concreto en esquina originados por el temblor del 19 de septiembre de 2017.

1.2.2. Objetivos particulares

- Analizar el comportamiento lineal y no lineal de varios edificios con registros reales del 19 de septiembre de 2017.
- Evaluar el movimiento dinámico de la excentricidad torsional.

CAPÍTULO 2
EVALUACIÓN DE DAÑOS SEVEROS Y COLAPSOS DEL TEMBLOR DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE
2017

2.1. Daño general del sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México

El sismo provocó daños estructurales en un gran número de edificios, registrándose en más de 1,000 inmuebles. La evaluación de daños se realizará a partir de la base de datos desarrollada por el Área de Estructuras de la UAM-A y descrita en el trabajo de De Anda, 2019. En este estudio se considera un total de 1094 edificios dañados.

El daño se clasifica como se indica la plataforma de la CDMX, junto con su respectiva clave mostrada en la tabla 1.

Tabla 1. Clasificación de daño estructural

Clasificación de daño	
Clave	Clasificación
SD	Sin Daño
RB	Riesgo Bajo
RM - RA	Riesgo Medio y Alto
ARC	Alto Riesgo de Colapso
CP - CT	Colapso Parcial y Total

Para cada nivel de daño se contabilizó el número de edificios y los porcentajes que se muestran en la tabla 2 y en la figura 5. El 72.30% de los edificios dañados se consideró con Riesgo Bajo o Mediano, demostrando un excelente comportamiento ante el sismo y con una posible reocupación del edificio en un periodo corto. Los edificios con riesgo alto ocupan un 20.66% del total de los edificios, son edificios que sufrieron un daño estructural y no estructural considerable, logrando disipar energía sin poner en riesgo la vida de los habitantes. Los edificios con Alto Riesgo de Colapso y Colapso Parcial y Total corresponden a 4.11% y 2.93%, respectivamente. Varios de estos edificios sobrepasaron los daños esperados, generando pérdidas humanas y grandes pérdidas económicas.

La información presentada se enfocará principalmente en los dos últimos niveles de daño, sumando un total de 77 edificios, por ser los más críticos.

Tabla 2. Edificios con daño estructural en CDMX

Edificios dañados en CDMX		
Clasificación	Edificios	Porcentaje
Riesgo Bajo y Medio	791	72.30%
Riesgo Alto	226	20.66%
Alto Riesgo de Colapso	45	4.11%
Colapso Parcial y Total	32	2.93%
	1094	100.00%

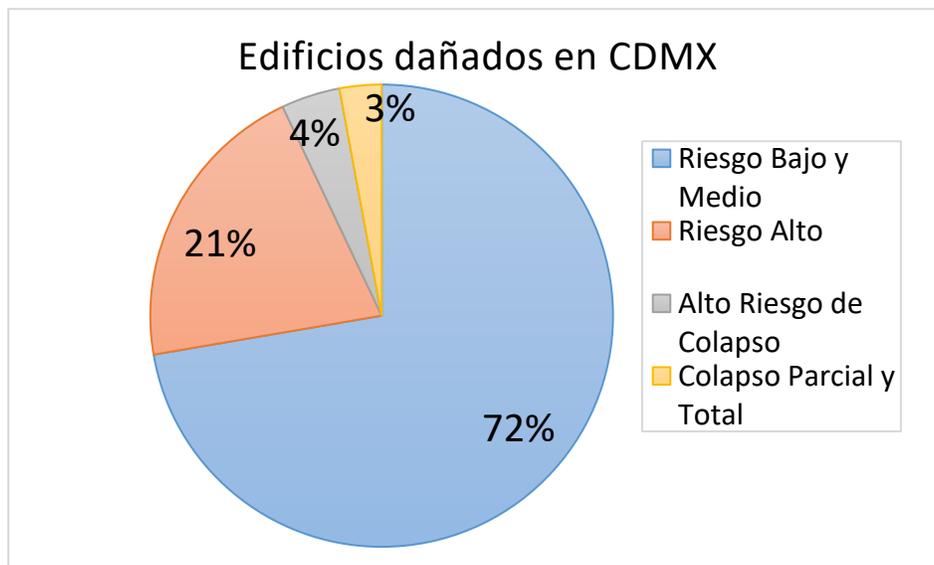


Figura 5 Porcentaje de cada clasificación de daño estructural de los edificios

Los edificios clasificados en Riesgo Alto a Colapso Total se presentaron en distintas delegaciones de la Ciudad de México. El daño se concentró principalmente en tres delegaciones: Cuauhtémoc, Benito Juárez y Coyoacán con el 48.18%, 22.44% y 10.56% respectivamente. La tabla 3 y figura 6 muestran los edificios con Alto Riesgo de Colapso y aquellos colapsados parcial o totalmente. La Delegación Cuauhtémoc presentó la mayoría de los edificios con Alto Riesgo de Colapso, con un total de 22 edificios, que representa el 48.89%, mientras que, la Delegación Benito Juárez presentó el mayor número de edificios colapsados con un total de 13 edificios que representa el 40.63%.

Tabla 3. Daños de edificios en cada delegación

Edificios con Alto Riesgo de Colapso y Colapso Parcial o Total					
Clave	Delegación	Edificios			
		ARC	Porcentaje	CP - CT	Porcentaje
AOB	Álvaro Obregón	0	0.00%	1	3.13%
AZC	Azcapotzalco	0	0.00%	0	0.00%
BJU	Benito Juárez	9	20.00%	13	40.63%
COY	Coyoacán	5	11.11%	5	15.63%
CUA	Cuauhtémoc	22	48.89%	8	25.00%
GAM	Gustavo A. Madero	2	4.44%	1	3.13%
IZT	Iztapalapa	3	6.67%	1	3.13%
MGC	Magdalena Contreras	0	0.00%	0	0.00%
MHI	Miguel Hidalgo	0	0.00%	0	0.00%
TLH	Tláhuac	0	0.00%	0	0.00%
TLA	Tlalpan	2	4.44%	1	3.13%
VCA	Venustiano Carranza	2	4.44%	0	0.00%
XOC	Xochimilco	0	0.00%	2	6.25%
		45		32	

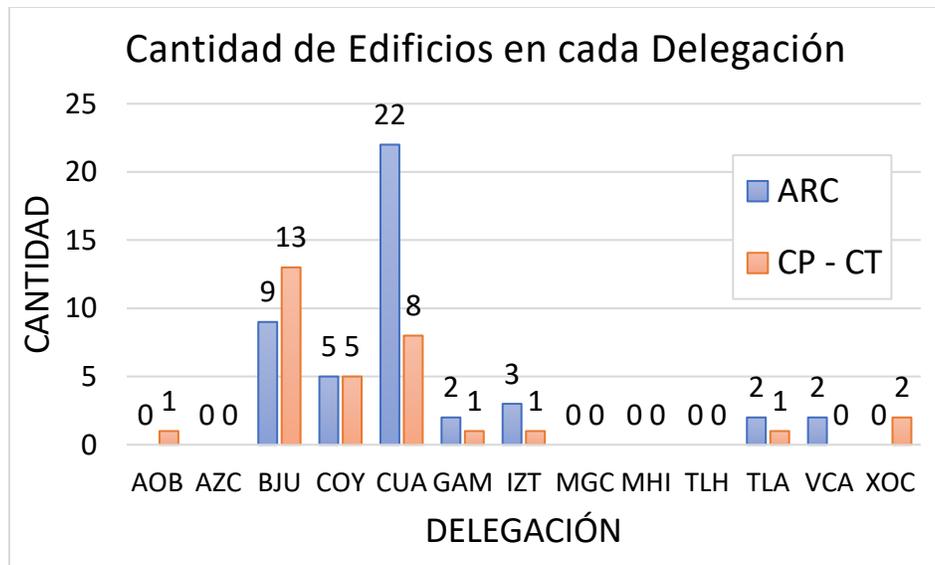


Figura 6 Cantidad de edificios en cada delegación

La figura 7 presenta la ubicación de los edificios con daño estructural en la Ciudad de México. Comparando las zonas de mayor daño con la zonificación sísmica de la ciudad, se observa que los mayores daños se encuentran en las zona II, IIIa y IIIb.

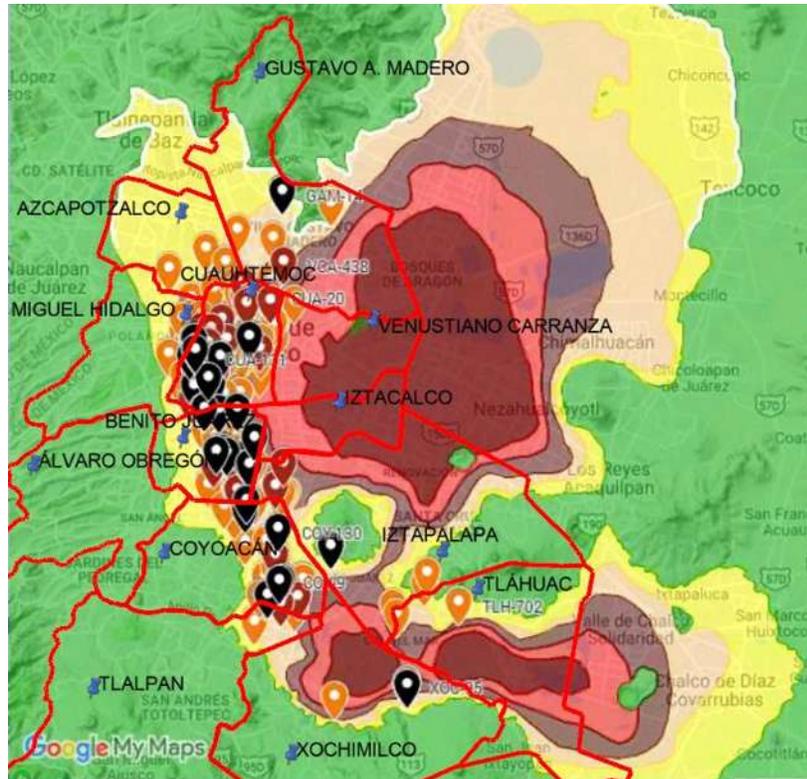


Figura 7 Ubicación de los edificios De Anda, 2019 (RA color naranja, ACT color rojo, CP-CT color negro)

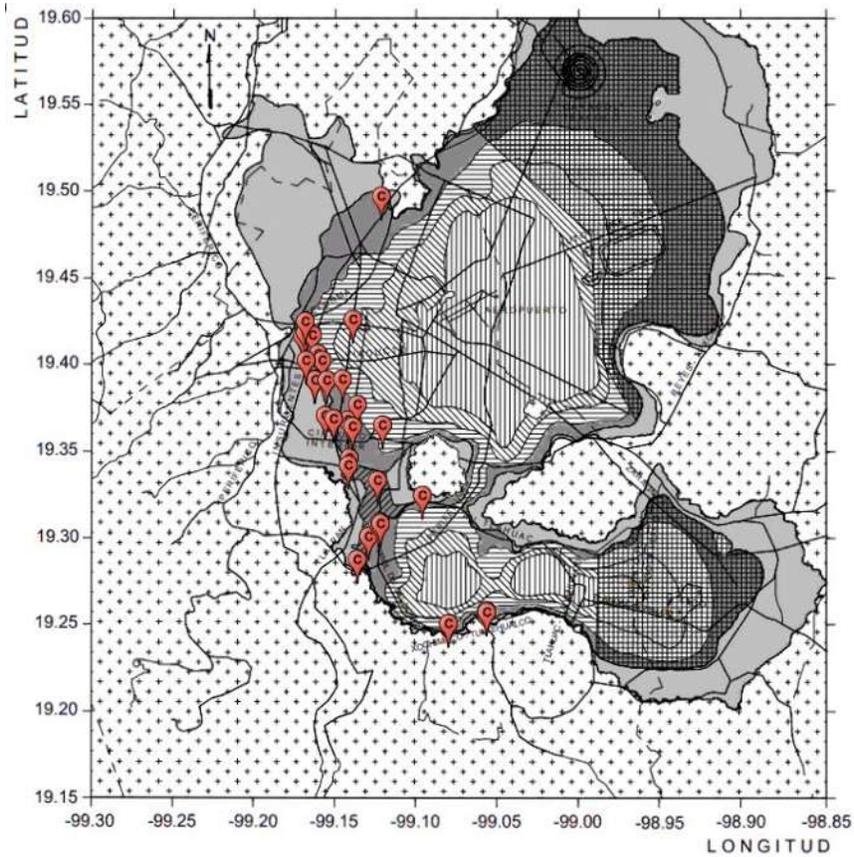


Figura 8 Ubicación de los edificios con colapso parcial o total

Los daños estructurales registrados en el sismo del 19 de septiembre de 1985 se observaron principalmente en las zonas IIIc y III d afectando a edificios de entre 10 y 20 niveles, con un periodo de vibrar cercano a $T=2$ s. Los colapsos durante el temblor de 2017 como se observa en la figura 8, se produjeron mayormente en la zona IIIa, afectando principalmente a edificios de entre tres y nueve niveles (figura 9), este cambio puede deberse a la consolidación del suelo ubicado en la zona de lago con el paso del tiempo y al diferente contenido de frecuencias de los dos eventos sísmicos.

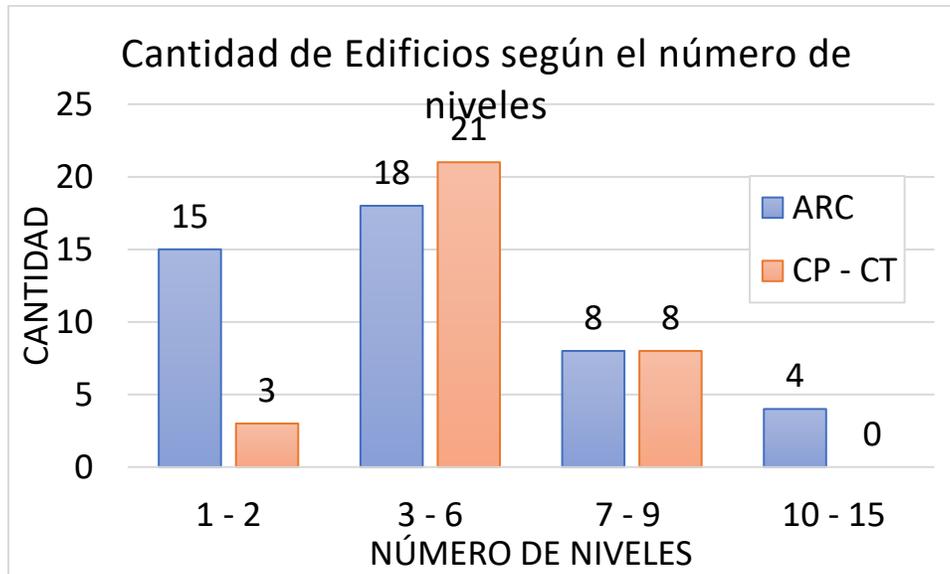


Figura 9 Cantidad de edificios dañados como función del número de niveles

El mayor número de edificios con Alto Riesgo de Colapso tenían entre tres y seis niveles, correspondiendo al 40%, seguido de los edificios de entre uno y dos con un 33.33%. Este nivel de daño se presentó hasta en edificios de 15 niveles. Los colapsos ocurrieron en edificios de nueve o menos niveles, y el mayor número de colapsos correspondió a las estructuras de entre tres y seis niveles, equivalente a un 65.63%, seguido de los edificios de entre siete y nueve con un 25%.

Además de la altura, el comportamiento sísmico del edificio depende principalmente del sistema estructural utilizado, que determina sus propiedades dinámicas y su capacidad dúctil. Los sistemas estructurales de los edificios dañados se muestran en la tabla 4.

El sistema estructural con más daños y colapsos fue el formado por columnas de concreto y losa plana. En la clasificación de Alto Riesgo de Colapso se encontró un 31.11% de los inmuebles, seguido de inmuebles con mampostería confinada con un 22.22%. En la clasificación de Colapso Parcial o Total predominaron las estructuras soportadas columnas de concreto reforzado y posteriormente aquellas con un sistema dual de columnas de concreto y mampostería confinada, con un 37.50% y 12.50% respectivamente.

Los sistemas duales que combinan mampostería confinada con marcos de concreto o marcos y muros de concreto, obtienen un excelente comportamiento ante los eventos sísmicos y el nivel de daño estructural provocado fue menor.

Tabla 4. Sistema estructural de los edificios dañados

Sistema estructural de los edificios dañados						
Clave	Sistema Estructural Principal	Sistema de piso	Edificios			
			ARC	Porcentaje	CP - CT	Porcentaje
SE1	Columnas de concreto reforzado	Losa plana	14	31.11%	12	37.50%
SE2	Marcos rígidos de concreto reforzado	Losa maciza Losa plana	7	15.56%	3	9.38%
SE3	Mampostería no confinada	Losa con vigueta y bov. Bóveda catalana	5	11.11%	1	3.13%
SE4	Mampostería parcialmente confinada	Losa con vigueta y bov. Losa maciza Bóveda catalana	3	6.67%	2	6.25%
SE5	Mampostería confinada	Losa maciza Losa con vigueta y bov.	10	22.22%	4	12.50%
SE6	Acero	Losa maciza Losacero	1	2.22%	1	3.13%
SE7	Columnas de concreto reforzado Mampostería confinada	Losa plana Losa maciza	2	4.44%	8	25.00%
SE8	Marcos de concreto reforzado Mampostería confinada	Losa maciza	2	4.44%	0	0.00%
SE9	Marcos de concreto reforzado Muros de concreto	Losa maciza Losa plana	0	0.00%	0	0.00%
SE10	Otras		1	2.22%	1	3.13%
			45		32	

Si se considera adicionalmente a los edificios clasificados con riesgo alto (RA) y se relacionan todos ellos con el número de niveles, se obtienen las siguientes figuras. La figura 10 muestra a los edificios dañados en el intervalo de uno a dos niveles y como se observa el sistema estructural más frecuente es de mampostería no confinada SE3. La figura 11 presenta a los edificios de entre tres y seis niveles, donde el sistema estructural con más daños fue con columnas de concreto (SE1), sin embargo, hay una distribución parcialmente uniforme entre SE2, SE3, SE5, SE7 y SE8. Existe una

tendencia similar en el sistema estructural de siete a nueve y 10 a 15 niveles (figuras 12 y 13), donde predominan los sistemas de columnas y marcos de concreto (SE1 y SE2) y no hay presencia de sistemas estructurales soportados en mampostería.

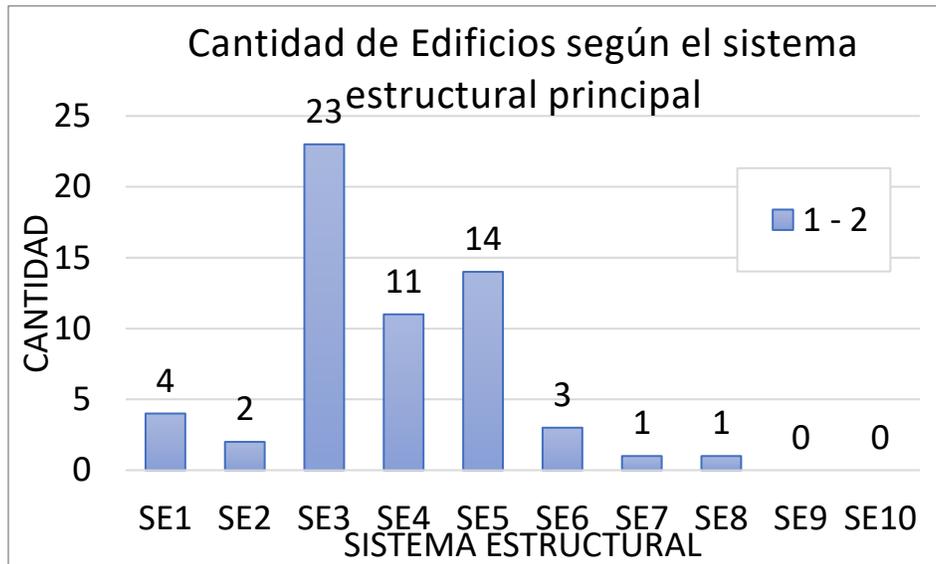


Figura 10 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural con uno a dos niveles

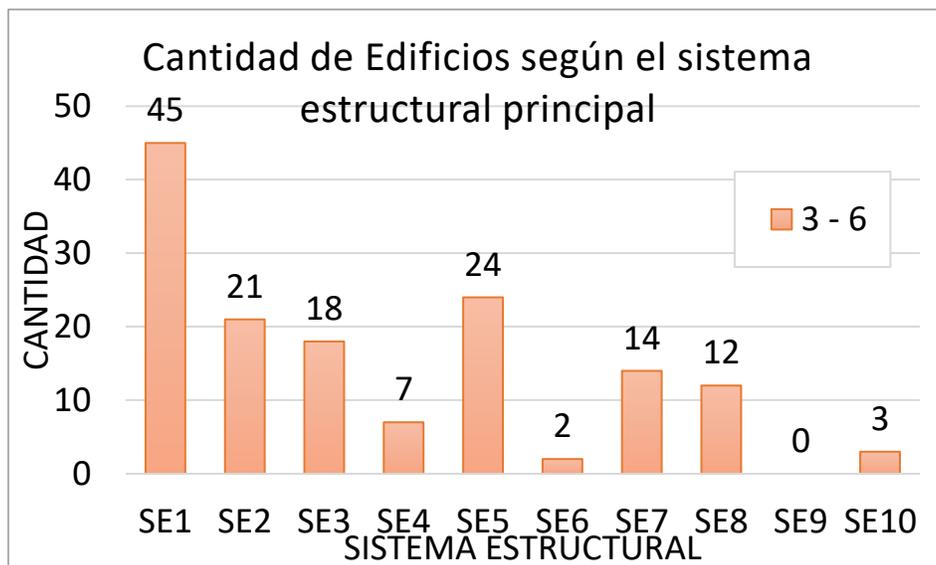


Figura 11 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural con tres a seis niveles

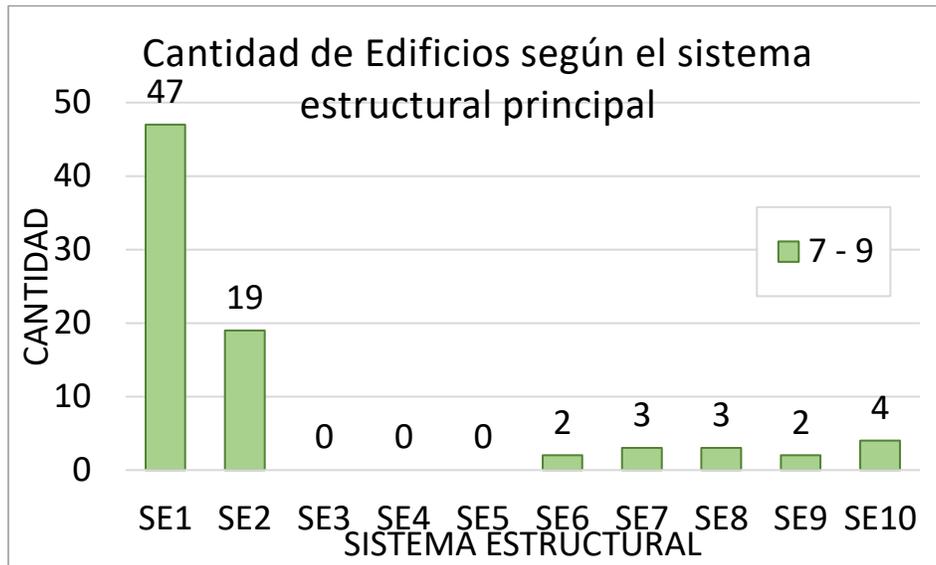


Figura 12 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural con siete a nueve niveles

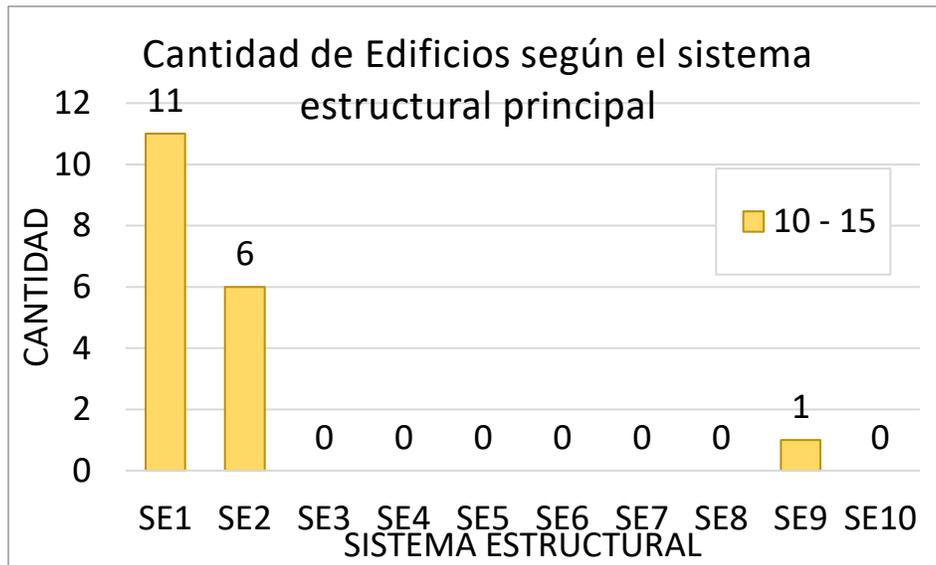


Figura 13 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural con 10-15 niveles

El año de construcción es importante, debido a que indica el reglamento utilizado para su diseño, es también una medida del deterioro ambiental sufrido (agrietamiento, pérdida de recubrimiento del acero o la humedad), permite inferir la acumulación de

daños por eventos sísmicos anteriores, como los ocurridos en 1957 con el Terremoto del Ángel y en 1985 con el devastador terremoto del 19 de septiembre.

Considerando los edificios con daño RA, ARC, CP y CT, la mayoría fueron construidos antes de 1985 (73.26%), sin considerar a los edificios que se desconoce su fecha de construcción. La clasificación de las figuras siguientes (figuras 14-16) inicia antes de 1958 y termina posterior a 1985, considerando las fechas en que se han cambiado los reglamentos en México. Se registró una mayor cantidad de daños en los edificios dañados en aquellos que fueron construidos entre 1958 y 1976.

Las estructuras construidas después de 1985 tuvieron un mejor comportamiento, representando un 5.94% del total de edificios dañados, lo que refleja una gran mejoría en las normas para el análisis y diseño sísmico y en la supervisión estructural durante la etapa constructiva.

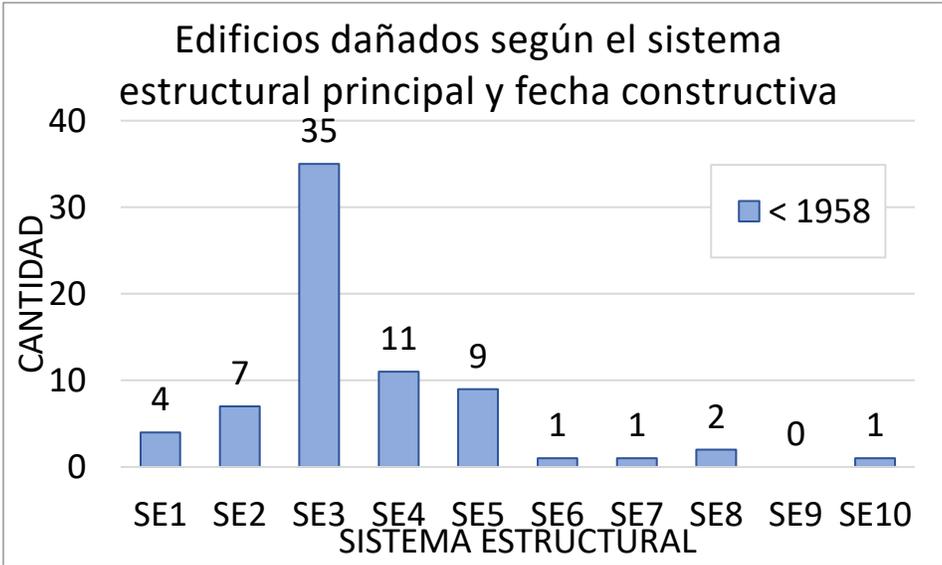


Figura 14 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural construidos antes de 1958

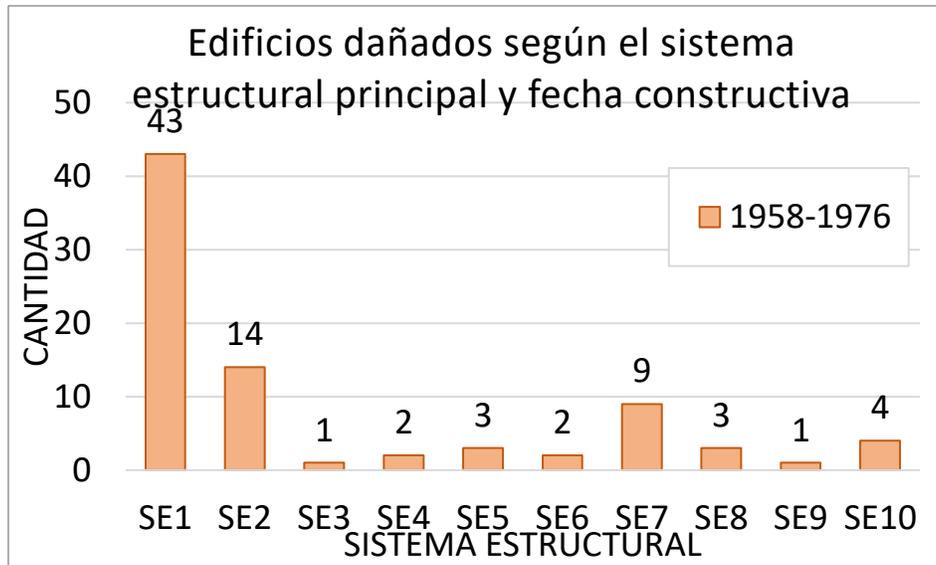


Figura 15 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural construidos entre 1958 - 1976

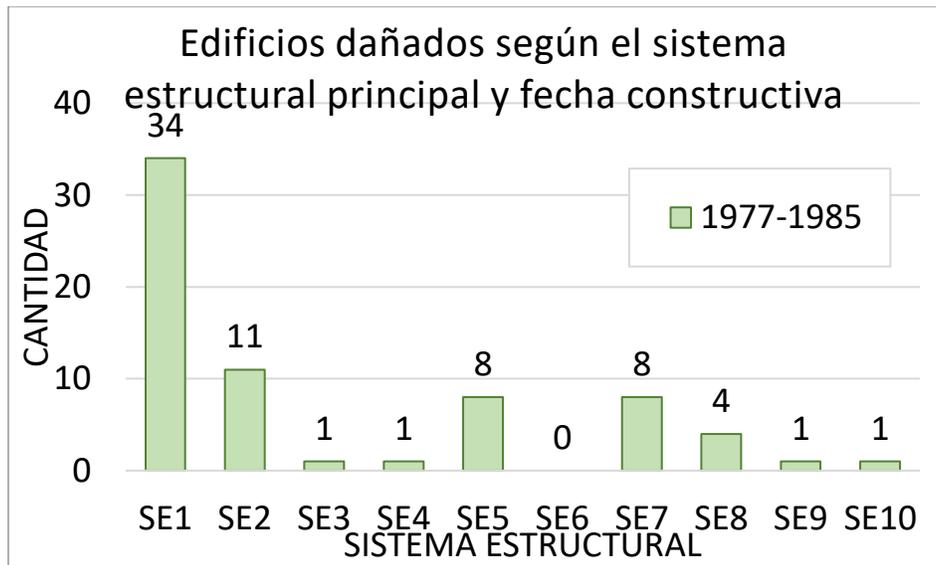


Figura 16 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural construidos entre 1977 - 1985

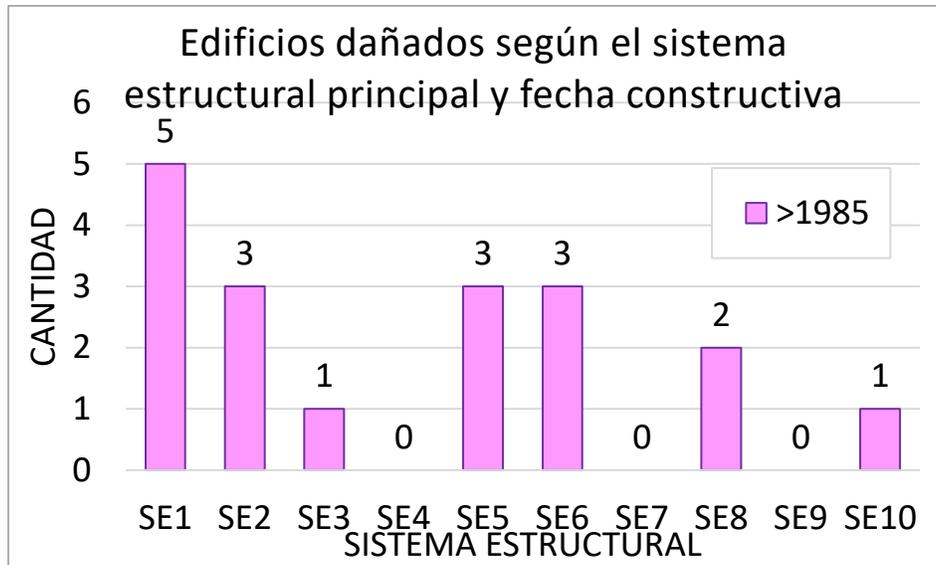


Figura 17 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural construidos después de 1985

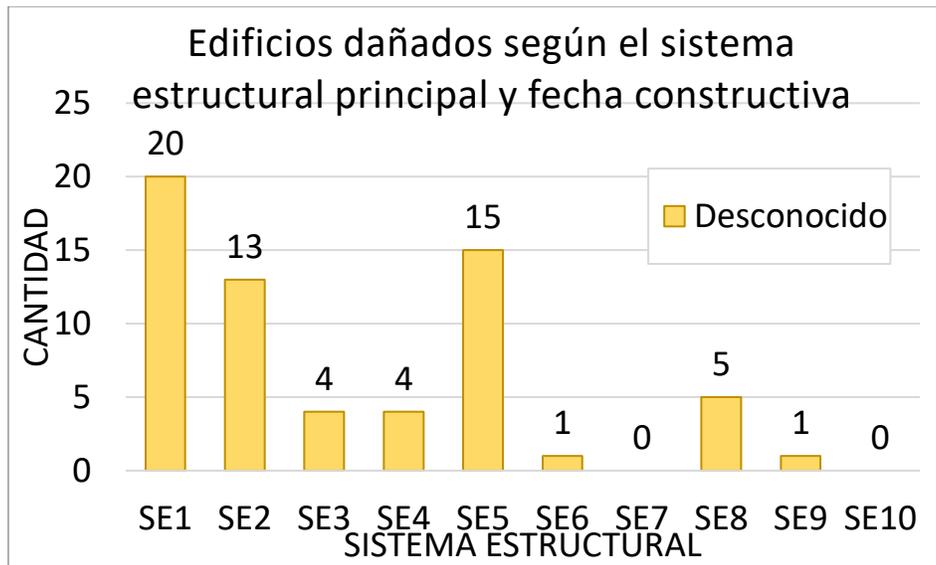


Figura 18 Cantidad de edificios dañados según el sistema estructural sin fecha de construcción

La figura 19 y la tabla 5 muestran a los edificios con daño clasificados en Alto Riesgo de Colapso como función de su ubicación en una manzana. Se clasifican en dos grupos:

edificios en esquina y edificios intermedios, los que no están en esquina. A pesar del gran número de edificios intermedios que existen en una manzana, en comparación con el número de edificios en esquina, el porcentaje de este último en Alto Riesgo de Colapso fue de 37.78%. Similarmente, los edificios en esquina con colapso parcial o total representaron el 46.88% (figura 20 y tabla 5).

Este trabajo se enfocará principalmente en el análisis de estructuras representativas de los 32 edificios localizados en esquina, que tuvieron estos niveles de daño para comprender la influencia de la torsión en los colapsos observados.

Tabla 5. Ubicación de los edificios dañados

Ubicación de los edificios dañados				
Ubicación	Edificios			
	ARC	Porcentaje	CP - CT	Porcentaje
Intermedio	28	62.22%	17	53.13%
Esquina	17	37.78%	15	46.88%
	45		32	

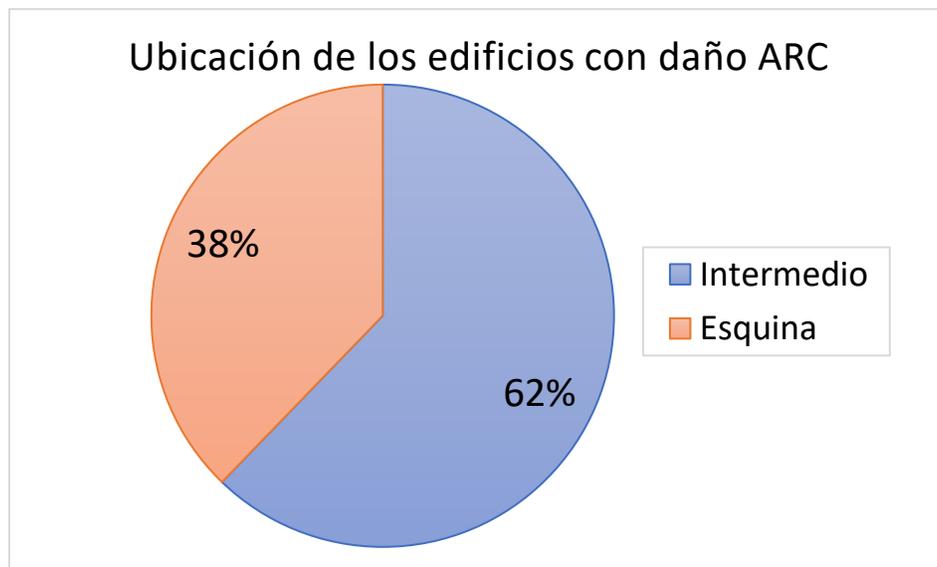


Figura 19 Ubicación de los edificios con alto riesgo de colapso



Figura 20 Ubicación de los edificios con colapso parcial y total

Para complementar la información de los daños estructurales en los edificios, se consideraron dictámenes estructurales de un conjunto de 287 inmuebles, presentado en el trabajo de Roa M. I., 2019. Contemplando desde edificios clasificados con riesgo alto (RA), hasta los edificios clasificados como colapso parcial o total (CP y CT).

El uso de un edificio define las cargas muertas y vivas que tiene a lo largo de lo periodo de vida. La tabla 6 y la figura 21 muestran los distintos tipos de uso que tuvieron los edificios con daños estructurales.

Todos los usos relacionados con lo habitacional (U1, U2, U3, U6 y U8) predominan con un 80.65% para los edificios clasificados con alto riesgo de colapso y un 65.79% para los edificios clasificados con colapso parcial o total. Un factor importante a resaltar es que estos edificios en varias ocasiones carecen de un análisis estructural.

Tabla 6. Uso de los edificios dañados

Uso de los edificios dañados					
Clave	Uso	Edificios			
		ARC	Porcentaje	CP - CT	Porcentaje
U1	Departamentos	24	38.71%	16	42.11%
U2	Casa habitación	15	24.19%	3	7.89%
U3	Departamentos y comercial	8	12.90%	4	10.53%
U4	Oficinas	4	6.45%	2	5.26%
U5	Comercial	4	6.45%	5	13.16%
U6	Departamentos y oficinas	1	1.61%	1	2.63%
U7	Comercial y oficinas	1	1.61%	1	2.63%
U8	Casa habitación y comercios	2	3.23%	1	2.63%
U9	No especificado	1	1.61%	1	2.63%
U10	Educativo	0	0.00%	2	5.26%
U11	Comercial y bodegas	0	0.00%	0	0.00%
U12	Monumento histórico	0	0.00%	0	0.00%
U13	Nave comercial	1	1.61%	1	2.63%
U14	Centro comercial	1	1.61%	0	0.00%
U15	Construcción abandonada	0	0.00%	1	2.63%
U16	Terreno baldío	0	0.00%	0	0.00%
U17	Hospitalario	0	0.00%	0	0.00%
U18	Hotel	0	0.00%	0	0.00%
		62		38	

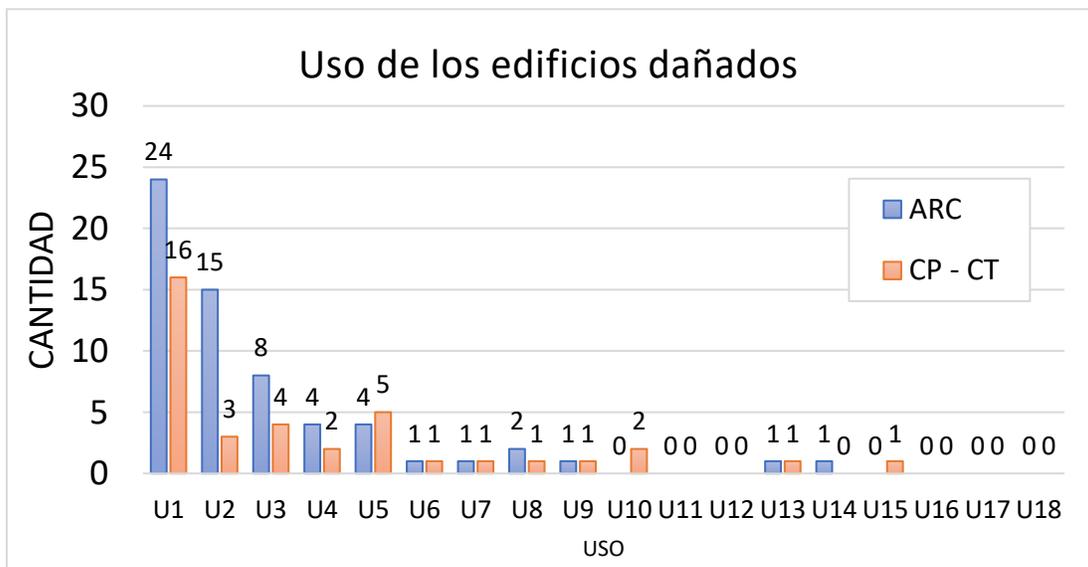


Figura 21 Uso de los edificios dañados

La estructuración de un edificio, llevado a cabo antes del propio análisis y diseño sísmico, tiene un gran impacto en el comportamiento ante un evento sísmico, definiendo en muchas ocasiones la forma de colapso.

Los defectos de estructuración y su relación con los daños sísmicos se han identificado desde hace varias décadas. Estos defectos siguen presentes en los edificios antiguos hasta los actuales. Varios defectos estructurales pueden presentarse en un mismo edificio.

Por la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2017 se identificaron los defectos estructurales mostrados en la tabla 7 y la figura 22. Destacan la asimetría en planta (DE4) con un 36.08% y la planta baja flexible (DE1) con un 26.80% que fueron los defectos estructurales más comunes en los edificios clasificados con alto riesgo de colapso. Este problema aumentó a 44.12% para ambos defectos en los edificios clasificados como colapso parcial o total.

Tabla 7 Defecto estructural de los edificios dañados

Defecto estructural de los edificios dañados					
Clave	Defecto	Edificios			
		ARC	Porcentaje	CP - CT	Porcentaje
DE1	Planta baja flexible	26	26.80%	30	44.12%
DE2	Entrepiso flexible	0	0.00%	2	2.94%
DE3	Columna corta	1	1.03%	0	0.00%
DE4	Asimetría en planta (torsión)	35	36.08%	30	44.12%
DE5	Sin defecto estructural	35	36.08%	6	8.82%
		97		68	

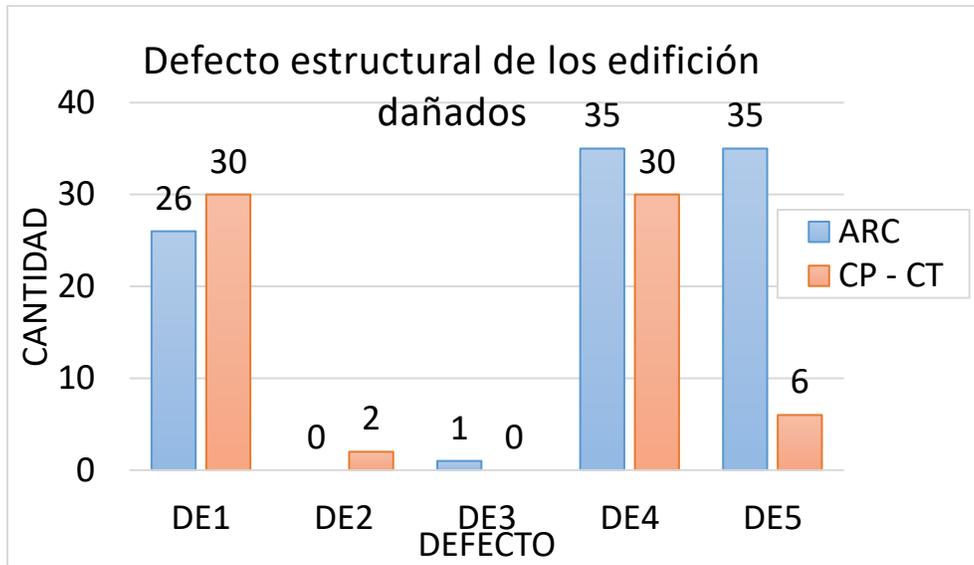


Figura 22 Defecto estructural de los edificios dañados

2.2. Edificios en esquina con colapso total o parcial

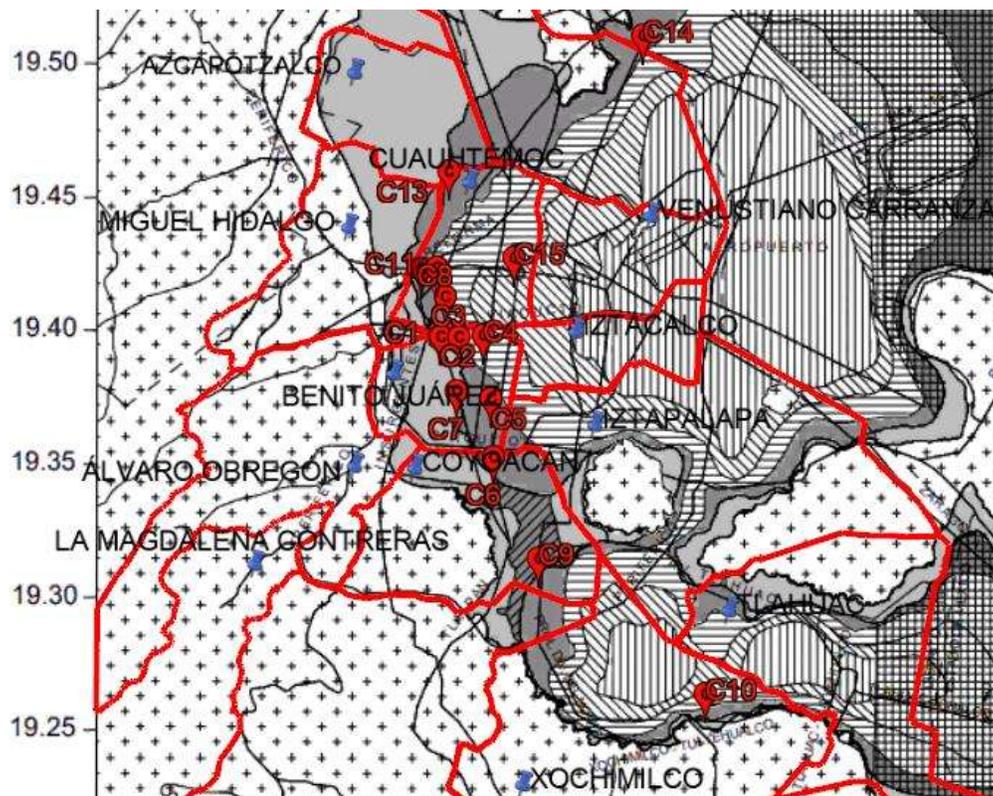


Figura 23 Edificios colapsados en esquina

En la figura 23 se observan los edificios ubicados en esquina que sufrieron colapso parcial o total, concentrándose principalmente en la delegación Cuauhtémoc y Benito Juárez.

La tabla 8 contiene información específica de cada uno de los 15 edificios identificados en este grupo, la figura 24 se muestra algunas imágenes del daño que presentaron los inmuebles.

Tabla 8 Información de edificios en esquina colapsados

No.	No. Niveles	Daño	Discusión
C1	9	Colapso total	Aparentemente presentó planta baja flexible, tiene irregularidad en planta por una entrante, además de ser de esquina.
C2	8	Colapso total	Colapsaron todos los niveles, excepto la planta baja
C3	6	Daños en muros de carga, provocando el colapso de las losas en una de las esquinas	Irregularidad en planta: numerosas ventanas en fachadas. Irregularidad en elevación: hay poca continuidad en los muros de los niveles
C4	5	Colapso total	Posiblemente presentó planta baja flexible
C5	7	Colapso del 35% de la estructura, quedado el resto con daños estructurales graves, con fracturas en los muros. Presentó torsión	Contaba con una techumbre con armaduras de madera y vigas metálicas para soportar paneles solares. Escaleras de acero empotradas a muros y losas. Irregular en planta, forma muy alargada sin junta constructiva. En la zona colapsada se observaron armados insuficientes.
C6	1	Colapso del acceso principal, daño en columnas, trabes, losas y muros	El colapso se generó en la esquina del edificio, donde se ubicaba la entrada principal

C7	7	Colapso total	Irregularidad en planta, forma de C. Planta baja flexible
C8	5	Colapso total	Irregularidad en planta por ventanas en fachadas
C9	2	Colapso parcial	Geometría en planta en forma de L, fuerte irregularidad
C10	5	Colapso total	Planta baja flexible, irregularidad de planta: tiene muchas ventanas en las fachadas
C11	6	Colapso total	Irregularidad en planta por ventanas en fachadas, planta baja flexible
C12	8	Colapso total	Planta baja flexible, irregularidad de planta: tiene muchas ventanas en las fachadas
C13	1	Colapso total	Colapso de los muros de mampostería de fachada
C14	2	Colapso total	Colapso de los muros de mampostería, falló el muro de la esquina
C15	9	Colapso parcial	Colapso de la columna ubicada en esquina, posible torsión. El edificio estaba reforzado con encamisado metálico

El factor que más se repite es la presencia de irregularidad de planta, teniendo un gran número de ventanas en la fachada y muros en los otros dos lados perimetrales. La presencia de planta baja flexible fue un factor en varios edificios.





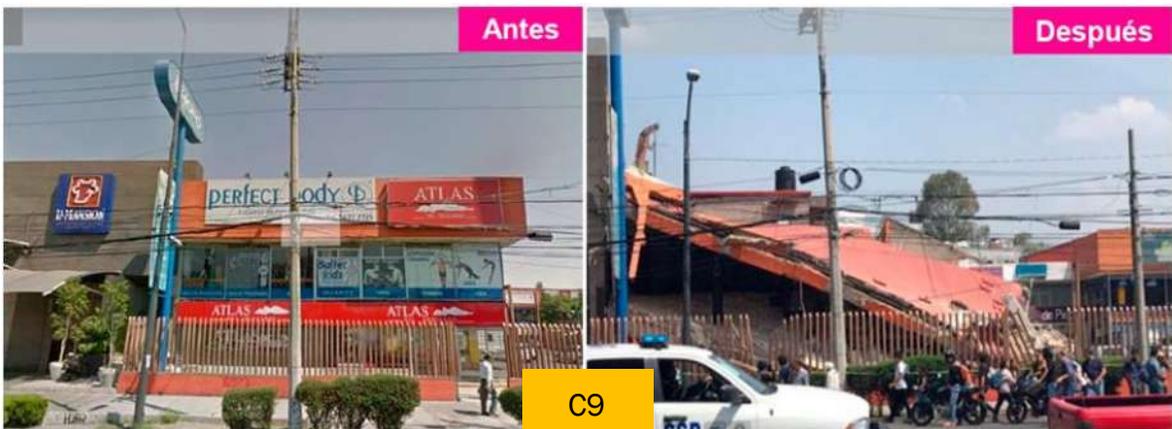






Figura 24 Imágenes de edificios colapsados en esquina de la tabla 8

2.3. Edificios en esquina con alto riesgo de colapso

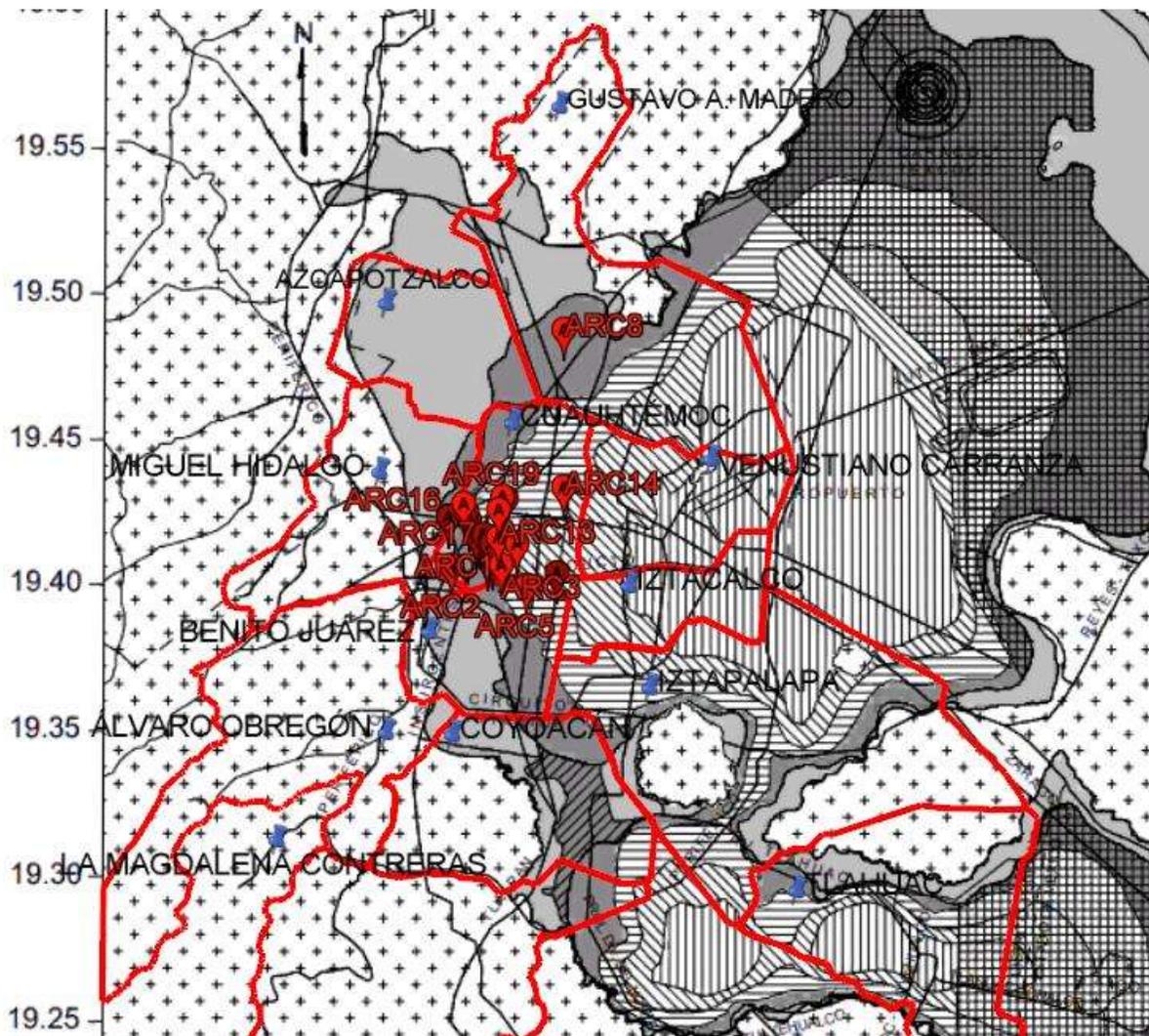


Figura 25 Edificios con alto riesgo de colapso en esquina

En la figura 25 se observan los edificios ubicados en esquina que sufrieron grandes daños, que incluso podrían poner en peligro la estabilidad del inmueble, concentrándose principalmente en la delegación Cuauhtémoc y Benito Juárez.

La tabla 9 contiene información específica de cada edificio. Fueron un total de 22 edificios dañados y la figura 26 muestra algunas imágenes del daño sufrido en los inmuebles.

Tabla 9 Información de edificios en esquina con alto riesgo de colapso

No.	No. Niveles	Daño	Discusión
ARC1	4	Ligeros desconchamientos.	No demolido, ocupado. Hay pocos muros en ambas fachadas.
ARC2	7	Sin información.	No demolido, ocupado. Irregularidad en planta.
ARC3	10	Daño de varios muros de mampostería y desprendimiento de fachada.	No demolido, pero sin uso y clausurado. Tiene tres caras con ventanas que generan irregularidad en planta, el daño se concentró en las esquinas.
ARC4	6	Colapso de varios muros de mampostería en la esquina y gran daño en otros muros.	Demolido. El daño se concentró en la esquina por la irregularidad en planta.
ARC5	5	Ligero daño en muros y trabes de la fachada.	No demolido, ocupado. Tiene pocos muros en la fachada, posible planta baja flexible.
ARC6	5	Se observan grietas en las esquinas de las ventanas en los muros.	No demolido, ocupado. Posible planta baja flexible, no cuenta con ningún muro en las fachadas.
ARC7	8	Falla por compresión en columnas de PB, muros con grietas diagonales.	Irregularidad en planta: salientes y entrantes que favorecen la torsión, posible planta baja flexible.
ARC8	13	Agrietamiento de muros en la parte trasera.	No demolido, rehabilitado con contravientos de acero. Posible planta baja flexible, existe un entrante en la parte trasera y un hueco en el centro del edificio.
ARC9	7	Gran daño en los muros perimetrales.	Parcialmente demolido, sin uso y clausurado. Tiene losa plana, posible planta baja flexible, los muros perimetrales no estaban confinados.
ARC10	7	Cuenta con encamisado de acero en columnas junto con contraviento metálico.	Está inconclusa la obra, sin saber si se encuentra rehabilitándose o demoliéndose. Hay irregularidad en elevación brusca en los niveles superiores.

ARC11	6	Daño en muros internos, agrietamiento de 45°, vidrios rotos en la esquina.	No demolido, se observa desocupado, existe una entrante en la parte trasera, no hay muros perimetrales en las fachadas.
ARC13	5	Sin información.	No demolido, ocupado. Posible planta baja flexible, irregularidad en planta.
ARC14	13	La fachada se observa dañada (no se sabe si es deterioro o fue daño).	No demolido, se observa abandonado a excepción de un área de estacionamiento. Existe muros a media altura para las ventanas, puede provocar daño por columna corta.
ARC15	7	Sin información.	No demolido, no se observa abandonado. Tiene un gran volado en la esquina, en la fachada hay pocos muros y son esbeltos.
ARC16	5	Sin información.	Demolido. Tiene losa plana, irregularidad en planta
ARC17	9	Daño de muros de mampostería y fachada.	Demolido. Tiene planta baja flexible y de mayor altura, irregularidad en planta, posible planta baja.
ARC18	10	Daño en muros y fachada.	Demolido. Irregularidad en planta, planta baja flexible.
ARC19	9	Daño en muros y fachada.	No está en uso, menciona que está en rehabilitación. Planta baja flexible, irregularidad en planta.
ARC20	8	Daño en muros y fachada.	Demolido. Planta baja flexible, irregularidad en planta, posible losa plana.
ARC21	6	Daño en muros y fachada.	Demolido. Irregularidad en planta, cuenta con una entrante y planta baja flexible, posible losa plana.
ARC22	6	Daño en muros, columnas y fachada.	No está en uso, menciona que está en rehabilitación. Planta baja flexible, irregularidad en planta, existe una entrante, posible daño por columna corta.

ARC23

8

Daño en muros y fachada.

Demolido. Irregularidad en planta además de colocar muros de mampostería concentrada en una zona, irregularidad en elevación con un doble piso.

Antes

Después

ARC1



Antes

Después

ARC2



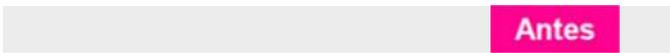
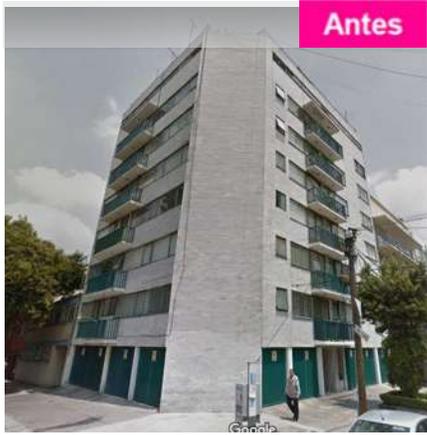
Antes

Después

ARC3







Antes

Después



ARC10

Antes

Después



ARC11



Antes

Después

ARC13



Antes

Después

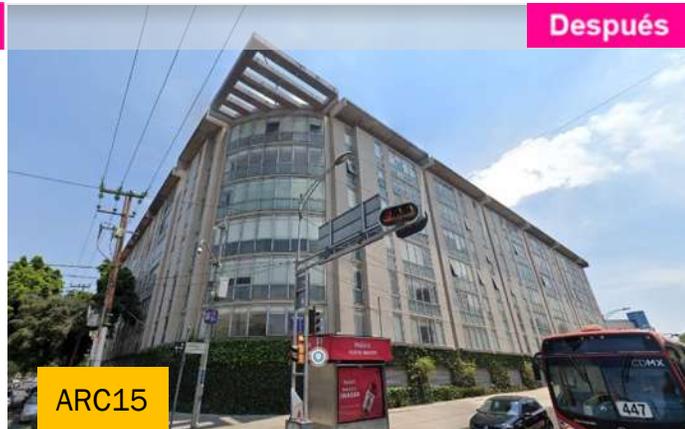
ARC14



Antes

Después

ARC15



Antes

Después



ARC16

Antes

Después



ARC17



Antes

Después

ARC18



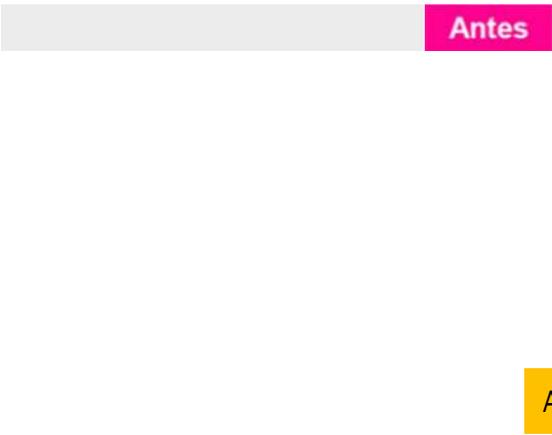




Figura 26 Imágenes de edificios con alto riesgo de colapso en esquina de la tabla 9

CAPÍTULO 3
INCORPORACIÓN DE LA TORSIÓN EN MODELOS NUMÉRICOS

3.1. Conceptos generales

El Centro de Masa (CM) comúnmente se encuentra en el centroide del diafragma, cuando la carga gravitacional (carga muerta y carga viva) se distribuye uniformemente.

El Centro de Rigidez (CR) o Centro de Torsión (CT) está relacionado con la rigidez lateral de los elementos estructurales que sostienen al sistema de piso. Su localización varía dependiendo del agrietamiento de los elementos, el mayor cambio de su localización se observa cuando los elementos estructurales entran en el intervalo inelástico.

Se consideran dos diferentes excentricidades:

- Excentricidad torsional e_s . Definido en la ecuación 1 como la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de cada nivel (figura 27).

$$e_s = |CM - CT| \quad (1)$$

Excentricidad accidental e_a . Se considera por la incertidumbre que existe en los espesores, las rigideces, el peso volumétrico y resistencias reales de los elementos estructurales y la distribución de la carga viva en el instante del sismo. Cada normativa define este valor de diferente manera.

El Momento Torsionante (M_T) se desarrolla en cada nivel del edificio (ecuación 2), por la acción de la fuerza lateral V_i multiplicada por la excentricidad de diseño e_D .

$$M_{Ti} = V_i * e_D \quad (2)$$

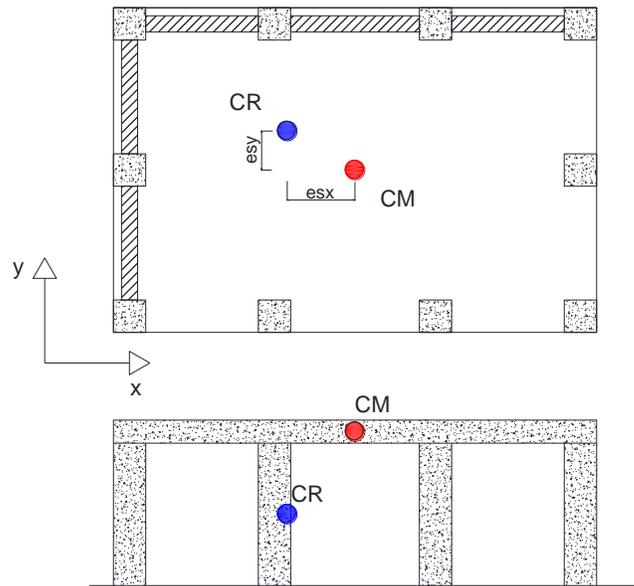


Figura 27 Excentricidad torsional en ambas direcciones del edificio

3.2. Normativas mexicanas

3.2.1. 1957

Fue la primera normativa en donde se consideró la torsión, considerando los dos tipos de excentricidades mencionadas anteriormente. Las ecuaciones 3 y 4 determinan la excentricidad accidental, siendo la ecuación 4 la recomendada para edificios con uso de bodega.

$$e_a = 0.05b \quad (3)$$

$$e_a = 0.07b \quad (4)$$

Donde:

b Máxima dimensión en planta, perpendicular a la dirección del movimiento.

La excentricidad de diseño e_D se define como la sumatoria de ambas excentricidades como se muestra en la ecuación 5:

$$e_D = e_s + e_a \quad (5)$$

Como requisito, la excentricidad de diseño (e_D) y el momento torsionante (M_T) en ningún caso serán menores que las ecuaciones 6 y 7, para proteger a la estructura de los efectos de oscilaciones torsionales en niveles diferentes.

$$e_D \geq 0.5e_{D_{\max-\text{inf}}} \quad (6)$$

$$M_{T_i} \geq 0.5M_{T_{\max-\text{sup}}} \quad (7)$$

Donde:

$e_{D_{\max-\text{inf}}}$ Máxima excentricidad de los niveles inferiores.

$M_{T_{\max-\text{sup}}}$ Momento torsionante máximo de los niveles superiores.

3.2.2. 1966

Se definieron dos métodos para el análisis sísmico, el método simplificado, donde se hace caso omiso del momento torsionante y el método de análisis estático, donde se define la excentricidad accidental como la ecuación 3 y la excentricidad de diseño se define como la más desfavorable de las siguientes ecuaciones:

$$e_D = 1.5e_s + e_a \quad (8)$$

$$e_D = e_s - e_a \quad (9)$$

Cabe aclarar que la excentricidad accidental debe ubicarse en el plano de forma que sea lo más desfavorable para la excentricidad torsional, como se muestra en la figura 28.

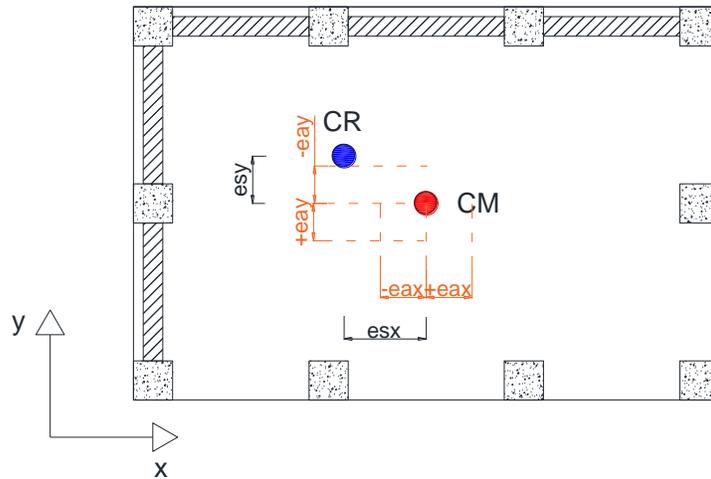


Figura 28 Excentricidad accidental en ambas direcciones del edificio

3.2.3. 1976

Para esta actualización de las normas, no hubo cambios significativos en comparación de la versión pasada. Se conserva el cálculo de la excentricidad de diseño con las ecuaciones 8 y 9, la excentricidad accidental aumentó del 5% al 10% como se muestra en la ecuación 10:

$$e_a = 0.1b \quad (10)$$

3.2.4. 1987

Después del sismo de 1985, se replantearon muchos conceptos para predecir mejor el comportamiento de las estructuras y se crearon condiciones de regularidad. Se califica a una estructura como regular si cumple con la siguiente excentricidad:

$$e_s \leq 0.1b \quad (11)$$

Sin embargo, la excentricidad de diseño se obtiene como se muestra en las ecuaciones 8 y 9, mientras que la excentricidad accidental se conserva como se muestra en la normativa de 1976 (ecuación 10).

La excentricidad de diseño y el momento torsionante deberán de ser igual o mayor que lo indicado en las ecuaciones 6 y 7, requisito que reapareció de las normas de 1957.

Las condiciones de regularidad, además de indicar un cierto valor de excentricidad torsional, tienen un impacto en el análisis sísmico debido al factor de regularidad que modifica a la pseudoaceleración de diseño.

3.2.5. 2004

La excentricidad torsional admisible para aplicar el método simplificado es como se muestra en la ecuación 12, limitado para estructuras regulares.

$$e_s \leq 0.1b \quad (12)$$

Las condiciones de regularidad conservan la excentricidad torsional máxima como lo indica la ecuación 11 y se agrega una condición para considerar a una estructura como fuertemente irregularidad, si su excentricidad torsional excede de:

$$e_s > 0.2b \quad (13)$$

La excentricidad accidental se considera del 10% de b como lo indica la ecuación 10 en todos los casos. Cuando se usa un $Q=3$ y $Q=4$, la excentricidad torsional deberá ser menor o igual que:

$$e_s < 0.2b \quad (14)$$

La excentricidad de diseño y el momento torsionante deberán de ser igual o mayor que lo indicado en las ecuaciones 6 y 7, requisito que se propuso en las normas de 1957 y reapareció en las normas de 1987.

Con el fin de disminuir la torsión, se recomienda mantener simetría de los elementos estructurales que aporten rigidez lateral. Por ello si se usan columnas de un lado, se respete el mismo sistema del otro lado y simultáneamente para el caso de muros, como se muestra en la figura 29.

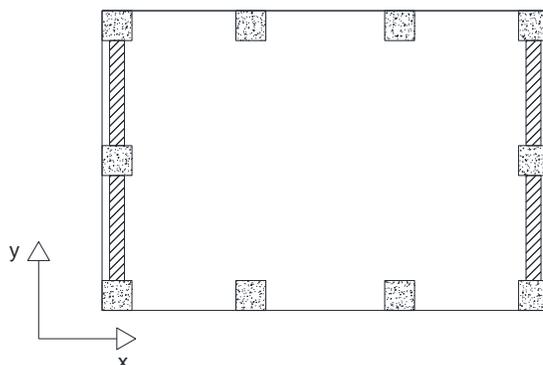


Figura 29 Simetría de los elementos estructurales

3.2.6. Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE 2015

A pesar de ser solo un manual de una institución federal, su aplicación es muy frecuente en todo el país debido a la base de datos que proponga espectros de diseño en todo el territorio con el software PRODISIS. Es un referente en la aplicación de proyectos en el ámbito público y privado.

Varios conceptos de las normas de 2004 se respetan, como la condición de regularidad asociada a la excentricidad torsional estipulada en la ecuación 11. Las estructuras fuertemente irregulares tendrán una excentricidad torsional como lo indica la ecuación 13, del mismo modo el uso del método simplificado está limitado por la ecuación 12.

La excentricidad accidental e_a es del 5% de b (ecuación 15), como lo consideran las primeras normas mexicanas y como lo consideran las normas estadounidenses indicado en el apartado 3.3 de este documento.

$$e_a = 0.05b \quad (15)$$

Para la aplicación del método simplificado, el momento torsionante MT se obtendrá a partir de la carga lateral V_i y la excentricidad torsional e_s calculado a partir de la ecuación 1.

El método estático se aplica para edificios de mayor altura y complejidad estructural que el método anterior. Además de la excentricidad torsional e_s , se considera la excentricidad accidental e_a y una excentricidad torsional incrementada e_{ds} , modificando la ecuación 8 y 9:

$$e_D = e_{ds} + e_a \quad (16)$$

$$e_D = e_s - e_a \quad (17)$$

Para la revisión del estado límite de resistencia o deformación máxima e_{ds} se calcula similarmente como:

$$e_{ds} = 1.5e_s \quad (18)$$

Para revisión por limitación de daños no estructural:

$$e_{ds} = e_s + e_{as} \geq 1.5e_s \quad (19)$$

Donde:

e_{ds} Excentricidad torsional incrementado para efectos dinámicos.

e_{as} Excentricidad torsional adicional.

El cálculo de e_{as} se define con las ecuaciones 20 y 21, escogiendo el valor menor de estas dos ecuaciones.

$$e_{as} = 0.05(b+b')\sqrt{\frac{20e_s}{b}} \leq 0.05(b+b') \quad (20)$$

$$e_{as} = \frac{1}{2e_s} \left[L_{sn}^2 - e_s^2 - F_{kn}^2 + \sqrt{(L_{sn}^2 + e_s^2 - F_{kn}^2)^2 + 4e_s^2 F_{kn}^2} \right] \quad (21)$$

$$L_{sn}^2 = \frac{(b^2 + b'^2)}{12} \quad (22)$$

Donde:

b' Dimensión en planta de la estructura en la dirección de la carga lateral.

F_{kn}^2 Relación entre las rigideces de torsión y lateral de la planta.

La excentricidad torsional adicional e_{as} puede despreciarse cuando:

$$F_{kn}^2 > 5L_{sn}^2 + e_s^2 \quad (23)$$

El valor mínimo de la excentricidad de diseño e_D y el momento torsionante MT en un entrepiso están definidos por las ecuaciones 6 y 7. Del mismo modo, la excentricidad torsional e_s para estructuras diseñadas con $Q=3$ y $Q=4$ no serán mayores a lo indicado en la ecuación 14.

3.2.7. Reglamento de la Ciudad de México 2017

La excentricidad de diseño se obtiene del mismo modo con las ecuaciones 8 y 9 propuestas desde las normativas de 1966, escogiéndose el más desfavorable. El mayor cambio se presentó en el cálculo de la excentricidad accidental, que se obtiene ahora con la ecuación 24:

$$e_a = \left[0.05 + \frac{0.05(i-1)}{(n-1)} \right] b_i \quad (24)$$

Donde:

n Número de niveles

i i -ésimo nivel

La excentricidad accidental oscila entre 0.05 y 0.1 de b , presentándose el valor máximo en la azotea y disminuyendo en los niveles inferiores.

El momento torsionante, debido a las excentricidades accidentales en cada entrepiso, se considerará con signo positivo y negativo como lo muestra las ecuaciones 25 y 26:

$$M_{ai} = V_i * e_{ai} \quad (25)$$

$$M_{oi} = \pm (M_{ai} - M_{a(i+1)}) \quad (26)$$

Donde:

M_{oi} Momento aplicado en el plano del i -ésimo nivel.

M_{ai} Momento por excentricidad accidental del i -ésimo nivel.

3.3. Normativas estadounidenses

3.3.1. FEMA 450 (2003) Y FEMA P-2082 (2020)

En los edificios regulares y los catalogados como A y B que son los ubicados en roca o suelo firme, la excentricidad accidental es del 5% de b , menor a lo indicado en las NTC 2017 como se muestra en la ecuación 27:

$$e_a = 0.05b \quad (27)$$

Para las estructuras irregulares desplantadas en suelo blando, se aplica un factor de amplificación A_i (ecuación 28) que modifica al momento torsionante M_{Ts} y el momento torsionante accidental M_{Ta} , que oscila entre 1 y 3 como lo muestra la ecuación 29:

$$M_{TD} = A_i (M_{Ts} + M_{Ta}) \quad (28)$$

$$A_i = 1 \leq \left[\frac{\partial_{\max}}{1.2\partial_{\text{avg}}} \right]^2 \leq 3 \quad (29)$$

Donde:

M_{TD} Momento torsionante de diseño

δ_{\max} Desplazamiento máximo en los extremos en el nivel.

δ_{avg} Promedio de los desplazamientos en los extremos de la estructura.

3.3.2. ASCE 41-17

Es la norma de evaluación sísmica más reciente, donde aplica las mismas fórmulas que los FEMA 450 y FEMA P-2082. No se permiten modelos bidimensionales cuando:

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{avg}}} > 1.5 \quad (30)$$

CAPÍTULO 4

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

La infraestructura de la Ciudad de México fue construida principalmente en el antiguo lago de Texcoco. Con la llegada de los españoles, se decidió drenar el lago a excepción de una pequeña área en Xochimilco. Esta zona de lago está formada por capas de arcillas blandas extremadamente compresibles, causando grandes asentamientos en caminos e inmuebles de hasta 30 cm. cada año aproximadamente (Nikolaou et al., 2018). Las principales razones del hundimiento continuo son por el exceso de extracción de agua subterránea y el reacomodo de partículas en los eventos sísmicos.

Las ondas de movimiento que producen los sismos se propagan a través del lecho rocoso desde el hipocentro. Cuando el lecho rocoso se encuentra por debajo de suelo, las ondas experimentan cambios en amplitud y frecuencia como se muestra en la figura 30, estos cambios varían dependiendo de la zona por el cambio con la profundidad del lecho rocoso y el tipo de suelo.

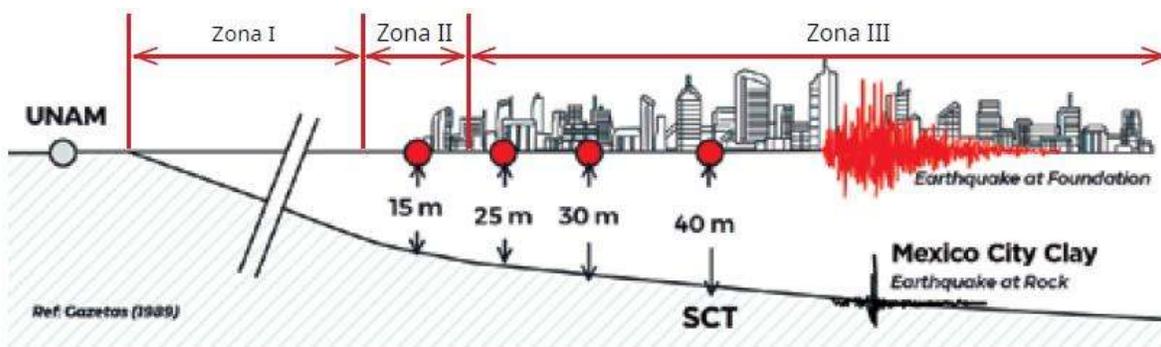


Figura 30 Corte Este-Oeste y zonificación sísmica de la zona de lago en Ciudad de México 48. (Nikolaou, et al., 2018)

Para registrar los movimientos sísmicos, se comenzó a instalar una red sismológica en la Ciudad de México el 5 de septiembre de 1910, en 1929 el Servicio Sismológico Nacional pasó a ser parte de la Universidad Nacional Autónoma de México, ampliando la red con el paso de los años.

El primer gran sismo registrado fue en 1985 en la estación de la SCT, donde se usaron estos resultados en conjunto con el análisis de los daños estructurales causados para

la investigación y el mejoramiento de las normas y reglamentos enfocados en el análisis y diseño sísmico.

Después de los daños causados y las investigaciones realizadas, la red sísmológica se distribuyó estratégicamente en la Ciudad de México, abarcando distintas zonas de importancia. El 19 de septiembre de 2017 ocurrió un sismo de gran intensidad que fue registrado por 61 estaciones del CIRES y 7 estaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM ubicados como se muestra en la figura 31 de color rojo y verde respectivamente.

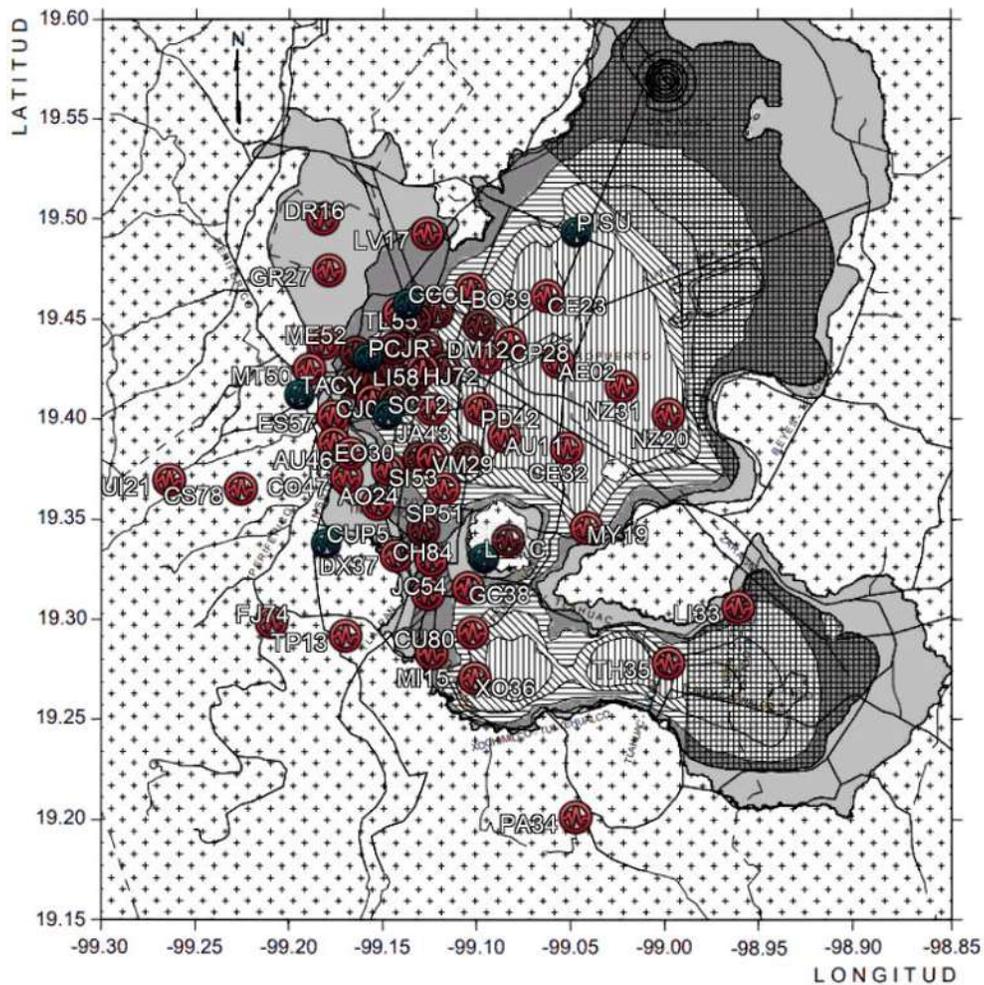


Figura 31 Red sísmológica de la Ciudad de México en 2017

Cada estación registra las aceleraciones en tres direcciones ortogonales. Las direcciones horizontales N-S y E-O son las de mayor relevancia.

Los registros se agruparon a partir de la zonificación de la Ciudad de México, obteniendo seis grupos en cada dirección (figuras 32-37). La menor aceleración máxima registrada fue de 47.05 gal. en la estación MT50 ubicada en la zona I (N-S) y una mayor aceleración máxima registrada de 225.60 gal. en la estación CH84 ubicada en la zona IIIa (E-O).

Las estaciones ubicadas en la zona I registraron en general los valores de aceleración máxima más baja (figura 32), esto se debe a que esta zona es de suelo duro.

En las zonas IIIc y III d, las estaciones registraron tanto aceleraciones máximas altas como aceleraciones máximas bajas, La mayoría estuvo en el intervalo de 80 y 100 gal. (figuras 36 y 37).

Por último, en las zonas II, IIIa y IIIb, las estaciones registraron en su mayoría aceleraciones máximas superiores a 120 gal e incluso tres estaciones registraron valores superiores a 200 gal.

Por la ubicación del epicentro del sismo, las aceleraciones máximas registradas en la Ciudad de México fueron similares en ambas direcciones (N-S y E-O).

Existe una relación directa entre las zonas con aceleraciones máximas con el nivel de daño causado en los edificios.

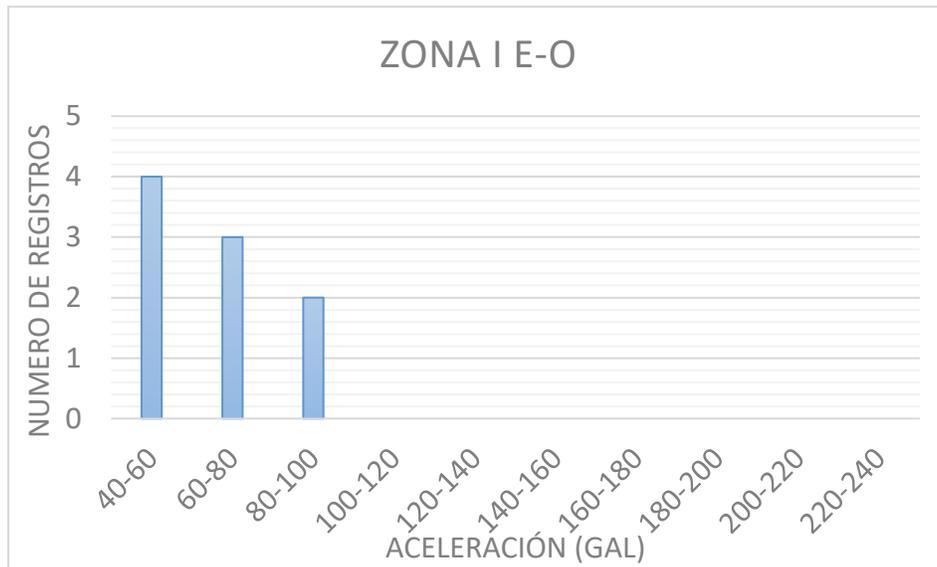
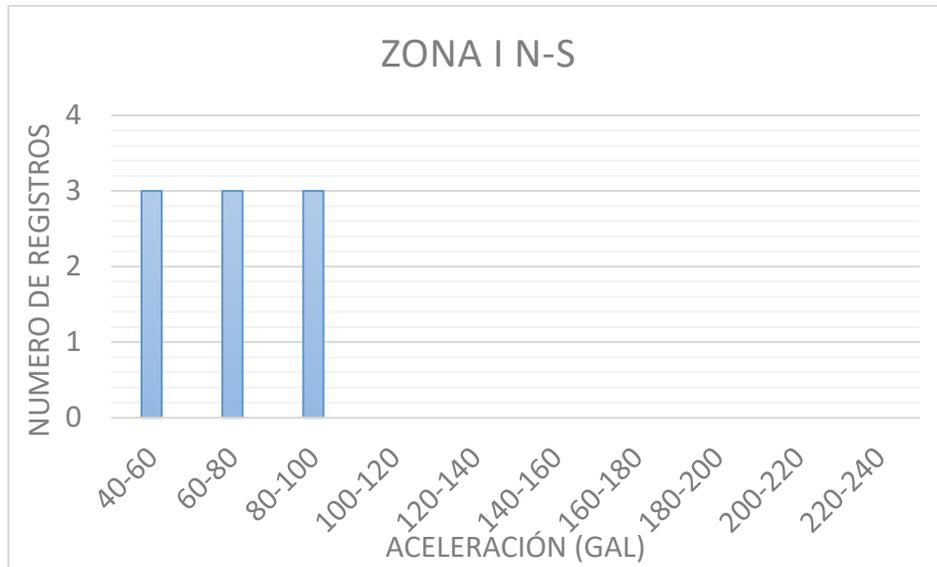


Figura 32 Aceleración máxima registrada en ambas direcciones en la Zona I

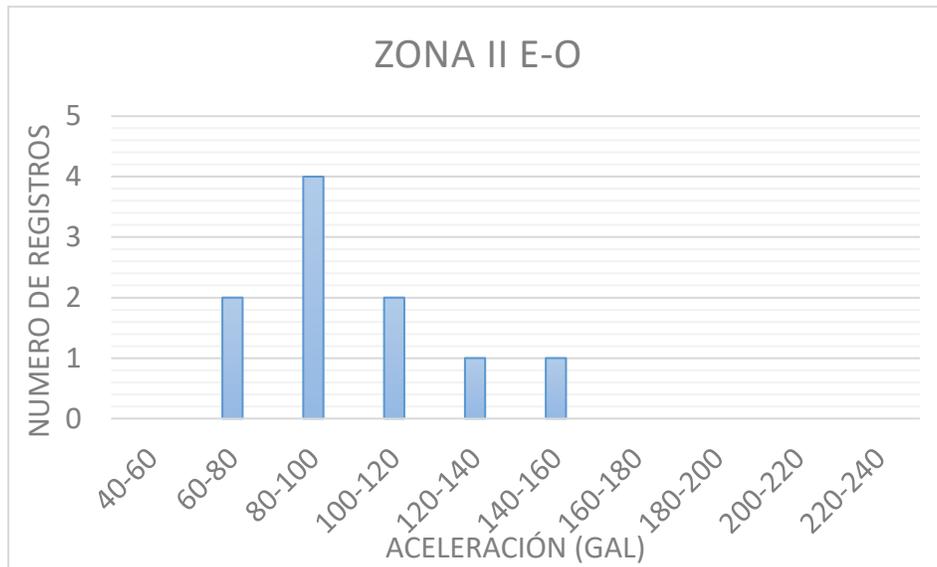
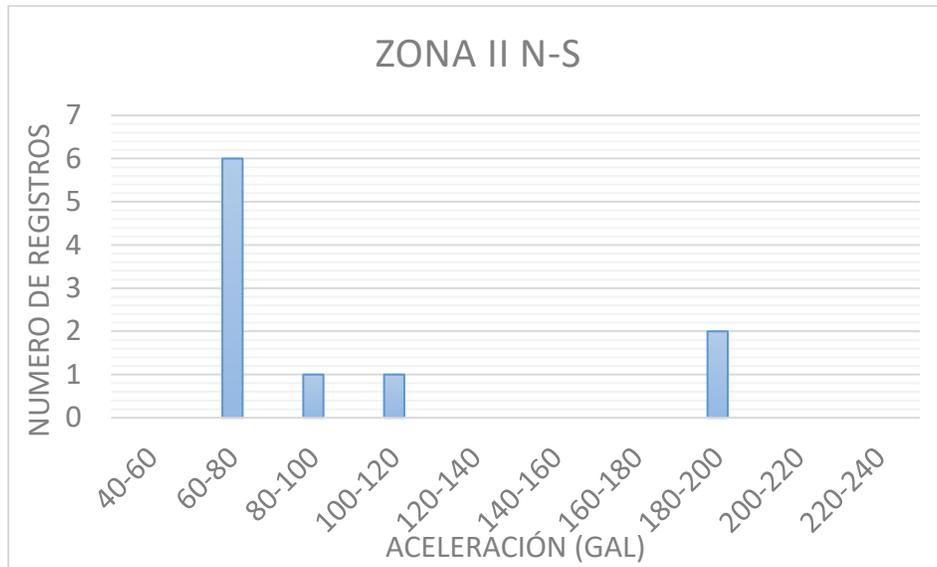


Figura 33 Aceleración máxima registrada en ambas direcciones en la Zona II

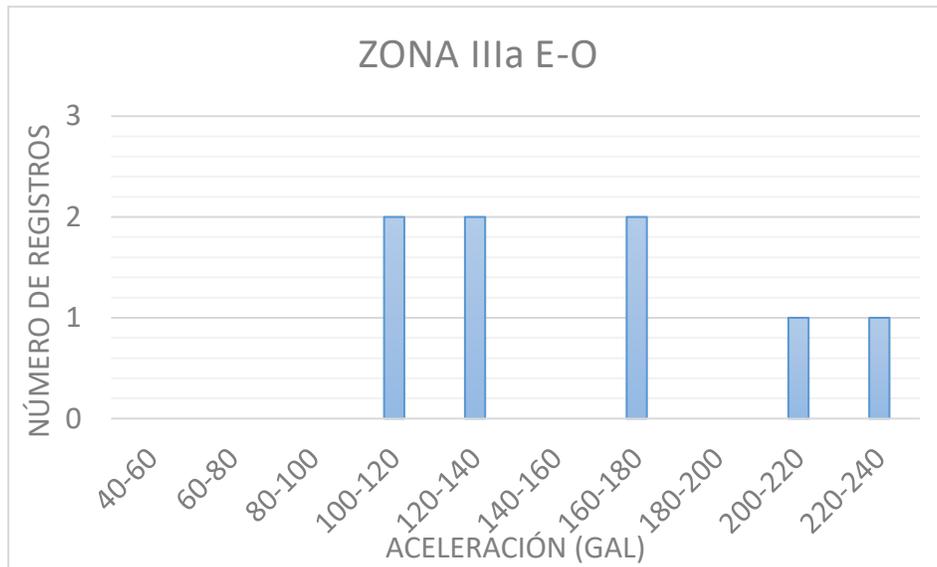
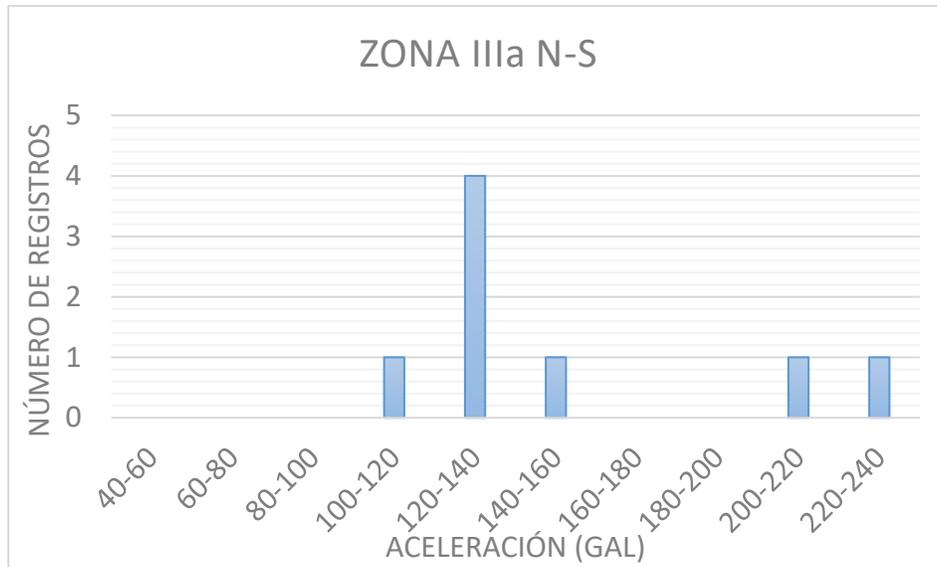


Figura 34 Aceleración máxima registrada en ambas direcciones en la Zona IIIa

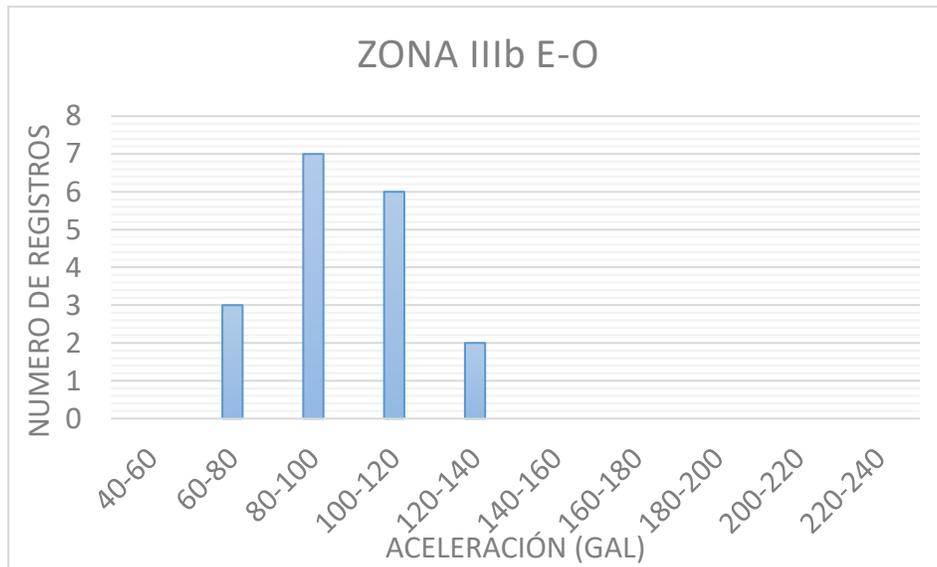
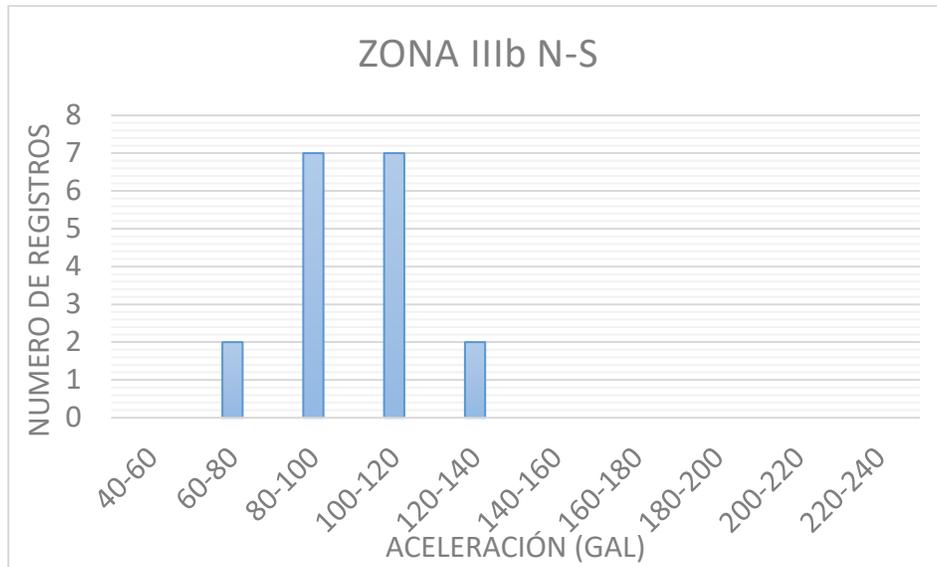


Figura 35 Aceleración máxima registrada en ambas direcciones en la Zona IIIb

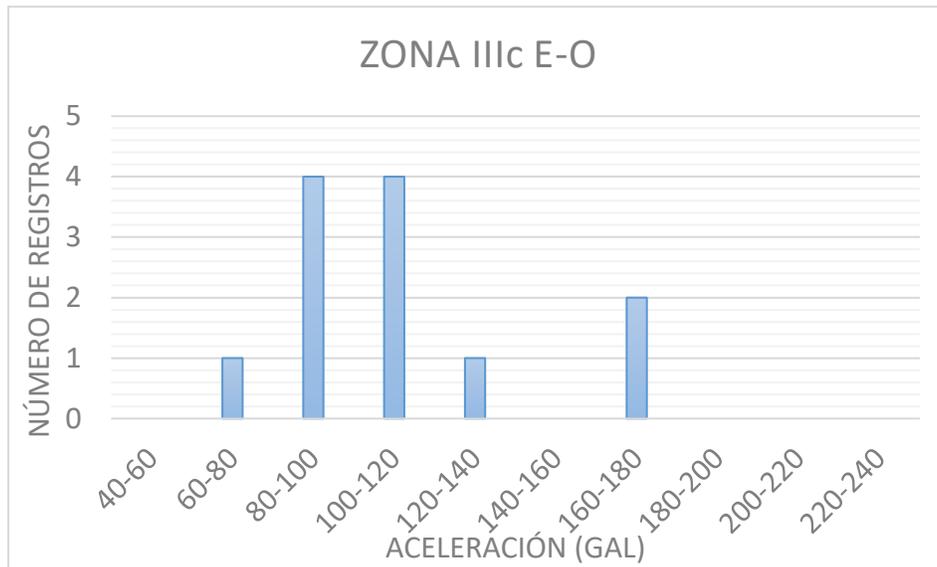
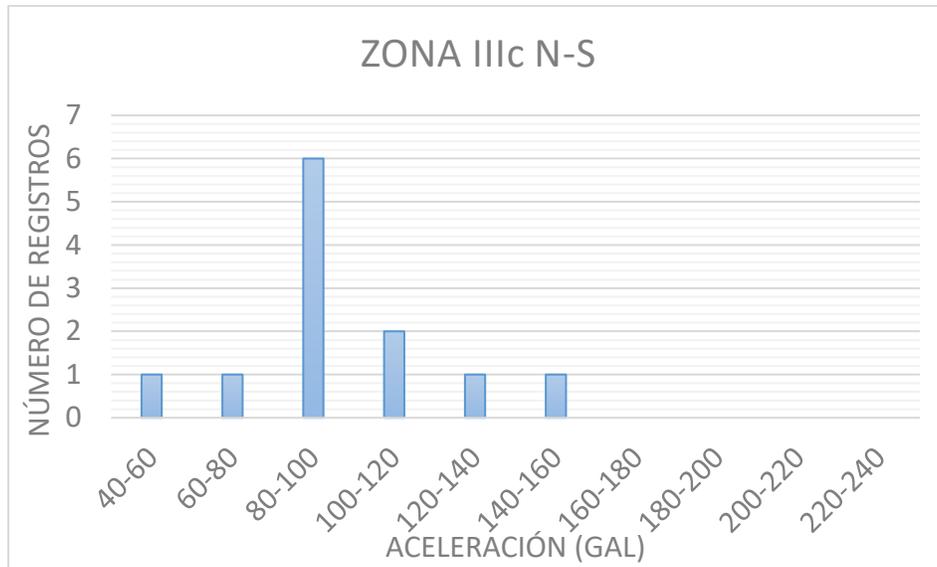


Figura 36 Aceleración máxima registrada en ambas direcciones en la Zona IIIc

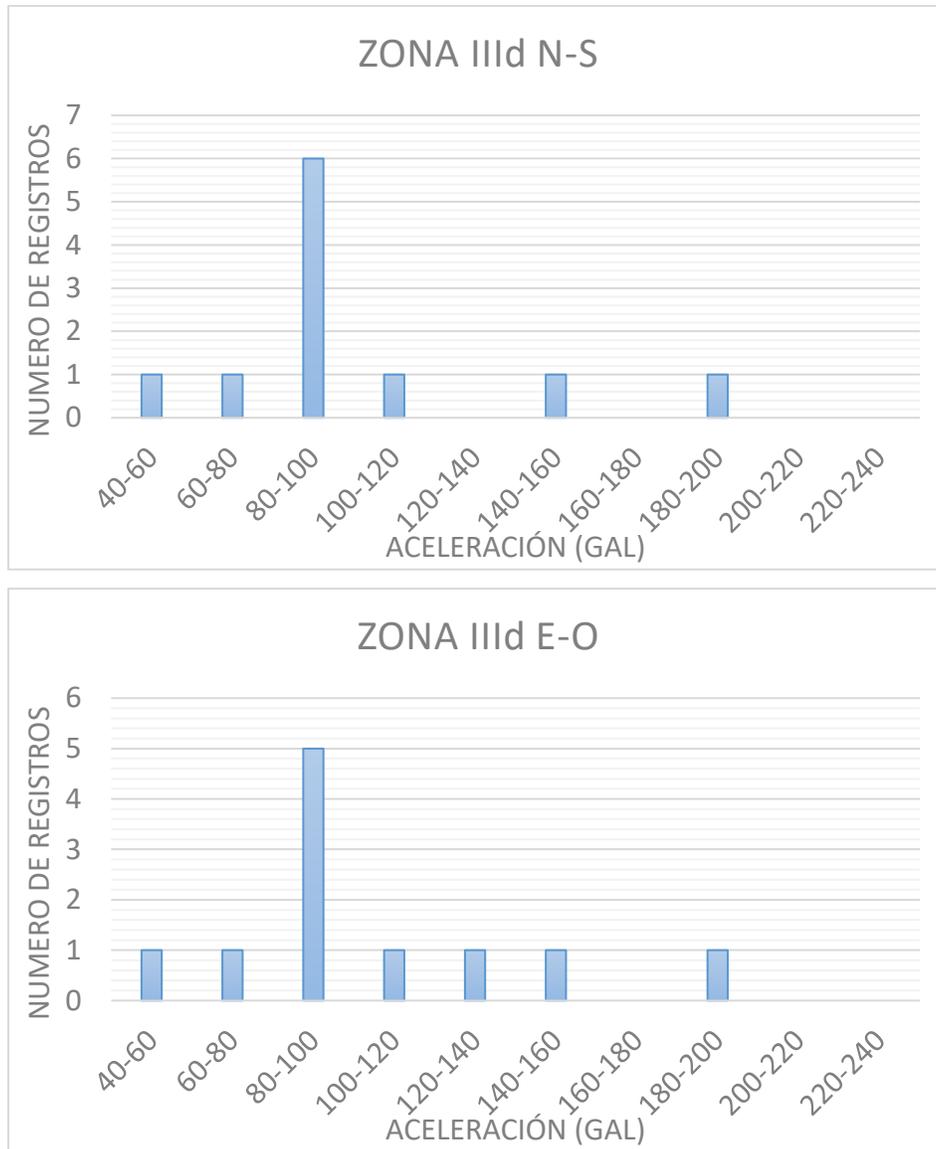


Figura 37 Aceleración máxima registrada en ambas direcciones en la Zona IIIId

Para comprender mejor los efectos sísmicos del movimiento del suelo, se calculan espectros de respuesta de pseudoaceleración considerando un amortiguamiento del 5%. Estas figuras proporcionan información de las demandas de fuerza cortante como función del periodo fundamental de los edificios.

Los periodos de vibrar de un edificio dependen de su masa y de su rigidez lateral. Los periodos dominantes de los registros sísmicos dependen de las ondas de propagación del sismo y del tipo de suelo del lugar.

La información se agrupó por la zona en cada dirección como se observa en las figuras 38-43.

La pseudoaceleración mayor se presentó en la estación CH84 ubicada en la zona IIIa (E-O) con un valor aproximado de 1500 gal. para un periodo $T=1.4$ s.

Las estaciones ubicadas en la zona I obtuvieron tuvieron en general las pseudoaceleraciones más bajas (figura 38). El valor máximo se encontró entre 250 y 372 gal. para periodos de entre 0.2 y 1 s.

En las zonas IIIc y III d, las pseudoaceleraciones máximas se encontraron entre 400 y 830 gal. para periodos entre 0.5 y 2.7 s. (figuras 42 y 43). El intervalo de periodos es grande debido a un aumento de pseudoaceleraciones tanto en el periodo de $T= 0.5$ s. como en $T=2$ s. generando un doble pico máximo.

Por último, en las zonas II, IIIa y IIIb, se obtuvieron las pseudoaceleraciones máximas en el intervalo de 400 a 1500 gal. para periodos de entre 0.7 y 2 s. (figuras 39, 40 y 41), Estos periodos son comunes en edificios de entre 5 y 15 niveles, justificando los daños reportados en los dictámenes mencionados en el Capítulo 2.

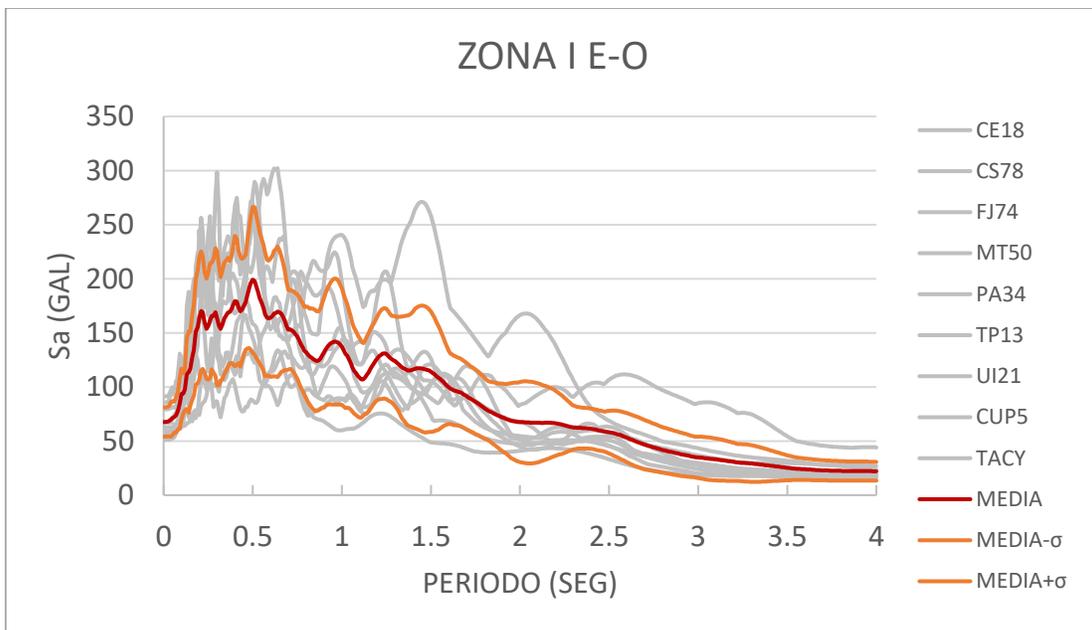
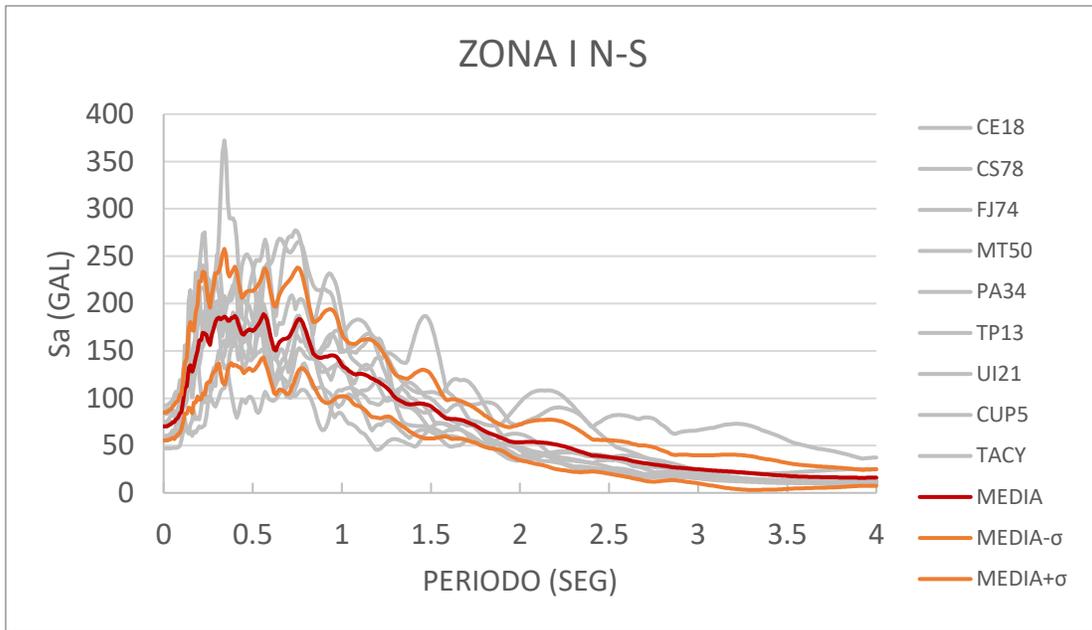


Figura 38 Espectros de respuesta de pseudoaceleración para 5% de amortiguamiento en ambas direcciones de la Zona I

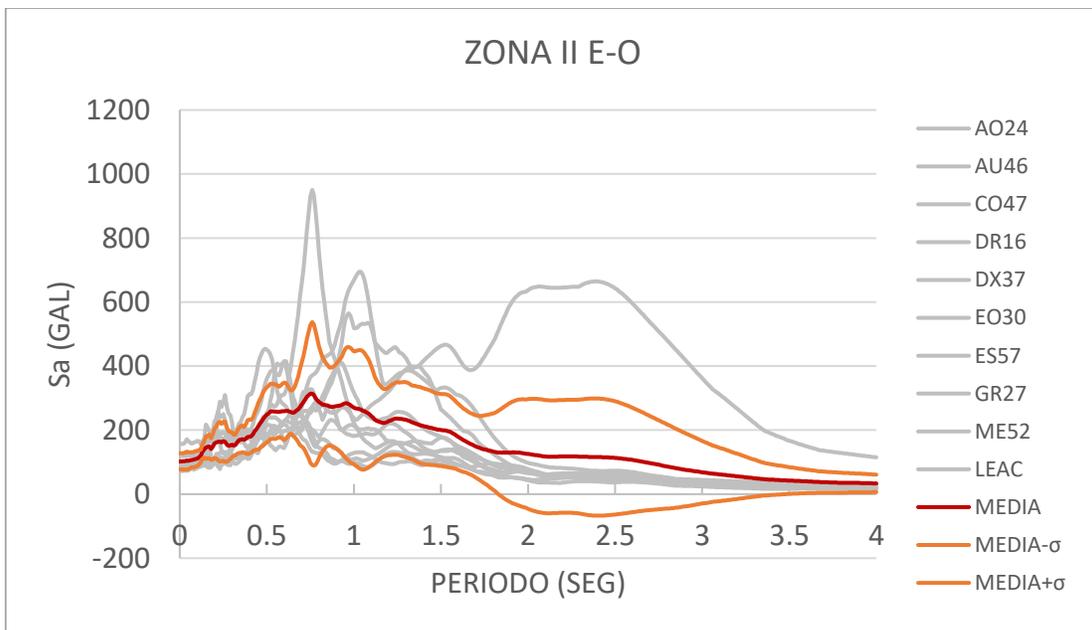
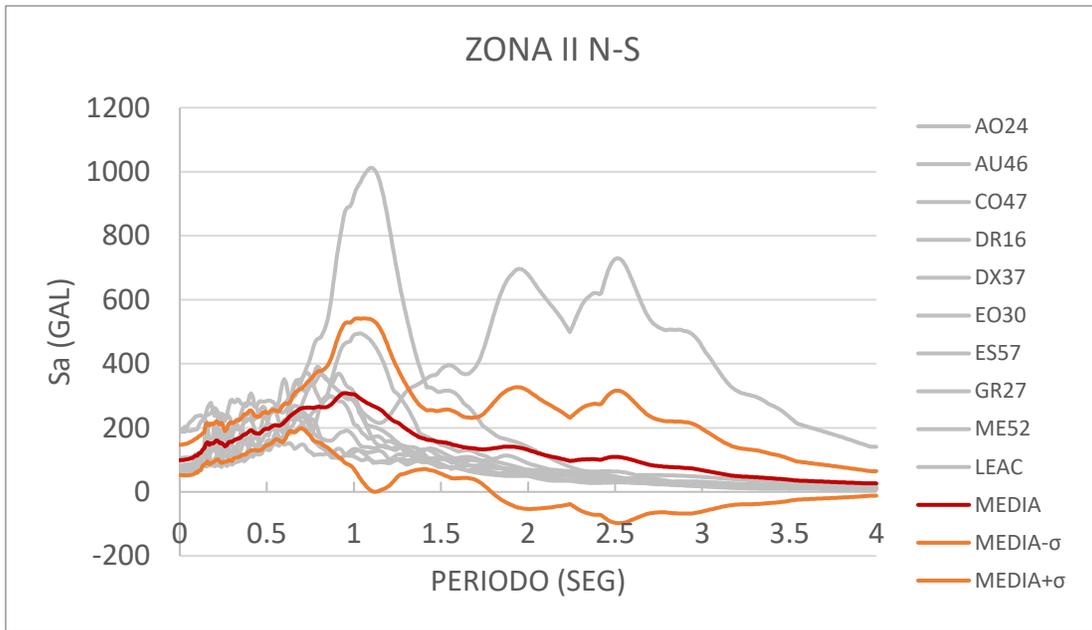


Figura 39 Espectros de respuesta de pseudoaceleración para 5% de amortiguamiento en ambas direcciones de la Zona II

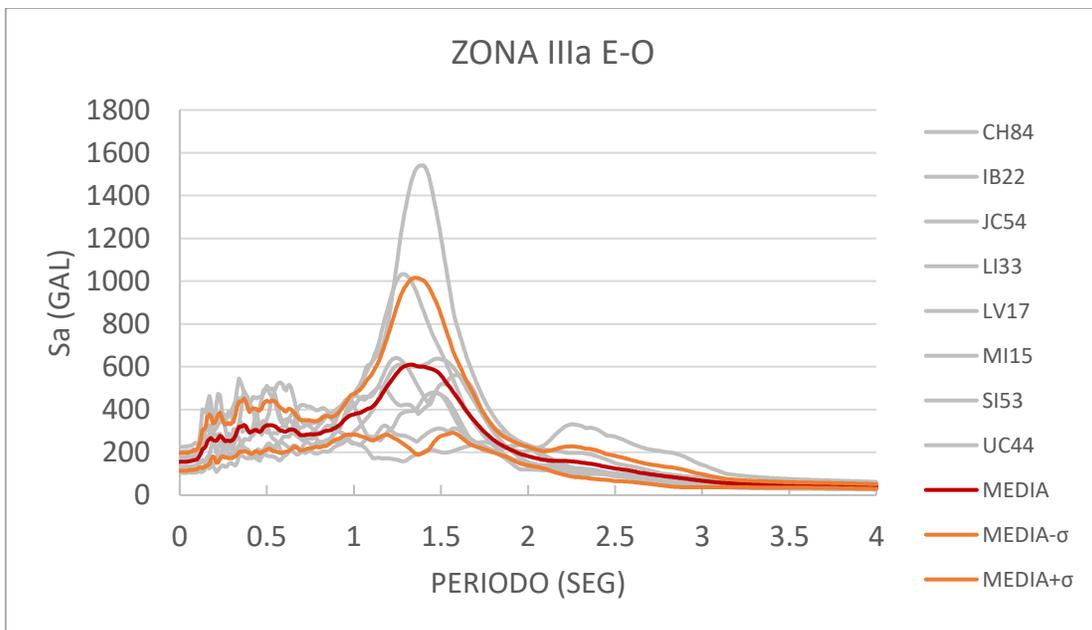
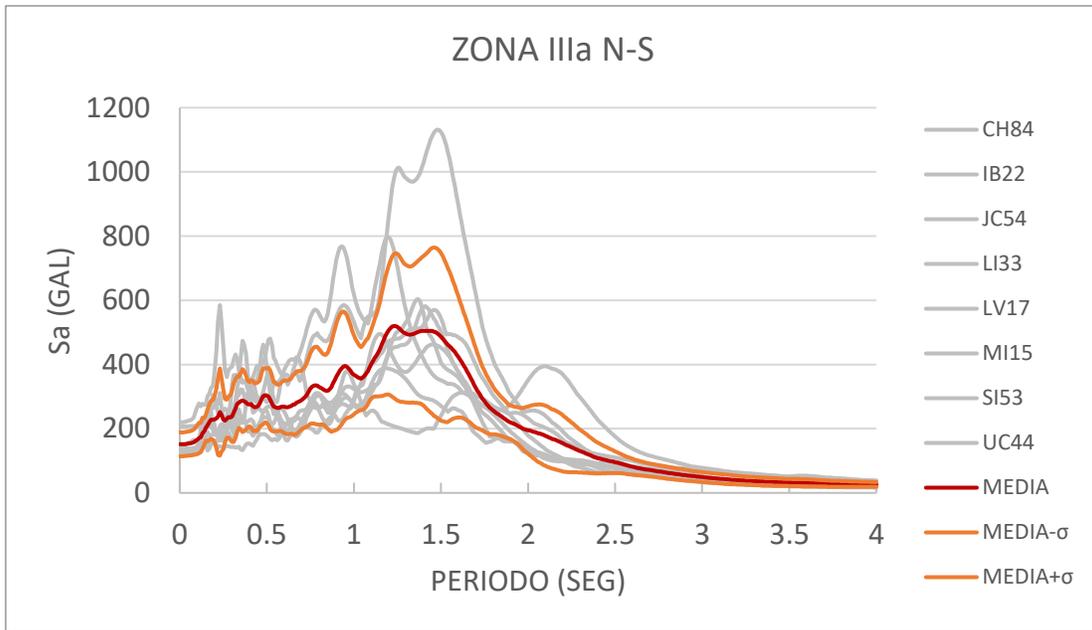


Figura 40 Espectros de respuesta de pseudoaceleración para 5% de amortiguamiento en ambas direcciones de la Zona IIIa

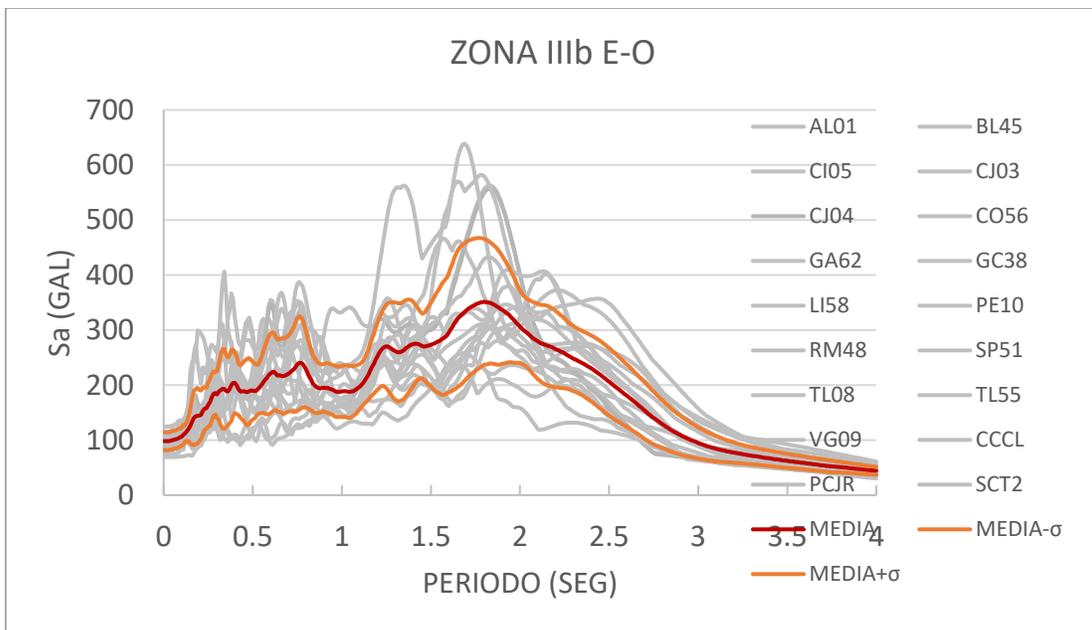
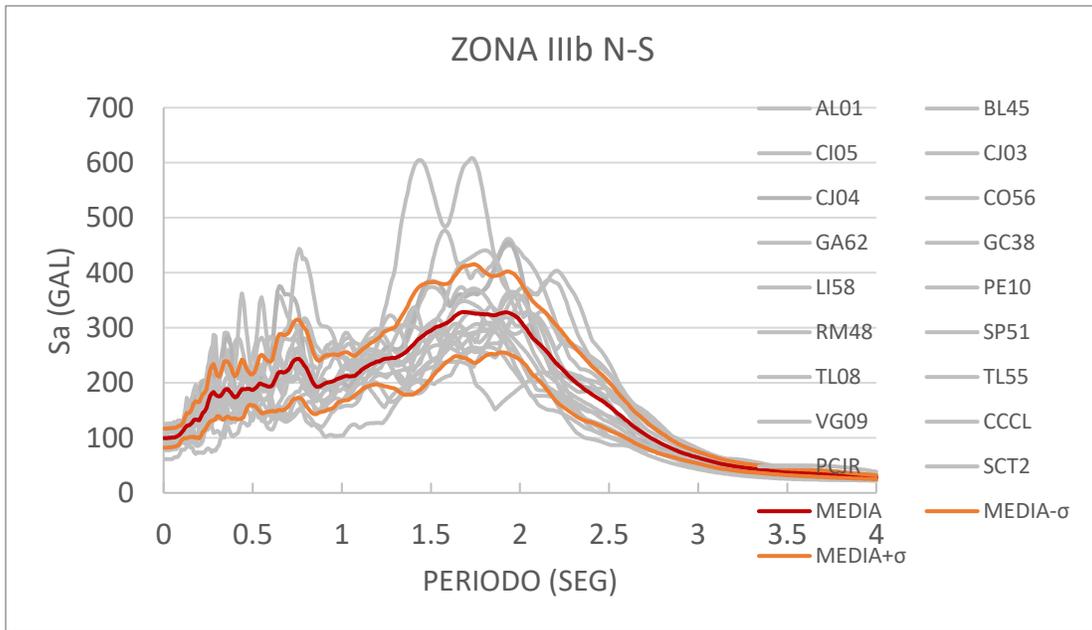


Figura 41 Espectros de respuesta de pseudoaceleración para 5% de amortiguamiento en ambas direcciones de la Zona IIIb

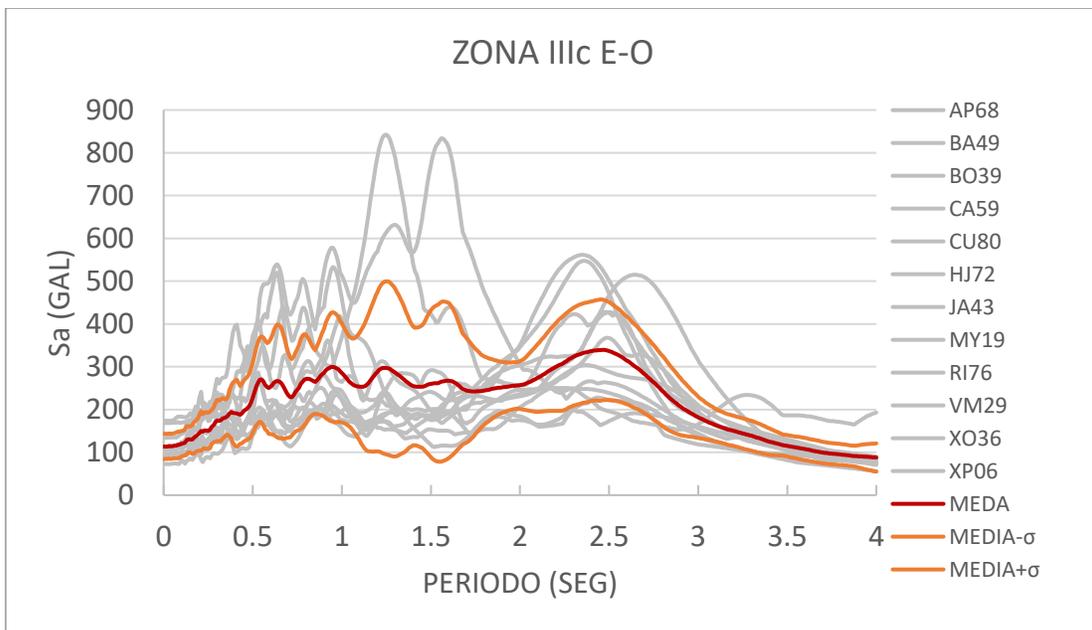
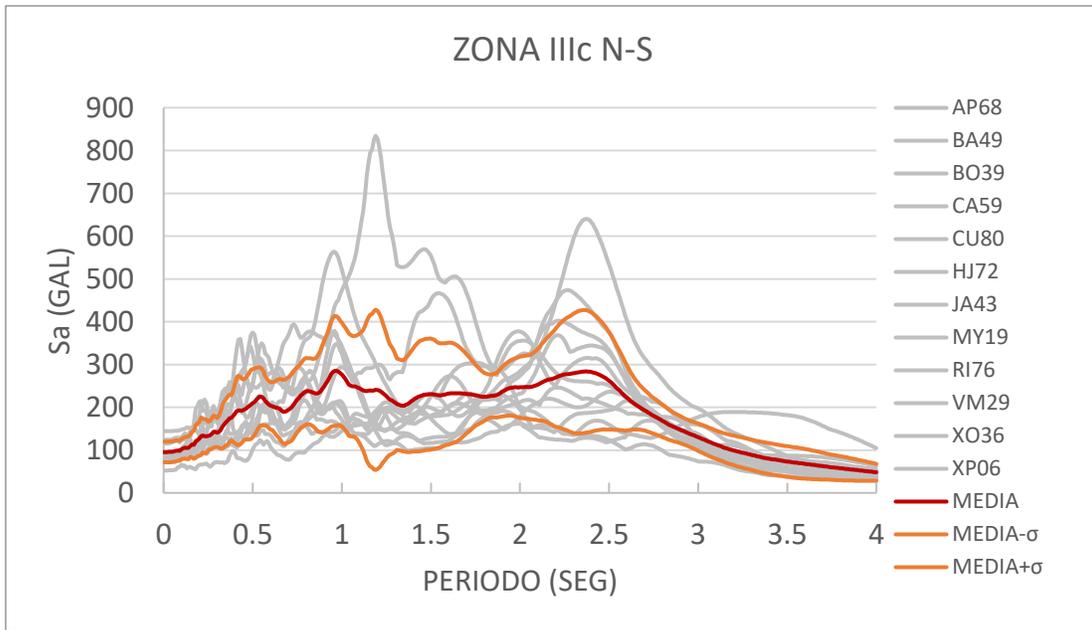


Figura 42 Espectros de respuesta de pseudoaceleración para 5% de amortiguamiento en ambas direcciones de la Zona IIIc

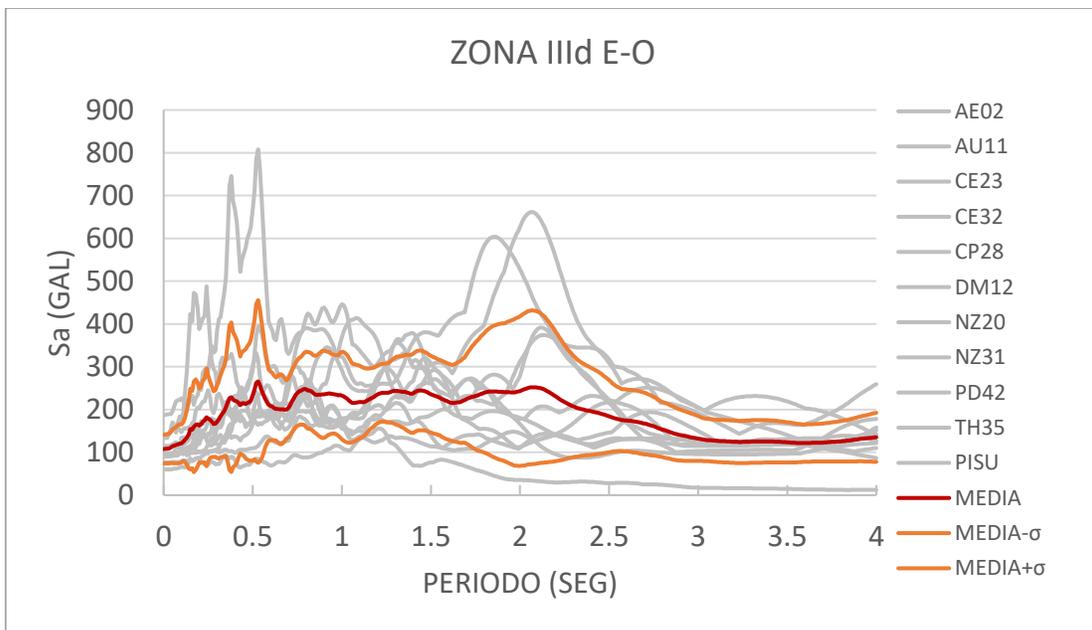
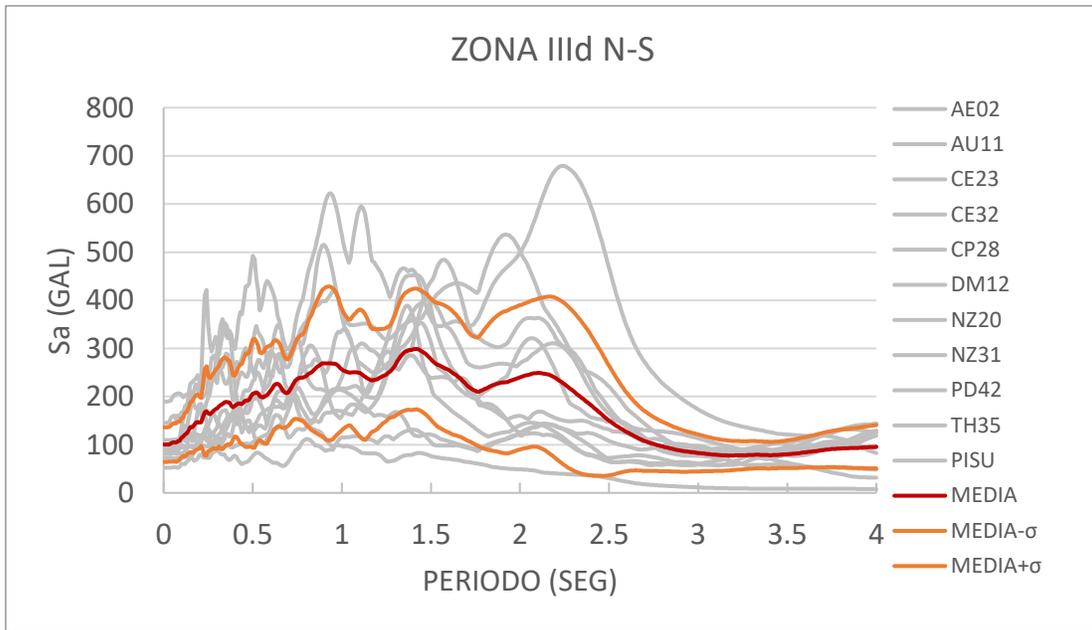


Figura 43 Espectros de respuesta de pseudoaceleración para 5% de amortiguamiento en ambas direcciones de la Zona IIIId

CAPÍTULO 5

EDIFICIOS EN ESQUINA SELECCIONADOS PARA ESTUDIAR

5.1. Selección de edificios para crear los modelos numéricos

Las tablas 8 y 9 del capítulo 2 mostraron los edificios en esquina que sufrieron colapsos (CP - CT) o gran daño (ARC). Sin embargo, hay algunos edificios con estructuración atípica o poco representativa para el objetivo principal del documento (figura 44), que es observar el comportamiento en edificios con un gran número de espacios en las fachadas que colindan con las calles y muros en las caras que colindan con otros predios.



Figura 44 Edificio C7 con estructuración atípica o poco representativa

Se usó el programa “Google Earth” para obtener las vistas en 3D de cada cara en los edificios (con excepción del edificio C10), utilizando la base de datos proveniente de fechas anteriores al evento sísmico. Los edificios de la tabla 10 a y 10 b serán tomados como referencia para los modelos numéricos que se elegirán, las caras se observan en la figuras 45 y 46.

Tabla 10 Clave de los edificios tomados como referencia para la generación de los modelos numéricos

Clave	Clave
C1	ARC4
C2	ARC7
C3	ARC9
C4	ARC10
C8	ARC17
C9	ARC18
C10	ARC19
C11	ARC20
C12	ARC21
	ARC22

a)

b)

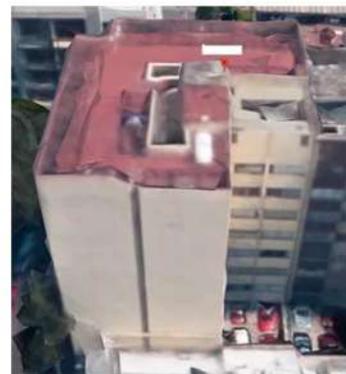
Planta

Calle

Colindancia



C1



Planta



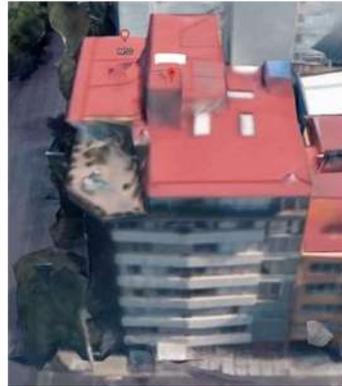
Calle



Colindancia



C2



Planta



Calle



Colindancia



C3



Planta



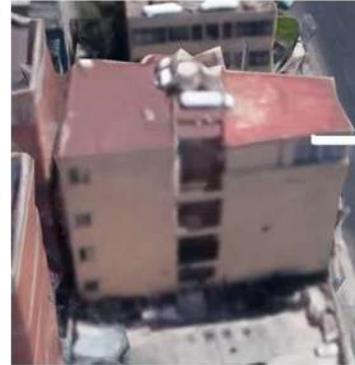
Calle



Colindancia



C4



Planta



Calle



Colindancia



C8



Planta



Calle



Colindancia



C9



Planta



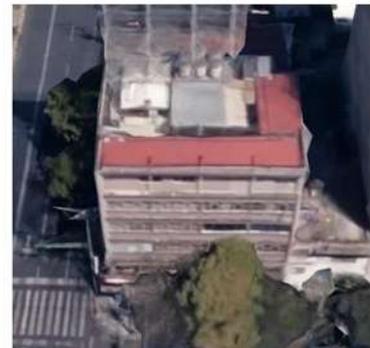
Calle



Colindancia



C11



Planta



Calle



Colindancia



C12

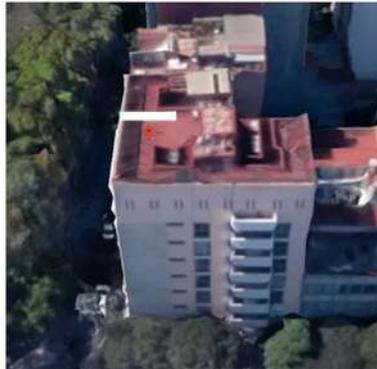


Figura 45 Edificios CP – CT con estructuración representativa para la generación de los modelos numéricos

Planta



Calle



Colindancia



ARC4



Planta



Calle



Colindancia



ARC7



Planta



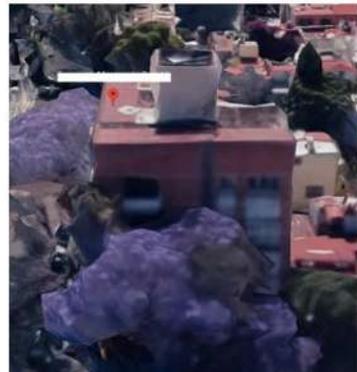
Calle



Colindancia



ARC9



Planta



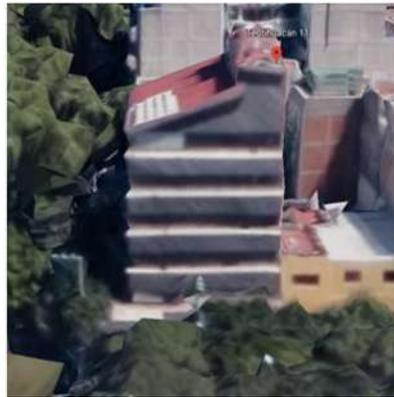
Calle



Colindancia



ARC10



Planta



Calle



Colindancia



ARC17



Planta



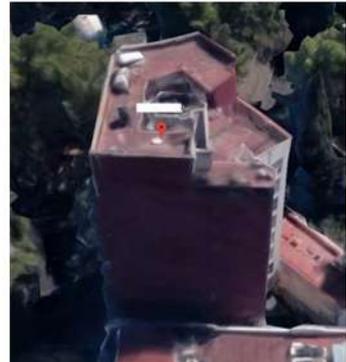
Calle



Colindancia



ARC18



Planta



Calle



Colindancia



ARC19



Planta



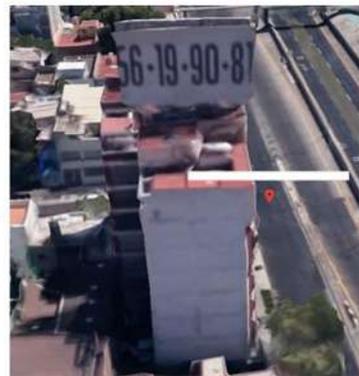
Calle



Colindancia



ARC20



Planta



Calle



Colindancia



ARC21





Figura 46 Edificios ARC con estructuración representativa para la generación de los modelos numéricos

5.2. Estaciones sismológicas seleccionadas

La selección de las estaciones se realizará con base en la ubicación de los edificios representativos de la tabla 10 que se muestra en las figuras 47 y 48.

Las zonas sísmicas que se considerarán son la II, IIIa y IIIb. Contando las estaciones del CIRES y las estaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM (figura 31), se usarán las 10 estaciones de la zona II, las 8 estaciones de la zona IIIa y las 18 estaciones de la zona IIIb, dando un total de 36 estaciones con registros de aceleraciones en ambas direcciones.

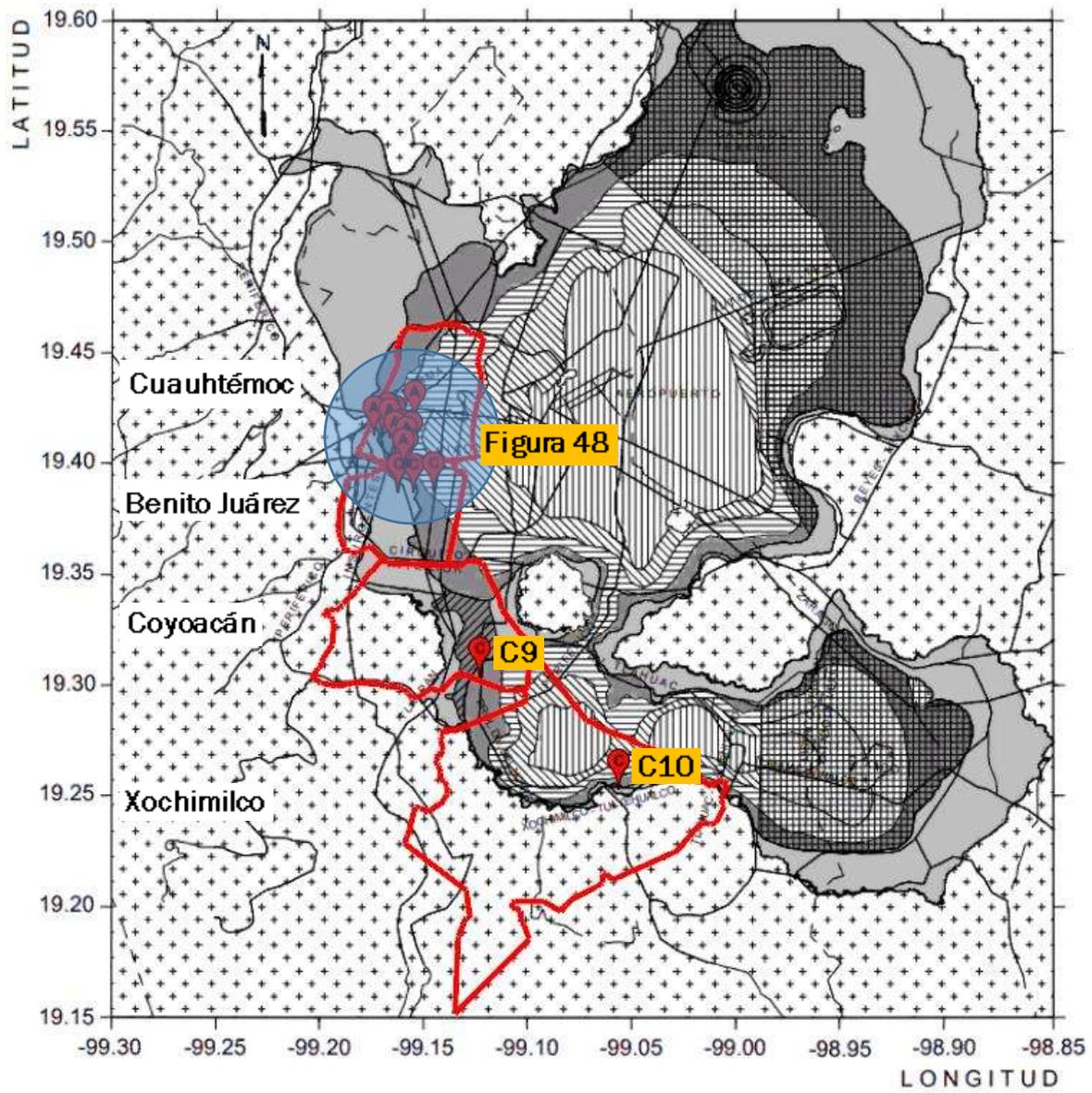


Figura 47 Ubicación de los edificios representativos en su zonificación correspondiente

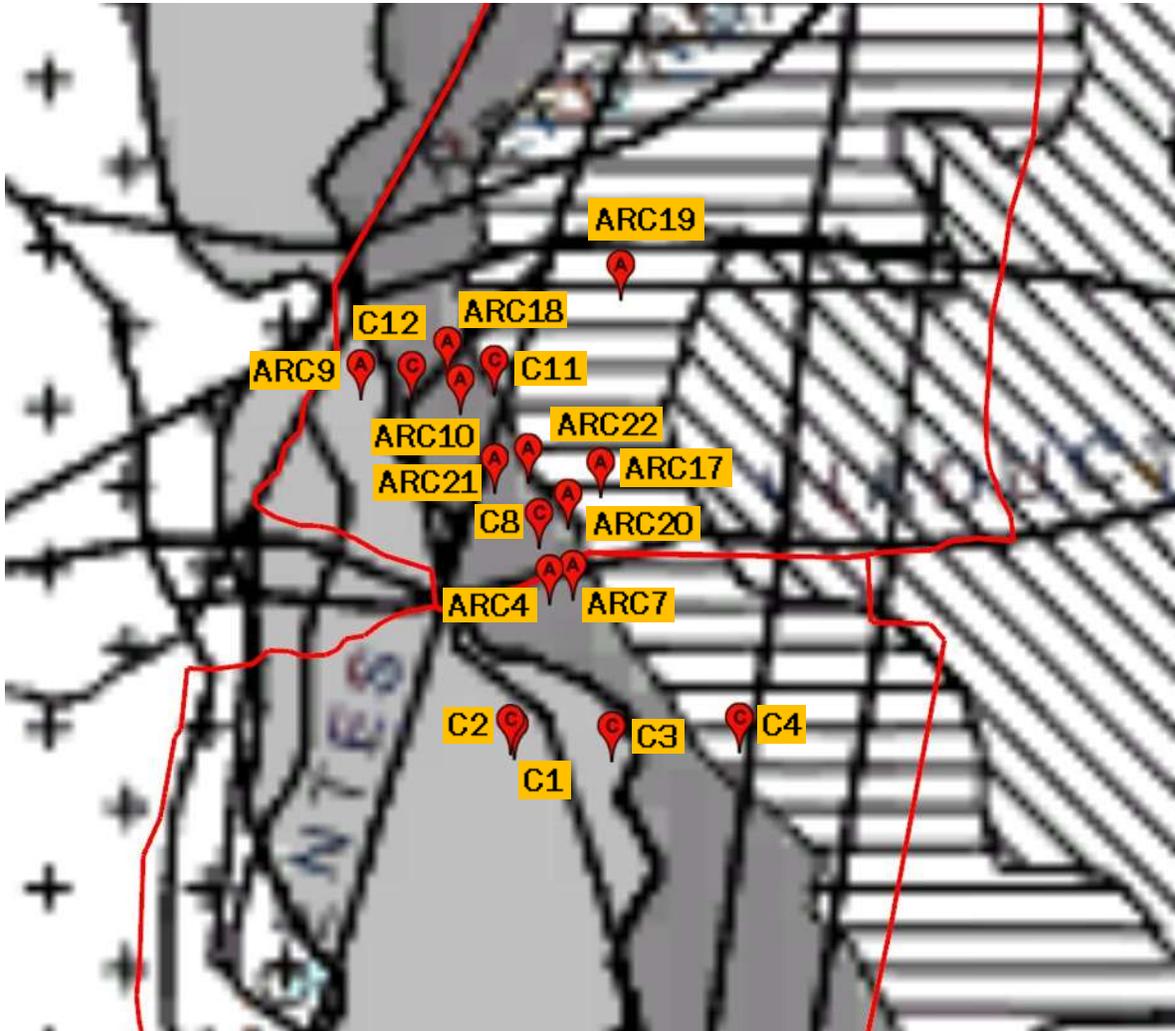


Figura 48 Concentración de los edificios representativos en las zonas II, IIIa y IIIb

5.2.1. Corrección línea base

La principal fuente de información para conocer el movimiento del suelo en un evento sísmico son los acelerógrafos que se ubican en las estaciones sísmicas, proporcionando la aceleración del terreno como función del tiempo.

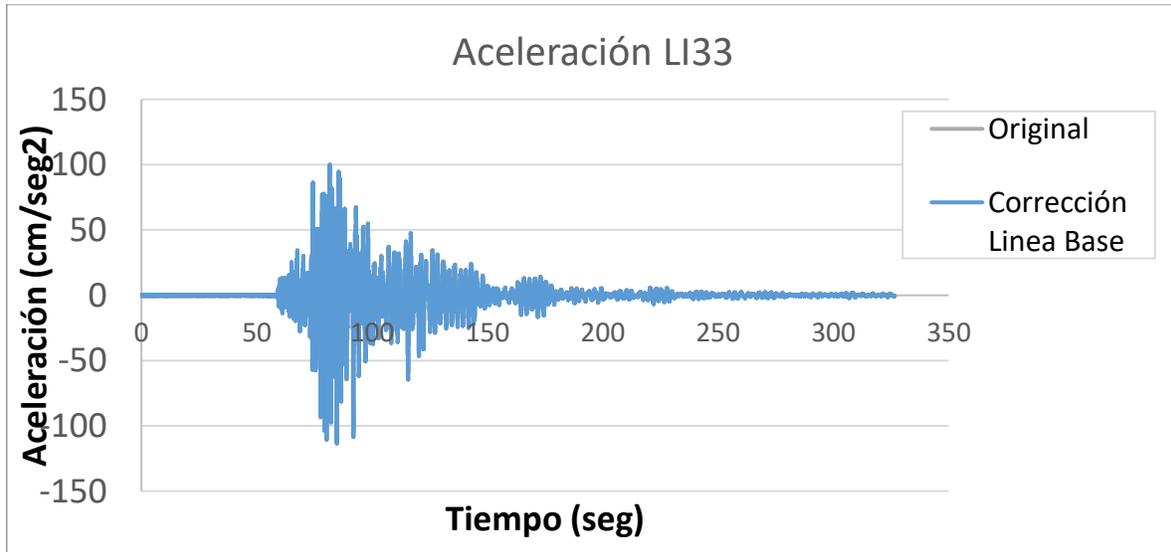
Existen dos formas en las que las aceleraciones de los registros pueden tener errores:

- Durante el registro del sismo. Corresponden a los errores en el acelerógrafo que ocurren en la instalación del aparato o en la estructura de la estación que pueden generar amplitudes erróneas.

- Error de digitalización. Problemas con el mecanismo del lector de coordenadas X-Y y problemas causados por la apreciación del ojo humano.

Al digitalizar el acelerograma, se hace respecto a una línea base arbitraria que cuando se integra para obtener la velocidad y el desplazamiento genera un desfase (figura 49). Se realiza una corrección por línea base para ajustar las aceleraciones nulas mediante varios métodos, que, aunque no hay cambios significativos en las aceleraciones, los cambios en los registros de velocidades y desplazamientos pueden ser de importancia.

Las 36 estaciones de las zonas II, IIIa y IIIb que se usarán para los análisis dinámicos no lineales fueron corregidas mediante línea base como se observa en la figura 49 para la estación LI33.



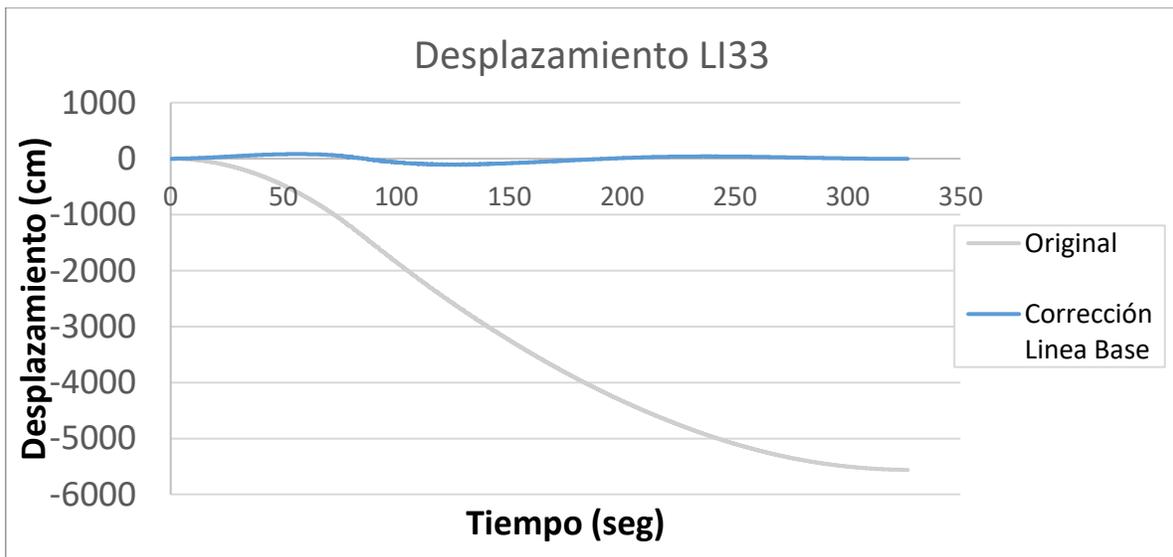
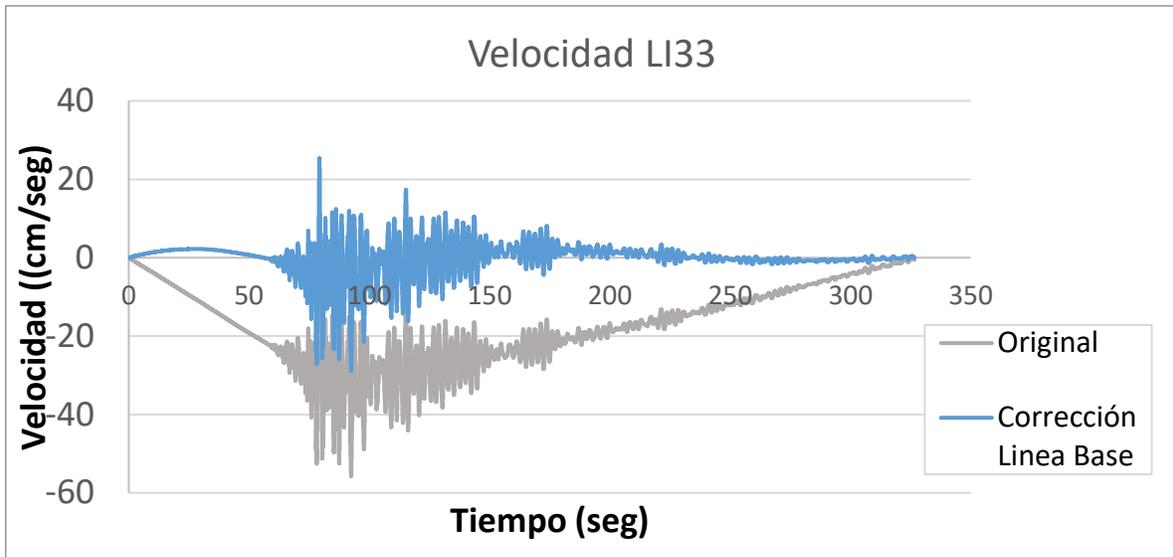


Figura 49 Corrección línea base del registro de la estación LI33

5.3. Características y dimensiones generales de los modelos

Con las imágenes obtenidas de los edificios sin y con daño y el programa “Google Earth”, se buscó generalizar las características para crear los modelos numéricos que representen lo más aproximado a los edificios CP – CT y ARC, para ello se consideró lo siguiente:

- Distribuciones en planta. Se encontraron tres diseños de la distribución de los espacios en planta repetidamente mostrados en la figura 50:
 - Rectangular. Estructuración simple con geometría rectangular.
 - Entrante. Se elimina la esquina donde se unen los lados con muros para crear un espacio vacío y colocar en esas caras ventanas para aumentar la ventilación y la iluminación.
 - Ochava. Estructuración similar a la rectangular, sin embargo, en la esquina donde se unen los lados sin muros, se genera un corte tangencial.

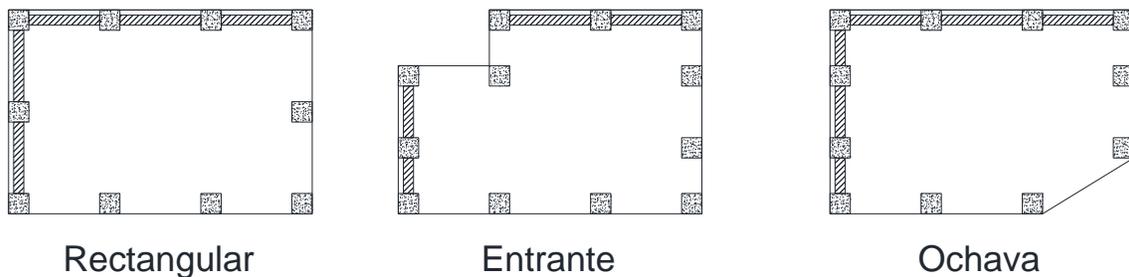


Figura 50 Distribuciones en planta de los edificios

Las tablas 11 y 12 señalan la distribución en cada edificio y en la figura 51 se muestra que la distribución con una entrante fue la distribución más común.

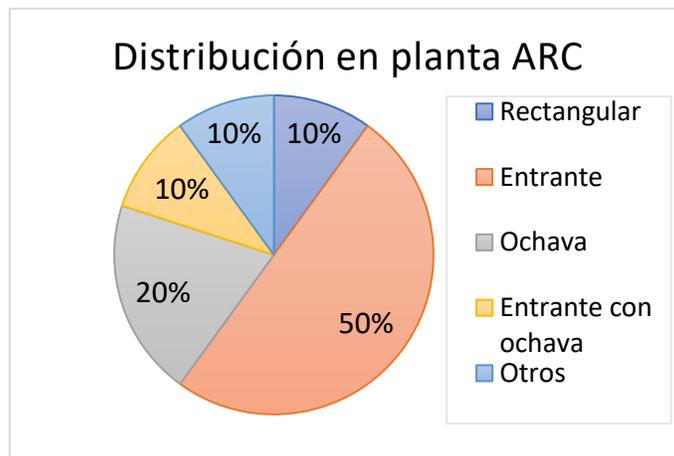
Tabla 11 Distribución en planta y elevación de los edificios representativos

Colapso parcial o total					
Clave	Rectangular	Entrante	Ochava	Otros	Nivel
C1		SI	SI		9
C2		SI	SI		8
C3		SI			5
C4				SI	5
C8		SI			5
C9	SI				2
C10	SI				3
C11		SI			6
C12		SI			8

Alto riesgo de colapso					
Clave	Rectangular	Entrante	Ochava	Otros	Nivel
ARC4	SI		SI		6
ARC7		SI	SI		8
ARC9		SI			7
ARC10		SI			7
ARC17		SI			9
ARC18		SI			10
ARC19	SI		SI		9
ARC20		SI			8
ARC21				SI	6
ARC22	SI				6

Tabla 12 Porcentajes en la distribución en planta

Distribución en planta	ARC		CP - CT	
Rectangular	1	10%	2	22.22%
Entrante	5	50%	4	44.44%
Ochava	2	20%	0	0.00%
Entrante con ochava	1	10%	2	22.22%
Otros	1	10%	1	11.11%
Total	10	100%	9	100%



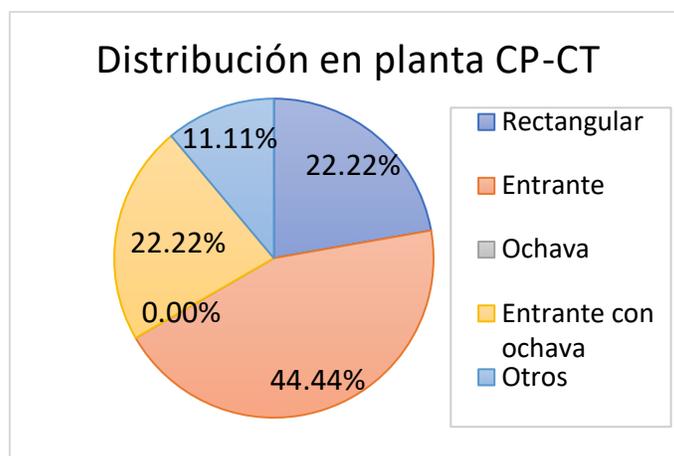


Figura 51 Porcentajes en la distribución en planta

- Dimensiones del terreno y número de columnas. Se obtuvieron las dimensiones de forma aproximada con la herramienta de medición del programa “Google Earth” que mide de forma horizontal el terreno de los edificios. En la tabla 13 se muestran las medidas en ambas direcciones del terreno rectangular, de las entrantes, del recorte que sufrieron las esquinas para realizar la ochava y el número de columnas en cada edificio.

Tabla 13 Dimensiones de los edificios representativos

Propiedades geométricos de los edificios con colapso parcial o total					
Dimensiones en la dirección larga de los edificios (m)					
Clave	Dimensión a calle	Dimensión colindante	Entrante	Recorte de esquina	Número de columnas
C1	20.10	20.10	7.26	2.89	5
C2	21.64	21.64	6.22	3.50	6
C3	20.33	20.15	2.91		5
C4	15.87	15.89			6
C8	18.09	14.49	3.77		6
C9	28.00	28.00			3
C10	19.31	11.61			5
C11	16.76	16.76	2.00		4
C12	17.92	17.50	6.90		5

Propiedades geométricos de los edificios con colapso parcial o total					
Dimensiones en la dirección corta de los edificios (m)					
Clave	Dimensión a calle	Dimensión colindante	Entrante	Recorte de esquina	Número de columnas
C1	18.94	18.94	6.36	2.34	4
C2	19.13	19.13	6.22	3.10	6
C3	12.83	12.90	3.18		3
C4	5.96	8.65			2
C8	14.40	11.30	6.64		5
C9	15.00	15.00			3
C10	12.65	12.65			4
C11	13.96	13.96	2.00		5
C12	16.95	16.77	4.58		5

Propiedades geométricos de los edificios con alto riesgo de colapso					
Dimensiones en la dirección larga de los edificios (m)					
Clave	Dimensión a calle	Dimensión colindante	Entrante	Recorte de esquina	Número de columnas
ARC4	24.53	23.58		2.86	5
ARC7	18.01	17.95	4.94	3.17	5
ARC9	16.77	16.82	8.83		4
ARC10	10.72	10.79	3.07		4
ARC17	15.80	15.07	6.74		4
ARC18	14.50	13.04	4.40		3
ARC19	26.04	25.89		2.3	6
ARC20	23.31	23.57	12.74		6
ARC21	16.80	16.89			3
ARC22	21.82	21.96			6

Propiedades geométricos de los edificios con alto riesgo de colapso					
Dimensiones en la dirección corta de los edificios (m)					
Clave	Dimensión a calle	Dimensión colindante	Entrante	Recorte de esquina	Número de columnas
ARC4	15.35	15.18		3.20	5
ARC7	14.83	14.43	5.67	3.32	4
ARC9	14.78	14.76	5.42		4
ARC10	10.26	10.33	3.22		4
ARC17	15.70	16.14	6.47		4
ARC18	9.01	15.56	5.98		3

ARC19	18.09	17.94		2.51	5
ARC20	13.57	14.29	3.46		3
ARC21	14.94	15.10			4
ARC22	15.75	15.66			4

Las dimensiones elegidas para los modelos numéricos se obtienen de promediar los valores de la tabla 13 de todos los edificios entre tres y ocho niveles, debido a que fueron los edificios con más daños durante el sismo del 19 de septiembre del 2017, el resultado se muestra en la tabla 14.

Tabla 14 Dimensiones promediadas de los edificios representativos de entre tres y ocho niveles

Propiedades geométricos promedio de los edificios								
Nivel	Dimensión larga (m)	Dimensión corta (m)	Entrante dim. larga (m)	Entrante dim. corta (m)	Recorte de esquina larga (m)	Recorte de esquina corta (m)	Número de columnas dim. larga	Número de columnas dim. corta
Promedio	18.27	13.95	5.71	4.49	3.18	3.21	5.00	4.14

Los valores de la tabla 14 se redondearán hacia arriba con precisión de 50 cm, obteniendo la figura 52, que define el número de columnas y dimensiones generales de los modelos numéricos que se trabajarán.

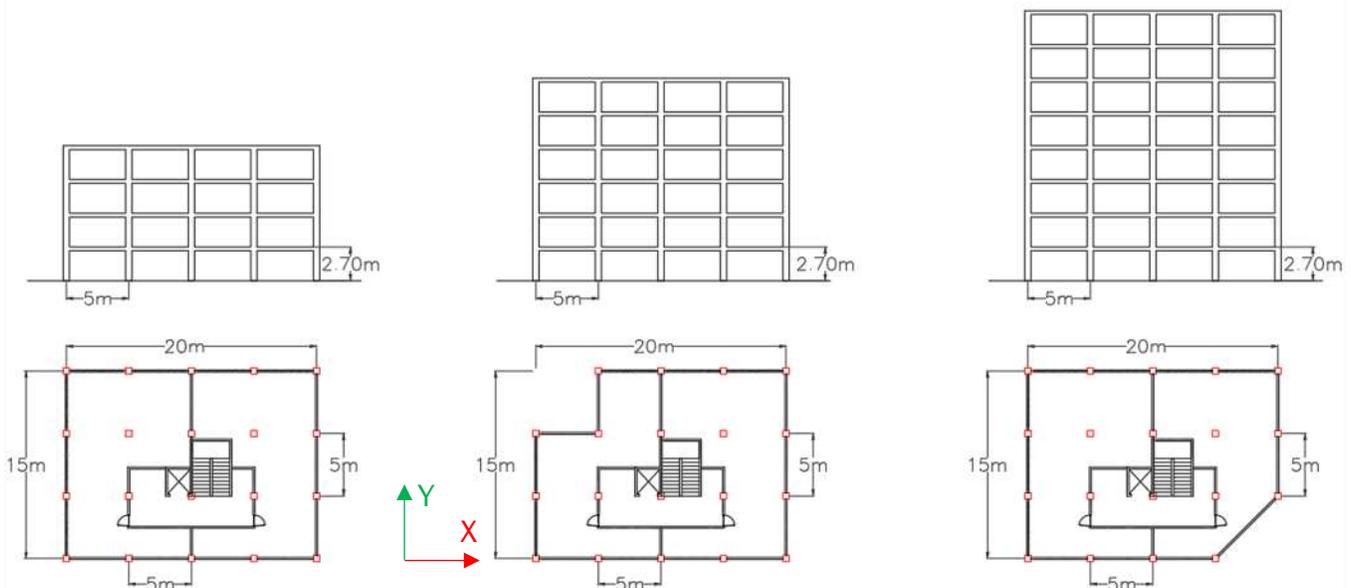


Figura 52 Dimensiones de los modelos numéricos seleccionados

Por las propiedades dinámicas de los edificios, en función del número de niveles, se decidió trabajar con edificios de cuatro, seis y ocho niveles. La altura de entrepiso propuesta será de 2.70 m.

La tabla 15 indica algunas características complementarias importantes de los edificios representativos para la caracterización de los modelos numéricos.

Tabla 15 Características complementaria de los edificios representativos

Colapso parcial o total					
Clave	Uso del edificio	Sistema estructural	Sistema de piso	Mampostería	Orientación del lado largo
C1	Habitacional	Columnas de concreto y muros de mampostería	Losa plana reticular	Ladrillo rojo recocado	N - S
C2	Habitacional	Marcos de concreto	Losa maciza	Ladrillo rojo recocado	N - S
C3	Habitacional, con locales en planta baja	Columnas de concreto y muros de mampostería	Losa plana reticular	Desconocido	E - O
C4	Habitacional	Marcos de concreto y muros de mampostería	Losa maciza	Desconocido	N - S
C8	Habitacional, con locales en planta baja	Columnas de concreto y muros de mampostería	Losa plana reticular	Desconocido	E - O
C9	Comercial	Columnas de concreto	Losa plana reticular	Desconocido	E - O
C10	Comercial	Marcos de concreto	Losa maciza	Desconocido	E - O
C11	Comercial y habitacional	Marcos de concreto y muros de mampostería	Desconocido	Desconocido	E - O
C12	Habitacional, con locales en planta baja	Columnas de concreto y muros de mampostería	Losa plana reticular	Ladrillo rojo recocado	E - O

Alto riesgo de colapso					
Clave	Uso del edificio	Sistema estructural	Sistema de piso	Mampostería	Orientación del lado largo
ARC4	Habitacional	Marcos de concreto y muros de mampostería	Desconocido	Ladrillo rojo recocido	N - S
ARC7	Habitacional	Columnas de concreto y muros de mampostería	Losa plana maciza	Ladrillo rojo recocido	N - S
ARC9	Habitacional	Columnas de concreto	Losa plana maciza	Ladrillo rojo recocido	E - O
	Comercial los 2 primeros niveles, desconocido				
ARC10	el resto	Columnas de concreto	Losa plana reticular	Desconocido	N - S
ARC17	Habitacional	Columnas de concreto y muros de mampostería	Losa plana maciza	Ladrillo rojo recocido	N - S
ARC18	Habitacional	Marcos de concreto	Desconocido	Desconocido	E - O
ARC19	Habitacional	Columnas de concreto y muros de mampostería	Losa plana maciza	Ladrillo rojo recocido	E - O
	Habitacional, con locales en planta baja				
ARC20	baja	Marcos de concreto y muros de mampostería	Losa maciza	Ladrillo rojo recocido	E - O
	Comercial en planta baja, resto				
ARC21	desconocido	Marcos de concreto y muros de mampostería	Desconocido	Desconocido	E - O
ARC22	Habitacional	Columnas de concreto y muros de mampostería	Losa plana reticular	Ladrillo rojo recocido	E - O

- Uso del edificio. Definir el uso sirve para conocer la carga viva que se asignará a los modelos numéricos de los edificios representativos; el uso habitacional fue el más común como se muestra en la figura 53.

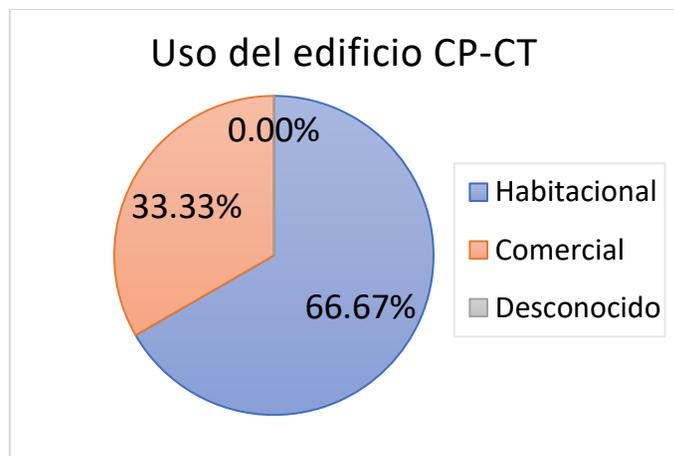


Figura 53 Porcentaje de uso de los edificios representativos

- Sistema estructural y sistema de piso. Los sistemas de pisos que se presentaron fueron de macizas y de losas planas reticulares. En la figura 54 se observa mayor presencia de losas planas, esto se refleja en la figura 55 con un mayor porcentaje en los sistemas de columnas. Los muros presentes son solo de relleno y no transmiten carga.

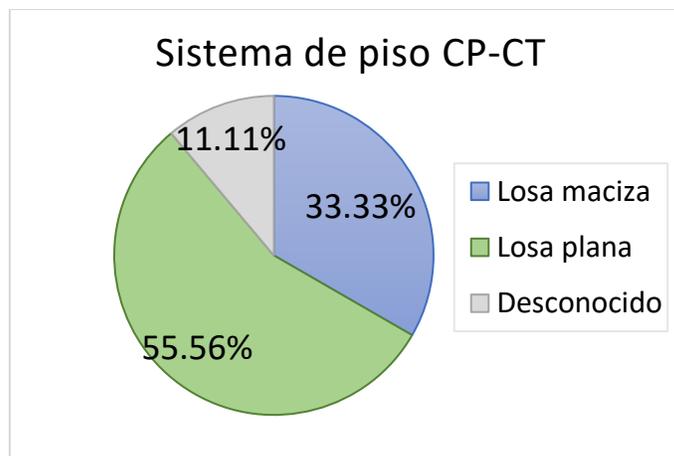
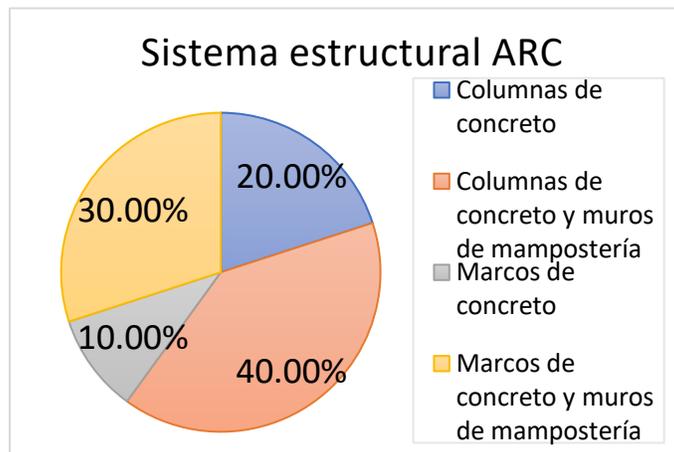


Figura 54 Porcentaje de sistema de pisos de los edificios representativos



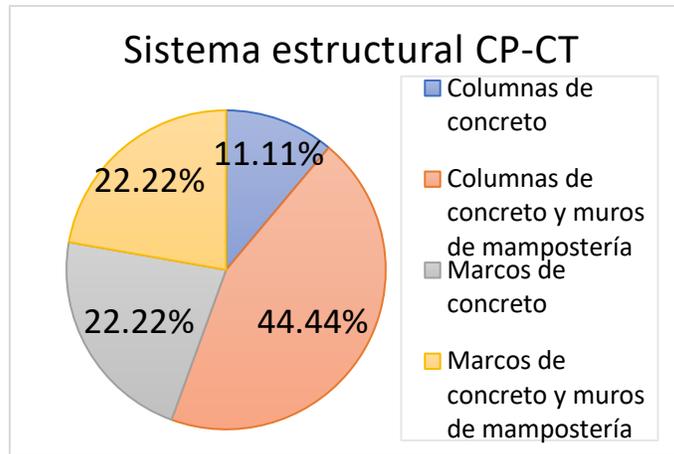
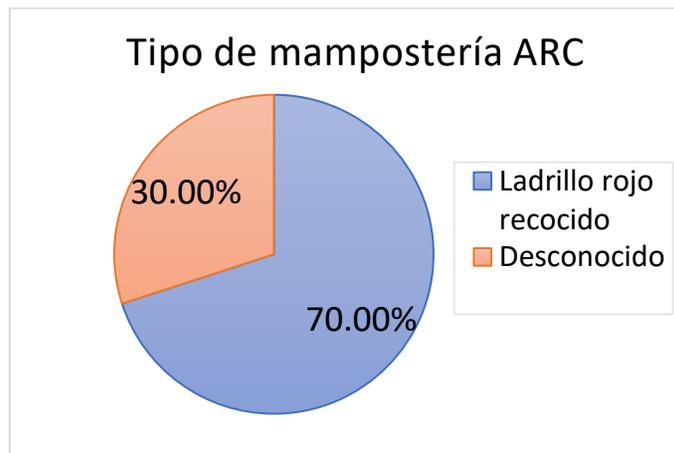


Figura 55 Porcentaje de sistema estructural de los edificios representativos

- Tipo de mampostería. La resistencia y la rigidez varían dependiendo de la mampostería, por la importancia en el modelo numérico, en la figura 56 se muestra un mayor porcentaje para el tabique rojo recocido.



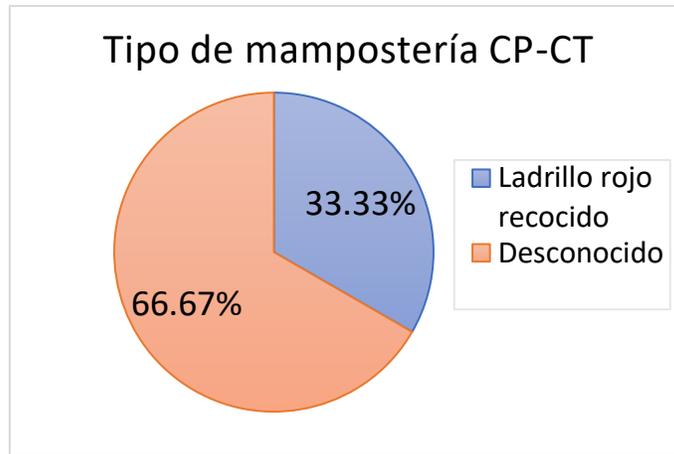
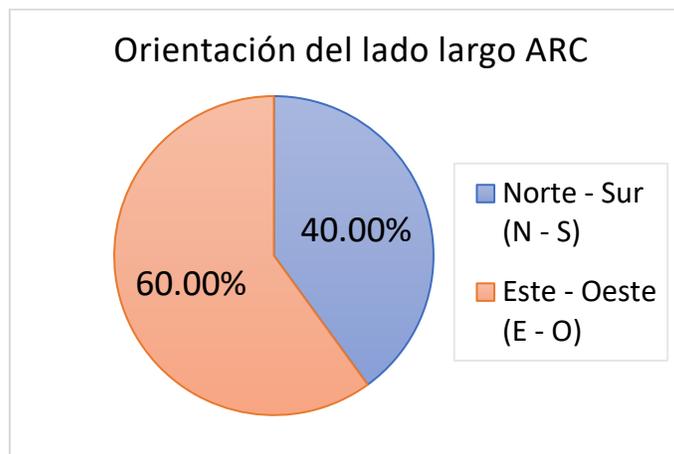


Figura 56 Porcentaje del tipo de mampostería de los edificios representativos

- **Orientación.** Los registros que se les aplicarán a la estructura están divididos en N-S y E-O, obteniendo distintas aceleraciones para cada uno, por ello es necesario definir cuál será la orientación que obtendrán los modelos numéricos a partir de los edificios representativos. La figura 57 muestra la dirección de la dimensión larga de los edificios. Como no hubo una clara tendencia, es conveniente considerar ambas orientaciones.



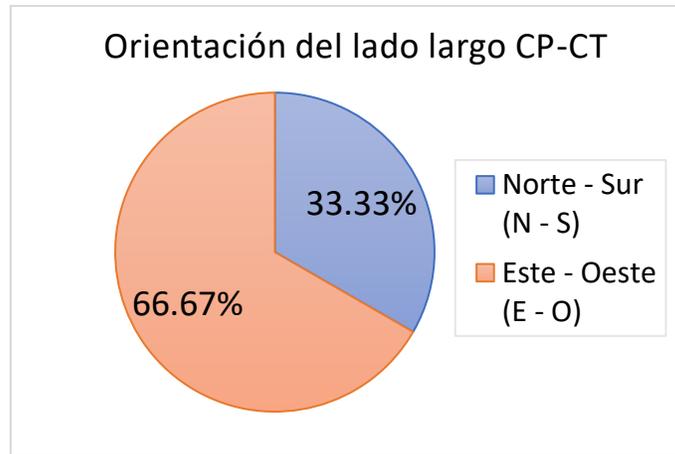


Figura 57 Porcentaje de la orientación del lado largo de los edificios representativos

5.3.1. Resumen de las características de los modelos numéricos

- Se definirán diferentes distribuciones en planta con las medidas mostradas en la figura 53.
- La altura de entrepiso es de 2.70 m.
- Se diseñarán con el reglamento de 1976.
- Serán de uso habitacional.
- El sistema de piso será de losa plana reticular con sistema estructural de columnas.
- La mampostería de los muros será de tabique rojo recocido.
- Se consideran orientaciones N-S y E-O.
- Se consideran tres distintas distribuciones en planta y tres niveles: 4, 6 y 8. Generando una combinación total de nueve modelos a estudiar.

5.4. **Análisis sísmico con el reglamento de 1976**

Los análisis sísmicos se relacionan directamente con el espectro de diseño que indica el reglamento. Este espectro varía dependiendo de la clasificación de la construcción según su uso, su estructuración, su suelo y del factor de ductilidad adoptado. Los edificios diseñados se clasifican de acuerdo con lo siguiente:

- Según su uso: Grupo B. Donde la falla estructural ocasiona pérdidas de magnitud intermedia, como plantas industriales, bodegas, edificio habitacional, hoteles, edificio de oficinas, entre otras.
- Según su estructuración: Tipo 1. Donde las fuerzas provocadas por el sismo son resistidas por marcos, contravientos, muros de carga, muros diafragma, etc.
- Según su suelo: Zona III. En la tabla 16 se muestra el coeficientes sísmicos c , dependiendo del tipo de suelo de donde está cimentado. Este valor es la pseudoaceleración máxima que se encuentra en la meseta del espectro de diseño sin reducir.

Tabla 16 Coeficientes sísmicos para estructuras del grupo B

Zona	c
I (terreno firme)	0.16
II (terreno de transición)	0.20
III (terreno compresible)	0.24

- Reducción por ductilidad: $Q=4$. El factor de ductilidad, en este reglamento, oscila entre 1 a 6. Mientras mayor es el valor, más se reducirá el espectro de diseño, esperando que la deformación de los elementos estructurales disipe la energía generada por el sismo.

Las condiciones para que se genere una buena disipación requiere que las vigas y columnas admitan grandes rotaciones, un buen confinamiento con estribos y que la mayoría de los elementos estructurales de los distintos niveles alcancen el mecanismo de colapso.

Si se consideraran los muros de diafragma en los lados colindantes de los edificios como resistencia lateral, el factor de ductilidad Q debería ser igual a 2. Sin embargo, en este periodo, se ignoraban esos muros y comúnmente se usaba un factor de ductilidad $Q=4$ para la mayoría de los edificios con columnas o marcos de concreto.

El espectro de diseño sísmico se define de acuerdo con las ecuaciones 30-32:

$$a = a_0 + \frac{(c - a_0)T}{T_1} \text{ cuando } T < T_1 \quad (30)$$

$$a = c \text{ cuando } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (31)$$

$$a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r \text{ cuando } T_2 < T \quad (32)$$

donde

T Periodo natural (comúnmente oscila entre 0 a 4 seg).

a_0 Aceleración máxima del suelo.

T_1 Periodo donde inicia la meseta.

T_2 Periodo donde termina la meseta.

r Exponente que define el descenso del espectro de pseudoaceleración.

La tabla 17 indica el valor de las variables a_0 , T_1 , T_2 y r , relacionados con el tipo de suelo, para las tres zonas de la ciudad:

Tabla 17 Valores de las variables a_0 , T_1 , T_2 y r

Zona	c	a0	T1	T2	r
I	0.16	0.03	0.3	0.8	0.5
II	0.2	0.045	0.5	2	0.67
III	0.24	0.06	0.8	3.3	1

La pseudoaceleración elástica S_a se divide entre el factor Q' , obtenido de las ecuaciones 33 y 34 que depende del factor de ductilidad Q .

$$Q' = Q \text{ cuando } T > T_1 \quad (33)$$

$$Q' = 1 + \frac{(Q-1)T}{T_1} \text{ cuando } T \leq T_1 \quad (34)$$

Utilizando las ecuaciones anteriores y los valores de la tabla 17, se forma el espectro de diseño para distintos valores de factor de ductilidad Q como se muestra en la figura 58. Dichos espectros corresponden a un amortiguamiento ξ del 5%.

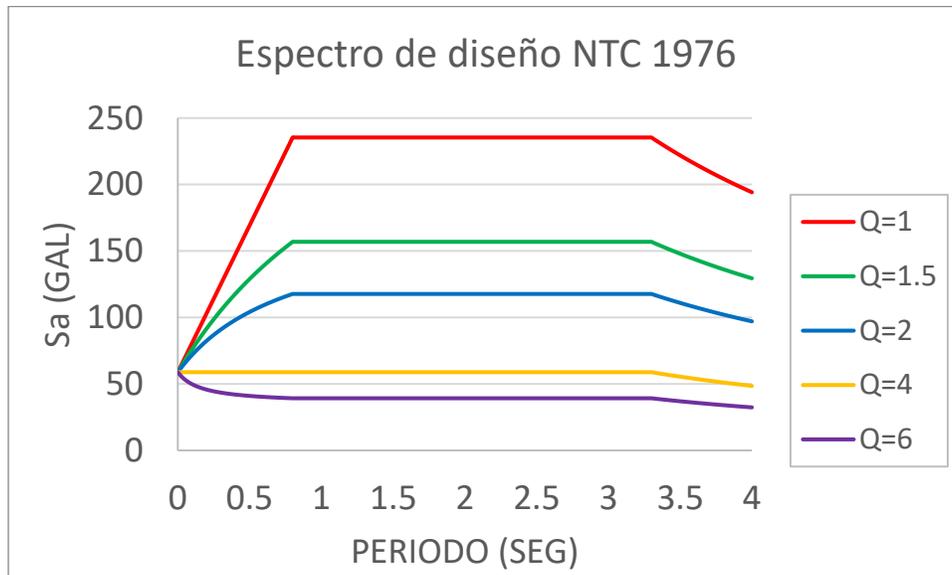


Figura 58 Espectro de diseño y espectros reducidos ($\xi=5\%$) con el reglamento de 1976

Debido a la altura de las estructuras y a su estructuración se decidió aplicar un análisis dinámico modal. El reglamento obliga a considerar el efecto de todos los modos de naturales de vibrar con periodos iguales o mayores a 0.4 s, considerando al menos tres modos de vibrar.

El reglamento especifica que el desplazamiento lateral de cada entrepiso, no deberá superar una deriva de 0.008. Dicho desplazamiento se obtendrá utilizando el espectro de pseudoaceleración sin reducción por ductilidad (Q=1).

5.5. Propiedades de los materiales utilizados en los modelos

El concreto es el material con mayor presencia en los elementos estructurales, se considera una resistencia a la compresión f'_c común de 250 kg/cm² y un módulo de elasticidad que se calcula con la ecuación 35, este valor es menor a las que se utilizan en los reglamentos más recientes pero es un valor que se obtenía en las pruebas de laboratorio recomendado en la norma de 1976. Las propiedades se muestran en la tabla 18.

$$E_c = 10000\sqrt{f'_c} \quad (35)$$

Tabla 18 Propiedades del concreto

Propiedades del concreto		
Resistencia a la compresión f'_c	250	kg/cm ²
Módulo de elasticidad E_c	158113.88	kg/cm ²
Peso específico γ_c	2400	kg/m ³

Las propiedades del acero de refuerzo se encuentran en la tabla 19, valores que siguen usándose actualmente.

Tabla 19 Propiedades de la varilla

Propiedades de la varilla		
Esfuerzo de fluencia f_y	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad E_s	2000000	kg/cm ²
Peso específico γ_s	7850	kg/m ³

Las propiedades del tabique se obtuvieron del reglamento de 1976. La resistencia a compresión f^*_m es de 15 kg/cm² y debido al confinamiento que existe en los muros diafragmas con los castillos y las dalas, las normas permiten aumentar esta resistencia en 4 kg/cm² como se ve en la tabla 20.

El módulo de elasticidad se calcula con la ecuación 36, usado en tabique de barro para cargas de corta duración.

$$E_m = 600f^*_m \quad (36)$$

Tabla 20 Propiedades del tabique

Propiedades del tabique rojo recocido		
Resistencia a la compresión f^*m	19.00	kg/cm ²
Esfuerzo cortante admisible v_m	3.00	kg/cm ²
Módulo de elasticidad E_m	11400	kg/cm ²
Peso específico γ_m	1500	kg/m ³
Módulo de rigidez a cortante G_m	2280	kg/cm ²

5.6. Diseño estructural con el reglamento de 1976

5.6.1. Cargas asignadas en los modelos

Las cargas gravitacionales en los modelos que se consideran es la carga muerta CM, la carga viva CV y el peso propio de los elementos estructurales PP.

Las cargas muertas y vivas tienen diferente valor en la azotea que en los entrepisos. La carga muerta de la azotea (tabla 21) considera el peso del tezontle para el bombeo del agua pluvial y del ladrillo (zotehuela), obteniendo un valor mayor que la carga muerta en el entrepiso de la tabla 22.

Tabla 21 Carga muerta en la azotea

Azotea			
Elemento	Peso volumétrico kg/m³	Espesor	Carga kg/m²
Impermeabilizante			5
Mortero cemento-arena	2100	0.015	31.5
Ladrillos (zotehuela)	1600	0.015	24
Tezontle	1550	0.125	193.75
Plafón yeso	1500	0.02	30
Peso específico del casetón Yca	10	0.25	2.5
Peso adicional por concreto			20
Peso adicional por mortero			20
CM			326.75

Tabla 22 Carga muerta en los entrepisos

Entrepiso			
Elemento	Peso volumétrico kg/m3	Espesor	Carga kg/m2
Piso	2333.33	0.015	35.00
Pegapiso	1500	0.015	22.5
Plafón yeso	1500	0.02	30
Peso específico del casetón Yca	10	0.25	2.5
Peso adicional por concreto			20
Peso adicional por mortero			20
CM			130.00

La carga viva se obtiene del reglamento, se considera un uso habitacional en los entrepisos y un uso de azotea con pendiente menor al 5%. Se añaden dos distintas cargas vivas, la carga viva máxima CVm y la carga viva accidental CVa como se muestra en la tabla 23.

La carga viva máxima se utiliza para el análisis ante cargas gravitacionales y la carga viva accidental para el análisis sísmico.

Tabla 23 Carga viva en el edificio

Destino	CVm kg/m2	CVa kg/m2
Azotea pendiente < 5%	100	70
Habitacional	250	90

El peso propio de la losa plana reticular varía dependiendo del número de niveles que tenga el edificio, principalmente por cambios en las dimensiones de las columnas que provocan incrementos en el tamaño de la zona maciza alrededor de la columna. La dimensión de la zona maciza queda definida por la ecuación 37.

$$L_{zm} = c_2 + 2(2.5 * h) \quad (37)$$

donde

- L_m Dimensión de la zona maciza.
- c_2 Dimensión de la columna paralela a L_m .
- h Espesor total de la losa plana.

El peso propio de la losa de los edificios de cuatro, seis y ocho niveles se muestran en las tablas 24, 25 y 26.

Tabla 24 Peso propio de la losa plana para los edificios de cuatro niveles

Peso propio de la losa plana		
Área del tablero	25	m2
Peralte de la losa	0.3	m
Volumen de losa plana	7.5	m3
Área de casetón 50X50 (36)	-9.00	m2
Área de casetón 50X42.5 (16)	-3.40	m2
Área de casetón 32.5X42.5 (8)	-1.11	m2
Área total de casetones	-13.51	m2
Peralte del casetón	0.25	m
Volumen de casetones	-3.38	m3
Volumen del concreto en la losa	4.12	m3
Peso volumétrico	2400	kg/m3
Peso propio de la losa	9897	kg
Peso por área	395.88	kg/m2

Tabla 25 Peso propio de la losa plana para los edificios de seis niveles

Peso propio de la losa plana		
Área del tablero	25	m2
Peralte de la losa	0.3	m
Volumen de losa plana	7.5	m3
Área de casetón 50X50 (36)	-9.00	m2
Área de casetón 50X42.5 (16)	-3.40	m2
Área de casetón 30X42.5 (8)	-1.02	m2
Área total de casetones	-13.42	m2
Peralte del casetón	0.25	m
Volumen de casetones	-3.36	m3
Volumen del concreto en la losa	4.15	m3
Peso volumétrico	2400	kg/m3

Peso propio de la losa	9948	kg
Peso por área	397.92	kg/m²

Tabla 26 Peso propio de la losa plana para los edificios de ocho niveles

Peso propio de la losa plana		
Área del tablero	25	m ²
Peralte de la losa	0.3	m
Volumen de losa plana	7.5	m ³
Área de casetón 50X50 (36)	-9.00	m ²
Área de casetón 50X42.5 (16)	-3.40	m ²
Área de casetón 25X42.5 (8)	-0.85	m ²
Área total de casetones	-13.25	m ²
Peralte del casetón	0.25	m
Volumen de casetones	-3.31	m ³
Volumen del concreto en la losa	4.19	m ³
Peso volumétrico	2400	kg/m ³
Peso propio de la losa	10050	kg
Peso por área	402.00	kg/m²

Los edificios tienen muros de mampostería de piso a techo en las caras colindantes a otros predios (tabla 27) y pretilas de mampostería de 1 m de altura en las caras colindantes a las calles (tabla 28). La división de espacios en el interior se realiza con muros de tablaroca con un peso casi despreciable como se muestra en la tabla 29. La ubicación de cada muro se presenta en la figura 59.

Tabla 27 Peso lineal del muro de mampostería

Muros de mampostería		
Espesor del muro t	15	cm
Peso específico γ_m	1500	kg/m ³
Altura del muro h	240	cm
Carga lineal por muro CMm	540.00	kg/m

Tabla 28 Peso lineal del pretil

Pretilas		
Espesor del muro t	15	cm
Peso específico γ_m	1500	kg/m ³
Altura del muro h	100	cm
Carga lineal por muro CMP	225.00	kg/m

Tabla 29 Peso lineal del muro de tablaroca

Muros de tablaroca		
Altura de muros	240	cm
Peso por m2	7.6	kg/m2
Peso lineal CMT	18.24	kg/m

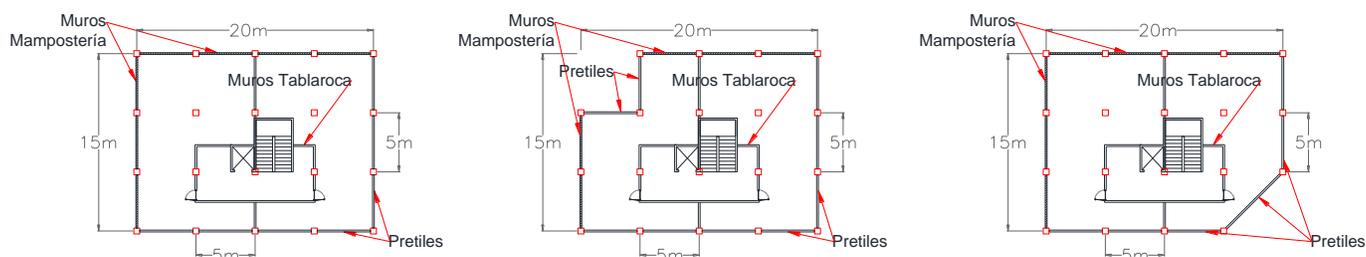


Figura 59 Ubicación de los muros en los modelos numéricos

5.6.2. Combinación de cargas

El análisis y diseño basado en el reglamento de 1976 especifica una combinación de carga para acciones gravitacionales con sus respectivos factores de carga, como se indica en la ecuación 38, la carga muerta CM incluye el peso propio de los materiales y se usa el valor de la carga viva máxima CV_m . Para el análisis sísmico se considera la carga muerta CM y la carga viva accidental CV_a , incluyendo la fuerza lateral proveniente del espectro de diseño en ambas direcciones y todas sus combinaciones posibles, como se indica en las ecuaciones 39 a 47.

$$1.4[CM + CV_m] \quad (38)$$

$$1.1[CM + CV_a + S_x + 0.3S_y] \quad (40)$$

$$1.1[CM + CV_a + S_x - 0.3S_y] \quad (41)$$

$$1.1[CM + CV_a + S_y + 0.3S_x] \quad (42)$$

$$1.1[CM + CV_a + S_y - 0.3S_x] \quad (43)$$

$$1.1[CM + CVa - Sx + 0.3Sy] \quad (44)$$

$$1.1[CM + CVa - Sx - 0.3Sy] \quad (45)$$

$$1.1[CM + CVa - Sy + 0.3Sx] \quad (46)$$

$$1.1[CM + CVa - Sy - 0.3Sx] \quad (47)$$

5.6.3. Modelo de viga equivalente

El diseño estructural con el procedimiento señalado en el reglamento de 1976, genera un análisis bidimensional de vigas y columnas de alguno de los ejes intermedios en ambas direcciones horizontales de análisis. Debido a que el sistema de piso es losa plana y carece de vigas, se realiza un modelo equivalente donde se suma el ancho de las nervaduras para formar una viga equivalente, que depende del tipo de análisis que se esté realizando.

El tamaño de las nervaduras será el mismo en todos los modelos Hay tres distintas nervaduras: NerP, NerS y NerT, sin importar el número de niveles como se muestra en la figura 60.

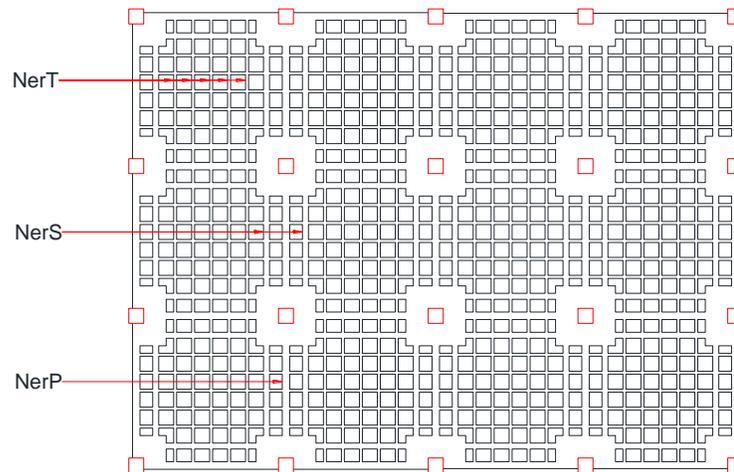


Figura 60 Ubicación de las nervaduras en la losa plana

Para el análisis ante cargas gravitacionales, las cargas se determinan con base en un área tributaria de la mitad del tablero por cada lado, así como la sumatoria de los anchos de las nervaduras, como lo señala la figura 61. El ancho del patín de la viga equivalente es distinto en la zona aligerada (figura 62) y donde se encuentra la zona maciza (figuras 63). Por la diferencia de rigidez que tendría cada sección de la viga, es necesario considerar el cambio de sección en el análisis.

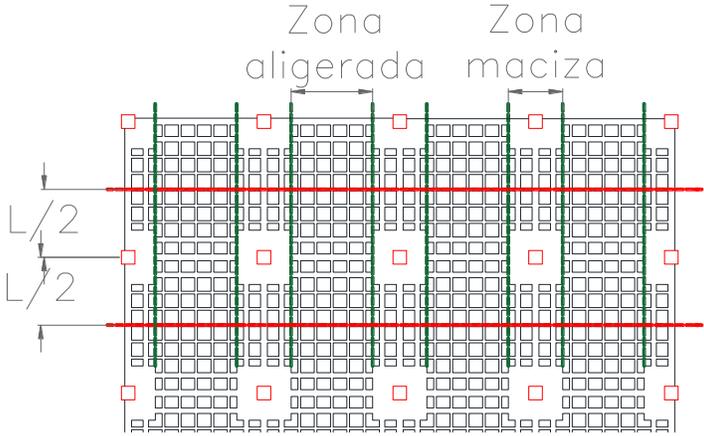


Figura 61 Área tributaria y zonas aligeradas y macizas en un eje intermedio para un análisis gravitacional

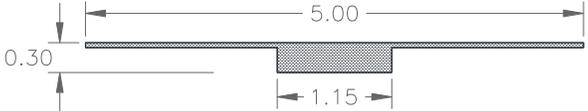


Figura 62 Sección transversal de viga equivalente en zona aligerada para un análisis gravitacional

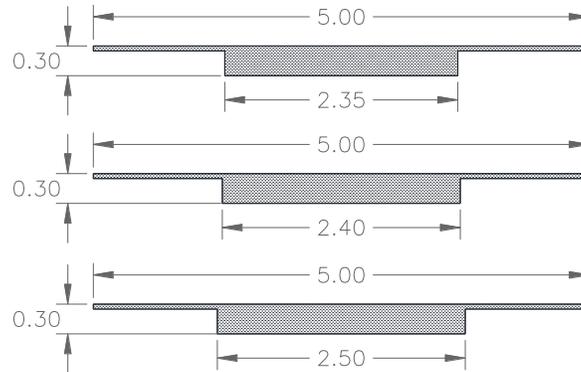


Figura 63 Sección transversal de viga equivalente en zona maciza para un análisis gravitacional para edificios de cuatro, seis y ocho niveles (en orden descendente)

Los análisis se desarrollaron en el programa ETABS v20, especializado en análisis elásticos de edificios ante cargas gravitacionales y sísmicas. Se restringieron grados de libertad de los elementos estructurales para que solo trabajaran en dos dimensiones y se agregaron las cargas muertas y vivas como cargas uniformemente distribuidas.

Se crearon dos modelos por cada edificio con distinto número de niveles para representar el análisis en cada dirección, dando un total de tres grupos de dos modelos como se muestra en las figuras 64 a 66.

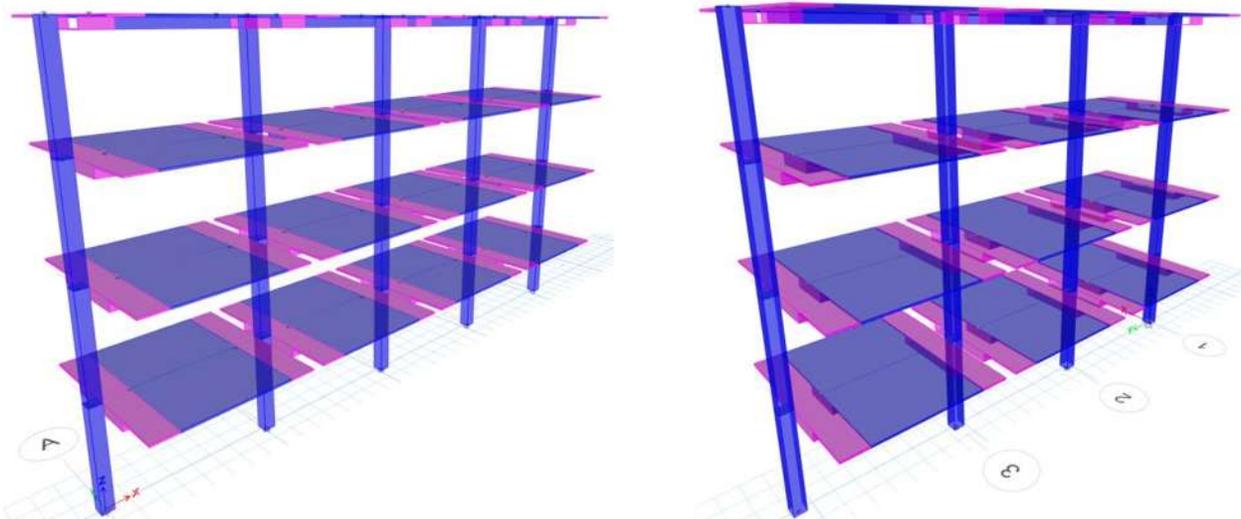


Figura 64 Modelo de edificio de cuatro niveles para análisis gravitacional en la dirección larga (izquierda) y en la dirección corta (derecha)

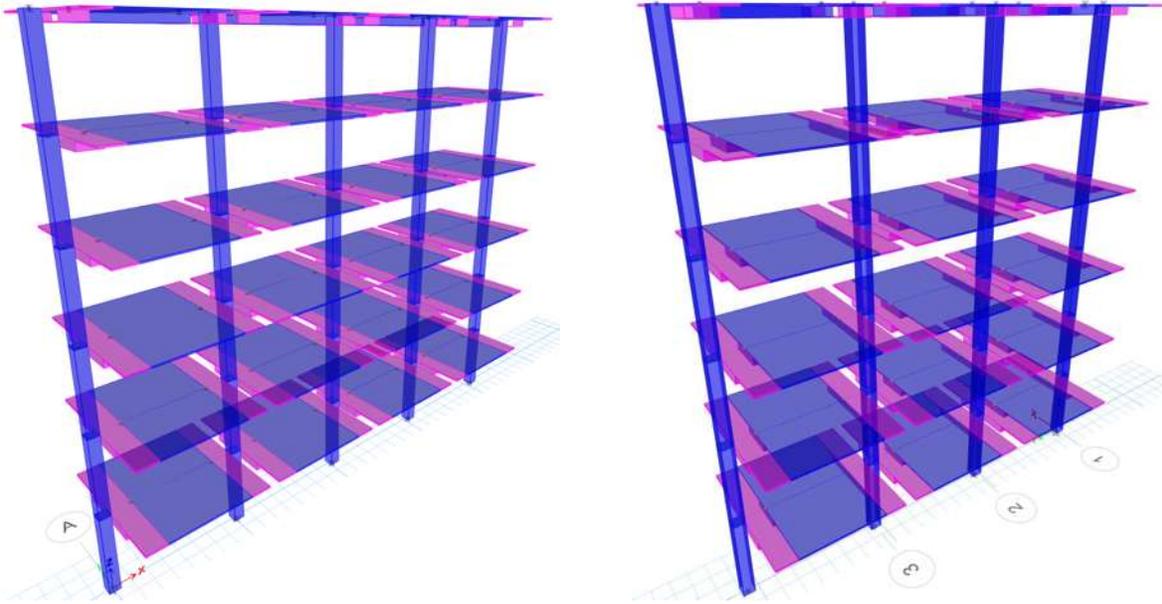


Figura 65 Modelo de edificio de seis niveles para análisis gravitacional en la dirección larga (izquierda) y en la dirección corta (derecha)

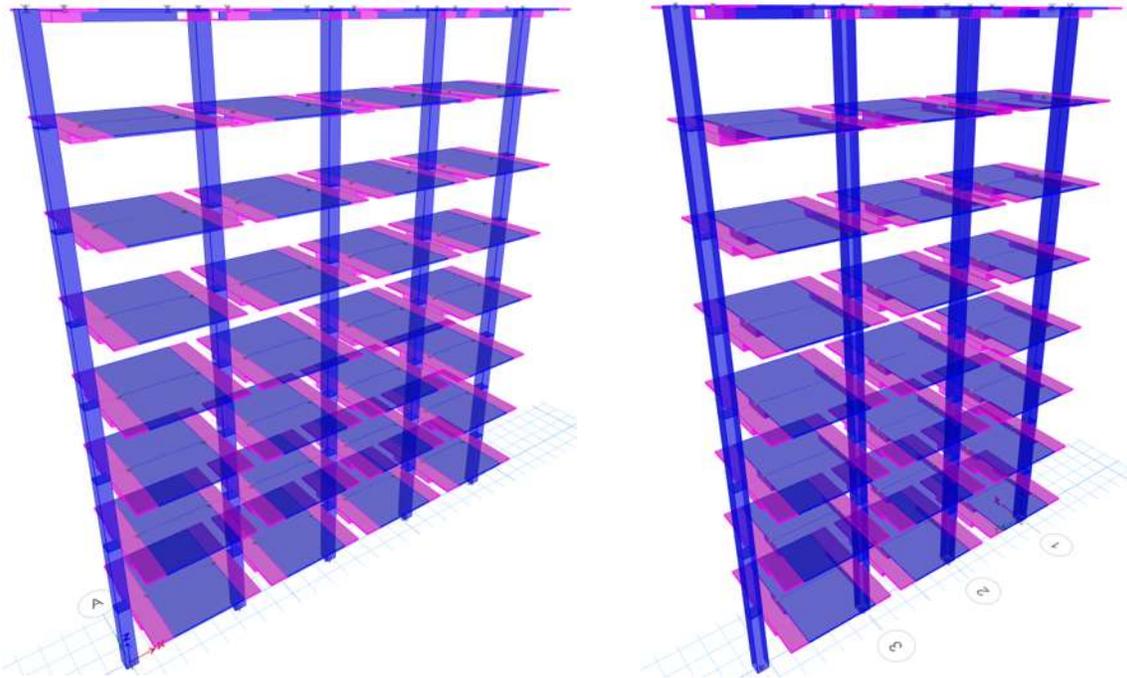


Figura 66 Modelo de edificio de ocho niveles para análisis gravitacional en la dirección larga (izquierda) y en la dirección corta (derecha)

El análisis ante cargas sísmicas ocupa un modelo de viga equivalente distinto al gravitacional. El ancho equivalente de losa se determina ahora con la ecuación 48. Con ello se define cuantas nervaduras que trabajan como viga cuando existe una carga lateral.

$$b = c_2 + 3h \quad (48)$$

donde

b Ancho de la viga equivalente.

c_2 Dimensión de la columna paralelo al ancho de la viga equivalente.

h Espesor de la losa plana.

Al depender de la dimensión de la columna, el ancho de la viga equivalente (figura 67) dependerá del número de niveles del edificio teniendo las dimensiones que se muestran en las figuras 68 y 69

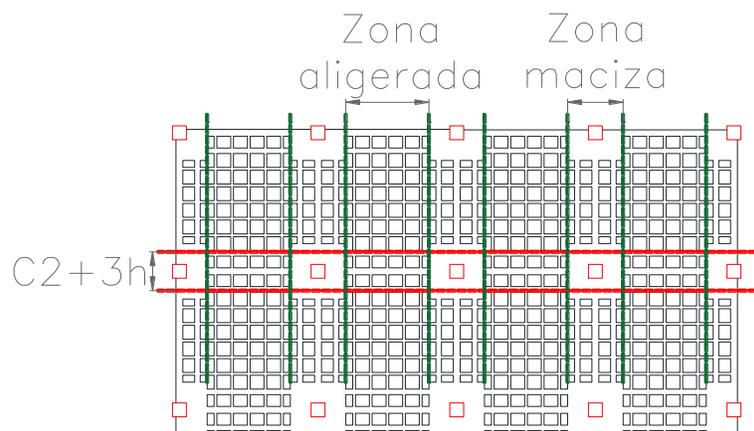


Figura 67 Ancho y zonas aligeradas y macizas en un eje intermedio para un análisis sísmico

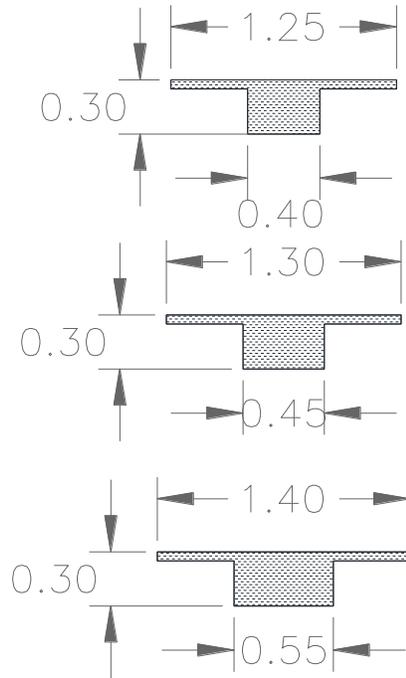


Figura 68 Sección transversal de viga equivalente en zona aligerada para un análisis sísmico para edificios de cuatro, seis y ocho niveles (en orden descendente)

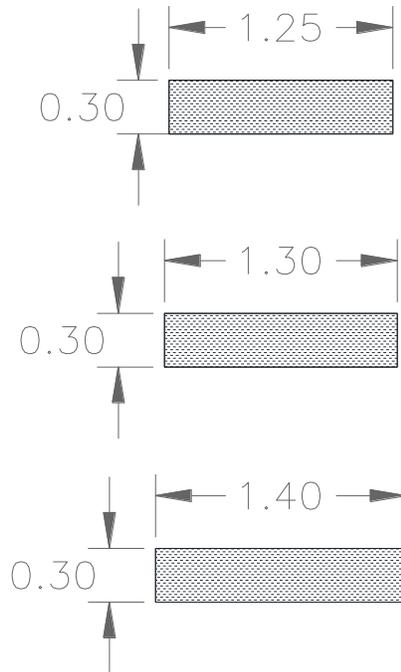


Figura 69 Sección transversal de viga equivalente en zona maciza para un análisis sísmico para edificios de cuatro, seis y ocho niveles (en orden descendente)

En este modelo es necesario agregar las cargas como en el modelo gravitacional para que sea considerado como masa, pues recordando la ecuación 49 el periodo T de un sistema de un grado de libertad está relacionado a la masa de la estructura y a su vez, relacionada con la pseudoaceleración.

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}} \quad (49)$$

donde

T Periodo de la estructura.

k Rigidez lateral de la estructura.

m Masa de la estructura.

Como en los modelos gravitacionales, se crearon dos modelos por cada edificio con distinto número de niveles para representar el análisis en cada dirección, dando un total de tres grupos de dos modelos como se muestra en las figuras 70 a 72.

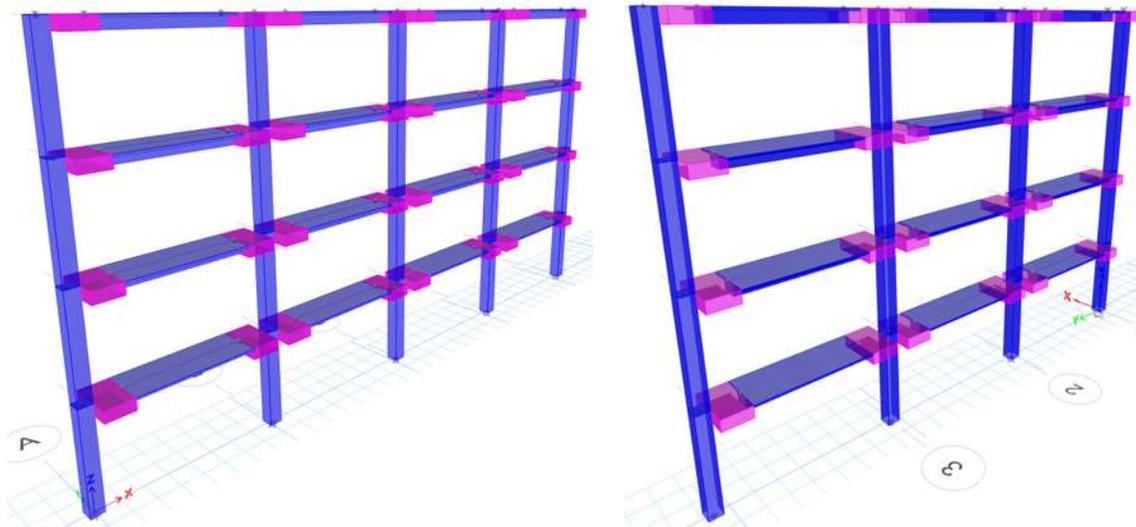


Figura 70 Modelo de edificio de cuatro niveles para análisis sísmico en dirección larga (izquierda) y dirección corta (derecha)

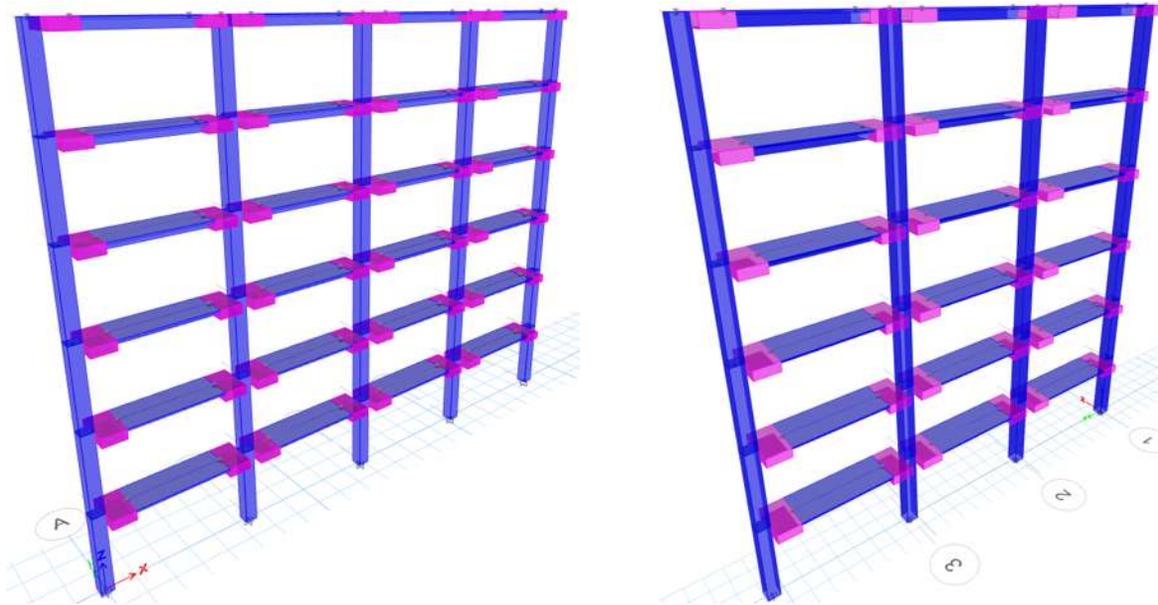


Figura 71 Modelo de edificio de seis niveles para análisis sísmico en dirección larga (izquierda) y dirección corta (derecha)

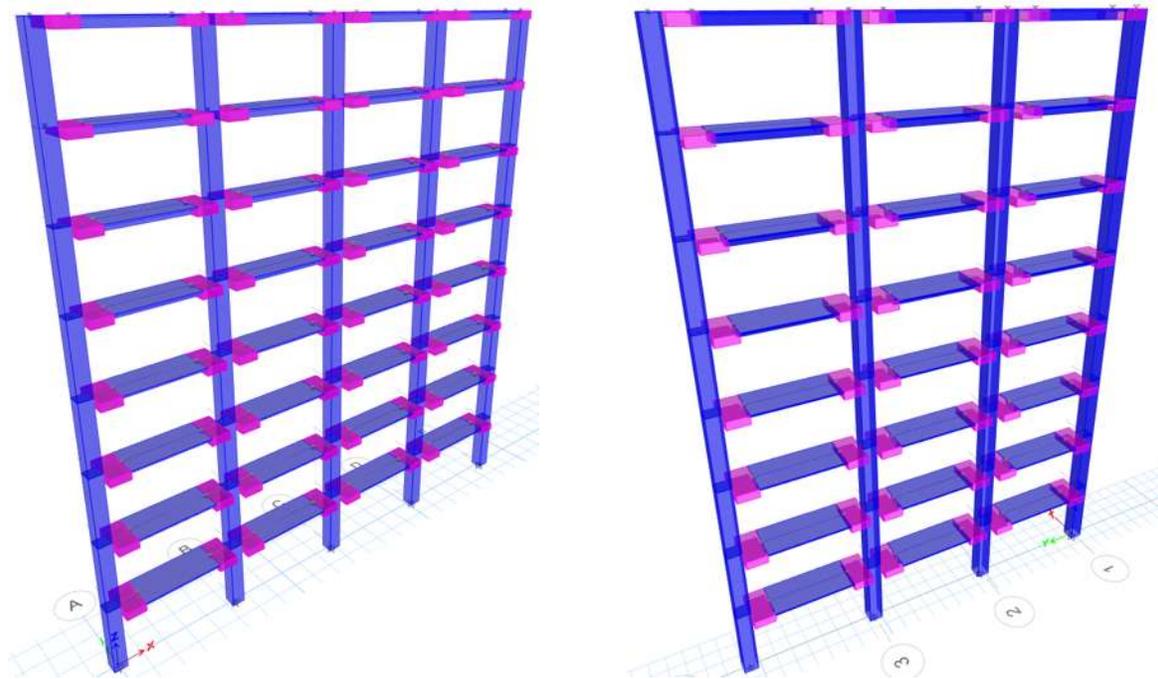


Figura 72 Modelo de edificio de ocho niveles para análisis sísmico en dirección larga (izquierda) y dirección corta (derecha)

El diseño estructural además de cumplir con las demandas de resistencia por cargas gravitacionales y cargas sísmicas reducidas, debe cumplir también con la deriva máxima permitida de 0.008. Esta revisión se hace utilizando los espectros de diseño sin reducir.

En las figuras 73 a 75 se muestran las derivas máximas, confirmando su cumplimiento con lo indicado en el reglamento de 1976.

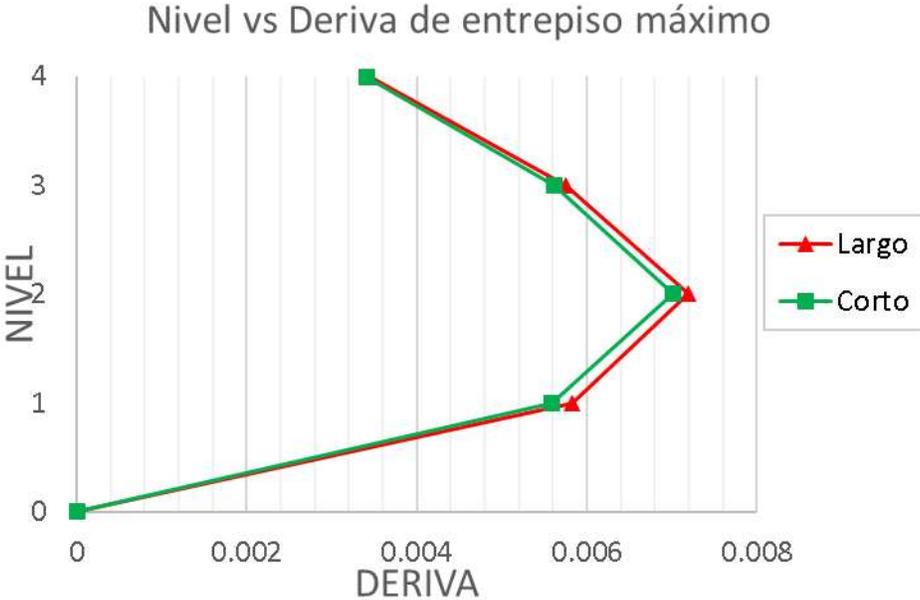


Figura 73 Nivel vs Deriva de entrepiso máximo para el modelo de cuatro niveles

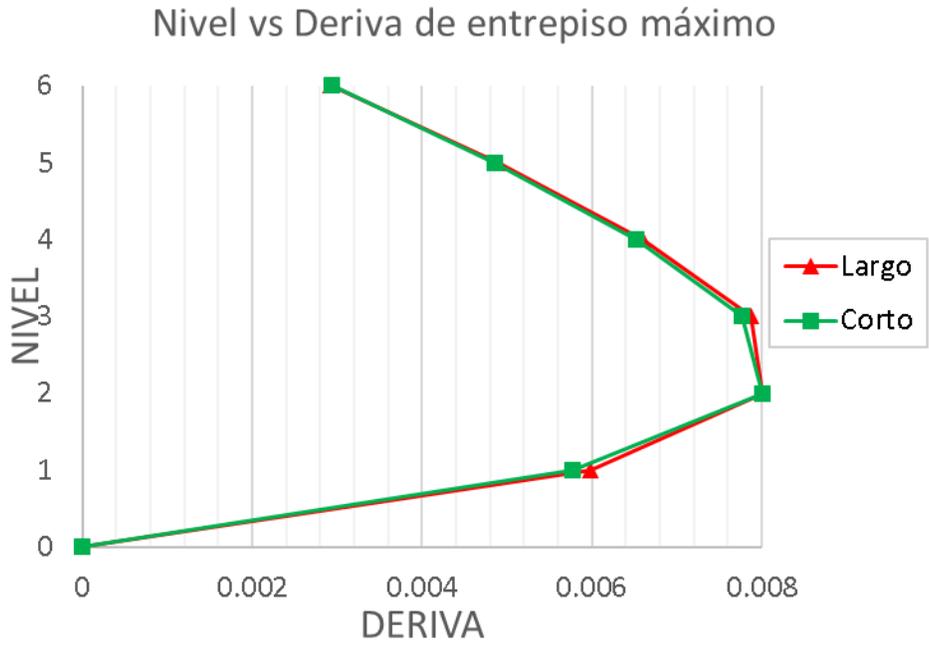


Figura 74 Nivel vs Deriva de entrepiso máximo para el modelo de seis niveles

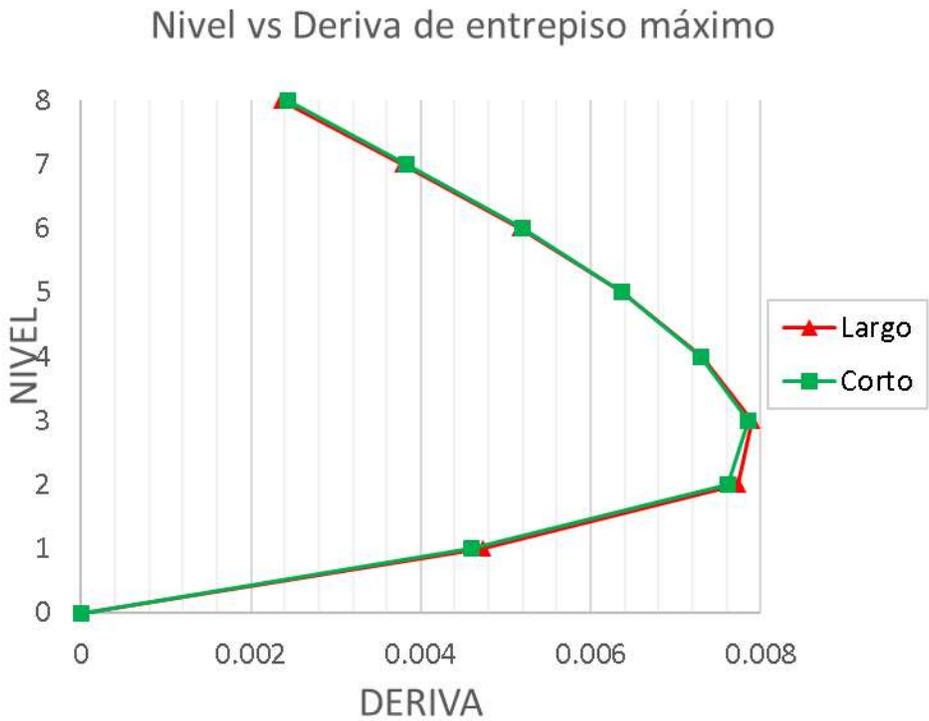


Figura 75 Nivel vs Deriva de entrepiso máximo para el modelo de ocho niveles

5.7. Acero de refuerzo de los elementos estructurales

El diseño estructural de un edificio con losa plana utilizando el método de la viga equivalente se realiza bajo cargas gravitacionales y bajo la combinación de carga gravitacional y sísmica para cada combinación de carga.

Los elementos estructurales de interés son las columnas, vigas y nervaduras, debido a su comportamiento no lineal cuando se presenta un sismo. En la figura 76 se muestra la separación entre los ejes de las nervaduras en uno de los tableros, mismo que se repite en el resto de los tableros del edificio.

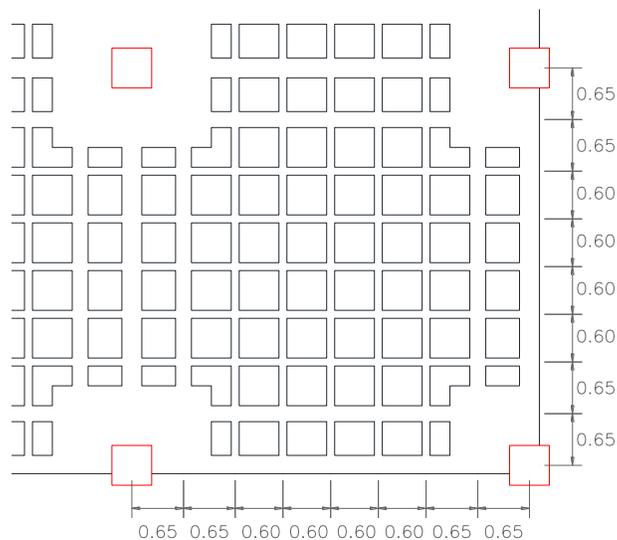


Figura 76 Separación entre los ejes de las nervaduras (dimensiones en metros)

Aunque hay tres distintas plantas geométricas (rectangular, entrante y ochava), el diseño estructural se respeta porque el eje intermedio utilizado para los análisis se conserva en todos los casos. Hay una excepción en el modelo de ochava, pues para conectar las columnas se requiere una viga para la hipotenusa del triángulo formado en ese tablero.

En las figuras 77, 78 y 79 se muestra la sección transversal y acero de refuerzo de los elementos estructurales, mientras que en la figura 80 se presenta el tamaño de las zonas macizas para los modelos dependiendo de su número de niveles.

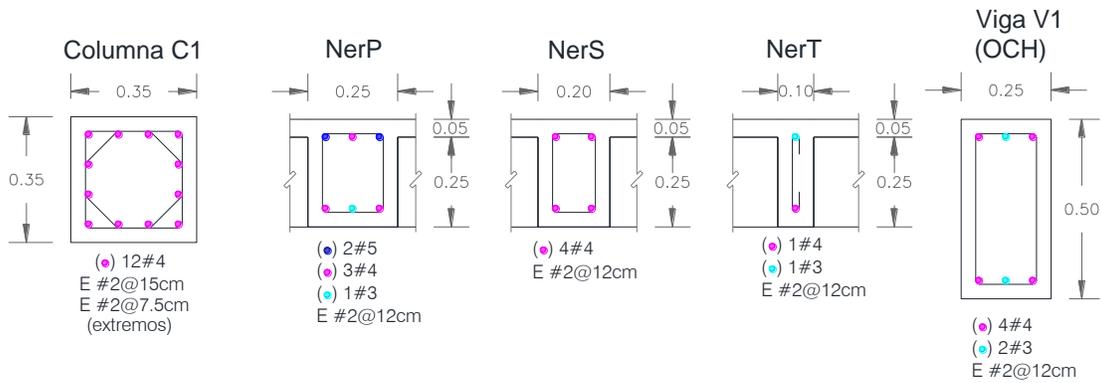


Figura 77 Acero de refuerzo en elementos estructurales en edificios de cuatro niveles (dimensiones en metros)

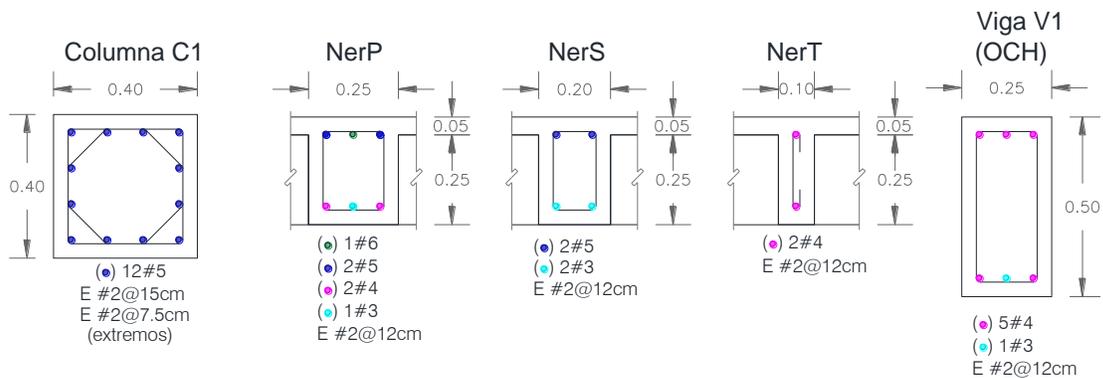


Figura 78 Acero de refuerzo en elementos estructurales en edificios de seis niveles (dimensiones en metros)

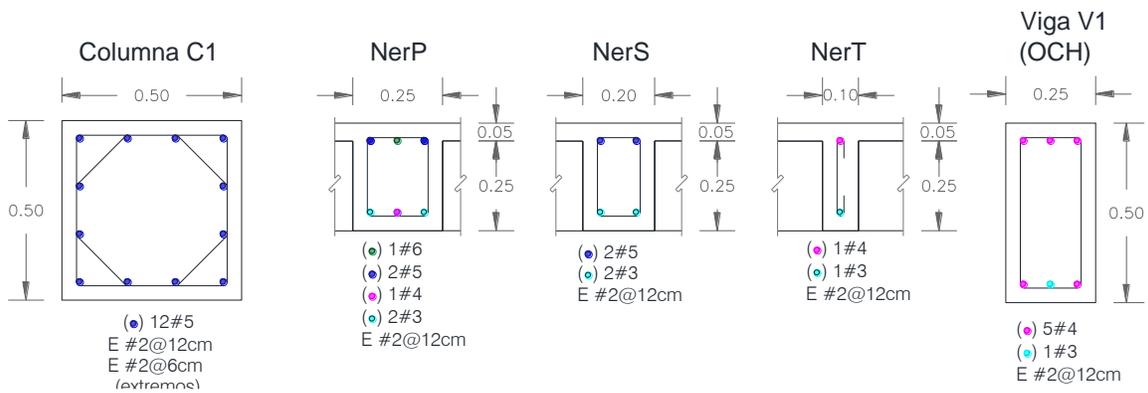


Figura 79 Acero de refuerzo en elementos estructurales en edificios de ocho niveles (dimensiones en metros)

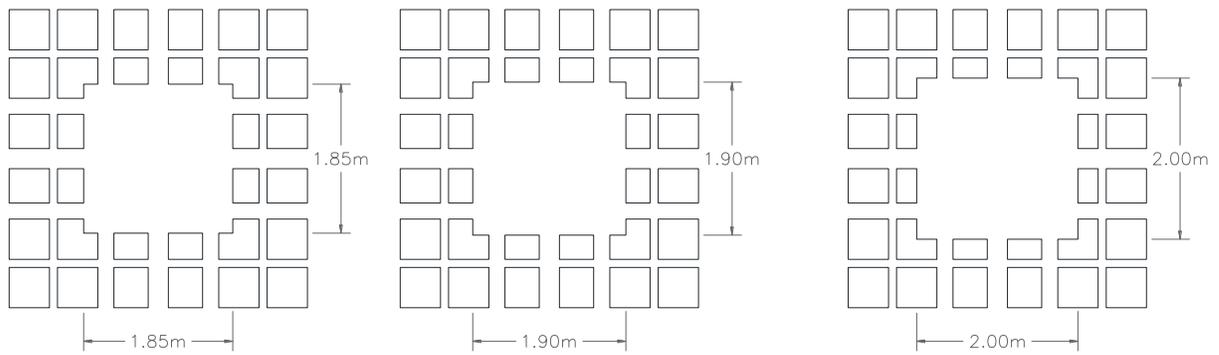


Figura 80 Dimensiones de las zonas macizas de los niveles 4, 6 y 8 (Izq. a der.)

Las figuras 81, 82 y 83 indican la ubicación de los elementos estructurales en planta, para cada tipología estudiada.

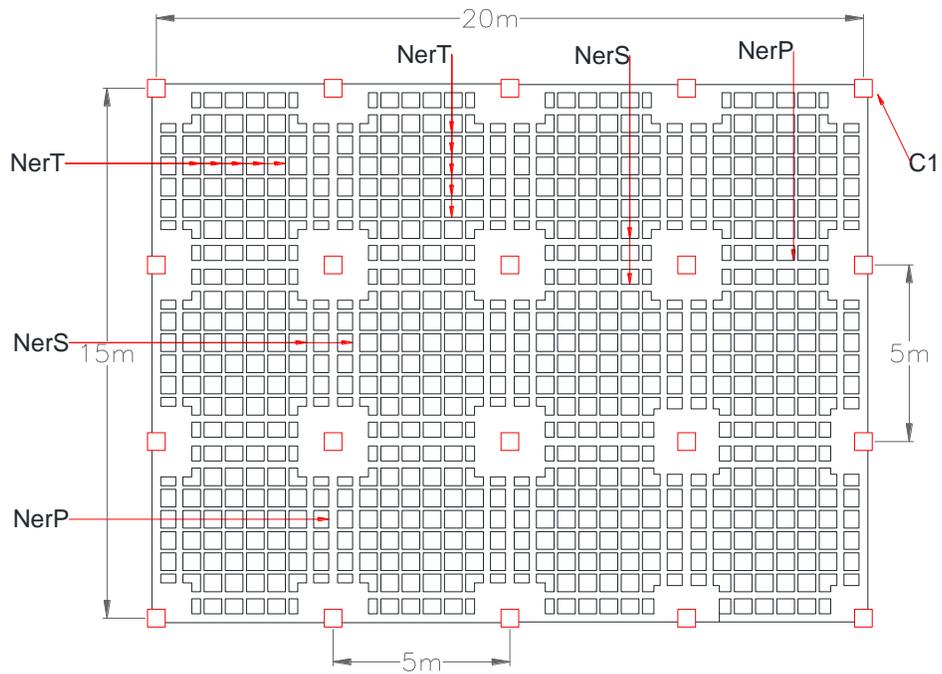


Figura 81 Ubicación de los elementos estructurales en edificios rectangulares

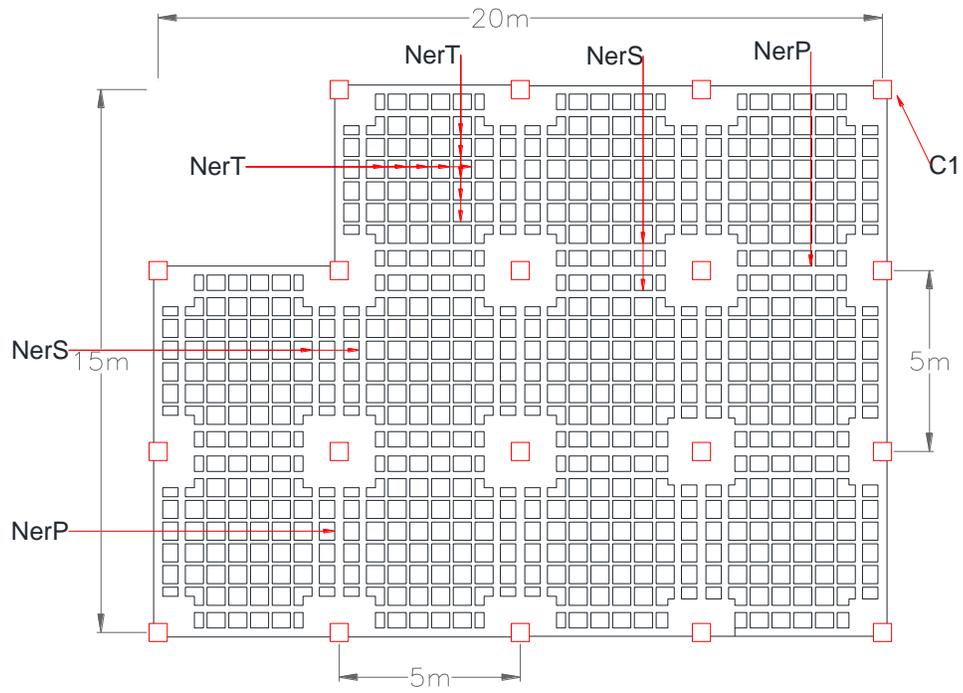


Figura 82 Ubicación de los elementos estructurales en edificios con entrante

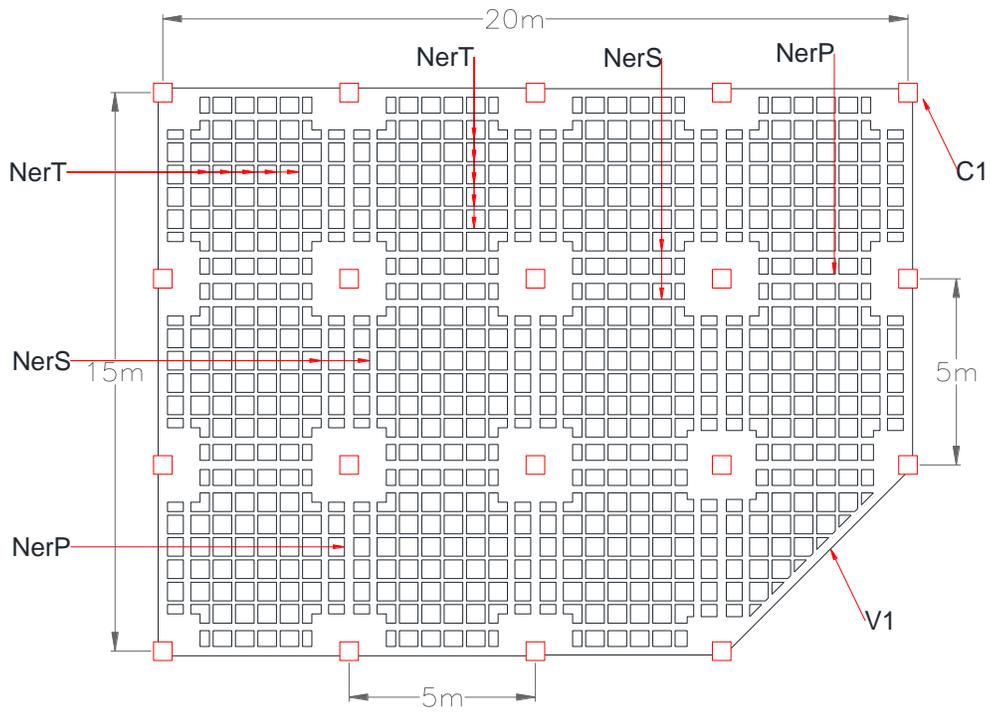


Figura 83 Ubicación de los elementos estructurales en edificios con ochava

5.8. Propiedades dinámicas de los modelos numéricos

A partir de un análisis modal se determinan las frecuencias naturales o periodos de la estructura, dependiendo de su rigidez lateral y su masa. Cada modo de vibrar tendrá una participación de su masa en sus direcciones horizontales y vertical, mientras mayor sea la participación de masa, mayor será su importancia.

Por otro lado, cuando una estructura se somete a un análisis dinámico, la frecuencia dominante del movimiento es relevante, produciendo mayor desplazamiento y daños cuando las frecuencias de la carga y de la estructura son similares.

La obtención de la rigidez de los elementos estructurales depende, entre otras cosas, de su momento de inercia. No obstante, sería erróneo considerar el 100%, pues con el tiempo el elemento pierde agua, es golpeado y es sometido a cargas gravitacionales y accidentales que le provocan agrietamiento en la sección, disminuyendo su momento de inercia.

La inercia bruta (sin agrietar) de los elementos de sección rectangular se calcula con la ecuación 50:

$$I = \frac{1}{12}bh^3 \quad (50)$$

donde:

I Momento de inercia.

b Ancho de la sección.

h Peralte total de la sección.

La inercia agrietada de las columnas, nervaduras y vigas se obtendrá usando el programa "SAP2000 v23", que considera el acero de refuerzo y la demanda axial en las columnas. La demanda axial se obtiene de un análisis gravitacional con la combinación de cargas CM + CVm.

Las tablas 30 a 32 muestran el porcentaje de la inercia bruta que se considerará en la inercia agrietada de los modelos numéricos.

Tabla 30 Porcentaje de inercia bruta para la inercia agrietada de los modelos numéricos de cuatro niveles

Elementos	Inercia bruta (cm4)	Carga axial (kg)	Inercia agrietada (cm4)	Porcentaje de Inercia
Columnas 35X35	125052.08	-91937.78	66163.41	53%
Nervadura P. 25X30	56250.00		19616.23	35%
Nervadura S. 20X30	45000.00		13447.39	30%
Nervadura T. 10X30	22500.00		5334.20	24%
Viga 25X50	260416.67		59863.56	23%

Tabla 31 Porcentaje de inercia bruta para la inercia agrietada de los modelos numéricos de seis niveles

Elementos	Inercia bruta (cm4)	Carga axial (kg)	Inercia agrietada (cm4)	Porcentaje de Inercia
Columnas 40X40	213333.33	-133341.88	126015.62	59%
Nervadura P. 25X30	56250.00		23201.09	41%
Nervadura S. 20X30	45000.00		12381.78	28%
Nervadura T. 10X30	22500.00		6684.97	30%
Viga 25X50	260416.67		64039.84	25%

Tabla 32 Porcentaje de inercia bruta para la inercia agrietada de los modelos numéricos de ocho niveles

Elementos	Inercia bruta (cm4)	Carga axial (kg)	Inercia agrietada (cm4)	Porcentaje de Inercia
Columnas 50X50	520833.33	-177811.13	282832.73	54%
Nervadura P. 25X30	56250.00		21411.79	38%
Nervadura S. 20X30	45000.00		12381.78	28%
Nervadura T. 10X30	22500.00		5334.20	24%
Viga 25X50	260416.67		64039.84	25%

La tabla 33 muestra las propiedades dinámicas de los modelos numéricos, incluyendo los primeros cuatro modos de vibrar que representan un acumulado de la participación de masa del 90% aproximadamente.

Tabla 33 Modos de vibrar y participación de masas en los modelos numéricos

Modelo	Modo 1			Modo 2				
	Periodo(s)	Masa UX	Masa UY	Masa RZ	Periodo(s)	Masa UX	Masa UY	Masa RZ
N4 REC	1.088	21.92%	40.21%	22.38%	0.5408	50.95%	35.39%	0.79%
N4 ENT	1.087	22.73%	42.95%	18.81%	0.5938	50.22%	35.28%	1.31%
N4 OCH	1.074	21.80%	40.01%	22.98%	0.532	50.81%	35.53%	0.82%
N6 REC	1.419	20.94%	38.78%	21.94%	0.7727	48.87%	34.13%	0.83%
N6 ENT	1.418	21.67%	41.54%	18.35%	0.8446	48.02%	33.98%	1.43%
N6 OCH	1.399	20.76%	38.61%	22.42%	0.761	48.77%	34.23%	0.88%
N8 REC	1.77	20.16%	37.73%	21.37%	1.016	47.57%	33.18%	0.88%
N8 ENT	1.771	20.82%	40.53%	17.87%	1.107	46.72%	32.92%	1.52%
N8 OCH	1.742	19.95%	37.60%	21.85%	1.001	47.52%	33.23%	0.93%

Modelo	Modo 3			Modo 4				
	Periodo(s)	Masa UX	Masa UY	Masa RZ	Periodo(s)	Masa UX	Masa UY	Masa RZ
N4 REC	0.3354	1.41%	3.33%	65.67%	0.3097	15.39%	12.43%	1.06%
N4 ENT	0.3365	0.21%	0.31%	67.74%	0.3293	16.35%	12.79%	1.27%
N4 OCH	0.3314	1.29%	3.18%	65.35%	0.3063	15.80%	12.69%	0.86%
N6 REC	0.4533	9.35%	5.59%	62.10%	0.4416	7.39%	9.71%	1.99%
N6 ENT	0.4881	12.84%	6.27%	64.41%	0.4422	3.78%	6.30%	1.79%
N6 OCH	0.4487	9.95%	5.98%	61.71%	0.4361	7.10%	9.44%	2.07%
N8 REC	0.6061	13.22%	9.26%	60.27%	0.5477	3.37%	5.80%	2.37%
N8 ENT	0.6551	13.35%	6.58%	62.50%	0.5478	3.15%	5.78%	1.98%
N8 OCH	0.6002	13.57%	9.42%	59.84%	0.54	3.33%	5.77%	2.39%

Modelo	Acumulado		
	Masa UX	Masa UY	Masa RZ
N4 REC	89.67%	91.36%	89.90%
N4 ENT	89.51%	91.33%	89.13%
N4 OCH	89.70%	91.41%	90.01%
N6 REC	86.55%	88.20%	86.86%
N6 ENT	86.31%	88.09%	85.98%
N6 OCH	86.58%	88.26%	87.08%
N8 REC	84.32%	85.97%	84.89%
N8 ENT	84.04%	85.81%	83.87%
N8 OCH	84.37%	86.02%	85.01%

Es importante aclarar que dichas propiedades solo son válidas mientras los elementos estructurales se encuentren en el intervalo elástico, de otro modo habría cambios en la rigidez lateral del sistema estructural.

A pesar de las diferencias que existen en la distribución de plantas como la masa o la rigidez lateral, los periodos y las participaciones de masa se mantuvieron aproximadamente iguales en los modelos numéricos con mismo número de niveles, lo que beneficia la comparación en sus análisis a desarrollar.

El periodo del primer modo de vibrar de los modelos numéricos varía entre 1.074 s y 1.771 s, valores más altos de lo esperado por el número de niveles, lo que indica que los edificios son muy flexibles. La flexibilidad se debe principalmente al sistema de losa plana y a la falta de muros que proporcionen resistencia lateral adicional al proporcionado por las columnas.

Los periodos de los modelos numéricos coinciden con los intervalos de periodos con mayor pseudoaceleración mostrados en los espectros de respuesta de los registros de las zona II, IIIa y IIIb en las figuras 39, 40 y 41.

La participación de masas en cada modo de vibrar es mixta, reflejo de la torsión que sufren los modelos numéricos debido a los muros diafragmas.

Las formas modales de cada modelo ayudan a entender el comportamiento del edificio ante una carga dinámica. En los modelos numéricos generados, las dos primeras formas modales son las más importantes al concentrar más del 65% de su participación de masa en ambas direcciones.

La forma modal del primer modo se muestra en la figura 84 y representa el comportamiento esperado, donde la esquina sin ningún muro tiene una gran deformación, mientras que la esquina con muros en ambas direcciones tiene muy poca deformación.

La forma modal del segundo modo se muestra en la figura 85. El edificio se mueve diagonalmente teniendo como eje una línea imaginaria formada por la columna de la esquina con muros en ambas direcciones y la columna de la esquina sin muros.

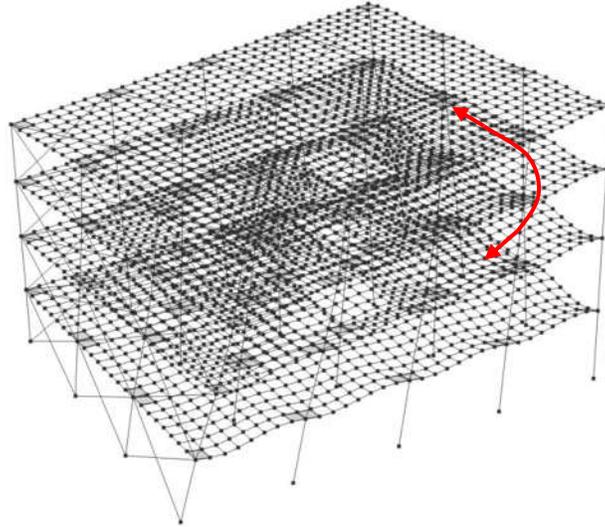


Figura 84 Primer modo de vibrar del edificio N4 REC

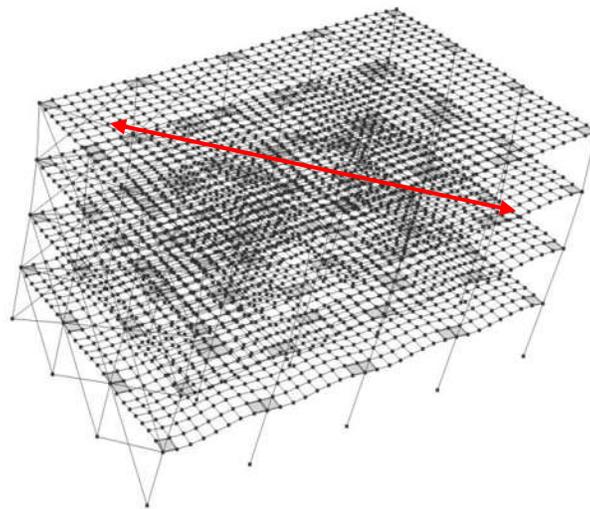


Figura 85 Segundo modo de vibrar del edificio N4 REC

Las formas modales del modo 3 y 4 de los modelos numéricos de cuatro niveles se intercambian en los modelos numéricos de seis y ocho niveles.

La figura 86 muestra la forma modal del tercer modo del edificio N4 REC, donde se muestra el desplazamiento horizontal de la losa de la planta baja en dirección contraria al desplazamiento de la losa de azotea.

La figura 87 muestra la forma modal del modo 4 del edificio N4 REC, donde ocurre lo contrario a la forma modal del modo 1, donde la esquina sin ningún muro tiene poca deformación, mientras que la esquina con muros en ambas direcciones tiene muy mucha deformación.

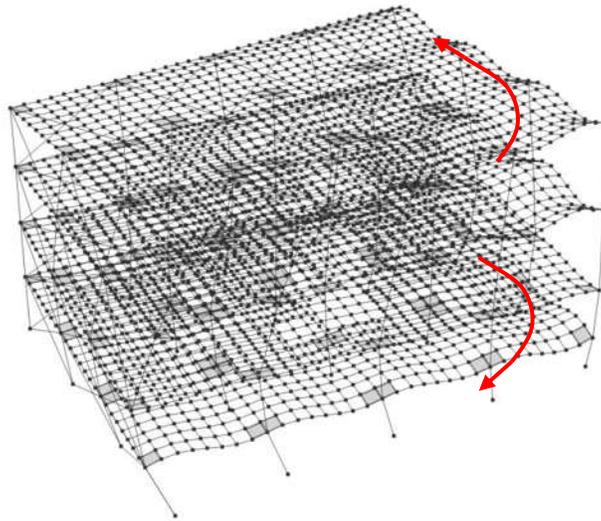


Figura 86 Tercer modo de vibrar del edificio N4 REC

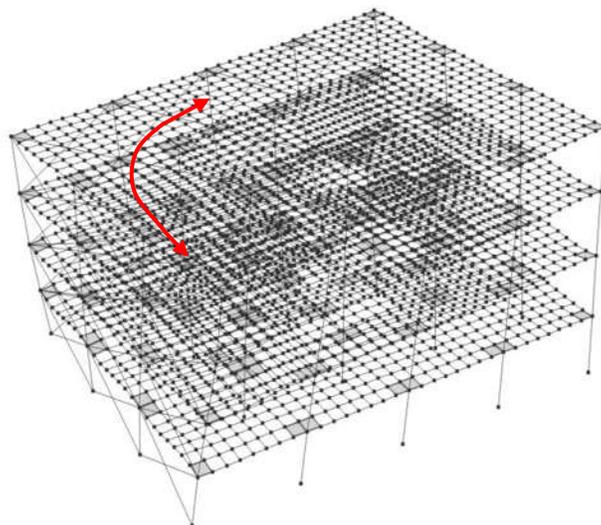


Figura 87 Cuarto modo de vibrar del edificio N4 REC

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

donde:

CM Carga muerta.

CVm Carga viva máxima.

CVa Carga viva accidental.

Ry Resistencia de fluencia.

SS Sismo de servicio.

SD Sismo de diseño.

SE Sismo extraordinario.

Sin embargo, la resistencia de diseño, como lo indican las normas, es menor a la demanda elástica de diseño. Por esa razón, ante un evento sísmico importante se espera que se presente comportamiento inelástico y daños en los elementos estructurales, generando las siguientes desventajas:

- Se desconoce el grado de seguridad real de los elementos estructurales.
- Se desconoce el comportamiento que tendrá el edificio.
- Puede generar sobrediseños en elementos como las trabes o subdiseños como en las columnas.

Actualmente, la filosofía de diseño y las normas están enfocadas en evitar el colapso de las estructuras basándose en su capacidad dúctil.

En los últimos años, la investigación ha tenido un gran avance tecnológico que optimiza y facilita los cálculos del análisis, por lo que la complejidad del proceso numérico se reduce.

Por otro lado, se han desarrollado un gran número de investigaciones con pruebas de laboratorio para comprender el comportamiento de los materiales ante demandas que deforman al elemento hasta llegar a la falla.

Combinando el avance tecnológico y el conocimiento de las pruebas de laboratorio, fue posible realizar análisis no lineales, de los cuales el método del Análisis Estático no Lineal (AENL) o Pushover y el método del Análisis Dinámico no Lineal son los utilizados en este documento.

6.1.2. Análisis Estático no Lineal (Pushover)

El análisis considera principalmente la capacidad de los elementos estructurales y la demanda que le genera algún acelerograma o un espectro de respuesta o de diseño. La evaluación se realiza generando una curva de capacidad, que consiste en relacionar el cortante basal y el desplazamiento o deriva de la azotea.

La aplicación de la fuerza se realiza con cargas laterales monótonas que van incrementando para aumentar la deformación hasta que la estructura colapsa, obteniendo el desplazamiento máximo u_{max} (figura 89).

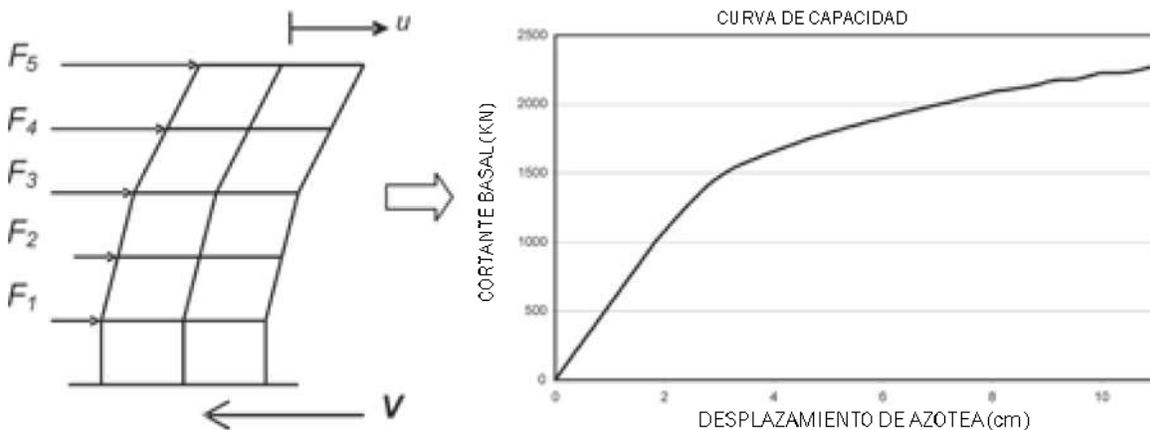


Figura 89 Procedimiento para la curva de capacidad (Mora, M. A. et al., 2006)

Existen varios patrones de carga que se usan en el análisis, los más comunes son los uniformes y lineales. Sin embargo, los patrones de carga con la forma de los modos de vibrar, desde usar el primer modo hasta combinar con varios modos es el proceso que representa mejor un comportamiento real.

Los elementos estructurales se caracterizan con una curva envolvente monótona que considera la degradación de resistencia y de rigidez, pero carece de la degradación cíclica por ser aplicado en una carga monótona.

6.1.3. Análisis Dinámico no Lineal

Este procedimiento logra obtener resultados del comportamiento y demandas del sismo más parecidos a la realidad, siendo un proceso más refinado que el Análisis Estático no lineal.

Los elementos estructurales presentan daños ante cargas cíclicas, por lo que se caracterizan con curvas de ciclos histeréticos que representan la energía disipada a partir de la energía que el sismo ingresó al edificio. Los ciclos histeréticos en elementos de concreto y mampostería contemplan la degradación de resistencia y rigidez, como la curva envolvente monótona, además de considerar la degradación cíclica como se muestra en la figura 90.

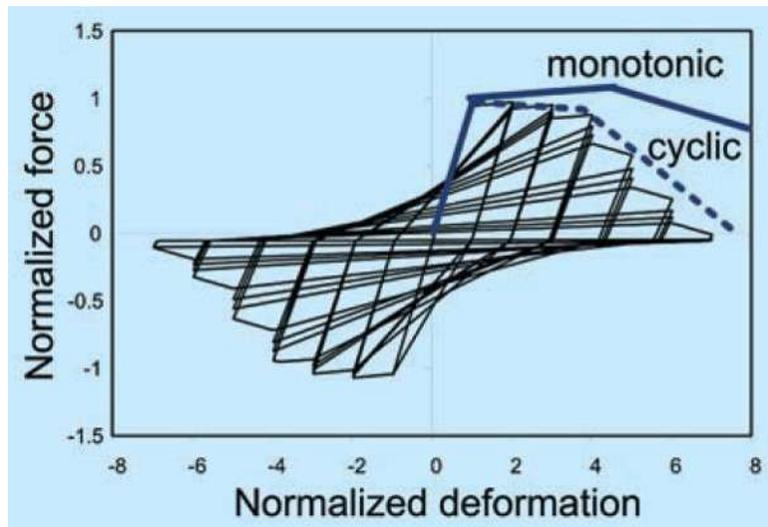


Figura 90 Curva cíclica vs curva monótona de un modelo idealizado (Deierlein, G. G. et al., 2010)

La precisión de los resultados dependerá de capturar las características adecuadas en las zonas del edificio donde actuará en el intervalo no lineal. Por lo que la estrategia de modelación es importante.

Estos análisis implican la incorporación de un registro con acelerogramas en la historia del tiempo, corregidos de línea base. Es importante considerar el intervalo de tiempo del registro (comúnmente se usan intervalos de 0.005, 0.01 y 0.02 s) y la duración del registro, pues son análisis que a pesar del avance tecnológico, tienen un gran costo computacional.

Los sismos tienen características que varían de un registro a otro, dependiendo de su distancia al epicentro, la topografía o el tipo de suelo, así como los efectos de campo lejano y campo cercano. Por tal motivo, utilizar este método conlleva realizar varios análisis con distintos registros. Aunque estos análisis son detallados, el tiempo computacional es elevado.

Los análisis no lineales se pueden realizar en muchos programas como el SAP2000, ROBOT o OpenSees, incluso realizarse en códigos de programación. En este trabajo se decidió utilizar el programa Perform3D v8 de la compañía Computers and Structures, Inc.

Es un programa especializado en los análisis no lineales, realizándolos a una gran velocidad, con hasta ocho corridas en paralelo (en computadores con ocho núcleos o superior).

La interfaz gráfica no es tan detallada, como suele ser en los programas de análisis no lineal, pero da la suficiente información para facilitar al usuario el entendimiento del modelo numérico generado y de la asignación de las propiedades no lineales. Los resultados son claros y pueden ser exportados, sin embargo, se le debe asignar manualmente los resultados deseados.

6.2. Fase intensa de los registros (Intensidad de Arias)

Como se comentó en el capítulo 6.1.3, los Análisis Dinámicos no Lineales consumen mucho tiempo computacional. Además, las estaciones tienen registros de la aceleración del suelo con memoria de pre y post-evento que alargan su duración. Al utilizar todo el

registro, el tiempo del análisis es grande y, sin embargo, la respuesta máxima del edificio se presenta en una fracción del tiempo.

La duración de los registros puede reducirse utilizando la intensidad de Arias definida por Arturo Arias en 1970, que se define como la energía total almacenada en un oscilador de un grado de libertad como se muestra en la ecuación 51.

$$I_A = \frac{\cos^{-1}(\xi)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^{\infty} [\ddot{u}_g(t)]^2 dt \quad (51)$$

donde:

I_A Intensidad de Arias.

ξ Fracción de amortiguamiento del oscilador.

$\ddot{u}_g(t)$ Aceleración del suelo en el tiempo t.

Sin embargo, la ecuación se simplifica al considerar un amortiguamiento nulo y una duración de tiempo finito, generando la ecuación 52

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{\max}} [\ddot{u}_g(t)]^2 dt \quad (52)$$

donde:

g Aceleración de la gravedad.

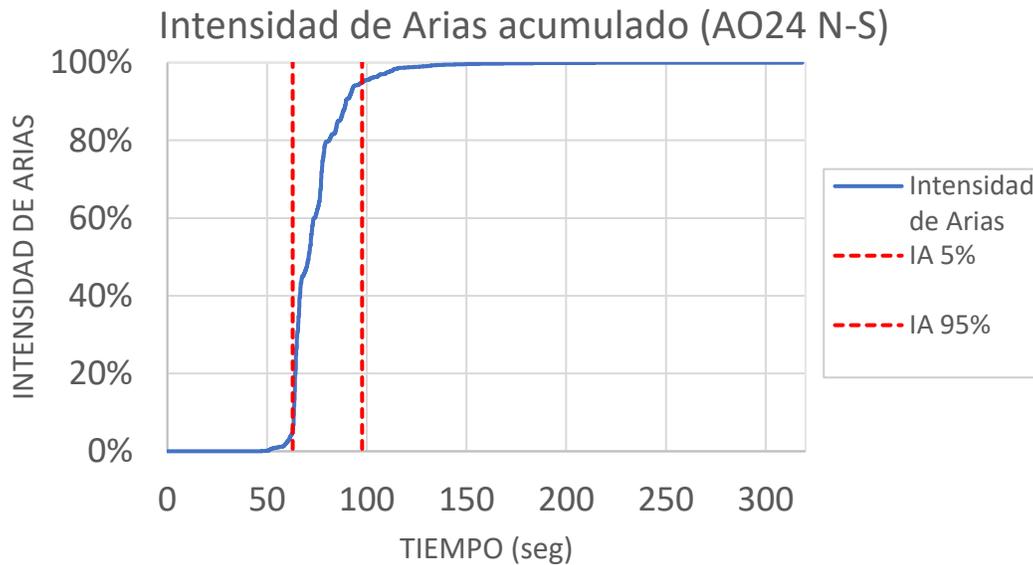
t_{\max} Duración del tiempo del registro.

Para concentrar la mayor energía posible en un intervalo de tiempo corto, se acostumbra eliminar los valores del registro que contengan la energía acumulada del 0% al 5% y del

95% al 100%, modificando los límites de la integral de la ecuación 52 a los mostrados en la ecuación 53.

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_{t_{5\%}}^{t_{95\%}} [\ddot{u}_g(t)]^2 dt \quad (53)$$

La duración del registro que concentra la energía en el intervalo de 5-95% se llama fase intensa del movimiento y son estos registros reducidos los que se utilizan en los Análisis Dinámicos no Lineales, como se muestra en la figura 91 con el registro de la estación A024 en dirección N-S. El acelerograma se reduce al intervalo de 62.8-97.6 s en este caso.



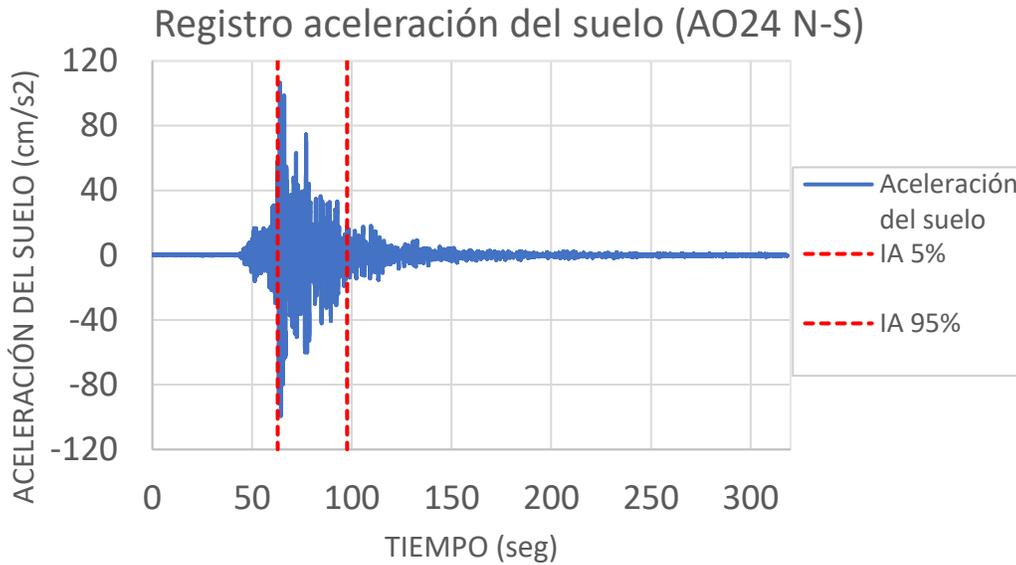


Figura 91 Intervalo de la fase intensa de la estación AO24 N-S obtenido con la intensidad de Arias

La reducción en la duración del tiempo en el registro de la aceleración del suelo fue de casi un 90% con respecto a su duración original, concluyendo la conveniencia de este método para reducir el tiempo computacional.

Las tablas 34, 35 y 36 muestran estaciones sísmicas del temblor de 19 de septiembre del 2017 que registraron el evento en las zonas II, IIIa y IIIb, respectivamente. Los acelerogramas de estas 36 estaciones fueron las utilizadas en los análisis.

Las tablas contienen el intervalo de registro de la aceleración del suelo, el tiempo T_i donde se acumula más del 5% de la energía y el tiempo T_f donde termina de acumularse el 95% de la energía de la intensidad de Arias. Como cada estación contiene dos direcciones horizontales, se obtiene una envolvente de los tiempos T_i y T_f , donde su diferencia representa la fase intensa del registro.

Tabla 34 Duración del tiempo de la fase intensa en las estaciones de la zona II

Zona II							
Estación	Latitud	Longitud	Orientación	Δt (s)	Ti (s)	Tf (s)	Duración (s)
AO24	19.358	-99.1539	N-S	0.01	62.8	97.64	34.84
			E-O		63.43	93.24	29.81
			Envolvente		62.8	97.64	34.84
AU46	19.3832	-99.1681	N-S	0.01	60.08	97.25	37.17
			E-O		59.28	95.71	36.43
			Envolvente		59.28	97.25	37.97
CO47	19.3714	-99.1703	N-S	0.01	60.24	98.03	37.79
			E-O		61.01	93.55	32.54
			Envolvente		60.24	98.03	37.79
DR16	19.5005	-99.1829	N-S	0.01	64.3	102.93	38.63
			E-O		63.65	104.1	40.45
			Envolvente		63.65	104.1	40.45
DX37	19.3322	-99.1439	N-S	0.01	80.69	105.45	24.76
			E-O		74.56	107.98	33.42
			Envolvente		74.56	107.98	33.42
EO30	19.3885	-99.1772	N-S	0.01	56.97	97.41	40.44
			E-O		57.33	92.53	35.2
			Envolvente		56.97	97.41	40.44
ES57	19.4017	-99.1775	N-S	0.01	63.56	103.61	40.05
			E-O		60.63	100.22	39.59
			Envolvente		60.63	103.61	42.98
GR27	19.4747	-99.1797	N-S	0.01	83.06	125.36	42.3
			E-O		87.21	114.14	26.93
			Envolvente		83.06	125.36	42.3
LEAC	19.3227	-99.0976	N-S	0.01	157.31	203.12	45.81
			E-O		155.6	199.74	44.14
			Envolvente		155.6	203.12	47.52
ME52	19.4383	-99.182	N-S	0.01	56.81	97.99	41.18
			E-O		56.63	99.12	42.49
			Envolvente		56.63	99.12	42.49

Tabla 35 Duración del tiempo de la fase intensa en las estaciones de la zona IIIa

Zona IIIa							
Estación	Longitud	Latitud	Orientación	Δt (s)	Ti (s)	Tf (s)	Duración (s)
CH84	19.33	-99.1254	N-S	0.01	62.09	93.26	31.17
			E-O		64.77	93.72	28.95
			Envolvente		62.09	93.72	31.63
IB22	19.345	-99.1297	N-S	0.01	62.88	109.19	46.31
			E-O		63.51	103.07	39.56
			Envolvente		62.88	109.19	46.31
JC54	19.313	-99.1272	N-S	0.01	60.24	103.26	43.02
			E-O		64.57	96.73	32.16
			Envolvente		60.24	103.26	43.02
LI33	19.3064	-98.9631	N-S	0.01	77.79	140.74	62.95
			E-O		74.43	141.72	67.29
			Envolvente		74.43	141.72	67.29
LV17	19.4931	-99.1275	N-S	0.01	83.83	137.48	53.65
			E-O		80.93	136.7	55.77
			Envolvente		80.93	137.48	56.55
MI15	19.2834	-99.1253	N-S	0.01	61.35	99.55	38.2
			E-O		61.5	99.83	38.33
			Envolvente		61.35	99.83	38.48
SI53	19.3753	-99.1483	N-S	0.01	62.22	113.43	51.21
			E-O		64.43	110.09	45.66
			Envolvente		62.22	113.43	51.21
UC44	19.4337	-99.1654	N-S	0.01	58.88	103.86	44.98
			E-O		60.28	90.14	29.86
			Envolvente		58.88	103.86	44.98

Tabla 36 Duración del tiempo de la fase intensa en las estaciones de la zona IIIb

Zona IIIb							
Estación	Longitud	Latitud	Orientación	Δt (s)	Ti (s)	Tf (s)	Duración (s)
AL01	19.4356	-99.1453	N-S	0.01	81.16	133.78	52.62
			E-O		83.21	137.84	54.63
			Envolvente		81.16	137.84	56.68
BL45	19.4253	-99.1481	N-S	0.01	64.02	140.41	76.39
			E-O		65.64	137.11	71.47
			Envolvente		64.02	140.41	76.39
CCCL	19.4499	-99.1379	N-S	0.01	70.74	122.1	51.36
			E-O		68.64	127.76	59.12
			Envolvente		68.64	127.76	59.12
CI05	19.4186	-99.1653	N-S	0.01	83.35	133.6	50.25
			E-O		83.46	132.59	49.13
			Envolvente		83.35	133.6	50.25
CJ03	19.4097	-99.1567	N-S	0.01	83.03	134.7	51.67
			E-O		85.35	134.36	49.01
			Envolvente		83.03	134.7	51.67
CJ04	19.4098	-99.1566	N-S	0.01	81.29	133.04	51.75
			E-O		83.62	132.66	49.04
			Envolvente		81.29	133.04	51.75
CO56	19.4215	-99.159	N-S	0.01	63.14	128.73	65.59
			E-O		63.63	132.03	68.4
			Envolvente		63.14	132.03	68.89
GA62	19.4385	-99.1401	N-S	0.01	62.86	144.56	81.7
			E-O		62.89	138.82	75.93
			Envolvente		62.86	144.56	81.7
GC38	19.3161	-99.1059	N-S	0.01	62.69	113.36	50.67
			E-O		62.9	114.62	51.72
			Envolvente		62.69	114.62	51.93
LI58	19.4263	-99.1569	N-S	0.01	63.09	128.5	65.41
			E-O		64.29	127.87	63.58
			Envolvente		63.09	128.5	65.41
PCJR	19.4228	-99.1591	N-S	0.01	72.12	136.29	64.17
			E-O		72.62	131.38	58.76
			Envolvente		72.12	136.29	64.17
PE10	19.3809	-99.1318	N-S	0.01	62.28	135.59	73.31
			E-O		63.77	143.62	79.85
			Envolvente		62.28	143.62	81.34

RM48	19.4359	-99.128	N-S	0.01	61.24	137.1	75.86
			E-O		61.36	122.07	60.71
			Envolvente		61.24	137.1	75.86
SCT2	19.3947	-99.1487	N-S	0.01	81.1	139.84	58.74
			E-O		83.97	129.02	45.05
			Envolvente		81.1	139.84	58.74
SP51	19.3656	-99.1189	N-S	0.01	64.15	115.18	51.03
			E-O		64.23	130.88	66.65
			Envolvente		64.15	130.88	66.73
TL08	19.45	-99.1336	N-S	0.01	64.14	134.99	70.85
			E-O		64.23	133.5	69.27
			Envolvente		64.14	134.99	70.85
TL55	19.4536	-99.1425	N-S	0.01	65.21	114.95	49.74
			E-O		63.5	124.35	60.85
			Envolvente		63.5	124.35	60.85
VG09	19.4539	-99.1225	N-S	0.01	81.56	162.05	80.49
			E-O		82.76	158.21	75.45
			Envolvente		81.56	162.05	80.49

Como se observa, la duración de la fase intensa es menor en las estaciones ubicadas en la zona II (suelo de transición), que en las estaciones ubicadas en la zona IIIb (suelo arcilloso en la zona del lago).

6.3. Estrategia de modelación

Cuando se realiza un modelo numérico que incluya no linealidad en los elementos estructurales, es importante pensar en una estrategia de modelación por dos motivos. El primero, asignar las características de los elementos para que tengan el comportamiento que se espera. El segundo, tener control del tiempo computacional, pues considerar que todas las zonas del edificio ingresan al intervalo no lineal aumentará el tiempo de proceso y de análisis del modelo numérico, sin conseguir mejores resultados.

Una mala estrategia de modelación no solo puede generar análisis lentos, además podrían obtenerse resultados erróneos por una mala caracterización de sus propiedades.

6.3.1. Elementos elásticos

A pesar de las grandes demandas que puede generar un sismo en un edificio, hay elementos que se mantienen en el intervalo elástico. En los modelos numéricos que se trabajan en este documento, existen dos elementos que se mantienen elásticos: Las zonas macizas del sistema de piso de losa plana y todas las nervaduras fuera del ancho $C2+3h$, como se muestra en la figura 67.

6.3.2. Elementos no lineales

La no linealidad o plasticidad que pueda tener un elemento estructural, se puede representar de distintas formas, dependiendo en como la plasticidad se distribuye a través del elemento, ya sea transversal o longitudinalmente. En la figura 92 se muestran varias estrategias de modelación para elementos barra, desde el más simple como lo es la articulación plástica, hasta una más refinada como lo es con elementos finitos.

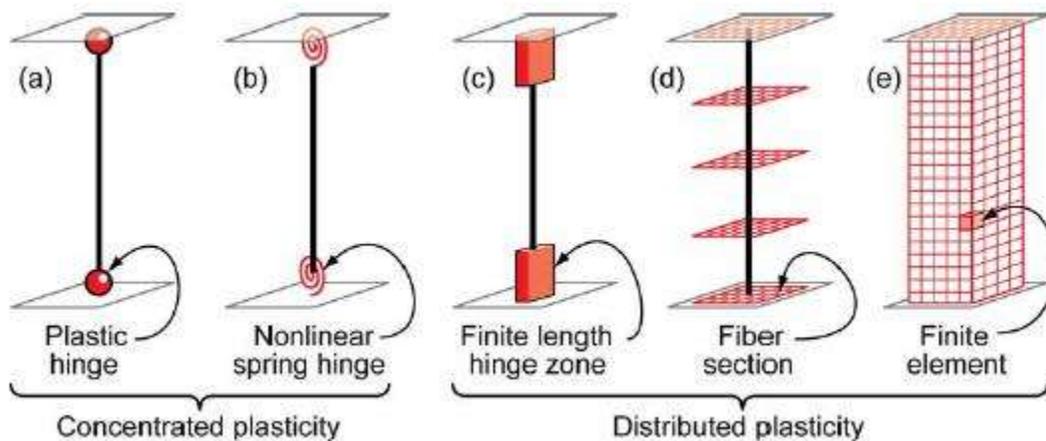


Figura 92 Modelos idealizados para elementos barra (Deierlein, G. G. et al., 2010)

Los modelos de articulación plástica y resorte plástico concentran su plasticidad en los extremos de los elementos, también puede colocarse a la mitad de la longitud plástica, dejando un pequeño elemento en los extremos que permanezca elástico.

El modelo con una longitud finita de plasticidad es atractivo porque secciona la zona donde se concentra el daño, ahorrando mucho tiempo en el análisis.

Los modelos con sección fibra se limita a un elemento unidimensional, donde se caracteriza la plasticidad en su sección transversal a lo largo del elemento. Es recomendado en elementos donde no existe una zona específica en que se desarrolle la plasticidad. La complejidad de modelación aumenta considerablemente pero también aumentan las propiedades que se le pueden asignar al elemento.

Por último, se encuentra el modelado con elementos finitos, da la versatilidad de usarse en elementos unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales, sin embargo, es el modelo con mayor complejidad y costo computacional.

En este documento se trabajará con elementos con articulación plástica concentrada en sus extremos para las nervaduras, vigas y columnas. Con sección fibra se trabajará en las diagonales de los muros diafragma.

6.3.3. Modelo histerético trilineal

En el programa “Perform3D”, el usuario define manualmente la forma de la envolvente del modelo histerético con base en líneas rectas.

Existen dos opciones: el modelo elastoplástico perfecto (figura 93) donde la envolvente no obtiene un aumento en la resistencia después de la fluencia. Es el modelo histerético más sencillo al tener que definir pocos valores.

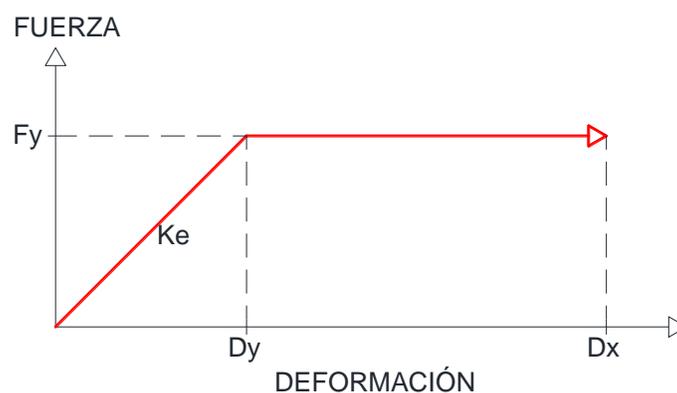


Figura 93 Modelo Elastoplástico Perfecto

donde:

K_e Rigidez en el intervalo elástico.

F_y Resistencia de fluencia.

D_y Deformación de fluencia (puede ser curvatura o rotación).

D_x Deformación última del elemento.

El acero de refuerzo, y por ello los elementos de concreto reforzado, incrementan su resistencia después de alcanzar la fluencia, antes de alcanzar su capacidad última. Por tal motivo, el modelo trilineal que se muestra en la figura 94 se escogió para representar la envolvente de todos los elementos de los modelos numéricos.

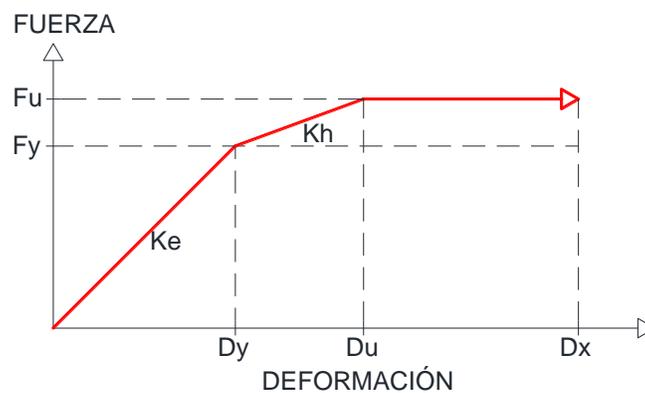


Figura 94 Modelo Trilineal

donde:

K_h Rigidez entre intervalo de aumentó de resistencia después de la fluencia.

F_u Resistencia máxima.

D_u Deformación cuando la resistencia es máxima.

6.3.4. Degradación de rigidez y resistencia

Después de la fluencia, la rigidez K_e disminuye al valor de K_h . La disminución de la rigidez se acentúa cuando la deformación del elemento supera la deformación D_u , formando una meseta con una resistencia igual al máximo F_u en un intervalo de deformación.

Cuando se considera la degradación de resistencia, esta puede ocurrir después de la meseta (distancia entre D_u y D_L) como se muestra en la figura 95 o inmediatamente pasando la deformación D_u como lo recomienda el ASCE 41-17 (figura 96).

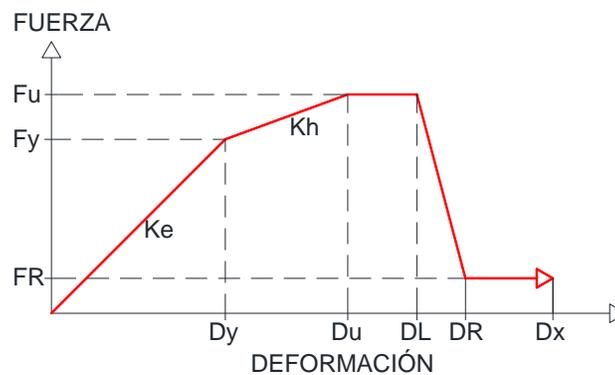


Figura 95 Modelo Trilineal con degradación de rigidez y resistencia

donde:

FR Resistencia residual.

DL Deformación máxima antes de la degradación de resistencia.

DR Deformación después de la degradación de resistencia.

Se degradará hasta un 80% la resistencia máxima, dejando como resistencia residual FR del 20% como mínimo. No se recomienda considerar una resistencia residual menor del 20% porque provoca problemas e inestabilidad en el modelo numérico.

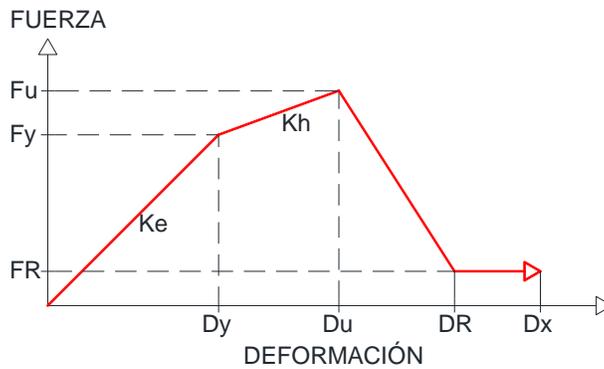


Figura 96 Modelo Trilineal con degradación de rigidez y resistencia, como recomienda el ASCE41-17

Se usará la degradación de rigidez y resistencia recomendada por el ASCE 41-17. La zona más importante de la envolvente es hasta la deformación donde su resistencia es máxima D_u .

El programa obliga al usuario una separación entre D_u y D_L que tendrá que cumplir para realizar una envolvente con una meseta (como la figura 95), siendo tan pequeña que se asemeje a la envolvente de la figura 96.

6.3.5. Degradación cíclica

Cuando un elemento está ante cargas cíclicas, la acción de carga y descarga deteriora la rigidez debido al agrietamiento, aplastamiento, pérdida de recubrimiento, pandeo local, deslizamiento de adherencia, etc. Provocando que después de la primera carga y descarga que llegue al intervalo inelástico, la siguiente curva histerética tendrá una modificación en la rigidez y resistencia.

La envolvente histerética ante una carga monótona es más grande que la envolvente de los ciclos histeréticos ante una carga cíclica como se muestra en la figura 97. Debe considerarse esta degradación cuando se realizan los Análisis Dinámicos no Lineales.

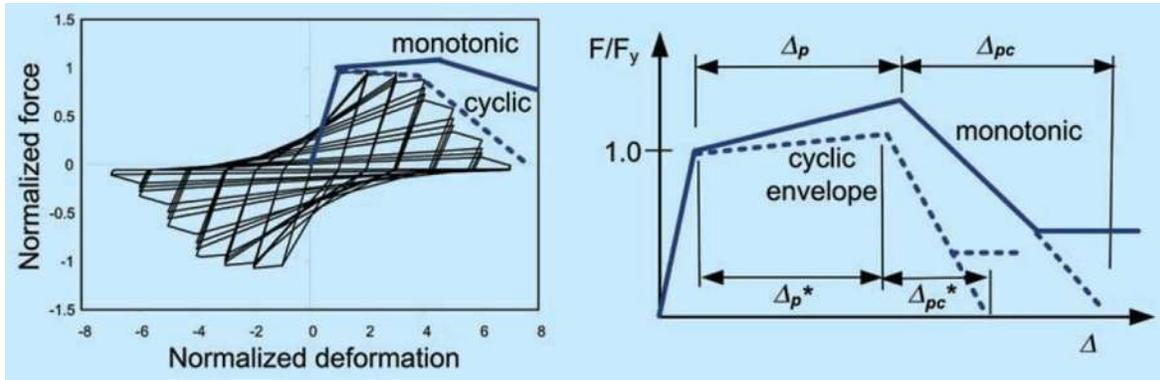


Figura 97 Diferencias entre envolvente con carga monótona y con carga cíclica (Deierlein, G. G. et al., 2010)

Con los modelos trilineales usados en el programa, se ingresa la degradación cíclica colocando factores de degradación en los puntos Y, U, L, R y X (figura 98). Los factores de degradación se obtienen a partir de analizar los ciclos histeréticos de pruebas de laboratorio hasta obtener los factores que calibren la envolvente con los ciclos.

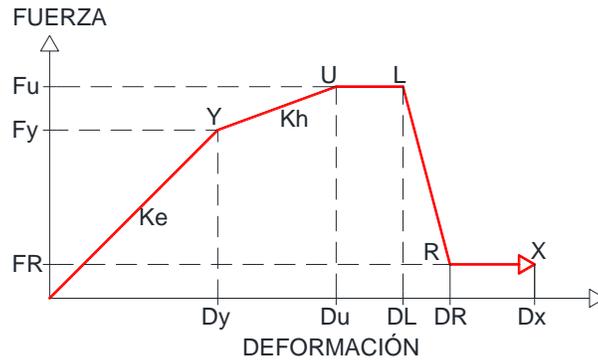


Figura 98 Puntos de la envolvente que serán afectados por los factores de degradación

6.3.6. Efectos de segundo orden (P-Δ)

Cuando las cargas laterales proveniente de la aceleración del suelo generan grandes derivas de entrepiso, los efectos de segundo orden se generan por la acción de las cargas gravitacionales actuando sobre la estructura deformada lateralmente, como se muestra en la figura 99. Como resultado, las derivas de entrepiso se incrementan.

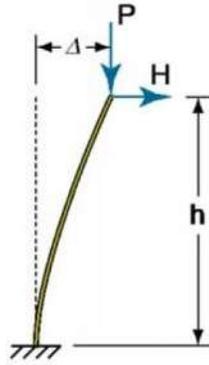


Figura 99 Modelo numérico con efectos de segundo orden $P-\Delta$ (Deierlein, G. G. et al., 2010)

Si la rigidez lateral del edificio soporta las demandas con efectos de segundo orden, el edificio regresa a su eje. Sin embargo, cuando la rigidez lateral se ha degradado considerablemente, los efectos de segundo orden van incrementando poco a poco las derivas de entrepiso hasta que el edificio pierda su estabilidad.

Los efectos de segundo orden simplemente se asignan a los elementos deseados como lo son las columnas, ese cambio modificará la envolvente como se muestra en la figura 100.

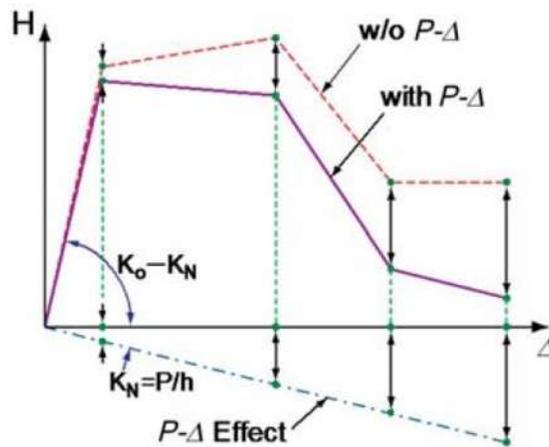


Figura 100 Modelo trilineal con efectos de segundo orden $P-\Delta$ (Deierlein, G. G. et al., 2010)

6.3.7. Niveles de desempeño

Los análisis no lineales son útiles para aplicar la filosofía de diseño basado en el desempeño.

Los niveles de desempeño (como se muestra en la figura 101) son:

- Ocupación inmediata IO. Son los edificios que sufren ligeros daños estructurales, se forman grietas en los elementos poco dúctiles. Después del evento sísmico podrá seguir usándose el edificio.
- Seguridad de vida LS. Son los edificios con daños estructurales en varias zonas el edificio, pueden sufrir de deformaciones permanentes, pero no corre peligro de colapso. Suelen ser edificios que se desalojan después del evento sísmico hasta su rehabilitación.
- Prevención de colapso CP. Es el nivel de daño esperado con las normas de diseño utilizadas en gran parte del mundo. Son edificios con daños irreversibles en elementos importantes que aportan en la estabilidad de la estructura. Suelen ser demolidos después del evento sísmico.
- Colapso C. Edificios con colapso parcial o total, suelen colapsar las columnas derivado a tipologías incorrectas o a un mal uso de las normas. En ninguna filosofía de diseño se permite llegar a este nivel de desempeño.

Existen dos formas de obtener el nivel de desempeño:

1. Criterios de aceptación. Indican el nivel de daño de una articulación plástica a partir de las demandas de rotación o curvatura que los registros imponen. Los estados límite se asignan a partir de investigaciones o recomendaciones en normativas como el ASCE 41-17.
2. Índice de daño. Método propuesto por Park y Ang en 1985 donde evalúa la deriva de azotea y la energía histerética para obtener un valor de índice de daño entre 0 y 1. Solo puede ser utilizado cuando se realiza un Análisis Dinámico no Lineal.

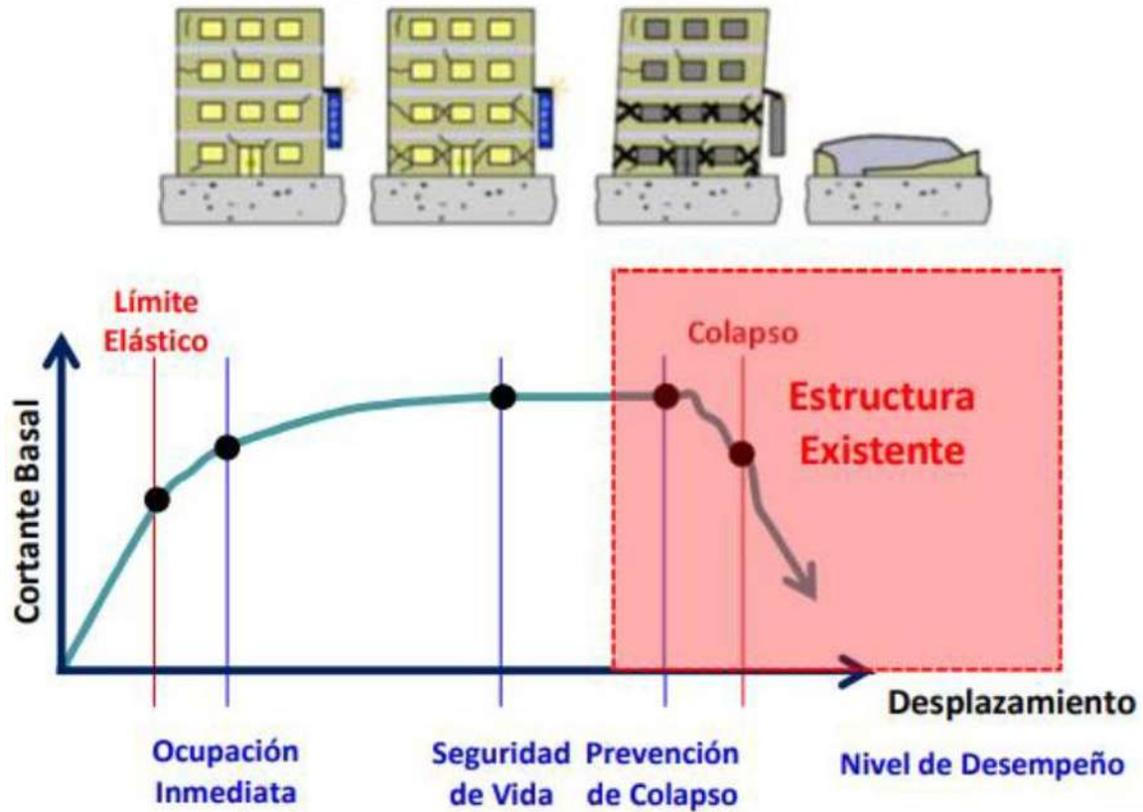


Figura 101 Niveles de desempeño de un edificio (Rodríguez, S. et al., 2021)

6.4. Longitud de las articulares plásticas

Los daños en las columnas, nervaduras y vigas se concentran en los extremos como se observa en la figura 102, se desarrolla en una distancia llamada longitud de articulación plástica L_{ap} donde se considera una curvatura plástica constante.



Figura 102 Longitud de articulación plástica en una columna dañada (García, F., 2019)

En este trabajo se usa la ecuación 54 propuesta por Priestley en 1996 para el cálculo de la longitud de la articulación plástica.

$$L_{ap} = 0.08L + 0.022f_y d_{bl} \geq 0.044f_y d_{bl} \quad (54)$$

donde,

L_{ap} Longitud de articulación plástica (m).

L Longitud del elemento (m). Si es un elemento con deformación en curvatura doble se divide entre 2.

f_y Esfuerzo de fluencia de las varillas de refuerzo (MPa).

d_{bl} Diámetro de la varilla longitudinal (m).

6.4.1. Procedimiento del cálculo de la longitud de articulación plástica

Se obtiene L_{ap} de la nervadura principal (NerP) de los tres edificios de cuatro niveles (rectangular, entrante y con ochava) como se muestra en la figura 103.

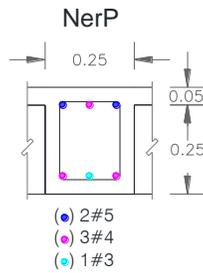


Figura 103 Acero de refuerzo en la nervadura principal en edificios de cuatro niveles (dimensiones en metros)

En algunos elementos se utilizan varias varillas, por lo que se debe obtener el promedio del diámetro sumando el área del acero de refuerzo y se divide por el número de varillas.

$$0.71\text{cm}^2 + 1.27\text{cm}^2(3) + 1.98\text{cm}^2(2) = 8.48\text{cm}^2$$

$$a_{s_{prom}} = \frac{8.48\text{cm}^2}{6 \text{ var}} = 1.41\text{cm}^2$$

$$\# \text{ var} = \frac{8}{2.54\text{cm}} \sqrt{\frac{4(1.41\text{cm}^2)}{\pi}} = 4.23$$

$$d_{bl} = \frac{(4.23)2.54\text{cm}}{8} = 1.34\text{cm}$$

La longitud del elemento debe considerar al claro libre, de modo que a las columnas se le resta el espesor de la losa plana, mientras que a las nervaduras y vigas se resta la zona maciza de la losa plana. Como todos los elementos se deforman en curvatura doble, la longitud del elemento se divide entre 2.

$$L = \frac{H}{2} = \frac{3.15}{2} = 1.575\text{m}$$

El esfuerzo de fluencia f_y se transforma a las unidades adecuadas.

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \times \left(\frac{100cm}{1m} \right)^2 = 42000000 \frac{kg}{m^2}$$

$$f_y = 42000000 \frac{kg}{m^2} \times 9.80665 \frac{m}{s^2} (\text{gravedad})$$

$$f_y = 411879300 Pa = 411.8793 MPa$$

Se desarrollan las dos expresiones de la ecuación 54 y se escoge la de mayor valor como la longitud de articulación plástica L_{ap} de ese elemento estructural.

$$0.08(1.575m) + 0.022(411.8793 MPa) \left(1.34cm \left(\frac{m}{100cm} \right) \right) = 0.25m$$

$$0.044(411.8793 MPa) \left(1.34cm \left(\frac{m}{100cm} \right) \right) = 0.24m$$

$$L_{ap} = 0.25m \geq 0.24m \therefore L_{ap} = 0.25m$$

El elemento estructural se modelará como se muestra en la figura 104. El valor L_{ap} se dividirá a la mitad para obtener la ubicación de las articulaciones plásticas. Comúnmente los programas usan medidas relativas para la ubicación de las articulaciones.

$$UR_{Art1} = \frac{L_{ap}}{2H} = \frac{0.25m}{2(3.15m)} = 0.0393$$

$$UR_{Art2} = 1 - UR_{Art1} = 1 - 0.0393 = 0.9607$$



Figura 104 Componentes de un elemento estructural biarticulado con articulación plástica concentrada

6.4.2. Longitud de articulación plástica de los modelos numéricos

En las tablas 37, 38 y 39 se muestra la longitud de articulación plástica de los elementos estructurales que tendrán un comportamiento no lineal de los modelos numéricos con cuatro, seis y ocho niveles respectivamente.

Tabla 37 Longitud de articulaciones plásticas para los elementos estructurales con comportamiento no lineal en los modelos numéricos de cuatro niveles

Elemento	# Var long	Diámetro dbl cm	Longitud H m	H/2 m	$0.08L+0.022dbl*fy$ m	$0.044dbl*fy$ m
C1	4	1.27	2.4	1.2	0.21	0.23
NerP	4.23	1.34	3.15	1.575	0.25	0.24
NerS	4	1.27	3.15	1.575	0.24	0.23
V1	3.70	1.17	4.45	2.225	0.28	0.21

Elemento	Long. Articulación P.	Ubicación Relativa	
	m	Art 1	Art 2
C1	0.23	0.0479	0.9521
NerP	0.25	0.0393	0.9607
NerS	0.24	0.0383	0.9617
V1	0.28	0.0320	0.9680

Tabla 38 Longitud de articulaciones plásticas para los elementos estructurales con comportamiento no lineal en los modelos numéricos de seis niveles

Elemento	# Var long	Diámetro dbl cm	Longitud H m	H/2 m	$0.08L+0.022dbl*fy$ m	$0.044dbl*fy$ m
C1	5	1.59	2.4	1.2	0.24	0.29
NerP	4.60	1.46	3.1	1.55	0.26	0.26
NerS	4.13	1.31	3.1	1.55	0.24	0.24
V1	3.86	1.22	4.38	2.19	0.29	0.22

Elemento	Long. Articulación P.	Ubicación Relativa	
	m	Art 1	Art 2
C1	0.29	0.0599	0.9401
NerP	0.26	0.0427	0.9573
NerS	0.24	0.0391	0.9609
V1	0.29	0.0327	0.9673

Tabla 39 Longitud de articulaciones plásticas para los elementos estructurales con comportamiento no lineal en los modelos numéricos de ocho niveles

Elemento	# Var long	Diámetro dbl cm	Longitud H m	H/2 m	$0.08L+0.022dbl*fy$ m	$0.044dbl*fy$ m
C1	5	1.59	2.4	1.2	0.24	0.29
NerP	4.47	1.42	3	1.5	0.25	0.26
NerS	4.13	1.31	3	1.5	0.24	0.24
V1	3.86	1.22	4.24	2.12	0.28	0.22

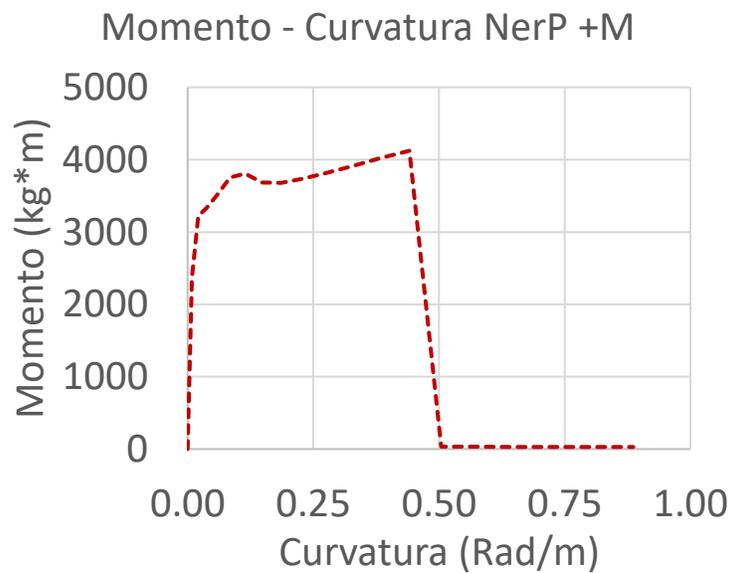
Elemento	Long. Articulación P.	Ubicación Relativa	
	m	Art 1	Art 2
C1	0.29	0.0599	0.9401
NerP	0.26	0.0429	0.9571
NerS	0.24	0.0398	0.9602
V1	0.28	0.0331	0.9669

6.5. Propiedades no lineales de las nervaduras y vigas

6.5.1. Obtención de las propiedades no lineales

La obtención de la gráfica de momento-curvatura se dividirá en dos, uno con momento positivo +M, donde el acero inferior tiene demandas de tensión y otro con momento negativo -M donde el acero superior tiene demandas a tensión.

Continuando con la nervadura principal de los modelos numéricos de cuatro niveles (NerP) del capítulo 6.4, la figura 105 muestra los diagramas momento-curvatura en las direcciones.



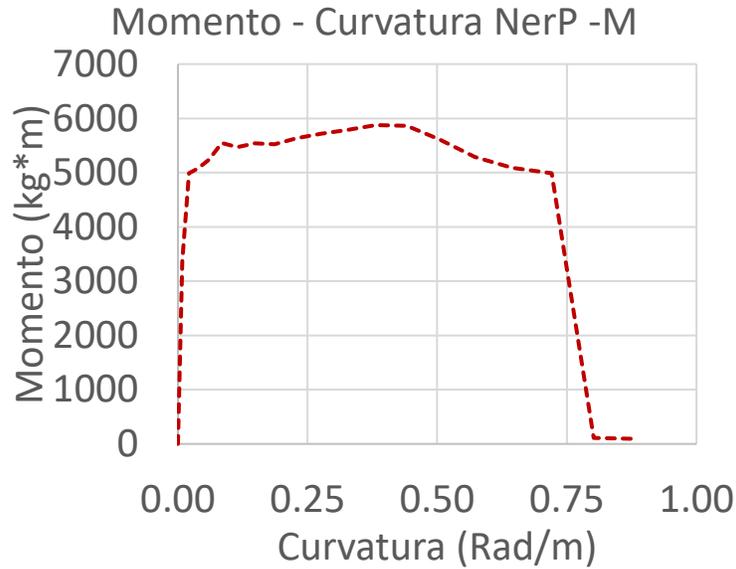


Figura 105 Gráficas momento-curvatura en ambas direcciones de la nervadura NerP de los modelos numéricos con cuatro niveles

Al ser elementos horizontales se desprecia la carga axial. Suelen tener momentos de fluencia M_y y máximos M_u moderados, con buena capacidad dúctil.

Se multiplica los valores de la curvatura en las gráficas anteriores por la longitud de articulación plástica calculada en el capítulo 6.4 (0.25m) para convertirlos en rotación (radianes) y proceder a generar la gráfica idealizada que se ingresará en el programa.

Para la gráfica idealizada, el momento de fluencia M_y se obtiene con el criterio de Caltrans, con una rotación $D_y=0$. El momento máximo M_u y su respectiva rotación D_u provienen de la gráfica real. Dejando meseta mínima que obliga el programa ($D_u \cdot 1.02$), se obtiene la rotación en la que inicia la resistencia residual D_r de la gráfica real y se le asigna el momento residual M_r (20% de M_u o el momento residual de la gráfica real cuando sea mayor al 20% de M_u). Por último, el momento residual continua hasta la rotación última D_x de la gráfica real.

Las gráficas de momento-rotación de NerP real e idealizado se muestran en la figura 106.

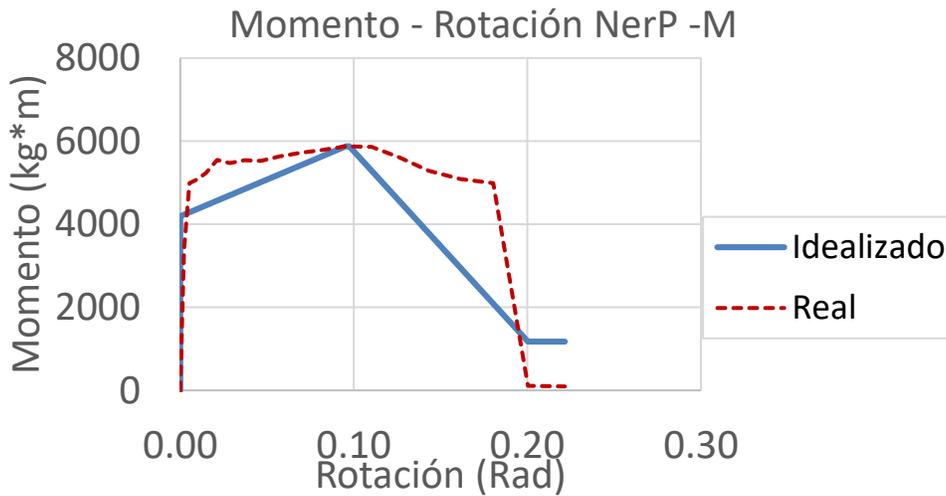
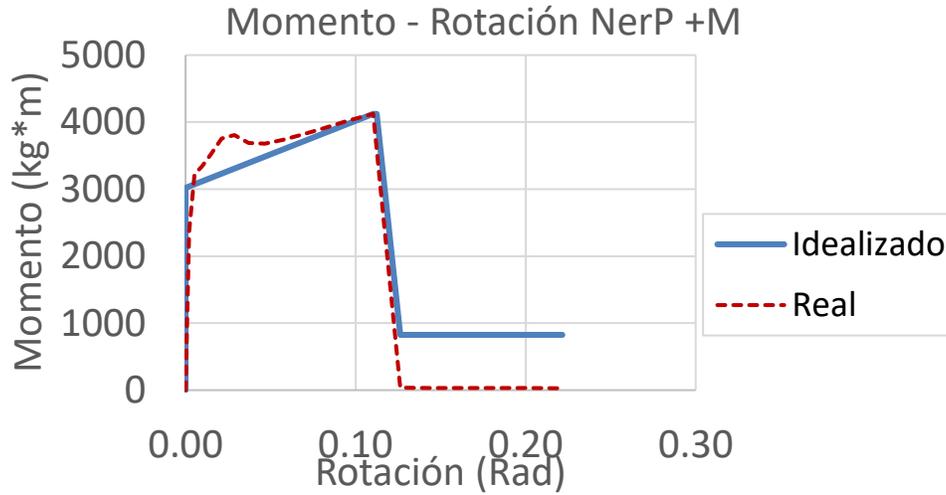


Figura 106 Gráficas momento-rotación real e idealizado en ambas direcciones de la nervadura NerP de los modelos numéricos con cuatro niveles

Los valores de los puntos Y, U, L, R y X para la degradación cíclica quedan definidos como se muestra en la tabla 40, se usan los mismos valores para todas las nervaduras y vigas de este trabajo.

Tabla 40 Valores de Y, U, L, R y X para la degradación cíclica en vigas y nervaduras

Degradación cíclica	
Y	0.5
U	0.45
R	0.4
L	0.35
X	0.35

6.5.2. Obtención de los criterios de aceptación

De acuerdo con AISCE 41-17, los niveles de desempeño para las vigas se obtienen con base en los parámetros que se muestra en la figura 107. Considerando que la viga es controlada a flexión, se interpolan linealmente los valores de niveles de desempeño.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{V_u}{f'_c b d}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_u}{d_u \sigma_s \sqrt{f'_c}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Note: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 107 Criterios de aceptación para las vigas de concreto del AISCE 41-17

A continuación, se muestra el cálculo de NerP de los edificios de cuatro niveles.

De la figura 107 se calcula el siguiente cociente (ecuación 55).

$$v = \frac{V_d}{bd\sqrt{f'_c}} \quad (55)$$

donde:

V_d Cortante de diseño (lb).

b Ancho de la viga (in).

d Peralte efectivo de la viga (in).

f'_c Resistencia a compresión del concreto (lb/in²).

En unidades internacionales (ecuación 56).

$$\frac{(lb)}{(in)(in)\sqrt{\left(\frac{lb}{in^2}\right)}} = \frac{lb}{in\sqrt{lb}}$$

$$\frac{lb}{in\sqrt{lb}} = \frac{\left(1lb \frac{0.453592kg}{1lb}\right)}{\left(1in \frac{2.54cm}{1in}\right)\sqrt{1lb \frac{0.453592kg}{1lb}}}$$

$$\frac{lb}{in\sqrt{lb}} = \frac{(0.453592kg)}{(2.54cm)\sqrt{(0.453592kg)}} = \frac{1}{3.77} \frac{kg}{cm\sqrt{kg}} \quad (56)$$

$$v = \frac{1}{3.77} \frac{(11858.541kg)}{(25cm)(25cm)\sqrt{\left(250 \frac{kg}{cm^2}\right)}} = 0.3183 \frac{kg}{cm\sqrt{kg}}$$

Se obtiene el porcentaje de acero balanceado con la ecuación 57.

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \frac{E_s \varepsilon_c \beta_1}{E_s \varepsilon_c + f_y} \quad (57)$$

donde:

ρ_{bal} Porcentaje de acero de refuerzo para una falla balanceada.

f_y Resistencia de fluencia del acero de refuerzo.

E_s Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

ε_c Deformación unitaria máxima del concreto.

β_1 Coeficiente para la distribución rectangular equivalente, comúnmente vale 0.85.

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 \left(250 \frac{kg}{cm^2} \right) \left(2000000 \frac{kg}{cm^2} \right) (0.003) (0.85)}{\left(4200 \frac{kg}{cm^2} \right) \left(2000000 \frac{kg}{cm^2} \right) (0.003) + \left(4200 \frac{kg}{cm^2} \right)}$$

$$\rho_{bal} = 0.0253 = 2.53\%$$

Al tener dos diagramas momento-rotación, dependiendo de la dirección del momento, se tendrán dos distintos criterios de aceptación. El parámetro de la primera columna de la figura 107 es (ecuación 58):

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad (58)$$

donde:

ρ Porcentaje de acero de refuerzo a tensión.

ρ' Porcentaje de acero de refuerzo a compresión.

Cuando el momento es positivo +M:

$$\rho = 0.0052 = 0.52\%$$

$$\rho' = 0.0084 = 0.84\%$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{(0.0052) - (0.0084)}{(0.0253)} = -0.1265$$

Los valores de los criterios de aceptación en los intervalos que le corresponde se muestran en la tabla 41.

Tabla 41 Valores de los criterios de aceptación para los intervalos definidos en la figura 107 para momento positivo +M en NerP de los edificios de cuatro niveles

Momento Positivo					
	Relación ρ	v	IO	LS	CP
Intervalo 1	0	0.25	0.01	0.025	0.05
Intervalo 2	0	0.5	0.005	0.02	0.04

Se interpola linealmente los valores.

$$IO = \frac{(IO_2 - IO_1)(v - v_1)}{(v_2 - v_1)} + IO_1$$

$$IO = \frac{(0.005 - 0.01)(0.3183 - 0.25)}{(0.5 - 0.25)} + 0.01 = 0.008634$$

$$LS = \frac{(LS_2 - LS_1)(v - v_1)}{(v_2 - v_1)} + LS_1$$

$$LS = \frac{(0.02 - 0.025)(0.3183 - 0.25)}{(0.5 - 0.25)} + 0.025 = 0.023634$$

$$CP = \frac{(CP_2 - CP_1)(v - v_1)}{(v_2 - v_1)} + CP_1$$

$$CP = \frac{(0.04 - 0.05)(0.3183 - 0.25)}{(0.5 - 0.25)} + 0.05 = 0.047268$$

Cuando el momento es negativo -M:

$$\rho = 0.0084 = 0.84\%$$

$$\rho' = 0.0052 = 0.52\%$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{(0.0084) - (0.0052)}{(0.0253)} = 0.1265$$

Los valores de los criterios de aceptación en los intervalos que le corresponde se muestran en la tabla 42.

Tabla 42 Valores de los criterios de aceptación para los intervalos definidos en la figura 107 para momento negativo -M en NerP de los edificios de cuatro niveles

Momento Negativo					
	Relación ρ	v	IO	LS	CP
Intervalo 1	0	0.25	0.01	0.025	0.05
Intervalo 2	0.5	0.5	0.005	0.015	0.02

Se interpola linealmente los valores.

$$IO = \frac{(IO_2 - IO_1)(v - v_1)}{(v_2 - v_1)} + IO_1$$

$$IO = \frac{(0.005 - 0.01)(0.3183 - 0.25)}{(0.5 - 0.25)} + 0.01 = 0.008634$$

$$LS = \frac{(LS_2 - LS_1)(v - v_1)}{(v_2 - v_1)} + LS_1$$

$$LS = \frac{(0.015 - 0.025)(0.3183 - 0.25)}{(0.5 - 0.25)} + 0.025 = 0.022268$$

$$CP = \frac{(CP_2 - CP_1)(v - v_1)}{(v_2 - v_1)} + CP_1$$

$$CP = \frac{(0.02 - 0.05)(0.3183 - 0.25)}{(0.5 - 0.25)} + 0.05 = 0.041804$$

6.5.3. Gráfica de momento-rotación de las nervaduras y vigas

La tabla 43 muestra los criterios de aceptación para momento positivo +M y negativo -M en las nervaduras y vigas con distintos porcentajes de acero entre los lechos superior e inferior. La tabla 44 muestra los criterios de aceptación para momento positivo +M y negativo -M en las nervaduras y vigas con igual porcentajes de acero entre los lechos superior e inferior. Esta agrupación se debe a que el valor de v se mantiene constante y la relación de ρ (ecuación 58) solo ocupó los dos casos mostrados en la tabla 42.

Tabla 43 Criterios de aceptación de las nervaduras y vigas con distinto porcentaje de acero entre el lecho superior e inferior de los modelos numéricos

Momento +		Momento -	
Criterios de aceptación		Criterios de aceptación	
Nivel	Rot (Rad)	Nivel	Rot (Rad)
IO	0.00863	IO	0.00863
LS	0.02363	LS	0.02227
CP	0.04727	CP	0.04180

Tabla 44 Criterios de aceptación de las nervaduras y vigas con igual porcentaje de acero entre el lecho superior e inferior de los modelos numéricos

Momento +/-	
Criterios de aceptación	
Nivel	Rot (Rad)
IO	0.00863
LS	0.02363
CP	0.04727

Las figuras 108 a 116 se muestran las gráficas momento-rotación de los elementos estructurales con comportamiento no lineal. La información varía dependiendo del número de niveles de los modelos numéricos, sin importar la distribución de planta (rectangular, con entrante y con ochava). La información de los diagramas momento-rotación se encuentran en las tablas 45 a 47.

Tabla 45 Valores momento-rotación de las nervaduras y vigas de los modelo numéricos de cuatro niveles

Puntos	NerP				NerS			
	NerP +M		NerP -M		NerS +M		NerS -M	
	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m
Y	0.0000	3017.62	0.0000	4193.72	0.0000	2400.37	0.0000	2400.37
U	0.1103	4123.10	0.0954	5875.38	0.1075	3228.71	0.1075	3228.71
L	0.1125	4123.10	0.0973	5875.38	0.1097	3228.71	0.1097	3228.71
R	0.1262	824.62	0.2004	1175.08	0.1230	645.74	0.1230	645.74
X	0.2216	824.62	0.2216	1175.08	0.2161	645.74	0.2161	645.74

Puntos	V1			
	V1 +M		V1 -M	
	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m
Y	0.0000	5449.27	0.0000	5449.27
U	0.0622	8308.37	0.0622	8308.37
L	0.0635	8308.37	0.0635	8308.37
R	0.0712	1661.67	0.0712	1661.67
X	0.1250	1661.67	0.1250	1661.67

Tabla 46 Valores momento-rotación de las nervaduras y vigas de los modelo numéricos de seis niveles

Puntos	NerP				NerS			
	NerP +M		NerP -M		NerS +M		NerS -M	
	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m
Y	0.0000	3025.13	0.0000	6090.20	0.0000	1355.80	0.0000	3151.13
U	0.1147	4107.72	0.0220	6835.60	0.0275	1964.68	0.0204	4222.47

L	0.1170	4107.72	0.0225	6835.60	0.0280	1964.68	0.0208	4222.47
R	0.1312	821.54	0.1489	1367.12	0.1211	392.94	0.1547	844.49
X	0.2305	821.54	0.2305	1367.12	0.2127	392.94	0.2127	844.49

Puntos	V1			
	V1 +M		V1 -M	
	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m
Y	0.0000	5453.65	0.0000	6335.59
U	0.0644	8306.19	0.0644	9663.09
L	0.0657	8306.19	0.0657	9663.09
R	0.0737	1661.24	0.0737	1932.62
X	0.1295	1661.24	0.1295	1932.62

Tabla 47 Valores momento-rotación de las nervaduras y vigas de los modelo numéricos de ocho niveles

Puntos	NerP				NerS			
	NerP +M		NerP -M		NerS +M		NerS -M	
	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m
Y	0.0000	2580.31	0.0000	5742.53	0.0000	1355.80	0.0000	3151.13
U	0.1147	3402.80	0.0220	6816.74	0.0275	1964.68	0.0204	4222.47
L	0.1170	3402.80	0.0225	6816.74	0.0280	1964.68	0.0208	4222.47
R	0.1312	680.56	0.1489	1363.35	0.1211	392.94	0.1547	844.49
X	0.2305	680.56	0.2305	1363.35	0.2127	392.94	0.2127	844.49

Puntos	V1			
	V1 +M		V1 -M	
	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m
Y	0.0000	5453.65	0.0000	6335.59
U	0.0622	8306.19	0.0622	9663.09
L	0.0635	8306.19	0.0635	9663.09
R	0.0712	1661.24	0.0712	1932.62

X	0.1250	1661.24	0.1250	1932.62
---	--------	---------	--------	---------

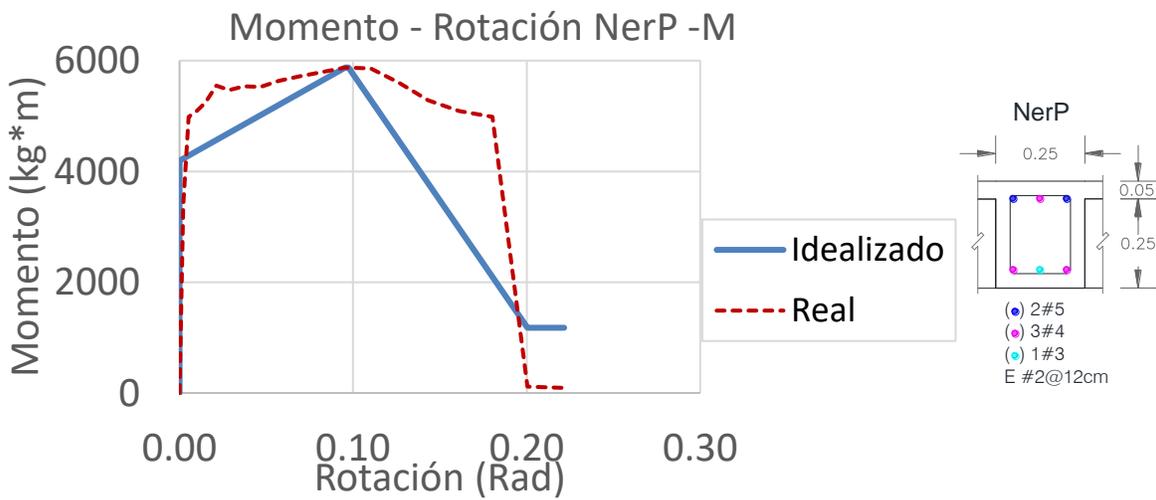
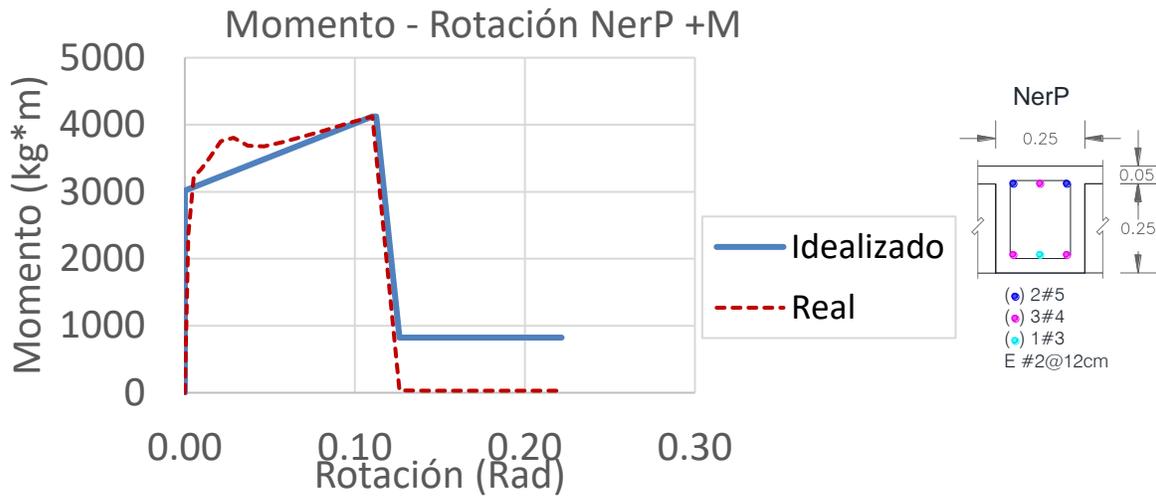


Figura 108 Momento-rotación de NerP para los modelo numéricos de cuatro niveles

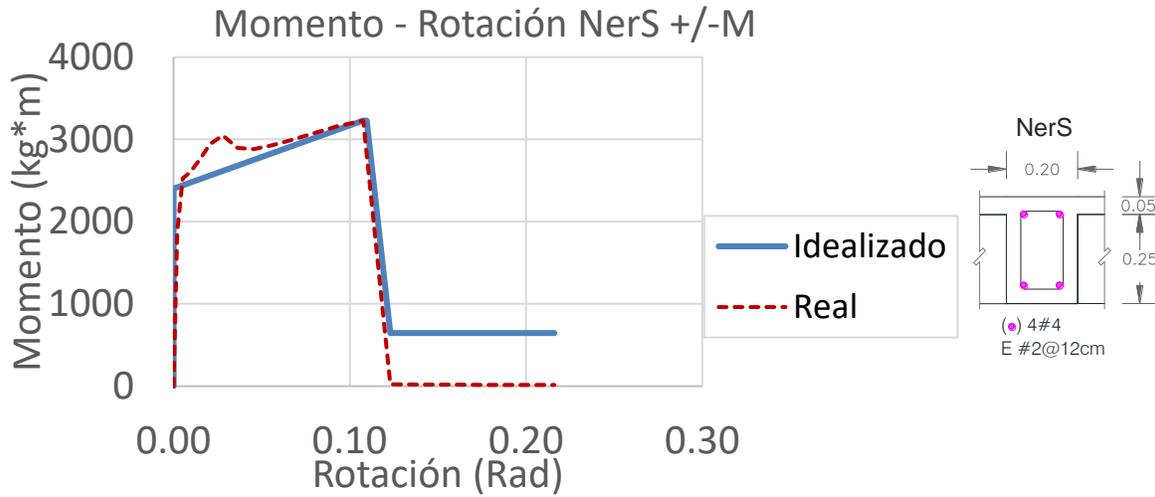


Figura 109 Momento-rotación de NerS para los modelo numéricos de cuatro niveles

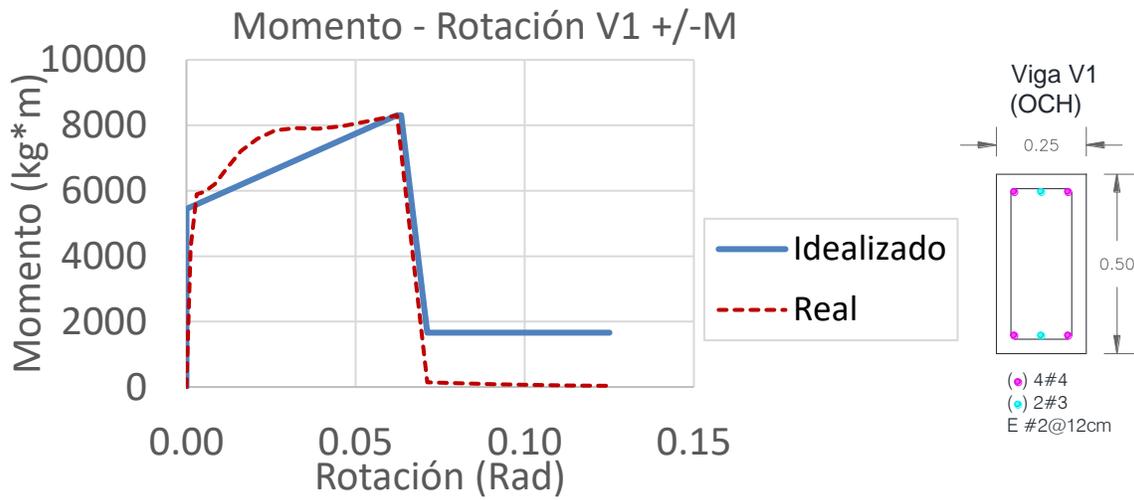


Figura 110 Momento-rotación de V1 del modelo numéricos con ochava de cuatro niveles

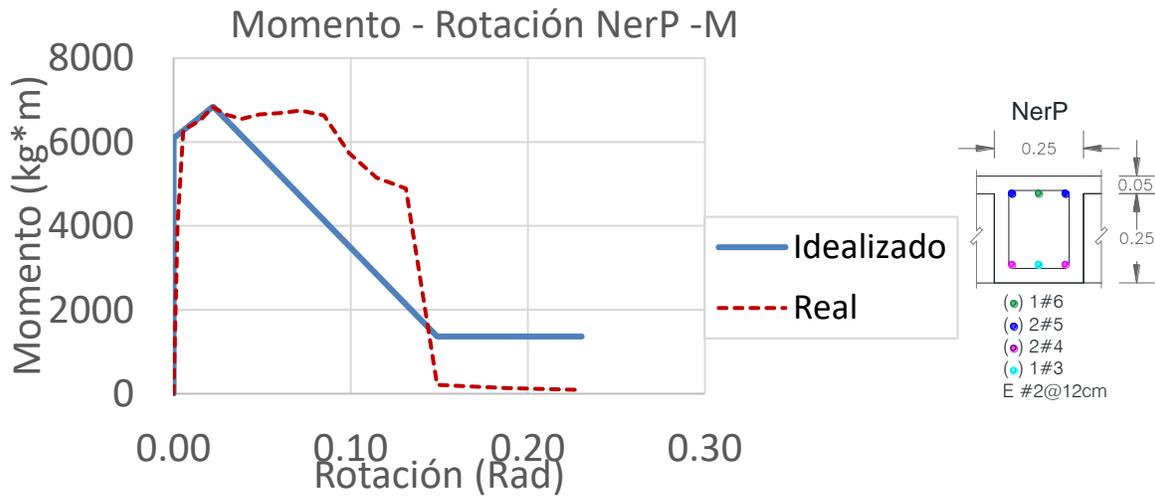
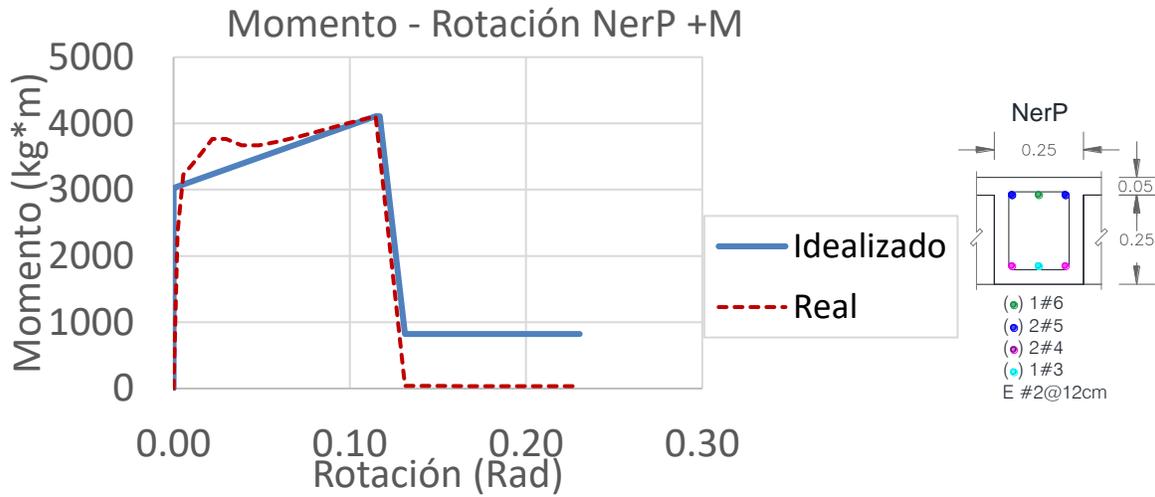


Figura 111 Momento-rotación de NerP para los modelo numéricos de seis niveles

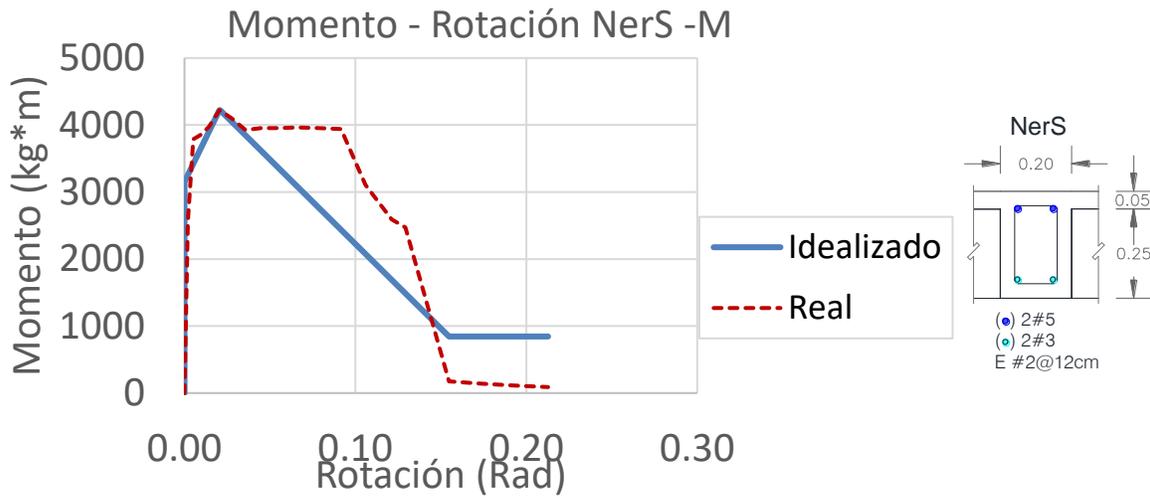
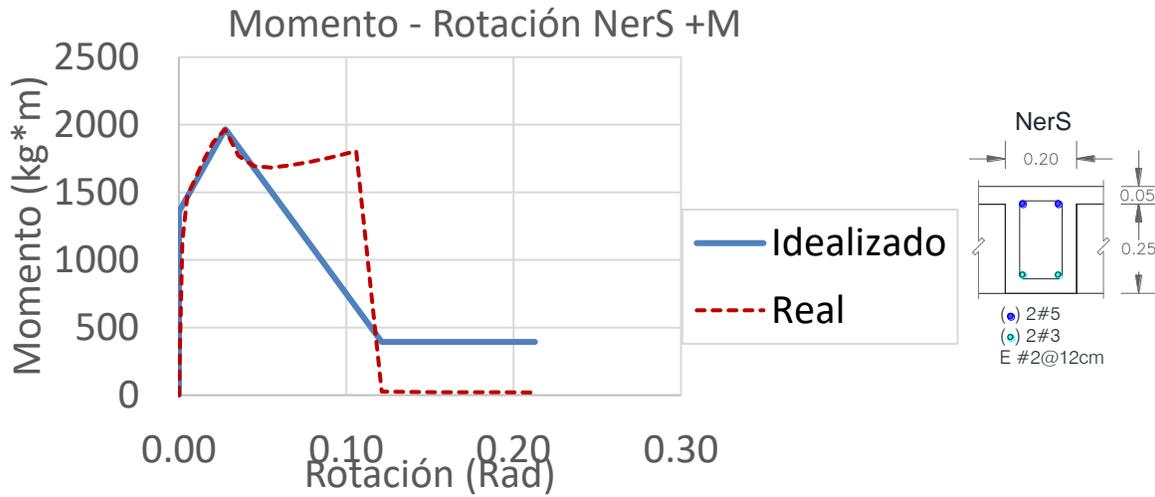


Figura 112 Momento-rotación de NerS para los modelo numéricos de seis niveles

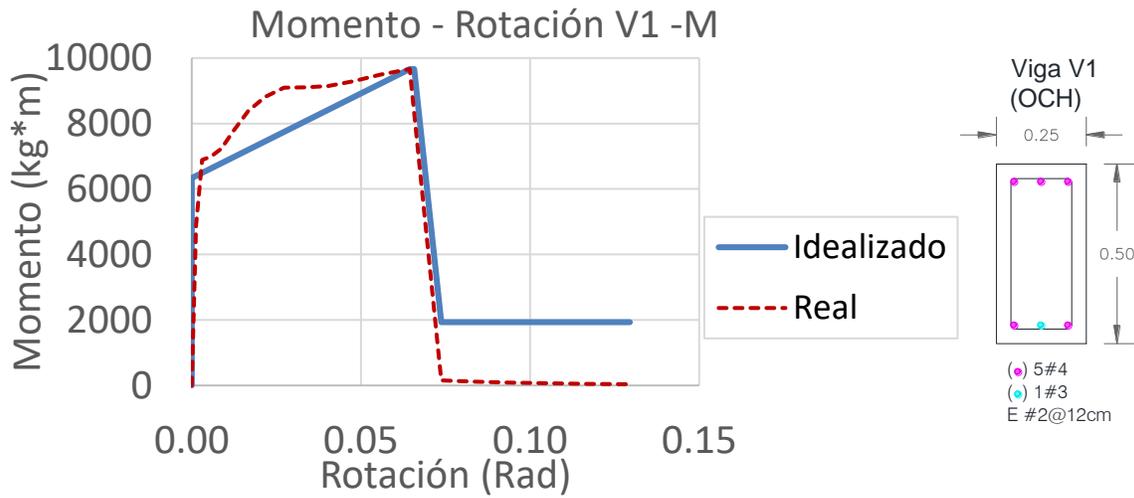
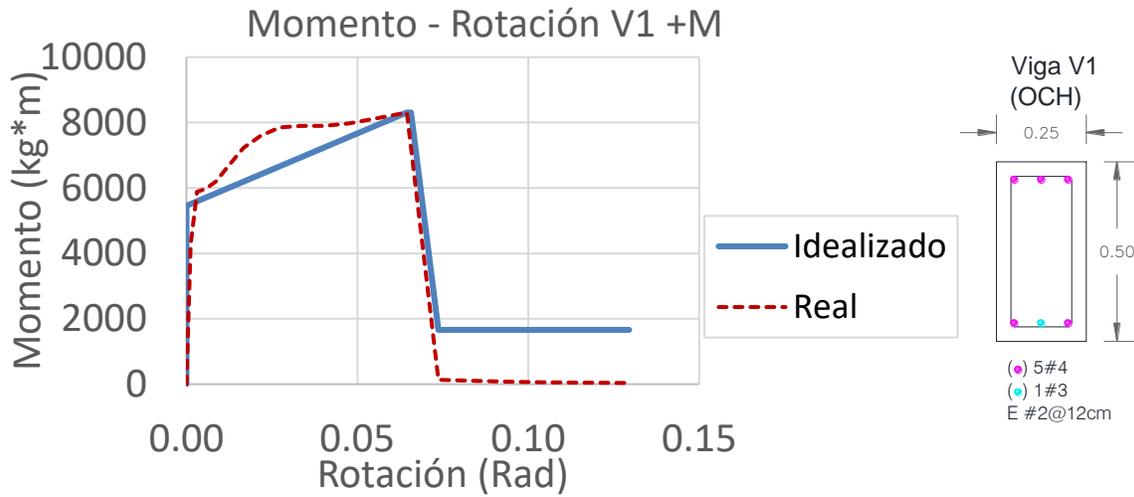


Figura 113 Momento-rotación de V1 del modelo numéricos con ochava de seis niveles

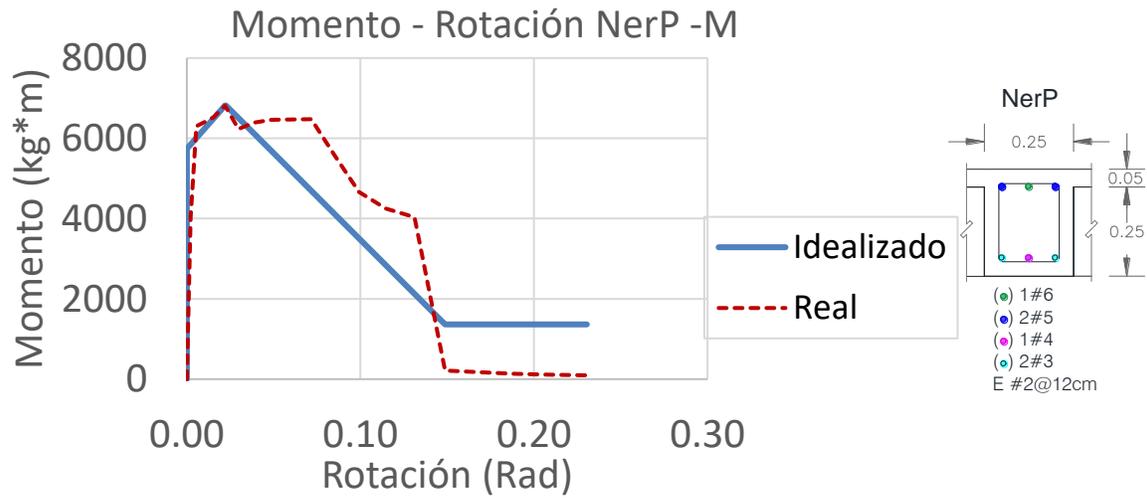
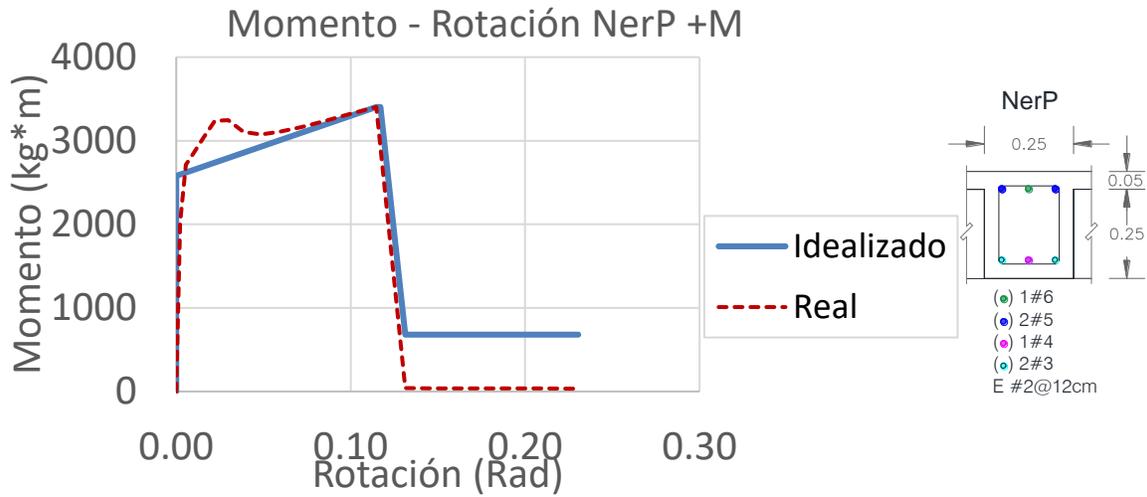


Figura 114 Momento-rotación de NerP para los modelo numéricos de ocho niveles

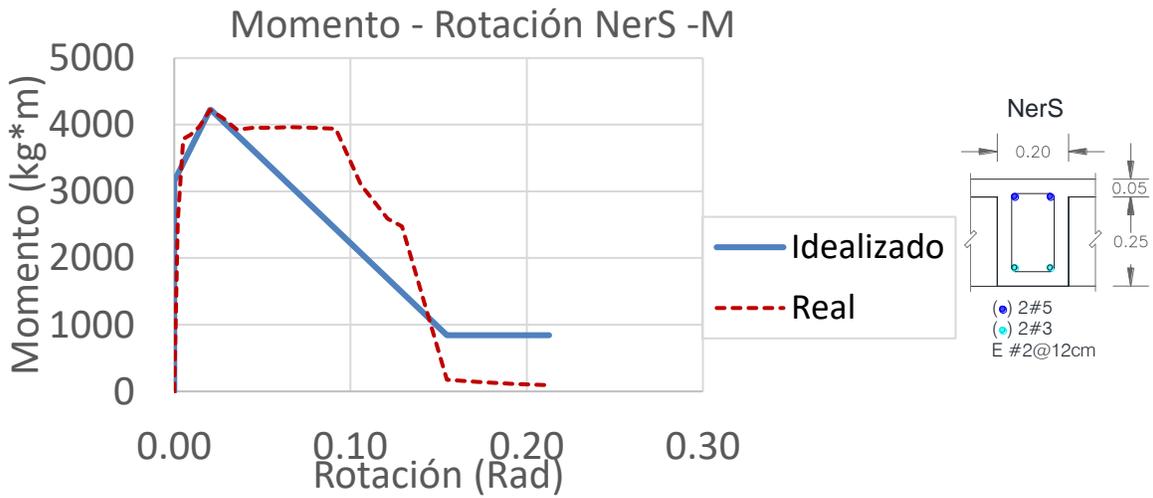
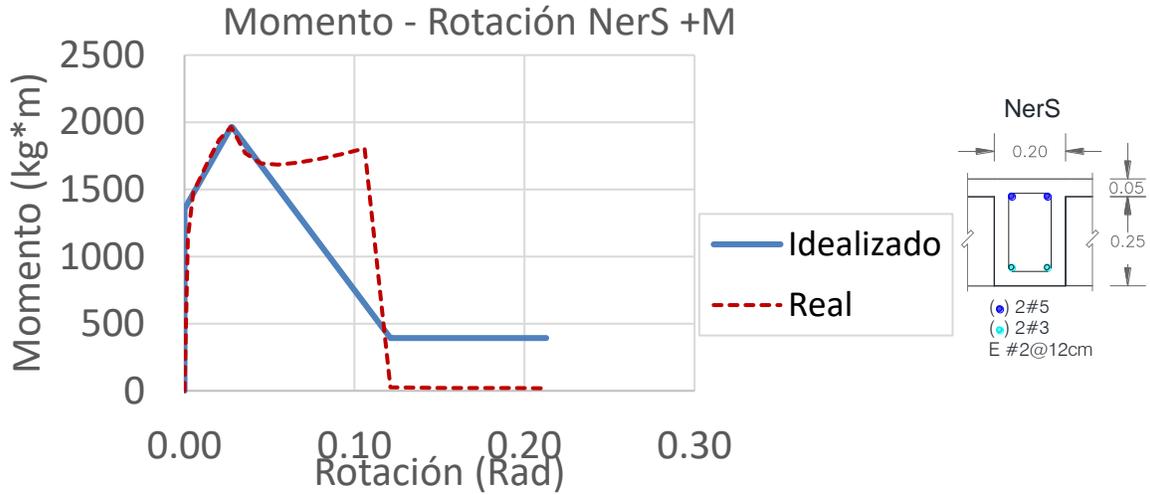


Figura 115 Momento-rotación de NerS para los modelo numéricos de ocho niveles

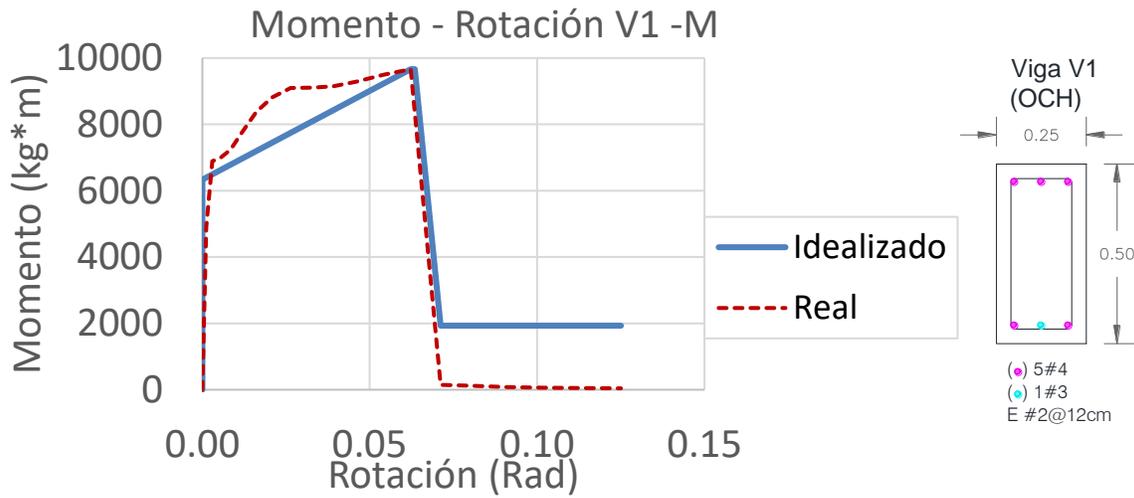
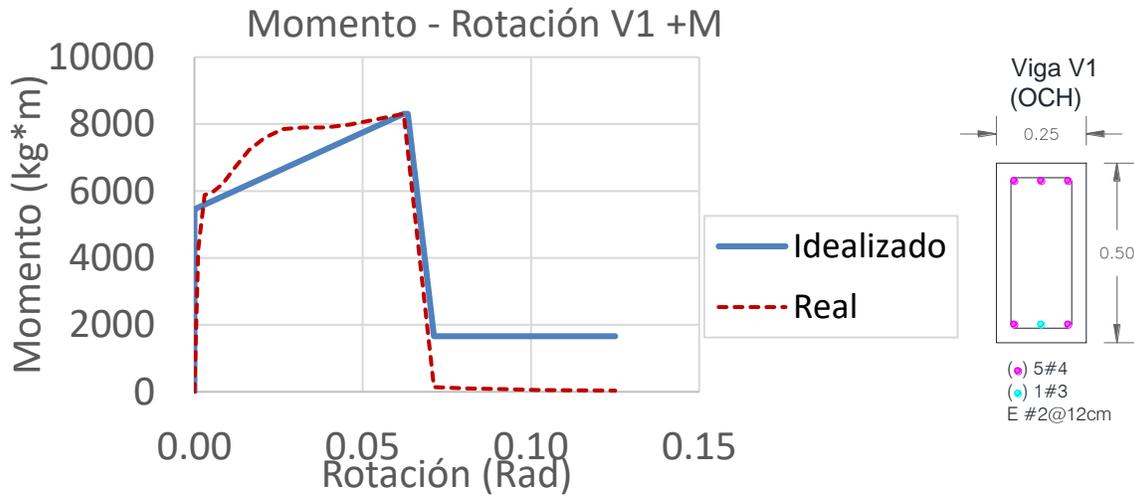


Figura 116 Momento-rotación de V1 del modelo numéricos con ochava de ocho niveles

6.6. Propiedades no lineales de las columnas

6.6.1. Obtención de las propiedades no lineales

Los elementos estructurales horizontales como las nervaduras o las vigas, trabajan principalmente a flexión, teniendo una sola resistencia de fluencia. La carga axial en un elemento disminuye la formación del agrietamiento, aumenta la resistencia de fluencia R_y y la máxima R_u , sin embargo, su ductilidad disminuye.

La resistencia de fluencia en las columnas queda definida por su interacción momento-carga axial, llamada superficie de fluencia. Esta superficie de fluencia depende de la dirección del momento y de la magnitud de la carga axial, formando una superficie de fluencia tridimensional, como se muestra en la figura 117.

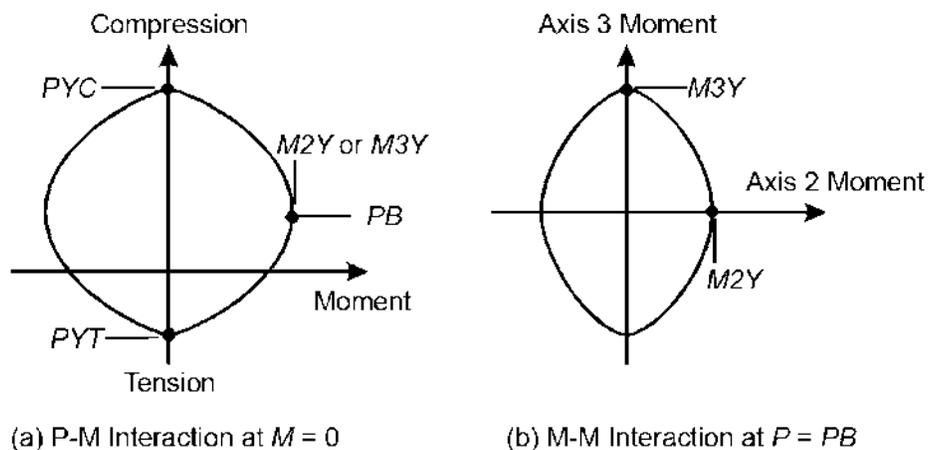


Figura 117 Superficie de fluencia P-M-M de una columna de concreto (Perform3D, 2021)

Como se observa en la figura 117, la superficie de fluencia puede cambiar cuando los momentos de fluencia son distintos en cada dirección, dependiendo de las dimensiones y del acero de refuerzo de la columna. No obstante, las columnas de este trabajo son de sección cuadrada con acero de refuerzo longitudinal simétrico en ambas direcciones, por lo que solo se ocupa ingresar la información de una dirección.

Los valores importantes para generar la superficie de fluencia son tres: carga axial a tensión PYT y a compresión PYC cuando el momento $M=0$ y el valor máximo de momento $M2Y/M3Y$ con su respectiva carga axial PB.

La figura 118 muestra la superficie de fluencia de la columna C1 de los modelos numéricos de cuatro niveles.

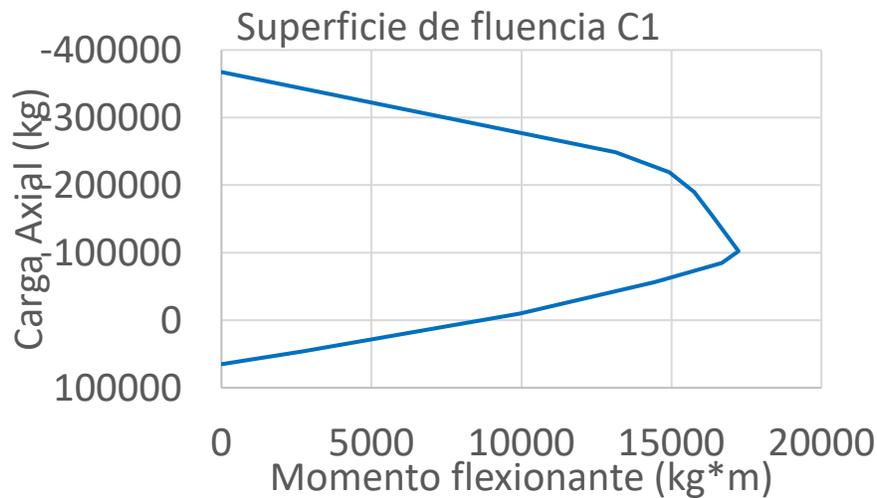


Figura 118 Superficie de fluencia P-M-M de C1 de los modelos numéricos de cuatro niveles

La gráfica momento-curvatura, además de considerar las dimensiones de la sección transversal y el confinamiento que genera el acero de refuerzo, toma en cuenta la carga axial. La figura 119 se muestra la gráfica momento-curvatura de la columna C1.

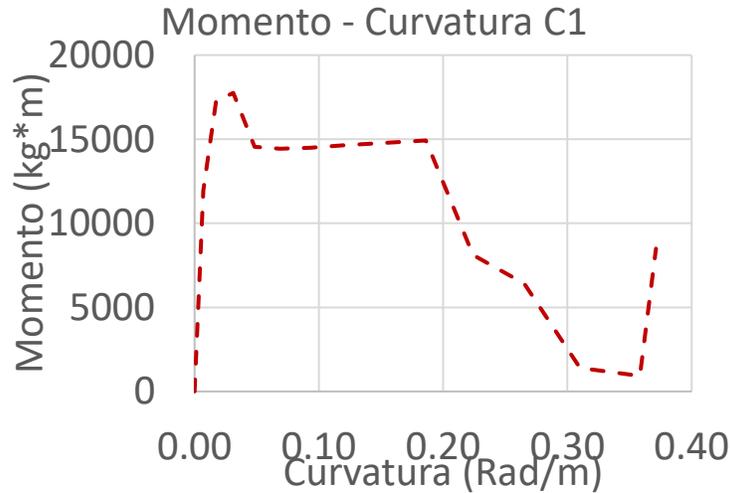


Figura 119 Gráfica momento-curvatura en ambas direcciones de la columna C1 de los modelos numéricos con cuatro niveles

La curvatura de la figura 119 se multiplica por su longitud de articulación plástica obtenida en el capítulo 6.4 (0.23m) para convertirse en rotación (radianes), y proceder a generar la gráfica idealizada que se ingresará en el programa.

Para la gráfica idealizada, el momento de fluencia M_y se obtiene con el criterio de Caltrans, con una rotación $D_y=0$. El momento máximo M_u y su respectiva rotación D_u serán la misma que las presentes en la gráfica real. Dejando meseta mínima que obliga el programa ($D_u*1.02$), se obtiene la rotación en la que inicia la resistencia residual D_r de la gráfica real y se le asigna el momento residual M_r (20% de M_u o el momento residual de la gráfica real cuando sea mayor al 20% de M_u). Por último, el momento residual continua hasta la rotación última D_x de la gráfica real.

Las gráficas de momento-rotación de C1 real e idealizado se muestran en la figura 120.

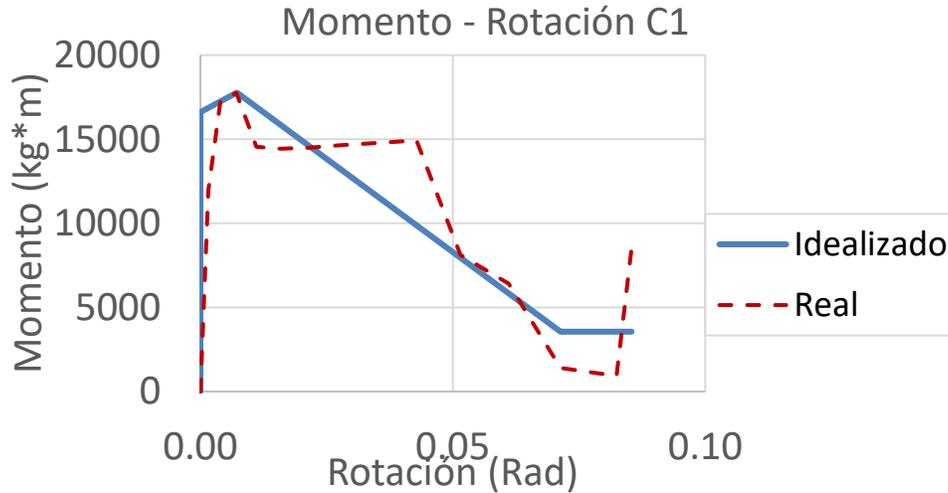


Figura 120 Gráficas momento-rotación real e idealizado en ambas direcciones de la columna C1 de los modelos numéricos con cuatro niveles

Los valores de los puntos Y, U, L, R y X para la degradación cíclica quedan definidos como se muestra en la tabla 48, se usan los mismos valores para todas las columnas de este trabajo.

Tabla 48 Valores de Y, U, L, R y X para la degradación cíclica en columnas

Degradación cíclica	
Y	0.9
U	0.7
R	0.5
L	0.35
X	0.3

6.6.2. Obtención de los criterios de aceptación

Siguiendo con las indicaciones del AISCE 41-17, los niveles de desempeño para las columnas se muestran en la figura 121.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023 \frac{V_{YE}}{V_{Co/OE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> ^b	0.7 <i>b</i> ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yE}}} - 0.01 \geq a^a \right.$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yE}}{\rho_t f_{yE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12\rho_t^e \right) \geq 0.0$ ≤ 0.06			
$c = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$			

Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005.

$V_{YE}/V_{Co/OE}$ shall not be taken as less than 0.2.

N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.

^a *b* shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than *a*.

^b $N_{UD}/(A_g f_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1.

^c Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

^d *a* for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.

^e ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.

Figura 121 Criterios de aceptación para las columnas de concreto del AISCE 41-17

Los criterios de aceptación están relacionados a *b*, que como se muestra en la figura 122, es la curvatura o rotación última en la envolvente de la columna.

Se usarán las fórmulas de la figura 121 para obtener los criterios de aceptación, considerando que la columna es controlada por empalme inadecuado. Sin embargo, el valor de *b* se obtendrá de la gráfica momento-curvatura del elemento, utilizando como magnitud de carga axial a la obtenida de un análisis dinámico modal lineal de los 36 registros.

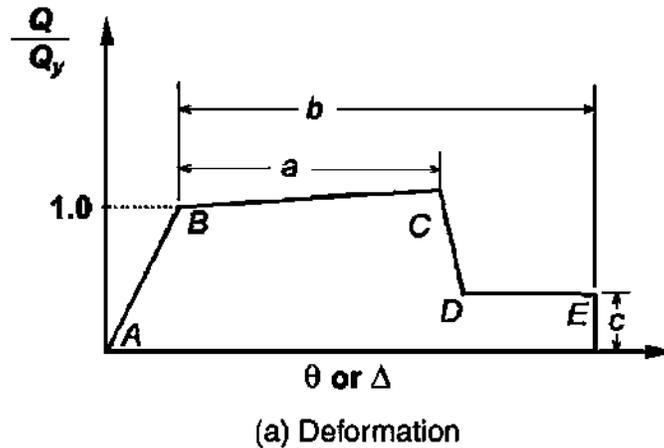


Figura 122 Envolvente para definir los criterios de aceptación del AISCE 41-17

Para la columna C1 de los modelos numéricos de cuatro niveles, la carga axial máxima del análisis dinámico modal fue de 215087.30 kg. Utilizando dicha carga axial en la obtención de la gráfica momento-curvatura, la curvatura última es de 0.1361 rad/m.

Se transforma la curvatura última en rotación para utilizar las fórmulas de la figura 121.

$$DX = C = 0.1361 \frac{\text{rad}}{\text{m}} * 0.23\text{m} = 0.03130\text{rad}$$

$$IO = 0.00001\text{rad}$$

$$LS = (0.5)0.03130\text{rad} = 0.01565\text{rad}$$

$$CP = (0.7)0.03130\text{rad} = 0.02191\text{rad}$$

6.6.3. Gráfica de momento-rotación de las columnas

Las tablas 49 a 51 muestra los criterios de aceptación de las columnas para cuatro, seis y ocho niveles respectivamente. Solo en el caso de los modelos numéricos de cuatro niveles influyó la distribución en planta porque la carga axial máxima fue menor al límite máximo posible de su sección transversal. Se agregó el nivel de colapso C con el valor obtenido de b.

Tabla 49 Criterios de aceptación de las columnas en modelos numéricos con cuatro niveles

Nivel	Criterios de aceptación		
	REC	ENT	OCH
IO	0.00001	0.00001	0.00001
LS	0.01565	0.02249	0.01709
CP	0.02191	0.03149	0.02392
C	0.03130	0.04499	0.03418

Tabla 50 Criterios de aceptación de las columnas en modelos numéricos con seis niveles

Criterios de aceptación	
Nivel	Rot (rad)
IO	0.00001
LS	0.00879
CP	0.01230
C	0.01757

Tabla 51 Criterios de aceptación de las columnas en modelos numéricos con ocho niveles

Criterios de aceptación	
Nivel	Rot (rad)
IO	0.00001
LS	0.00684
CP	0.00958
C	0.01369

Las figuras 123, 124 y 125 muestran los diagramas momento-rotación de las columnas con comportamiento no lineal. La información varía dependiendo del número de niveles de los modelos numéricos, sin importar la distribución de planta (rectangular, con entrante y con ochava). La información de los diagramas momento-rotación se encuentran en la tabla 52.

Tabla 52 Valores momento-rotación de las columnas de los modelo numéricos de cuatro, seis y ocho niveles

Puntos	C1 N4		C1 N6		C1 N8	
	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m	Rotación rad	Momento kg*m
Y	0.0000	16606.83	0.0000	27182.76	0.0000	48599.73
U	0.0071	17755.00	0.0076	29067.00	0.0057	51934.00
L	0.0073	17755.00	0.0077	29067.00	0.0058	51934.00
R	0.0713	3551.00	0.0757	5813.40	0.0409	10386.80
X	0.0854	3551.00	0.0938	5813.40	0.0628	10386.80

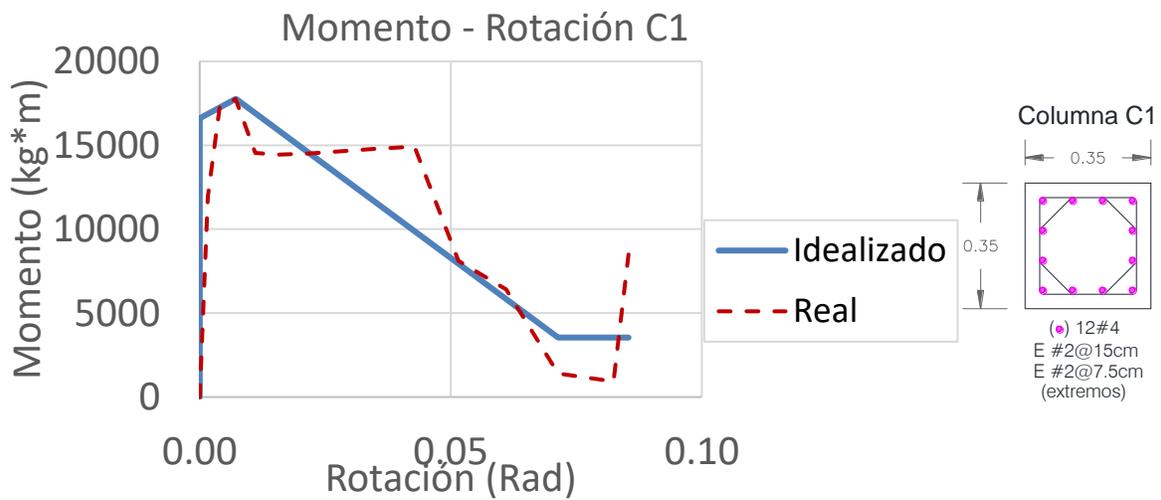


Figura 123 Momento-rotación de C1 para los modelo numéricos de cuatro niveles

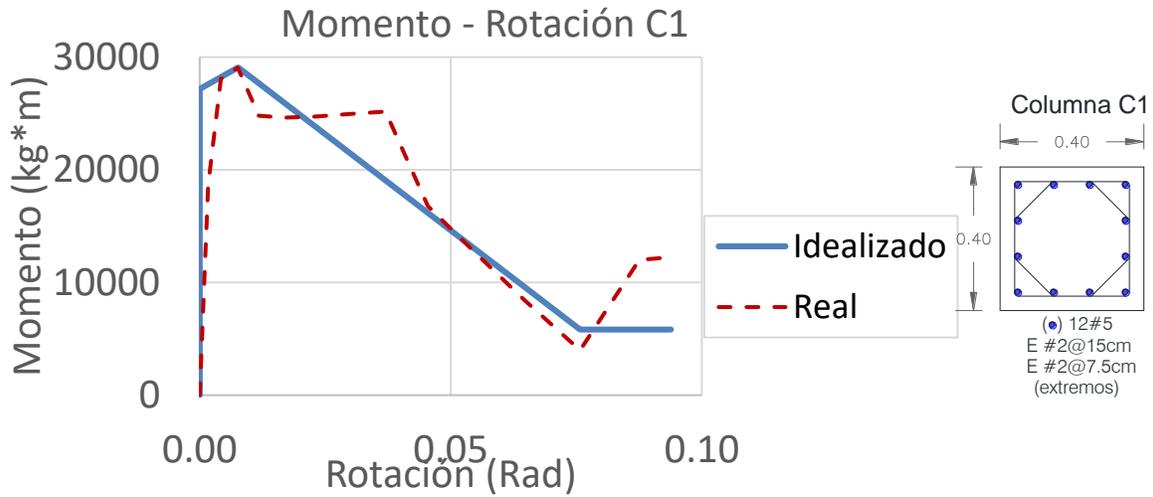


Figura 124 Momento-rotación de C1 para los modelo numéricos de seis niveles

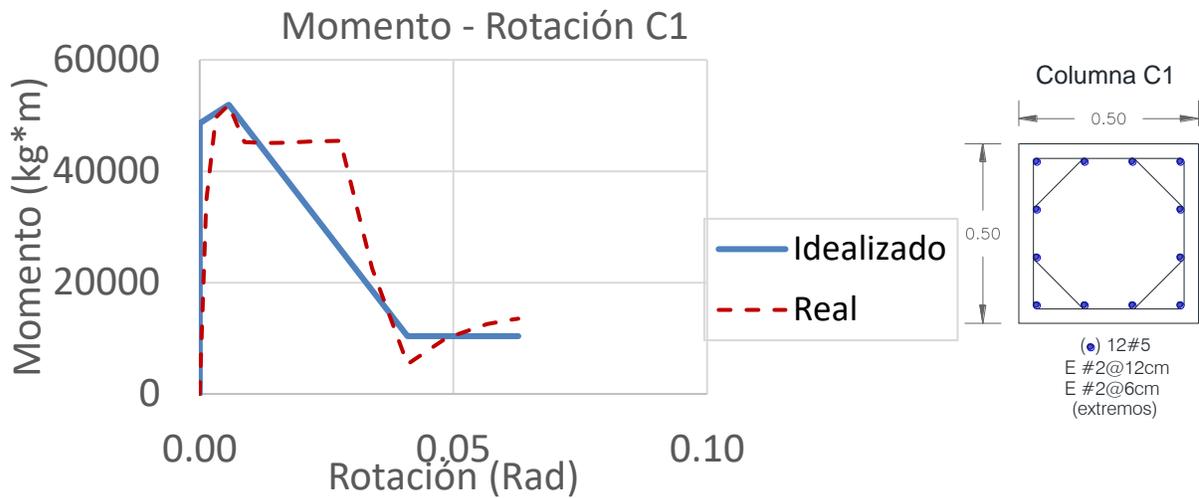


Figura 125 Momento-rotación de C1 para los modelo numéricos de ocho niveles

6.7. Propiedades no lineales de los muros

6.7.1. Diagonal equivalente

Los muros de relleno no contribuyen estructuralmente ante carga gravitacional, pero cuando el edificio presenta cargas laterales, los muros aportan rigidez lateral. Por el proceso constructivo, no existe una unión entre el muro y el marco estructural (con vigas

o nervaduras), provocando separación cuando se presentan las cargas laterales (figura 126).

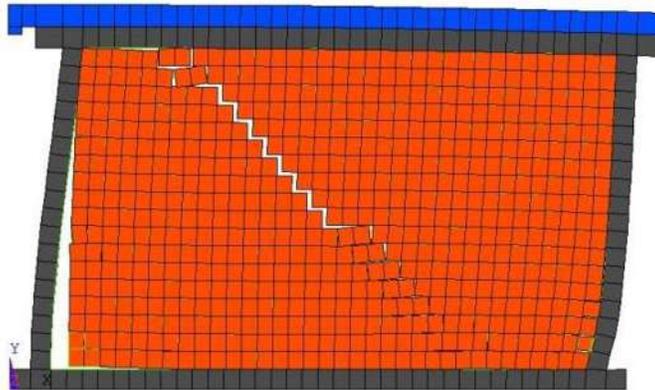


Figura 126 Separación del muro de mampostería y el marco de concreto (Lizárraga, J. F. et al., 2015)

No todo el muro participa en la rigidez y resistencia ante las cargas laterales. Como se muestra en la figura 127, los esfuerzos se concentran en las esquinas donde el muro es sometido a compresión y forman una franja diagonal de esfuerzos que los une.

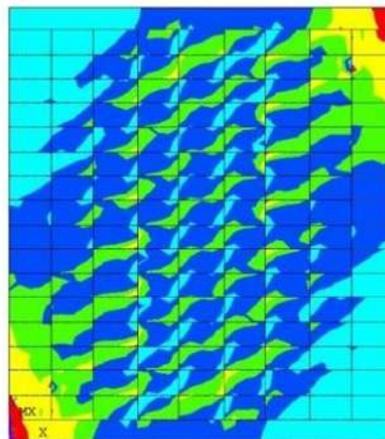


Figura 127 Concentración de esfuerzos de compresión en un análisis de elemento finito de un muro de mampostería ante cargas laterales (Lizárraga, J. F. et al., 2015)

Para realizar modelos numéricos que consideren estos muros, se sustituyen por una diagonal equivalente que une las esquinas, con las siguientes características:

- Se recomienda para muros confinados (con cadenas y castillos).
- La fuerza cortante se transmite por la diagonal, actuando como una fuerza a compresión.
- Los extremos son biarticulados.
- Solo actúa a compresión. Como el sismo tienen diferente sentido, un muro puede generar dos diagonales como se muestra en la figura 128.

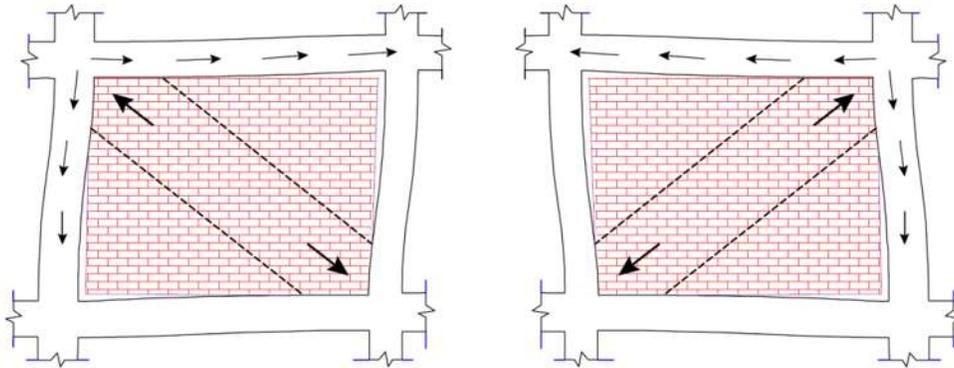


Figura 128 Diagonal equivalente para modelar muros diafragma de mampostería (Comité de Mampostería, 2012)

La figura 129 muestra la geometría de la diagonal equivalente, cuyas características se obtienen usando el procedimiento indicado en las NTC-17. A continuación se muestran las ecuaciones 59 a 63 para obtener las dimensiones de la diagonal equivalente de los edificios de cuatro niveles.

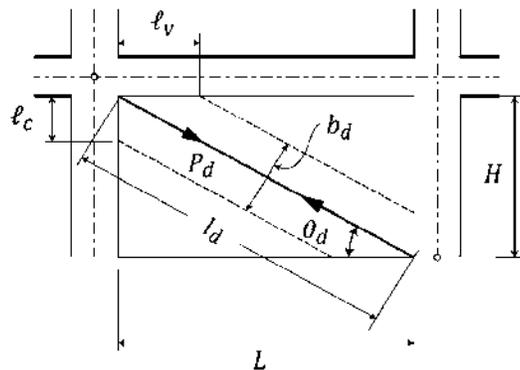


Figura 129 Geometría de la diagonal equivalente indicado en las NTC-17

$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \text{Sen}(2\theta_d)} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (59)$$

$$\ell_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \text{Sen}(2\theta_d)} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (60)$$

$$\theta_d = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \quad (61)$$

$$l_d = \sqrt{H^2 + L^2} \quad (62)$$

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad (63)$$

donde:

E_f Módulo de elasticidad del marco.

E_m Módulo de elasticidad de la mampostería.

I_c Momento de inercia bruta de la columna.

I_v Momento de inercia bruta de la viga.

H Altura libre del muro.

L Longitud del muro.

θ_d Ángulo de la diagonal.

ℓ_c Longitud de contacto del muro con la columna.

ℓ_v Longitud de contacto del muro con la viga.

l_d Longitud de la diagonal.

b_d Ancho de la diagonal.

t Espesor del muro de mampostería.

Se obtiene el momento de inercia bruta de la columna y nervatura principal.

$$I_c = \frac{1}{12}(35cm)(35cm)^3 = 125052.08cm^4$$

$$I_v = \frac{1}{12}(25cm)(30cm)^3 = 56250cm^4$$

El ángulo de la diagonal equivalente con la ecuación 61.

$$\theta_d = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{240cm}{465cm}\right) = 0.48rad$$

Con los datos anteriores se obtienen las longitudes de contacto del muro con las ecuaciones 59 y 60.

$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \text{Sen}(2\theta_d)} \right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 \left(158113.88 \frac{kg}{cm^2} \right) (125052.08cm^4) (240cm)}{\left(7600 \frac{kg}{cm^2} \right) (15cm) \text{Sen}(2(0.48rad))} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$\ell_c = 187.79cm$$

$$\ell_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \text{Sen}(2\theta_d)} \right)^{\frac{1}{4}} = \pi \left(\frac{4 \left(158113.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (56250 \text{cm}^4) (465 \text{cm})}{\left(7600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (15 \text{cm}) \text{Sen}(2(0.48 \text{rad}))} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$\ell_v = 362.89 \text{cm}$$

La longitud de la diagonal equivalente se determina con la ecuación 62.

$$l_d = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{(240 \text{cm})^2 + (465 \text{cm})^2}$$

$$l_d = 523.28 \text{cm}$$

Se utiliza la ecuación 63 para obtener el ancho de la diagonal equivalente, utilizando la información obtenida anteriormente. De las dos expresiones se elige el ancho menor.

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4} = \frac{1}{2} \sqrt{(187.79 \text{cm})^2 + (362.89 \text{cm})^2} \leq \frac{523.28 \text{cm}}{4}$$

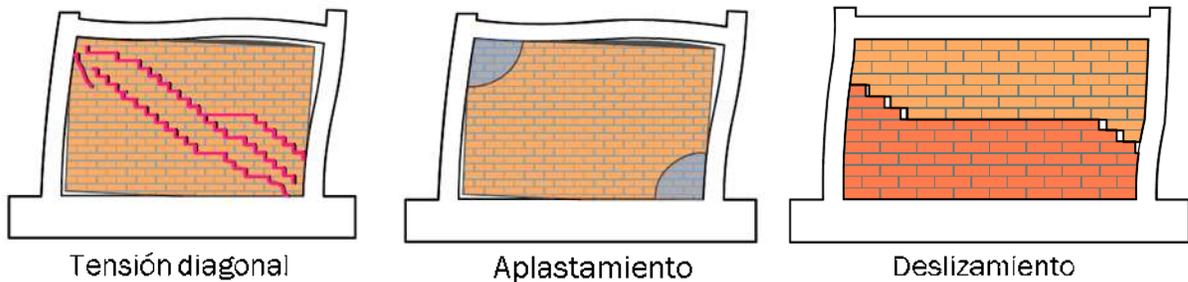
$$b_d = 204.30 \text{cm} \leq 130.82 \text{cm} \therefore b_d = 130.82 \text{cm}$$

6.7.2. Obtención de las propiedades no lineales

El comportamiento no lineal de los muros de mampostería ante cargas laterales es difícil de obtener por la heterogeneidad del material, lo limitado de pruebas de laboratorio y la gran variedad de calidad.

Con la información obtenida en las NTC-17 y documentos como Comité de Mampostería, 2012, se caracteriza las propiedades de los muros de mampostería.

Se consideran los diferentes tipos de falla (figura 130) que puede presentar los muros de mampostería ante cargas laterales:



Tensión diagonal

Aplastamiento

Deslizamiento

Figura 130 Tipos de falla de un muro diafragma (Comité de Mampostería, 2012)

1. Tensión diagonal (dúctil). Los esfuerzos cortantes forman agrietamiento en los tabiques y en las juntas diagonalmente, de techo a piso. Es la falla con mayor ductilidad y la ideal en todo muro. Las ecuaciones 64 a 67 determinan la fuerza cortante para este caso.

$$V_{R(td)} = 0.5v'_m A_T f \quad (64)$$

$$A_T = L * t \quad (65)$$

$$f = 1.5 \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \quad (66)$$

$$f = 1 \text{ si } \frac{H}{L} \geq 1 \quad (67)$$

2. Aplastamiento (frágil). Se forma cuando la demanda de compresión en el muro diafragma es mayor a la resistencia del tabique, generalmente se presenta en las esquinas. Es una falla frágil porque existe desprendimiento en los extremos que elimina la continuidad de la diagonal de esfuerzos. Las ecuaciones 68 y 69 muestran la forma de calcularlo.

$$V_{R(ap)} = 0.4f'_m A_{de} \text{Cos}(\theta_d) \quad (68)$$

$$A_{de} = b_d * t \quad (69)$$

3. Deslizamiento (frágil). Generalmente se presenta en muros con mayor longitud que altura, donde los esfuerzos cortantes generan un desprendimiento de los tabiques y las juntas de mortero. Al deslizarse los tabiques, evita que se forme la diagonal de esfuerzos. En la ecuación 70 se muestra la fórmula para calcularlo.

$$V_{R(des)} = \frac{0.4v'_m A_T}{1 - 0.9 \tan(\theta_d)} \quad (70)$$

donde:

$V_{R(td)}$ Resistencia cortante por tensión diagonal.

v'_m Resistencia del esfuerzo cortante en la mampostería.

A_T Área transversal horizontal del muro diafragma, incluyendo castillos.

A_{de} Área transversal de la diagonal equivalente.

f Factor de incremento en muros alargados. Cuando H/L no caiga en los casos de la ecuación 66 y 67, se realiza una interpolación lineal.

f'_m Resistencia a compresión del muro de mampostería.

Con la información de Comité de Mampostería (2012), se obtiene la envolvente ideal de una mampostería confinada en la figura 131. Cuando el cortante sobrepasa V_{agr} , el muro se agrieta y pierde rigidez, sin embargo, logra tener un aumento en su resistencia de cortante (V_m) antes del colapso. La envolvente es función de la rotación θ .

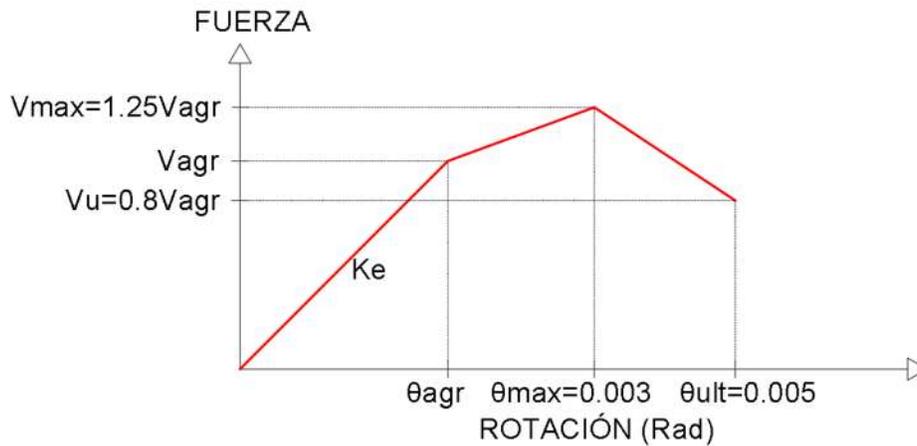


Figura 131 Envolvente ideal para un muro de mampostería confinada

El mejor comportamiento se presenta cuando la resistencia al cortante por aplastamiento $V_{R(ap)}$ y por deslizamiento $V_{R(des)}$ son mayores a V_{max} . En caso contrario, el valor del cortante de la envolvente disminuirá abruptamente hasta el 20% del cortante máximo y se mantendrá constante hasta su rotación última θ_{ult} .

La envolvente del muro de mampostería de la figura 131 deberá adaptarse a la diagonal equivalente, que solo se comprime ante una carga axial a compresión, como se muestra en la figura 132. La fuerza cortante V se convertirá en esfuerzo a compresión σ y la rotación θ en deformación unitaria ϵ .

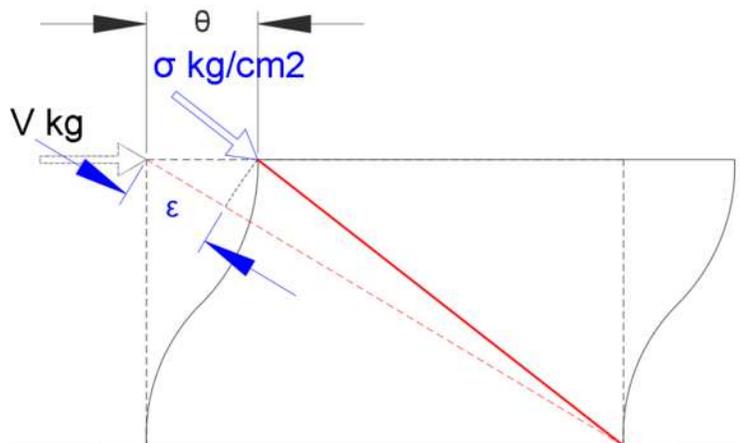


Figura 132 Adaptación del cortante de muro diafragma a la diagonal equivalente

Para formar la envolvente ideal se obtiene la resistencia cortante de agrietamiento V_{agr} , máxima V_{max} y última V_u con las ecuaciones 71 a 73 y se convierten en esfuerzos resistentes a cortante con la ecuación 74.

$$V_{agr} = V_{R(td)} \quad (71)$$

$$V_{max} = 1.25V_{agr} \quad (72)$$

$$V_u = 0.8V_{agr} \quad (73)$$

$$\sigma = \frac{V}{A_{de} \cos(\theta_d)} \quad (74)$$

Cuando los esfuerzos de la envolvente de la diagonal equivalente sean distintos a la envolvente ideal, se interpolarán linealmente sus valores.

Las deformaciones unitarias de la envolvente ideal se obtienen de las ecuaciones 75 a 84.

$$\varepsilon_{agr} = \frac{\sigma_{agr}}{E_m} \quad (75)$$

$$\theta_{max} = 0.003 \quad (76)$$

$$\theta_m = \theta_{max} \quad (77)$$

$$L'' = L - H\theta_m \quad (78)$$

$$l_d'' = \sqrt{H^2 + L''^2} \quad (79)$$

$$\varepsilon_m = \frac{l_d - l_d''}{l_d} \quad (80)$$

$$\theta_u = 0.005 \quad (81)$$

$$L''' = L - H\theta_u \quad (82)$$

$$l_d''' = \sqrt{H^2 + L'''^2} \quad (83)$$

$$\varepsilon_u = \frac{l_d - l_d'''}{l_d} \quad (84)$$

donde:

θ_{agr} Rotación de agrietamiento de la envolvente de los muros diafragma.

θ_{max} Rotación cuando se alcanza el cortante máximo V_{max} en la envolvente idealizada.

θ_m Rotación cuando se alcanza el cortante máximo V_m en la envolvente, tiene el mismo valor que θ_{max} .

θ_u Rotación última de la envolvente.

σ Esfuerzo a compresión.

L'' y L''' Longitud del muro diafragma después de su deformación con cortante máximo y último respectivamente.

l_d'' y l_d''' Longitud de la diagonal equivalente después de su deformación con cortante máximo y último respectivamente.

σ_{agr} Esfuerzo a compresión de agrietamiento.

- σ_m Esfuerzo a compresión máximo.
- σ_u Esfuerzo a compresión último.
- ε_{agr} Deformación unitaria cuando hay σ_{agr} .
- ε_m Deformación unitaria cuando hay σ_m .
- ε_u Deformación unitaria última cuando.

La ecuación 75 es válida mientras el elemento estructural permanezca en el intervalo elástico, además el resultado está en unidades de esfuerzo, por lo que no es necesario convertirlo de cortante a esfuerzo.

Las ecuaciones 76 a 80 y 81 a 84 se obtienen usando geometría del marco como se observa en las figuras 132 y 133. Se relaciona directamente la rotación θ usando H, L y L'', mientras que la deformación unitaria se relaciona con l_d y l_d'' .

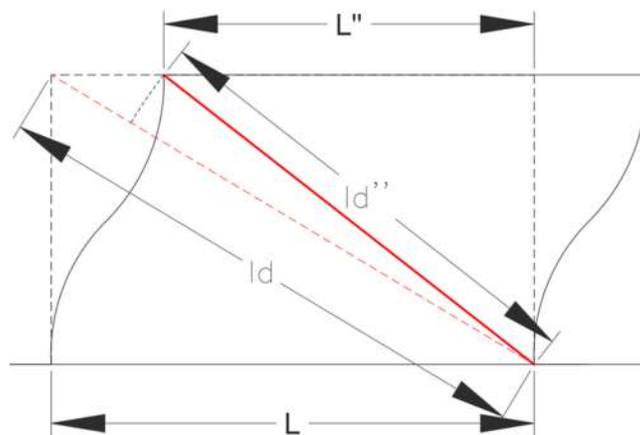


Figura 133 Cambios de dimensiones de la diagonal equivalente ante una carga lateral

Cuando el esfuerzo de agrietamiento σ_{agr} en la diagonal equivalente es menor a la envolvente ideal, se utiliza la ecuación 75 usando el esfuerzo de agrietamiento de la diagonal equivalente para obtener su deformación unitaria de agrietamiento ε_{agr} .

Cuando el esfuerzo máximo ε_m de la diagonal equivalente es mayor que el esfuerzo de agrietamiento σ_{agr} pero menor que su esfuerzo máximo σ_{max} de la envolvente ideal, se usan las ecuaciones 85 a 88. La ecuación 77 se sustituye por la 88.

$$l_d' = l_d(1 - \varepsilon_{agr}) \quad (85)$$

$$L' = \sqrt{l_d'^2 - H^2} \quad (86)$$

$$\theta_{agr} = \frac{L - L'}{H} \quad (87)$$

$$\theta_m = \frac{(\theta_{max} - \theta_{agr})(V_m - V_{agr})}{V_{max} - V_{agr}} + \theta_{agr} \quad (88)$$

donde:

L' Longitud del muro diafragma después de su deformación con cortante de agrietamiento

l_d' Longitud de la diagonal equivalente después de su deformación con cortante de agrietamiento

Se necesita el valor de la rotación de agrietamiento θ_{agr} para generar la interpolación lineal del cortante máximo θ_m .

A partir de la diagonal equivalente de los modelos numéricos de cuatro niveles, obtenida en el capítulo 6.7.2, se obtiene su resistencia a cortante.

Se calcula las tres resistencias a cortante de las ecuaciones 64, 68 y 70.

$$A_T = L * t = (465cm) * (15cm) = 6975cm^2$$

$$\frac{H}{L} = \frac{240cm}{465cm} = 0.5161 \quad \text{Se interpola } f$$

$$f = 1.5 - \frac{\left(\frac{H}{L} - 0.2\right)(1.5 - 1)}{1 - 0.2} = 1.5 - \frac{(0.5161 - 0.2)(1.5 - 1)}{1 - 0.2} = 1.30$$

Se calcula la resistencia al cortante por tensión diagonal.

$$V_{R(td)} = 0.5v'_m A_T f = 0.5 \left(3.5 \frac{kg}{cm^2} \right) (6975 cm^2) (1.30) = 15897.66 kg$$

Se calcula la resistencia al cortante por aplastamiento.

$$V_{R(ap)} = 0.4f'_m b_d t \text{Cos}(\theta_d) = 0.4 \left(19 \frac{kg}{cm^2} \right) (130.82 cm) (15 cm) \text{Cos}(0.48 rad) = 13252.50 kg$$

Se calcula la resistencia al cortante por deslizamiento.

$$V_{R(des)} = \frac{0.4v'_m A_T}{1 - 0.9 \text{Tan}(\theta_d)} = \frac{0.4 \left(3.5 \frac{kg}{cm^2} \right) (6975 cm^2)}{1 - 0.9 \text{Tan}(0.48 rad)} = 18235.84 kg$$

La envolvente ideal de la diagonal equivalente se forma con las ecuaciones 71 a 88.

$$V_{agr} = V_{R(td)} = 15897.66 kg$$

$$\sigma_{agr} = \frac{V_{agr}}{A_{de} \text{Cos}(\theta_d)} = \frac{(15897.66 kg)}{(1962.31 cm^2) \text{Cos}(0.48 rad)} = 9.12 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_{max} = 1.25V_{agr} = 1.25(15897.66 kg) = 19872.07 kg$$

$$\sigma_{max} = \frac{V_{max}}{A_{de} \text{Cos}(\theta_d)} = \frac{(19872.07 kg)}{(1962.31 cm^2) \text{Cos}(0.48 rad)} = 11.40 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_u = 0.8V_{agr} = 0.8(15897.66 kg) = 12718.13 kg$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{A_{de} \cos(\theta_d)} = \frac{(12718.13kg)}{(1962.31cm^2) \cos(0.48rad)} = 7.29 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\varepsilon_{agr} = \frac{\sigma_{agr}}{E_m} = \frac{\left(9.12 \frac{kg}{cm^2}\right)}{\left(11400 \frac{kg}{cm^2}\right)} = 0.000800 \frac{cm}{cm}$$

$$\theta_{max} = 0.003rad$$

$$\theta_m = \theta_{max} = 0.003rad$$

$$L'' = L - H\theta_m = (465cm) - (240cm)(0.003rad) = 464.28cm$$

$$l_d'' = \sqrt{H^2 + L''^2} = \sqrt{(240cm)^2 + (464.28cm)^2} = 522.64cm$$

$$\varepsilon_m = \frac{l_d - l_d''}{l_d} = \frac{(523.28cm) - (522.64cm)}{(523.28cm)} = 0.001222 \frac{cm}{cm}$$

$$\theta_u = 0.005$$

$$L''' = L - H\theta_u = (465cm) - (240cm)(0.005rad) = 463.80cm$$

$$l_d''' = \sqrt{H^2 + L'''^2} = \sqrt{(240cm)^2 + (463.80cm)^2} = 522.22cm$$

$$\varepsilon_u = \frac{l_d - l_d'''}{l_d} = \frac{(523.28cm) - (522.22cm)}{(522.22cm)} = 0.002037 \frac{cm}{cm}$$

En la envolvente de la diagonal equivalente, el cortante está condicionado a su resistencia por aplastamiento al ser el valor mínimo. En este caso, la falla es frágil.

$$V_{agr} = V_{R(ap)} = 13252.50kg$$

$$\sigma_{agr} = \frac{V_{agr}}{A_{de} \text{Cos}(\theta_d)} = \frac{(13252.50kg)}{(1962.31cm^2) \text{Cos}(0.48rad)} = 7.60 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\varepsilon_{agr} = \frac{\sigma_{agr}}{E_m} = \frac{\left(7.60 \frac{kg}{cm^2}\right)}{\left(11400 \frac{kg}{cm^2}\right)} = 0.000667 \frac{cm}{cm}$$

$$\varepsilon_u = 0.002037 \frac{cm}{cm}$$

La envolvente, de acuerdo con el modelo del programa, tendrá un incremento post-agrietamiento, una meseta con los esfuerzos máximos y una pendiente cuando el esfuerzo disminuye al esfuerzo residual. Los valores se obtienen con las ecuaciones 89 a 93.

$$\sigma_m = 1.05\sigma_{agr} \quad (89)$$

$$\sigma_u = 0.2\sigma_m \quad (90)$$

$$\varepsilon_m = 1.12\varepsilon_{agr} \quad (91)$$

$$\varepsilon_L = 1.02\varepsilon_m \quad (92)$$

$$\varepsilon_R = 1.03\varepsilon_L \quad (93)$$

donde:

ε_L Deformación unitaria donde termina la meseta del esfuerzo máximo.

ε_R Deformación unitaria donde inicia el esfuerzo residual.

$$\sigma_m = 1.05\sigma_{agr} = 1.05\left(7.60\frac{kg}{cm^2}\right) = 7.98\frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = 0.2\sigma_m = 0.2\left(7.98\frac{kg}{cm^2}\right) = 1.60\frac{kg}{cm^2}$$

$$\varepsilon_m = 1.12\varepsilon_{agr} = 1.12\left(0.000667\frac{cm}{cm}\right) = 0.000747\frac{cm}{cm}$$

$$\varepsilon_L = 1.02\varepsilon_m = 1.02\left(0.000747\frac{cm}{cm}\right) = 0.000762\frac{cm}{cm}$$

$$\varepsilon_R = 1.03\varepsilon_L = 1.03\left(0.000762\frac{cm}{cm}\right) = 0.000784\frac{cm}{cm}$$

La figura 134 muestra la envolvente ideal y de la diagonal equivalente con relación a su resistencia. Existe una gran diferencia debido a la falla frágil que se presenta (aplastamiento).

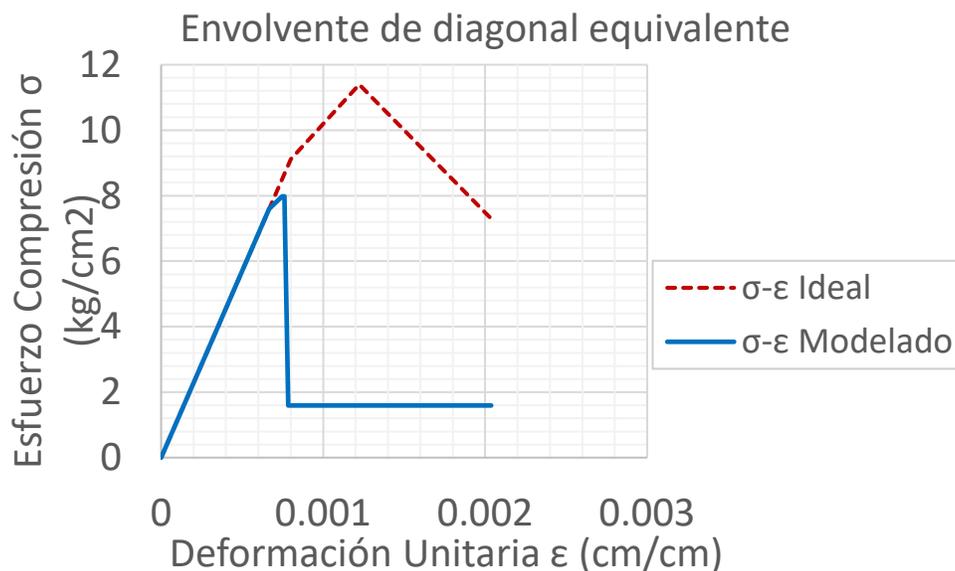


Figura 134 Envolvente de diagonal equivalente para los modelo numéricos de cuatro niveles

Los valores de los puntos Y, U, L, R y X para la degradación cíclica quedan definidos como se muestra en la tabla 53, se usan los mismos valores para todas las diagonales equivalentes que representan a los muros diafragma de este trabajo.

Tabla 53 Valores de Y, U, L, R y X para la degradación cíclica en diagonales equivalentes de muros diafragma

Degradación cíclica	
Y	0.5
U	0.35
R	0.35
L	0.2
X	0.2

6.7.3. Obtención de los criterios de aceptación

La información de Comité de Mampostería (2012), donde se obtiene la información de la envolvente, también incluye los criterios de aceptación que se muestran en la tabla 54.

Tabla 54 Criterios de aceptación en diagonales equivalentes de muros diafragma

Criterios de aceptación	θ (Rad)
Operación inmediata IO	σ_{agr}/E_m
Seguridad de vida LS	0.0022
Prevención de Colapso CP	0.0044
Colapso C	0.005

Usando el mismo criterio de las ecuaciones 76 a 80, se transforma las rotaciones de la tabla 54 a deformaciones unitarias para usarlos en la diagonal equivalente.

$$\varepsilon_{IO} = \varepsilon_{agr} = 0.000667 \frac{cm}{cm}$$

$$\theta_{LS} = 0.0022 rad$$

$$L_{LS} = L - H\theta_u = (465cm) - (240cm)(0.0022rad) = 464.47cm$$

$$l_{dLS} = \sqrt{H^2 + L_{LS}^2} = \sqrt{(240cm)^2 + (464.47cm)^2} = 522.81cm$$

$$\varepsilon_{LS} = \frac{l_d - l_{dLS}}{l_d} = \frac{(523.28cm) - (522.81cm)}{(523.28cm)} = 0.000897 \frac{cm}{cm}$$

$$\theta_{CP} = 0.0044 rad$$

$$L_{CP} = L - H\theta_u = (465cm) - (240cm)(0.0044rad) = 463.94cm$$

$$l_{dCP} = \sqrt{H^2 + L_{CP}^2} = \sqrt{(240cm)^2 + (463.94cm)^2} = 522.34cm$$

$$\varepsilon_{CP} = \frac{l_d - l_{dCP}}{l_d} = \frac{(523.28cm) - (522.34cm)}{(523.28cm)} = 0.001793 \frac{cm}{cm}$$

$$\varepsilon_C = \varepsilon_u = 0.002037 \frac{cm}{cm}$$

6.7.4. Envolvente esfuerzo a compresión-deformación unitaria de los muros

Las tablas 55 a 57 muestran los criterios de aceptación de las columnas para cuatro, seis y ocho niveles respectivamente. Se agregó el nivel de colapso C con el valor obtenido de ϵ_u .

Tabla 55 Criterios de aceptación en diagonal equivalente de muros diafragma en modelos numéricos con cuatro niveles

Criterios de aceptación	ϵ (cm/cm)
Operación inmediata IO	0.000667
Seguridad de vida LS	0.000897
Prevención de Colapso CP	0.001793
Colapso C	0.002037

Tabla 56 Criterios de aceptación en diagonal equivalente de muros diafragma en modelos numéricos con seis niveles

Criterios de aceptación	ϵ (cm/cm)
Operación inmediata IO	0.000667
Seguridad de vida LS	0.000902
Prevención de Colapso CP	0.001804
Colapso C	0.002050

Tabla 57 Criterios de aceptación en diagonal equivalente de muros diafragma en modelos numéricos con ocho niveles

Criterios de aceptación	ϵ (cm/cm)
Operación inmediata IO	0.000667
Seguridad de vida LS	0.000913
Prevención de Colapso CP	0.001827
Colapso C	0.002076

Las figuras 135, 136 y 137 muestran la envolvente de las diagonales equivalentes. La información varía dependiendo del número de niveles de los modelos numéricos, sin importar la distribución de planta (rectangular, con entrante y con ochava). Los cambios son diminutos porque solo se modifica la diagonal por el incremento de tamaño de la columna. La información de los diagramas momento-rotación se encuentran en la tabla 58.

Tabla 58 Valores momento-rotación de las diagonales equivalentes de los modelo numéricos de cuatro, seis y ocho niveles

Puntos	Diag N4		Diag N6		Diag N8	
	Deformación unitaria cm/cm	Esfuerzo cortante kg/cm ²	Deformación unitaria cm/cm	Esfuerzo cortante kg/cm ²	Deformación unitaria cm/cm	Esfuerzo cortante kg/cm ²
Y	0.000667	7.60	0.000667	7.60	0.000667	7.60
U	0.000747	7.98	0.000747	7.98	0.000747	7.98
L	0.000762	7.98	0.000762	7.98	0.000762	7.98
R	0.000784	1.60	0.000784	1.60	0.000784	1.60
X	0.002037	1.60	0.002050	1.60	0.002076	1.60

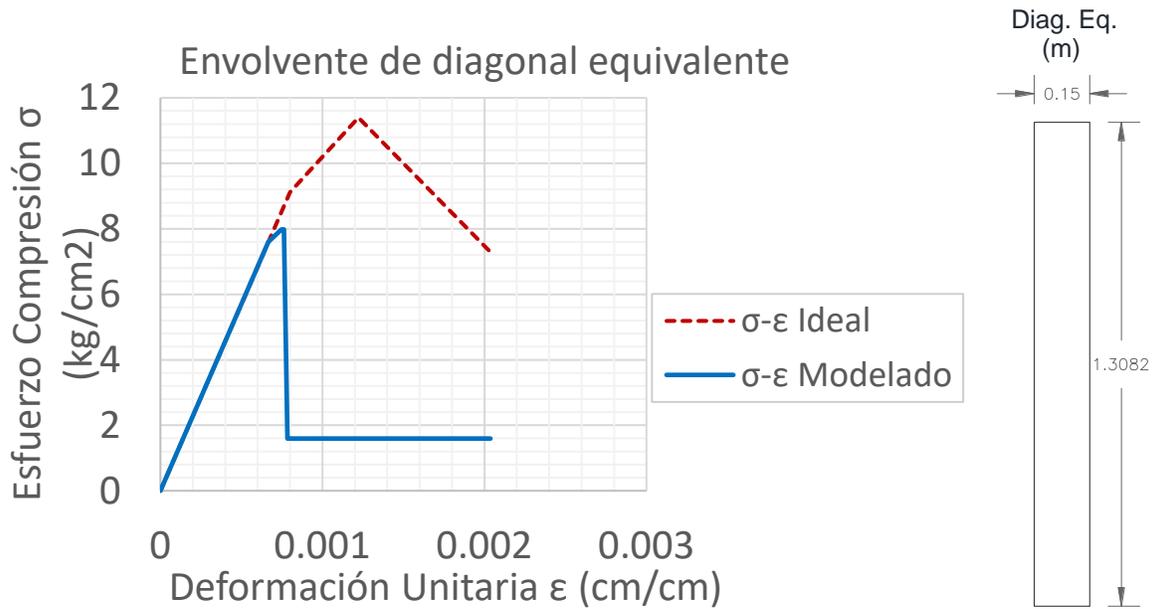


Figura 135 Envlovente de diagonal equivalente para los modelo numéricos de cuatro niveles

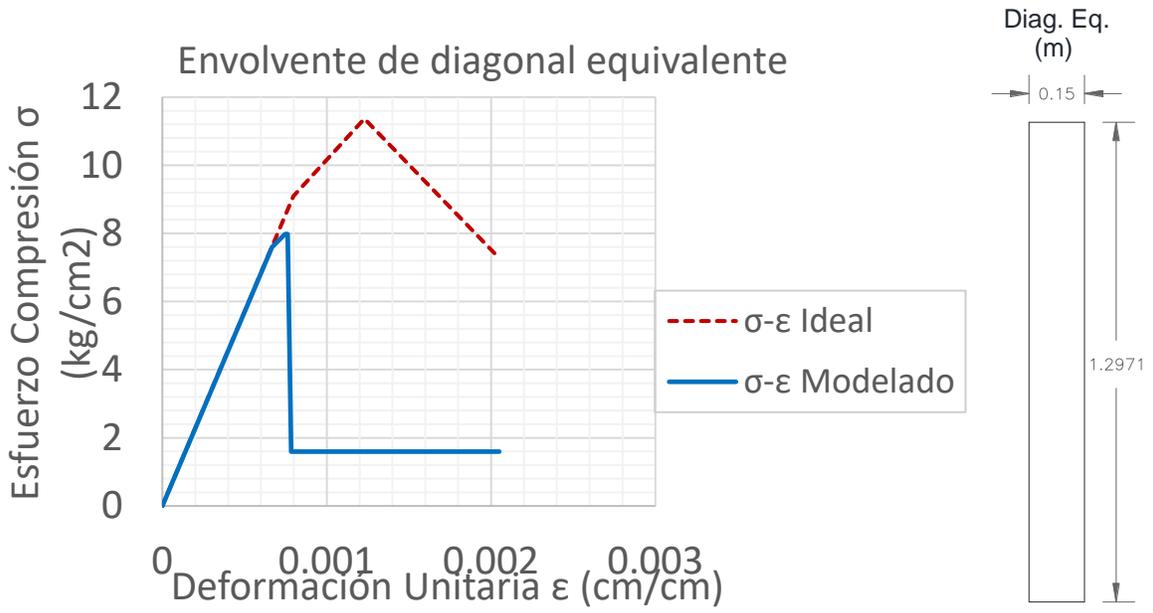


Figura 136 Envolvente de diagonal equivalente para los modelo numéricos de seis niveles

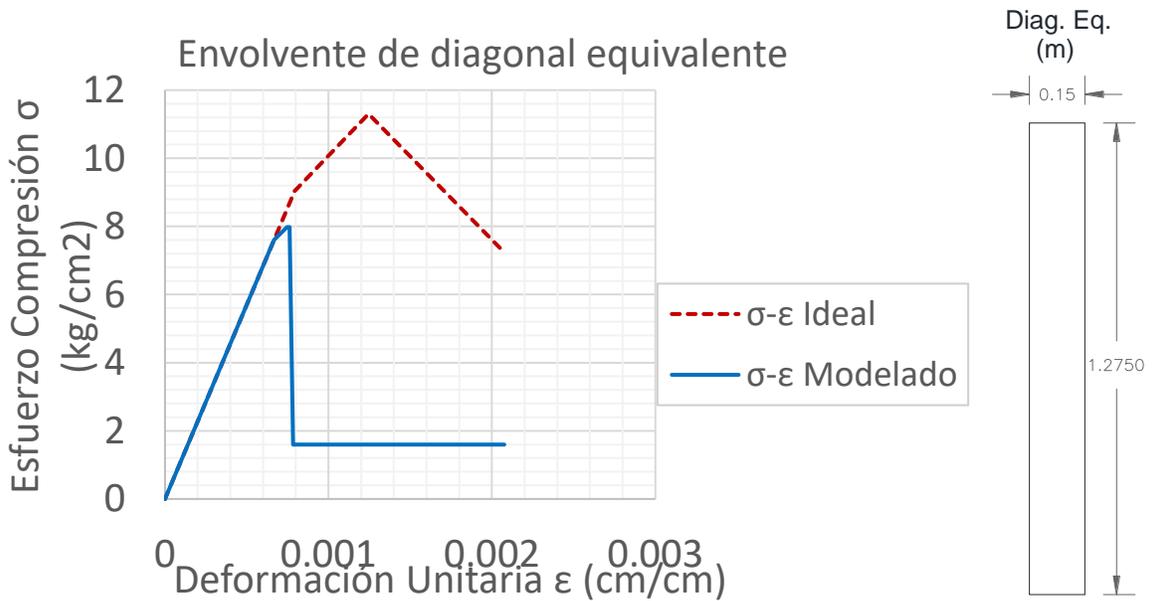


Figura 137 Envolvente de diagonal equivalente para los modelo numéricos de ocho niveles

6.8. Modelos numéricos

Se generan los modelos numéricos mostrados en las figuras 138 a 146 con las dimensiones de los elementos estructurales obtenidos en el capítulo 5 y con las propiedades no lineales de los capítulos 6.4 a 6.7, en los elementos con comportamiento plástico.

Los análisis dinámicos no lineales se someten a la fase intensa de los 36 registros obtenida en el capítulo 6.2 y se realiza también análisis estático no lineal (Pushover) para la obtención solamente del índice de daño. Ambos análisis no lineales consideran las cargas gravitacionales con su respectiva carga viva accidental.

Cada modelo numérico se somete a los acelerogramas registrados en las direcciones X y Y. Inicialmente se someten los modelos a los registros en su dirección original y posteriormente, se invierten las direcciones (la dirección X será la dirección Y y viceversa). En resumen, cada uno de los nueve modelos se someterá a 72 registros.

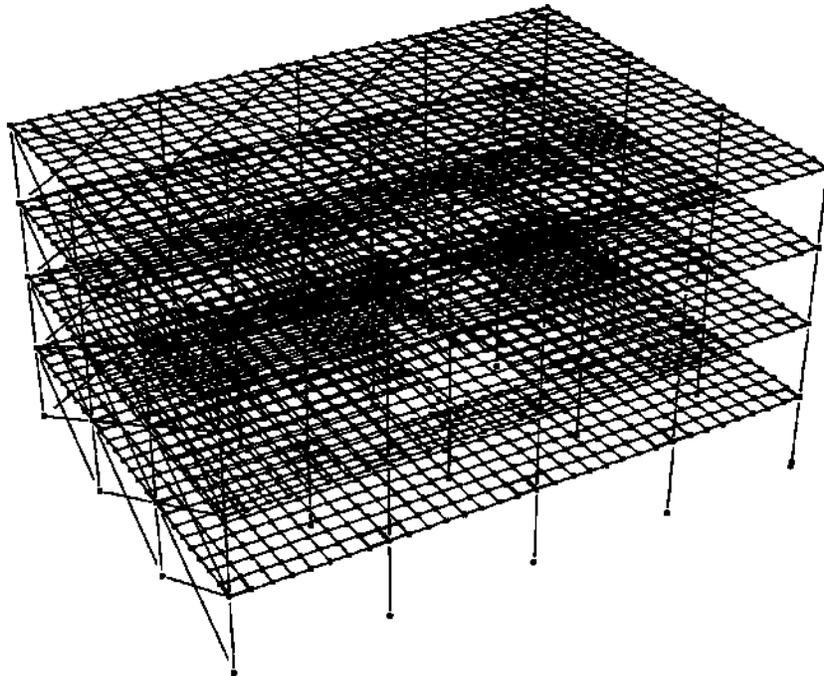


Figura 138 Modelo numéricos rectangular de cuatro niveles para los análisis no lineales

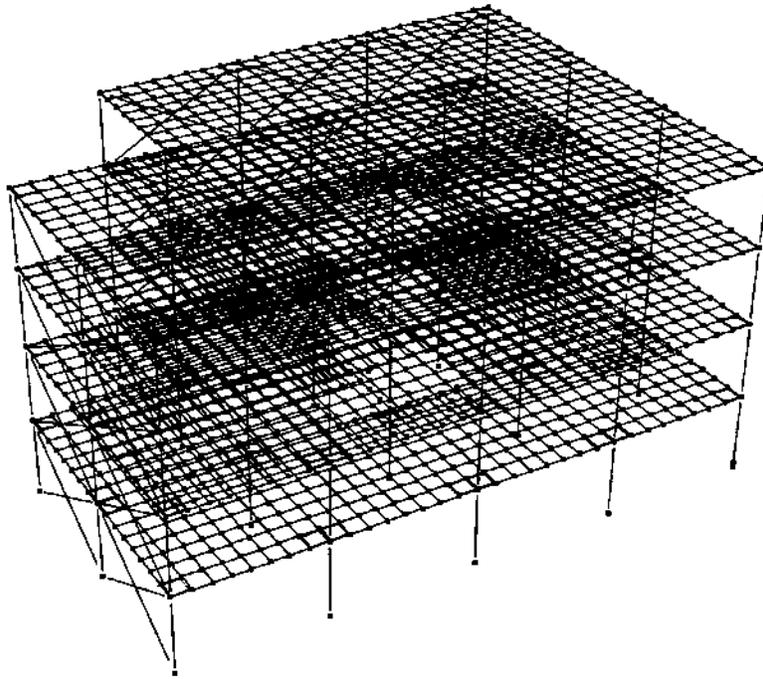


Figura 139 Modelo numéricos con entrante de cuatro niveles para los análisis no lineales

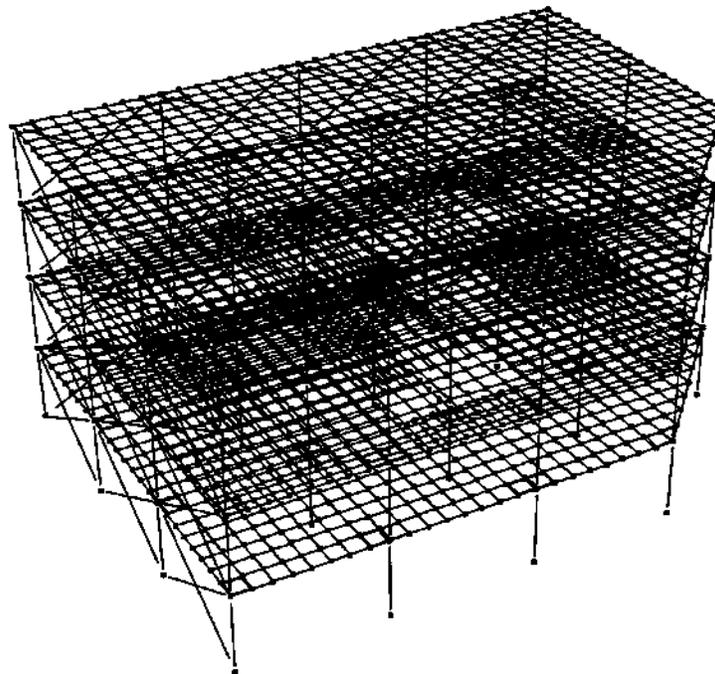


Figura 140 Modelo numéricos con ochava de cuatro niveles para los análisis no lineales

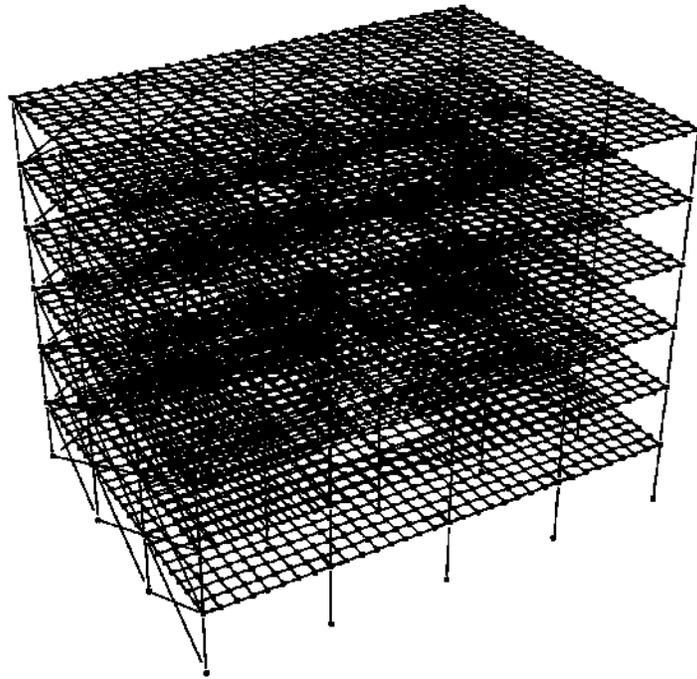


Figura 141 Modelo numéricos rectangular de seis niveles para los análisis no lineales

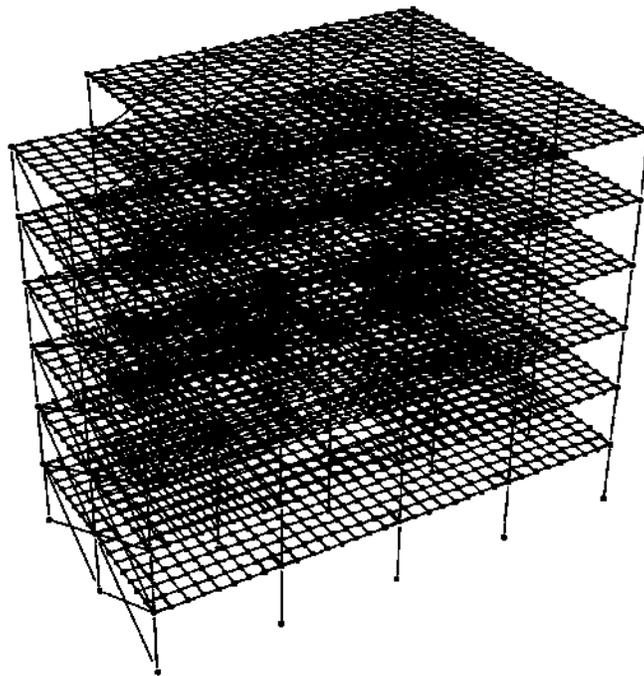


Figura 142 Modelo numéricos con entrante de seis niveles para los análisis no lineales

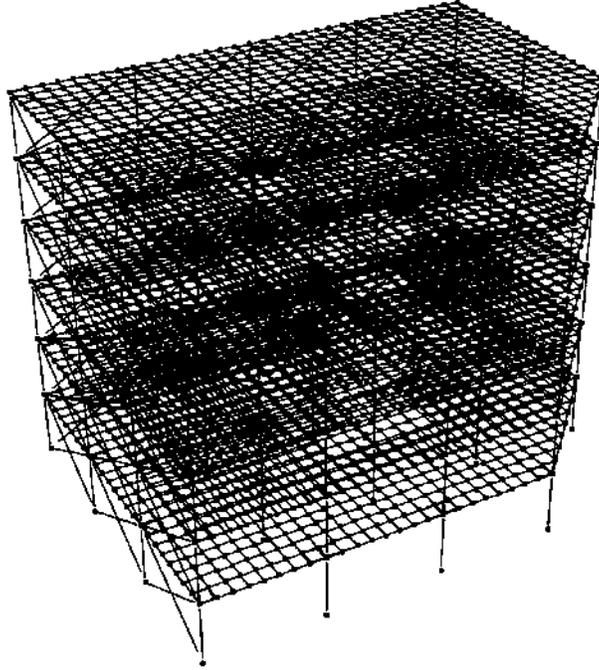


Figura 143 Modelo numéricos con ochava de seis niveles para los análisis no lineales

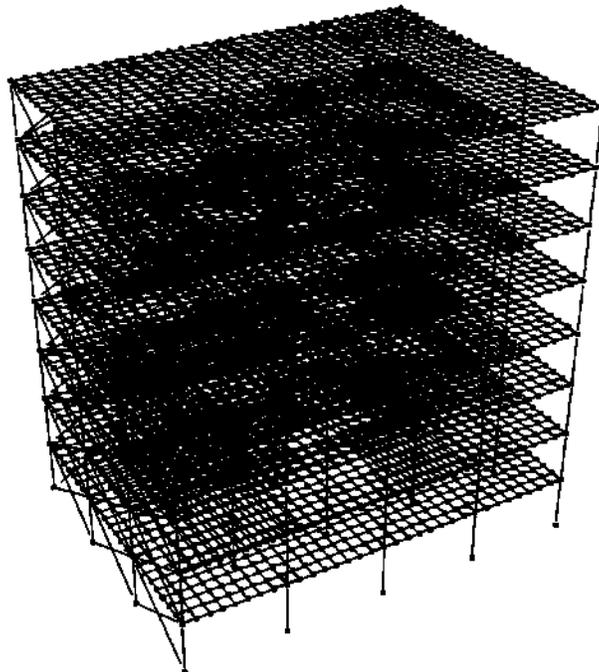


Figura 144 Modelo numéricos rectangular de ocho niveles para los análisis no lineales

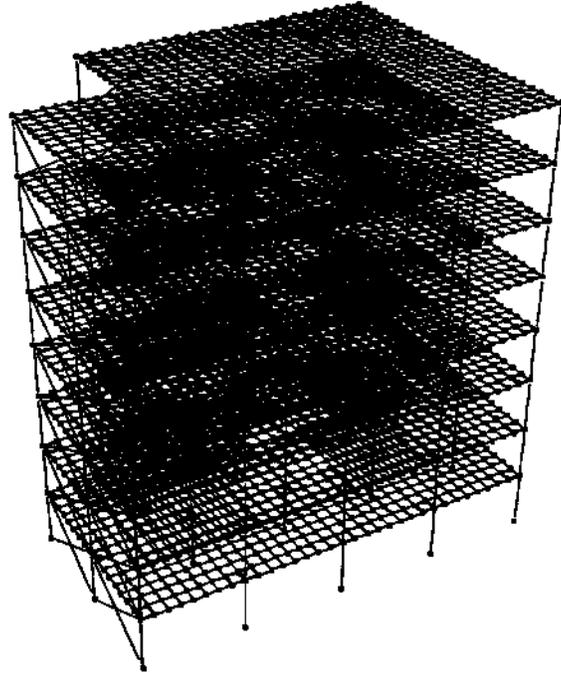


Figura 145 Modelo numéricos con entrante de ocho niveles para los análisis no lineales

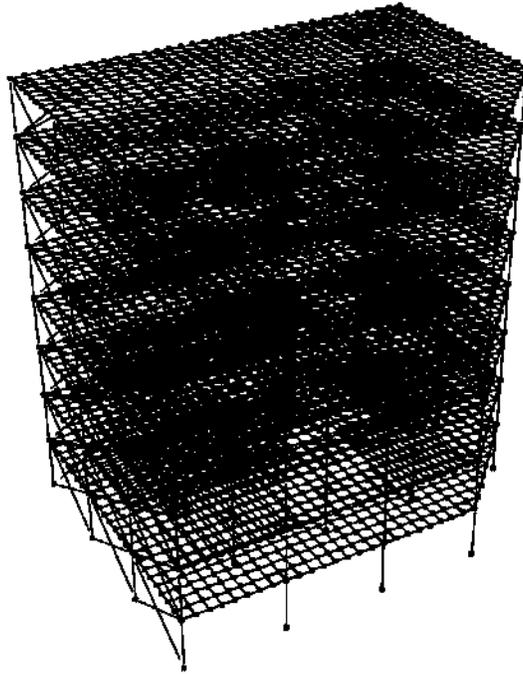


Figura 146 Modelo numéricos con ochava de ocho niveles para los análisis no lineales

Una vez realizados los análisis de los nueve modelos numéricos, se procesa la información obtenida. Para comprender su comportamiento se obtuvieron las derivas de entepiso, las derivas de azotea y el índice de daño de cada esquina que se muestra en la figura 147. El movimiento del centro de rigidez se obtendrá con un seguimiento en la historia del tiempo conforme el edificio se daña.

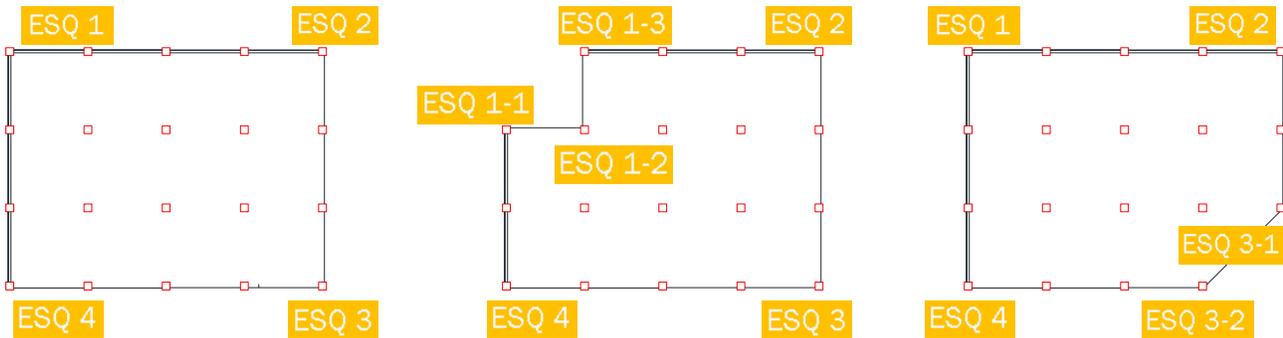


Figura 147 Nombre de las esquinas en las distintas distribuciones de planta (rectangular, con entrante, con ochava de izquierda a derecha)

La tabla 59 muestra los registros de cada uno de los modelos numéricos que no completaron el análisis por problemas de $P-\Delta$ que generaron inestabilidad a la estructura e impidieron su solución numérica al no tener un retorno del desplazamiento.

Tabla 59 Registros que presentaron inestabilidad por $P-\Delta$

Modelo numérico	Registros
N4 REC	CH84, IB22, JC54, CH84(inv), IB22(inv), JC54(inv), MI15(inv)
N4 ENT	CH84, IB22, JC54, MI15, GC38, CH84(inv), IB22(inv), JC54(inv), MI15(inv)
N4 OCH	CH84, IB22, JC54, MI15, CH84(inv), IB22(inv), JC54(inv), MI15(inv)
N6 REC	LEAC, LEAC(inv)
N6 ENT	LEAC, LEAC(inv)
N6 OCH	LEAC, LEAC(inv)
N8 REC	LEAC, LEAC(inv)
N8 ENT	LEAC(inv)
N8 OCH	LEAC, LEAC(inv)

Se incluyeron los registros con sus direcciones normales e invertidas (inv). Los modelos de cuatro niveles fueron edificios con más problemas P-Δ, repitiéndose constantemente para los registros CH84, IB22, JC54 y MI15, todos ellos de gran intensidad localizados en la zona IIIa. Los modelos de seis y ocho niveles solo tuvieron problemas con el registro LEAC de la zona II. La afectación de los registros depende las propiedades dinámicas, es normal que su efecto varíe dependiendo del número de niveles.

El comportamiento general de los modelos numéricos con sus distintas distribuciones en planta fue similar, motivo por el que solo se mostrarán los resultados de los modelos rectangulares con la dirección de sus registros original. Los resultados de los modelos con entrante y con ochava se considerarán en las conclusiones.

6.9. Derivas de entrepiso

Es una medida que representa el desplazamiento relativo de una estructura como se muestra en la ecuación 94. Se calcula como el desplazamiento relativo de un entrepiso respecto a otro y dividido entre la altura del entrepiso. Mientras mayor sea el valor de la deriva, mayor será el daño.

$$deriva_{EP} = \frac{(D_{EPj} - D_{EPi})}{h_{EP}} \quad (94)$$

donde:

$deriva_{EP}$ Deriva de entrepiso.

D_{EPi} Desplazamiento del entrepiso inferior.

D_{EPj} Desplazamiento del entrepiso superior.

h_{EP} Altura del entrepiso.

Cuando se realiza el análisis dinámico no lineal, también se genera una historia en el tiempo t de las derivas de entrepiso, de ahí se obtiene la deriva máxima para cada entrepiso para cada dirección X y Y del edificio.

Comúnmente se utiliza una sola deriva de entrepiso porque se modela un diafragma rígido con poca o despreciable excentricidad. Sin embargo, los muros diafragma de mampostería provocan una mayor rigidez lateral que generan un menor desplazamiento de sus columnas cercanas.

La figura 148 muestra la demanda de deriva de entrepiso máxima obtenida con el análisis dinámico no lineal del registro A024, de la zona II. Como se esperaba las esquinas 3 y 4 son las que tuvieron un mayor desplazamiento en dirección X. Las mayores derivas de entrepiso se presentan en los niveles 1 y 2, por lo que se espera que el daño también se concentre ahí. Claramente la torsión genera distorsiones apreciablemente diferentes en dos lados ortogonales del edificio (1-2 vs 3-4).

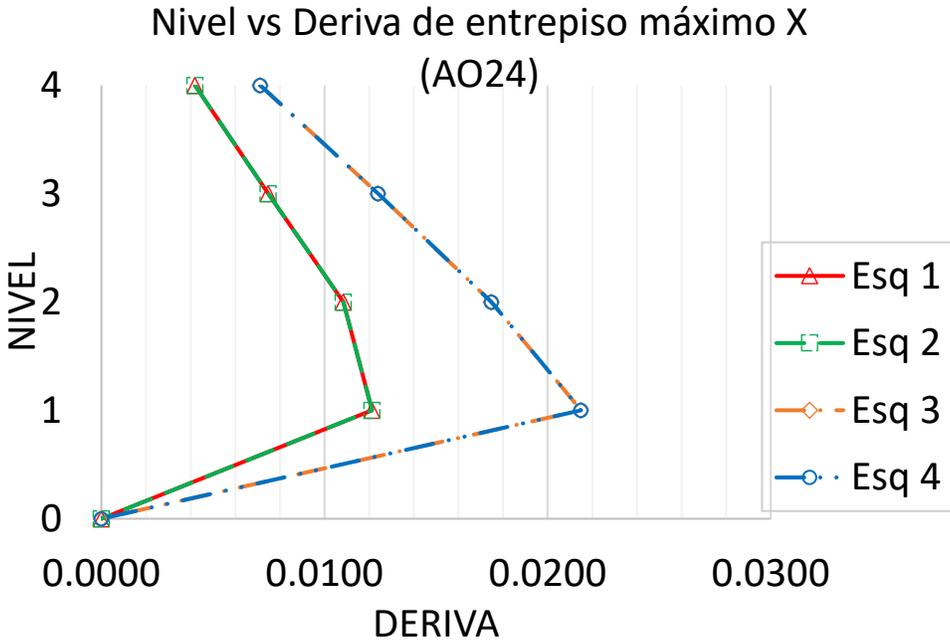


Figura 148 Deriva de entrepiso en dirección X del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con el registro A024

Las figuras 149 a 157 muestran la deriva de entrepiso máxima de cada esquina que se presentó con los registros en la zona II, IIIa y IIIb de los modelos numéricos rectangulares de cuatro, seis y ocho niveles. Con el registro A024, la deriva máxima de las esquinas 3 y 4 fue de 0.0215 en las esquinas 1 y 2 de 0.0121 (figura 148).

En general, las esquinas 3 y 4 en la dirección X y las esquinas 2 y 3 en la dirección Y fueron las que presentaron las máximas derivas. La fachada que une las esquinas 3 y 4 y las esquinas 2 y 3 son las fachadas que tienen ausencia de muros.

La esquina 3 es la esquina con mayor deriva de entrepiso en ambas direcciones, caso contrario con la esquina 1 que es la esquina con menor deriva de entrepiso en ambas direcciones.

Los registros que obtuvieron derivas iguales o superiores a 0.1, fueron aquellos que presentaron problemas de $P-\Delta$ y se presentó una interrupción en su análisis.

El reglamento de 1976 con que se diseñaron los edificios establecía como deriva de entrepiso máxima el valor de 0.008. Valores superiores podrían generar daño estructural.

Las figuras 149 a 151 muestran las derivas de entrepiso máxima de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de cuatro niveles. Los registros que provocaron derivas de entrepiso mayores a 0.015 en la zona II fueron A024, DX37 y LEAC, equivalente al 30%; en la zona IIIa todos provocaron grandes derivas a excepción de UC44, equivalente al 87.50% y en la zona IIIb solo el registro GC38, equivalente al 5.56%. Las zonas IIIa y la IIIb fueron las que provocaron las derivas de entrepiso con mayor y menor amplitud respectivamente.

Las figuras 152 a 154 muestran las derivas de entrepiso máxima de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de seis niveles. Los registros que provocaron derivas de entrepiso mayores a 0.015 en la zona II fueron A024, DX37 y LEAC, equivalente al 30%; en la zona IIIa todos provocaron grandes derivas, equivalente al 100% y en la zona IIIb la mayoría lo superó, equivalente al

72.22%. Al tener el edificio un periodo mayor, las afectaciones en la zona IIIb aumentaron en comparación del modelo numérico de cuatro niveles.

Las figuras 155 a 157 muestran las derivas de entrepiso máxima de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de ocho niveles. Los registros que provocaron derivas de entrepiso mayores a 0.015 en la zona II solo se presentó en LEAC, equivalente al 10%; en la zona IIIa se generó en la mitad de los registros, equivalente al 50% y en la zona IIIb todos provocaron grandes derivas a excepción de RM48, equivalente al 94.44%. Las zonas IIIb y la II fueron las que provocaron las derivas de entrepiso con mayor y menor amplitud respectivamente.

Conforme más alto es el edificio, mayor es la deriva de entrepiso en la zona IIIb y menor en la zona II. La zona IIIa presenta grandes derivas en todos los modelos trabajados.

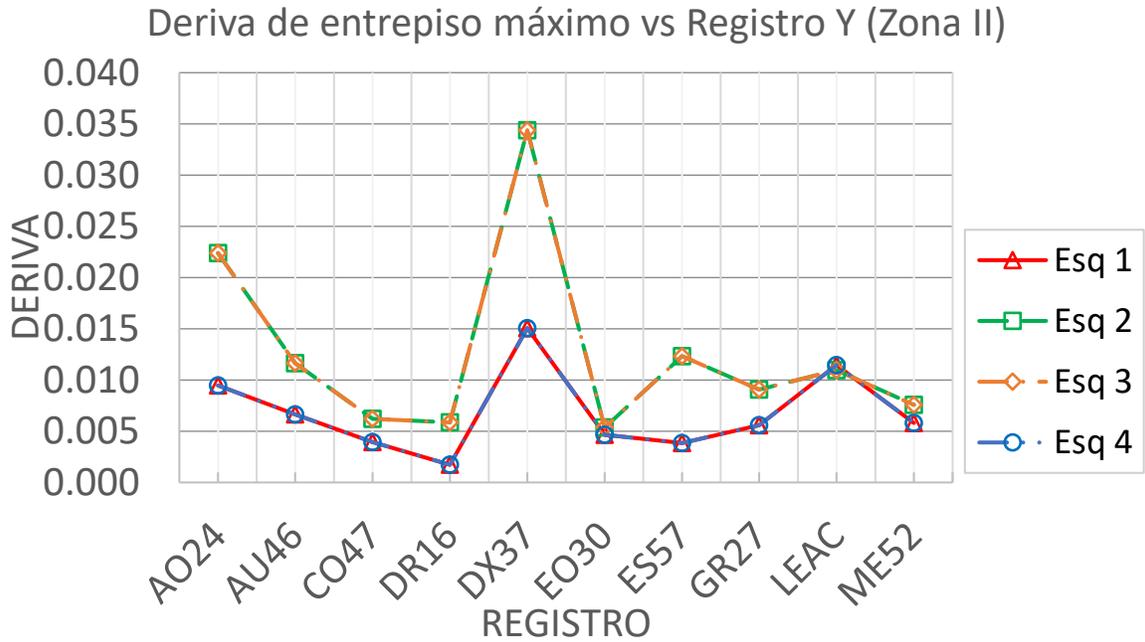
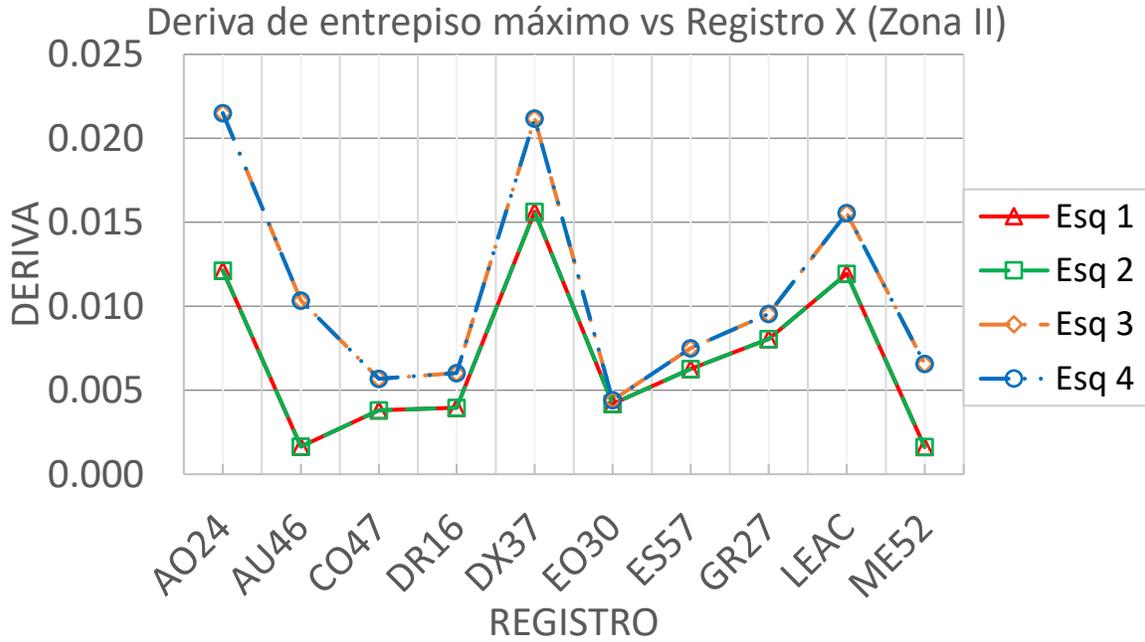
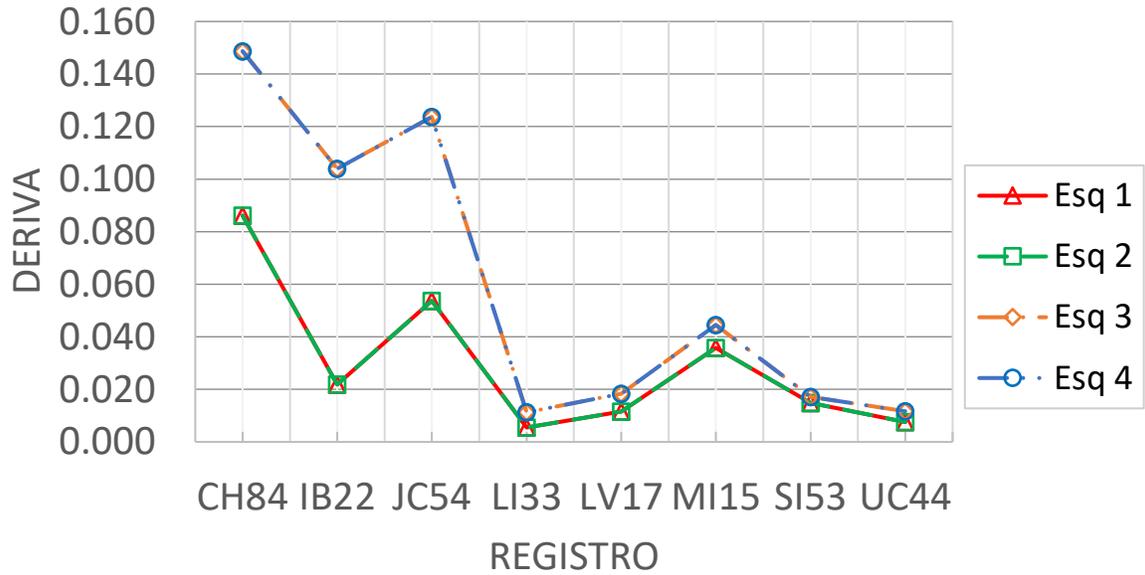


Figura 149 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona II

Deriva de entrepiso máximo vs Registro X (Zona IIIa)



Deriva de entrepiso máximo vs Registro Y (Zona IIIa)

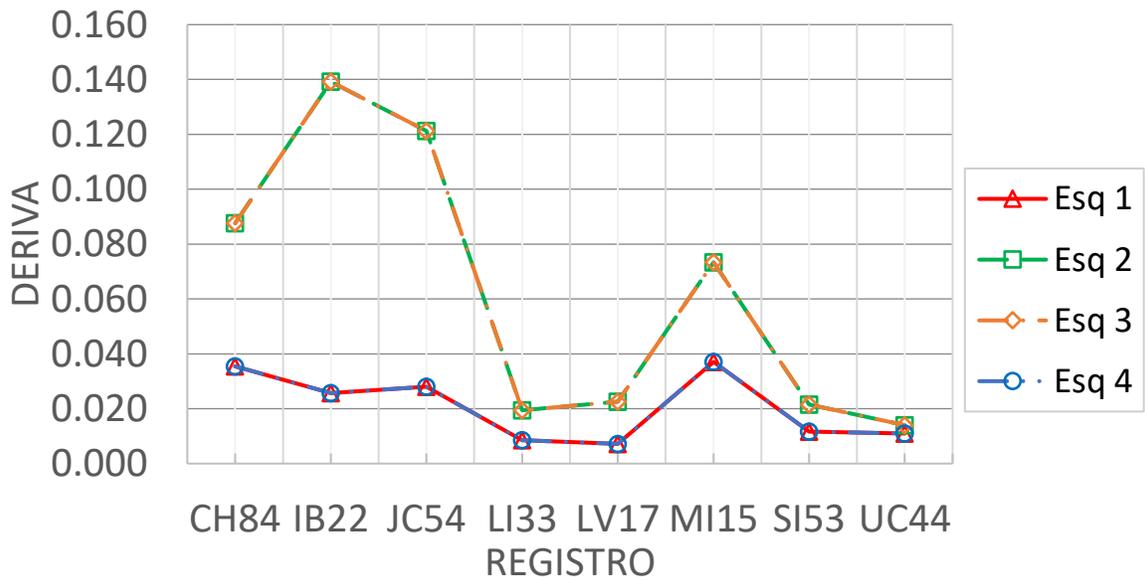
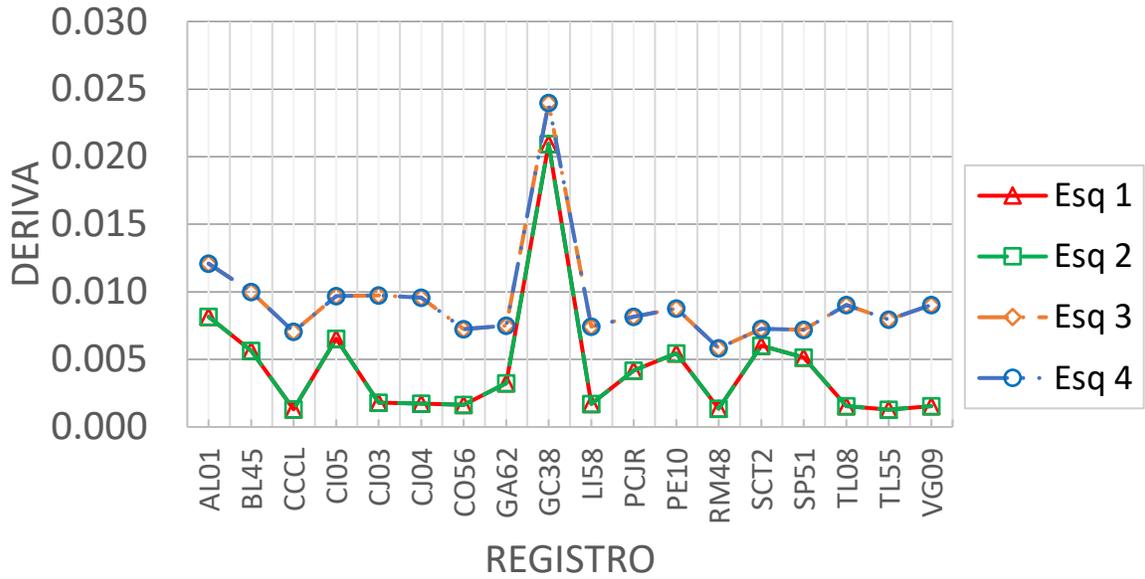


Figura 150 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona IIIa

Deriva de entrepiso máximo vs Registro X (Zona IIIb)



Deriva de entrepiso máximo vs Registro Y (Zona IIIb)

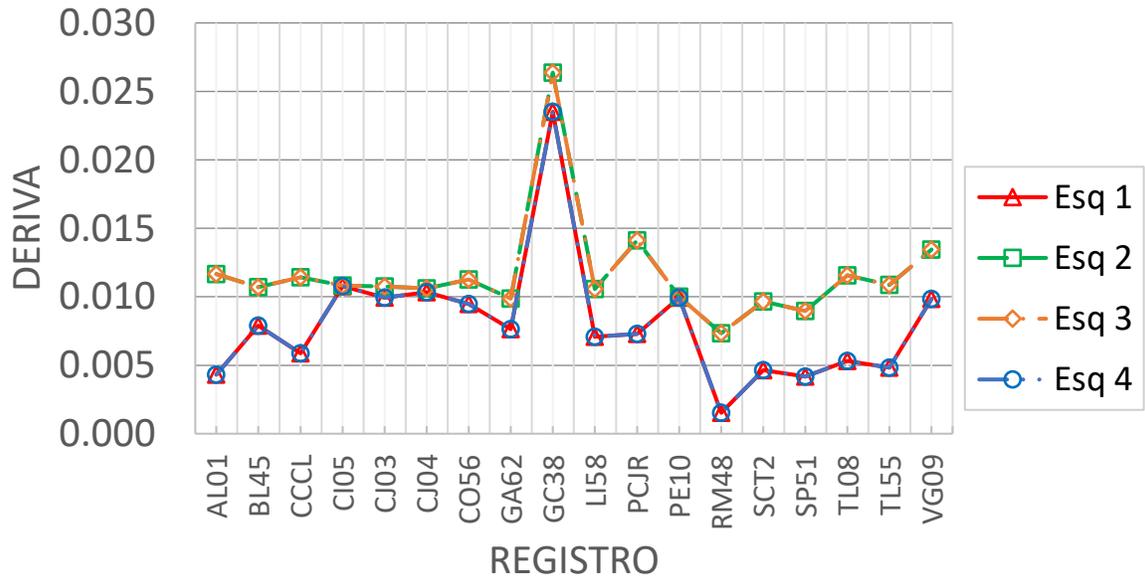


Figura 151 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona IIIb

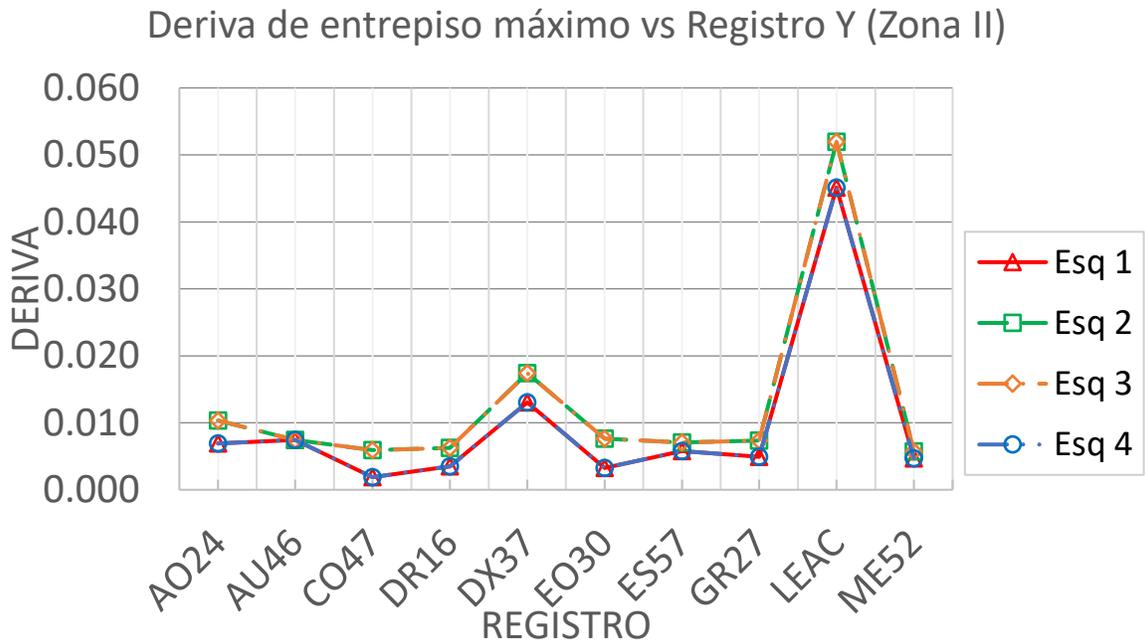
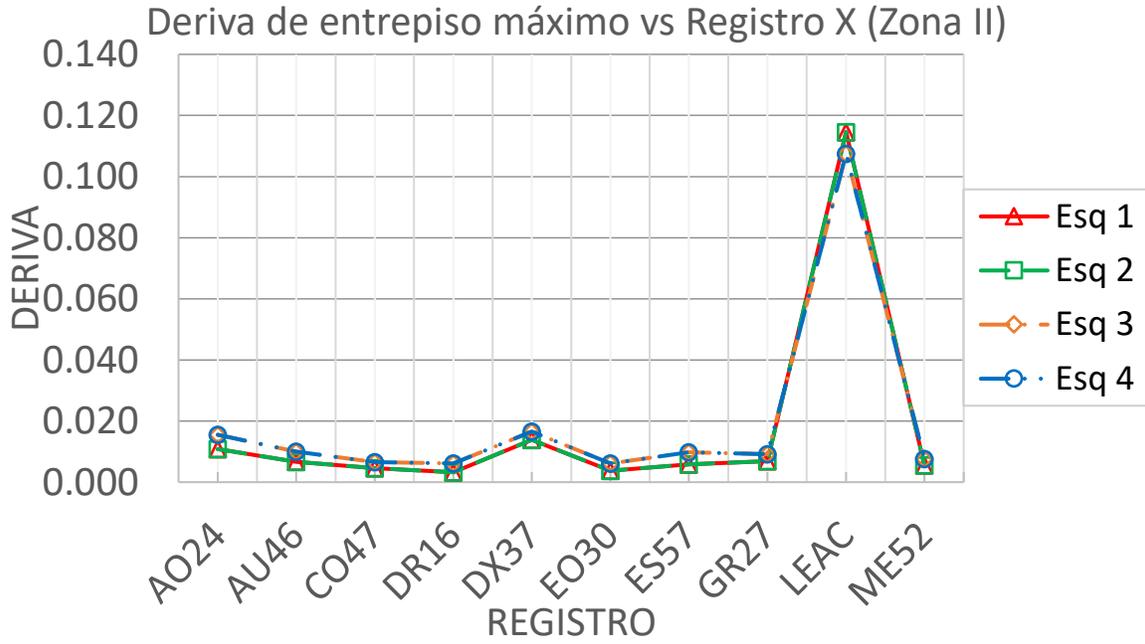
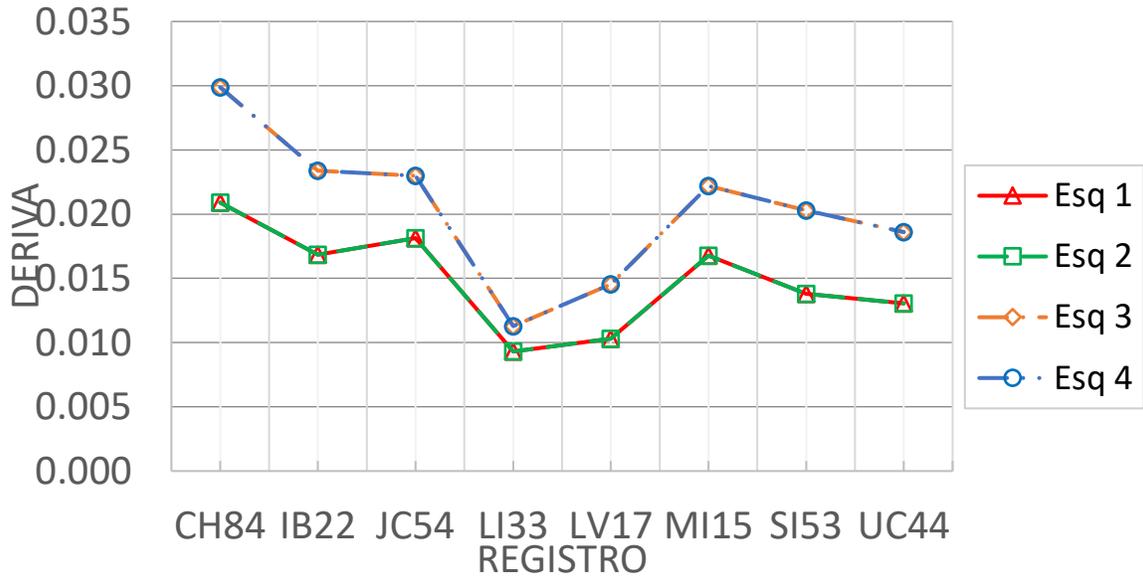


Figura 152 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona II

Deriva de entrepiso máximo vs Registro X (Zona IIIa)



Deriva de entrepiso máximo vs Registro Y (Zona IIIa)

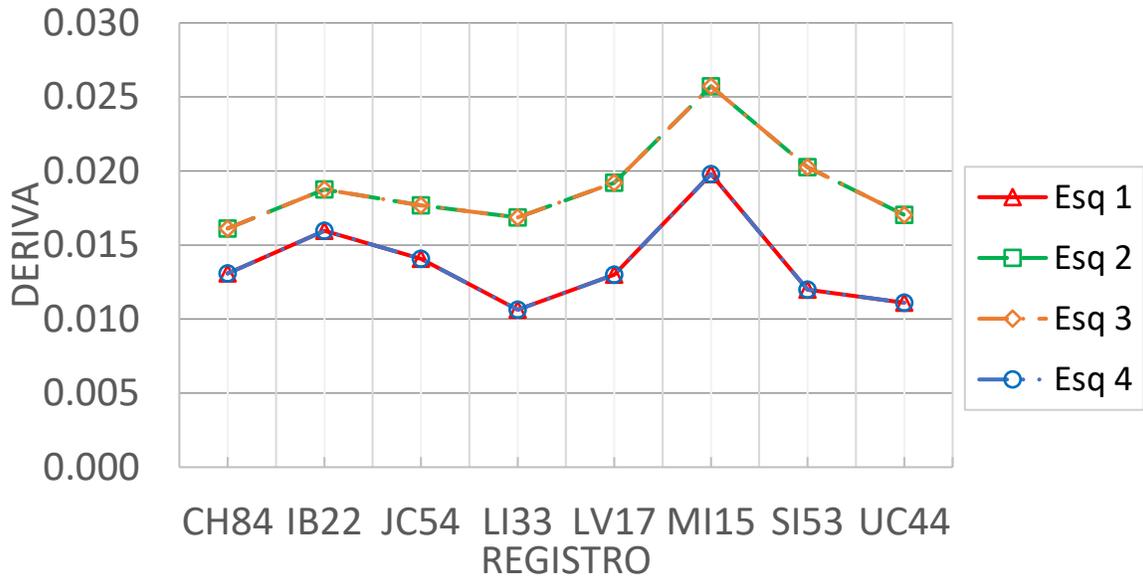
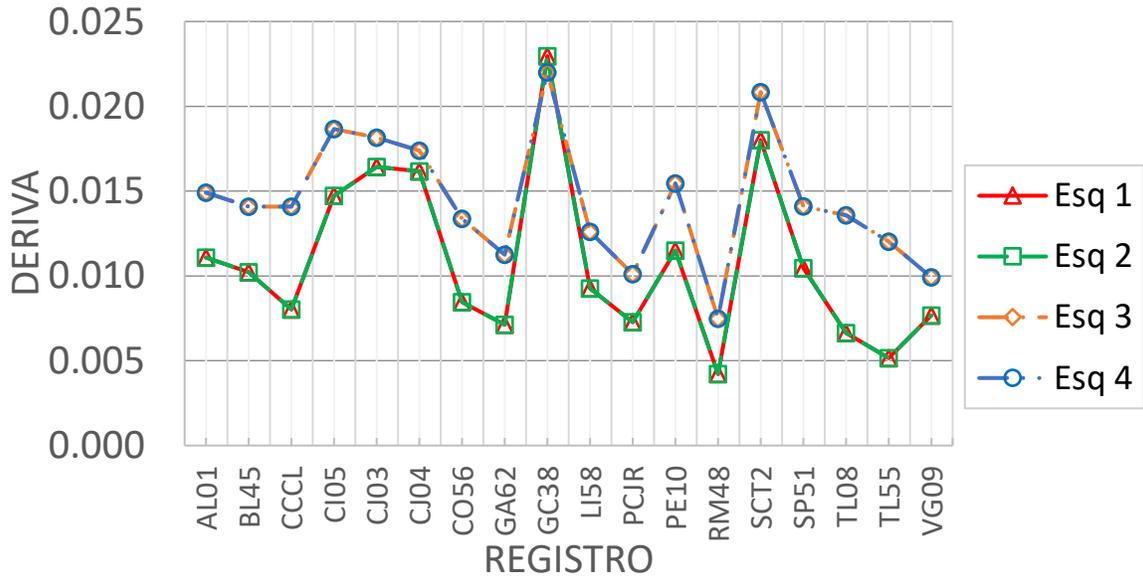


Figura 153 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona IIIa

Deriva de entrepiso máximo vs Registro X (Zona IIIb)



Deriva de entrepiso máximo vs Registro Y (Zona IIIb)

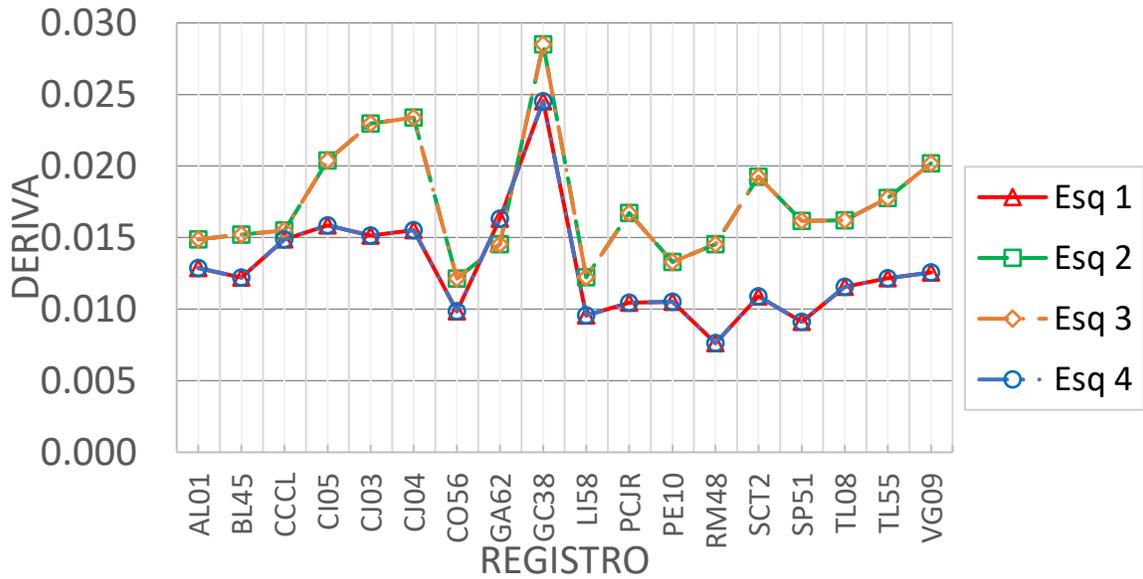


Figura 154 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona IIIb

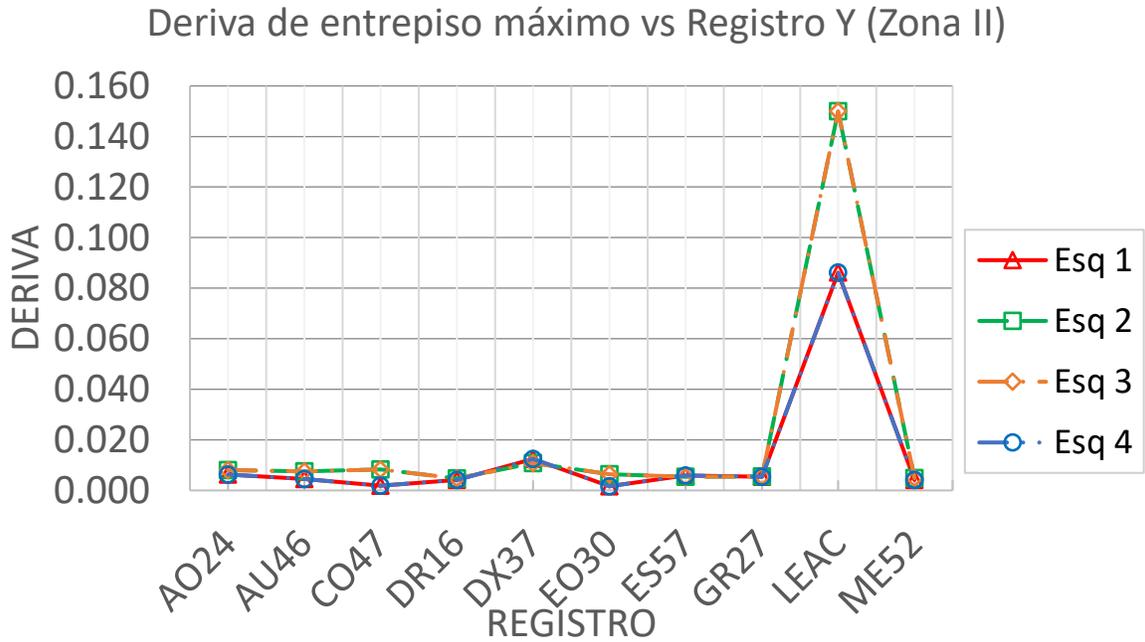
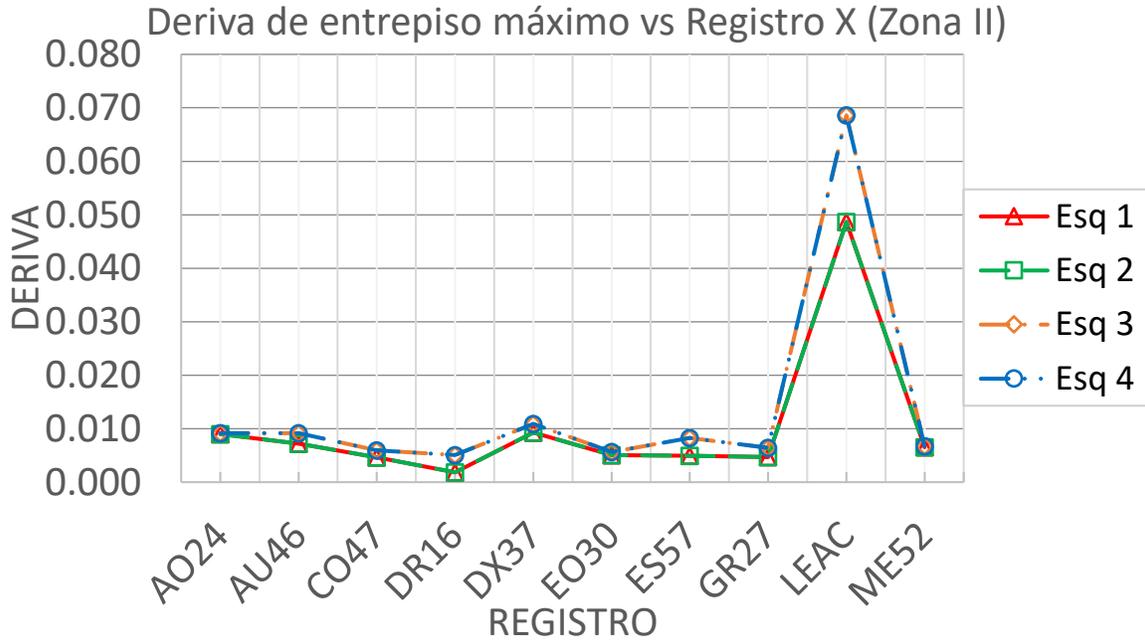
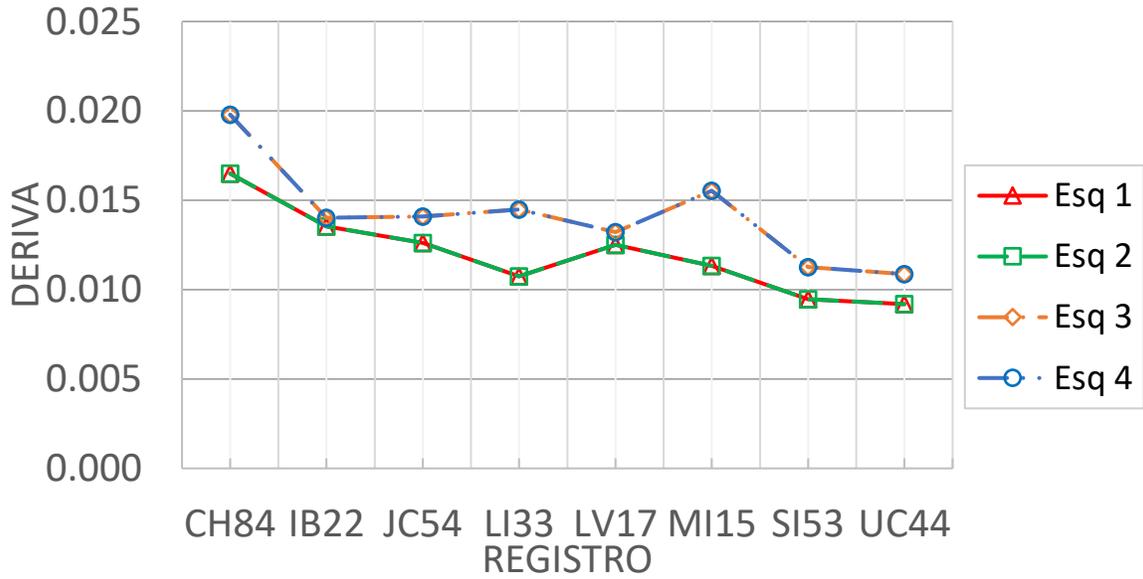


Figura 155 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona II

Deriva de entrepiso máximo vs Registro X (Zona IIIa)



Deriva de entrepiso máximo vs Registro Y (Zona IIIa)

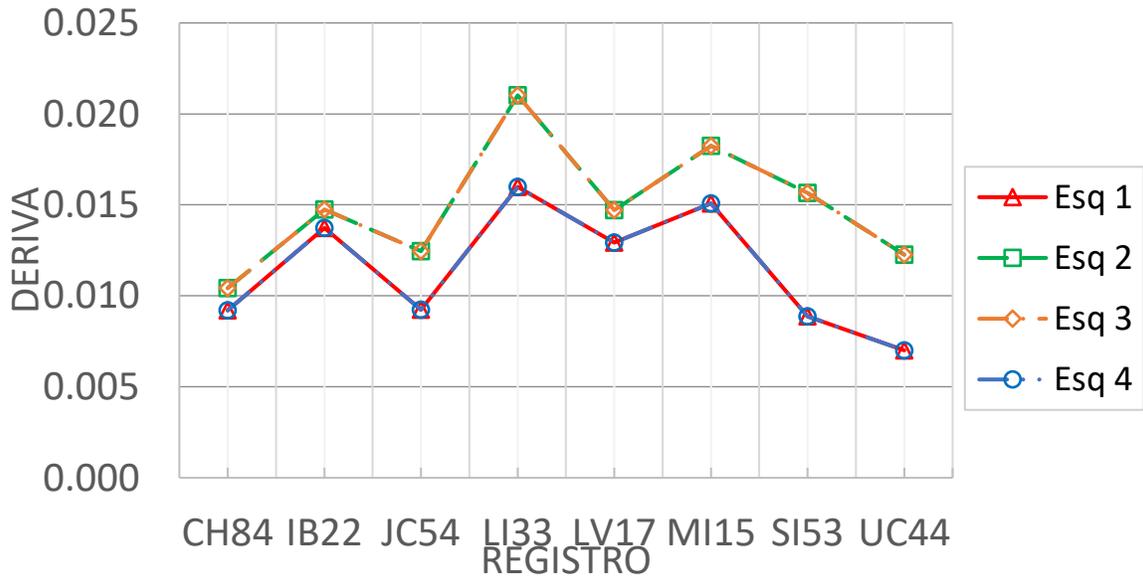
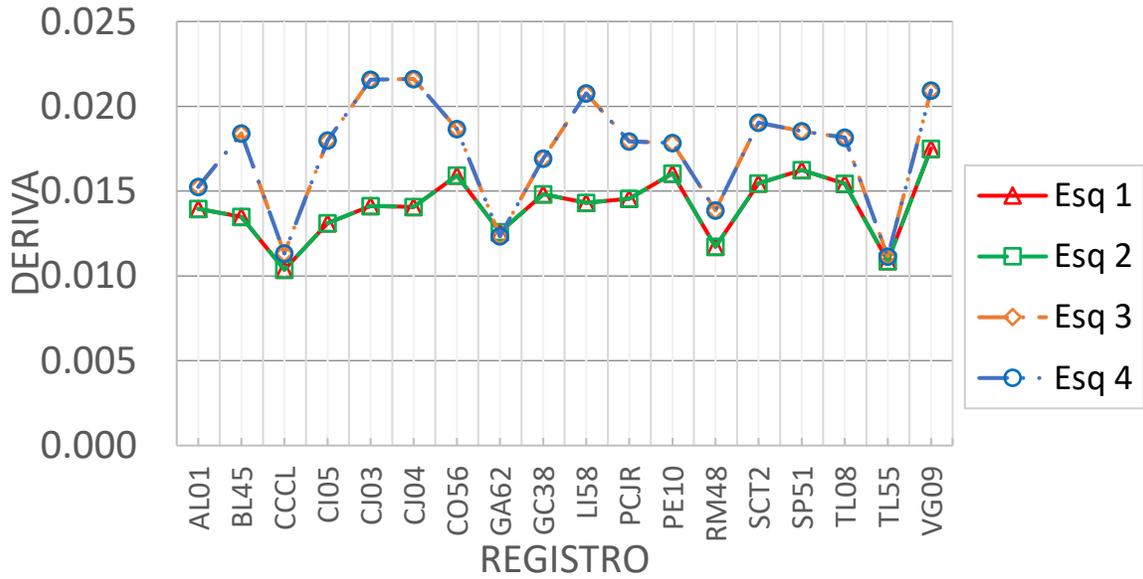


Figura 156 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona IIIa

Deriva de entrepiso máximo vs Registro X (Zona IIIb)



Deriva de entrepiso máximo vs Registro Y (Zona IIIb)

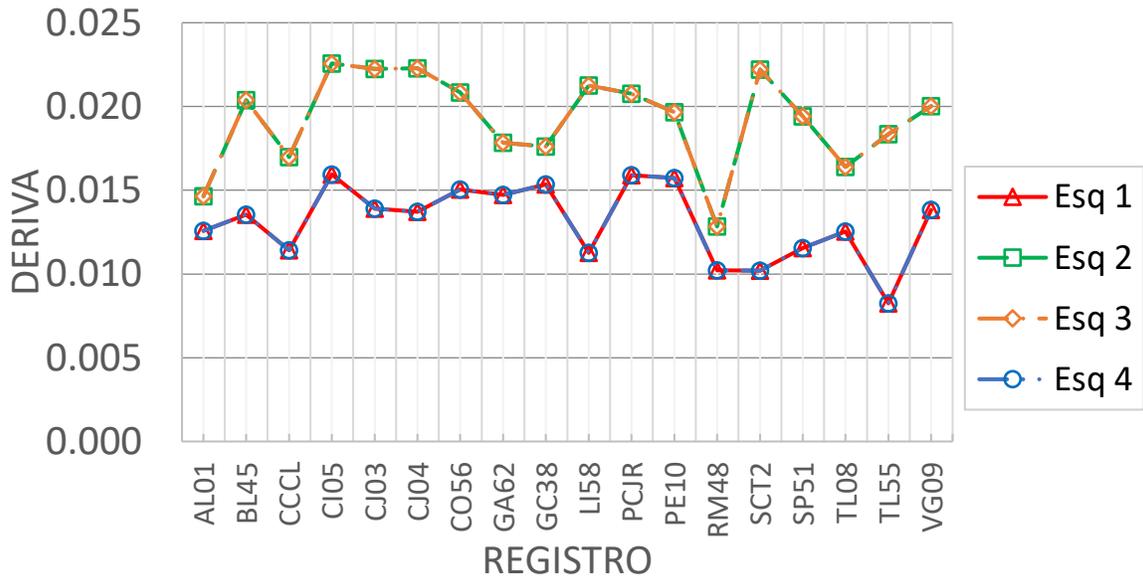


Figura 157 Deriva de entrepiso máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona IIIb

6.10. Derivas de azotea

Representa el desplazamiento de azotea de la estructura con respecto a su altura, (ecuación 95). Mientras mayor sea el valor de la deriva, mayor podría ser su daño.

$$deriva_{AZ} = \frac{D_{AZ}}{h_{TOTAL}} \quad (95)$$

donde:

$deriva_{AZ}$ Deriva de azotea.

D_{AZ} Desplazamiento de la azotea.

h_{TOTAL} Altura total del edificio.

Cuando se realiza el análisis dinámico no lineal, también se genera una historia en el tiempo t de las derivas de azotea, de ahí se obtiene el valor máximo para cada dirección X y Y del edificio.

Como en el caso de la deriva de entrepiso, las esquinas tendrán distinto desplazamiento por la diferencia de rigidez lateral que provocan los muros diafragma de mampostería.

Los desplazamientos del edificio no se generan uniformemente, se concentran en ciertos entrepisos como se mostró en las figuras 148, motivo por el que las amplitudes de la deriva de azotea son menores a la de entrepiso.

Con base en esta deriva se determina el índice de daño.

Las figuras 158 a 166 muestran la deriva de azotea máxima de cada esquina que se presentó en los registros en la zona II, IIIa y IIIb de los modelos numéricos rectangulares de cuatro, seis y ocho niveles.

Se conserva el mismo comportamiento que en las derivas de entrepiso, las esquinas 3 y 4 en la dirección X y las esquinas 2 y 3 en la dirección Y fueron las que presentaron las máximas derivas.

La esquina 3 presenta la mayor deriva de azotea en ambas direcciones, caso contrario con la esquina 1 que tiene la menor deriva de entrepiso en ambas direcciones.

Los registros que obtuvieron derivas iguales o superiores a 0.025, fueron aquellos que presentaron problemas de $P-\Delta$ y se presentó una interrupción en su análisis. Las derivas fueron menores a las presentes en las derivas de entrepiso.

Las figuras 158 a 160 muestran las derivas de azotea máxima de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de cuatro niveles. Los registros que provocaron derivas de entrepiso mayores a 0.010 en la zona II fueron A024 y DX37, equivalente al 20%; en la zona IIIa todos provocaron grandes derivas, equivalente al 100%; en la zona IIIb solo los registros GC38, PCJR y VG09, equivalente al 16.66%. Las zonas IIIa y la IIIb fueron las que provocaron las derivas de entrepiso con mayor y menor amplitud respectivamente.

Las figuras 161 a 163 muestran las derivas de azotea máxima de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de seis niveles. Los registros que provocaron derivas de entrepiso mayores a 0.010 en la zona II fueron A024, DX37 y LEAC, equivalente al 30%; en la zona IIIa todos provocaron grandes derivas, equivalente al 100%; en la zona IIIb la mayoría lo superó, equivalente al 83.33%. Las zonas IIIa y la II fueron las que provocaron las derivas de entrepiso con mayor y menor amplitud respectivamente.

Las figuras 164 a 166 muestran las azotea de entrepiso máxima de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de ocho niveles. Solo el registro LEAC provocó derivas de entrepiso mayores a 0.010 en la zona II, lo que equivale al 10%; en la zona IIIa se generó en la mitad de los registros, equivalente al 50%; en la zona IIIb todos provocaron grandes derivas a excepción de AL01 y RM48,

equivalente al 88.89%. Las zonas IIIb y la II fueron las que provocaron las derivas de entrepiso con mayor y menor magnitud respectivamente.

Al crecer la altura del edificio, mayor fue la deriva de azotea en la zona IIIb y menor en la zona II. La zona IIIa presenta grandes derivas en todos los modelos numéricos analizados.

En ningún modelo numérico la zona II predominó como la zona que generó las mayores derivas de azotea, debido a los altos periodos de vibrar del sistema con losa plana. Posiblemente la zona II podría generar mayor respuesta en edificios de tres o menos niveles, sin embargo, habría que considerar que las pseudoaceleraciones que puedan presentarse también son menores en esa zona.

Se presentaron casos como el registro CCCL en el modelo numérico de cuatro niveles (figura 160), donde las derivas de la esquina 1 fue de 0.001 pero en la esquina 3 su deriva de azotea fue de 0.0052 (520% la deriva de la esquina 1). Esto es solo ejemplo de la diferencia en la demanda de desplazamientos y en daños esperados que pueden provocar los muros diafragma colocados de forma asimétrica.

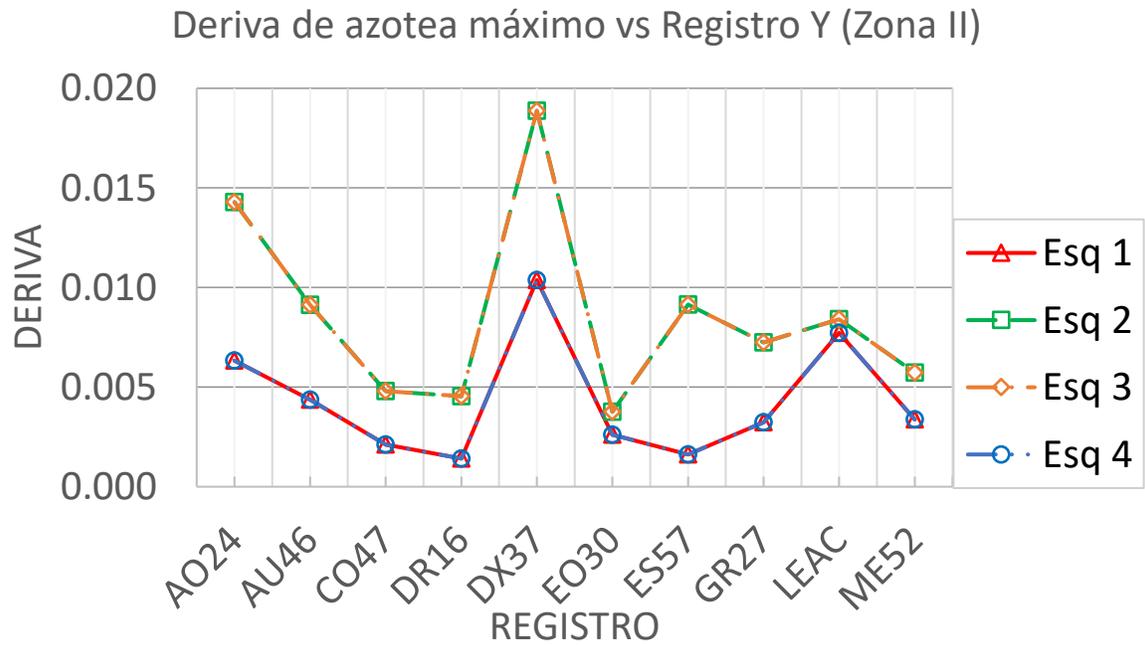
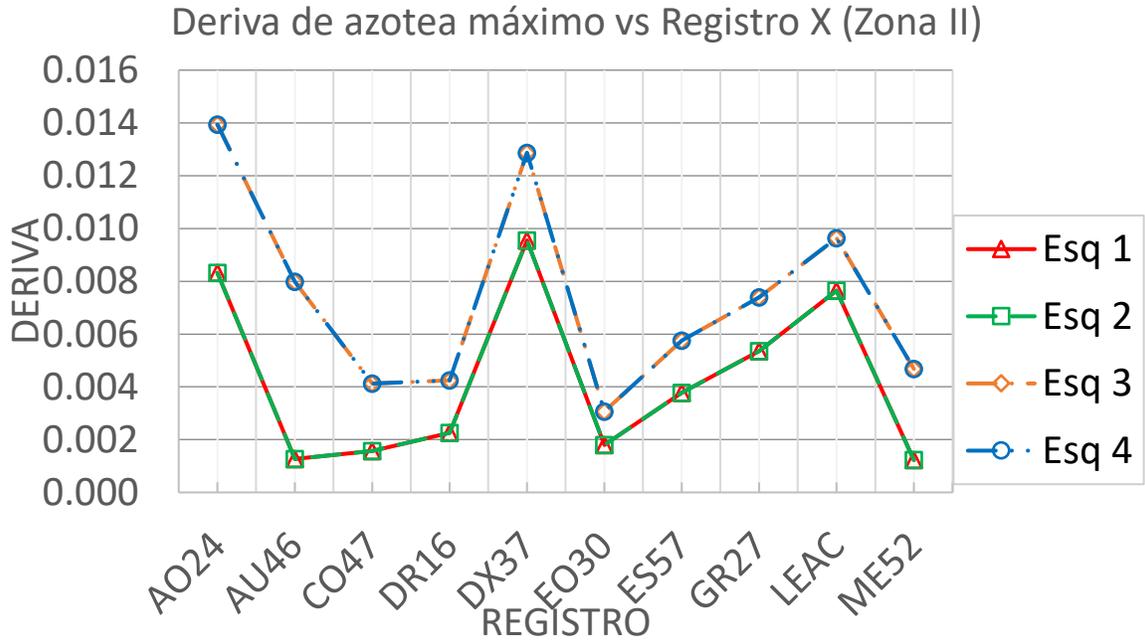
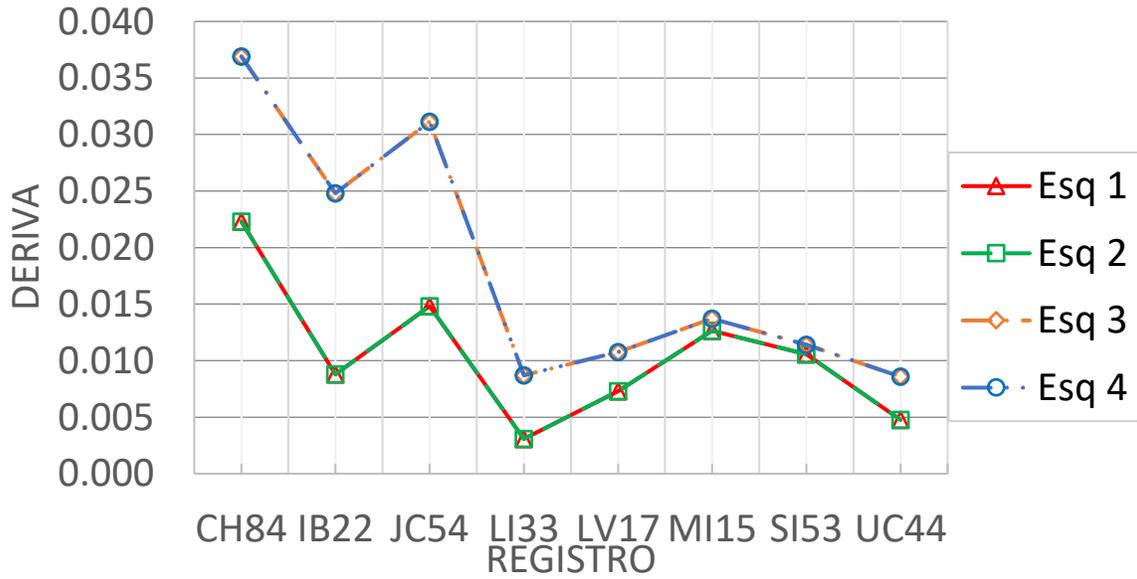


Figura 158 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona II

Deriva de azotea máximo vs Registro X (Zona IIIa)



Deriva de azotea máximo vs Registro Y (Zona IIIa)

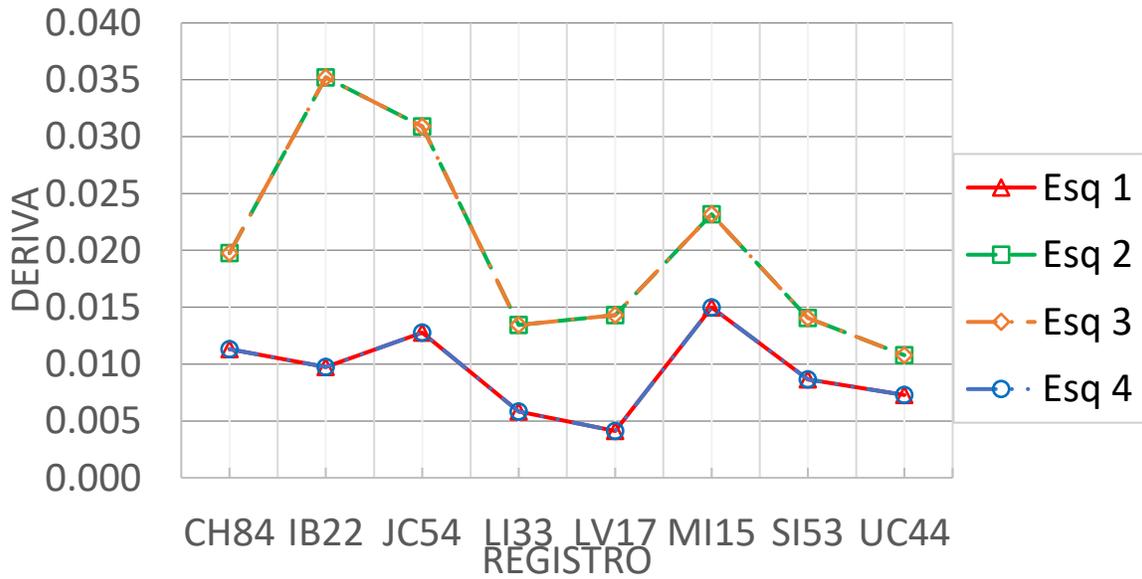
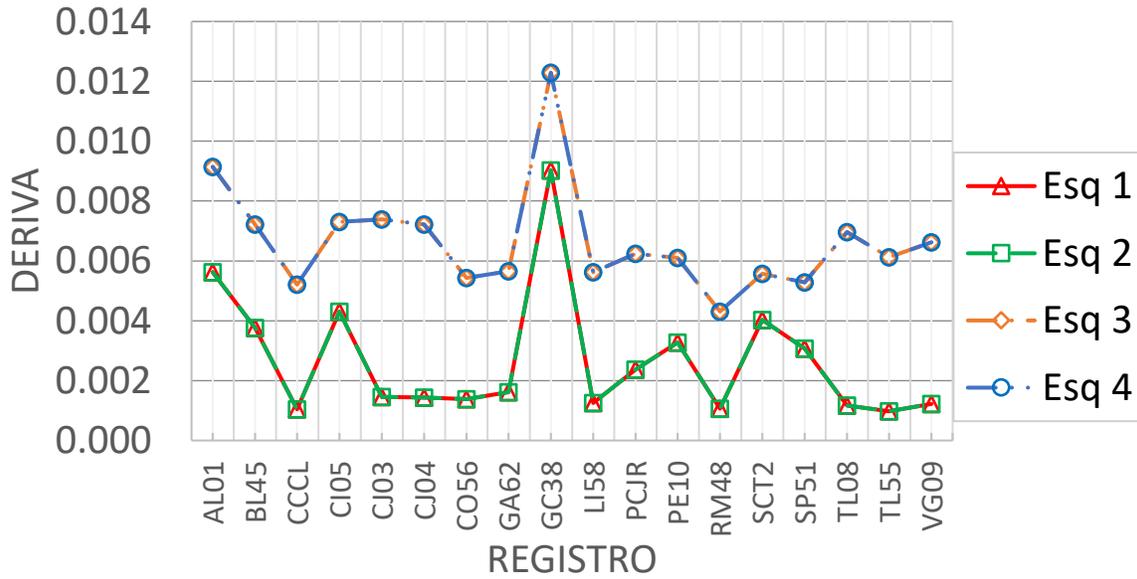


Figura 159 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona IIIa

Deriva de azotea máximo vs Registro X (Zona IIIb)



Deriva de azotea máximo vs Registro Y (Zona IIIb)

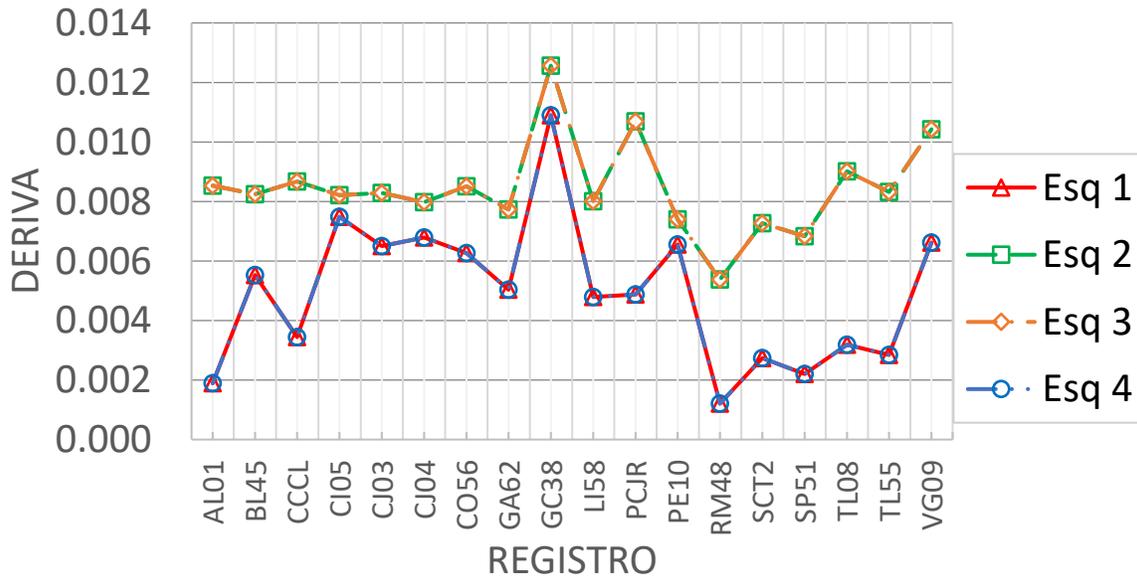


Figura 160 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona IIIb

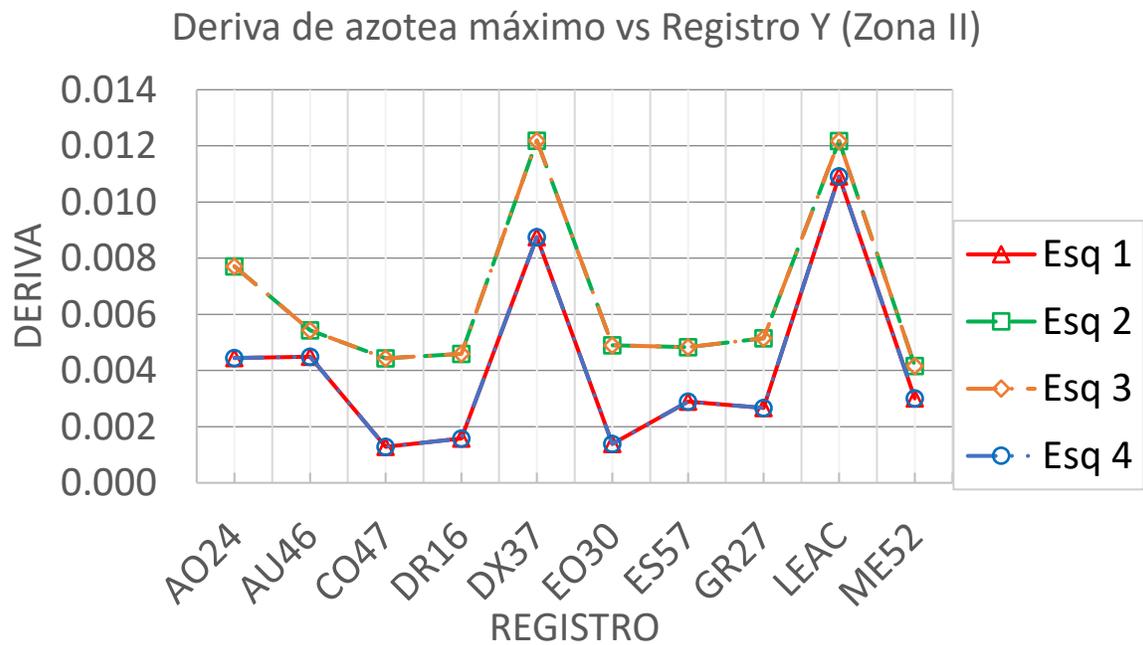
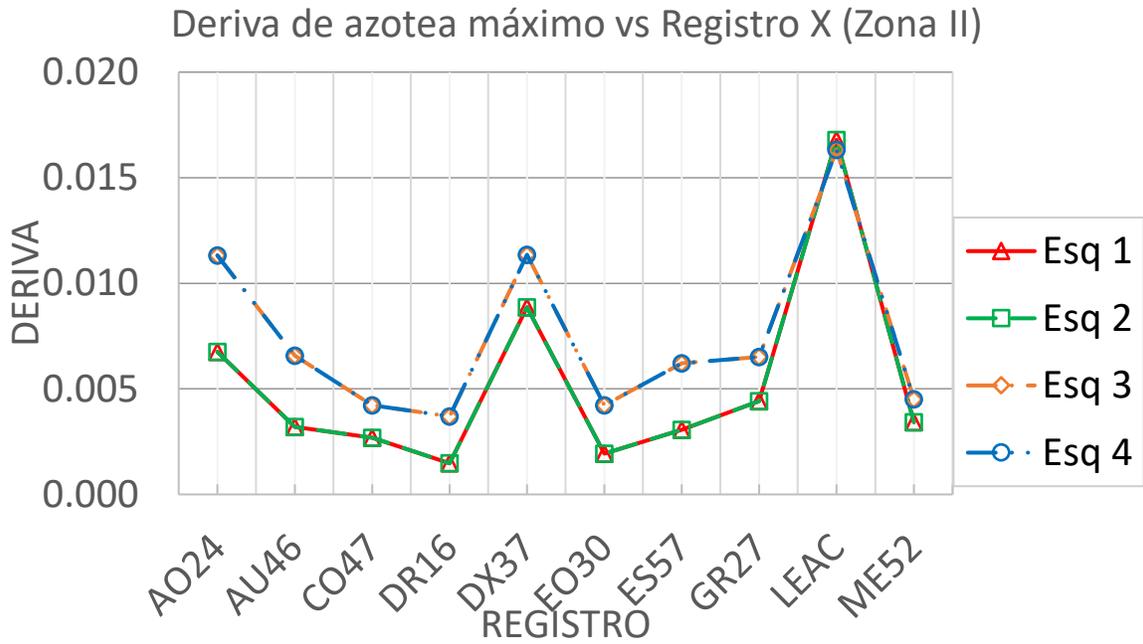
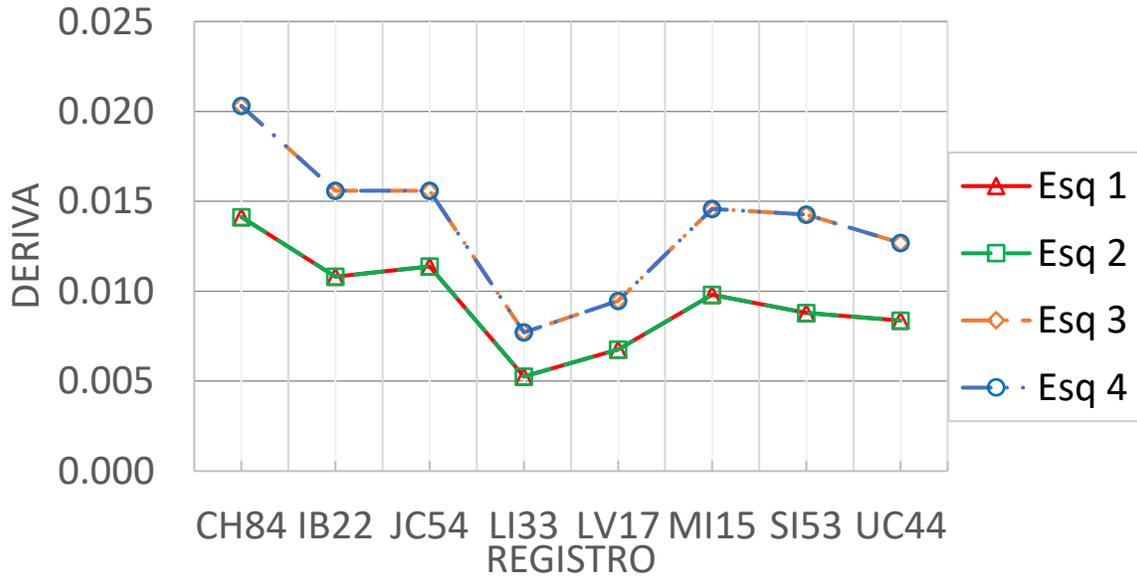


Figura 161 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona II

Deriva de azotea máximo vs Registro X (Zona IIIa)



Deriva de azotea máximo vs Registro Y (Zona IIIa)

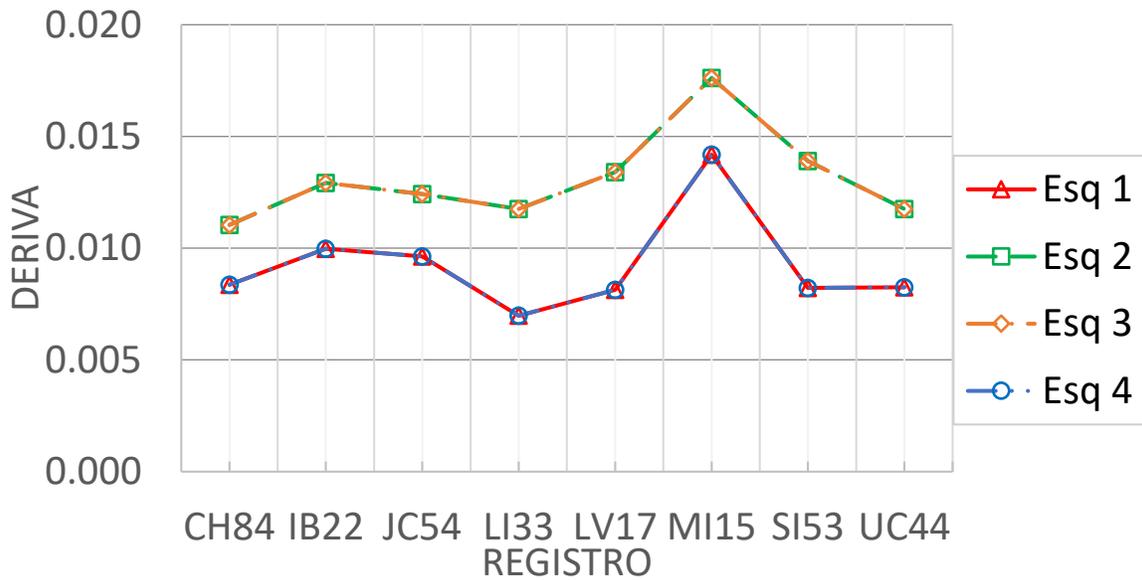
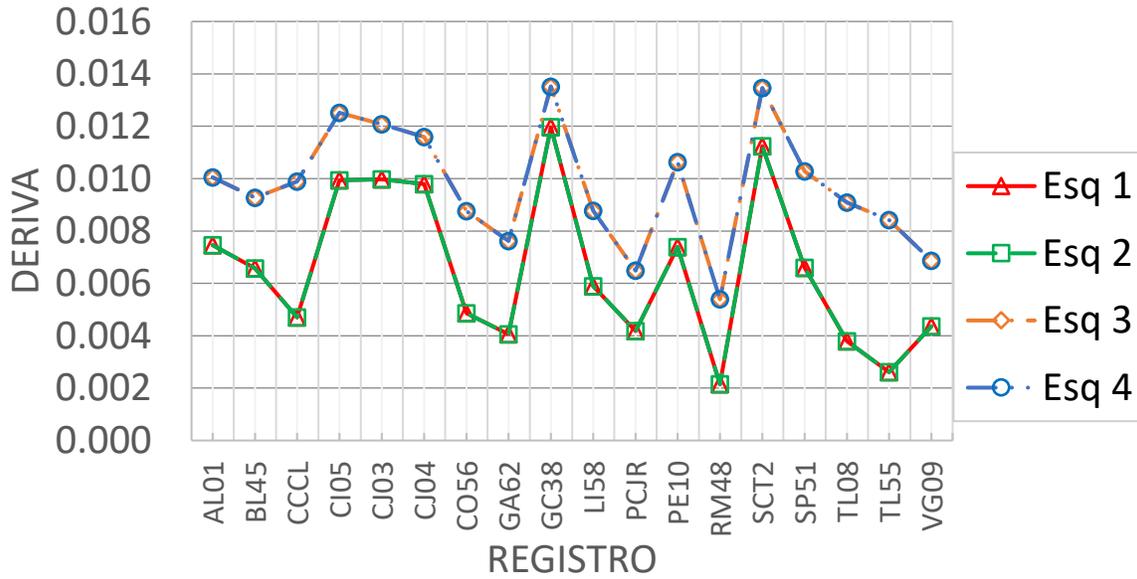


Figura 162 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona IIIa

Deriva de azotea máximo vs Registro X (Zona IIIb)



Deriva de azotea máximo vs Registro Y (Zona IIIb)

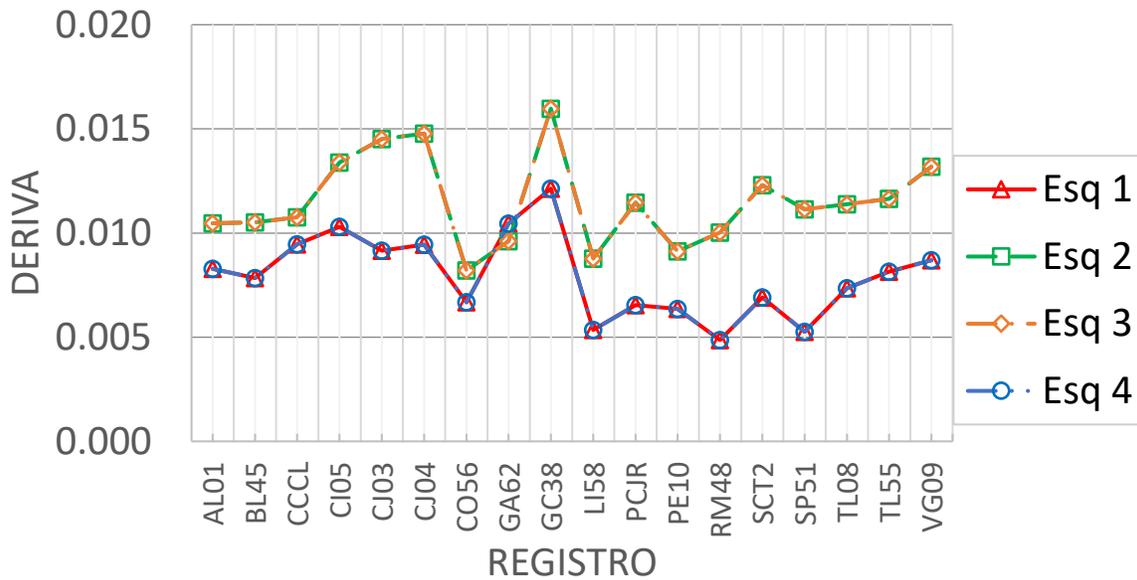


Figura 163 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona IIIa

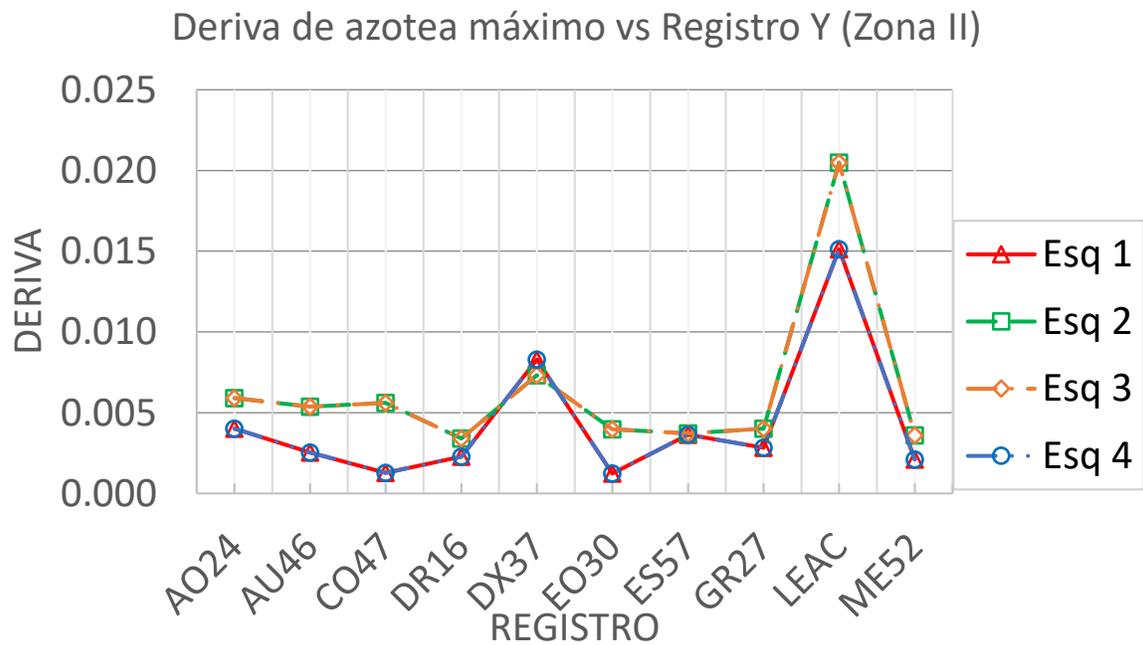
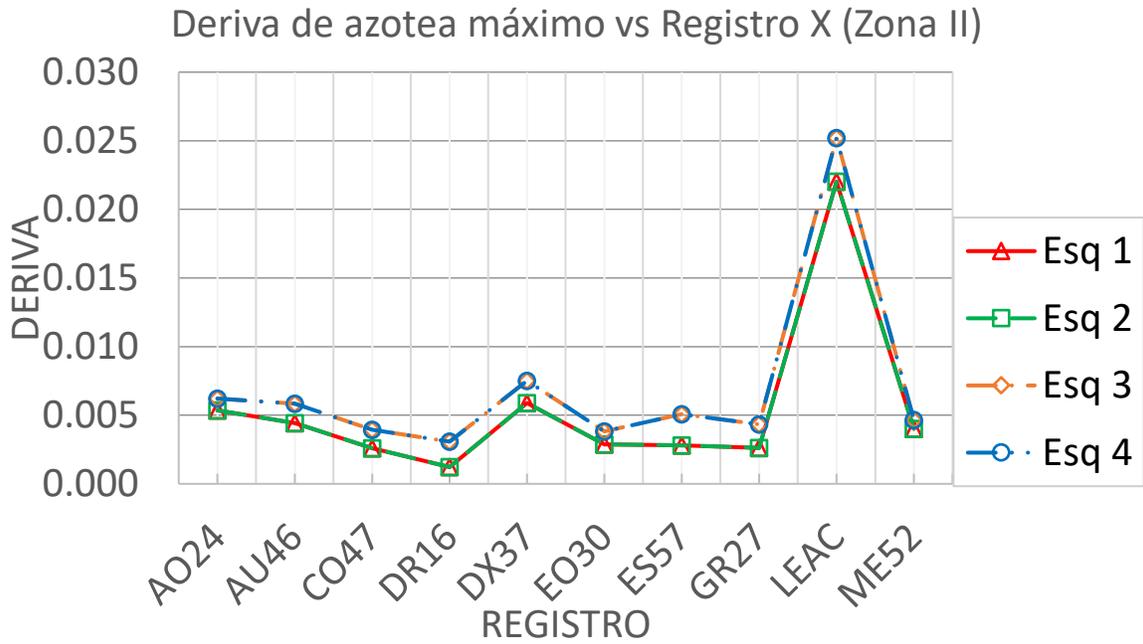
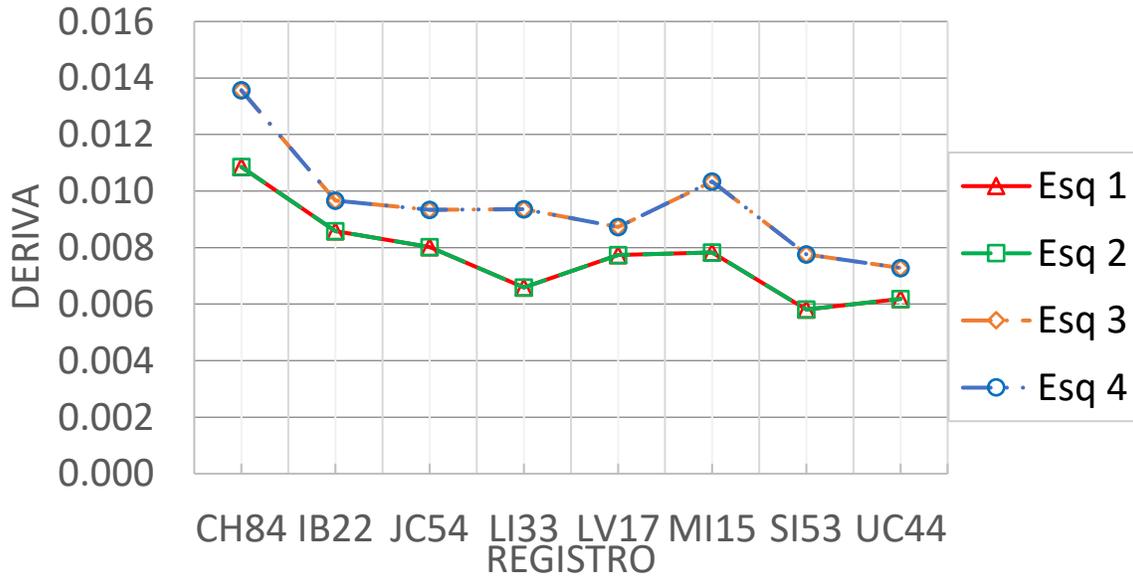


Figura 164 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona II

Deriva de azotea máximo vs Registro X (Zona IIIa)



Deriva de azotea máximo vs Registro Y (Zona IIIa)

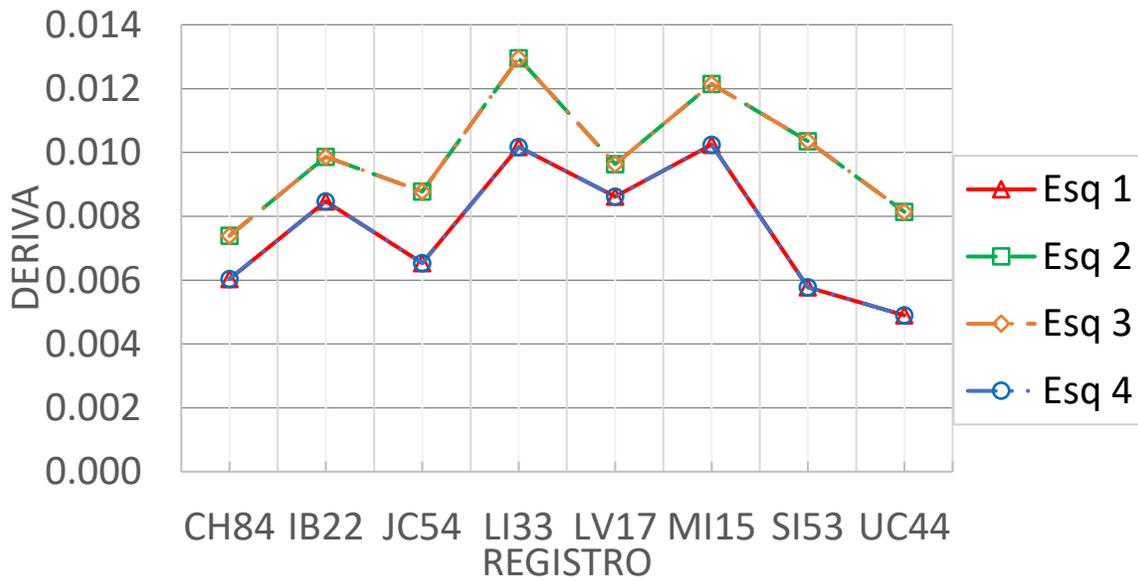
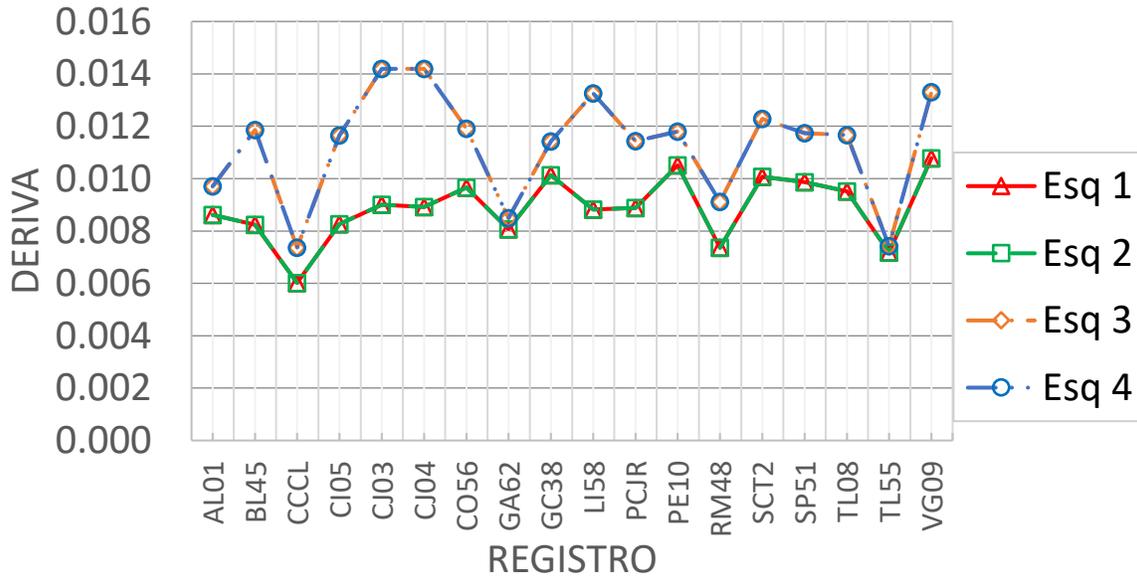


Figura 165 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona IIIa

Deriva de azotea máximo vs Registro X (Zona IIIb)



Deriva de azotea máximo vs Registro Y (Zona IIIb)

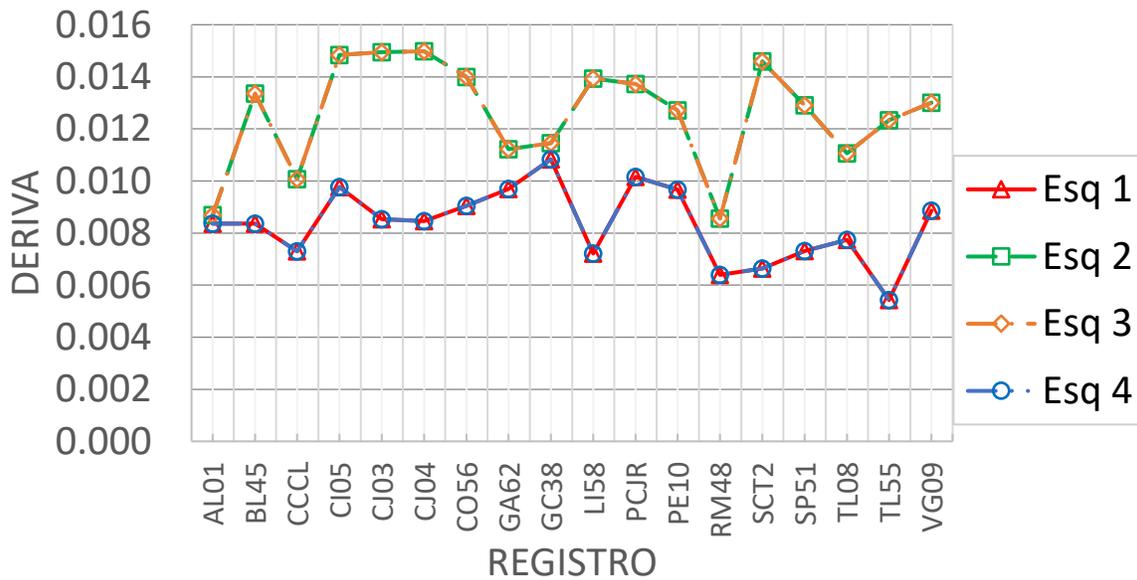


Figura 166 Deriva de azotea máximo en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona IIIb

6.11. Índice de daño

Anteriormente las evaluaciones de los daños en los edificios se realizaban a partir de inspecciones visuales y pruebas de laboratorio destructivas o no destructivas, midiendo el daño en general de forma cualitativa. En modelos numéricos sólo se considera la demanda de desplazamiento en los entresijos.

Park et al. (1985) introdujeron la ecuación 96 para medir el daño en una viga en voladizo o columna en péndulo invertido. La expresión relaciona el daño esperado con la deformación ante cargas laterales monotónica y la energía histerética que disipa la estructura.

$$DI = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE_h \quad (96)$$

donde:

DI Índice de daño.

δ_M Demanda de desplazamiento máximo provocado por el sismo (registro de la aceleración del suelo).

δ_u Capacidad de desplazamiento última de la estructura ante una carga monotónica.

β Coeficiente del efecto de la carga cíclica.

Q_y Límite elástico del cortante basal ante carga estática.

E_h Energía disipada por el sismo.

El análisis estático no lineal se utiliza para obtener la capacidad de desplazamiento última δ_u y su cortante basal de fluencia Q_y .

Sometiendo los edificios a los registros sísmicos se realizan análisis dinámicos no lineales, que proporcionan la demanda de desplazamiento δ_M y la energía disipada E_h en los elementos estructurales. Con este análisis se obtiene la energía histerética que es el área de los ciclos histeréticos. Además de considerar la degradación de resistencia y rigidez, se toma en cuenta la degradación cíclica.

El coeficiente β escala el efecto de la disipación de energía histerética y varía entre -0.3 y 1.2.

La ecuación de equilibrio dinámico de fuerzas de un sistema de un solo grado de libertad con amortiguamiento es la mostrada en la expresión 97.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + fs = -m\ddot{x}_g \quad (97)$$

donde:

m Masa del sistema.

c Coeficiente de amortiguamiento viscoso del sistema.

fs Fuerza restauradora del sistema. Incluye el intervalo elástico (Ku) y el inelástico.

\dot{x} Velocidad del sistema.

\ddot{x} Aceleración del sistema.

\ddot{x}_g Aceleración del suelo.

Al integrar la ecuación con respecto al desplazamiento del sistema, las unidades de fuerza se convierten en unidades de energía. El primer término se convierte en la energía cinética, el segundo en energía de amortiguamiento y el tercero en la energía de deformación elástica e histerética. El término a la derecha de la igualdad se convierte en la energía de entrada.

El valor del índice de daño determinado con base en la distorsión angular de azotea, se relaciona con los niveles de desempeño definidos en el capítulo 6.3.7. La tabla 60 muestra los intervalos del índice de daño que corresponde cada nivel.

Tabla 60 Clasificación del nivel de desempeño con relación al índice de daño

Nivel de desempeño	Índice de daño DI
Operación inmediata IO	DI < 0.11
Seguridad de vida LS	0.11 ≤ DI < 0.4
Prevención de colapso CP	0.4 ≤ DI < 0.77
Colapso C	0.77 ≤ DI

Kalateh-Ahani et al. (2021) modificaron la ecuación 96 que fue generada para una columna como péndulo invertido a la ecuación 98 para usarse en edificios de concreto. Esta ecuación será la usada para la obtención del índice de daño de los nueve modelos numéricos.

$$DI = \frac{D_m - D_y}{D_u - D_y} + \frac{\beta E_h}{V_y D_u} \quad (98)$$

donde:

D_m Demanda de desplazamiento máximo provocado por el sismo (registro de la aceleración del suelo).

D_u Capacidad de desplazamiento última de la estructura ante una carga estática.

D_y Desplazamiento de fluencia ante una carga estática.

V_y Límite elástico del cortante basal ante carga estática.

La única diferencia entra las ecuaciones 96 y 98 es la disminución de la demanda de desplazamiento y de la capacidad de desplazamiento última por el desplazamiento de

fluencia. Con este cambio, el índice de daño puede tener magnitudes negativas cuando $D_m < D_y$, indicando que la estructura se mantiene en el intervalo elástico.

En este trabajo se utiliza $\beta=0.15$, mismo valor que usaron Kalateh-Ahani et al. (2021) que obtuvieron a partir del valor medio de los resultados experimentales, reflejando adecuadamente la contribución de la energía histerética en el índice de daño.

6.11.1. Procedimiento para obtener el índice de daño

Se realiza el análisis estático no lineal en el modelo numérico, el patrón de las cargas laterales será las correspondientes a sus dos primeros modos de vibrar, correspondiente a cada dirección X y Y. El modelo se empujará hacia las fachadas sin muros, simulando como los edificios colapsados se inclinan en ese sentido de la dirección.

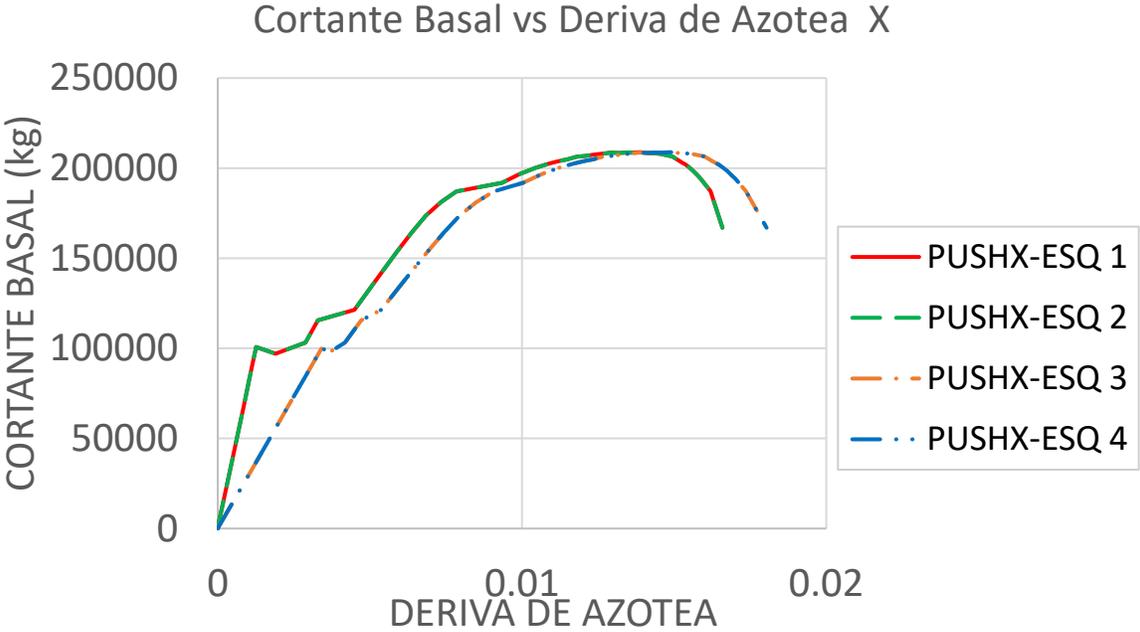
La figura 167 muestra la gráfica de la relación entre el cortante basal y la deriva de azotea en ambas direcciones del modelo numérico rectangular de cuatro niveles.

Se utiliza como referencia las cuatro columnas de esquina del nivel de azotea, las esquinas tienen el mismo cortante de fluencia, máximo y último. Sin embargo, al tener los muros diafragma de mampostería, es distinta la deriva de fluencia, máxima y última.

Las esquinas que cuentan con muros de mampostería paralelo al análisis estático no lineal, muestran al inicio la lineal recta que corresponde a su intervalo elástico. Después se muestra una pérdida de rigidez importante, ocurre por el agrietamiento y colapso de los muros diafragmas de mampostería. En las esquinas sin muros, el efecto fue menor.

En todos los casos el muro se agrietó antes que aparecieran articulaciones plásticas en columnas o nervaduras, incluso llegando a su colapso. La diferencia en su resistencia, rigidez lateral y ductilidad que existe entre los elementos de concreto y los muros de mampostería provoca este resultado.

A pesar de que los muros incursionan al intervalo no lineal, no aportan resistencia ante cargas gravitacionales y en teoría no deberían participar ante cargas laterales. El índice de daño considera entonces el desplazamiento, cortante de fluencia y demandas de energía histerética en los elementos de concreto.



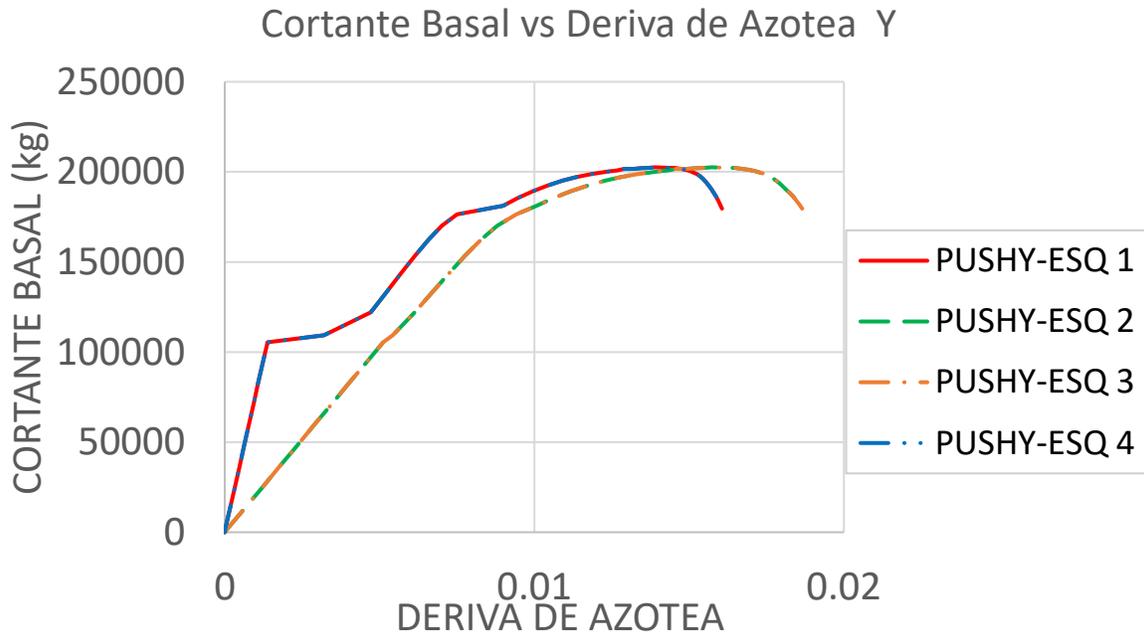


Figura 167 Relación de Cortante basal y deriva de azotea a partir de un análisis Pushover del modelo numérico rectangular de cuatro niveles

Del análisis dinámico no lineal se obtienen las derivas de azotea como se mostraron en el capítulo 6.10. Esos valores de deriva, así como las derivas obtenidas del Pushover, se multiplicarán por la altura total del edificio para convertirlos en desplazamientos y usarlos en el cálculo del índice de daño.

El equilibrio de energías se mantiene a lo largo de la historia en el tiempo. La figura 168 muestra la energía que disipa la estructura para estar en equilibrio con la energía entrante. Las principales energías que participan son la energía inelástica, que se genera en los elementos estructurales que entran en el intervalo inelástico y se refleja como daño y la energía de amortiguamiento que proporciona sus elementos estructurales.

La energía histerética producida por el registro DX37, refleja un daño importante. Por la torsión existente, no existe una correcta distribución en el daño.

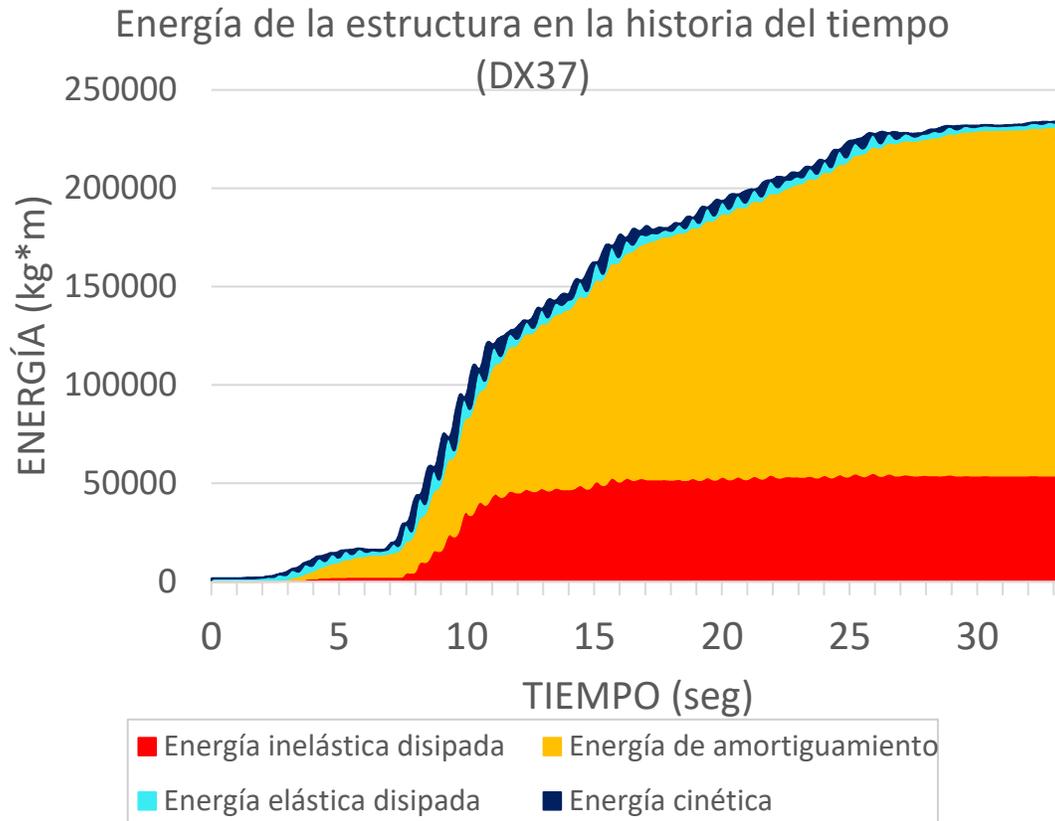


Figura 168 Energía de la estructura en la historia del tiempo del modelo numérico rectangular de cuatro niveles sometido al registro DX37

Se utiliza el total de la energía histerética que se produjo en la fase intensa de cada registro para el cálculo del índice de daño, sin considerar la energía que produjeron los muros por el interés de analizar el daño en columnas y nervaduras.

El total de la energía histerética provocada por el registro DX37 fue de 54,249.47 kg*m, restándole la energía histerética de los muros igual a 6,183.4 kg*m da como resultado 48,066.07 kg*m.

Obteniendo los desplazamientos de cada esquina y utilizando la misma energía histerética, se obtiene el índice de daño. A continuación, se muestra el cálculo del índice de daño de la esquina 3 para cada dirección:

$$DI_x = \frac{D_m - D_y}{D_u - D_y} + \frac{\beta E_h}{V_y D_u} = \frac{(0.0129 * 10.8m) - (0.0064 * 10.8m)}{(0.0180 * 10.8m) - (0.0064 * 10.8m)} + \frac{(0.15)(48066.07kg * m)}{(143270.3kg)(0.0180 * 10.8m)}$$

$$DI_x = \frac{(0.139m) - (0.069m)}{(0.195m) - (0.069m)} + \frac{(0.15)(48066.07kg * m)}{(143270.3kg)(0.194m)} = 0.81$$

$$DI_y = \frac{D_m - D_y}{D_u - D_y} + \frac{\beta E_h}{V_y D_u} = \frac{(0.0189 * 10.8m) - (0.0073 * 10.8m)}{(0.0187 * 10.8m) - (0.0073 * 10.8m)} + \frac{(0.15)(48066.07kg * m)}{(143923.4kg)(0.0187 * 10.8m)}$$

$$DI_y = \frac{(0.204m) - (0.078m)}{(0.201m) - (0.078m)} + \frac{(0.15)(48066.07kg * m)}{(143270.3kg)(0.201m)} = 1.27$$

La tabla 61 muestra los resultados del índice de daño en el modelo numérico rectangular de cuatro niveles ante el registro DX37 para todas sus esquinas. Igual que se presentó en las derivas de entrepiso y de azotea, el mayor índice de daño resultó en la esquina 3 en ambas direcciones y el menor la esquina 1.

Considerando el índice de daño más crítico entre ambas direcciones, la esquina 1 tiene un nivel de desempeño de prevención de colapso y la esquina 3 de colapso. Este resultado sugiere colapso parcial en la esquina 3 del edificio después del evento sísmico.

Tabla 61 Información para el índice de daño del registro DX37

β	0.15	h	10.8	ESQ 1X	ESQ 2X	ESQ 3X	ESQ 4X
PUSHOVE R	Cortante basal de fluencia Vy kg			143270.3	143270.3	143270.3	143270.3
	Desplazamiento de fluencia Dy (m)			0.059	0.059	0.069	0.069
	Desplazamiento ultima Du (m)			0.179	0.179	0.195	0.195
DX37	Deriva máx. De azotea Δm			0.0095	0.0095	0.0129	0.0129
	Desplazamiento máx. Dm			0.103	0.103	0.139	0.139
	Energía histerética Eh kg*m			48066.07	48066.07	48066.07	48066.07
	Índice de daño DI			0.65	0.65	0.81	0.81

β	0.15	h	10.8	ESQ 1Y	ESQ 2Y	ESQ 3Y	ESQ 4Y
PUSHOVER	Cortante basal de fluencia Vy kg			143923.4	143923.4	143923.4	143923.4
	Desplazamiento de fluencia Dy (m)			0.062	0.078	0.078	0.062
	Desplazamiento ultima Du (m)			0.173	0.201	0.201	0.173
DX37	Deriva máx. De azotea Δm			0.0104	0.0189	0.0189	0.0104
	Desplazamiento máx. Dm			0.112	0.204	0.204	0.112
	Energía histerética Eh kg*m			48066.07	48066.07	48066.07	48066.07
	Índice de daño DI			0.74	1.27	1.27	0.74

El índice de daño general del edificio será el máximo valor de todas las esquinas en ambas direcciones. Del ejemplo anterior, el índice de daño con el registro DX37 es de 1.27, equivalente al nivel de colapso.

6.11.2. Resultados del índice de daño

Las figuras 169 a 177 muestran los índices de daño de cada esquina que se presentó en los registros en la zona II, IIIa y IIIb de los modelos numéricos rectangulares de cuatro, seis y ocho niveles.

Las esquinas 3 y 4 en la dirección X y las esquinas 2 y 3 en la dirección Y fueron las que presentaron mayores índices de daño. En muchas ocasiones las esquinas con menor índice de daño correspondían a otro nivel de desempeño menor a las esquinas con mayor índice de daño.

La figura 170 es un ejemplo de los diferentes niveles de daño que pueden presentarse en las esquinas con el registro LI33. La esquina 3 tiene un DI=0.56, correspondiente a un nivel de desempeño de prevención de colapso, mientras que la esquina 1 tiene un DI=0.03, correspondiente a operación inmediata.

La esquina 3 es la esquina con mayor índice de daño en ambas direcciones en casi todos los registros, mientras que la esquina 1 presenta el menor índice de daño en ambas direcciones.

Los registros que obtuvieron índice de daño iguales o superiores a 2.0, fueron aquellos que presentaron problemas de P- Δ y se presentó una interrupción en su análisis.

Las esquinas ante los registros que tuvieron un desplazamiento de azotea menor al desplazamiento de fluencia y generó muy poca o nula energía histerética disipada, obtuvieron un índice de daño menor a 0.00. Para disminuir el intervalo de valores del índice de daño, dichos valores se igualaron a 0.00, interpretando que esas esquinas permanecieron en el intervalo elástico.

Las figuras 169 a 171 muestra el índice de daño de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de cuatro niveles. Los registros que provocaron un índice de daño equivalente a un nivel de desempeño de prevención de colapso CP y colapso C en la zona II fue 0% CP y 20% C; en la zona IIIa 25% CP y 62.50% C; en la zona IIIb 0% CP y 5.56% C. Las zonas IIIa y la IIIb fueron las que provocaron los índices de daño mayores y menores, respectivamente.

Las figuras 172 a 174 muestra el índice de daño de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de seis niveles. Los registros que provocaron un índice de daño equivalente a un nivel de desempeño de prevención de colapso CP y colapso C en la zona II fue 0% CP y 10% C; en la zona IIIa 50% CP y 37.50% C; en la zona IIIb 27.78% CP y 5.56% C. Las zonas IIIa y la II fueron las que provocaron los índices de daño mayores y menores, respectivamente.

Las figuras 175 a 177 muestra el índice de daño de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de ocho niveles. Los registros que provocaron un índice de daño equivalente a un nivel de desempeño de prevención de colapso CP y colapso C en la zona II fue 0% CP y 10% C; en la zona IIIa 37.50% CP y 0% C; en la zona IIIb 44.44% CP y 38.89% C. En este caso, las zonas IIIb y la II fueron las que provocaron los mayores y menores índices de daño, respectivamente.

Conforme más alto es el edificio, mayor fue el índice de daño en la zona IIIb y menor en la zona II. La zona IIIa presenta grandes índices de daño en todos los modelos numéricos trabajados.

En ningún modelo numérico la zona II predominó como la zona que generó las mayores índices de daño.

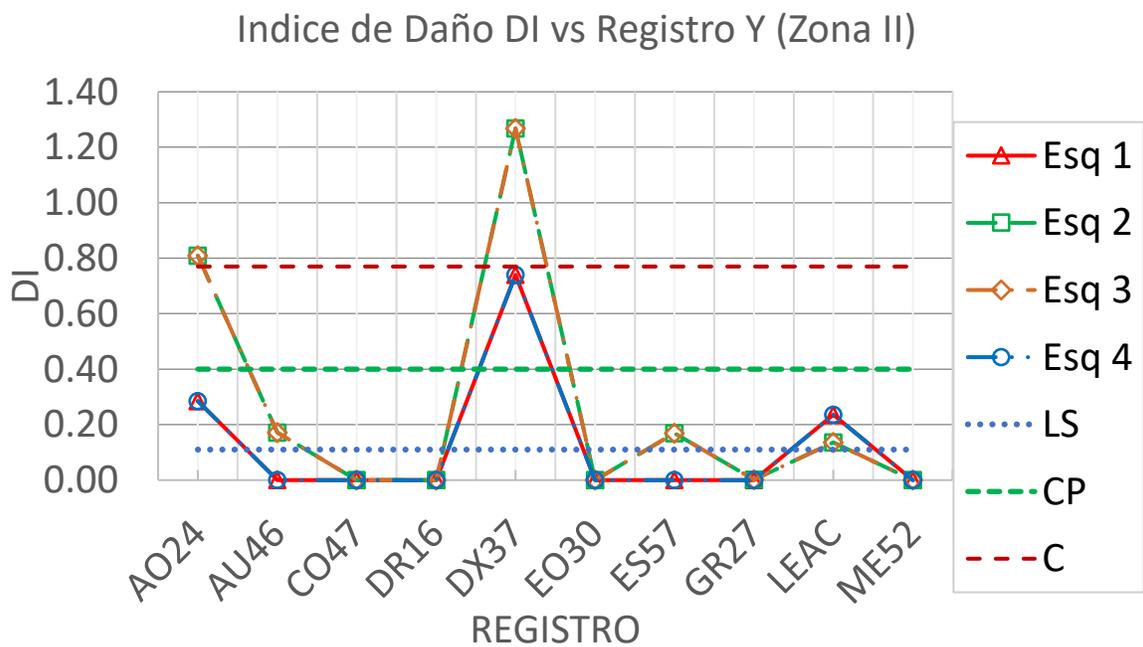
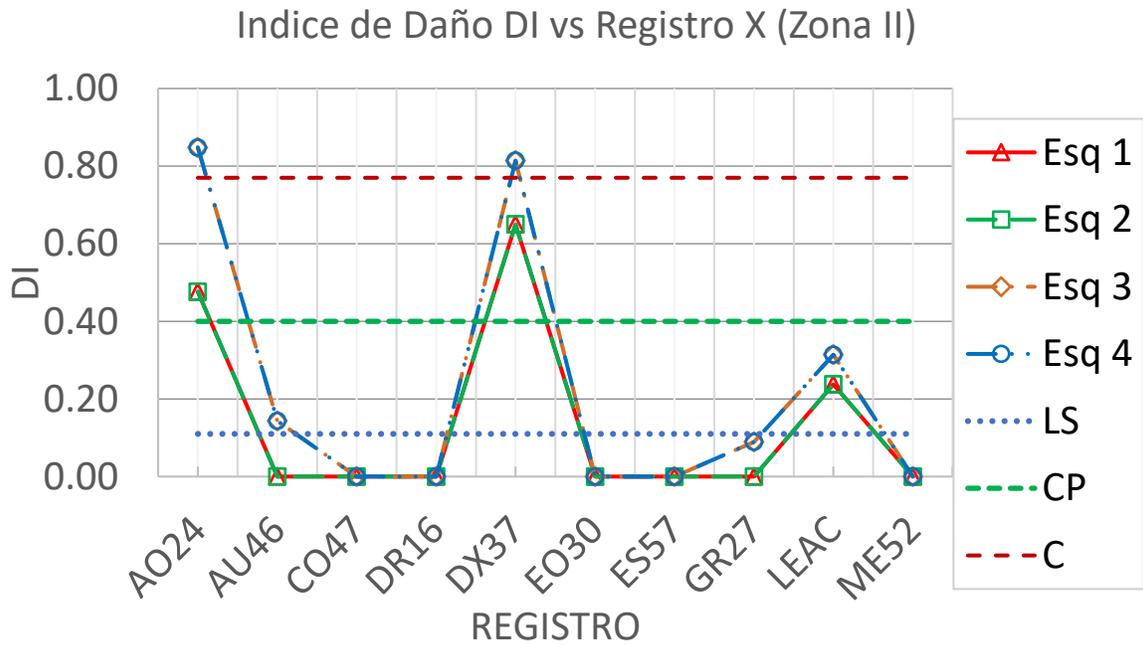
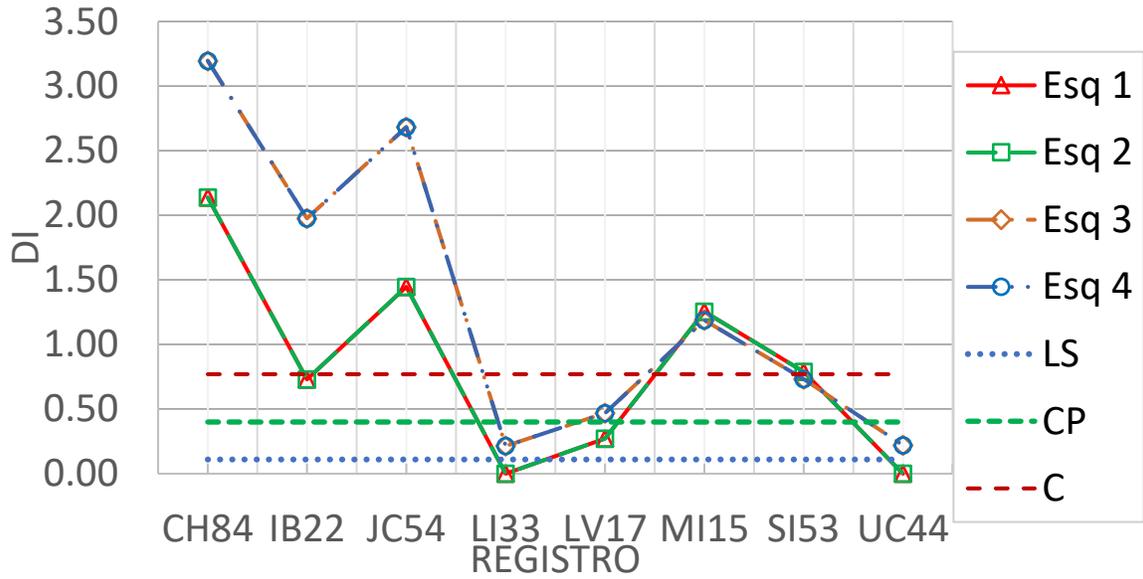


Figura 169 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona II

Indice de Daño DI vs Registro X (Zona IIIa)



Indice de Daño DI vs Registro Y (Zona IIIa)

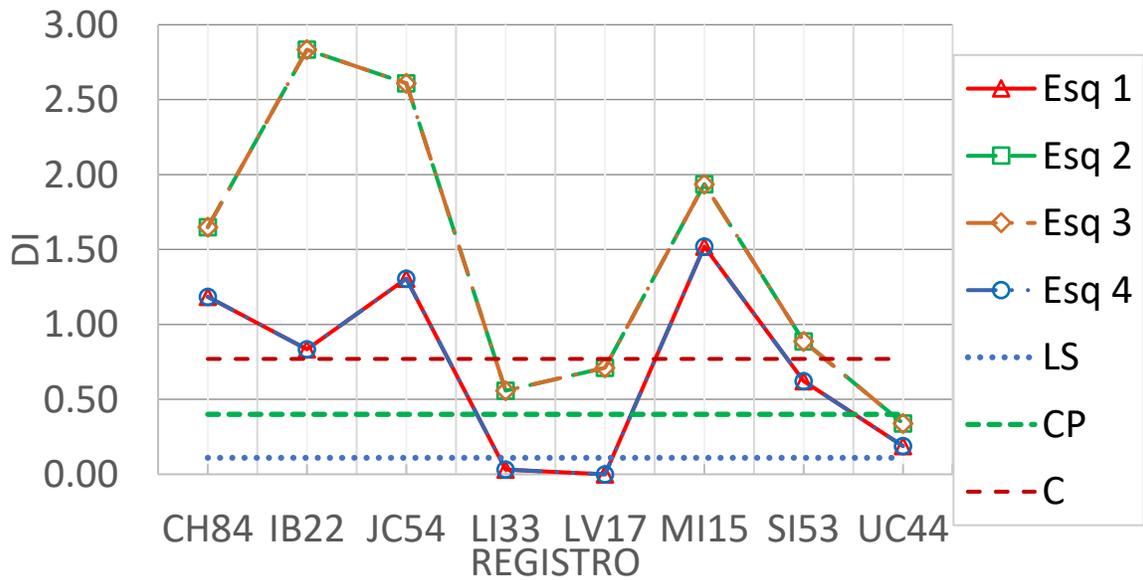
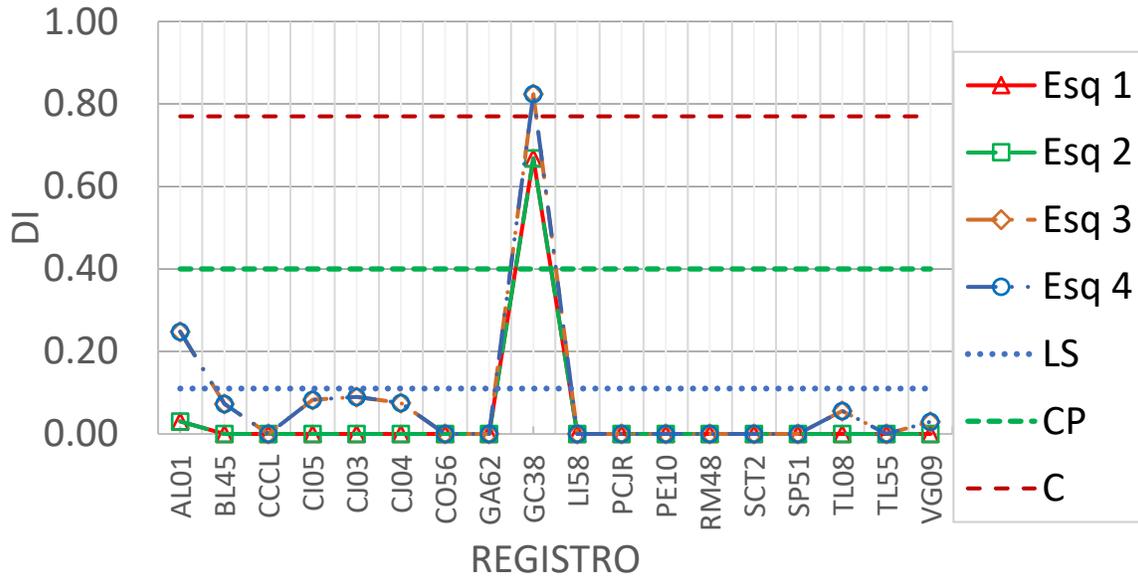


Figura 170 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona IIIa

Indice de Daño DI vs Registro X (Zona IIIb)



Indice de Daño DI vs Registro Y (Zona IIIb)

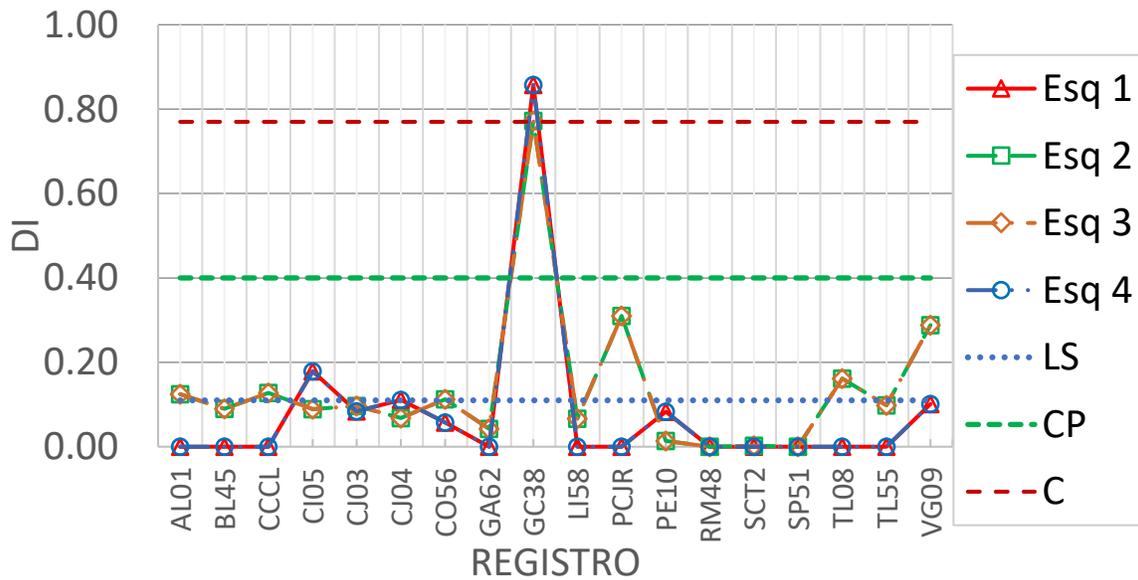


Figura 171 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona IIIb

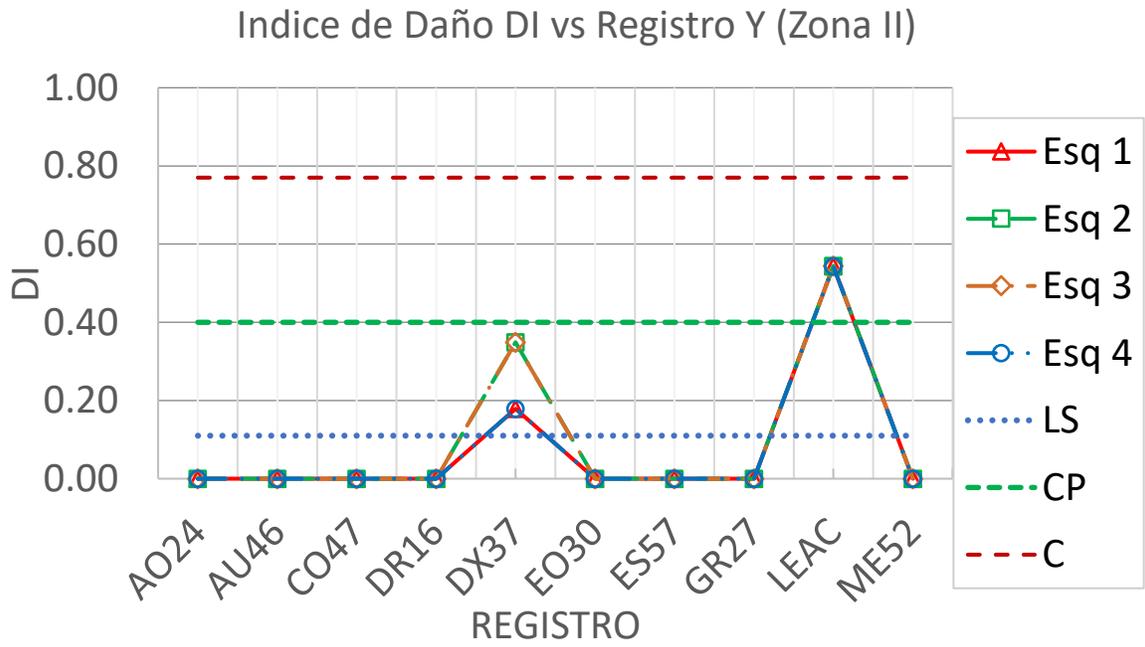
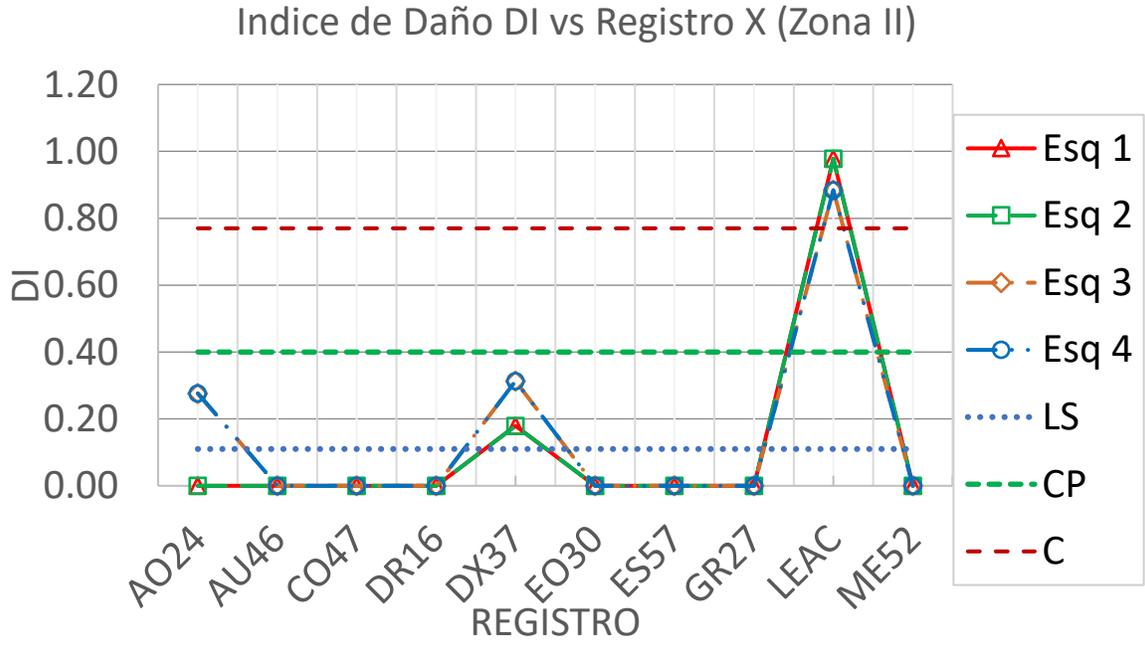
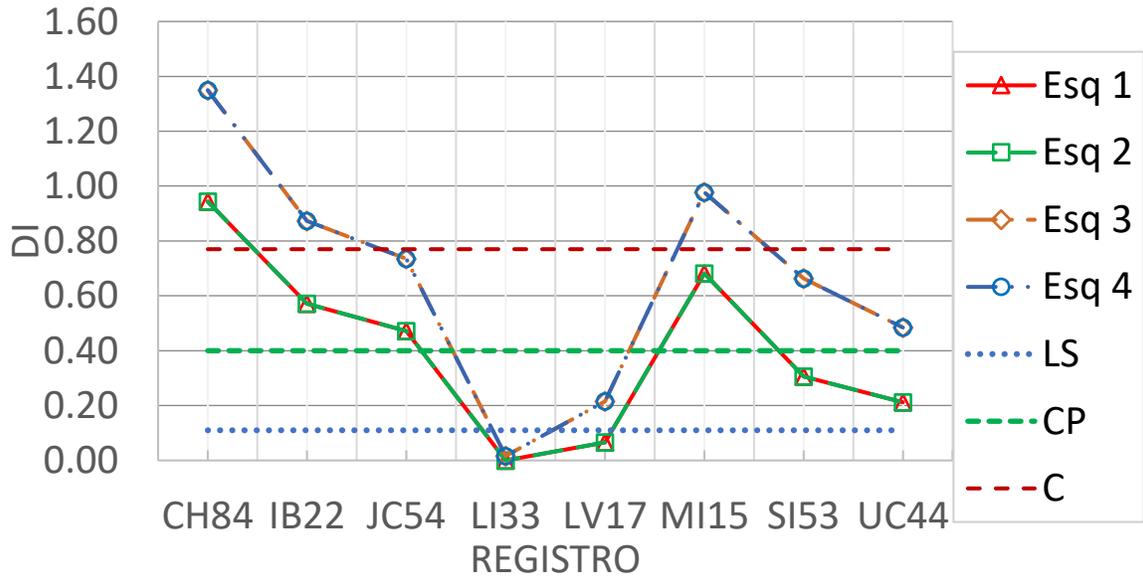


Figura 172 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona II

Indice de Daño DI vs Registro X (Zona IIIa)



Indice de Daño DI vs Registro Y (Zona IIIa)

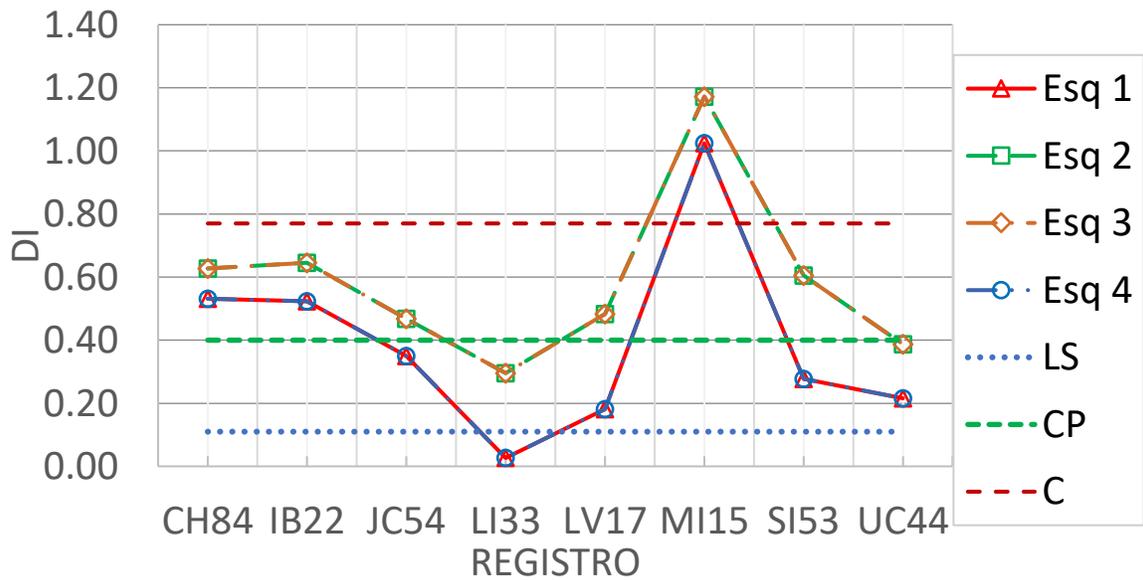
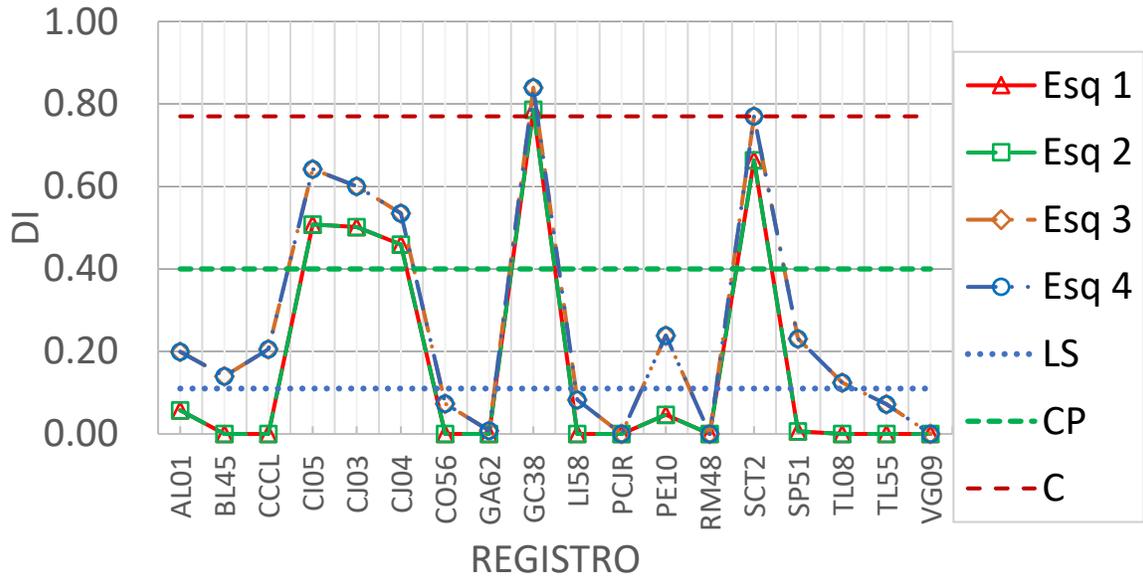


Figura 173 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona IIIa

Indice de Daño DI vs Registro X (Zona IIIb)



Indice de Daño DI vs Registro Y (Zona IIIb)

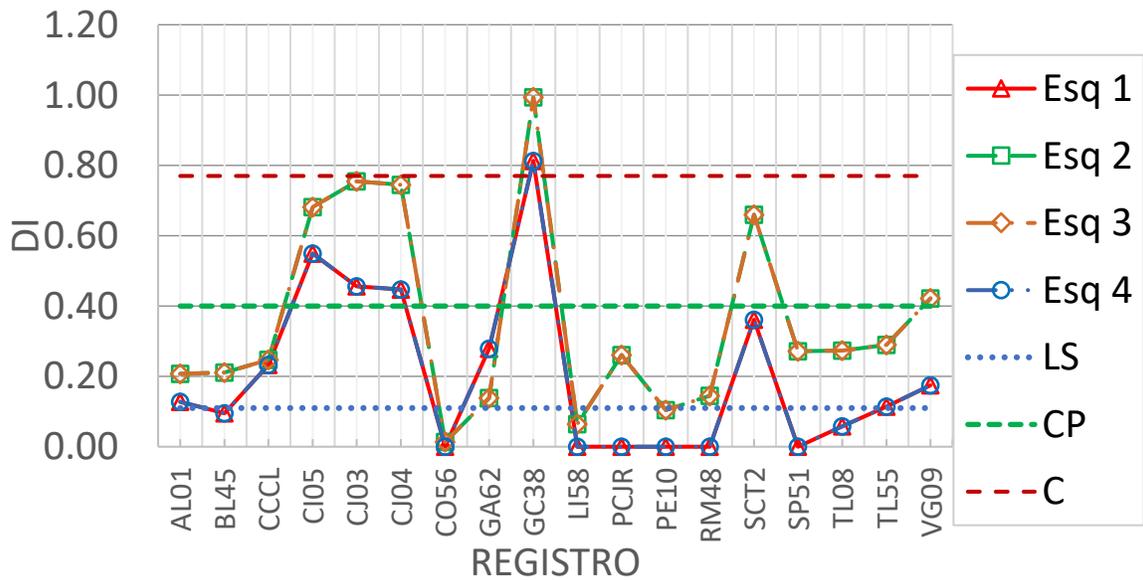


Figura 174 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona IIIb

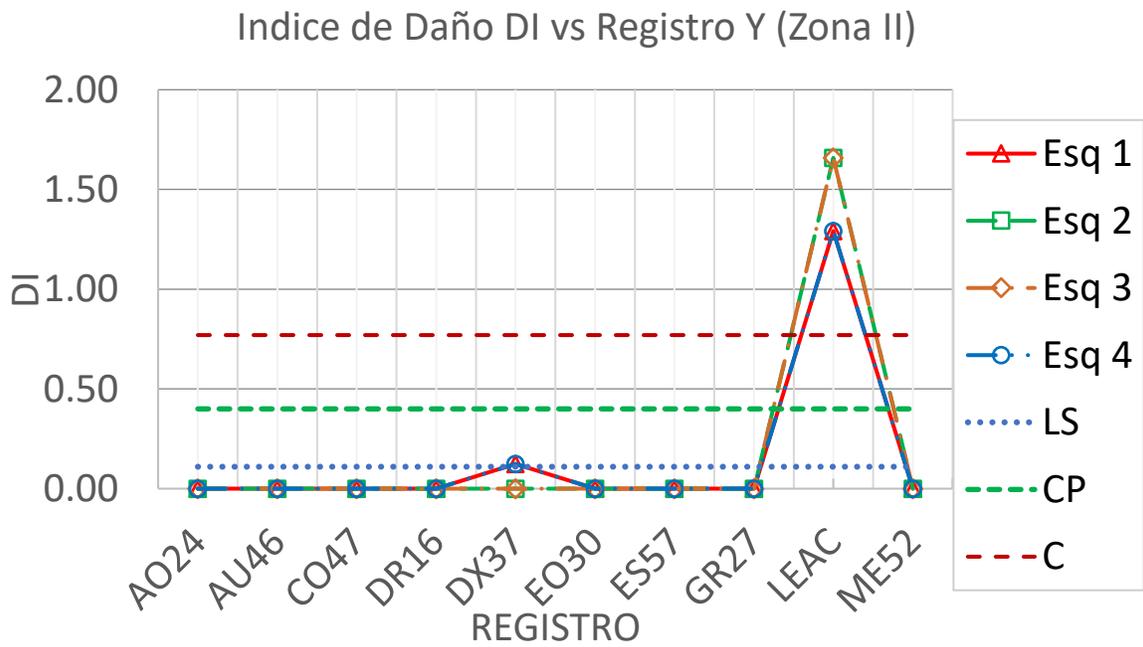
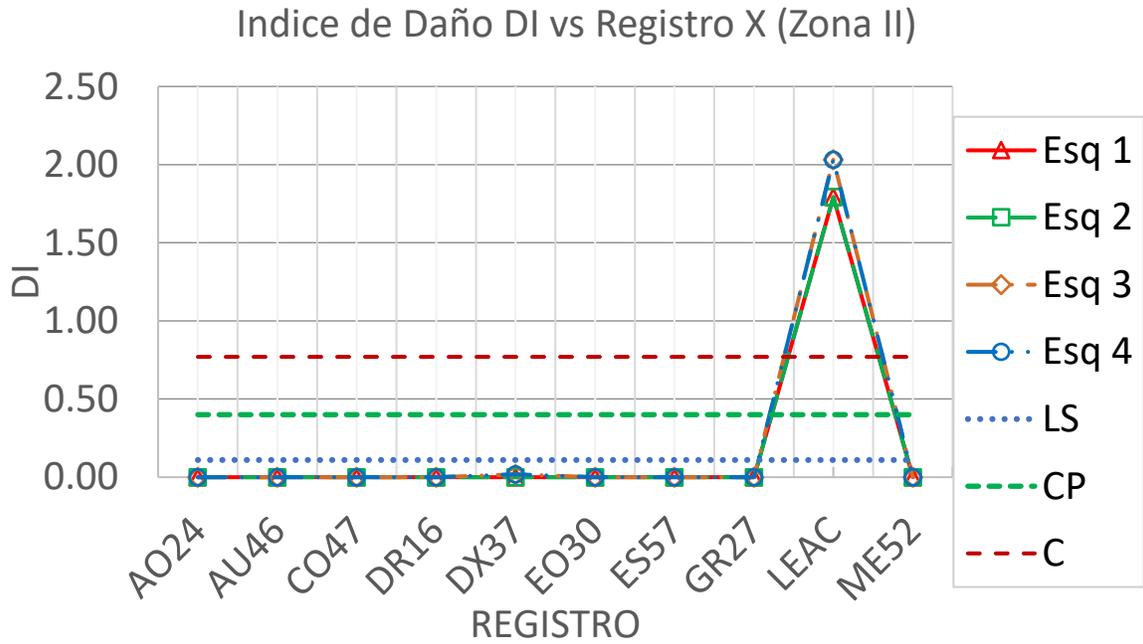
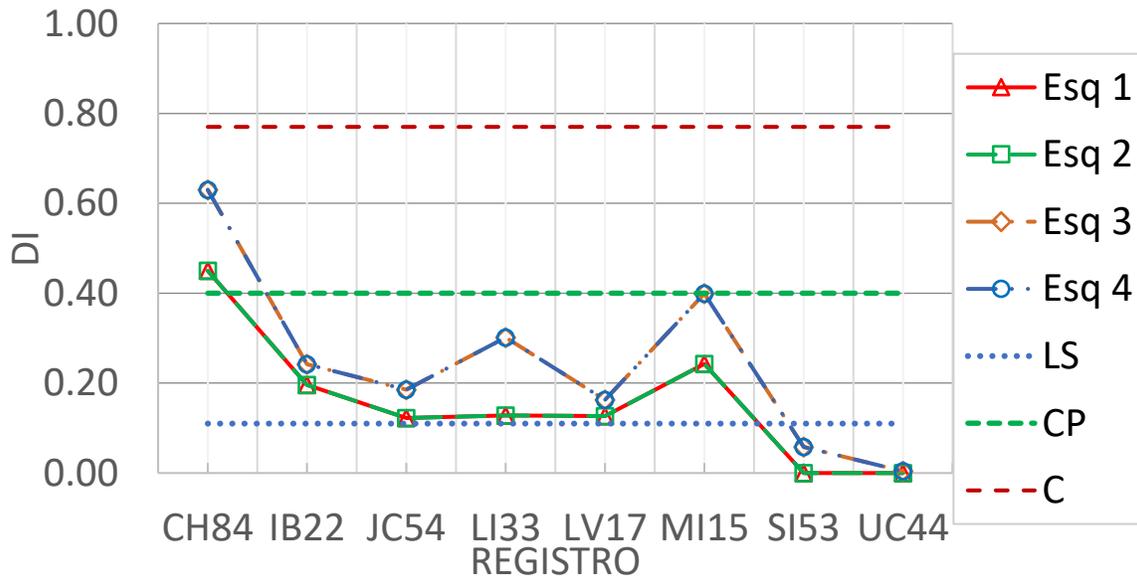


Figura 175 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona II

Indice de Daño DI vs Registro X (Zona IIIa)



Indice de Daño DI vs Registro Y (Zona IIIa)

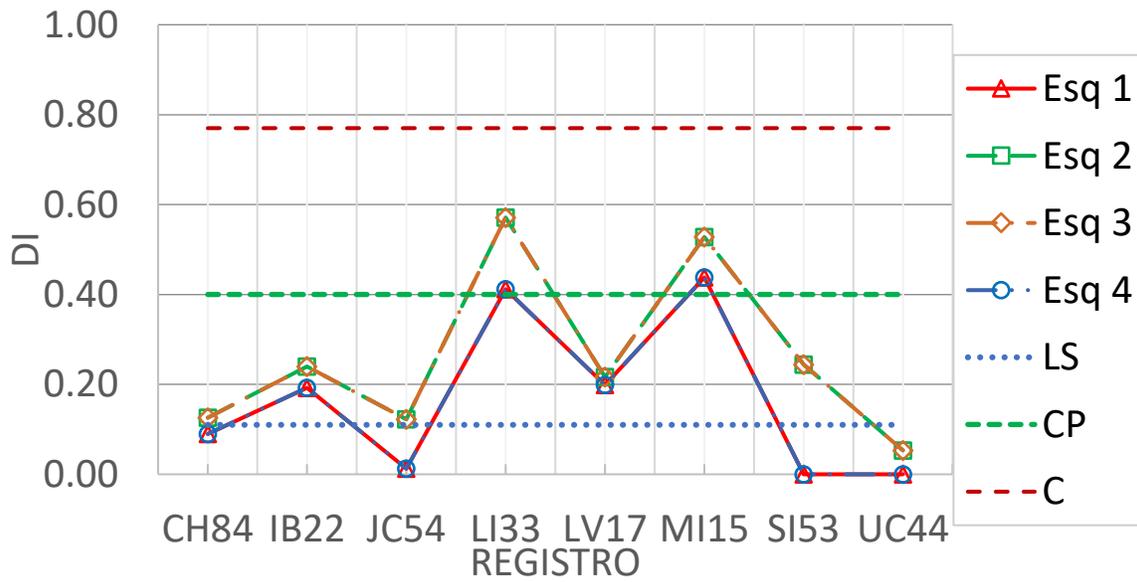


Figura 176 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona IIIa

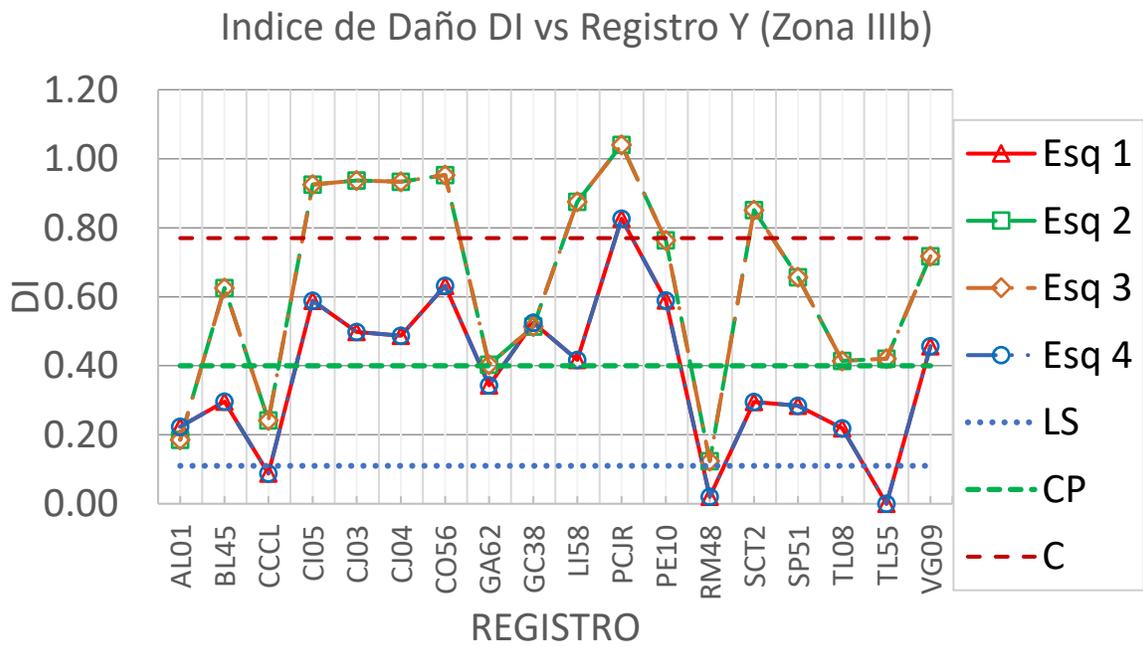
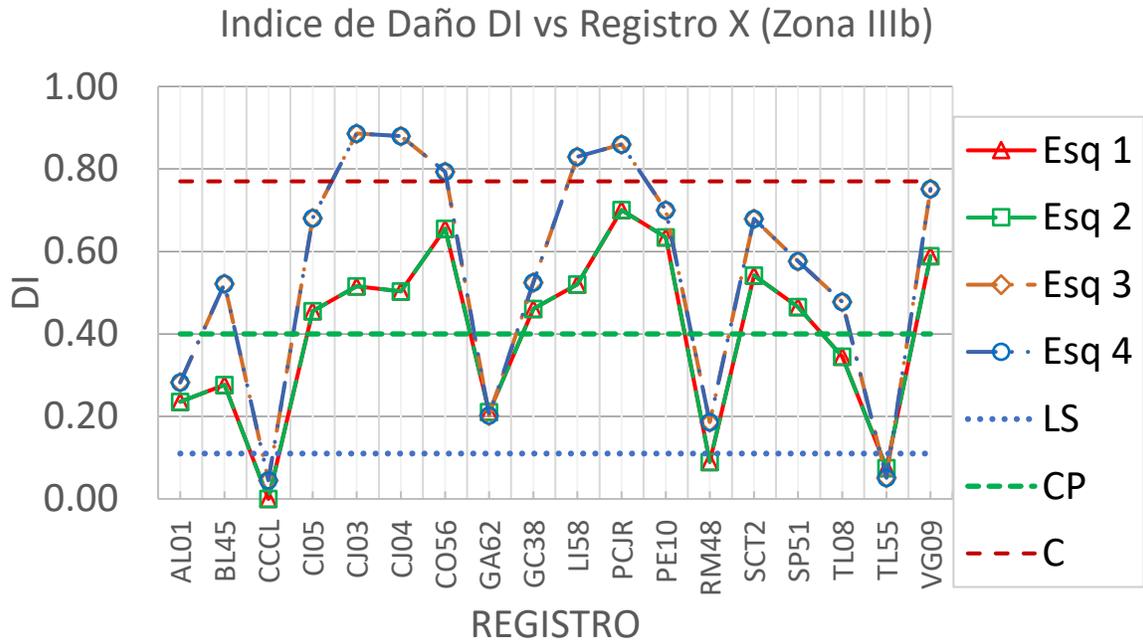


Figura 177 Índice de daño en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona IIIb

6.12. Desplazamiento de la ubicación del centro de rigidez

El momento torsionante se genera por la separación que existe entre el centro de masa y el centro de rigidez. El centro de rigidez es el punto teórico del entrepiso con respecto al cual gira la edificación.

Durante el evento sísmico, la ubicación del centro de masa no sufre cambios considerables, solo los ocasionados por las cargas vivas (personas y objetos movibles). La ubicación del centro de rigidez tampoco sufre cambios mientras la estructura permanece en el intervalo elástico.

Cuando los esfuerzos sobrepasan la resistencia de fluencia, la rigidez lateral los elementos estructurales disminuye. Cuando existe la presencia de los muros diafragma de mampostería en los edificios, provoca mayores deformaciones en ciertas columnas que van disminuyendo su rigidez antes que otras columnas, además, las propiedades de las columnas unidas con los muros de mampostería son distintas, por lo que perderán rigidez en distinta etapa del movimiento. Estas situaciones provocarán un desplazamiento del centro de rigidez cada vez que la rigidez lateral general del edificio se modifica, provocando su movimiento constante durante el temblor hasta que finalice.

La ubicación del centro de rigidez se obtiene considerando una fuerza lateral en una dirección, donde se realiza una sumatoria de momentos de la fuerza lateral y las fuerzas resistentes de los elementos estructurales como se muestra en la figura 178. La fuerza lateral se aplica en el centro de rigidez CR para evitar una excentricidad que provoque un momento adicional a la ecuación 99.

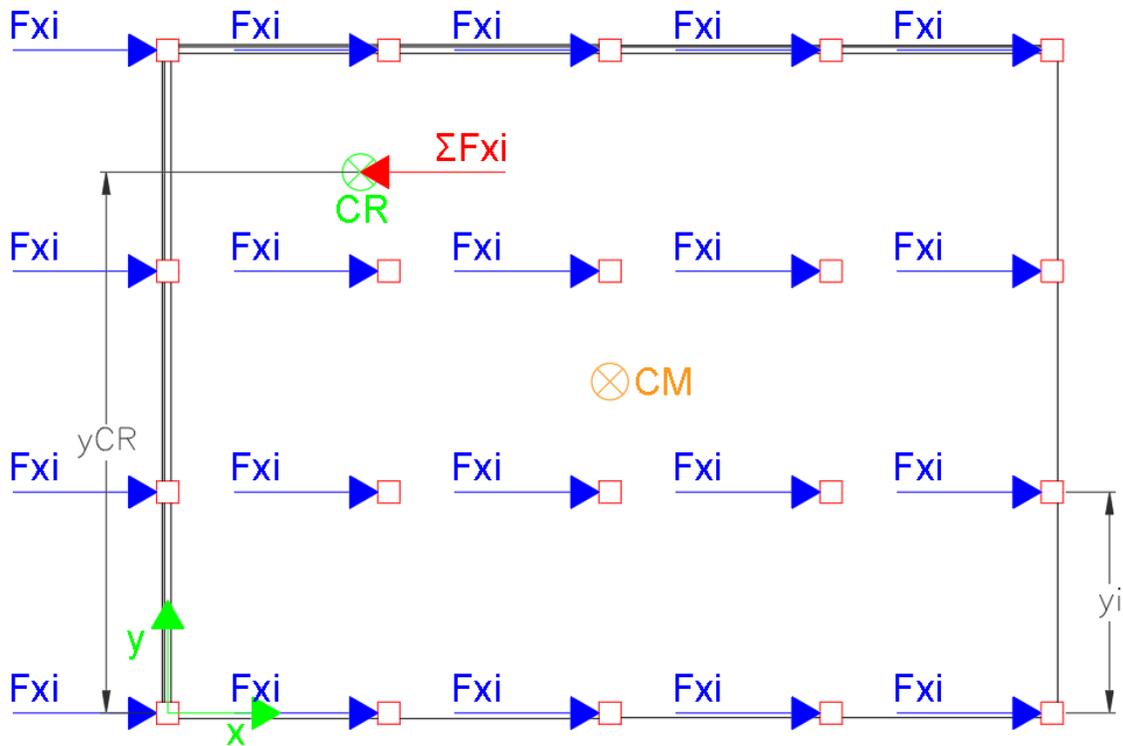


Figura 178 Equilibrio de momentos de las fuerzas laterales resistentes (vectores azules) y la sumatoria de fuerza durante un temblor

La sumatoria de momentos se realiza con respecto al punto con coordenada (0,0), donde cada fuerza resistente tendrá un brazo de palanca y_i y la sumatoria de fuerzas un brazo de palanca y_{CR} , correspondiente a la coordenada del centro de rigidez.

Realizando la sumatoria de momentos quedaría de la siguiente forma:

$$\sum_{i=1}^n F_{x_i} * y_{CR} - [(F_{x_i} * y_i) + (F_{x_{i+1}} * y_{i+1}) + (F_{x_{i+2}} * y_{i+2}) + \dots + (F_{x_n} * y_n)] = 0 \quad (99)$$

El segundo término se simplifica con una sumatoria de $i=1$ a n para igualar las sumatoria de momentos actuante con la resistente.

$$\sum_{i=1}^n F_{x_i} * y_{CR} = \sum_{i=1}^n (F_{x_i} * y_i)$$

El término de la derecha se divide por la sumatoria de fuerzas para despejar y_{CR} y obtener la ecuación 100. Utilizando el mismo procedimiento con fuerzas laterales en dirección y , se obtiene la ecuación 101.

$$y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^n (Fx_i * y_i)}{\sum_{i=1}^n Fx_i} \quad (100)$$

$$x_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^n (Fy_i * x_i)}{\sum_{i=1}^n Fy_i} \quad (101)$$

donde:

x_{CR} Coordenada en dirección X del centro de rigidez.

y_{CR} Coordenada en dirección Y del centro de rigidez.

i i -ésimo elemento estructural.

n Número total de elementos estructurales.

Fx_i Fuerza lateral resistente del i -ésimo elemento estructural en dirección X.

Fy_i Fuerza lateral resistente del i -ésimo elemento estructural en dirección Y.

x_i Coordenada del i -ésimo elemento estructural en dirección X.

y_i Coordenada del i -ésimo elemento estructural en dirección Y.

La aplicación de las fuerzas laterales provocadas por las aceleraciones del suelo de cada registro producirá desplazamientos en los elementos estructurales, modificando los brazos de palanca. Se adapta las ecuaciones 100 y 101 para considerar el tiempo t de la fase intensa de los registros, generando las ecuaciones 102 y 103. Las fuerzas laterales producidas en el tiempo t se aplicarán en las coordenadas de los elementos estructurales en el tiempo t-1.

$$y_{CR(t)} = \frac{\sum_{i=1}^n (Fx_{i(t)} * y_{i(t-1)})}{\sum_{i=1}^n Fx_{i(t-1)}} \quad (102)$$

$$x_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^n (Fy_{i(t)} * x_{i(t-1)})}{\sum_{i=1}^n Fy_{i(t)}} \quad (103)$$

Las ecuaciones del capítulo 3 incluyeron la incorporación de la torsión en los reglamentos sumado a una excentricidad accidental proveniente de la distancia entre el centro de rigidez y centro de masa en relación a un porcentaje de b (longitud mayor del edificio paralelo a la excentricidad). Los resultados de la evolución del centro de rigidez, de la misma manera, se presentará en relación a un porcentaje de b.

Se resumirá la información utilizando solamente la ubicación del centro de rigidez después de finalizar el análisis dinámico no lineal. Para la excentricidad se modifica la ubicación del centro de masa por las posibles deformaciones permanentes.

6.12.1. Procedimiento para determinar el centro de rigidez

Calcular la ubicación del centro de rigidez en la historia del tiempo ocupa desarrollar procedimientos cíclicos donde se ocupa las fuerzas laterales resistentes de los elementos estructurales en cada tiempo t, necesitando realizar el mismo proceso miles

de veces. Se desarrolla un código en MATLAB para automatizar dichos cálculos de las ecuaciones 102 y 103.

Después de realizar el análisis dinámico no lineal, se extrae del programa Perform 3D la matriz de desplazamientos de los nodos en la historia del tiempo, utilizado para localizar la ubicación de los elementos estructurales y del centro de masa en el tiempo. Además, se extraen las fuerzas laterales resistentes de los elementos estructurales en ambas direcciones en la historia del tiempo para obtener la sumatoria de fuerzas y de momentos de todos los elementos estructurales utilizando las ubicaciones obtenidas anteriormente.

Cuando la sumatoria de fuerzas laterales tiene valores cercanos a 0, las ecuaciones 102 y 103 generan inconsistencias en los resultados, obteniendo valores erróneos. La solución a este problema se obtuvo conservando solo los valores de x_{CR} y y_{CR} que permanecen dentro del perímetro del edificio y realizando con esos valores una interpolación polinómica.

La figura 179 muestra de color azul ($OrXCR$ y $OrYCR$) los resultados de la ubicación del centro de rigidez del nivel 1 del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con las ecuaciones 102 y 103 aplicando registro LI33. Se realiza un filtrado eliminando los valores que salen del perímetro, obteniendo las líneas $FiXCR$ y $FiYCR$ de color rojo. Realizando una interpolación polinómica de grado 6 con los valores anteriores se obtiene las líneas negras $PoXCR$ y $PoYCR$.

Al inicio de la historia en el tiempo se observa a las coordenadas del centro de rigidez CR cercanas a la esquina 1, sin embargo, el mayor cambio de posición ocurre en los primeros 10 segundos, acercándose al centro de masa y permaneciendo aproximadamente constante por el resto de la historia del tiempo. Este comportamiento ocurre por el colapso de los muros diafragma de mampostería, debido a la baja resistencia y ductilidad en comparación con los elementos de concreto.

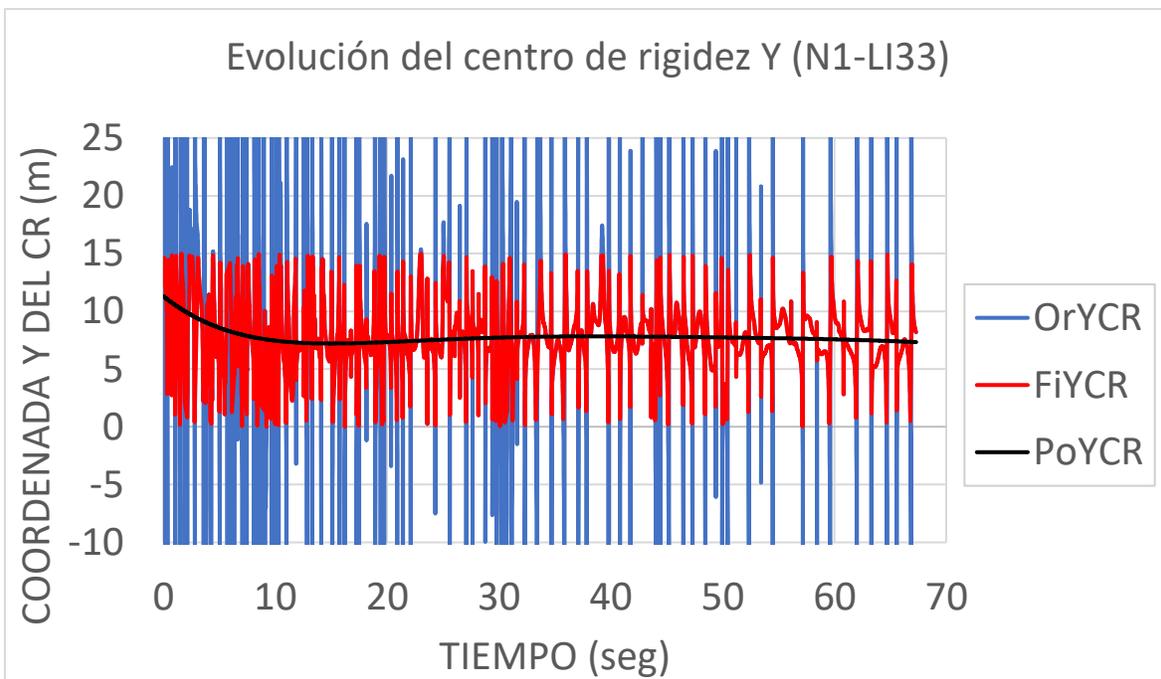
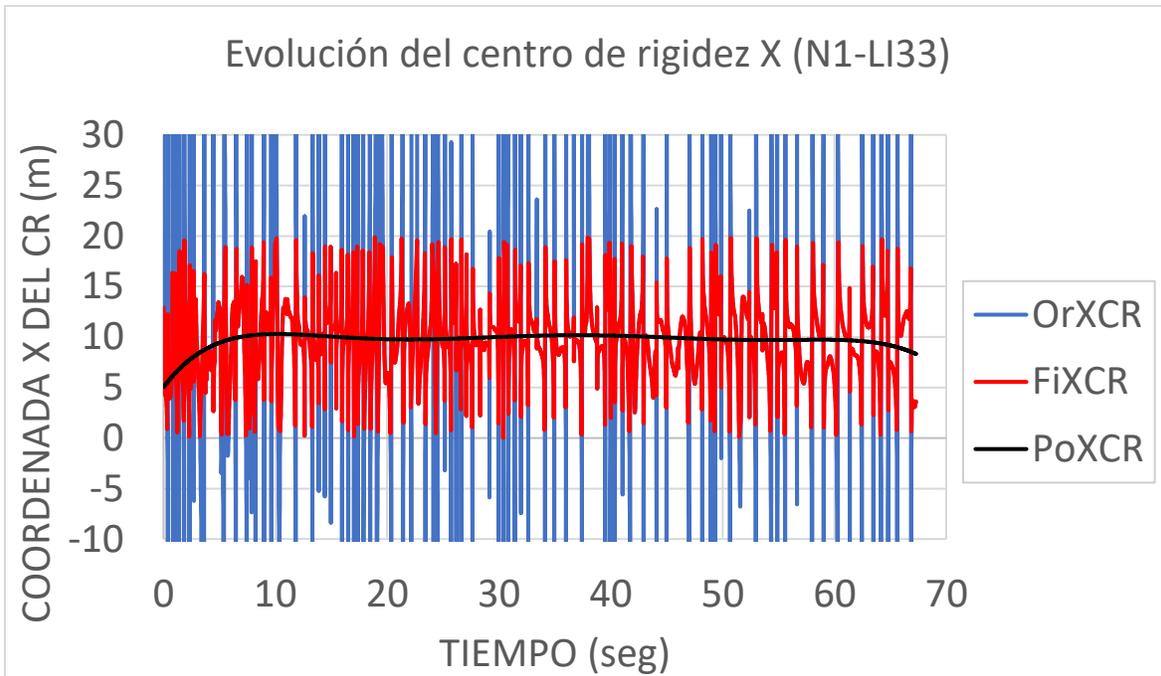


Figura 179 Desplazamiento del centro de rigidez en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles en el nivel 1 con el registro LI33

La figura 180 muestra la vista en planta del desplazamiento del centro de rigidez usando los valores de las líneas negras de la figura 179. Adicionalmente se agregó las

excentricidades del 5, 10 y 15% de b en cada dirección para facilitar la comparación con el desplazamiento. En dirección X la excentricidad post-sismo se mantiene medianamente elevando, encontrándose dentro el intervalo de 5 a 10% de b ; por otro lado, la excentricidad en dirección Y se ha vuelto mínima.

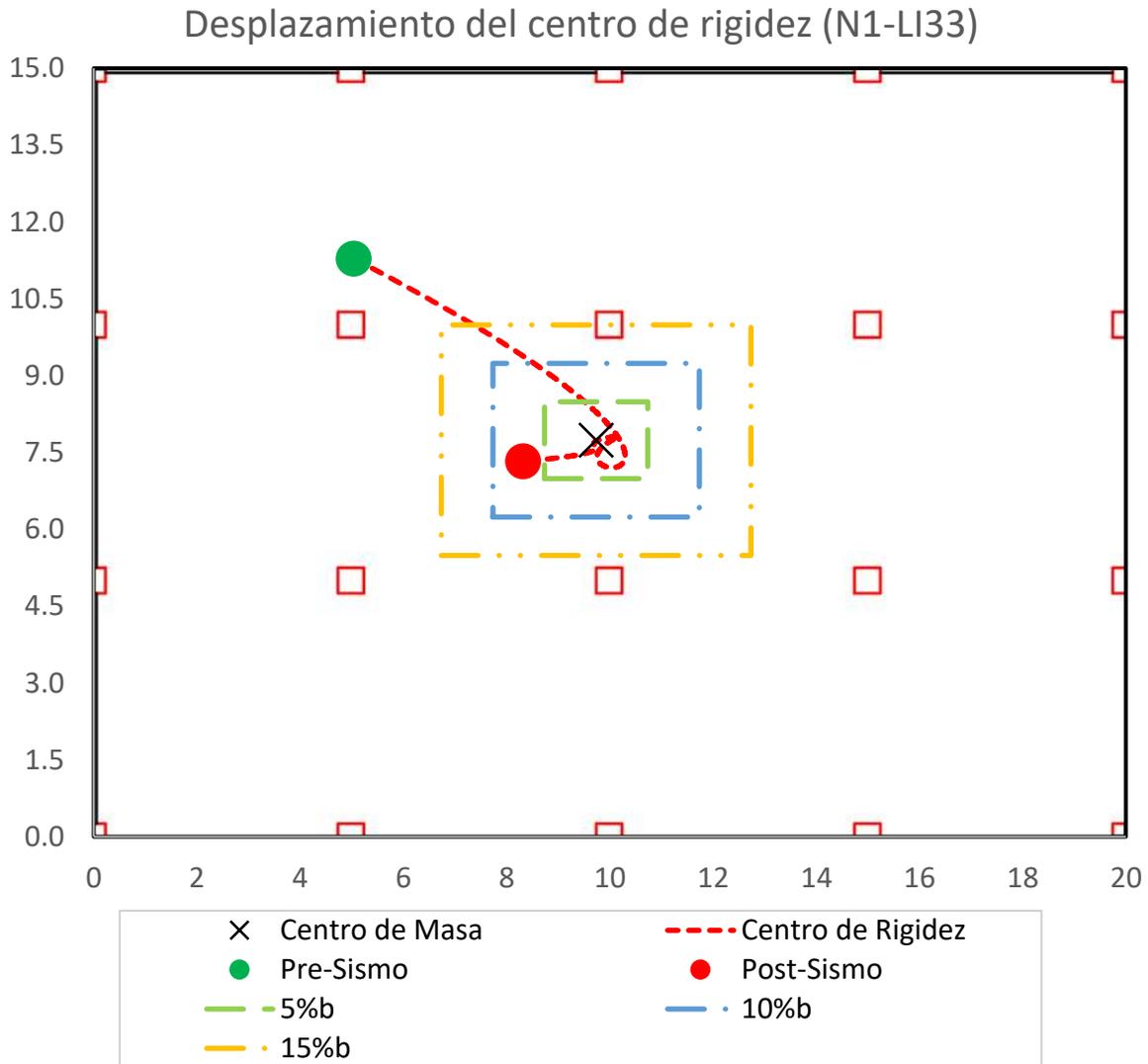


Figura 180 Vista en planta del desplazamiento del centro de rigidez interpolado del modelo numérico rectangular de cuatro niveles en el nivel 1 con el registro LI33

6.12.2. Resultados del desplazamiento de centro de rigidez

Las figuras 181 a 189 muestran el %b de excentricidad del centro de rigidez antes y después de aplicar los registros de la zona II, IIIa y IIIb en los modelos numéricos rectangulares de cuatro, seis y ocho niveles.

Dado al procedimiento de obtención del centro de rigidez al utilizar interpolaciones, los valores son aproximaciones que no tienen un comportamiento constante, pero reflejan el comportamiento general del desplazamiento que sufre conforme se modifica la rigidez lateral.

En muchos de los análisis, el nivel correspondiente a la azotea obtuvo los valores de porcentaje de excentricidad más altos en relación al resto de los niveles. Al ser de los niveles con menores derivas de entrepiso, el daño fue menor, por lo que no hubo grandes cambios de la rigidez lateral.

No se consideraron los registros que presentaron problemas de P- Δ por su interrupción en la historia del tiempo.

El porcentaje de excentricidad pre-sismo en ambas direcciones va disminuyendo conforme número de niveles de los modelos numéricos aumenta. Los muros diafragma mantienen aproximadamente las mismas dimensiones en todos los modelos, conservando una rigidez lateral similar. Las columnas sufren un aumento de dimensiones de su sección transversal, obteniendo un incremento de su rigidez lateral. Al obtener la rigidez lateral general de todos los elementos estructurales, los muros impactan menos en los modelos numéricos de ocho niveles que en los modelos numéricos de cuatro niveles.

En casi todos los análisis, el valor de la excentricidad post-sismo fue menor a la excentricidad pre-sismo.

Las figuras 181 a 183 muestran el %b de excentricidad del centro de rigidez de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de

cuatro niveles. Considerando el porcentaje de excentricidad mayor en ambas direcciones, la zona II tuvo un valor promedio menor y mayor en el nivel 1 $e_x=10.58\%$ y nivel 4 $e_y=14.16\%$ respectivamente; de la zona IIIa en el nivel 2 $e_x=6.5\%$ y nivel 4 $e_y=24.26\%$ respectivamente; de la zona IIIb en el nivel 1 $e_x=4.9\%$ y nivel 4 de $e_x=13.09\%$. Los niveles 1 y 2 presentaron los valores menores, con el valor menor en la zona IIIb y el mayor en la zona II.

Las figuras 184 a 186 muestran el %b de excentricidad del centro de rigidez de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de seis niveles. Considerando el porcentaje de excentricidad mayor en ambas direcciones, la zona II tuvo un valor promedio menor y mayor en el nivel 3 $e_y=8.32\%$ y nivel 5 $e_y=11.05\%$ respectivamente; de la zona IIIa en el nivel 4 $e_y=6.67\%$ y nivel 6 $e_y=17.38\%$ respectivamente; de la zona IIIb en el nivel 1 $e_y=5.5\%$ y nivel 6 de $e_y=15.82\%$. Los menores valores se obtuvieron en los niveles 1 al 4, con el valor menor en la zona IIIb y el mayor en la zona II.

Las figuras 187 a 189 muestran el %b de excentricidad del centro de rigidez de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de ocho niveles. Considerando el porcentaje de excentricidad mayor en ambas direcciones, la zona II tuvo un valor promedio menor y mayor en el nivel 5 $e_y=11.35\%$ y nivel 8 $e_y=16.13\%$ respectivamente; de la zona IIIa en el nivel 7 $e_x=5.62\%$ y nivel 8 $e_y=12.86\%$ respectivamente; de la zona IIIb en el nivel 6 $e_y=6.03\%$ y nivel 8 de $e_y=20.65\%$. Los niveles 5 a 7 tuvieron los valores menores, con el menor valor en la zona IIIa y el mayor en la zona IIIb.

La mayoría de los porcentajes de excentricidad de los todos los niveles se mantienen cercanos, comúnmente los últimos dos niveles tienen a alejarse del resto de niveles.

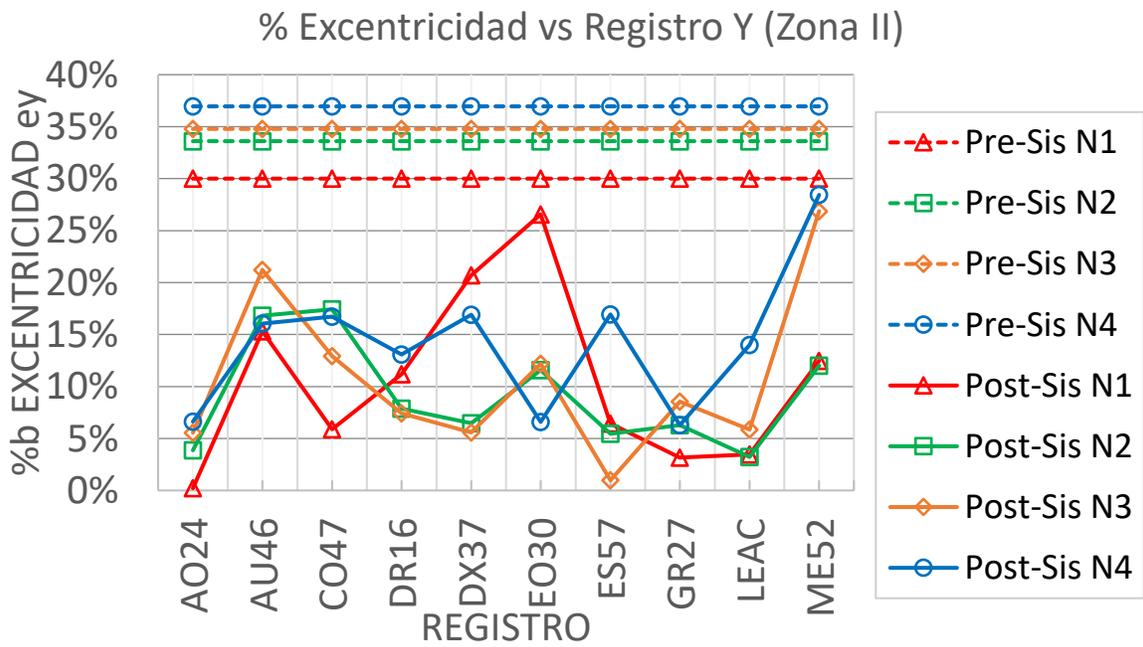
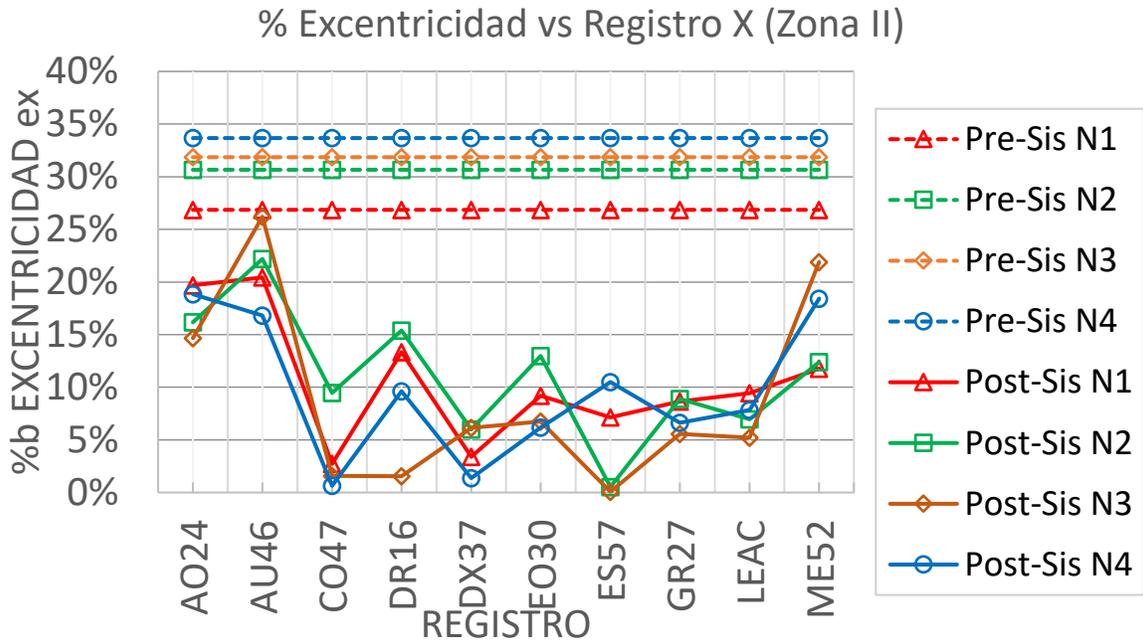


Figura 181 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona II

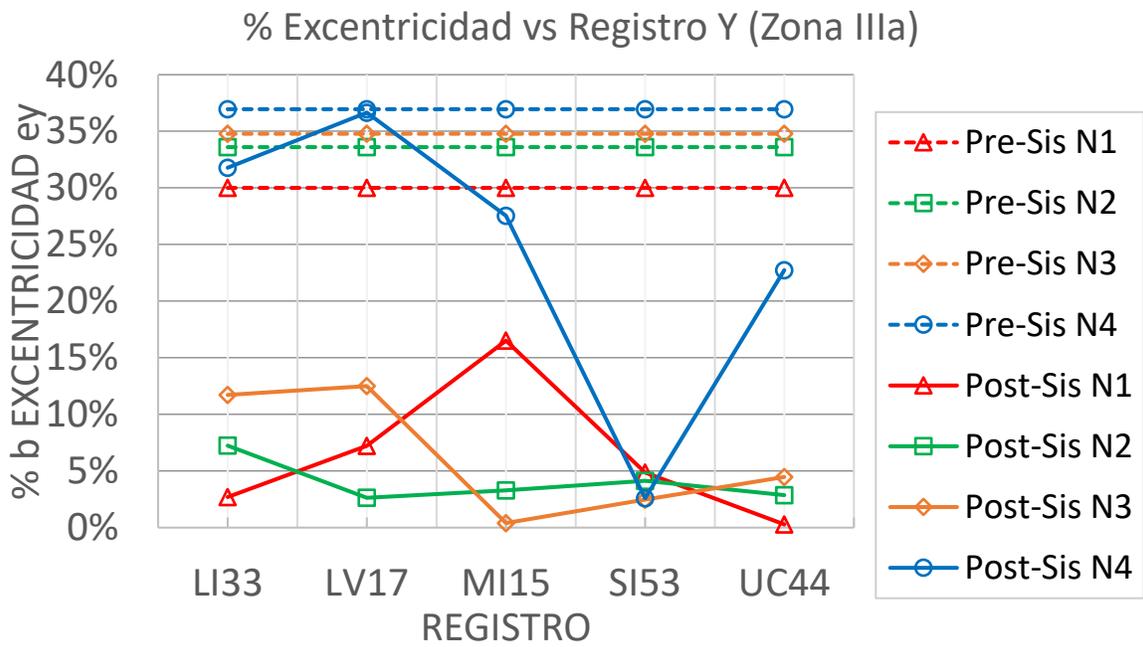
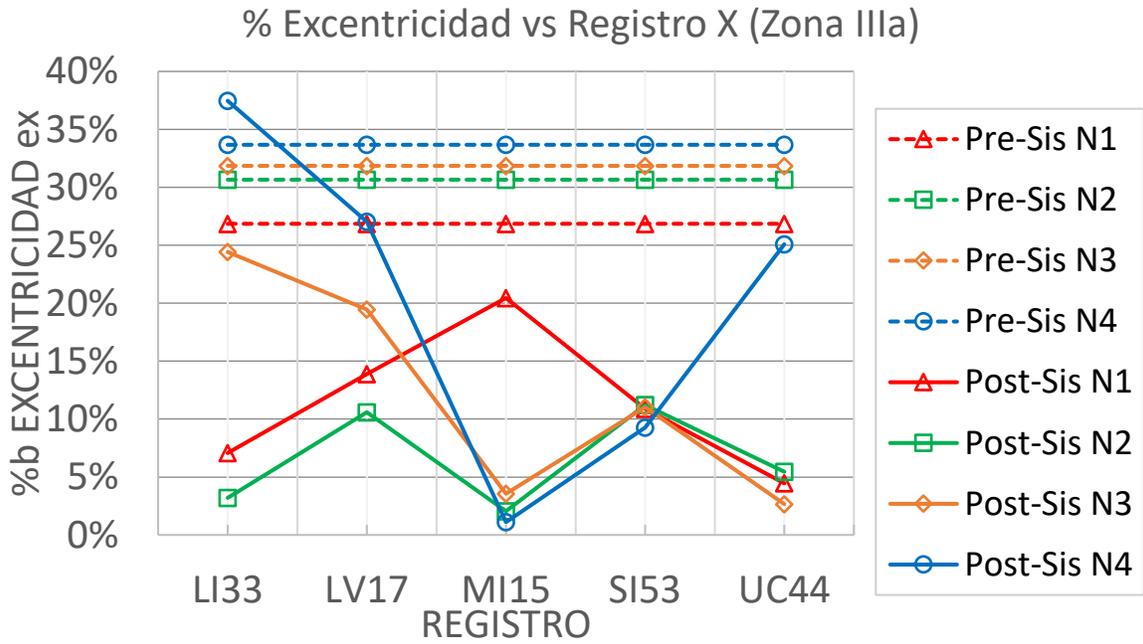


Figura 182 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona IIIa

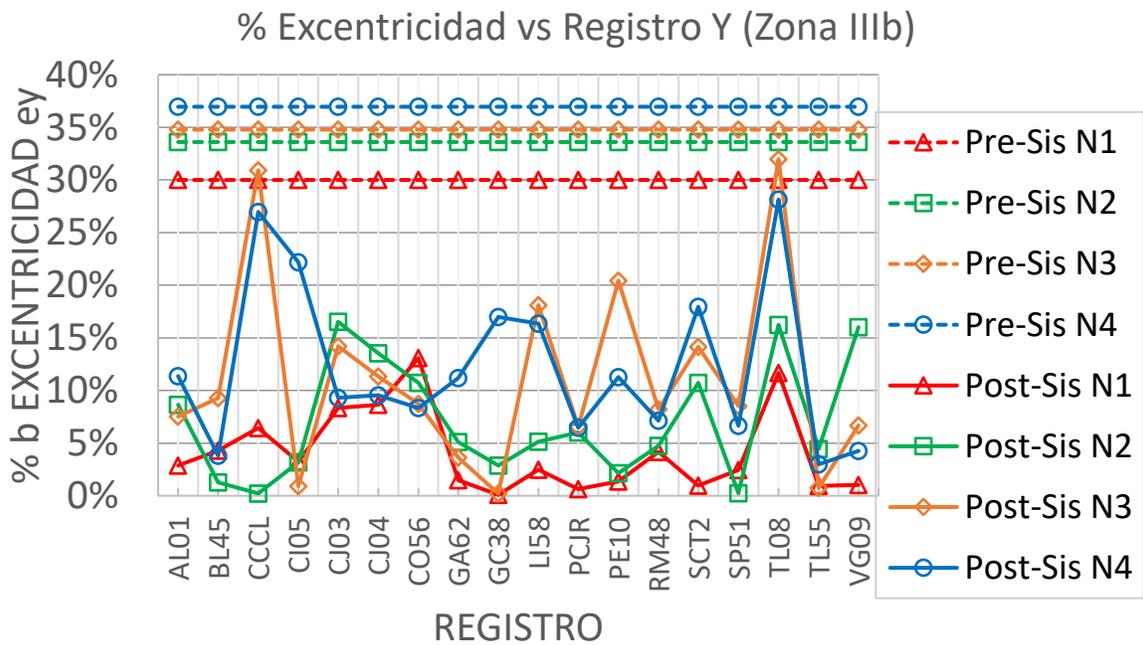
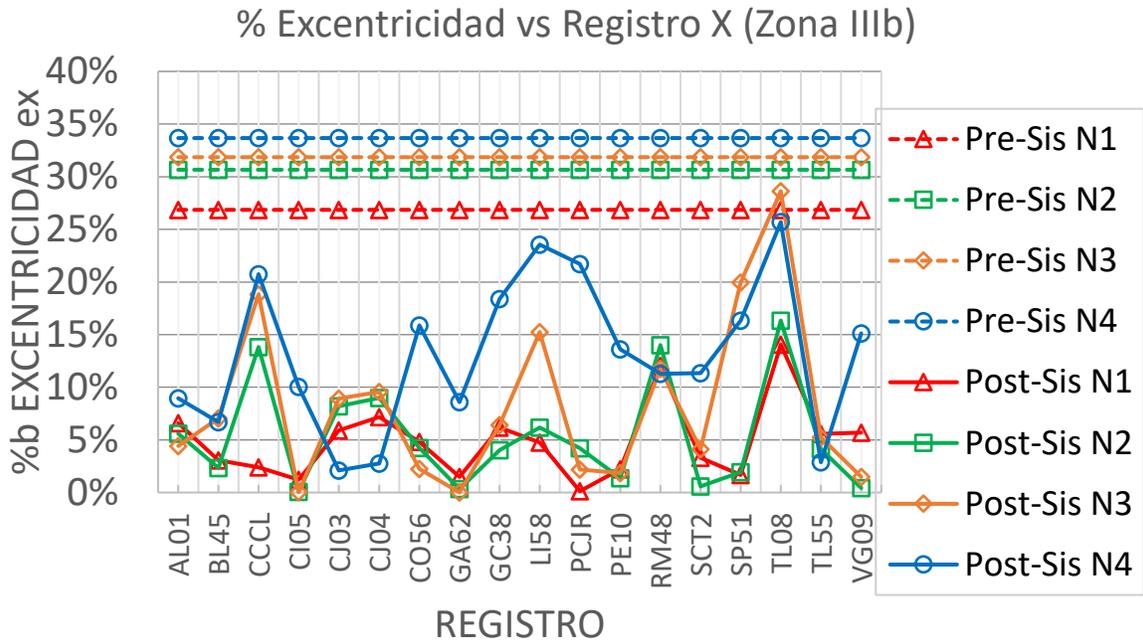


Figura 183 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles con registros de la zona IIIb

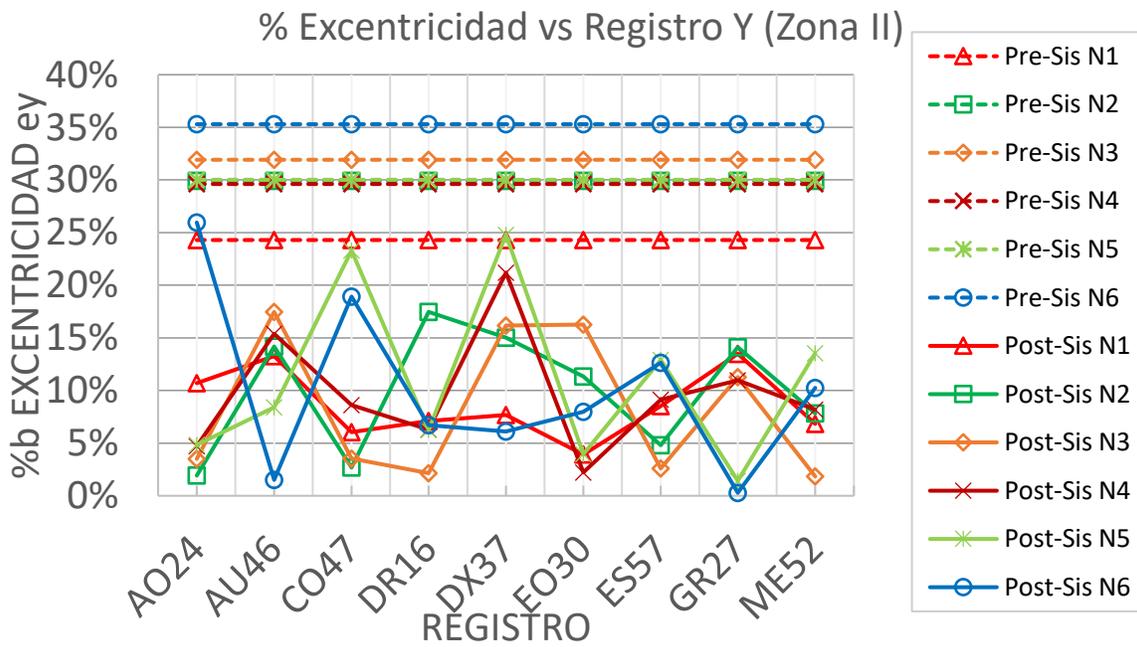
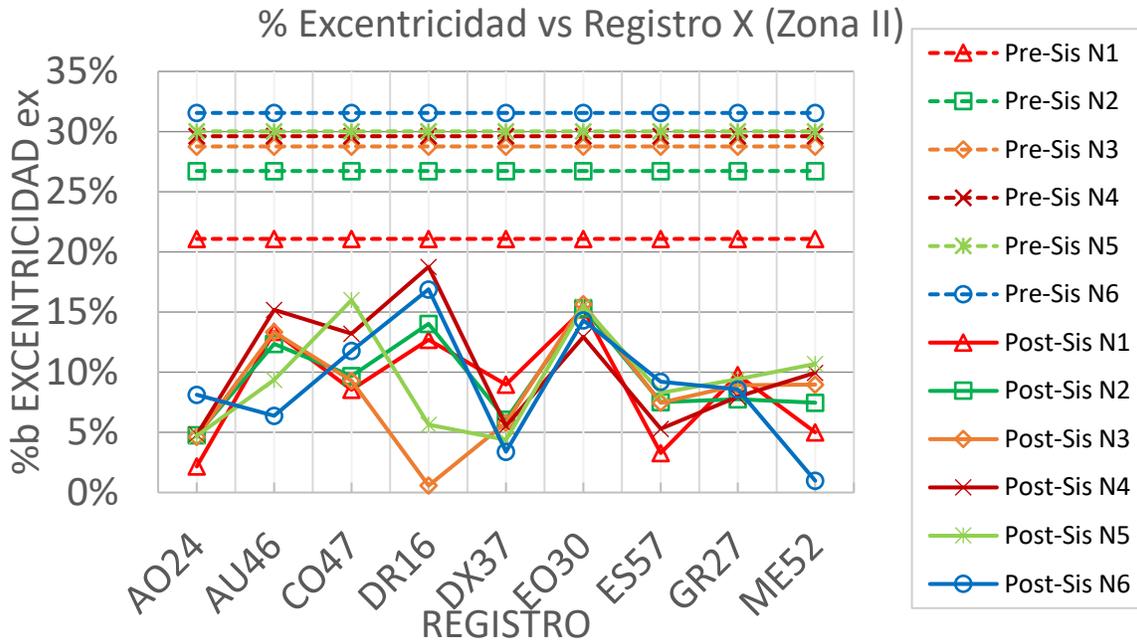


Figura 184 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona II

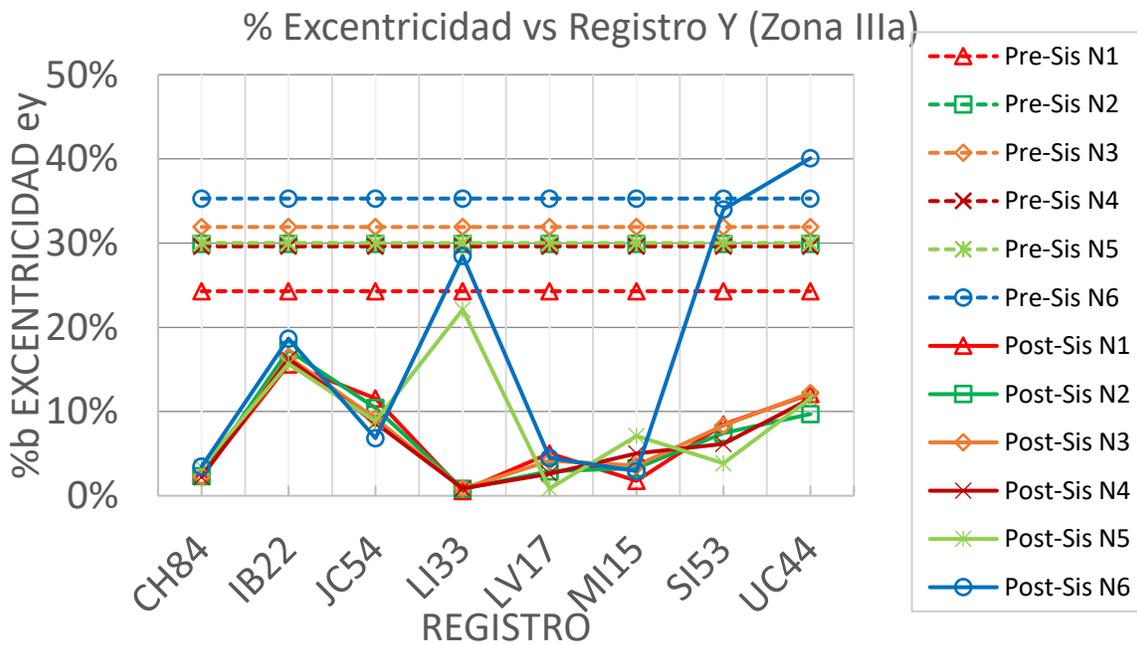
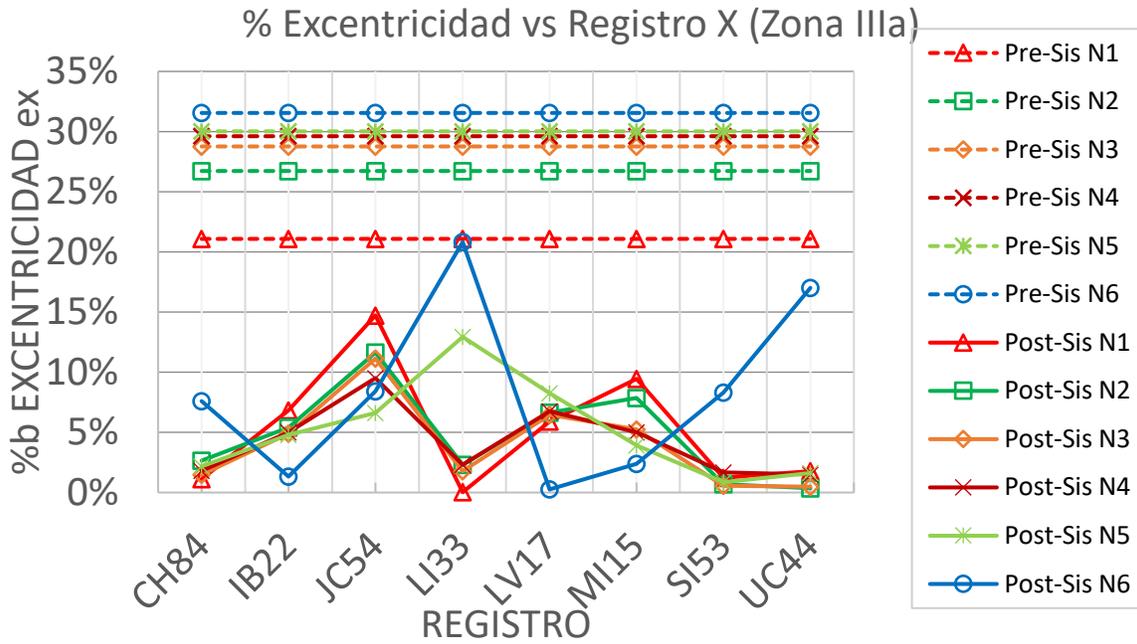


Figura 185 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona IIIa

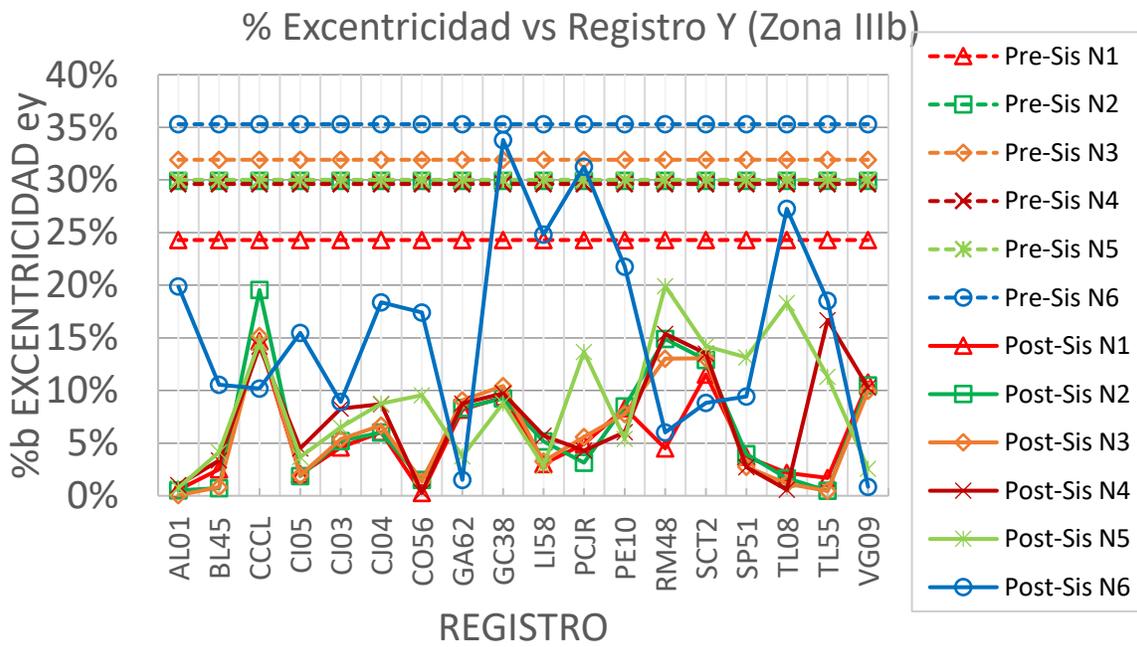
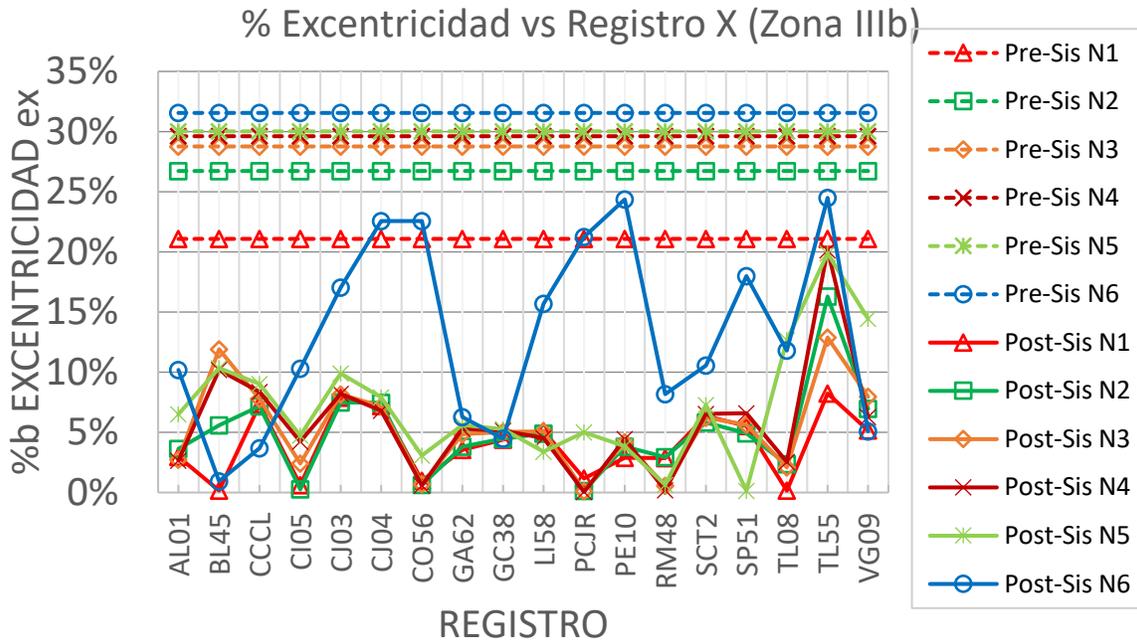


Figura 186 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles con registros de la zona IIIb

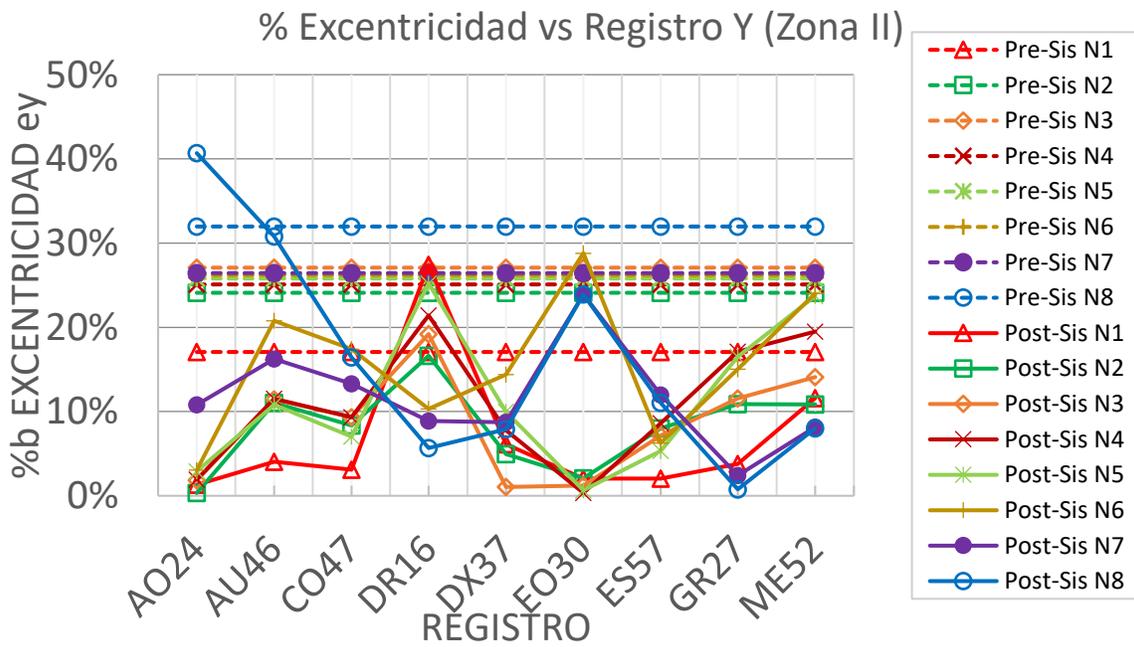
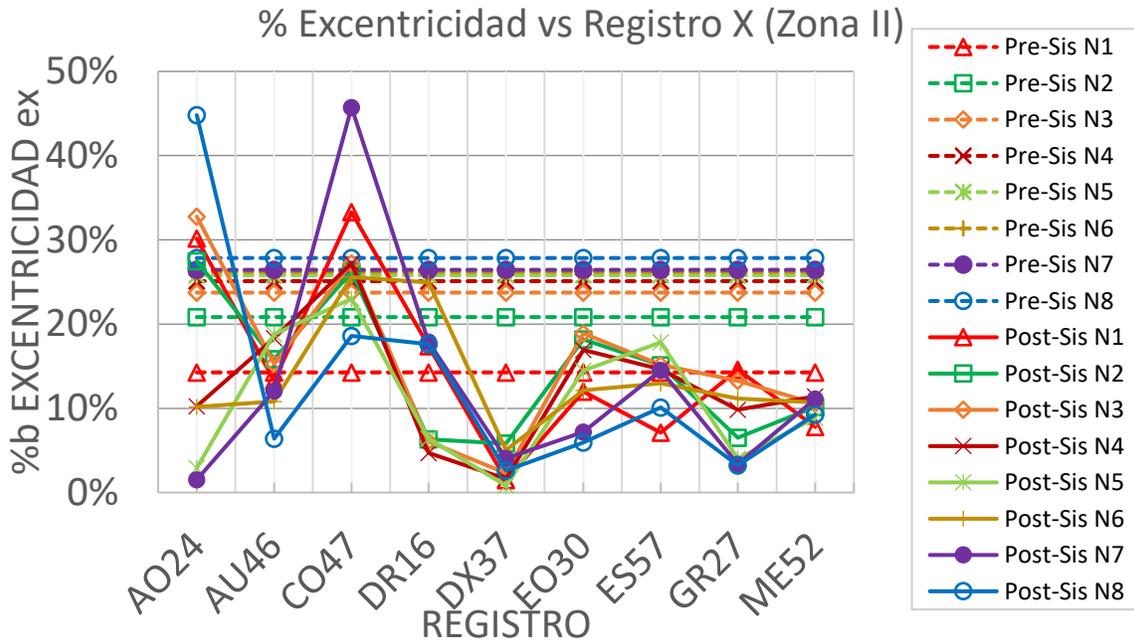


Figura 187 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona II

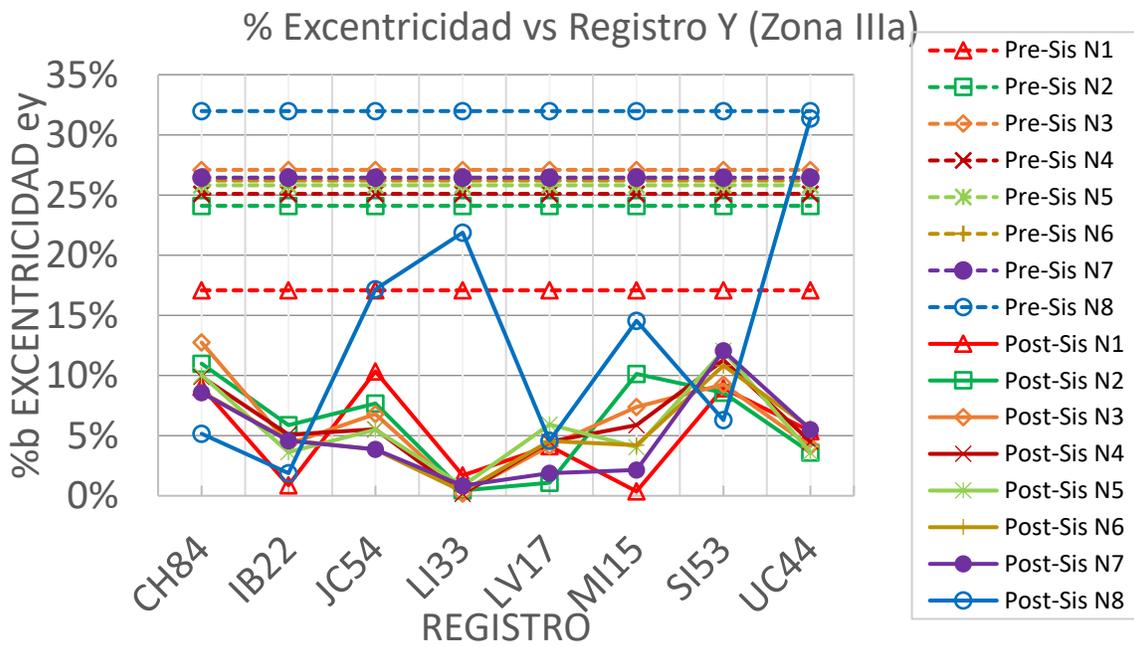
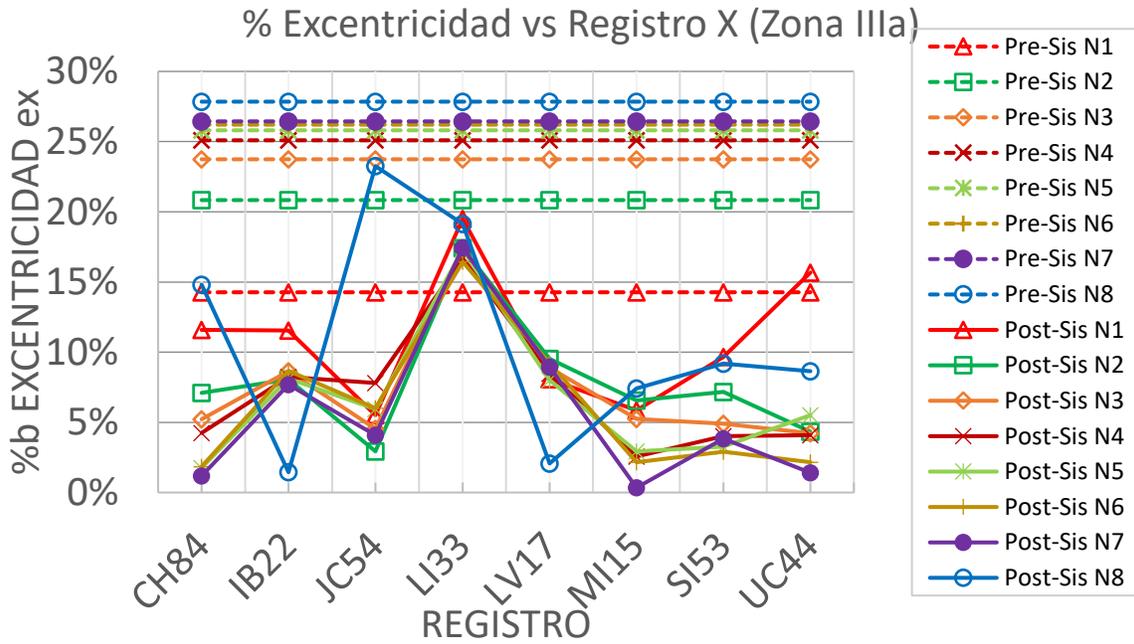


Figura 188 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona IIIa

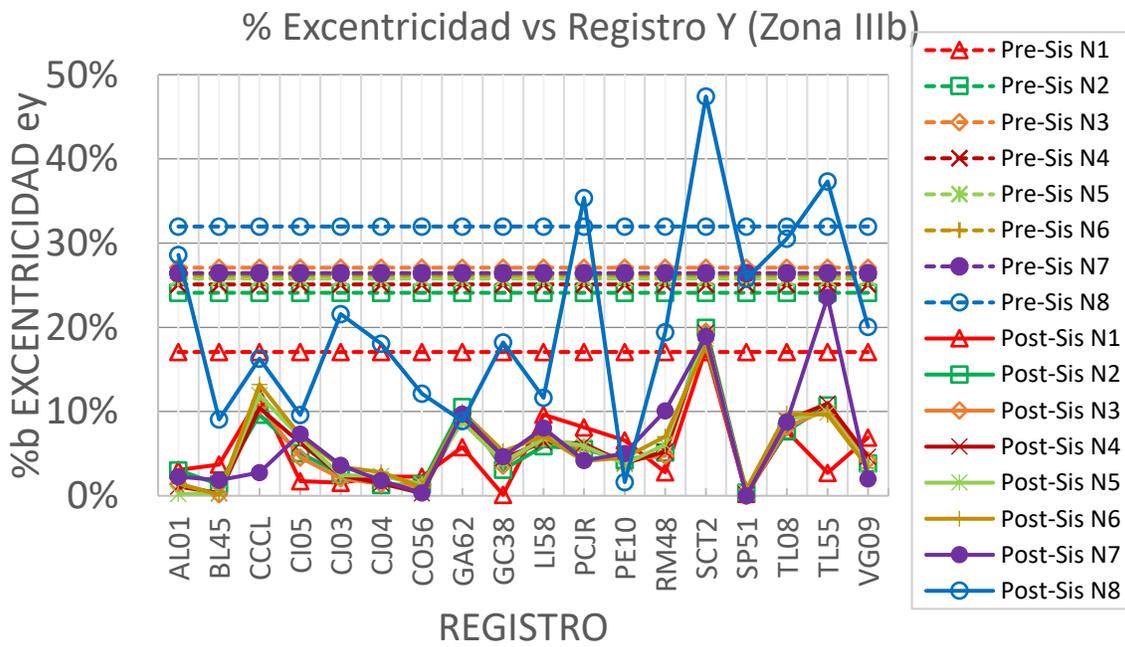
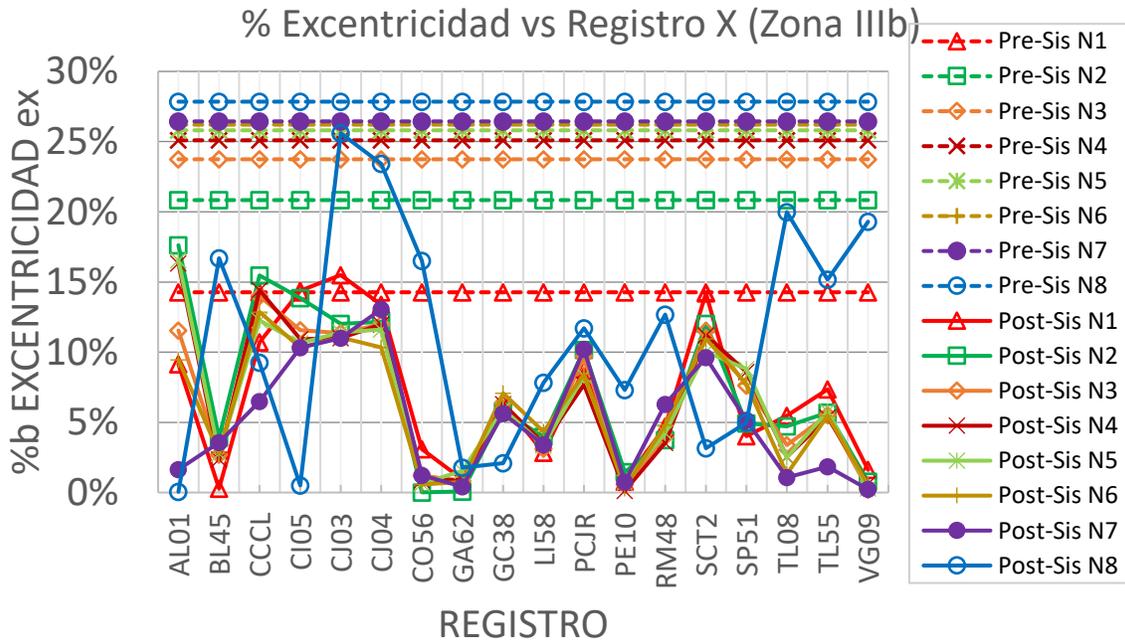


Figura 189 %b de excentricidad en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles con registros de la zona IIIb

6.13. Índice de daño de las zonas afectadas por el temblor

El capítulo 6.11 mostró los diferentes comportamientos que puede tener un edificio dependiendo de su ubicación y número de niveles.

Para obtener un índice de daño que considere ambas orientaciones que puede tener el edificio, se obtiene la media cuadrática (ecuación 104) del índice de daño calculado con los registros originales e invertidos.

$$DI_{MC} = \sqrt{\frac{DI_{Or}^2 + DI_{Inv}^2}{2}} \quad (104)$$

donde:

DI_{MC} Índice de daño de la media cuadrática.

DI_{Or} Índice de daño con la dirección original de los registros.

DI_{Inv} Índice de daño con la dirección invertida de los registros.

Se muestra a continuación el índice de daño de la media cuadrática del registro DX37 de la esquina 3 del modelo numérico rectangular de cuatro niveles:

$$DI_{MC,x} = \sqrt{\frac{DI_{Or,x}^2 + DI_{Inv,x}^2}{2}} = \sqrt{\frac{0.81^2 + 1.13^2}{2}} = 0.98$$

$$DI_{MC,y} = \sqrt{\frac{DI_{Or,y}^2 + DI_{Inv,y}^2}{2}} = \sqrt{\frac{1.27^2 + 0.72^2}{2}} = 1.03$$

El resultado obtenido de la media cuadrática se encuentra dentro del intervalo de los valores del índice de daño con los registros originales e invertidos. En el caso del registro DX37, el índice de daño de la media cuadrática es de 1.03. Aunque la media cuadrática es relevante, también lo es el valor máximo porque la media puede subestimar el daño real (máximo valor del índice de daño) que se presenta en una dirección y otra.

La media cuadrática del índice de daño de mayor valor entre todas las esquinas en las direcciones X y Y se utiliza para definir el nivel de desempeño general de cada registro.

En las figuras 190 a 192 se muestran el porcentaje que representa cada nivel de desempeño en las diferentes zonas sísmicas de la Ciudad de México de los modelos numéricos rectangulares de cuatro, seis y ocho niveles. En el Anexo A se encuentra los resultados de los modelos numéricos con entrante y con ochava.

Se presenta en las mismas figuras el índice de daño promedio de cada zona. En la zona II no se tomó en cuenta el registro LEAC por sus características como los periodos donde predomina las pseudoaceleraciones mayores y la intensidad que estas presentan, características más acordes a los registros ubicados en la zona IIIb.

La figura 190 muestra el índice de daño de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de cuatro niveles. El daño se concentró en la zona IIIa, con un $DI=1.63$, correspondiente a un nivel de desempeño de colapso. Las zonas II y IIIb tuvieron un nivel de desempeño de seguridad de vida con valores de $DI=0.26$ y $DI=0.18$, respectivamente.

La figura 191 muestra el índice de daño de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de seis niveles. La zona II tuvo un nivel de desempeño de operación inmediata con un $DI=0.07$, presentando ligeros daños. El daño se concentró en la zona IIIa, correspondiente a un nivel de desempeño de prevención de colapso con un $DI=0.67$ pero muy cercano al colapso. La zona IIIb tuvo un $DI=0.38$, correspondiente a seguridad de vida pero muy cercano a prevención de colapso.

La figura 192 muestra el índice de daño de los registros de la zona II, IIIa y IIIb respectivamente del modelo numérico rectangular de ocho niveles. La zona II tuvo un nivel de desempeño de operación inmediata con un $DI=0.01$, reflejando un daño casi despreciable. La zona IIIa, tiene un nivel de desempeño de seguridad de vida con un

DI=0.29. El daño se concentró en la zona IIIb con un DI=0.63, correspondiente a prevención de colapso pero muy cercano a colapso.

La zona IIIa presentó el promedio de índice de daño más alto entre los edificios con cuatro, seis y ocho niveles, seguida de la zona IIIb y, por último, la zona II, con solo daños apreciables con los edificios de cuatro niveles.

Las distintas distribuciones de planta (rectangular, con entrante y con ochava) afectaron más a los edificios de cuatro niveles, mientras que en los edificios de seis y ocho niveles los resultados fueron muy similares. Los edificios rectangulares y con entrante fueron los que presentaron el menor y mayor índice de daño, respectivamente. En general, no hubo grandes diferencias entre las distintas distribuciones de planta.

Los modelos numéricos de cuatro y ocho niveles fueron los que tuvieron el mayor y el menor índice de daño, respectivamente. En parte se debe a que la intensidad de las pseudoaceleraciones en sus respectivos periodos eran mayores para los edificios de cuatro niveles.

A pesar de que los modelos numéricos de cuatro niveles presentaron los mayores índices de daño, ninguno de los edificios representativos de esquina que colapsaron (tabla 11) tuvieron ese número de niveles. Esto pudiera deberse a una escasa o nula cantidad de edificios de cuatro niveles en esquina en la zona IIIa construidos con las normas de 1976. Sin embargo, si se presentaron colapsos con tres y cinco niveles en la zona IIIa o cercano a esta (figuras 47 y 48), representando un 44.44% del total de colapsos.

Los modelos numéricos de seis y ocho niveles, tuvieron un nivel de desempeño prevención de colapso, de la tabla 11 todos los edificios con alto riesgo de colapso tenían seis o más niveles y estaban dentro de las zonas IIIa y IIIb (figuras 47 y 48).

Existe una buena concordancia entre los resultados de los modelos numéricos y los edificios dañados y colapsados por el temblor.

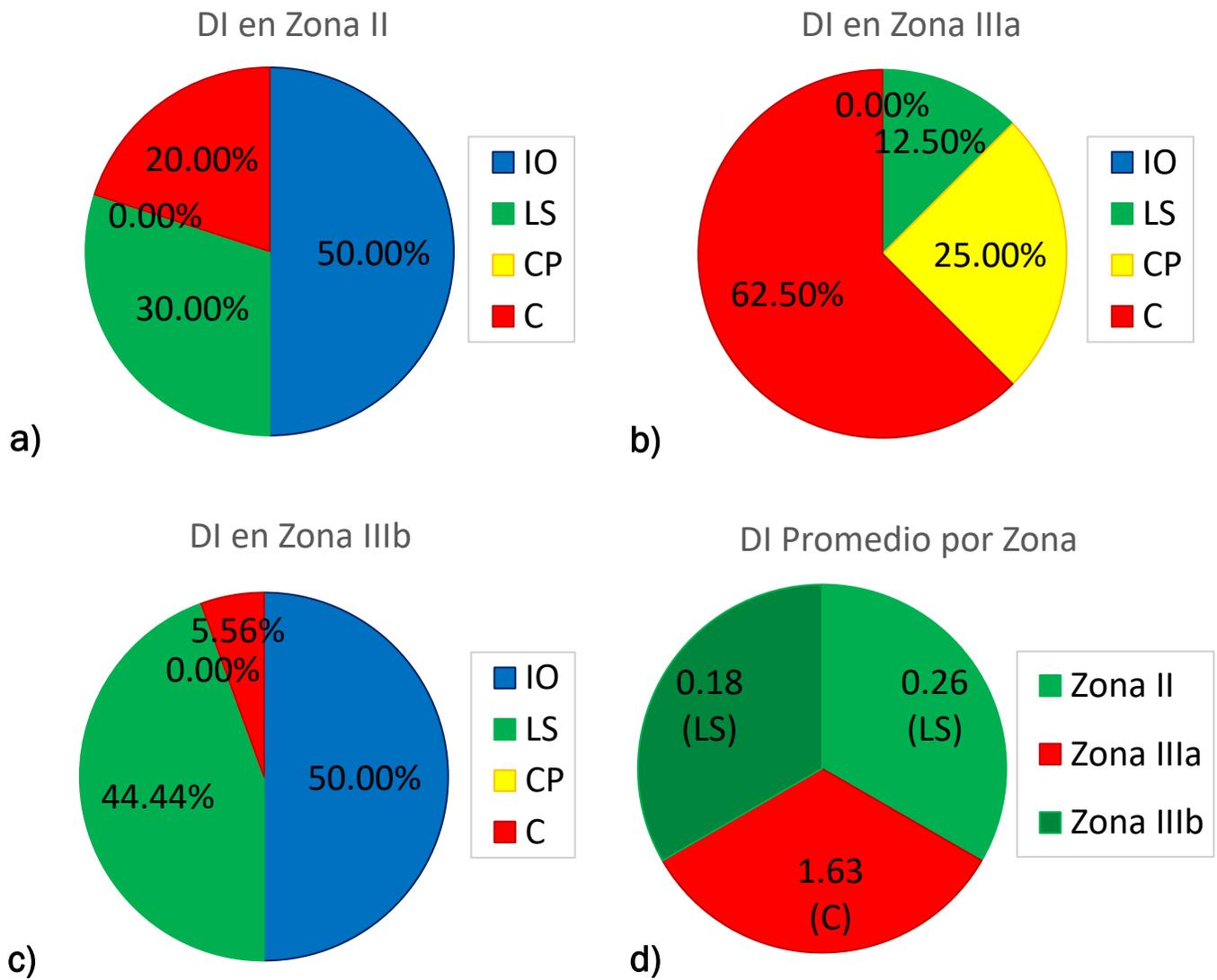


Figura 190 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico rectangular de cuatro niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

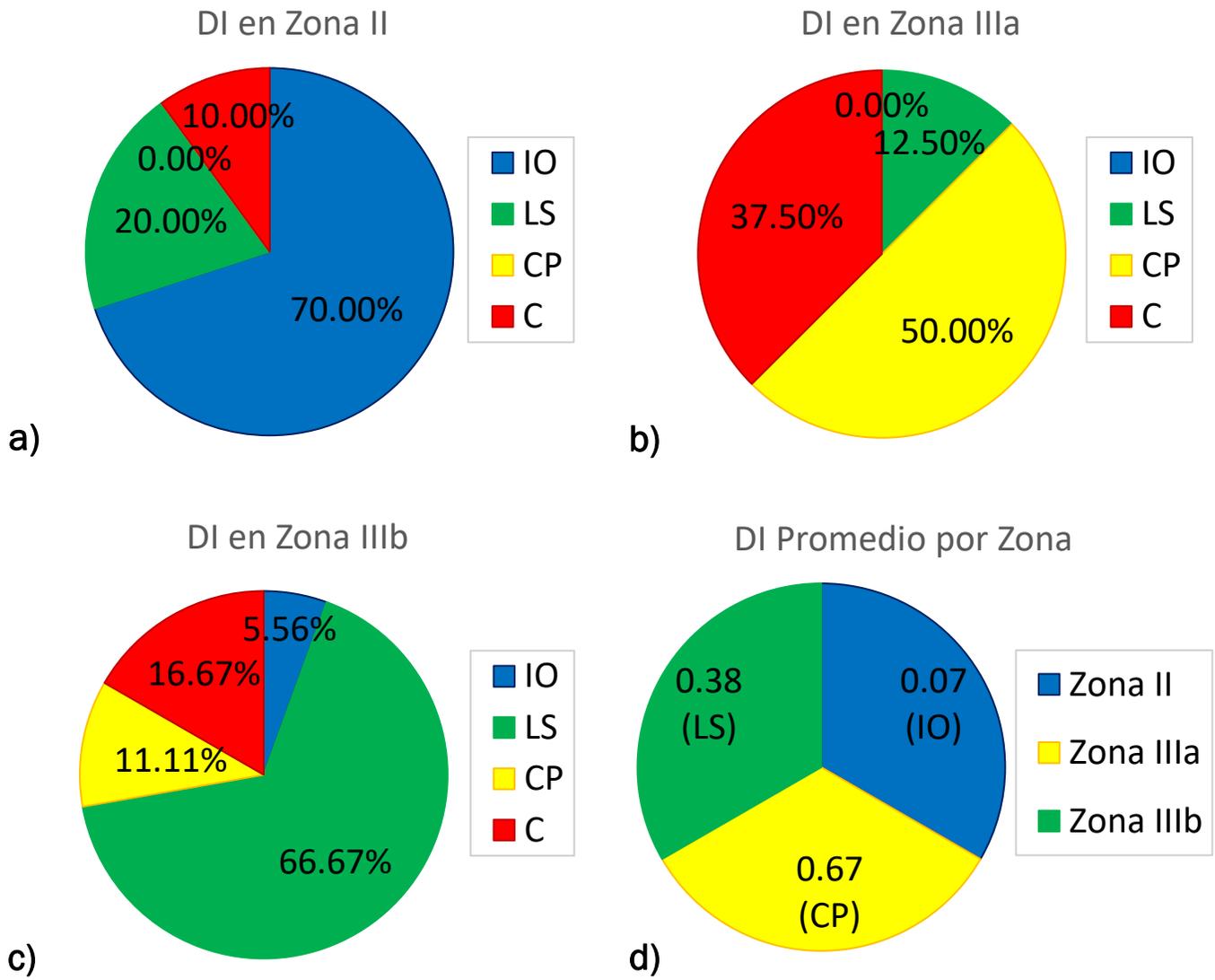


Figura 191 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico rectangular de seis niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

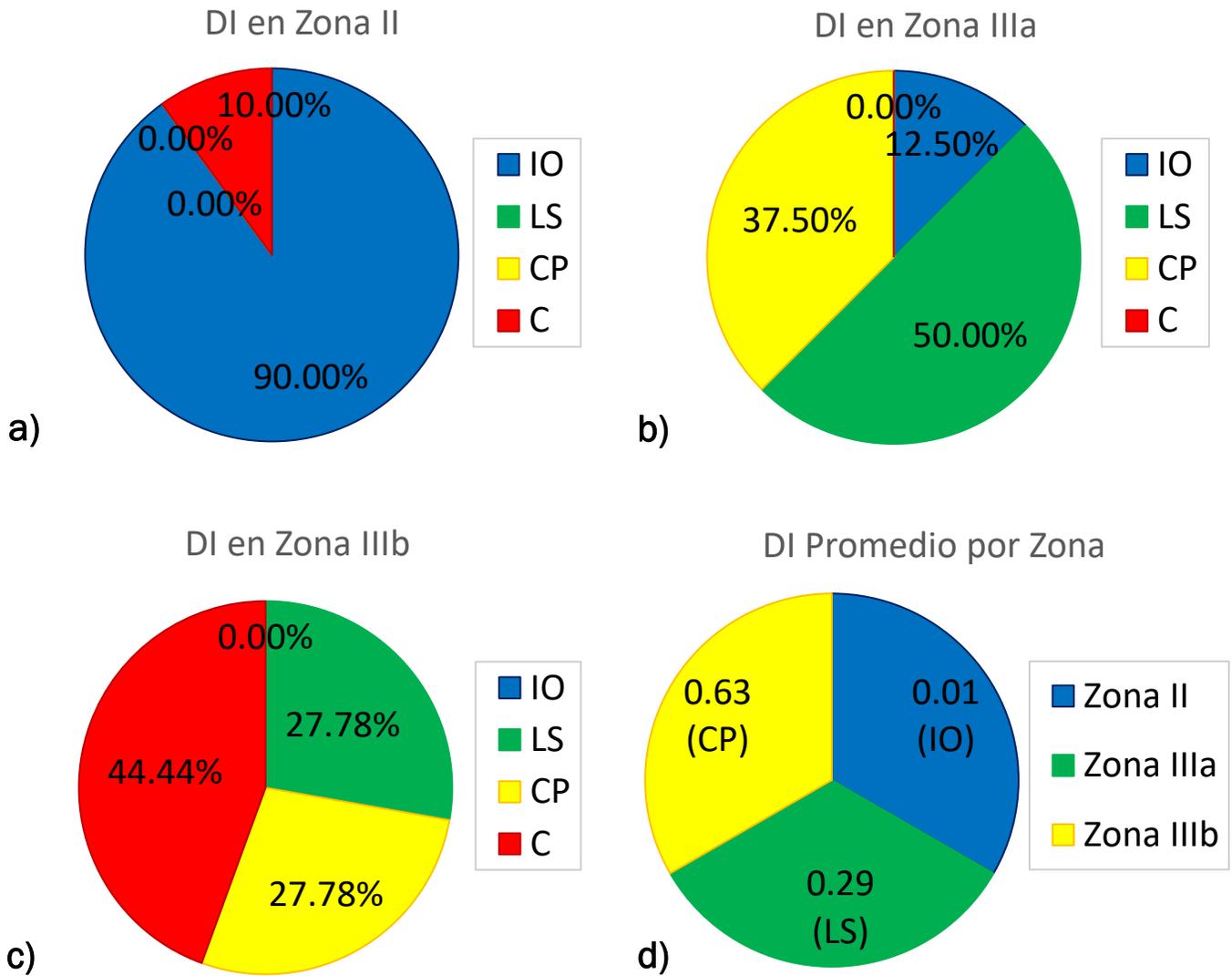


Figura 192 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico rectangular de ocho niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

6.14. Deriva de entrepiso de cada nivel de desempeño

El conjunto de resultados de deriva de entrepisos obtenidos en el capítulo 6.9, fueron agrupados por su nivel de desempeño, definido por la media cuadrática del índice de daño. Se obtuvo el promedio de dichos valores para cada nivel del edificio en cada nivel de desarrollo para observar la evolución de daño e identificar los niveles y esquinas con mayor afectación.

Las figuras 193 a 207 muestran las derivas de entrepiso en dirección X y Y de todas sus esquinas en cada nivel de desempeño de los modelos numéricos rectangulares de cuatro, seis y ocho niveles. En el Anexo A se encuentran los resultados de los modelos numéricos con entrante y con ochava.

Las figuras 193 a 197 muestran las derivas de entrepiso en dirección X y Y de todas las esquinas del modelo numérico rectangular de cuatro niveles. Las derivas de entrepiso de mayor magnitud se localizaron en los niveles 1 y 2, siendo el nivel 2 el máximo hasta el niveles de desempeño de seguridad de vida, después se localizó el mayor valor en el nivel 1 hasta el colapso. Este comportamiento puede deberse a la concentración de daño en las columnas, incrementado por los problemas de $P-\Delta$ que en el nivel 1 afecta más.

Las figuras 198 a 202 muestran las derivas de entrepiso en dirección X y Y de todas las esquinas del modelo numérico rectangular de seis niveles. Las derivas de entrepiso de mayor magnitud se localizaron en los niveles 2 y 3, siendo el nivel 2 el máximo en todos los niveles de desempeño. Solo en el caso del nivel de colapso, el nivel 1 obtuvo mayor deriva de entrepiso que el nivel 3.

Las figuras 203 a 207 muestran las derivas de entrepiso en dirección X y Y de todas las esquinas del modelo numérico rectangular de ocho niveles. Las derivas de entrepiso de mayor magnitud se localizaron en los niveles 2, 3 y 4, siendo el nivel 3 el máximo en todos los niveles de desempeño. En el caso del nivel de colapso, el nivel 2 obtuvo mayor

diferencia de deriva de entrepiso que el nivel 4. En todos los casos la deriva del nivel 1 tuvo una magnitud pequeña.

En todos los casos, las derivas mayores se presentaron en la dirección Y, indicando que hay demandas de desplazamiento mayores en la dirección paralela a la dimensión corta del edificio.

La esquina 3 tuvo los mayores desplazamientos en ambas direcciones, caso contrario con la esquina 1. Las esquinas 2 y 4 solo tuvieron grandes desplazamientos en dirección perpendicular a la de los muros de mampostería con que se unen.

La deriva de entrepiso máxima en el nivel de desempeño de colapso disminuyó conforme el número de niveles aumentó. La deriva de entrepiso en el modelo numérico de cuatro niveles fue de 0.0319, mientras que en el de ocho niveles fue de 0.0211. Esto podría deberse al aumento de la carga axial conforme aumenta de número de niveles que provoca una disminución en la ductilidad de la estructura. Otro factor es que el daño en los edificios de cuatro niveles se concentró en las columnas y en los edificios de ocho niveles se concentró en las nervaduras.

Las tablas 62 a 70 muestran las derivas de entrepiso de todas las esquinas en el nivel que presentó las derivas máximas para todos los niveles de desempeño de los nueve modelos numéricos analizados.

Las esquinas con las menores derivas en dirección X fueron Esquina 1 (rectangular y con ochava) y 1-3 (con entrante), en dirección Y fueron Esquina 1 (rectangular y con ochava) y 1-1 (con entrante). Las esquinas con las mayores derivas en dirección X fueron Esquina 3 (rectangular y con entrante) y 3-2 (con entrante), en dirección Y fueron Esquina 3 (rectangular y con entrante) y 3-1 (con entrante). Los edificios con entrante presentan mayores derivas en sus tres esquinas 1 que en los edificios rectangulares y con ochava. Los edificios con ochava dividen su mayor deriva en cada dirección entre sus dos esquinas, las derivas máximas en los edificios rectangulares y con entrante concentran las derivas máximas de cada dirección en la esquina 3.

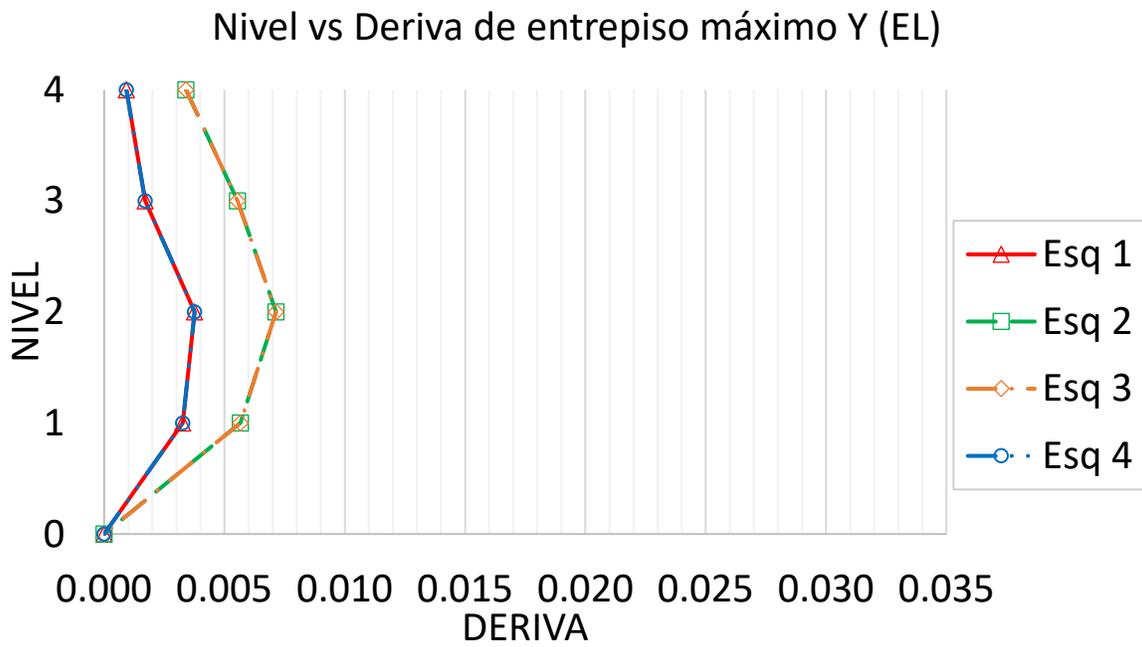
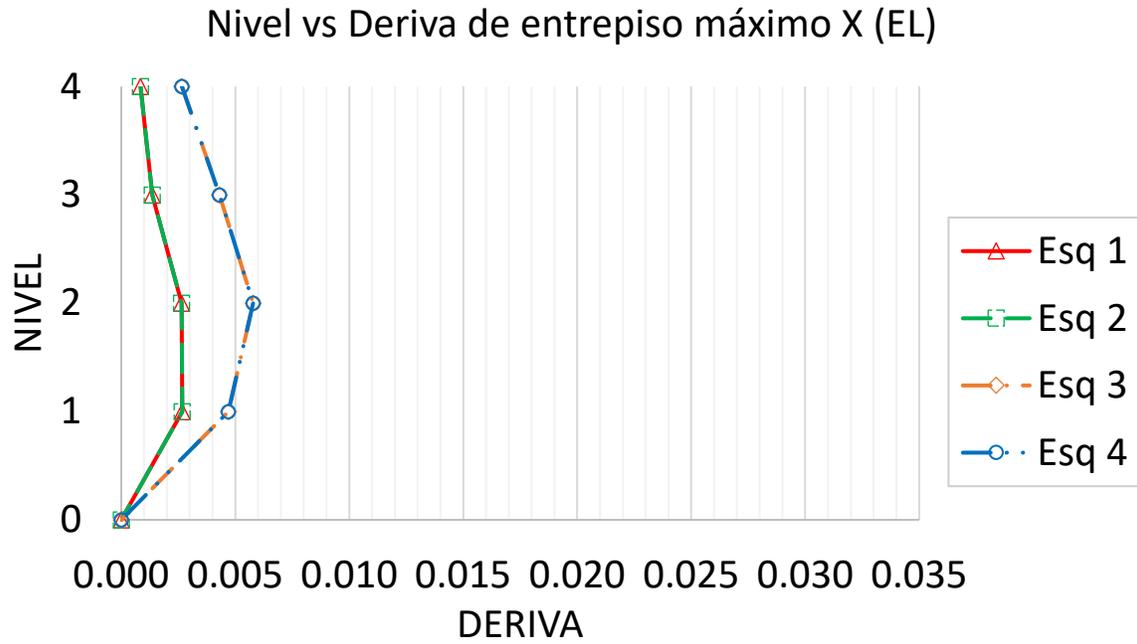


Figura 193 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles

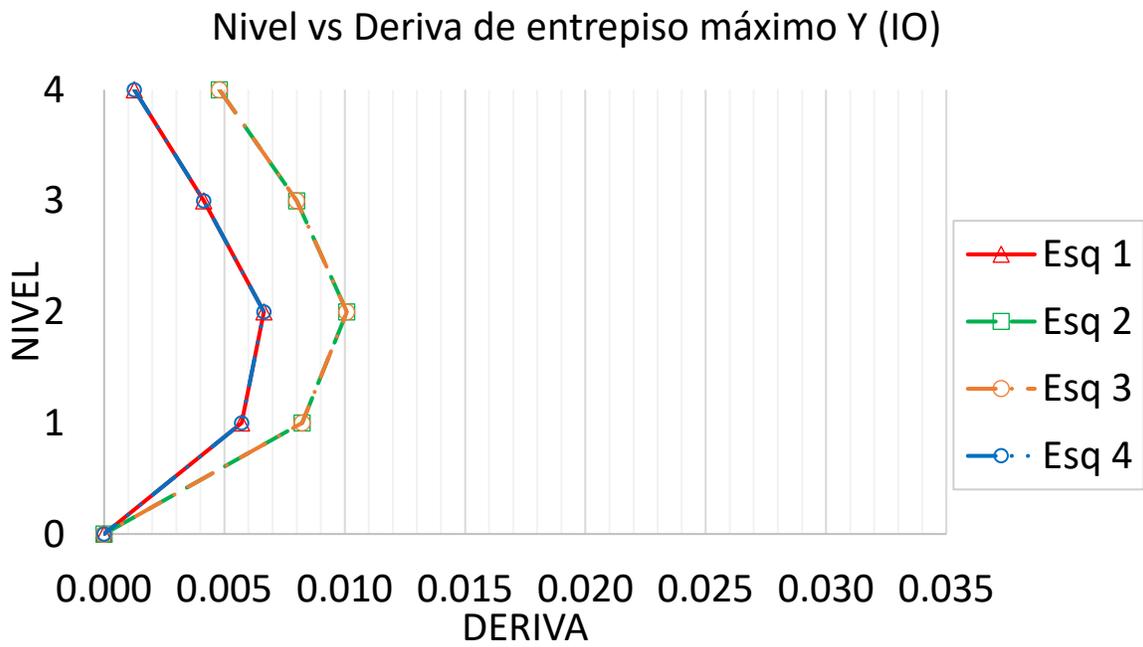
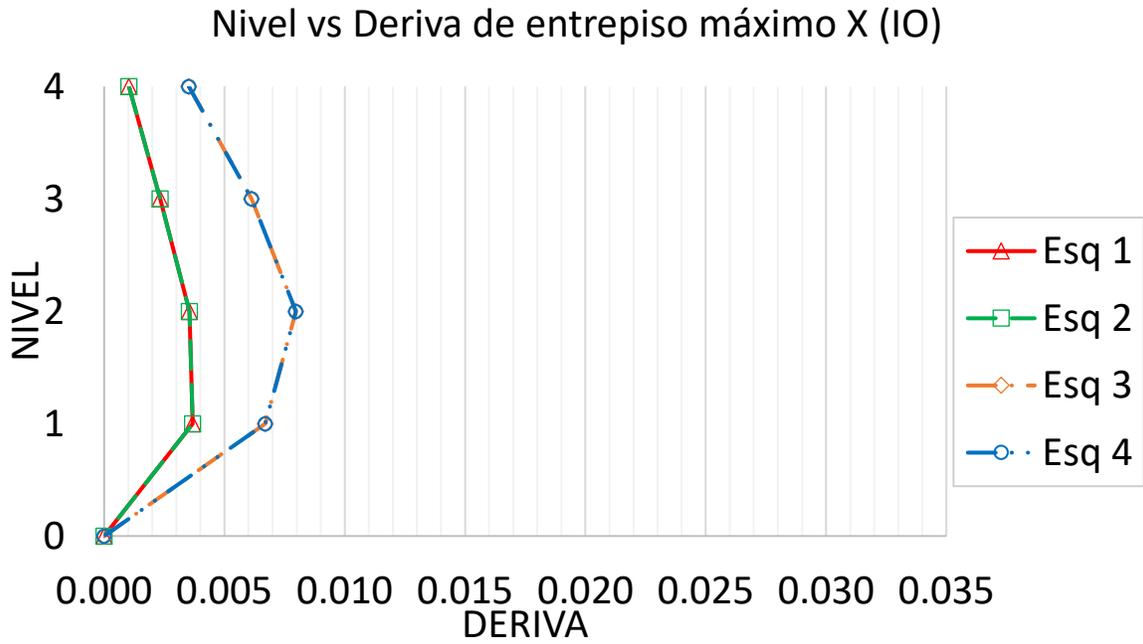


Figura 194 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles

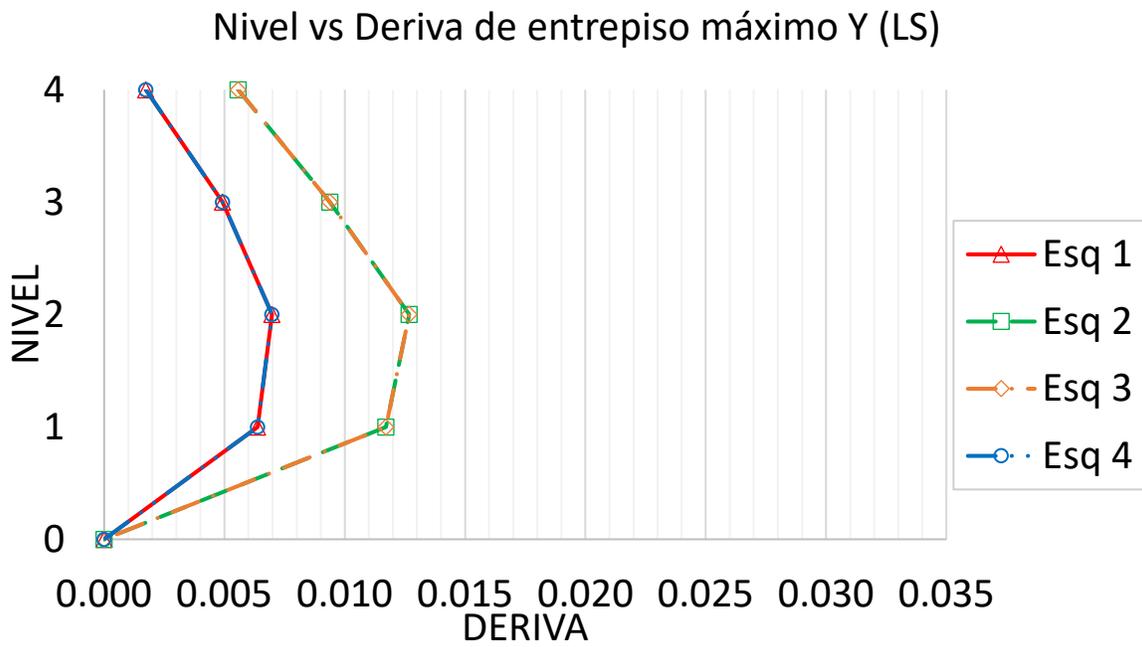
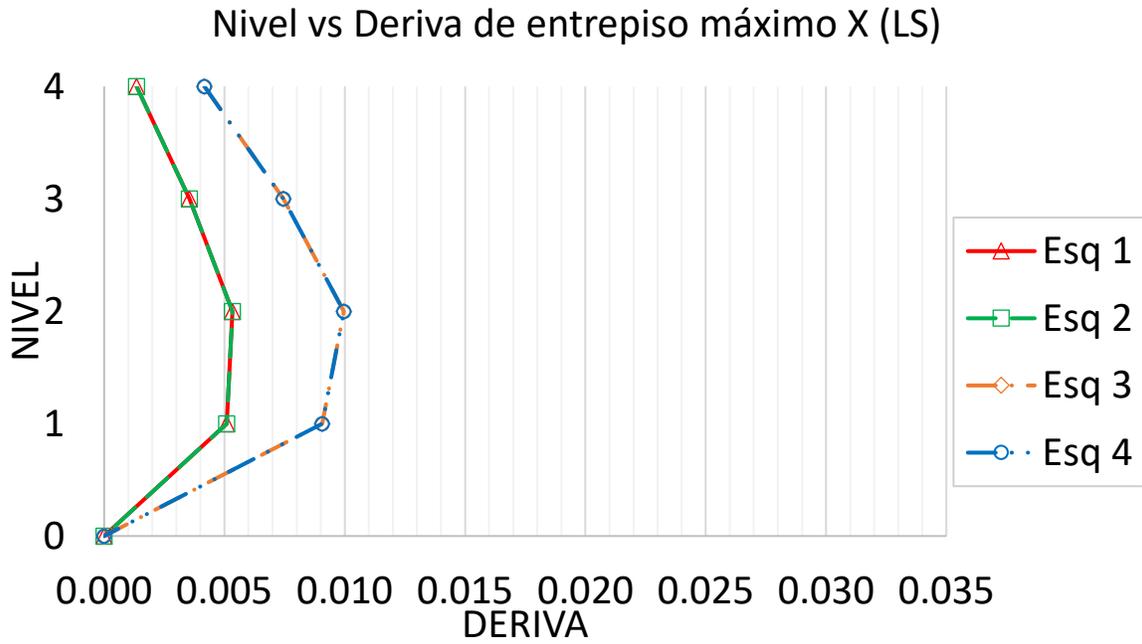


Figura 195 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles

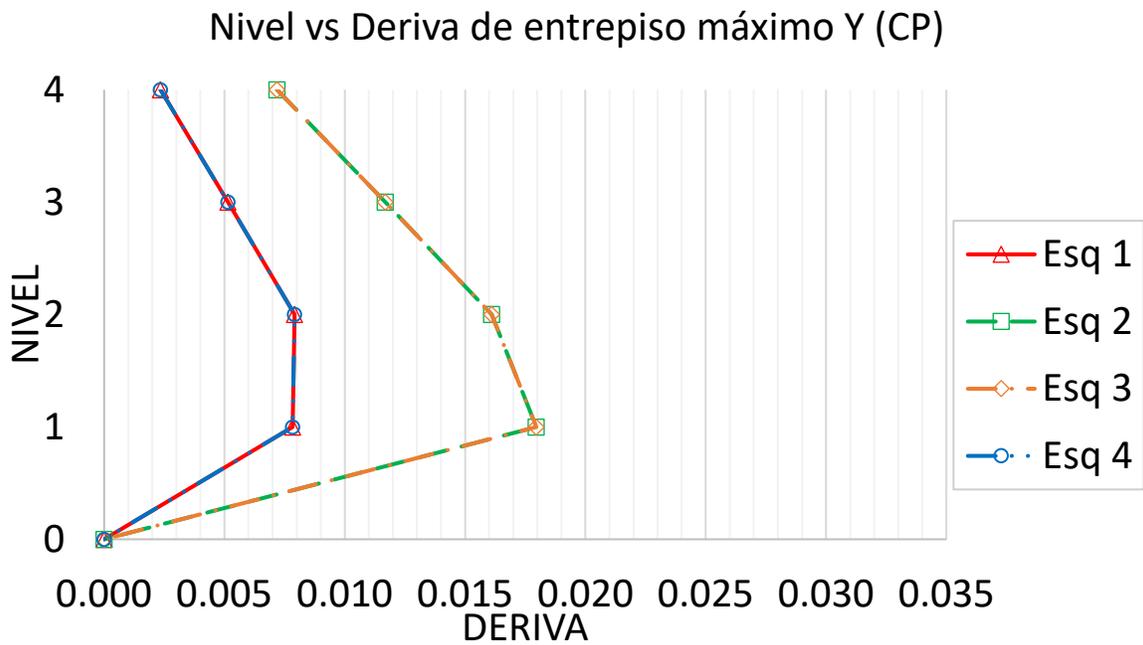
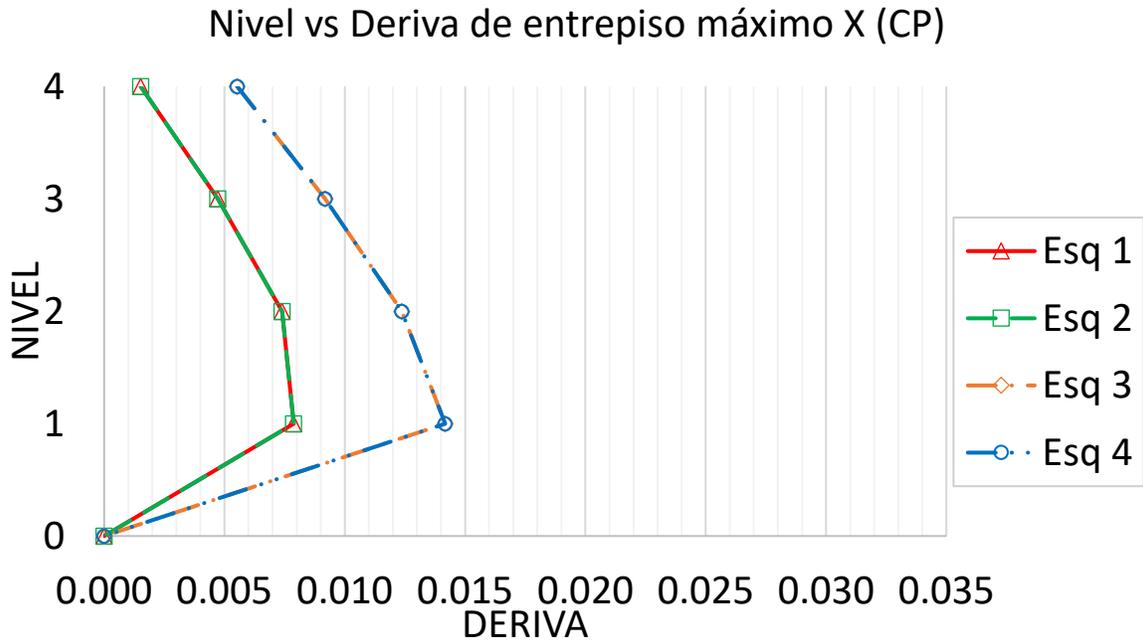


Figura 196 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles

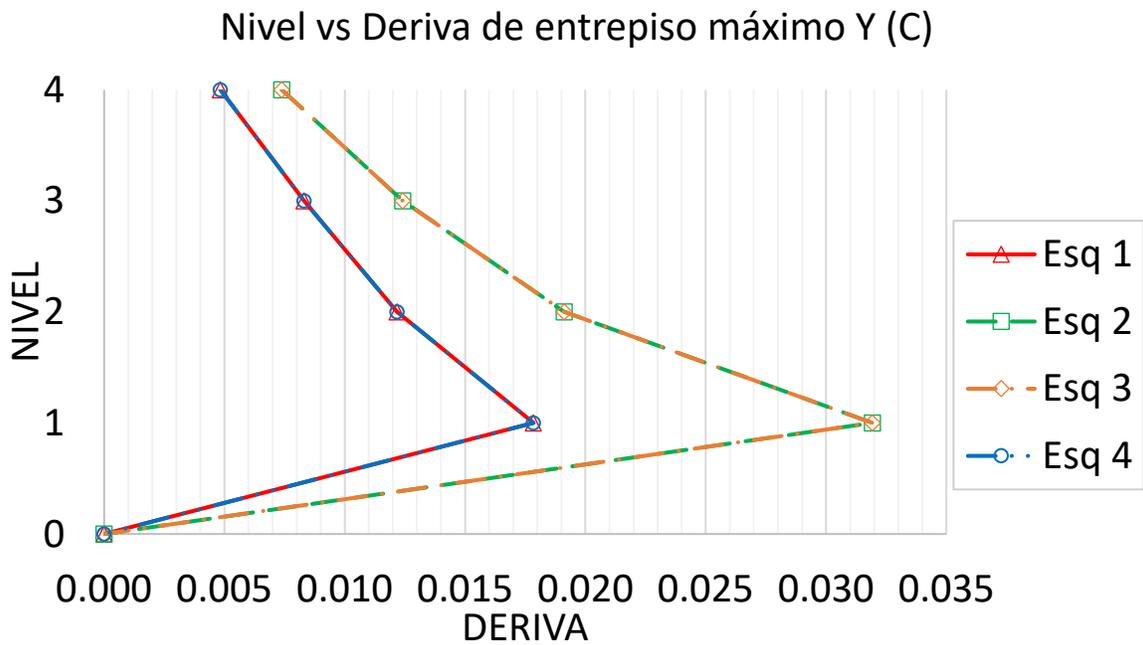
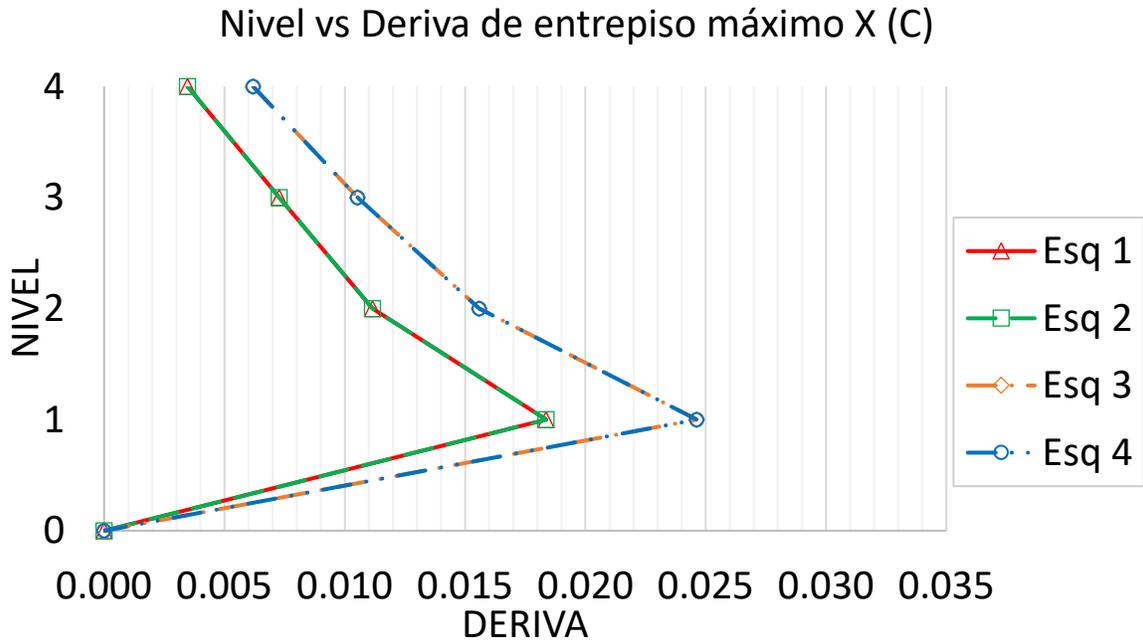


Figura 197 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de cuatro niveles

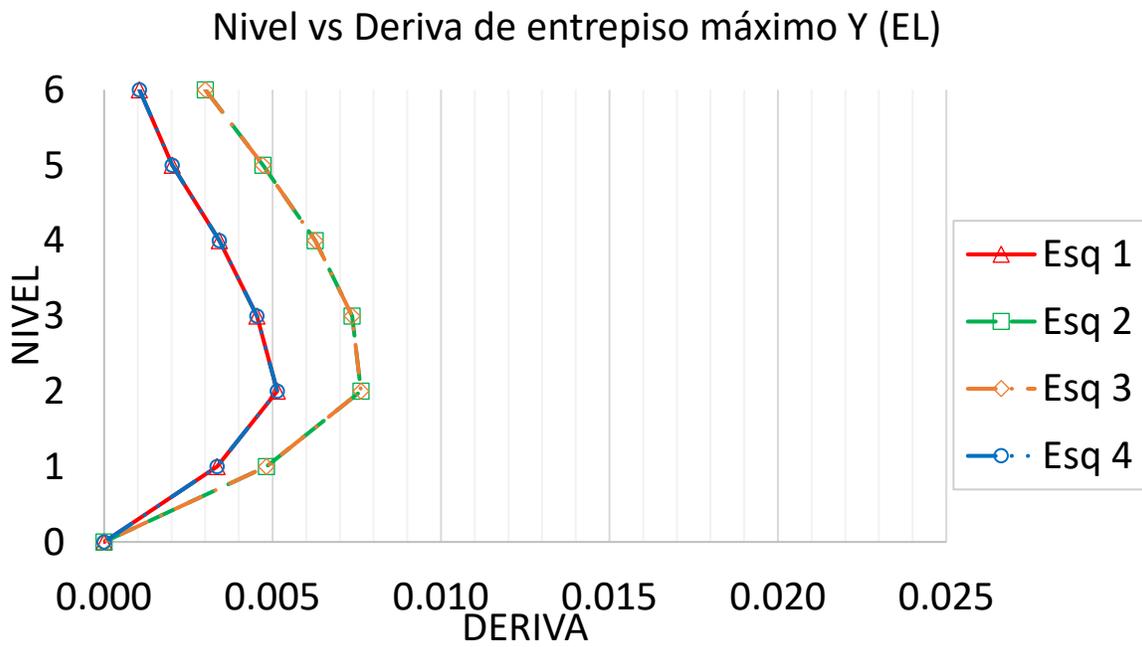
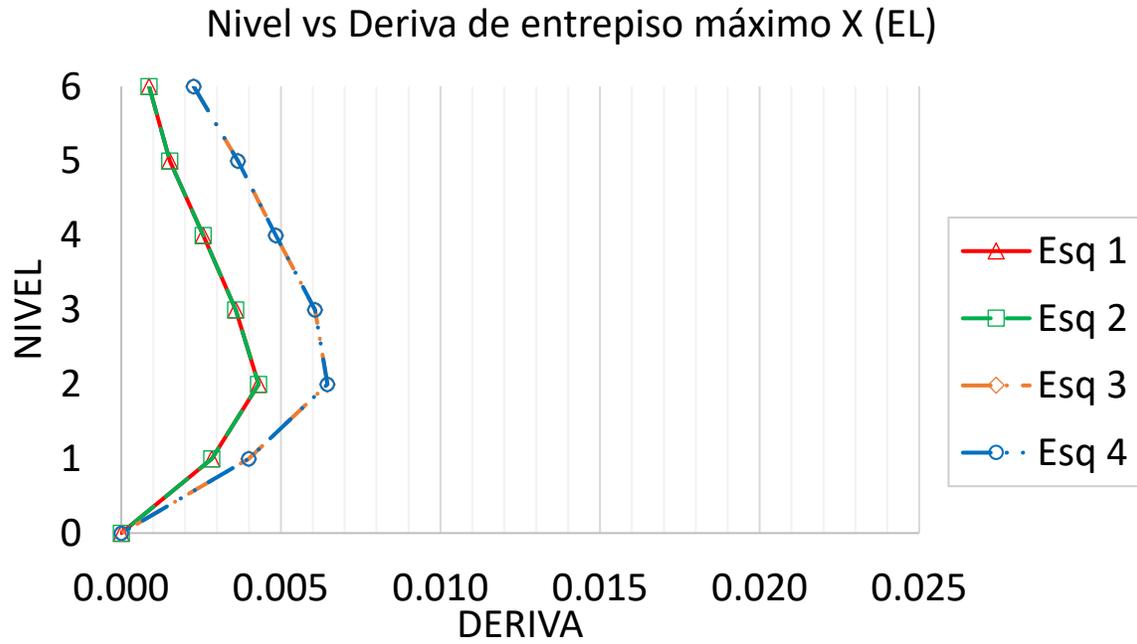


Figura 198 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles

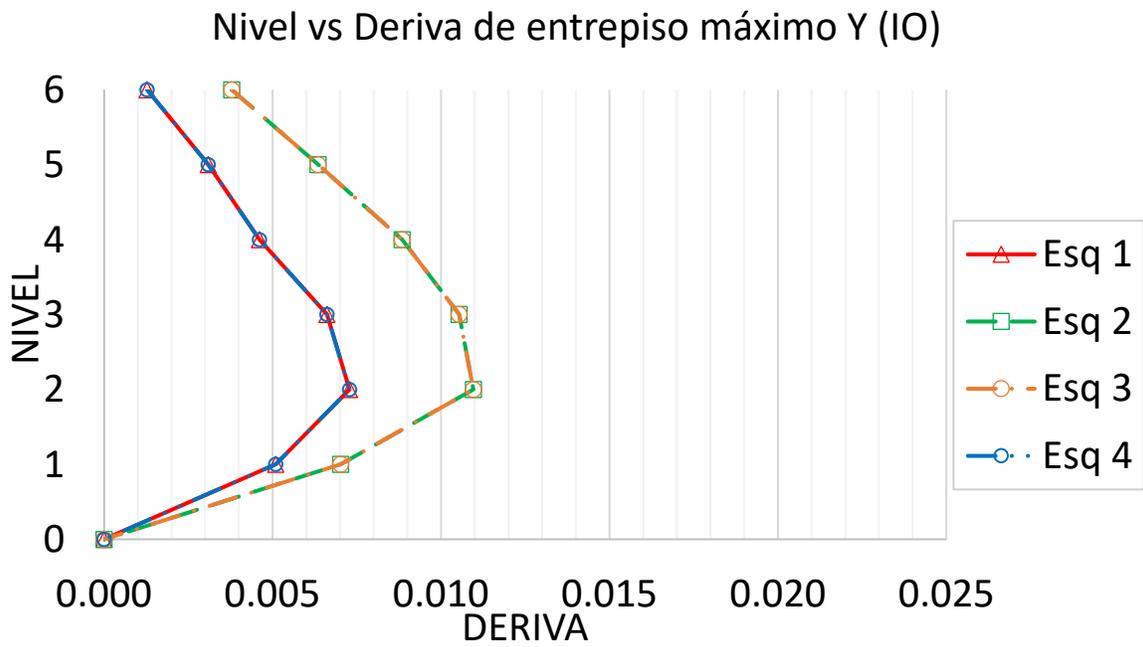
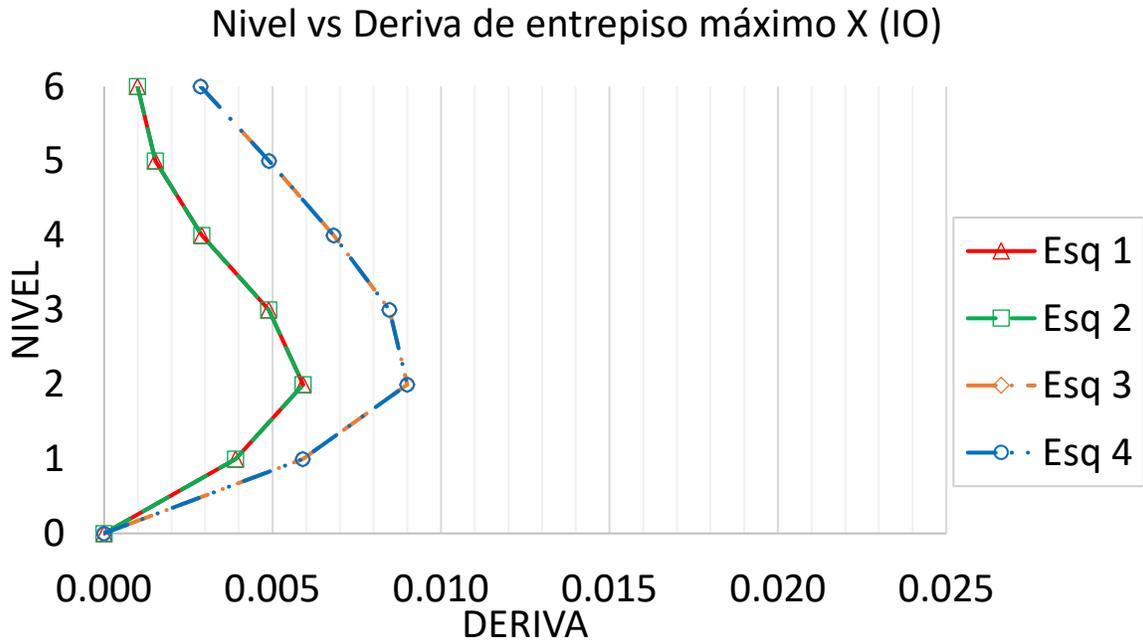


Figura 199 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles

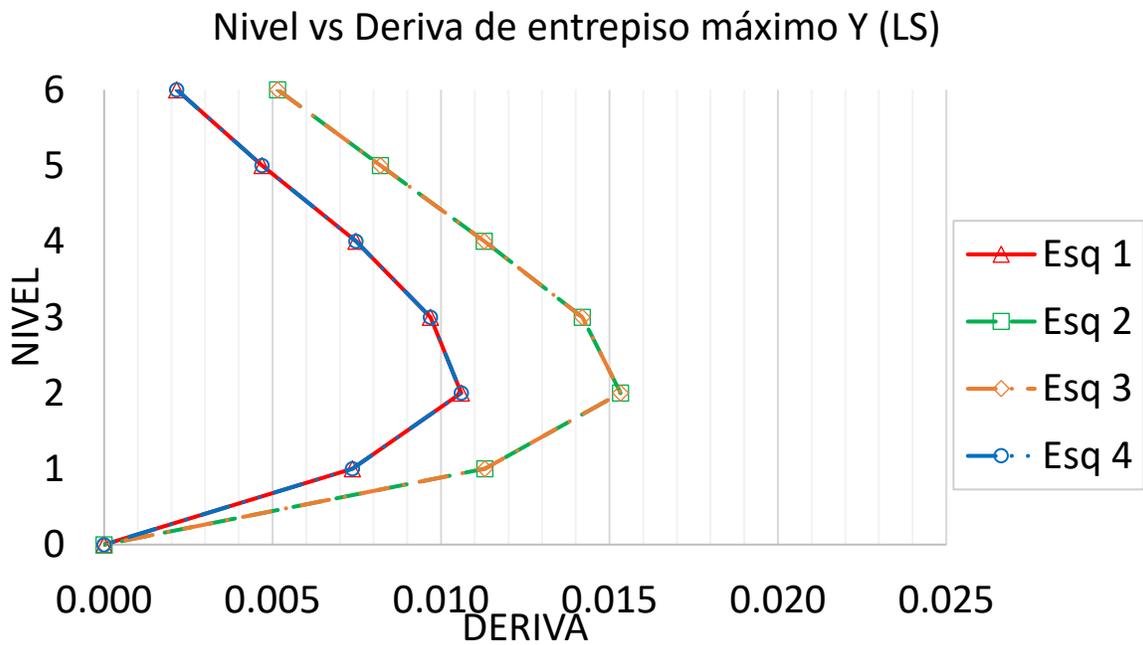
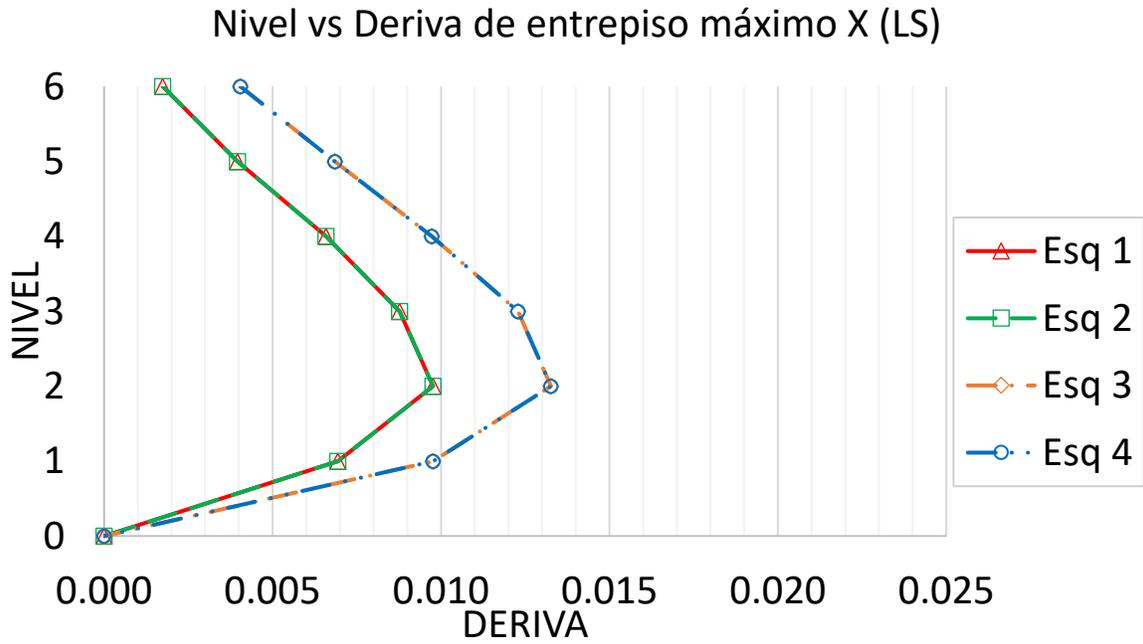


Figura 200 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles

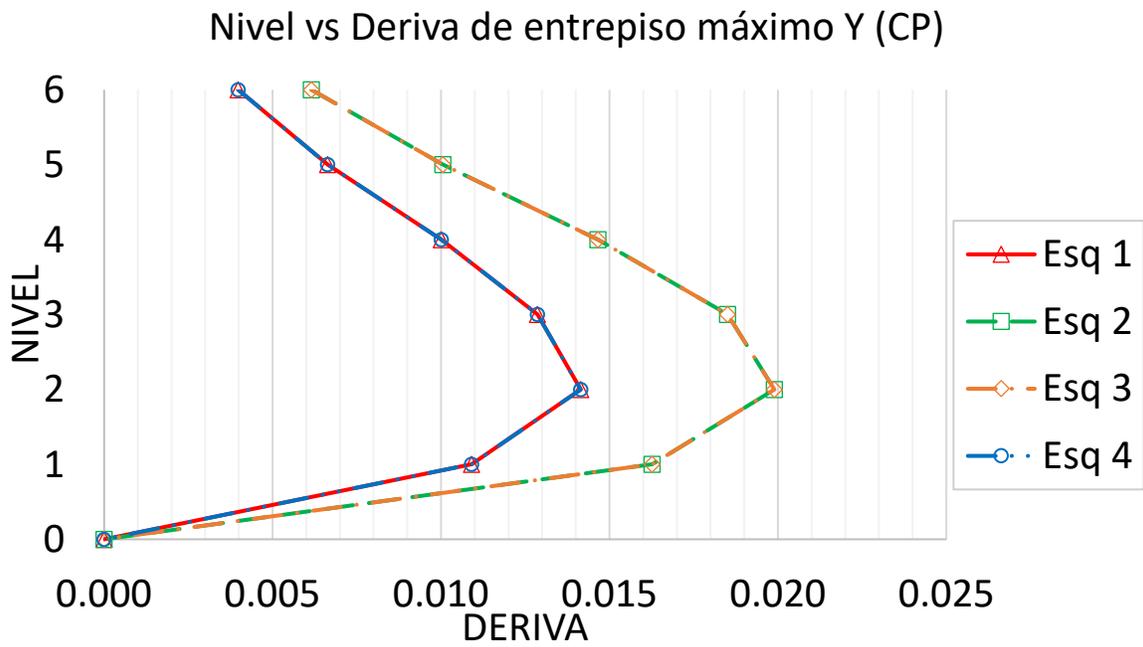
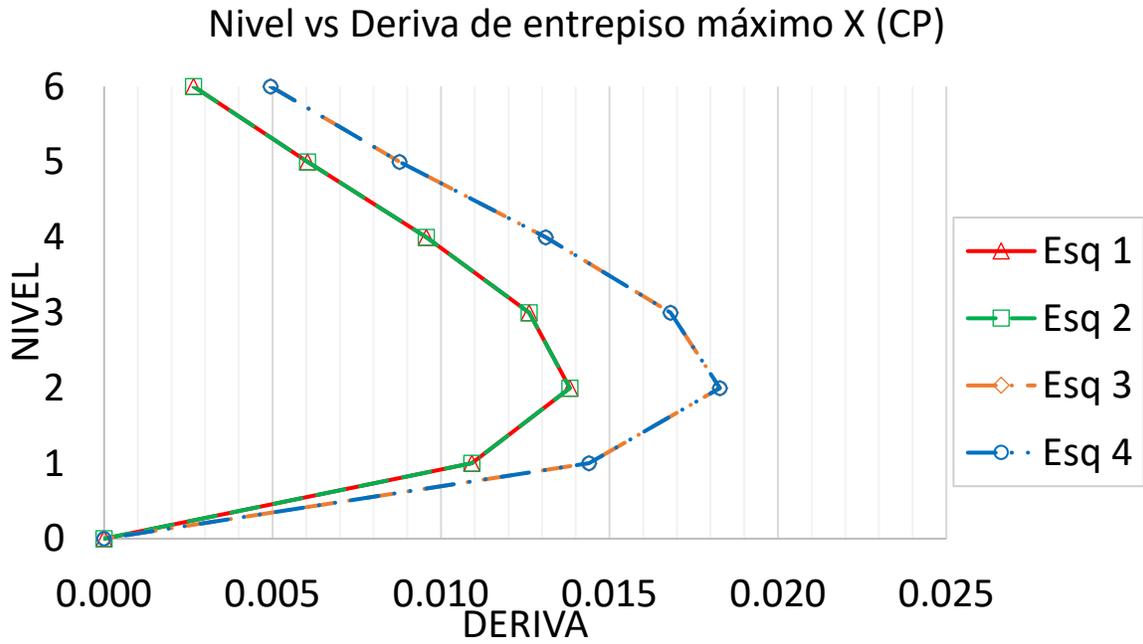


Figura 201 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles

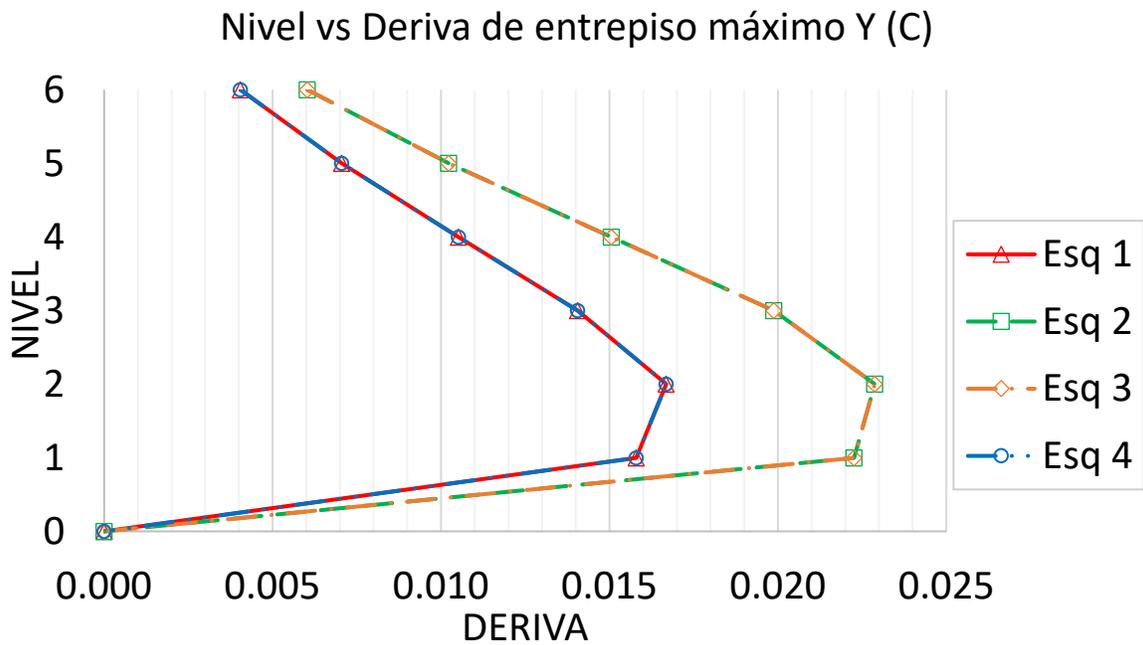
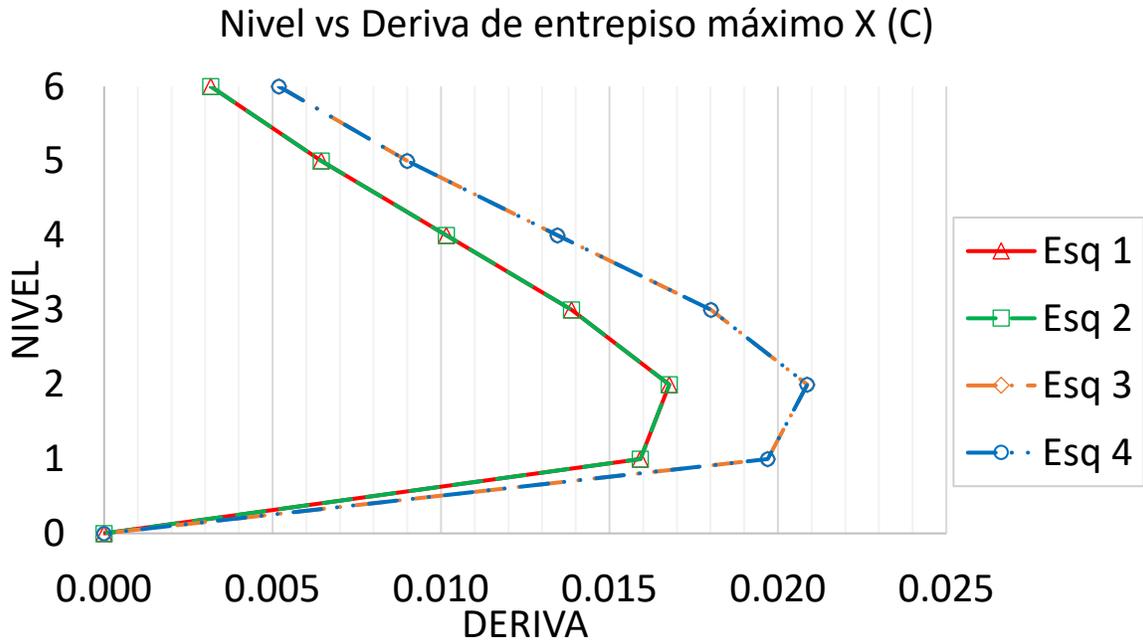


Figura 202 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de seis niveles

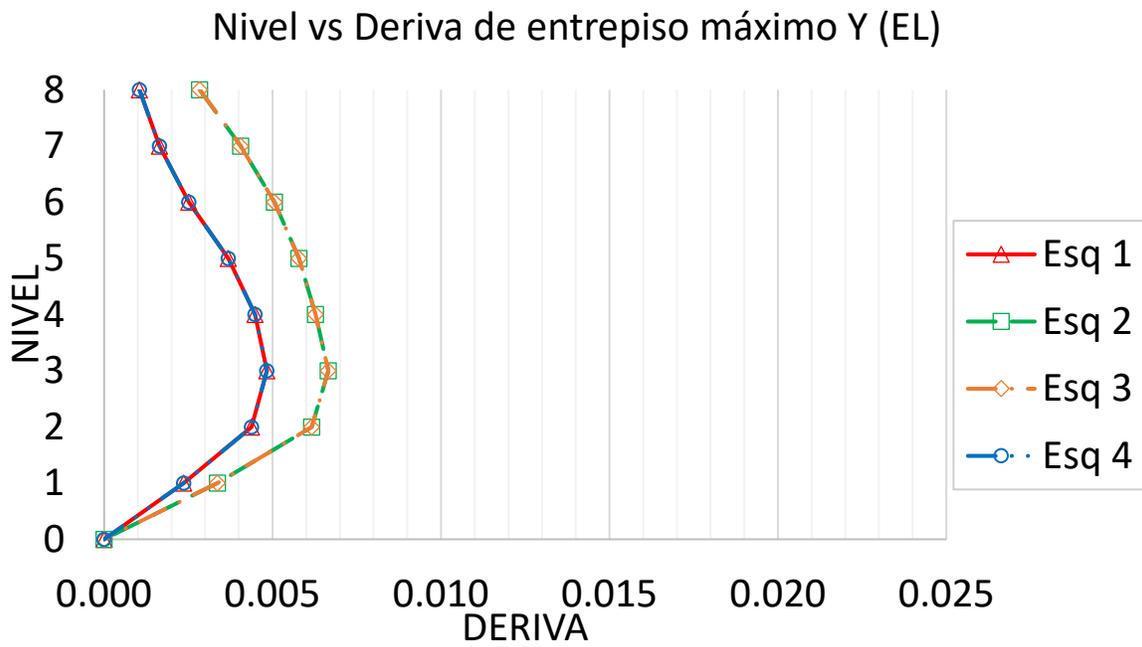
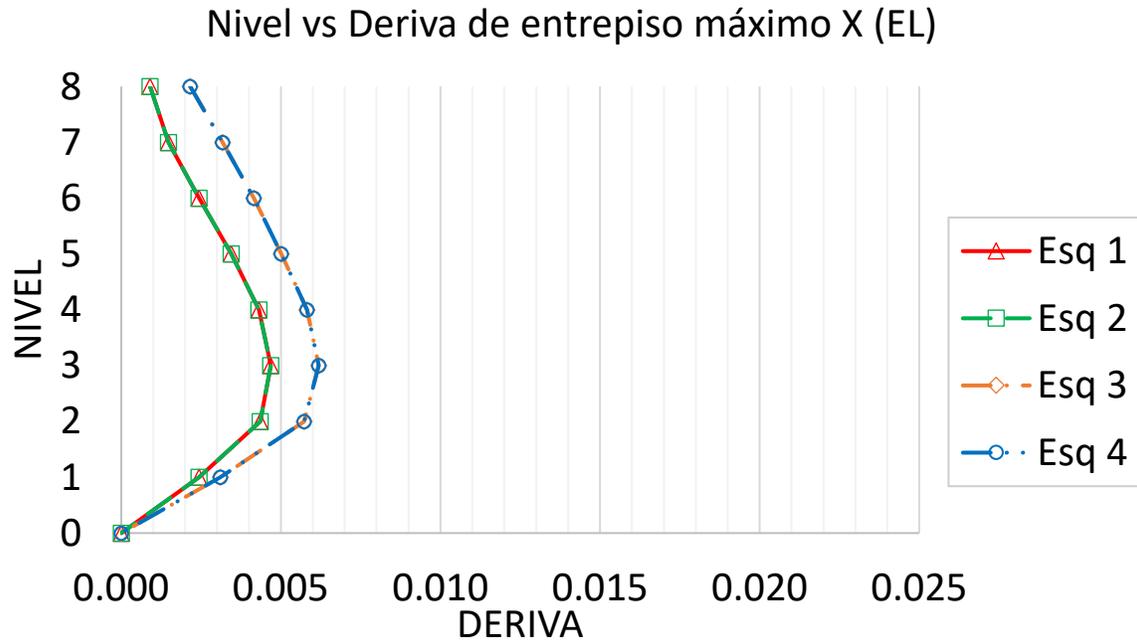


Figura 203 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

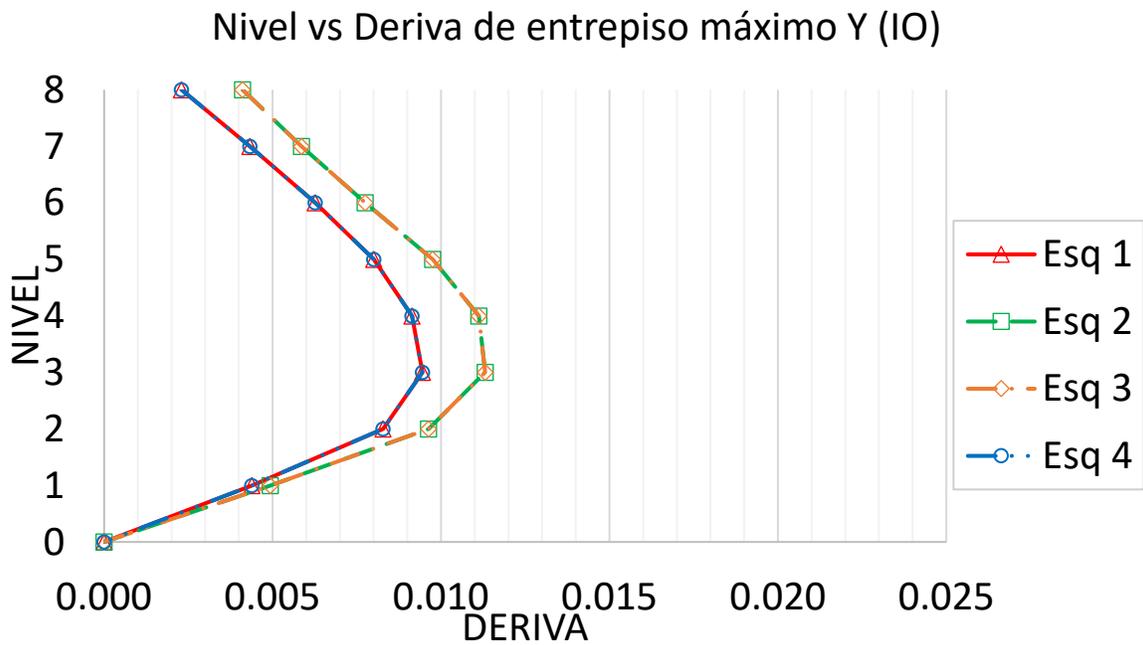
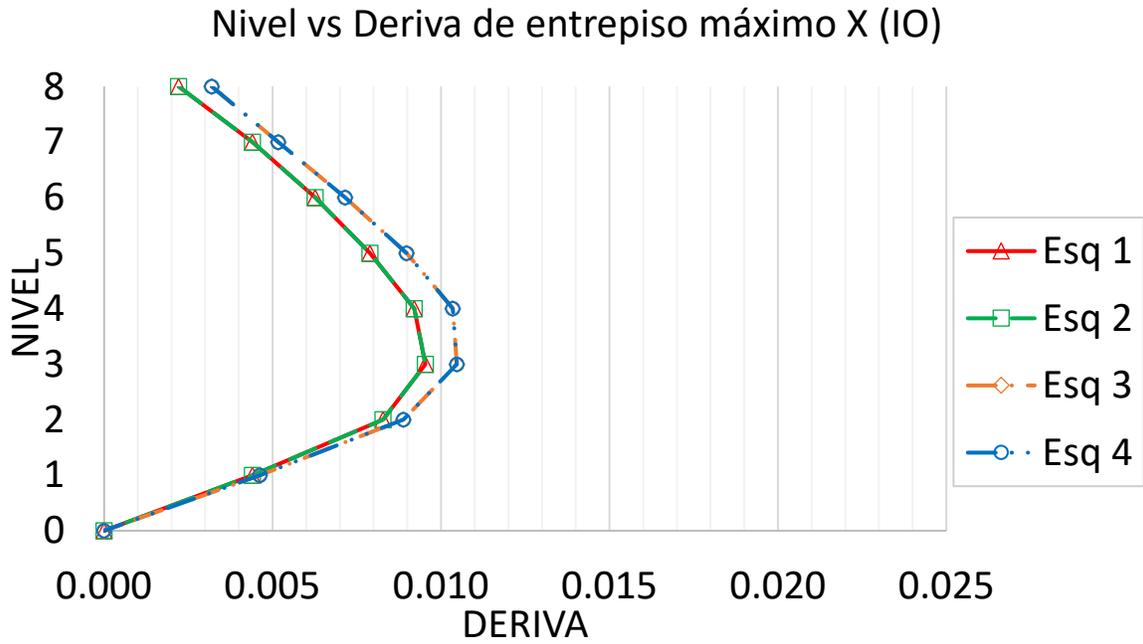


Figura 204 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

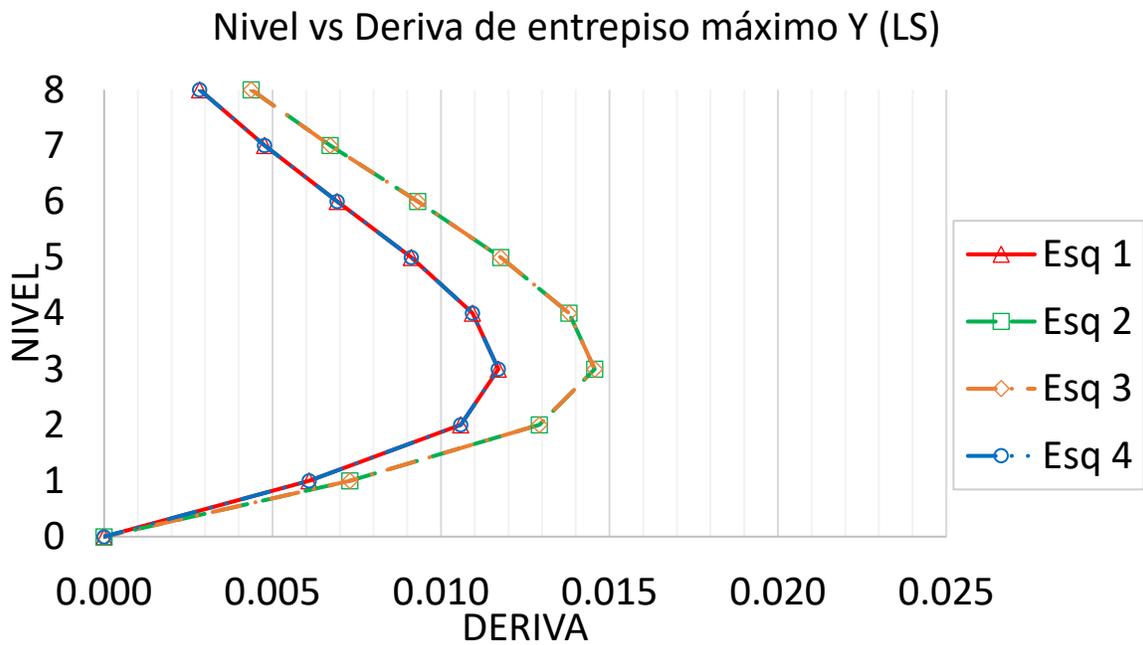
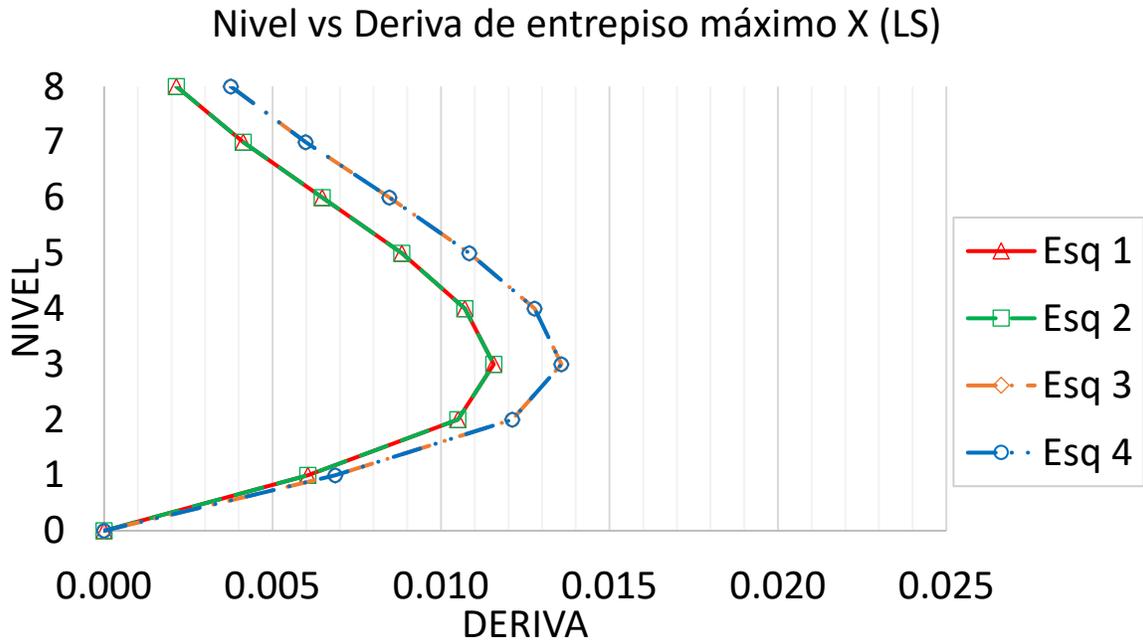


Figura 205 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

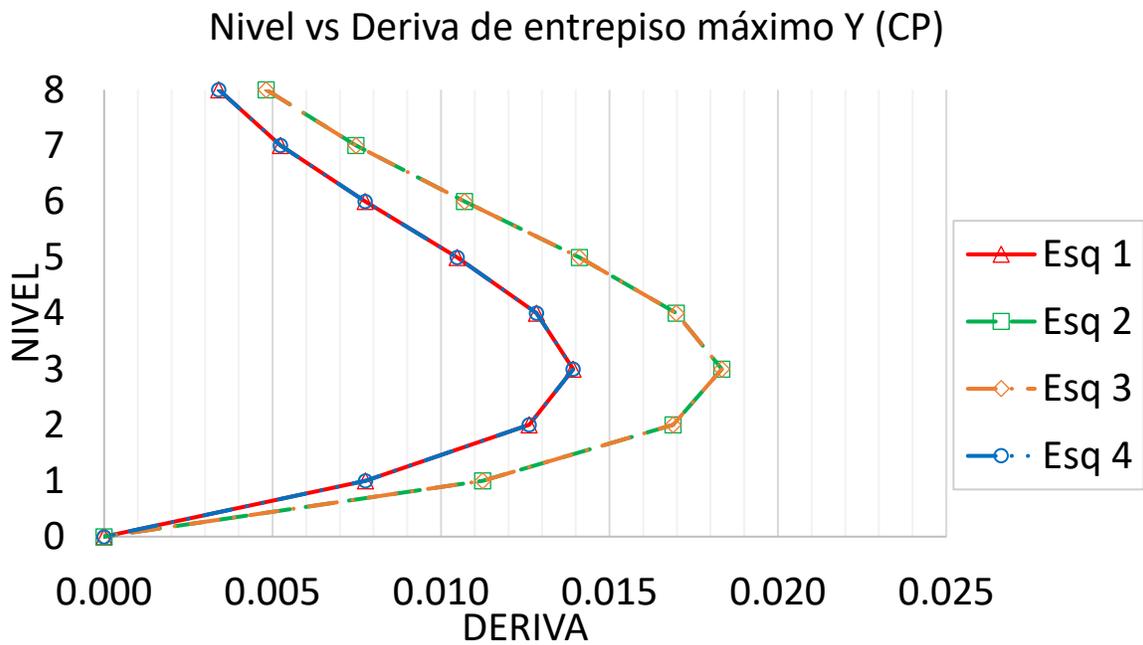
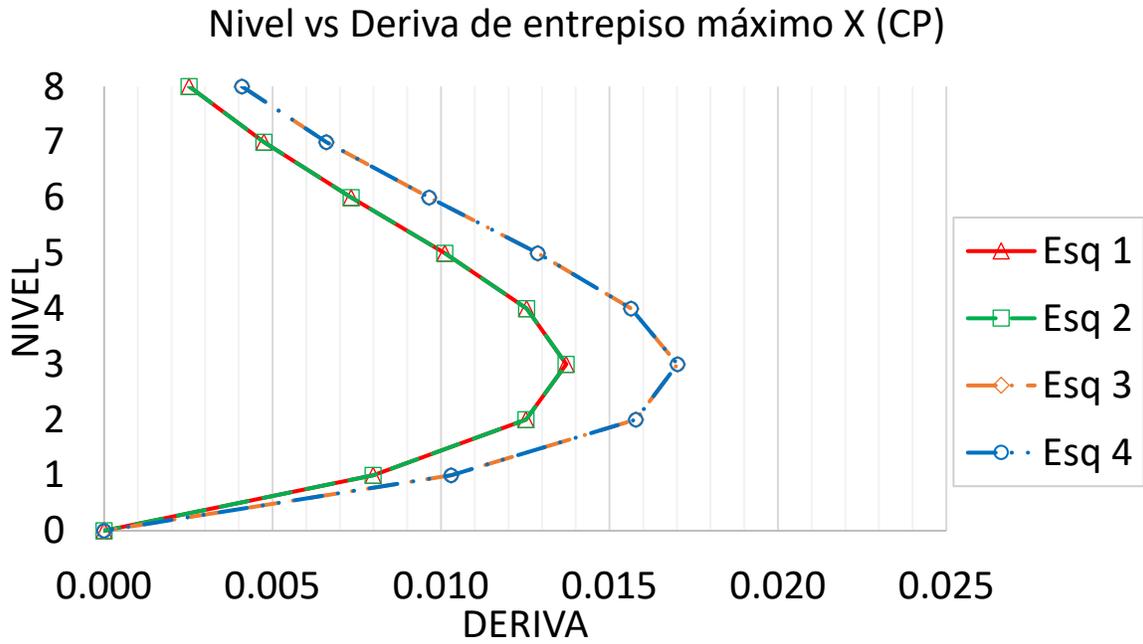


Figura 206 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

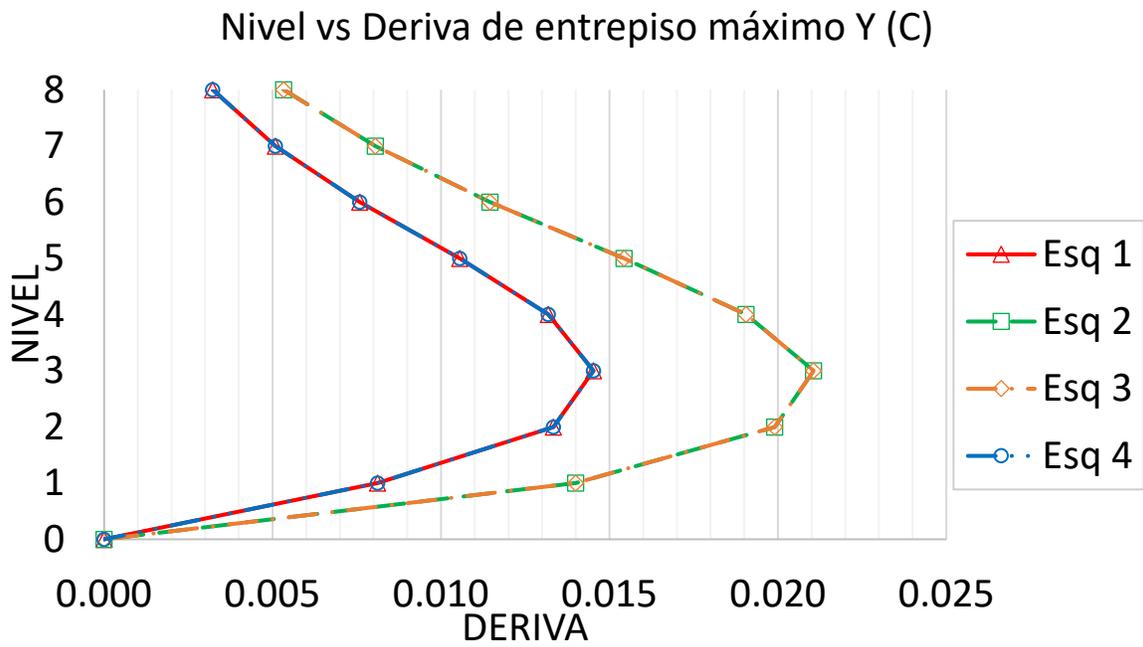
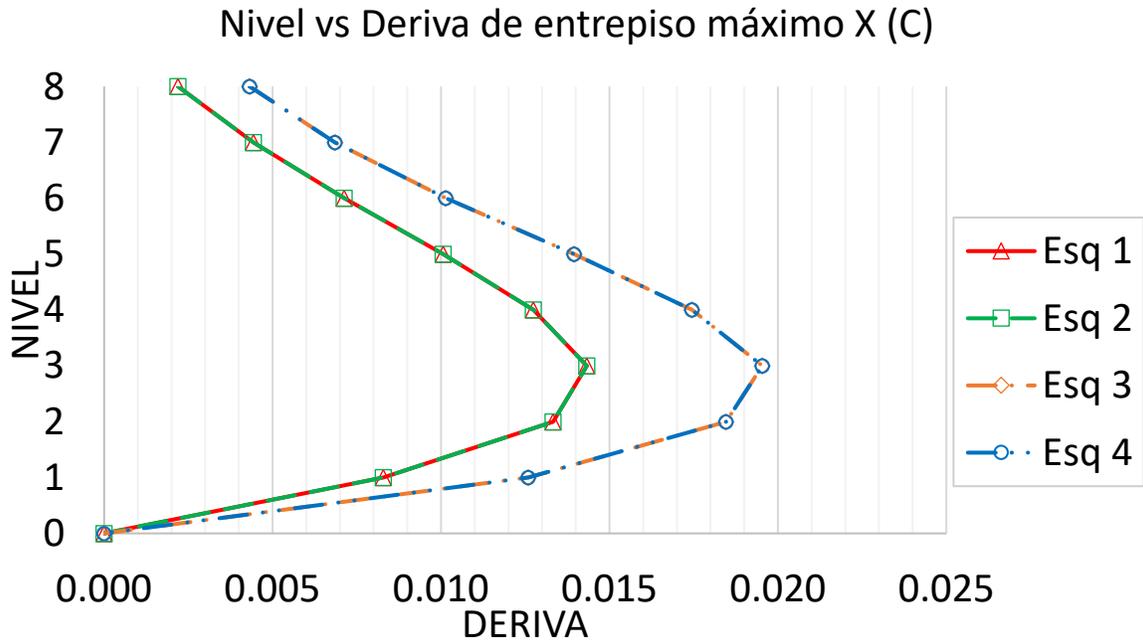


Figura 207 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

Tabla 62 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico rectangular de cuatro niveles

Dirección X				
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0026	0.0026	0.0058	0.0058
IO	0.0035	0.0035	0.0080	0.0080
LS	0.0053	0.0053	0.0100	0.0100
CP	0.0079	0.0079	0.0142	0.0142
C	0.0184	0.0184	0.0246	0.0246
Dirección Y				
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0038	0.0071	0.0071	0.0038
IO	0.0066	0.0101	0.0101	0.0066
LS	0.0070	0.0127	0.0127	0.0070
CP	0.0078	0.0180	0.0180	0.0078
C	0.0178	0.0319	0.0319	0.0178

Tabla 63 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico con entrante de cuatro niveles

Dirección X						
ND	Esq 1-1	Esq 1-2	Esq 1-3	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0032	0.0032	0.0026	0.0026	0.0056	0.0056
IO	0.0050	0.0050	0.0041	0.0041	0.0081	0.0081
LS	0.0066	0.0066	0.0059	0.0059	0.0098	0.0098
CP	0.0096	0.0096	0.0080	0.0080	0.0145	0.0145
C	0.0165	0.0165	0.0152	0.0152	0.0217	0.0217
Dirección Y						
ND	Esq 1-1	Esq 1-2	Esq 1-3	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0043	0.0042	0.0042	0.0066	0.0066	0.0043
IO	0.0077	0.0074	0.0074	0.0101	0.0101	0.0077
LS	0.0087	0.0088	0.0088	0.0119	0.0119	0.0087
CP	0.0098	0.0107	0.0107	0.0187	0.0187	0.0098
C	0.0153	0.0165	0.0165	0.0260	0.0260	0.0153

Tabla 64 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico con ochava de cuatro niveles

Dirección X					
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3-1	Esq 3-2	Esq 4
EL	0.0028	0.0028	0.0042	0.0055	0.0055
IO	0.0033	0.0033	0.0059	0.0079	0.0079
LS	0.0057	0.0057	0.0082	0.0100	0.0100
CP	0.0065	0.0065	0.0101	0.0132	0.0132
C	0.0153	0.0153	0.0191	0.0220	0.0220
Dirección Y					
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3-1	Esq 3-2	Esq 4
EL	0.0032	0.0068	0.0068	0.0054	0.0032
IO	0.0064	0.0102	0.0102	0.0084	0.0064
LS	0.0072	0.0122	0.0122	0.0103	0.0072
CP	0.0071	0.0177	0.0177	0.0143	0.0071
C	0.0153	0.0268	0.0268	0.0231	0.0153

Tabla 65 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico rectangular de seis niveles

Dirección X				
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0043	0.0043	0.0065	0.0065
IO	0.0059	0.0059	0.0090	0.0090
LS	0.0098	0.0098	0.0133	0.0133
CP	0.0138	0.0138	0.0183	0.0183
C	0.0168	0.0168	0.0209	0.0209
Dirección Y				
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0051	0.0076	0.0076	0.0051
IO	0.0073	0.0110	0.0110	0.0073
LS	0.0106	0.0153	0.0153	0.0106
CP	0.0141	0.0199	0.0199	0.0141
C	0.0167	0.0229	0.0229	0.0167

Tabla 66 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico con entrante de seis niveles

Dirección X						
ND	Esq 1-1	Esq 1-2	Esq 1-3	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0051	0.0051	0.0049	0.0049	0.0068	0.0068
IO	0.0084	0.0084	0.0073	0.0073	0.0107	0.0107
LS	0.0108	0.0108	0.0099	0.0099	0.0134	0.0134
CP	0.0151	0.0151	0.0141	0.0141	0.0184	0.0184
C	0.0178	0.0178	0.0169	0.0169	0.0208	0.0208
Dirección Y						
ND	Esq 1-1	Esq 1-2	Esq 1-3	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0058	0.0057	0.0057	0.0078	0.0078	0.0058
IO	0.0101	0.0104	0.0104	0.0128	0.0128	0.0101
LS	0.0114	0.0118	0.0118	0.0152	0.0152	0.0114
CP	0.0150	0.0158	0.0158	0.0197	0.0197	0.0150
C	0.0174	0.0182	0.0182	0.0224	0.0224	0.0174

Tabla 67 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico con ochava de seis niveles

Dirección X					
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3-1	Esq 3-2	Esq 4
EL	0.0045	0.0045	0.0054	0.0065	0.0065
IO	0.0057	0.0057	0.0073	0.0089	0.0089
LS	0.0097	0.0097	0.0117	0.0132	0.0132
CP	0.0137	0.0137	0.0164	0.0183	0.0183
C	0.0169	0.0169	0.0189	0.0210	0.0210
Dirección Y					
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3-1	Esq 3-2	Esq 4
EL	0.0051	0.0078	0.0078	0.0065	0.0051
IO	0.0073	0.0110	0.0110	0.0094	0.0073
LS	0.0106	0.0153	0.0153	0.0136	0.0106
CP	0.0147	0.0201	0.0201	0.0184	0.0147
C	0.0167	0.0232	0.0232	0.0209	0.0167

Tabla 68 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico rectangular de ocho niveles

Dirección X				
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0047	0.0047	0.0062	0.0062
IO	0.0095	0.0095	0.0105	0.0105
LS	0.0116	0.0116	0.0136	0.0136
CP	0.0137	0.0137	0.0170	0.0170
C	0.0143	0.0143	0.0195	0.0195
Dirección Y				
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0048	0.0067	0.0067	0.0048
IO	0.0094	0.0113	0.0113	0.0094
LS	0.0117	0.0146	0.0146	0.0117
CP	0.0139	0.0183	0.0183	0.0139
C	0.0145	0.0211	0.0211	0.0145

Tabla 69 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico con entrante de ocho niveles

Dirección X						
ND	Esq 1-1	Esq 1-2	Esq 1-3	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0047	0.0047	0.0045	0.0045	0.0063	0.0063
IO	0.0100	0.0100	0.0098	0.0098	0.0108	0.0108
LS	0.0122	0.0122	0.0118	0.0118	0.0137	0.0137
CP	0.0148	0.0148	0.0139	0.0139	0.0171	0.0171
C	0.0168	0.0168	0.0155	0.0155	0.0203	0.0203
Dirección Y						
ND	Esq 1-1	Esq 1-2	Esq 1-3	Esq 2	Esq 3	Esq 4
EL	0.0053	0.0051	0.0051	0.0063	0.0063	0.0053
IO	0.0097	0.0099	0.0099	0.0113	0.0113	0.0097
LS	0.0122	0.0125	0.0125	0.0144	0.0144	0.0122
CP	0.0145	0.0150	0.0150	0.0181	0.0181	0.0145
C	0.0159	0.0169	0.0169	0.0216	0.0216	0.0159

Tabla 70 Deriva de entrepiso máxima del modelo numérico con ochava de ocho niveles

Dirección X					
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3-1	Esq 3-2	Esq 4
EL	0.0046	0.0046	0.0055	0.0064	0.0064
IO	0.0094	0.0094	0.0101	0.0107	0.0107
LS	0.0115	0.0115	0.0127	0.0135	0.0135
CP	0.0136	0.0136	0.0155	0.0168	0.0168
C	0.0142	0.0142	0.0172	0.0192	0.0192
Dirección Y					
ND	Esq 1	Esq 2	Esq 3-1	Esq 3-2	Esq 4
EL	0.0049	0.0067	0.0067	0.0059	0.0049
IO	0.0093	0.0117	0.0117	0.0108	0.0093
LS	0.0117	0.0148	0.0148	0.0137	0.0117
CP	0.0139	0.0181	0.0181	0.0169	0.0139
C	0.0147	0.0209	0.0209	0.0189	0.0147

La tabla 71 muestra el porcentaje en que la esquina con la deriva de entrepiso máxima es mayor con relación a la esquina con menor deriva de entrepiso. Las derivas corresponden al nivel del edificio donde se presentaron los mayores desplazamientos.

Los edificios con entrante tuvieron menor diferencia en las derivas de sus esquinas en comparación de los edificios rectangulares, debido a la ausencia de dos muros de mampostería por nivel. Los edificios con ochava presentaron mayor diferencia en las derivas de sus esquinas en comparación de los edificios rectangulares, debido a la ausencia de la columna más alejada de los muros por nivel.

Las diferencias en casi todos los edificios rectangulares y con ochava en dirección Y son mayores que en la dirección X; en los edificios con entrante ocurrió lo contrario.

Los modelos numéricos de cuatro niveles son los que presentaron la mayor diferencia con casi el doble de desplazamiento en la esquina 3 en relación a la esquina 1, valor que disminuyó conforme va aumentando el número de niveles. Este comportamiento ocurrió por el incremento de la sección transversal (aumentando la rigidez lateral) de las columnas, disminuyendo la contribución general de rigidez lateral que aportan los muros de mampostería.

Tabla 71 Diferencia entre las esquinas con menor y mayor deriva de entrepiso

Dirección X									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	118.69%	111.66%	93.42%	50.11%	38.11%	44.66%	32.05%	39.16%	38.28%
IO	125.12%	95.42%	142.94%	52.27%	45.31%	57.71%	9.78%	10.54%	13.09%
LS	86.80%	66.20%	77.57%	35.89%	35.31%	36.57%	17.38%	16.87%	17.09%
CP	79.87%	81.83%	104.89%	32.21%	31.01%	33.04%	24.06%	23.35%	23.23%
C	34.06%	43.09%	43.80%	24.42%	23.18%	24.05%	36.35%	30.80%	35.27%
Promedio	88.91%	79.64%	92.52%	38.98%	34.59%	39.21%	23.92%	24.14%	25.39%
Dirección Y									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	89.96%	55.25%	112.49%	48.36%	34.62%	50.77%	37.78%	20.07%	37.43%
IO	51.97%	31.12%	58.49%	50.49%	25.68%	50.20%	19.71%	16.33%	26.05%
LS	81.72%	36.99%	69.65%	44.63%	33.50%	44.19%	24.42%	17.56%	25.93%
CP	129.28%	90.55%	150.82%	40.64%	31.27%	36.93%	31.68%	24.68%	30.72%
C	78.92%	70.61%	75.21%	37.10%	28.43%	39.19%	45.00%	36.06%	42.59%
Promedio	86.37%	56.90%	93.33%	44.24%	30.70%	44.26%	31.72%	22.94%	32.54%

Se realizó un promedio de las derivas de entrepiso máximas en las esquinas con menor y mayor desplazamiento en la dirección más crítica Y (dirección paralela a la dimensión corta del edificio) de los nueve modelos analizados de cada nivel de desempeño. La tabla 72 y la figura 208 muestran dichos valores, incluyendo su desviación estándar S.

La diferencia entre los desplazamientos de ambas esquinas es del 40 a 47% el valor de la esquina 1. Dichas diferencias de desplazamientos (relacionada directamente al daño presentado) podrían generar colapsos parciales en la estructura, pues mientras la esquina 3 tiene una deriva correspondiente a colapso, la esquina 1 tendría un deriva correspondiente a seguridad de vida aproximadamente. De acuerdo con la información de la tabla 71, es más probable que suceda en los edificios rectangulares y con ochava de cuatro y seis niveles.

Tabla 72 Deriva de entrepiso promedio general de las esquinas con menor y mayor desplazamiento en dirección Y de los distintos niveles de desempeño

Deriva de entrepiso máxima general					
	EL	IO	LS	CP	C
Esq 1 -S	0.0029	0.0051	0.0070	0.0104	0.0120
Esq 1	0.0048	0.0075	0.0101	0.0134	0.0159
Esq 1 +S	0.0066	0.0099	0.0131	0.0165	0.0199
Esq 3 -S	0.0056	0.0091	0.0117	0.0158	0.0169
Esq 3	0.0070	0.0105	0.0141	0.0188	0.0234
Esq 3 +S	0.0085	0.0120	0.0166	0.0219	0.0298
Diferencia	46.96%	39.99%	40.28%	39.94%	46.69%

Deriva de entrepiso max. Y vs ND

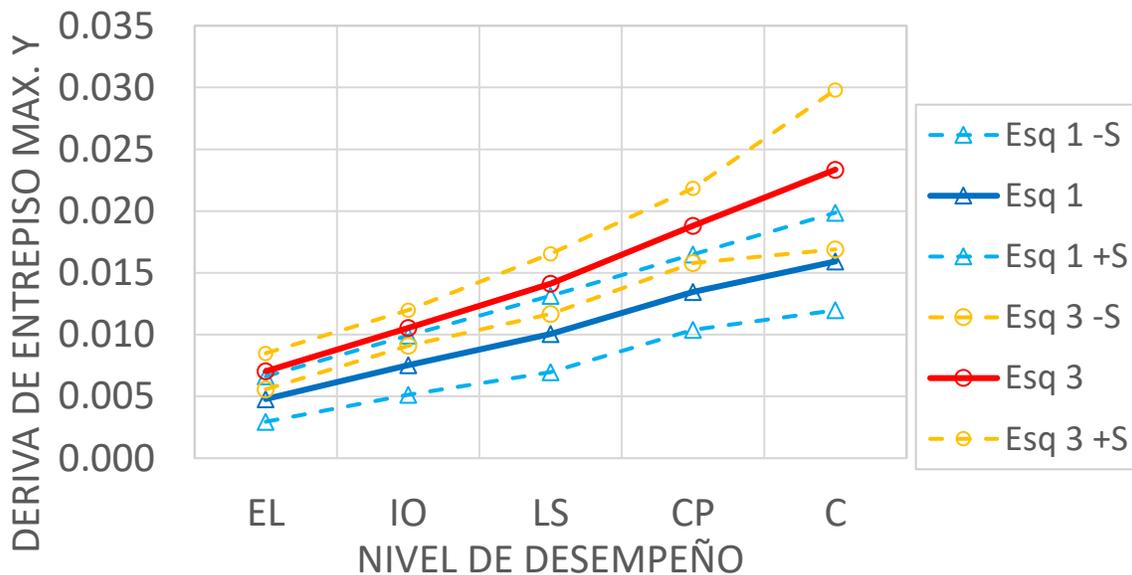


Figura 208 Deriva de entrepiso promedio general de las esquinas con menor y mayor desplazamiento en dirección Y de los distintos niveles de desempeño

La tabla 73 y la figura 209 muestran los mismos valores del promedio general de las derivas de entrepiso máxima de la esquina 3 en dirección Y (línea roja) y los valores que incluyen su desviación estándar (línea naranja). Además, se agregaron los valores en dirección Y de los nueve modelos numéricos (líneas gris) para comprobar que dichos valores estuvieran dentro del intervalo de la desviación estándar.

Un solo valor en operación inmediata correspondiente al modelo numérico con entrante de seis niveles y en colapso el modelo numérico rectangular de cuatro niveles, quedaron por encima de los valores medios más una desviación estándar. Se comprueba que las líneas rojas y naranjas representan correctamente los resultados.

Tabla 73 Deriva de entrepiso máxima promedio de cada modelo numérico y general con desviación estandar en dirección Y de los distintos niveles de desempeño

Deriva de entrepiso máxima general					
	EL	IO	LS	CP	C
4N REC	0.0071	0.0101	0.0127	0.0180	0.0319
4N ENT	0.0066	0.0101	0.0119	0.0187	0.0260
4N OCH	0.0068	0.0102	0.0122	0.0177	0.0268
6N REC	0.0076	0.0110	0.0153	0.0199	0.0229
6N ENT	0.0078	0.0128	0.0152	0.0197	0.0224
6N OCH	0.0078	0.0110	0.0153	0.0201	0.0232
8N REC	0.0067	0.0113	0.0146	0.0183	0.0211
8N ENT	0.0063	0.0113	0.0144	0.0181	0.0216
8N OCH	0.0067	0.0117	0.0148	0.0181	0.0209
Esq 3 -S	0.0056	0.0091	0.0117	0.0158	0.0169
Esq 3	0.0070	0.0105	0.0141	0.0188	0.0234
Esq 3 +S	0.0085	0.0120	0.0166	0.0219	0.0298

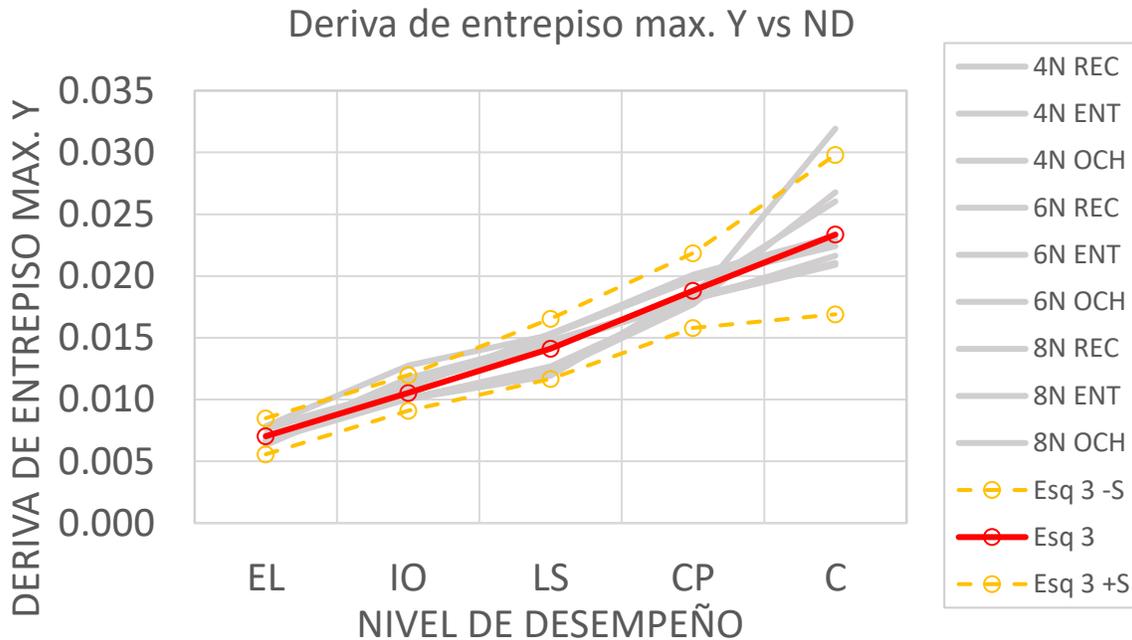


Figura 209 Deriva de entrepiso máxima promedio de cada modelo numérico y media general más desviación estandar en dirección Y de los distintos niveles de desempeño

Akbari (2012) investigó la vulnerabilidad sísmica de un puente vehicular con diferentes grados de irregularidad a partir de análisis no lineales. Relacionó los estados límite con la columna con mayor deriva máxima (comúnmente se utiliza la deriva máxima de las columnas de un puente como medida de daño), como se muestran en la tabla 74. En este trabajo, se relacionó los niveles de desempeño con las derivas de entrepiso máxima.

La tabla 75 muestra los intervalos de deriva de entrepiso Δ de la esquina 3 en dirección Y de cada nivel de desempeño, obtenidos con las derivas promedio (línea roja).

La tabla 76 muestra los intervalos de deriva de entrepiso Δ de la esquina 3 en dirección Y de cada nivel de desempeño, obtenidos con los valores promedios menos la desviación estándar.

Ambas tablas incluyen los intervalos obtenidos directamente de la tabla 73 y además, incluye los intervalos con valores redondeados a tres decimales.

Los valores propuestos por Akbari son mayores a los propuestos en este trabajo. Dichos valores son menores por:

1. Resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales, que incluyen la energía histerética en el índice de daño.
2. Torsión del edificio, provocando que la estructura no tenga un daño uniforme en planta y disminuyendo la ductilidad general.
3. Diseño por las normas de 1976, deficiencias en el espectro de diseño y en el confinamiento de los elementos estructurales.

Tabla 74 Estádos límite de la columna de un puente vehicular en relación de la deriva máxima (Akbari, R., 2012)

Estados límite	Deriva
Casi sin daños	0.005
Daño ligero	0.007
Daño moderado	0.015
Daño extenso	0.025
Daño completo	0.050

Tabla 75 Nivel de desempeño en relación de la deriva de entrepiso máxima del promedio general (superior) y redondeada (inferior)

Nivel de desempeño	Deriva Entrepiso
Elástico EL	$\Delta < 0.0105$
Operación inmediata IO	$0.0105 \leq \Delta < 0.0141$
Seguridad de vida LS	$0.0141 \leq \Delta < 0.0188$
Prevención de colapso CP	$0.0188 \leq \Delta < 0.0234$
Colapso C	$0.0234 \leq \Delta$

Nivel de desempeño	Deriva Entrepiso
Elástico EL	$\Delta < 0.0100$
Operación inmediata IO	$0.0100 \leq \Delta < 0.0140$
Seguridad de vida LS	$0.0140 \leq \Delta < 0.0190$
Prevención de colapso CP	$0.0190 \leq \Delta < 0.0230$
Colapso C	$0.0230 \leq \Delta$

Tabla 76 Nivel de desempeño en relación de la deriva de entrepiso máxima del promedio general menos la desviación estandar (superior) y redondeada (inferior)

Nivel de desempeño	Deriva Entrepiso
Elástico EL	$\Delta < 0.0085$
Operación inmediata IO	$0.0091 \leq \Delta < 0.0117$
Seguridad de vida LS	$0.0117 \leq \Delta < 0.0158$
Prevención de colapso CP	$0.0158 \leq \Delta < 0.0169$
Colapso C	$0.0169 \leq \Delta$

Nivel de desempeño	Deriva Entrepiso
Elástico EL	$\Delta < 0.0090$
Operación inmediata IO	$0.0090 \leq \Delta < 0.0120$
Seguridad de vida LS	$0.0120 \leq \Delta < 0.0160$
Prevención de colapso CP	$0.0160 \leq \Delta < 0.0170$
Colapso C	$0.0170 \leq \Delta$

La figura 210 muestra que el colapso ocurrió en las columnas del nivel 1, mismo nivel donde ocurrieron las derivas de entrepiso en los modelos numéricos de cuatro niveles. Debido a la ausencia de colapsos en edificios de cuatro niveles, se compara con los de tres niveles, conservando el comportamiento esperado.

La figura 211 muestra claramente la presencia del colapso parcial que puede sufrir un edificio con torsión, donde las columnas de esquina tienen mayor demanda de deformaciones. Este comportamiento demuestra como las esquinas presentan distinto nivel de desempeño cuando hay presencia de torsión. El nivel del edificio donde ocurrió el colapso (nivel 2) concuerda con el nivel con mayor demanda de deriva de entrepiso de los modelos numéricos de seis niveles, a pesar de ser de cinco.

El colapso del edificio de seis niveles de la figura 212 fue captado por video, donde se aprecia que el colapso ocurre por desplazamientos en la dirección paralela a la dimensión corta del edificio, comprobando los resultados donde indica una mayor demanda en esa dirección. Además, el colapso ocurrió en el nivel dos, coincidiendo con los resultados de los modelos de seis niveles.

En ambos edificios de seis niveles, así como en otros edificios colapsados de seis y ocho, el nivel 1 permaneció en pie después del temblor. Indicando que no presentaron grandes demandas de deformaciones, coincidiendo con los resultados de los modelos numéricos con ese número de niveles.



Figura 210 Colapso en el nivel uno del edificio C10 de tres niveles



Figura 211 Colapso parcial de las columnas en la esquina sin muros del nivel dos del edificio C3 de cinco niveles



Figura 212 Colapso de las columnas por desplazamiento en la dimensión corta del nivel dos del edificio C11 de seis niveles

6.15. Energía histerética disipada de cada nivel de desempeño

Una característica y ventaja de los análisis dinámicos no lineales es la obtención de la ecuación de balance energético y por ello, la energía histerética disipada de cada análisis. El programa Perform 3D nos permite obtener la energía histerética total, además permite la opción de obtenerla por agrupación. Con una estrategia previa a los análisis se definen los elementos estructurales que incluye cada grupo, con la posibilidad de agrupar ciertas columnas o todas las nervaduras y al final del análisis conocer cuanta energía se disipó en cada grupo.

El capítulo 6.14 identificó los niveles con mayores demandas y el comportamiento general de las columnas. Con la energía histerética se identificará la aportación del total de columnas, nervaduras y muros de mampostería en la disipación en cada nivel de desempeño.

Las figuras 214 a 216 muestran la participación de la energía histerética en los modelos numéricos rectangulares de cuatro, seis y ocho niveles. El anexo A muestra los resultados de los modelos numéricos con entrante y con ochava. Además, se especificará la energía histerética promedio por columna de cada agrupación en planta de columnas (definidas en la figura 213) en cada nivel de desempeño.

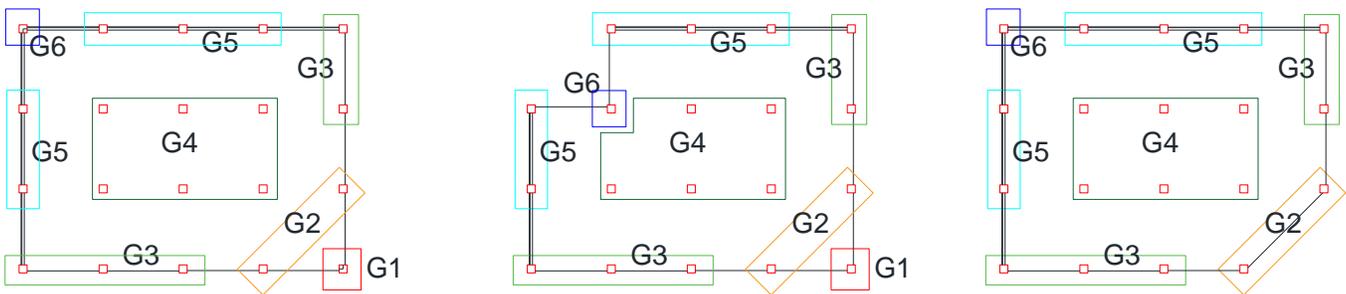


Figura 213 Agrupación de columnas en las distintas distribuciones de planta de los modelos numéricos

La figura 214 muestra la participación de la energía histerética en el modelo numérico rectangular de cuatro niveles. Los muros son los elementos que más disipan energía histerética en los primeros niveles de desempeño hasta prevención de colapso, donde las columnas se convierten en los elementos con mayor disipación hasta el colapso. Las columnas tuvieron participación en los primeros niveles de desempeño por los valores de un registro, sin embargo, su participación en la mayoría de los casos es nula en operación inmediata e incrementa poco a poco como los casos de las figuras 215 y 216. Las nervaduras no disiparon tanta energía histerética como las columnas, provocando que el daño se concentre en las columnas.

La figura 215 muestra la participación de la energía histerética en el modelo numérico rectangular de seis niveles. Los muros son los elementos que más disipan energía histerética en los primeros niveles de desempeño hasta seguridad de vida, donde las nervaduras se convierten en los elementos con mayor disipación hasta el colapso. Las columnas y las nervaduras sufrieron daño de forma similar, considerando que existan más nervaduras que columnas.

La figura 216 muestra la participación de la energía histerética en el modelo numérico rectangular de ocho niveles. Los muros solo tienen participación en la disipación histerética en los primeros niveles de desempeño, después, las nervaduras se convierten en los elementos con mayor disipación hasta el colapso. La disipación de energía histerética de las nervaduras es mucho mayor que las columnas, se debe a la gran diferencia de peralte, pues el espesor de la losa plana se mantiene en todos los edificios sin importar el número de niveles.

La energía histerética disipada promedio por columnas de las agrupaciones mantuvo un comportamiento constante, los grupos 1 y 2 (columnas cercanas a la esquina 3) fueron donde se concretó más el daño. Conforme la ubicación de las columnas se acercaba más a los muros de mampostería, menor era su participación.

Como se ha mostrado en los resultados anteriores de este trabajo, mientras mayor es el número de niveles, menor es el impacto de los muros de mampostería.

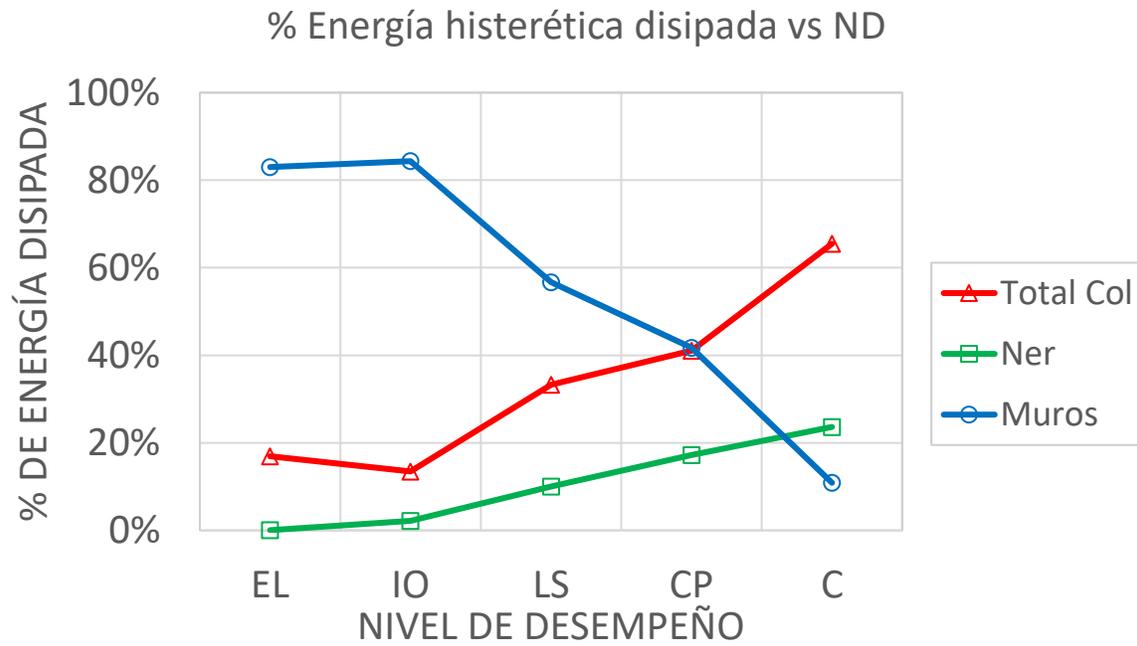
La tabla 77 muestra la información de la participación en la disipación de energía histerética de las columnas, nervaduras y muros de los nueve modelos numéricos en cada nivel de desempeño. Se observa que la participación de las columnas y nervaduras es mayor en los modelos numéricos con entrante, pues la ausencia de los muros de mampostería y su correspondiente disipación de energía se absorbe por el resto de elementos estructurales. El comportamiento general de las columnas, nervaduras y muros se conserva en los modelos numéricos restantes.

La participación en la energía histerética en las columnas y nervaduras en general fue menor en los modelos numéricos rectangulares.

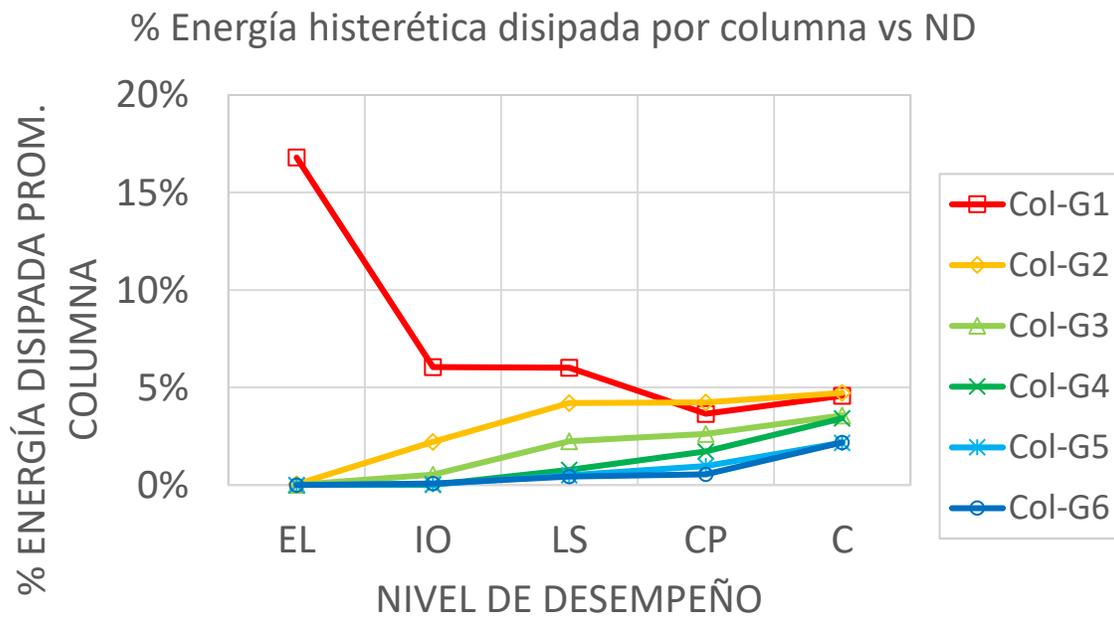
La tabla 78 muestra la información de la participación de energía histerética promedio por columna de todas las agrupaciones de los nueve modelos numéricos en cada nivel de desempeño. Los modelos numéricos con ochava tuvieron mayor demanda de energía en el grupo 2, indicando que ausencia del grupo 1 lo absorbe en parte el grupo 2.

La participación en la energía histerética del grupo 1 en el estado límite de colapso fue de más del doble en comparación del grupo 6, mismo caso del grupo 2 cuando hay ochava.

La participación en la energía histerética en general de los grupos fue menor en los modelos numéricos rectangulares.

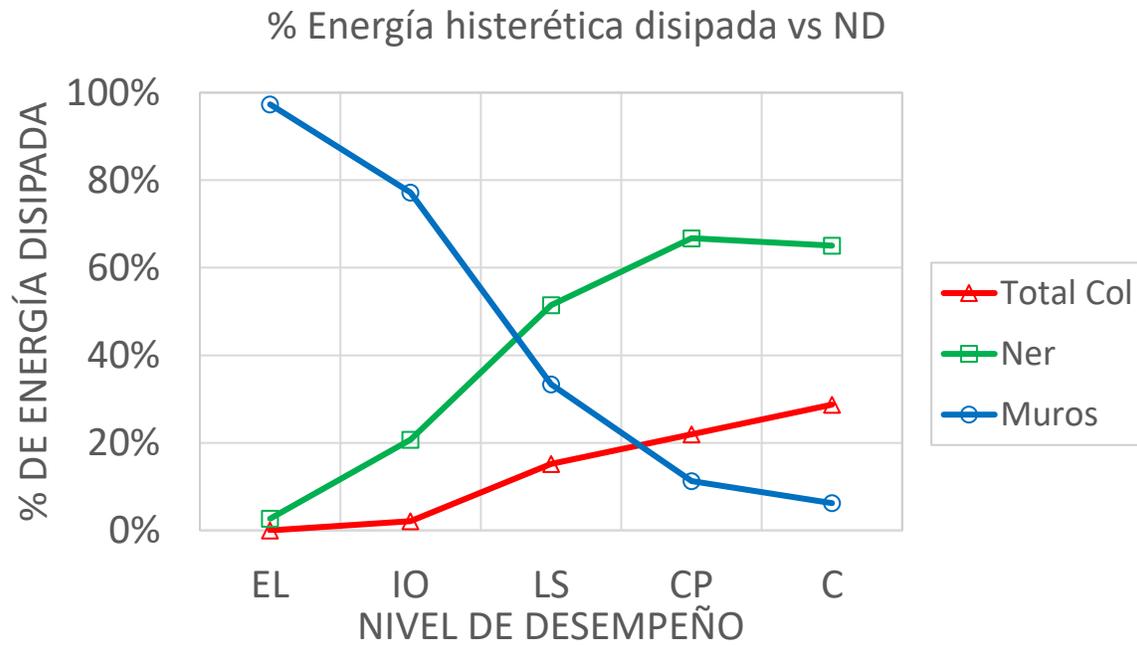


(a)

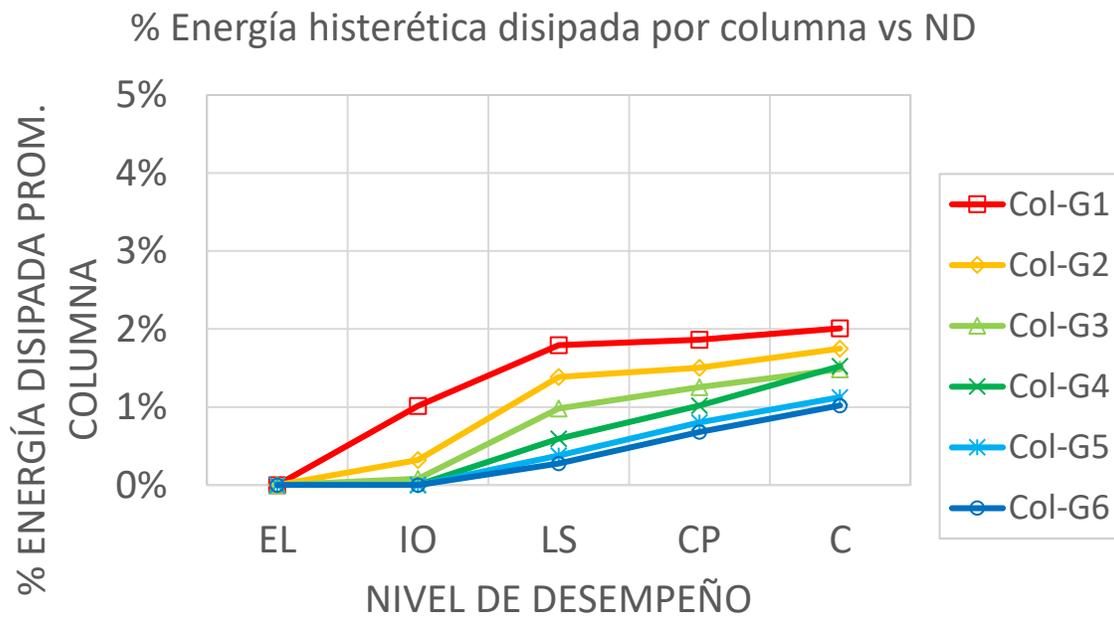


(b)

Figura 214 Niveles de desempeño del edificio rectangular de cuatro niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.

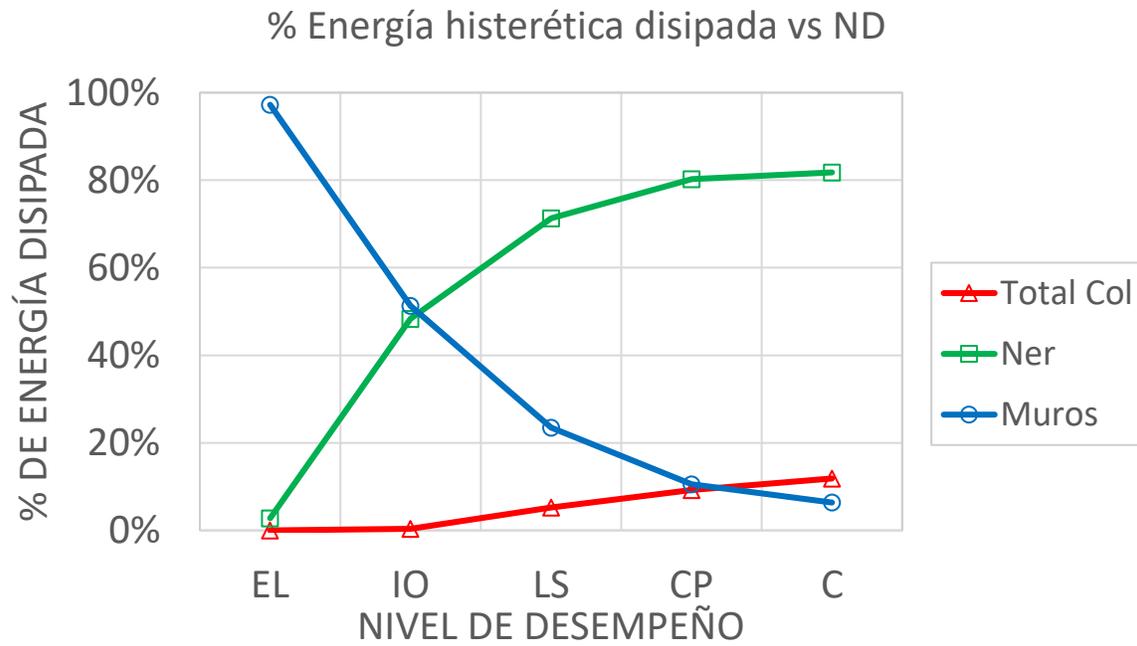


(a)

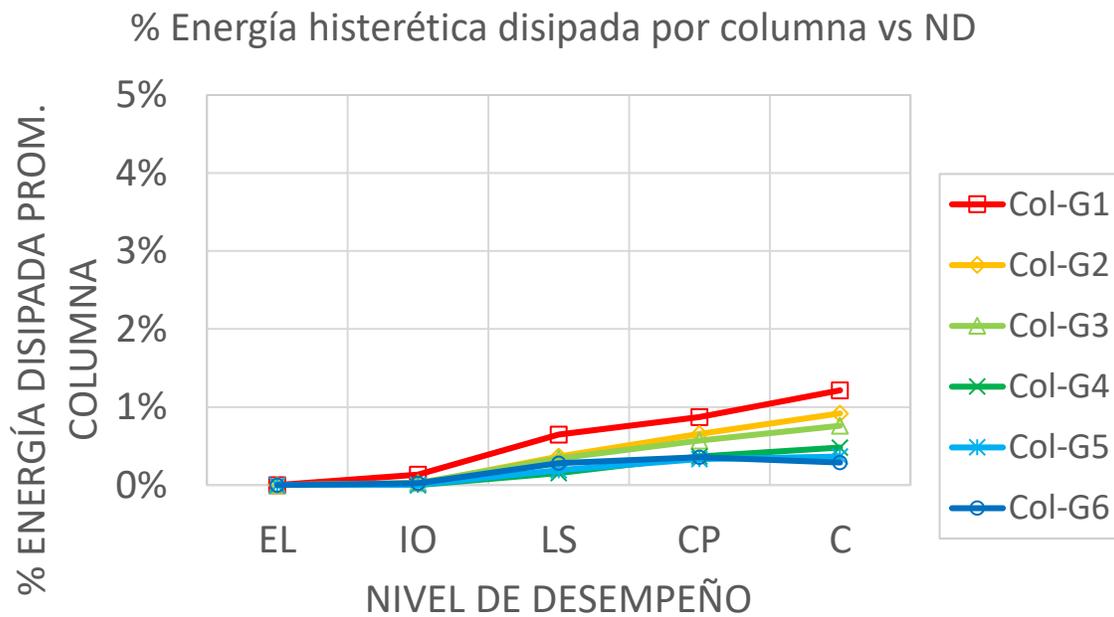


(b)

Figura 215 Niveles de desempeño del edificio rectangular de seis niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.



(a)



(b)

Figura 216 Niveles de desempeño del edificio rectangular de ocho niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.

Tabla 77 Participación de las columnas, nervaduras y muros de mampostería en la disipación de energía de los nueve modelos numéricos para cada nivel de desempeño

Columnas									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	16.93%	1.43%	20.08%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
IO	13.47%	9.85%	10.86%	2.09%	4.06%	1.45%	0.33%	0.28%	0.43%
LS	33.32%	31.49%	28.89%	15.20%	16.84%	15.07%	5.24%	5.39%	5.51%
CP	41.04%	44.23%	47.04%	21.96%	21.85%	23.50%	9.23%	9.44%	9.42%
C	65.49%	63.16%	63.75%	28.73%	28.62%	29.04%	11.86%	14.03%	12.11%
Promedio	34.05%	30.03%	34.12%	13.60%	14.28%	13.81%	5.33%	5.83%	5.49%
Nervaduras									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	0.05%	0.00%	0.00%	2.68%	4.59%	2.32%	2.78%	2.16%	2.63%
IO	2.18%	2.06%	2.28%	20.71%	43.71%	20.80%	48.33%	56.00%	48.25%
LS	10.01%	8.97%	9.65%	51.42%	57.18%	49.12%	71.31%	76.08%	70.31%
CP	17.23%	25.03%	19.30%	66.75%	69.58%	65.08%	80.24%	82.55%	79.47%
C	23.63%	27.91%	24.14%	65.05%	66.60%	64.76%	81.78%	81.28%	81.12%
Promedio	10.62%	12.80%	11.07%	41.32%	48.33%	40.41%	56.89%	59.62%	56.36%
Muros									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	83.01%	98.57%	79.92%	97.32%	95.41%	97.68%	97.22%	97.84%	97.37%
IO	84.35%	88.09%	86.86%	77.21%	52.23%	77.75%	51.33%	43.72%	51.32%
LS	56.67%	59.54%	61.46%	33.37%	25.98%	35.81%	23.45%	18.52%	24.18%
CP	41.74%	30.73%	33.66%	11.29%	8.57%	11.42%	10.53%	8.01%	11.11%
C	10.88%	8.93%	12.11%	6.22%	4.78%	6.21%	6.36%	4.69%	6.77%
Promedio	55.33%	57.17%	54.80%	45.08%	37.39%	45.77%	37.78%	34.56%	38.15%

Tabla 78 Participación de la agrupación de columnas dividida entre el número de columnas en la disipación energética de los nueve modelos numéricos para cada nivel de desempeño

G1 promediada por columna									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	16.80%	1.42%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
IO	6.05%	3.90%	0.00%	1.01%	0.97%	0.00%	0.14%	0.12%	0.00%
LS	6.01%	4.67%	0.00%	1.79%	1.85%	0.00%	0.65%	0.62%	0.00%
CP	3.66%	3.91%	0.00%	1.86%	1.82%	0.00%	0.87%	0.85%	0.00%
C	4.58%	4.80%	0.00%	2.01%	2.02%	0.00%	1.21%	1.24%	0.00%
Promedio	7.42%	3.74%	0.00%	1.34%	1.33%	0.00%	0.57%	0.57%	0.00%
G2 promediada por columna									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	0.04%	0.00%	10.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
IO	2.22%	1.53%	3.52%	0.32%	0.45%	0.52%	0.02%	0.01%	0.08%
LS	4.21%	3.39%	4.67%	1.39%	1.44%	1.65%	0.37%	0.35%	0.51%
CP	4.24%	3.51%	6.53%	1.50%	1.48%	1.80%	0.65%	0.64%	0.79%
C	4.73%	4.87%	5.19%	1.75%	1.77%	2.01%	0.92%	1.01%	1.05%
Promedio	3.09%	2.66%	5.98%	0.99%	1.03%	1.19%	0.39%	0.40%	0.49%
G3 promediada por columna									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
IO	0.53%	0.48%	0.65%	0.08%	0.26%	0.08%	0.03%	0.02%	0.05%
LS	2.25%	2.14%	2.30%	0.98%	1.07%	1.09%	0.34%	0.35%	0.40%
CP	2.63%	2.72%	3.49%	1.25%	1.27%	1.43%	0.57%	0.58%	0.63%
C	3.57%	3.58%	3.86%	1.48%	1.53%	1.61%	0.76%	0.85%	0.84%
Promedio	1.80%	1.78%	2.06%	0.76%	0.83%	0.84%	0.34%	0.36%	0.38%

G4 promediada por columna									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
IO	0.01%	0.02%	0.05%	0.00%	0.07%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
LS	0.78%	1.03%	0.77%	0.60%	0.74%	0.66%	0.15%	0.17%	0.18%
CP	1.73%	2.01%	1.91%	1.02%	1.08%	1.20%	0.36%	0.40%	0.41%
C	3.42%	3.60%	3.54%	1.52%	1.63%	1.66%	0.48%	0.68%	0.56%
Promedio	1.19%	1.33%	1.26%	0.63%	0.70%	0.71%	0.20%	0.25%	0.23%

G5 promediada por columna									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
IO	0.04%	0.08%	0.04%	0.00%	0.10%	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%
LS	0.50%	0.75%	0.57%	0.38%	0.53%	0.40%	0.19%	0.26%	0.22%
CP	0.97%	1.66%	0.93%	0.80%	0.90%	0.94%	0.33%	0.41%	0.37%
C	2.17%	2.12%	2.22%	1.13%	1.22%	1.18%	0.36%	0.53%	0.42%
Promedio	0.74%	0.92%	0.75%	0.46%	0.55%	0.51%	0.18%	0.24%	0.20%

G6 promediada por columna									
ND	4N REC	4N ENT	4N OCH	6N REC	6N ENT	6N OCH	8N REC	8N ENT	8N OCH
EL	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
IO	0.07%	0.01%	0.06%	0.00%	0.06%	0.00%	0.02%	0.00%	0.02%
LS	0.44%	0.48%	0.55%	0.28%	0.43%	0.31%	0.28%	0.17%	0.31%
CP	0.55%	1.38%	0.43%	0.68%	0.81%	0.82%	0.36%	0.31%	0.39%
C	2.18%	2.10%	1.73%	1.02%	1.19%	1.04%	0.29%	0.46%	0.34%
Promedio	0.65%	0.79%	0.55%	0.40%	0.50%	0.43%	0.19%	0.19%	0.21%

6.16. Centro de rigidez post-sismo de cada nivel de desempeño

El desplazamiento del centro de rigidez se explicó en el capítulo 6.12, donde se aplicaron las ecuaciones 102 y 103 para encontrar su ubicación en la historia del tiempo. Con este cálculo se obtienen los valores de las líneas azules de la figura 179. Acotando su ubicación dentro de la geometría del edificio se generan los valores de las líneas rojas, que posteriormente se utilizan para interpolar y obtener las líneas negras en coordenadas X y Y, estos valores se grafican en la figura 180.

Para comprender el resultado sin la interpolación, se grafican las coordenadas de las líneas rojas de la figura 179 en la figura 217. Por desplazarse tanto en la historia del tiempo, se colocó de distinto color su desplazamiento a cada 8.5 s hasta la finalización del registro. Se observa al desplazamiento después del segundo 25 concentrarse en forma de cruz en la parte central de la planta, mostrando que la excentricidad torsionante disminuye en al menos una dirección después de presentar daño.

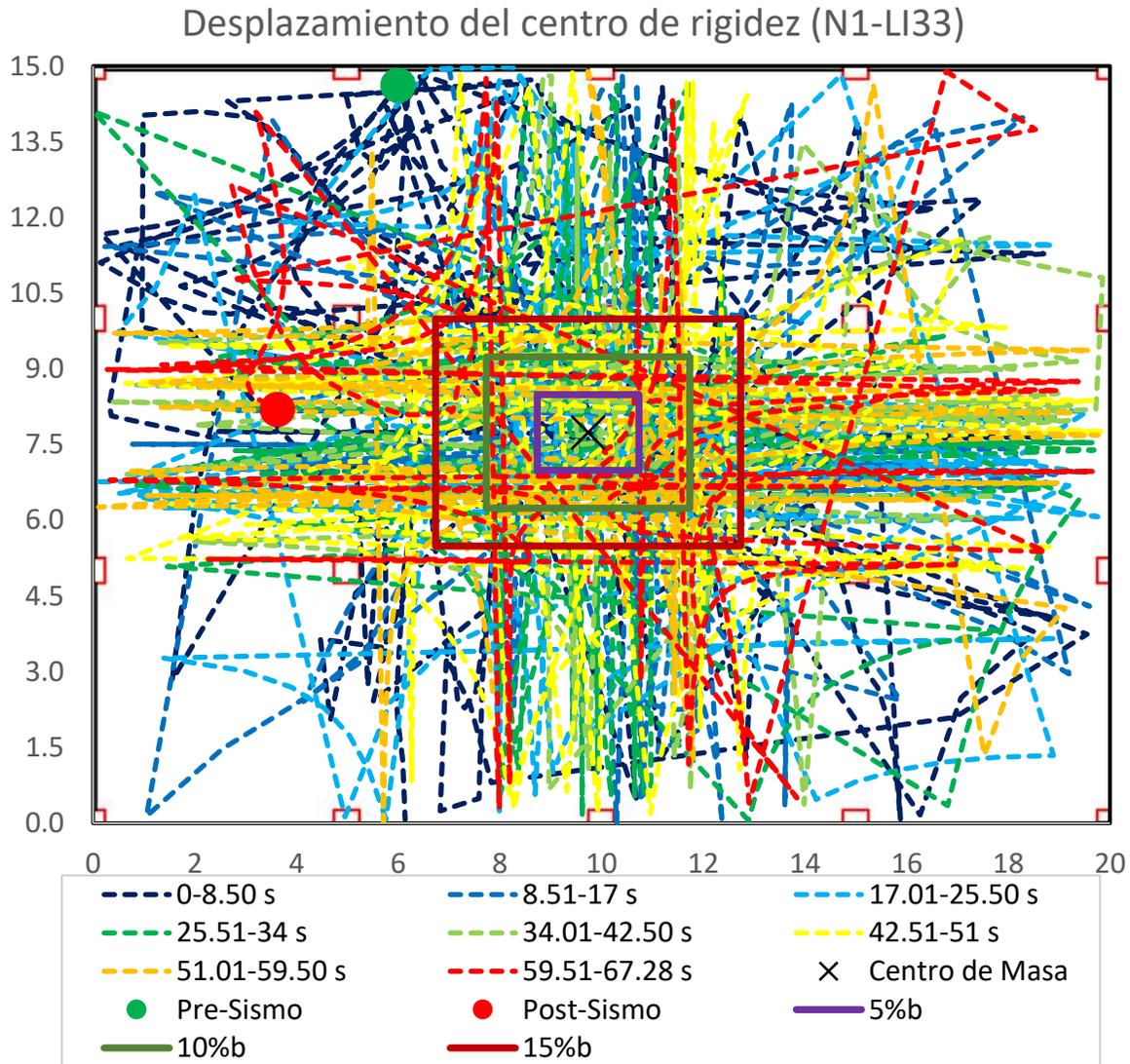


Figura 217 Vista en planta del desplazamiento del centro de rigidez con los valores de las líneas rojas sin interpolar de la figura 179 del modelo numérico rectangular de cuatro niveles en el nivel 1 con el registro LI33

El centro de rigidez se mueve por los cambios ocurridos en la rigidez lateral de los elementos estructurales conforme se dañan, provocando agrietamiento. Al agrietarse los muros y eventualmente alcanzar el colapso antes que las columnas y nervaduras, es de esperar que el centro de rigidez se acerque al centro de masa.

Al agrupar las excentricidades con su correspondiente nivel de desempeño obtenido con el índice de daño, se espera que su valor promedio sea mayor en los primeros niveles

de desempeño y dentro de dicho modelo, se espera que sea mayor en los niveles con las menores derivas de entrepiso.

Para comprobar que los resultados de la excentricidad torsional fueran correctos, se utilizaron los resultados del registro DR16 del modelo numérico rectangular de ocho niveles por tener un nivel de desempeño elástico.

La tabla 79 muestra los resultados de la energía histerética disipada de las columnas, nervaduras y muros en cada nivel. En ningún nivel se presentó energía histerética de las columnas y nervaduras, mientras que los muros solo tuvieron ausencia de energía histerética en los niveles 1, 7 y 8.

Tabla 79 Energía histerética de todos los nivel aplicando el registro DR16 en el modelo numérico rectangular de ocho niveles

Nivel	Energía histerética		
	Columnas kg*m	Nervaduras kg*m	Muros kg*m
8	0	0	0
7	0	0	0
6	0	0	1.40
5	0	0	287.66
4	0	0	362.42
3	0	0	422.67
2	0	0	413.67
1	0	0	0

Se esperaría que en los niveles 1, 7 y 8 la excentricidad torsional post-sismo fuera la misma, o muy similar, que la de pre-sismo en ambas direcciones. Sin embargo, las excentricidades post-sismo en esos niveles (figura 218) fueron muy distintas.

Las excentricidades post-sismo promedio del mismo modelo numérico en cada nivel de desempeño (figuras 219 a 223) fueron menores en la mayoría de los casos, sin embargo, no se identificó una clara evolución conforme el daño incrementa. Incluso los primero niveles de desempeño muestran poca excentricidad a pesar de su poco o nulo daño en algunos niveles.

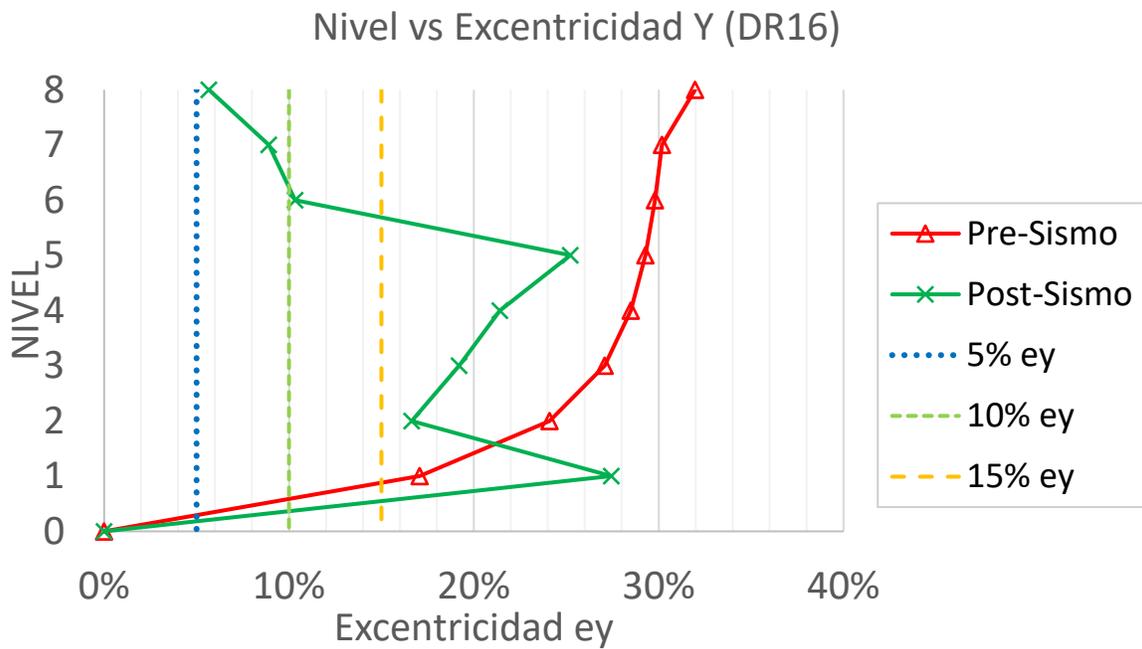
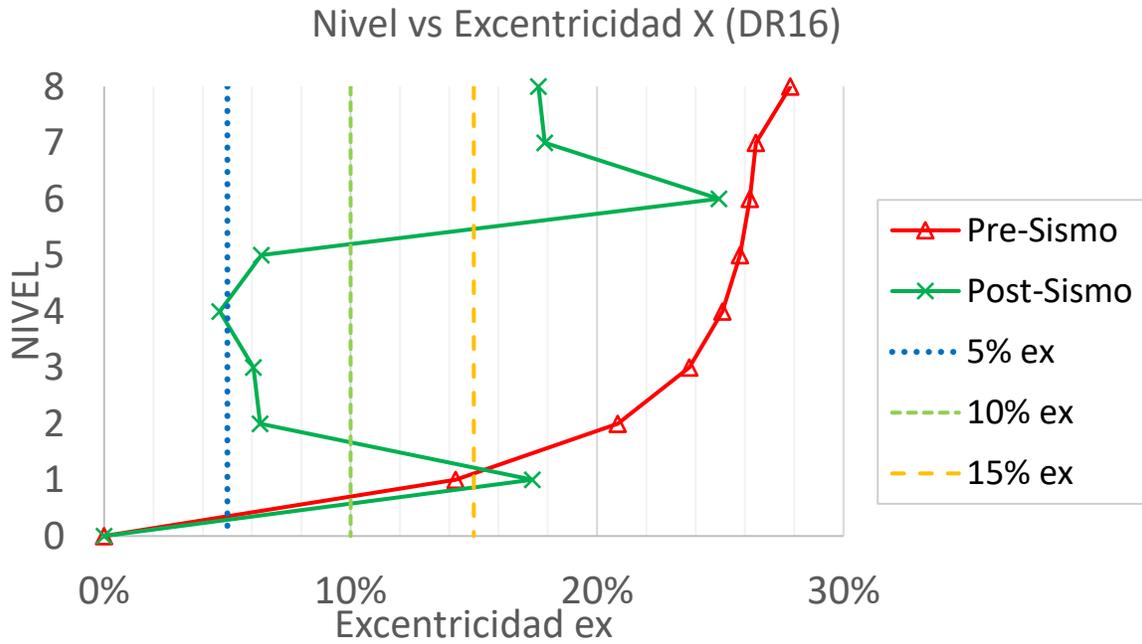


Figura 218 Excentricidad torsional relacionado con el %b en dirección X y Y aplicando el registro DR16 en el modelo numérico rectangular de ocho niveles

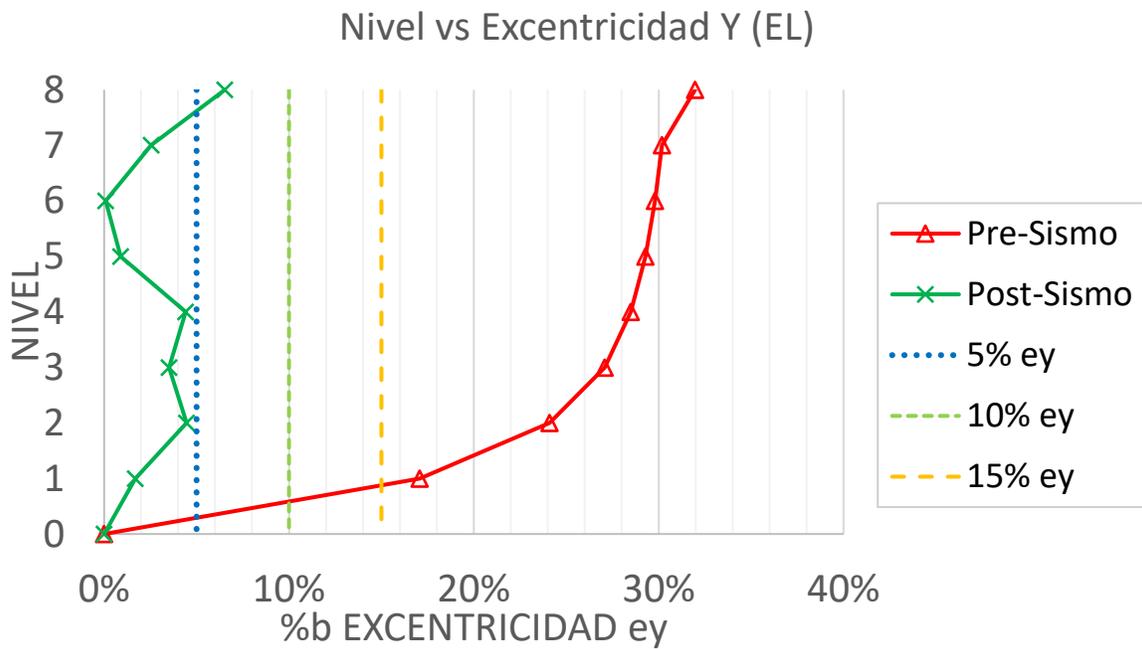
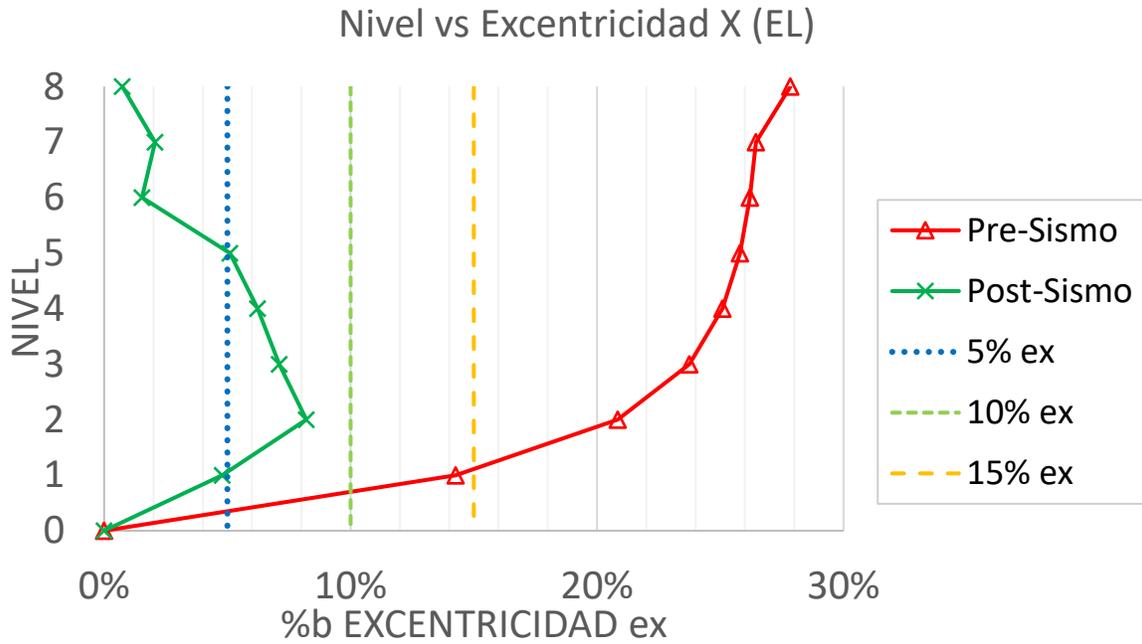


Figura 219 Excentricidad torsional relacionado con el %b con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

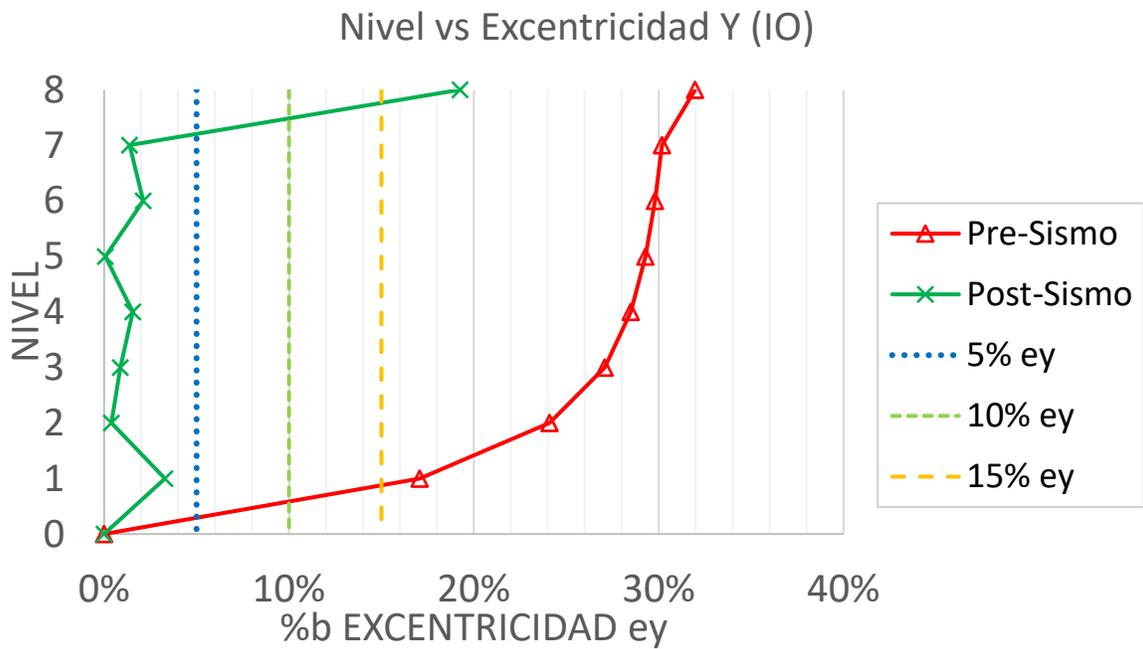
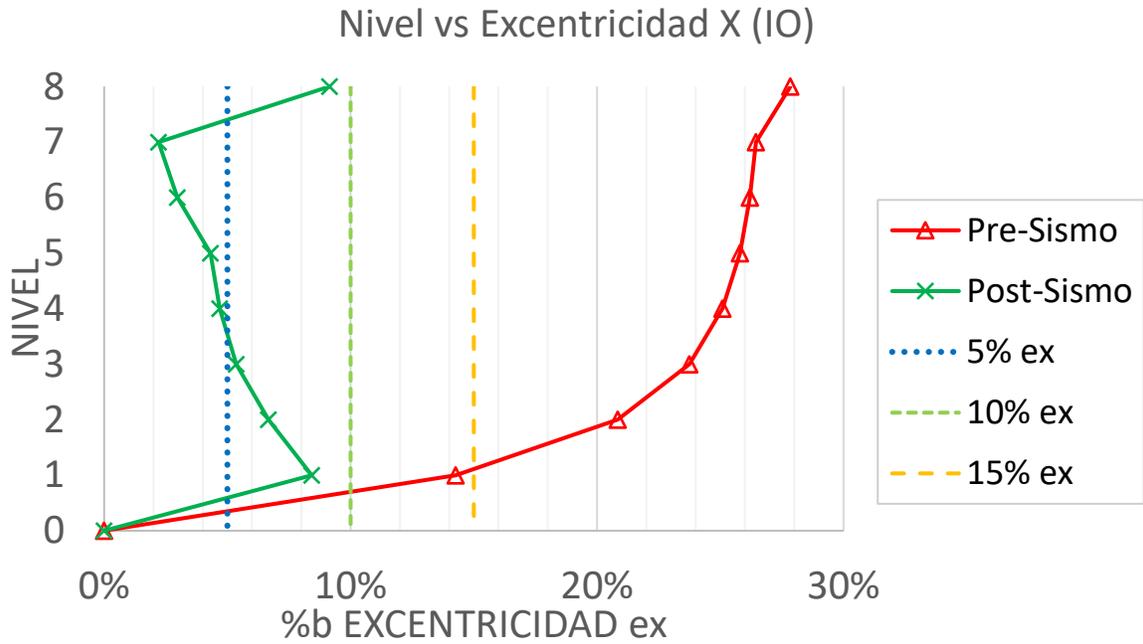


Figura 220 Excentricidad torsional relacionado con el %b con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

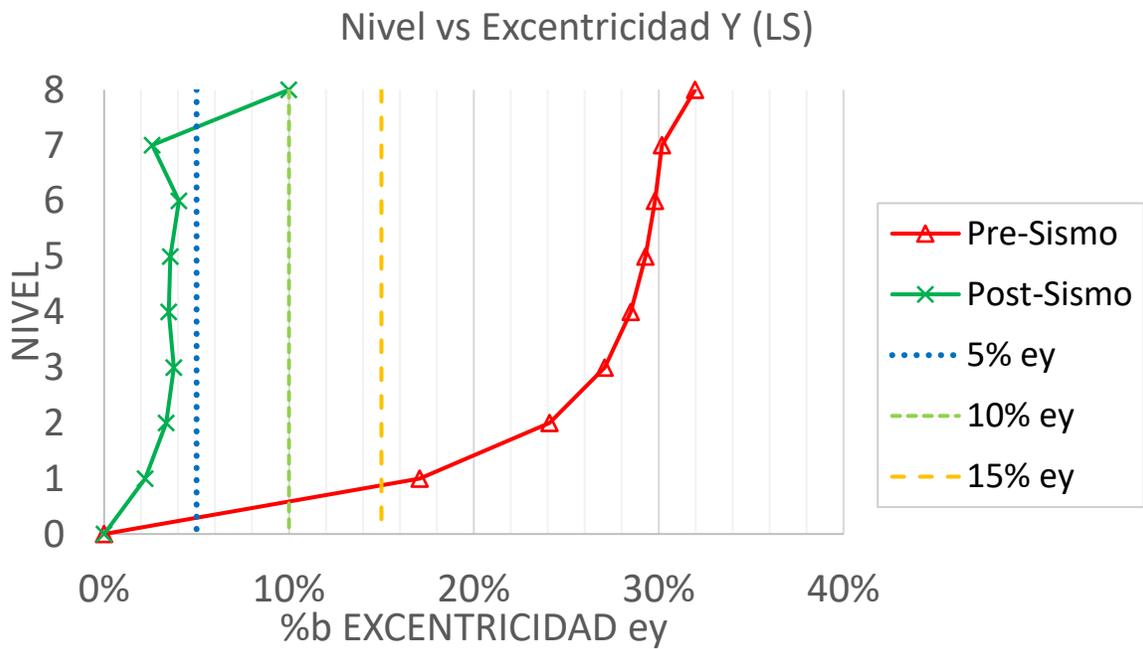
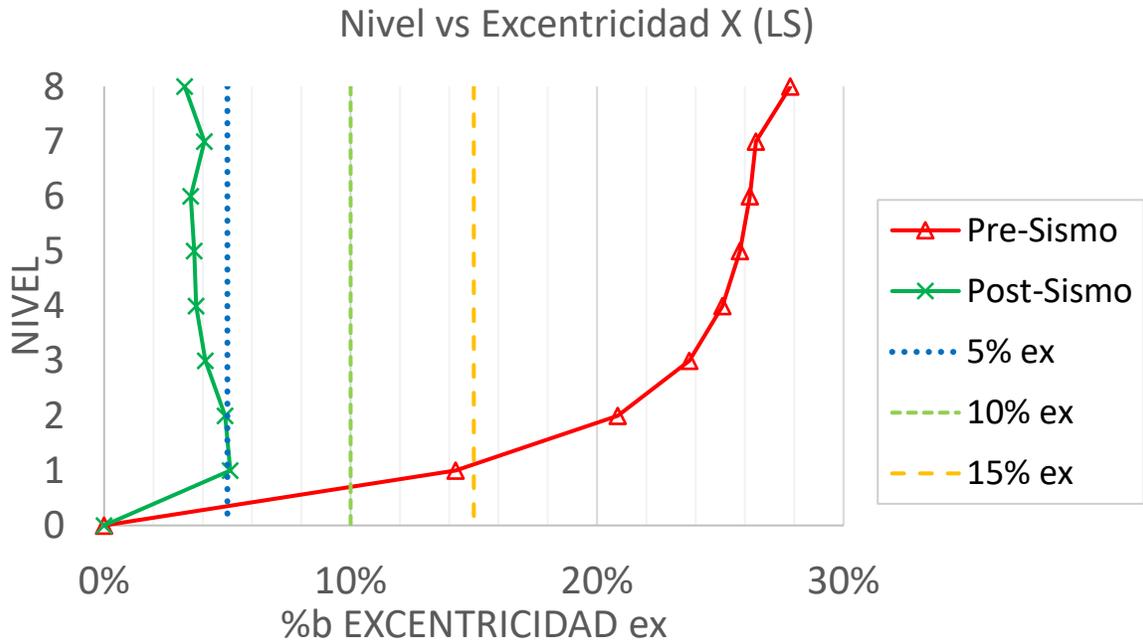


Figura 221 Excentricidad torsional relacionado con el %b con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

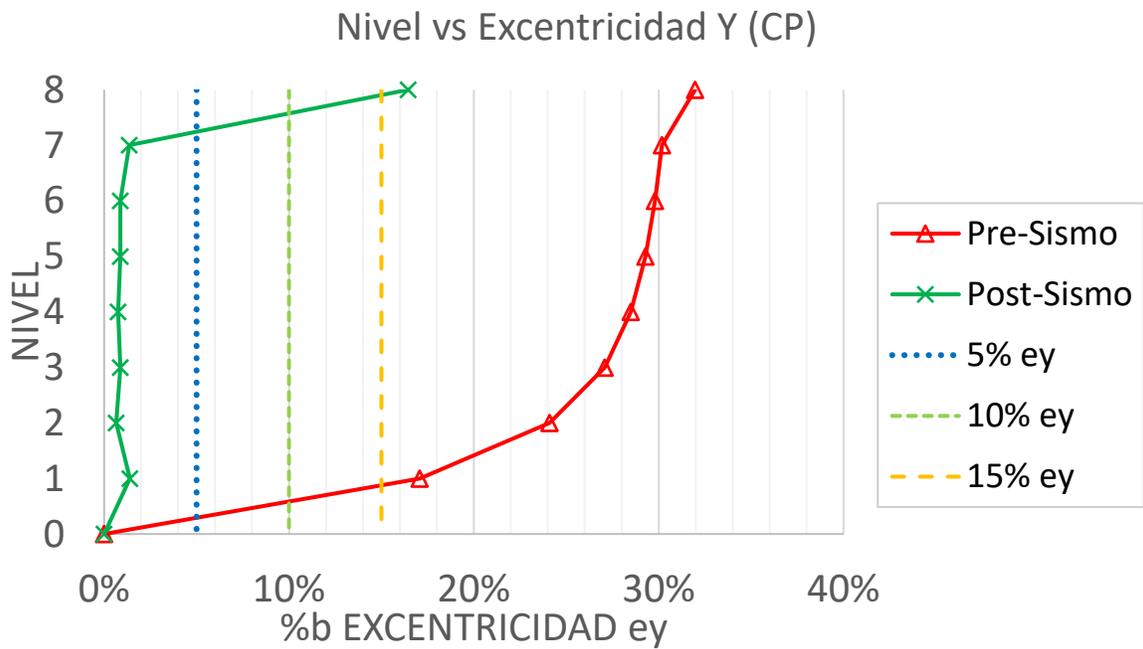
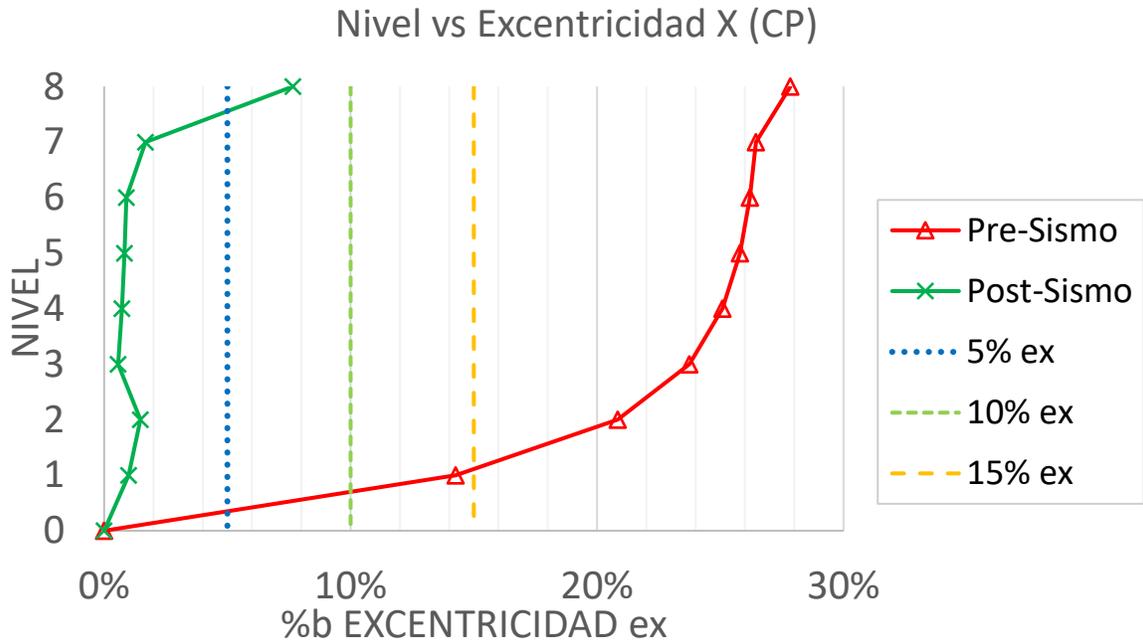


Figura 222 Excentricidad torsional relacionado con el %b con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

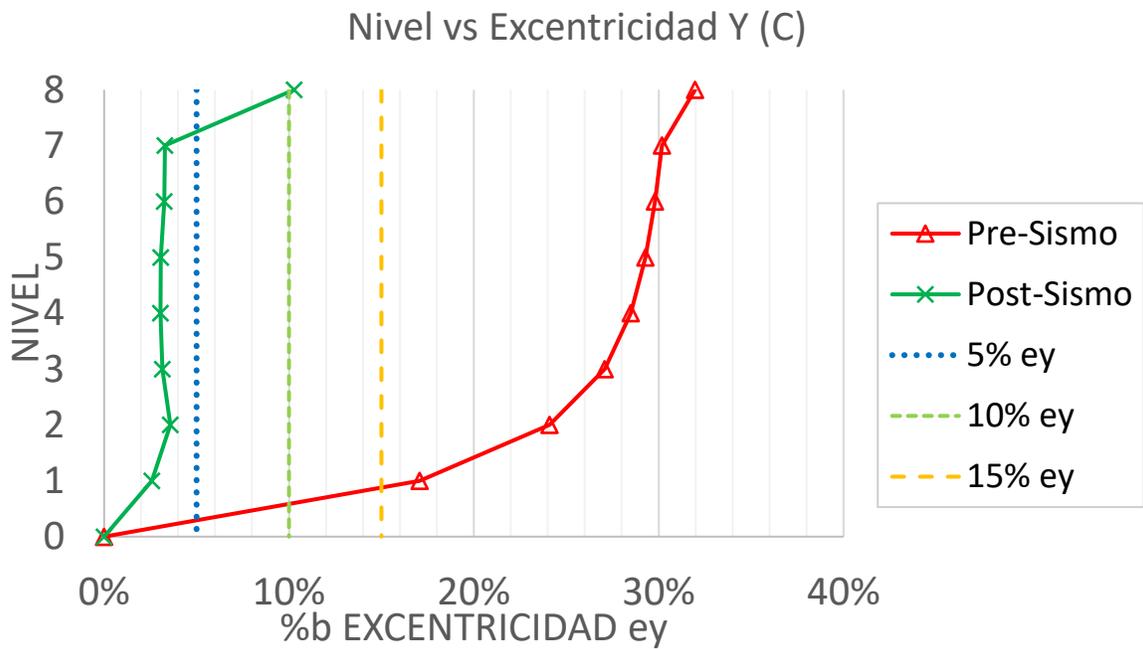
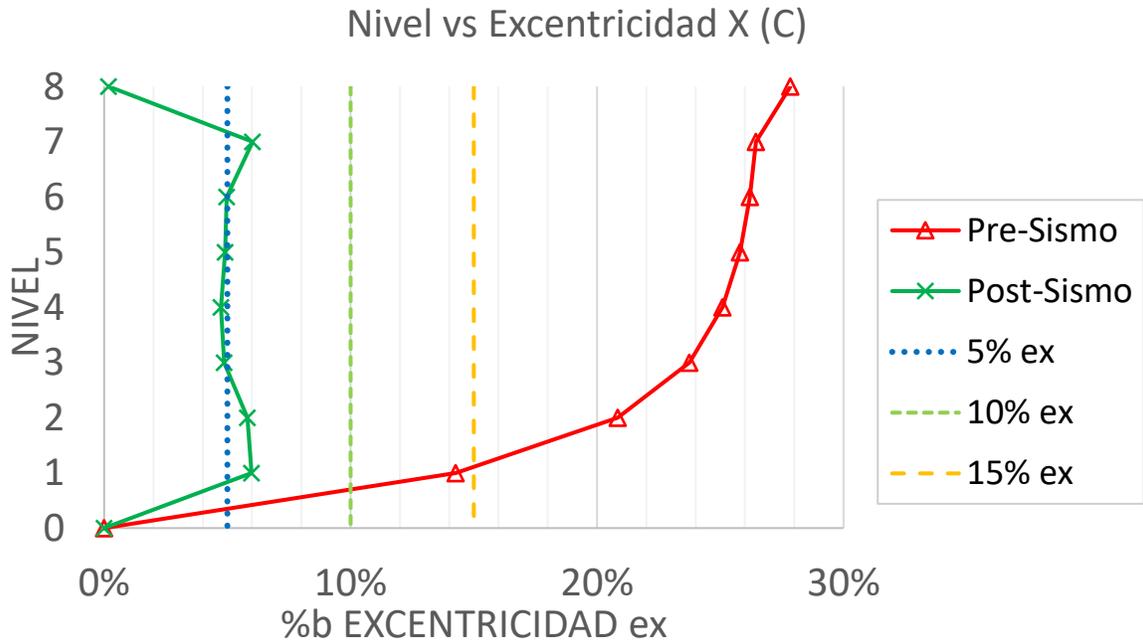


Figura 223 Excentricidad torsional relacionado con el %b con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico rectangular de ocho niveles

Los resultados de la energía histerética y del desplazamiento del centro de rigidez indican que los muros son los primeros elementos en fallar en los primeros niveles de desempeño general del edificio, mientras mayor sea el número de niveles del edificio, los muros fallarán para un menor nivel de desempeño. Esta falla provocaría que el centro de rigidez se acerque al centro de masa, disminuyendo su excentricidad.

Desafortunadamente, con el método utilizado en este trabajo no se logró relacionar adecuadamente el desplazamiento del centro de rigidez en los distintos niveles de desempeño. Esto puede deberse a que la sumatoria de momentos en la coordenada de origen (0,0), solo considera las fuerzas en una sola dirección, obteniendo la ecuación 99.

Al tratarse de un sismo con fuerzas y desplazamientos en ambas direcciones, la ecuación 99 debió quedar como la ecuación 105:

$$\sum_{i=1}^n Fx_i * y_{CR} - [(Fx_i * y_i) + (Fx_{i+1} * y_{i+1}) + (Fx_{i+2} * y_{i+2}) + \dots + (Fx_n * y_n)] + \quad (105)$$

$$+ [(Fy_i * x_i) + (Fy_{i+1} * x_{i+1}) + (Fy_{i+2} * x_{i+2}) + \dots + (Fy_n * x_n)] - \sum_{i=1}^n Fy_i * x_{CR} = 0$$

Simplificándola de la siguiente forma:

$$\left[\sum_{i=1}^n Fx_i * y_{CR} \right] + \left[\sum_{i=1}^n (Fy_i * x_i) \right] = \left[\sum_{i=1}^n (Fx_i * y_i) \right] + \left[\sum_{i=1}^n Fy_i * x_{CR} \right]$$

No obstante, la ecuación tiene dos incógnitas (x_{CR} y y_{CR}), por lo que se necesitaría otra ecuación para resolverlo.

CAPÍTULO 7
CONCLUSIONES

1. Durante el temblor del 19 de septiembre de 2017, las delegaciones más afectadas fueron Benito Juárez, Coyoacán y Cuauhtémoc. En las zonas sísmicas II, IIIa y IIIb se presentaron la mayoría de los colapsos y con alto riesgo de colapso, registrando aceleraciones máximas del suelo de hasta 225 gal y pseudoaceleraciones de 400 a 1500 gal entre los periodos de 0.7 y 2 s.
2. El 37.78% y 46.88% de los edificios entre 1 y 10 niveles con alto riesgo de colapso o colapsados estaban ubicados en la esquina de una manzana. Se seleccionaron los edificios con las características de interés para generar los modelos numéricos, observando la existencia de tres distribuciones de planta que se repetían (rectangular, con entrante y con ochava).
3. El reglamento de 1976 de la Ciudad de México tenía un espectro de diseño con intensidades muy por debajo de las registradas por el temblor. El diseño de los elementos de concreto es similar a las normas actuales pero con algunas deficiencias del armado de acero de refuerzo; no se disminuía la separación de los estribos en donde se generan las articulaciones de las nervaduras y vigas, se permitían estribos del #2 y #2.5 en las columnas y el porcentaje mínimo de acero longitudinal en columnas era pequeño (0.5%).
4. La esbeltez de las secciones transversales de las columnas (por el diseño indicado en el reglamento) y el sistema de losa plana generaba edificios con rigidez lateral baja y periodos de vibrar muy altos. Entre las distintas distribuciones de planta no se presentaron cambios considerables entre sus propiedades dinámicas.
5. El impacto de los muros de mampostería en la torsión es mayor en los edificios de pocos niveles y disminuye conforme el edificio aumenta de número de niveles. La rigidez lateral de las columnas aumenta cuando crece su sección transversal, mientras que la rigidez lateral de los muros se mantiene constante.
6. Las zonas II y IIIa presentaron los menores y mayores índices de daño, respectivamente. Se presentaron valores similares con los registros en dirección normal e invertidos, la orientación del edificio fue irrelevante. Los edificios de cuatro niveles obtuvieron los mayores valores e incluso varios registros no

concluyeron el análisis no lineal por problemas P-Δ. Los edificios de seis y ocho niveles presentaron menos colapsos y predominó el nivel de desempeño de prevención de colapso. Los resultados del índice de daño de los modelos numéricos concuerdan satisfactoriamente con los daños provocados por el temblor.

7. Las mayores derivas de entrepiso se presentaron en los nivel 1, 2 y 3 en los edificios de cuatro, seis y ocho niveles, respectivamente. La torsión generada por los muros provocó que las columnas no tuvieran los mismos desplazamientos X y Y, Las columnas de esquina sin muros presentaron los mayores desplazamientos en ambas direcciones (más daño), mientras que las columnas de la esquina contraria con muros presentaron los menores desplazamientos en ambas direcciones (menos daño). La diferencia de derivas puede provocar colapsos parciales en los edificios.
8. Las derivas en dirección paralela a la dimensión corta del edificio fueron las más críticas. El colapso se presentó con derivas de entrepiso superiores a 0.017 en la esquina crítica, demostrando la poca ductilidad que tiene por la concentración de daño y las deficiencias del reglamento con que se diseñó.
9. Los muros de mampostería aportaron mayor disipación de energía histerética en los primeros niveles de desempeño. Sin embargo, su aportación disminuyó conforme el edificio se acercó al colapso. Las columnas concentraron la energía histerética en los edificios de cuatro niveles en los últimos niveles de desempeño. La aportación de la energía histerética en las nervaduras y vigas fue mayor conforme aumentó el número de niveles, debido a que la losa plana conserva su espesor, mientras la sección transversal de las columnas aumenta.
10. Los resultados generales entre las distintas distribuciones de planta (rectangular, con entrante y con ochava) no tuvieron grandes diferencias.
11. Los edificios rectangulares tuvieron mucha diferencia las derivas de entrepiso entre las esquinas que más y menos se desplazan, aumentando las posibilidades de que se presente un colapso parcial. Estos edificios tuvieron sin embargo los

menores índices de daño y fueron los que presentaron menos colapsos por el temblor.

12. Los edificios con entrante tuvieron la menor diferencia en las derivas de entrepiso entre las esquinas que más y menos se desplazan y la menor excentricidad torsional pre-sismo. Sin embargo, fueron los edificios con mayores índices de daño y los que tuvieron más colapsos durante el evento sísmico. Esto sucede porque los elementos estructurales absorben la aportación de los muros y las columnas ausentes.

13. Los edificios con ochava presentaron un comportamiento cercano a los edificios rectangulares. Tuvieron menores derivas de entrepiso las esquinas que más se desplazan, debido a que las derivas máximas en ambas direcciones no ocurren en la misma esquina de la ochava. Fueron los edificios con mayor excentricidad torsional pre-sismo. La ausencia de las columnas en la esquina provocó que los elementos estructurales absorbieran su aportación, aumentando ligeramente el índice de daño y conduciendo a los edificios al estado límite de alto riesgo de colapso.

ANEXO A
ÍNDICES DE DAÑO

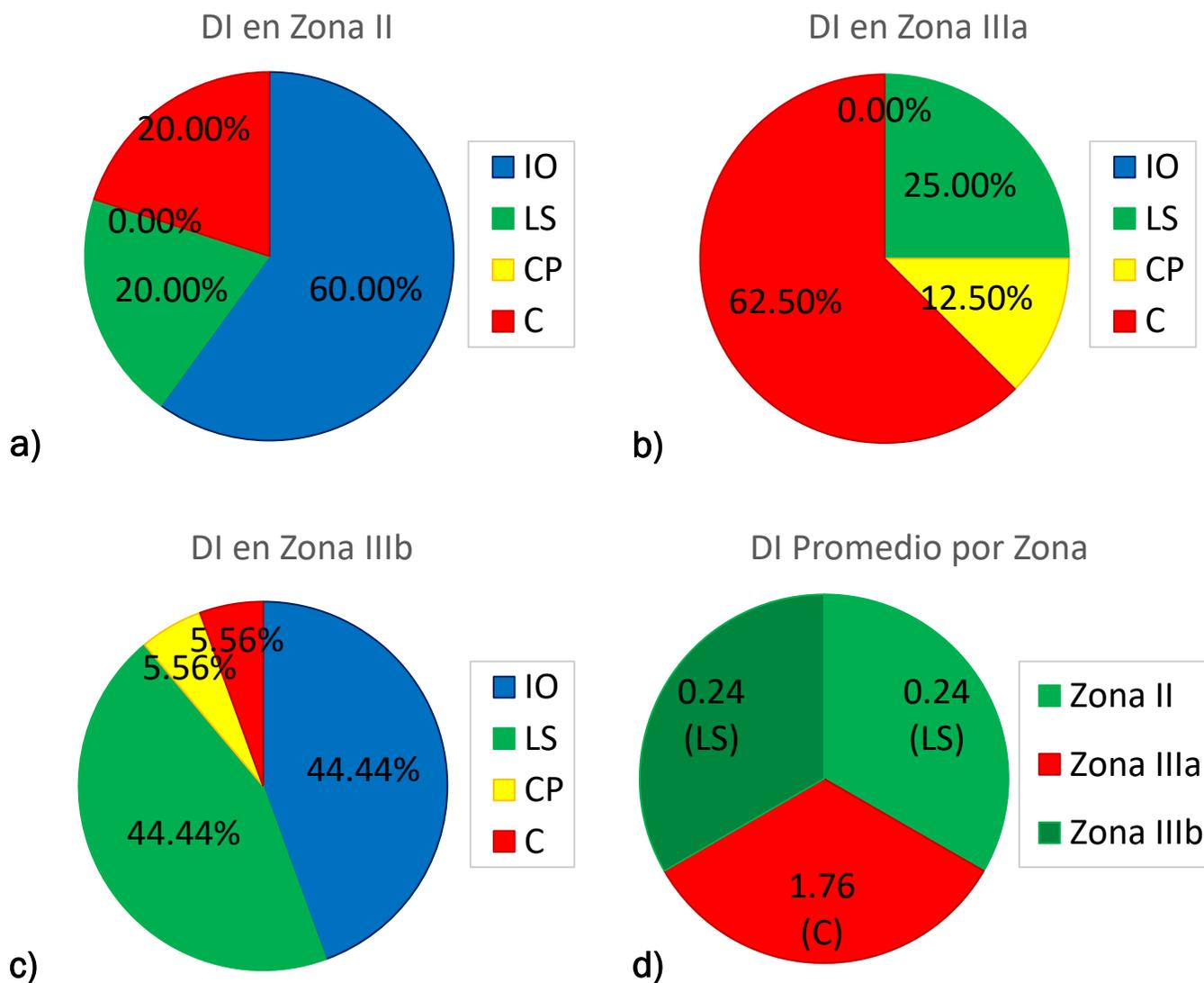


Figura 224 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico con entrante de cuatro niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

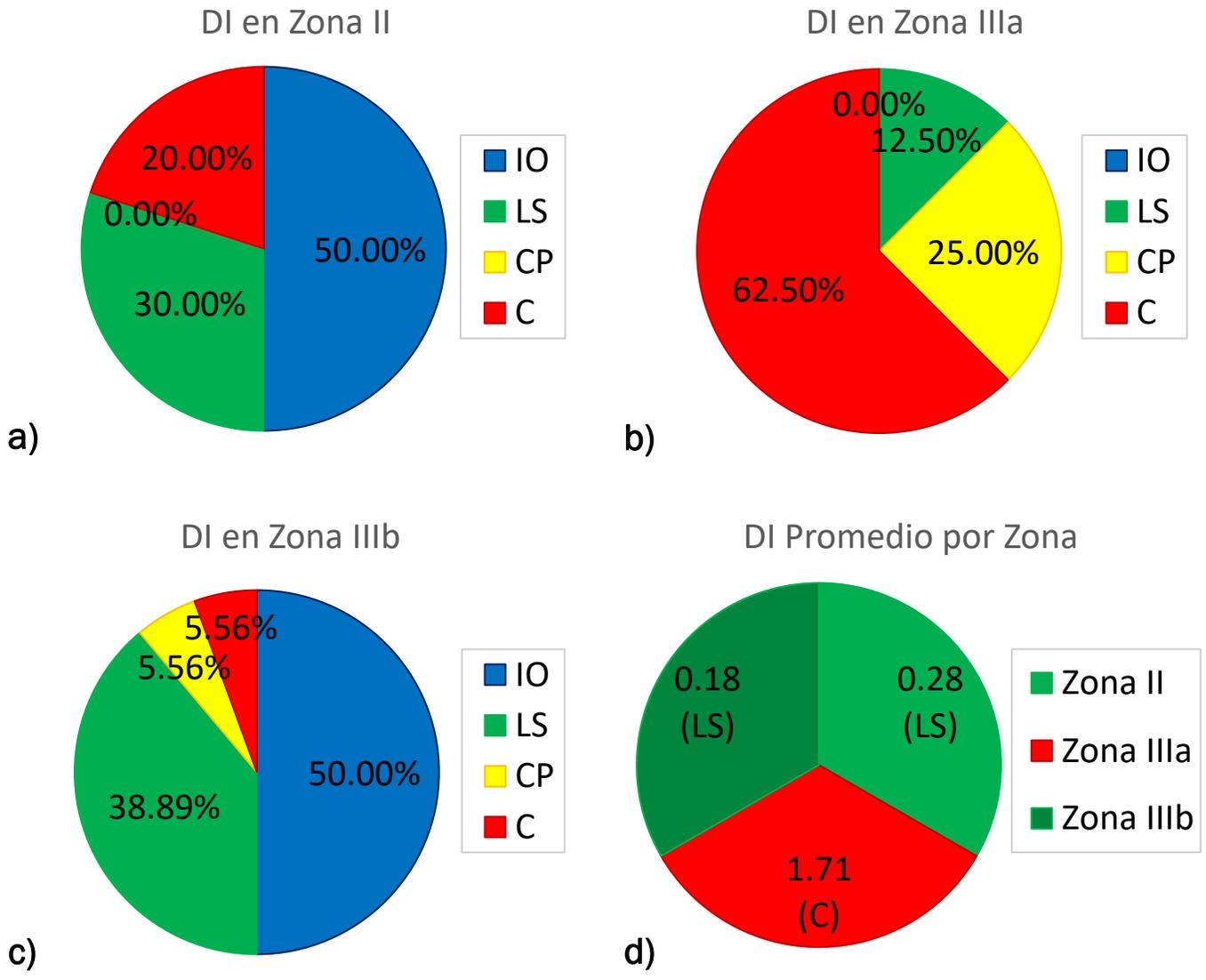


Figura 225 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico con ochava de cuatro niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

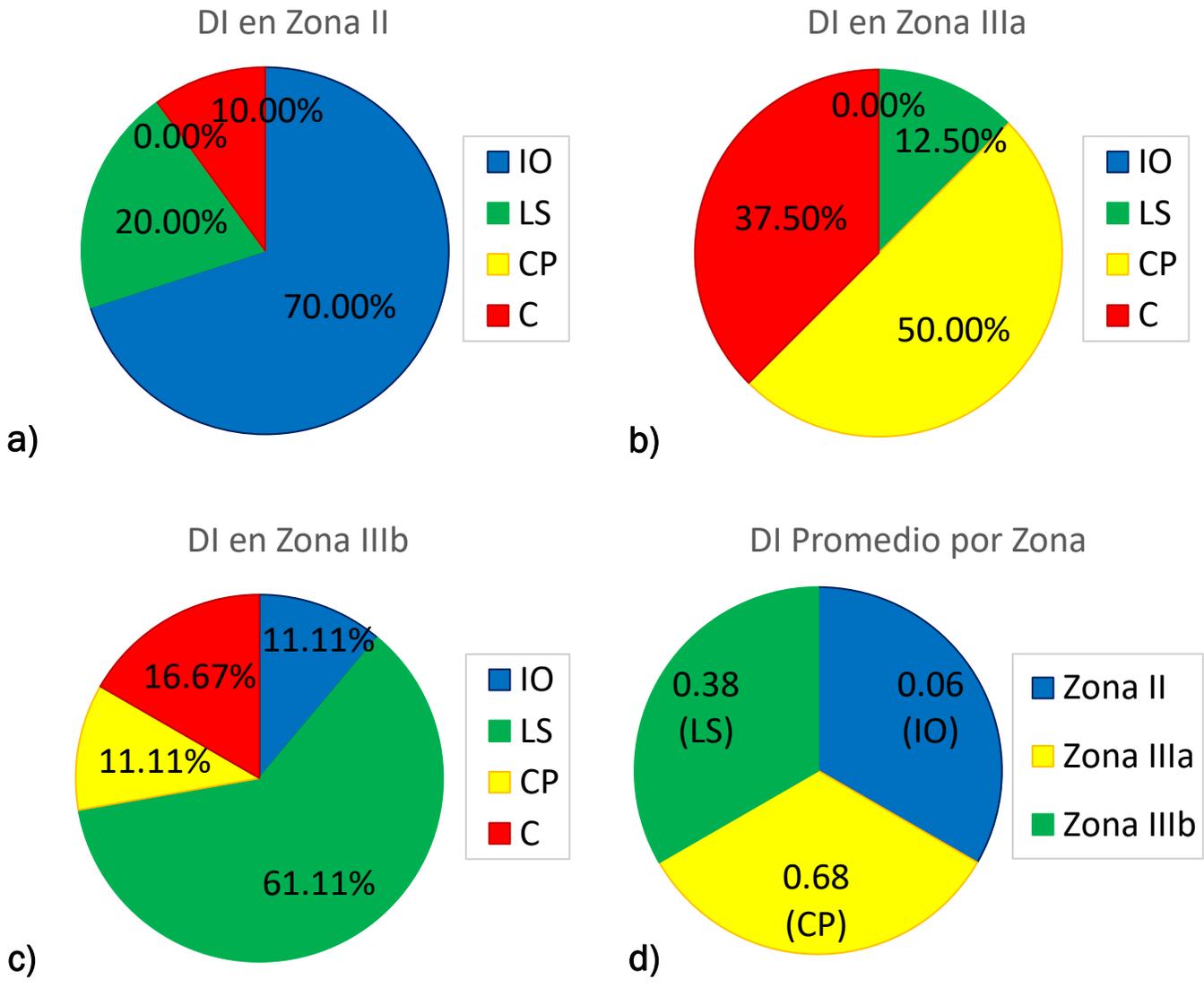


Figura 226 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico con entrante de seis niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

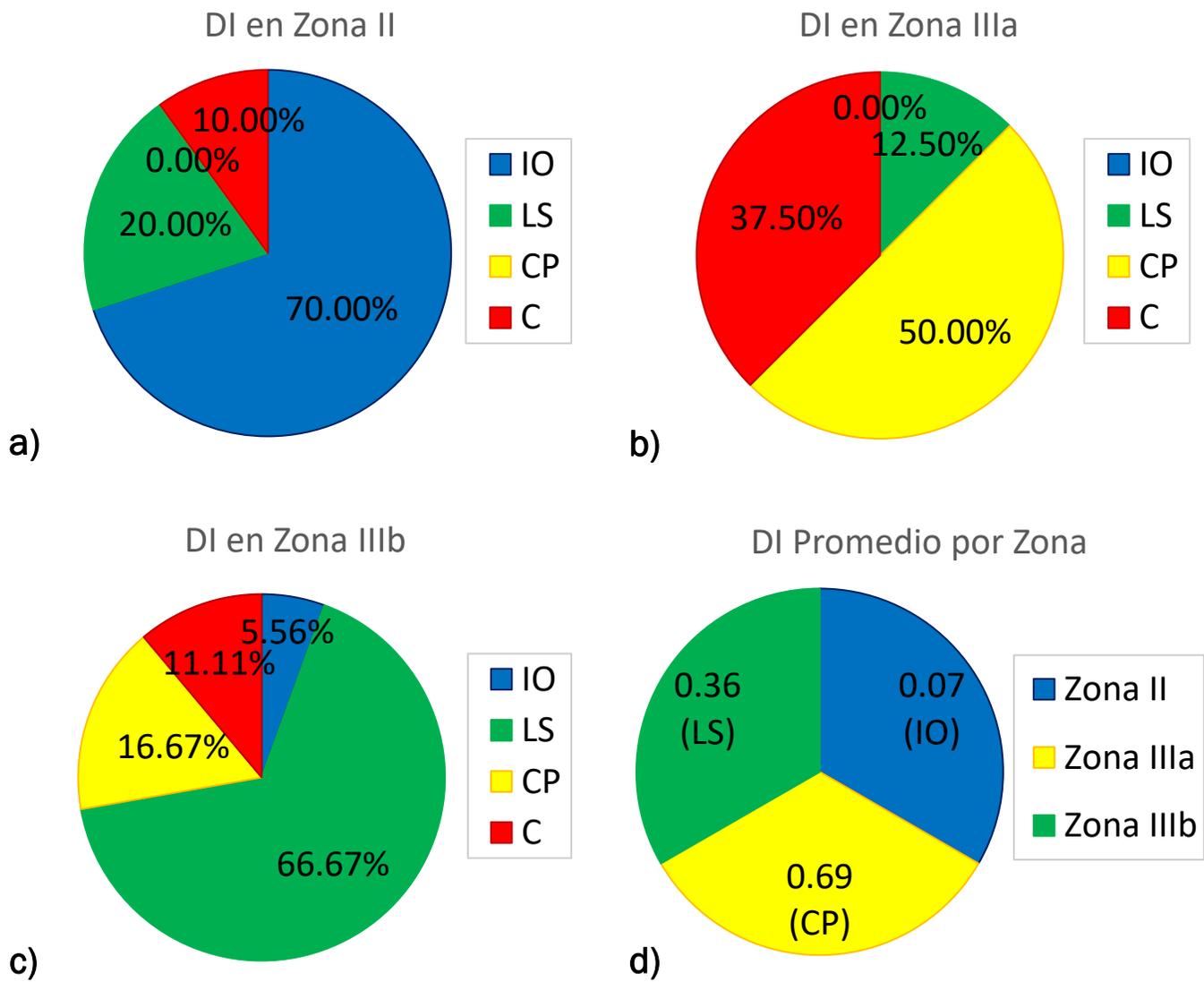


Figura 227 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico con ochava de seis niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

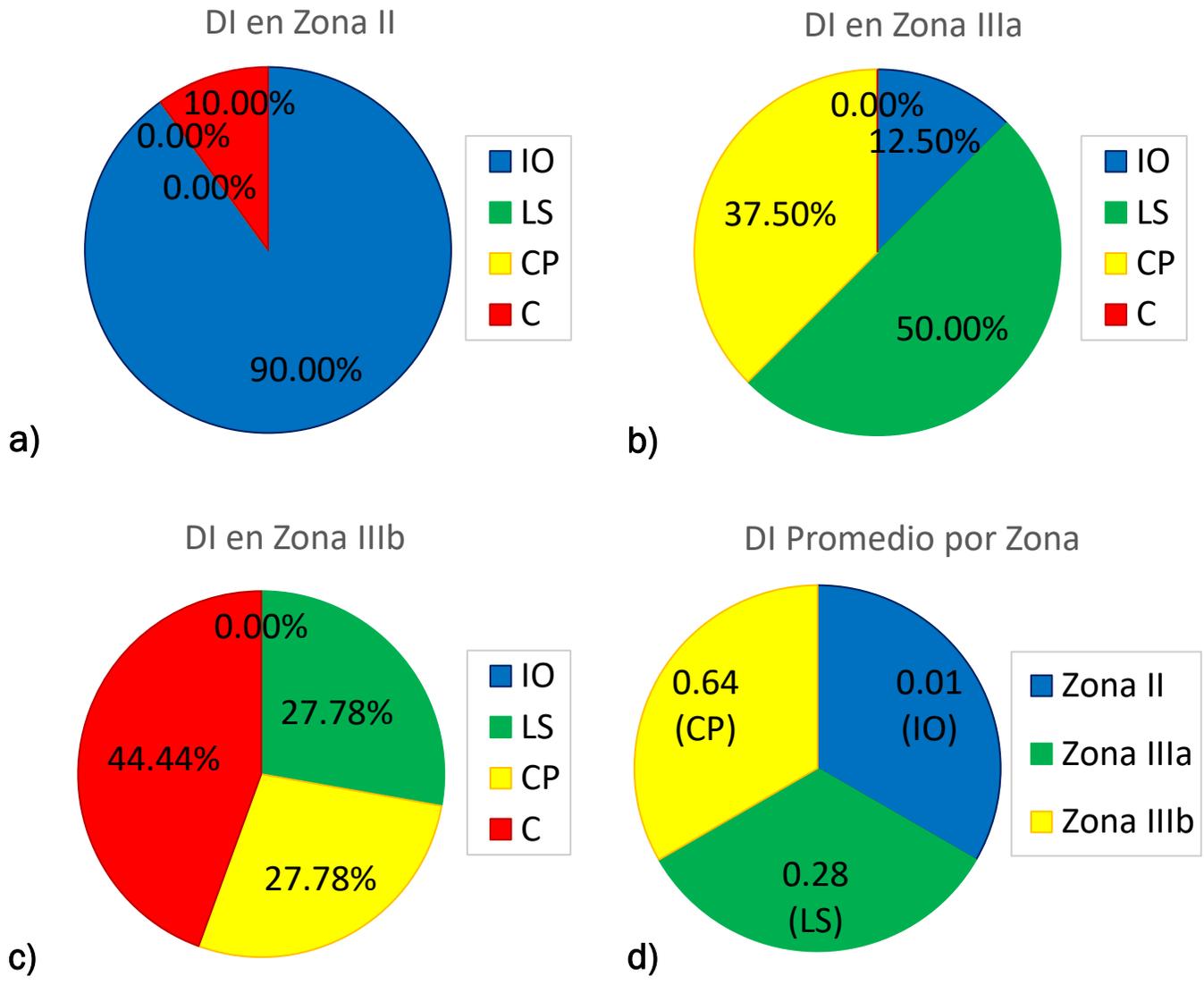


Figura 228 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico con entrante de ocho niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

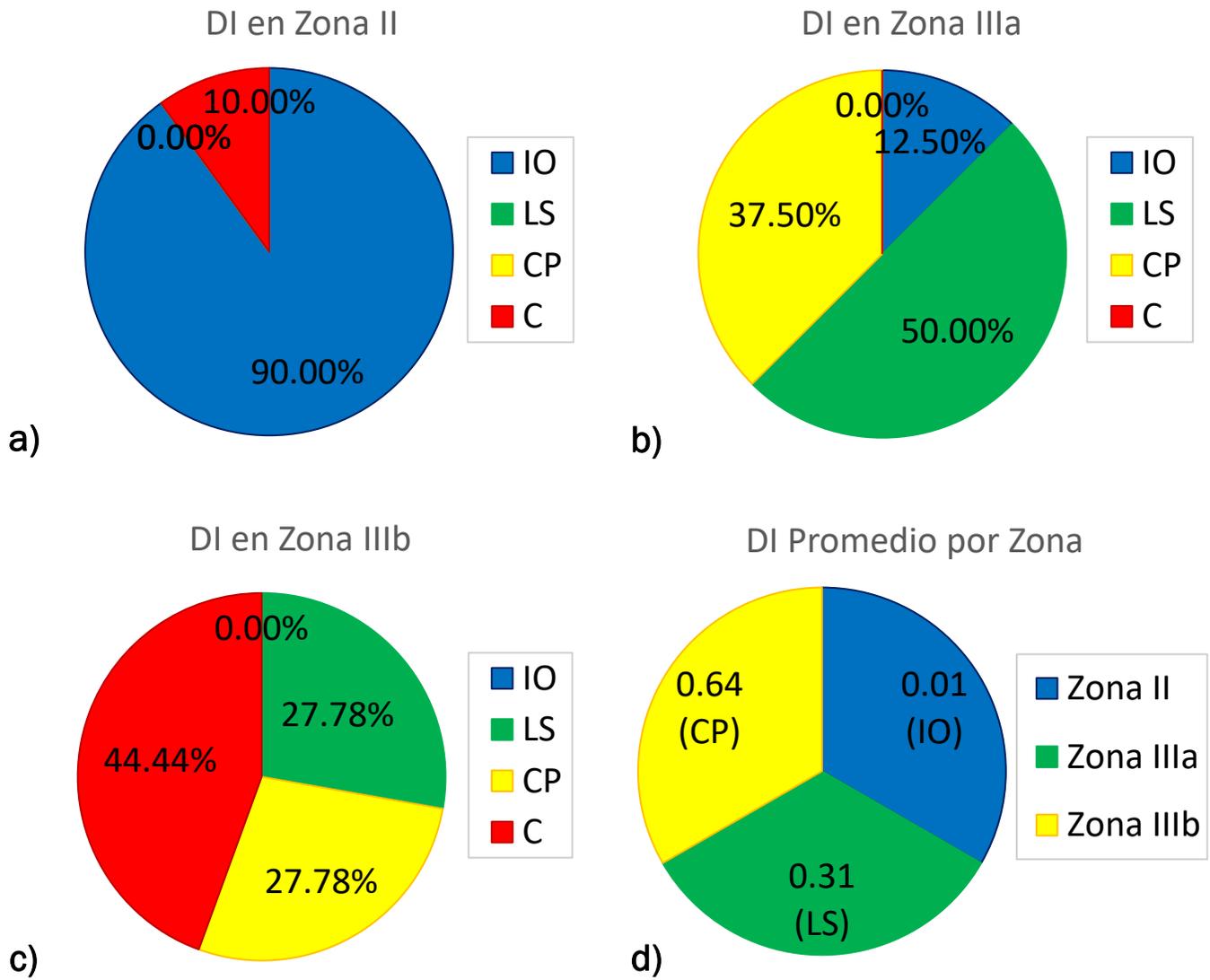


Figura 229 Índice de daño de la media cuadrática (dirección X y Y) del modelo numérico con ochava de ocho niveles: a) zonas II, b) IIIa, c) IIIb y d) Promedio del DI por zona

ANEXO B

DERIVA DE ENTREPISO DE CADA NIVEL DE DESEMPEÑO

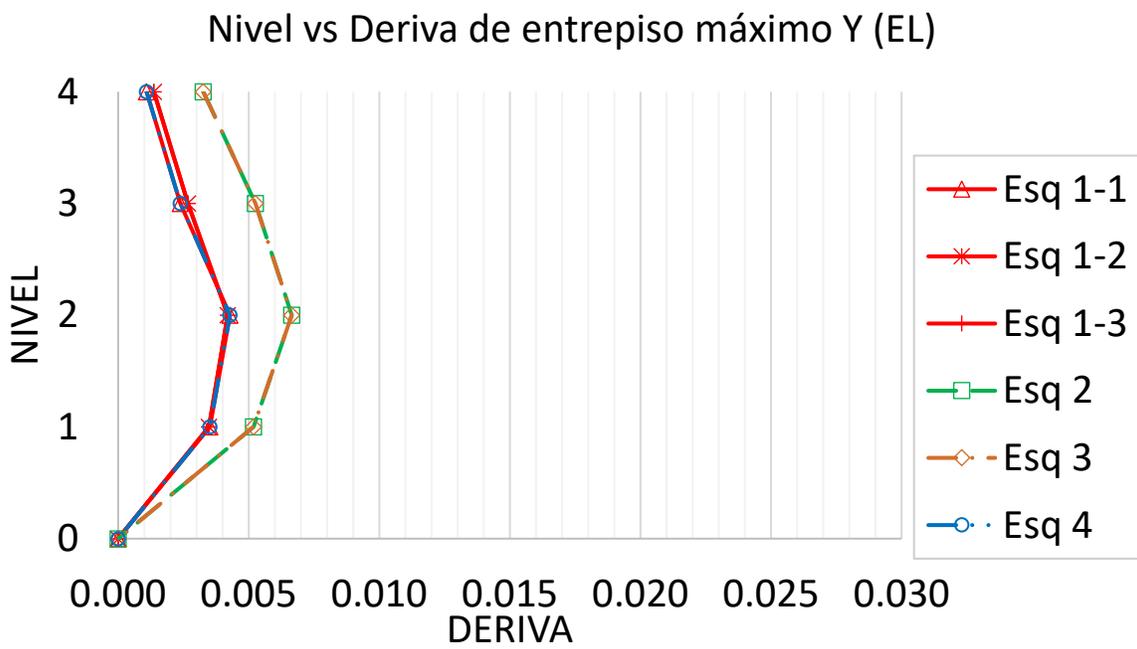
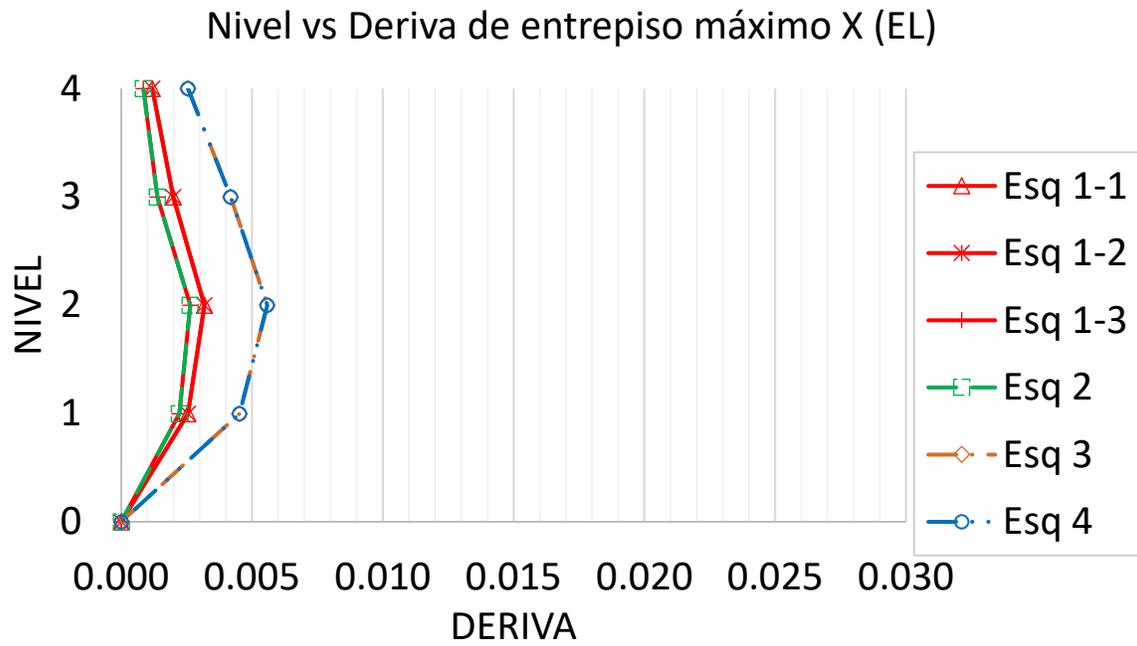


Figura 230 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de cuatro niveles

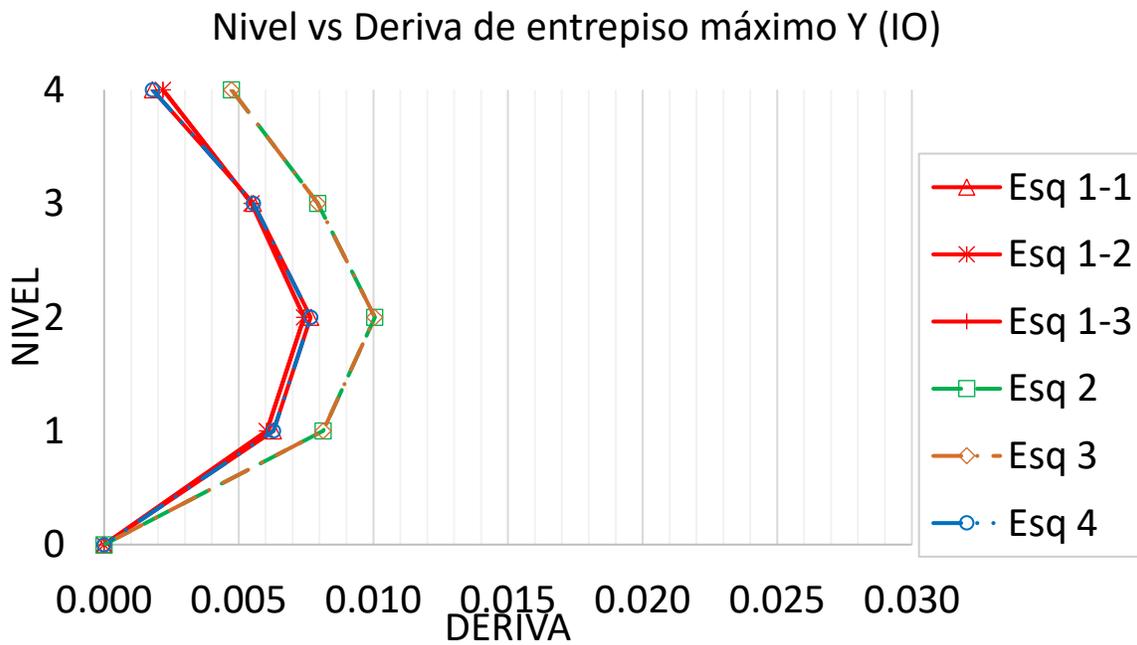
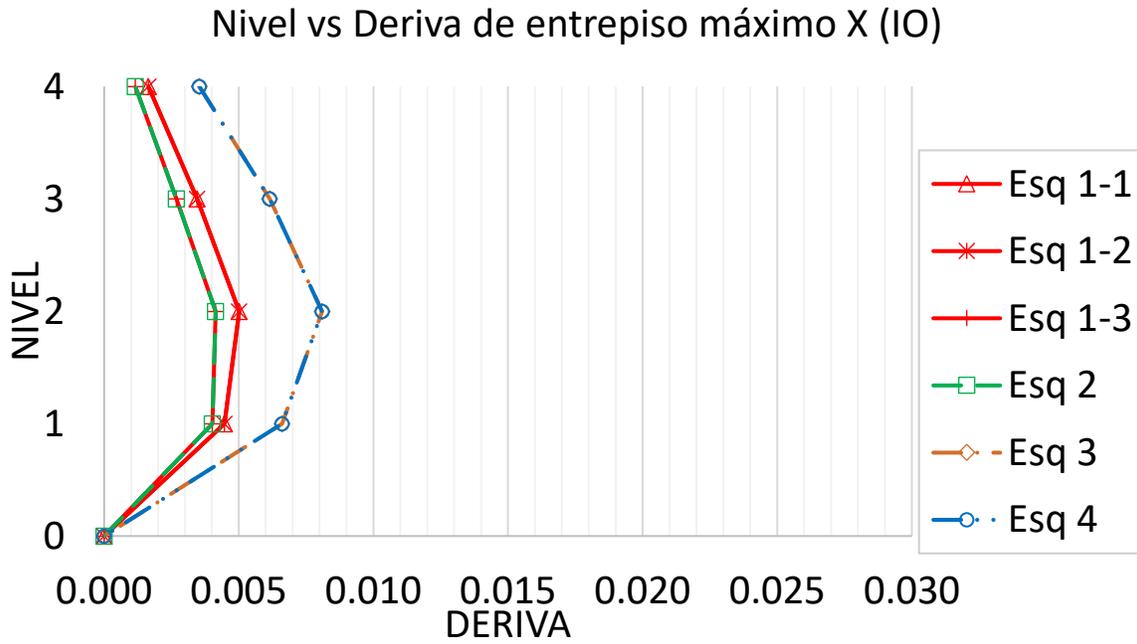


Figura 231 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de cuatro niveles

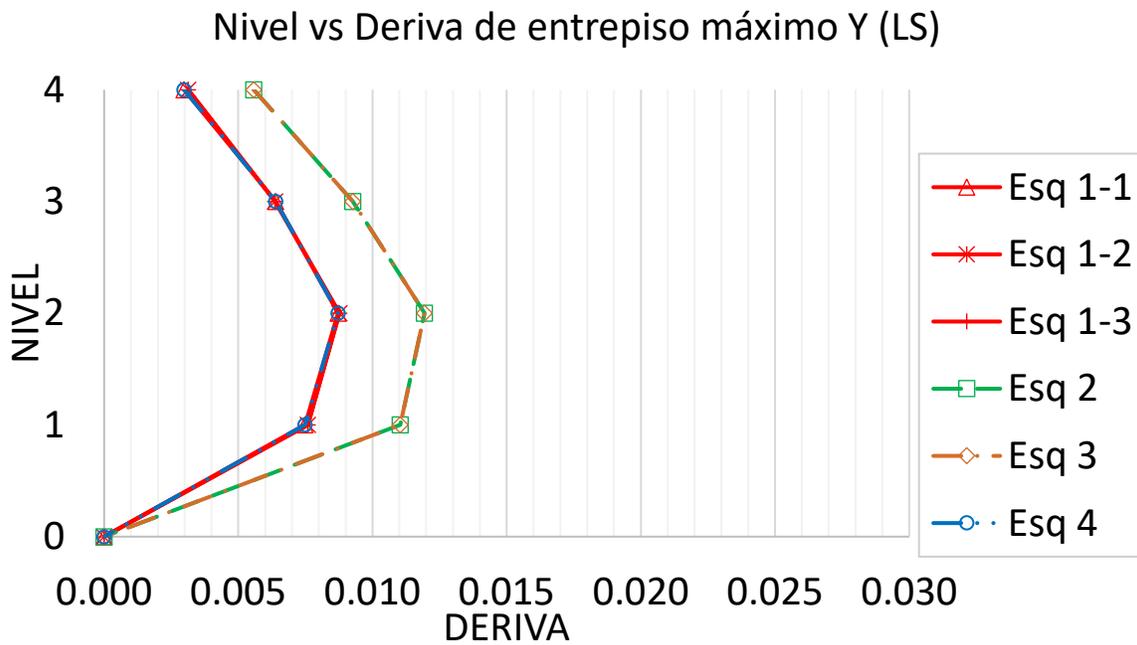
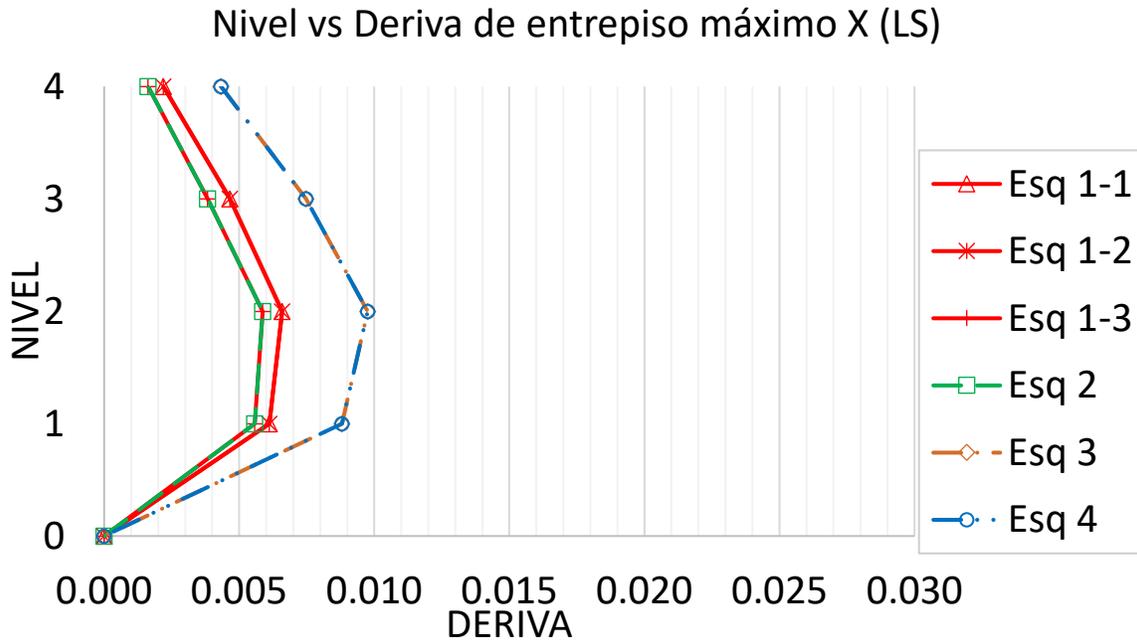


Figura 232 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de cuatro niveles

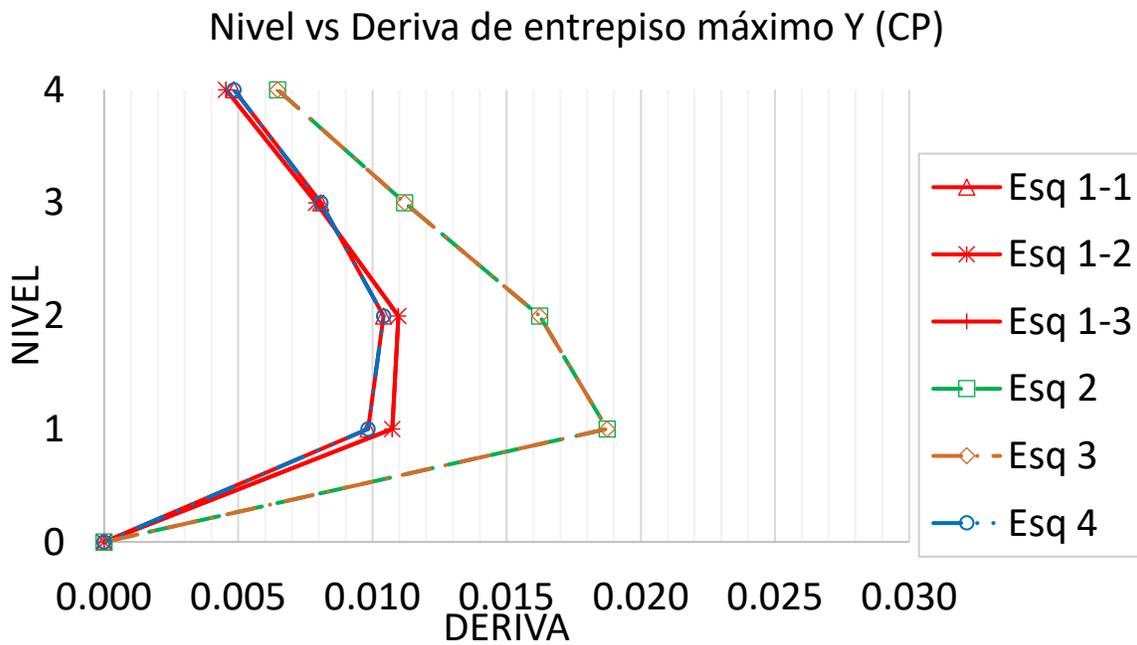
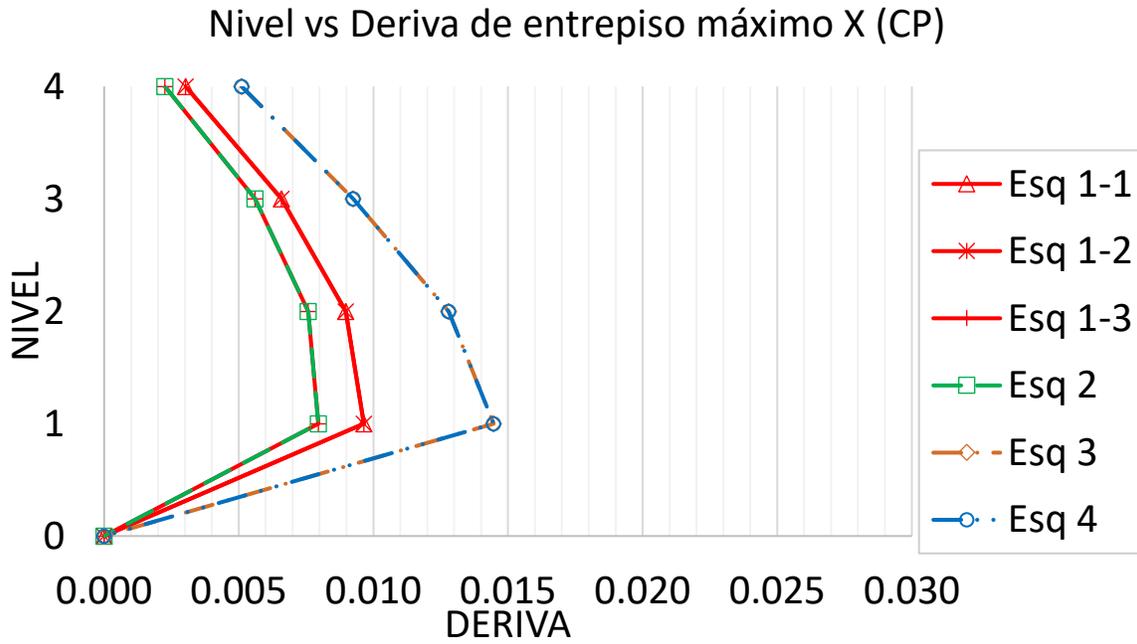


Figura 233 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de cuatro niveles

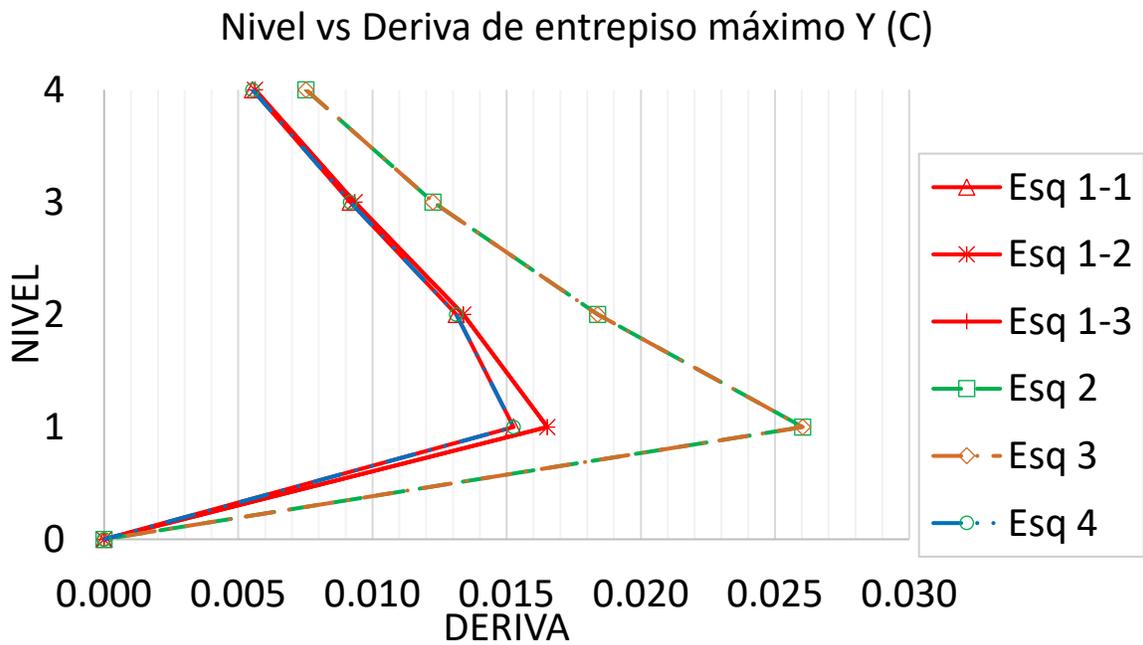
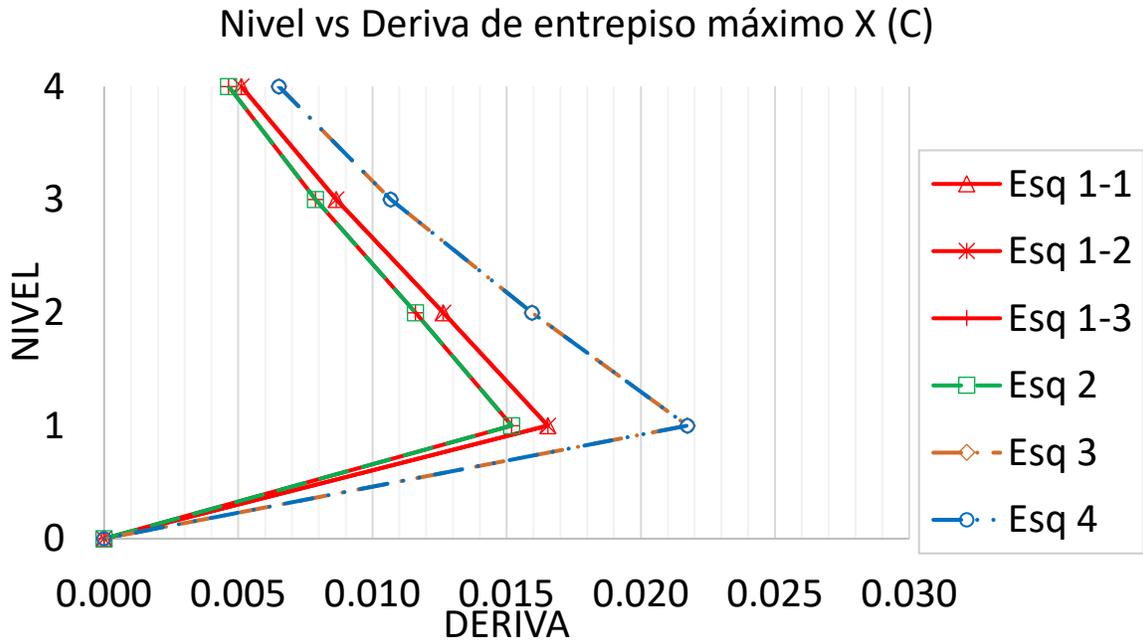


Figura 234 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de cuatro niveles

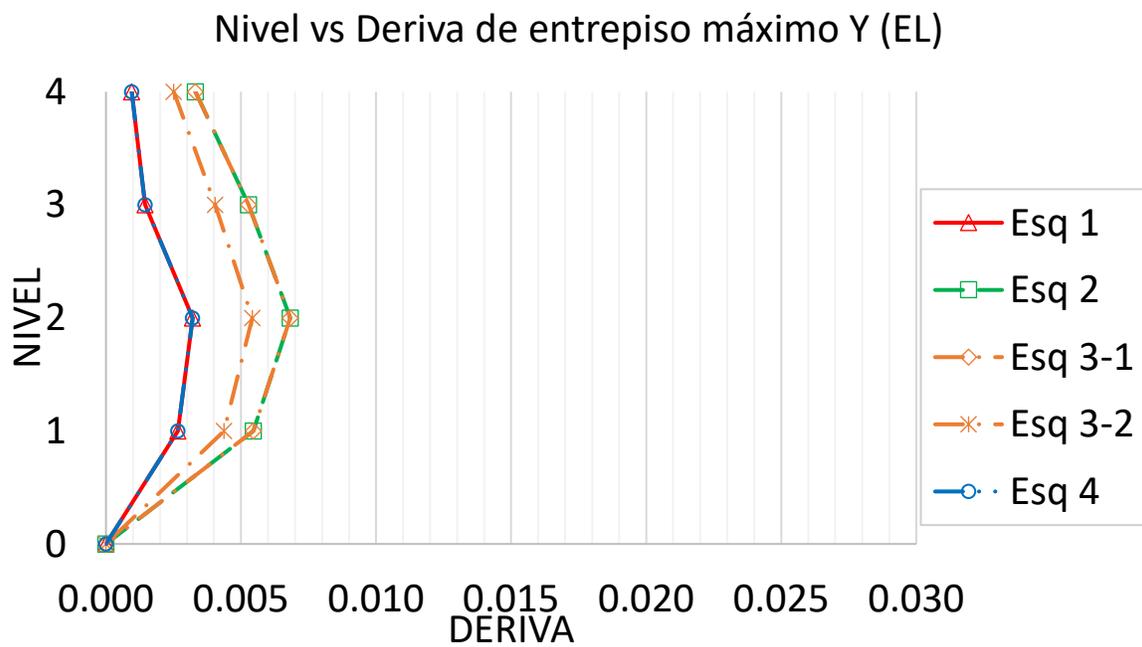
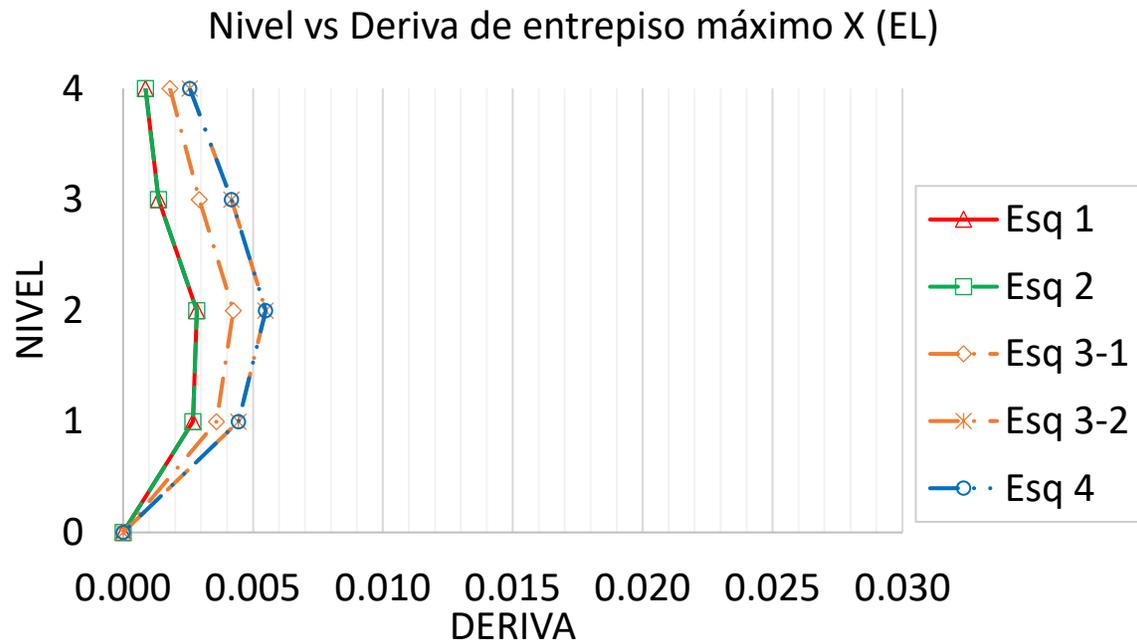


Figura 235 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de cuatro niveles

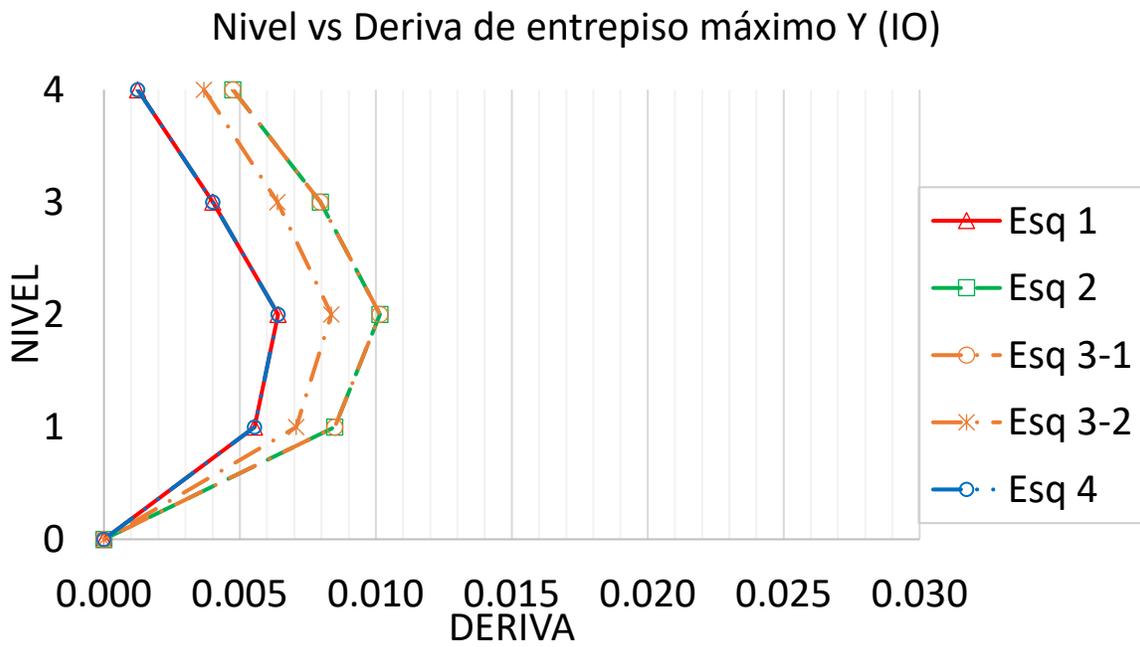
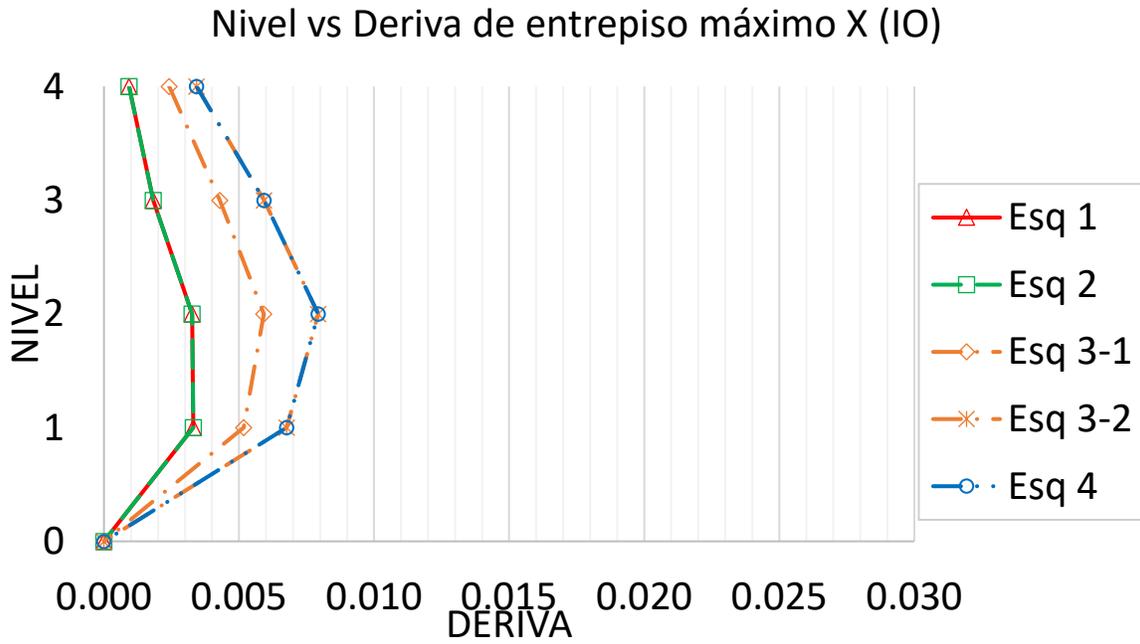


Figura 236 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de cuatro niveles

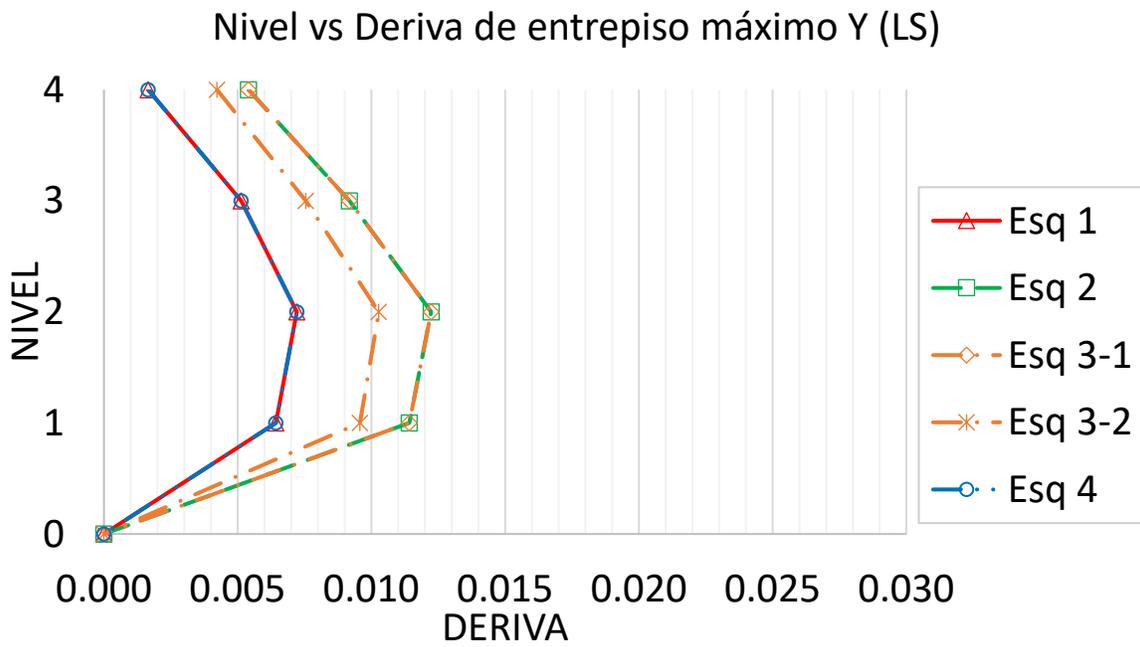
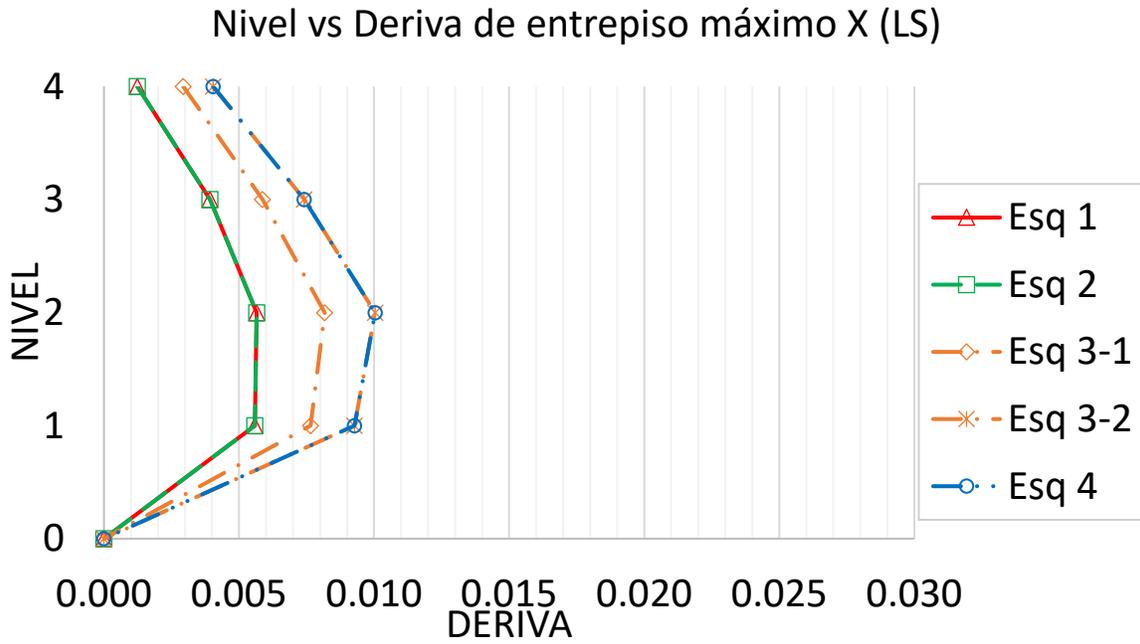


Figura 237 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de cuatro niveles

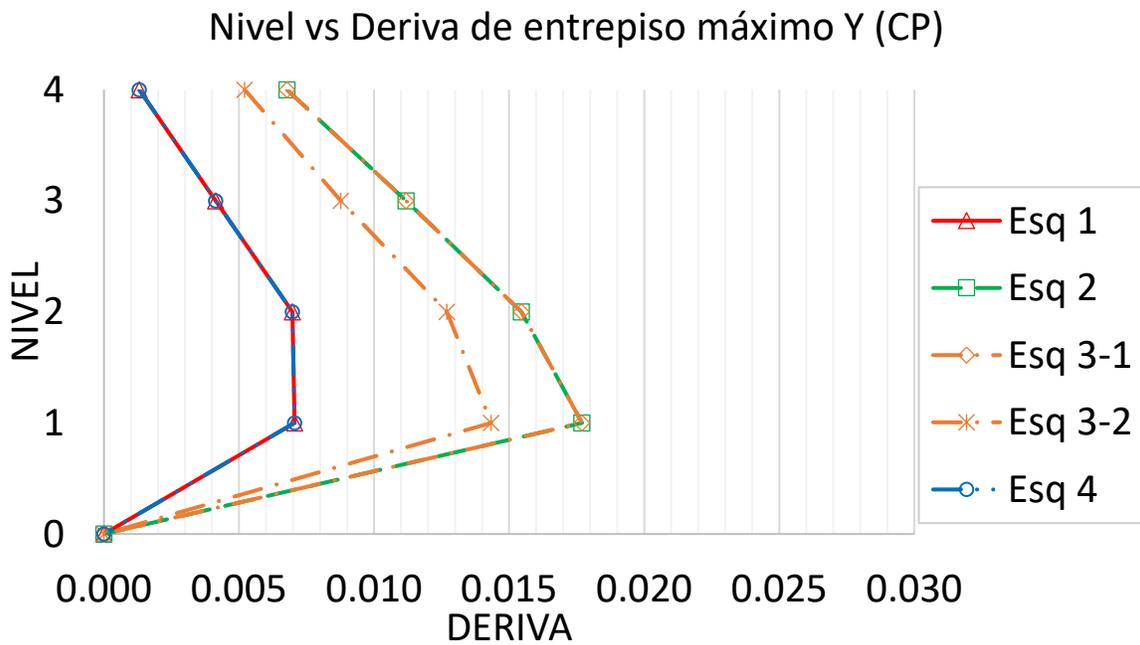
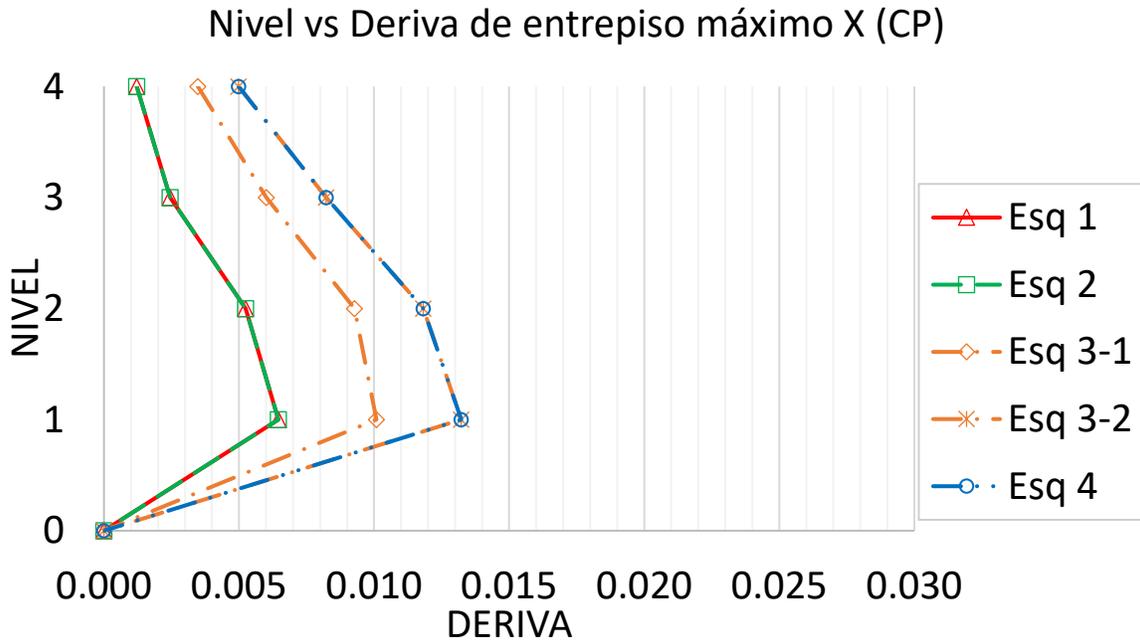


Figura 238 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de cuatro niveles

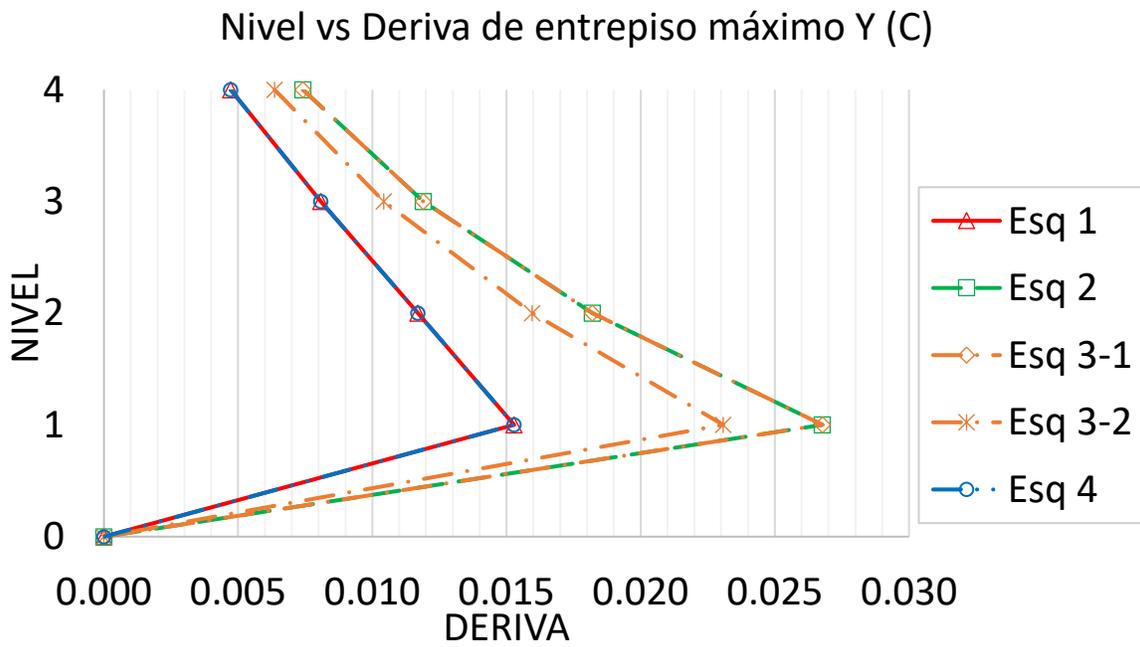
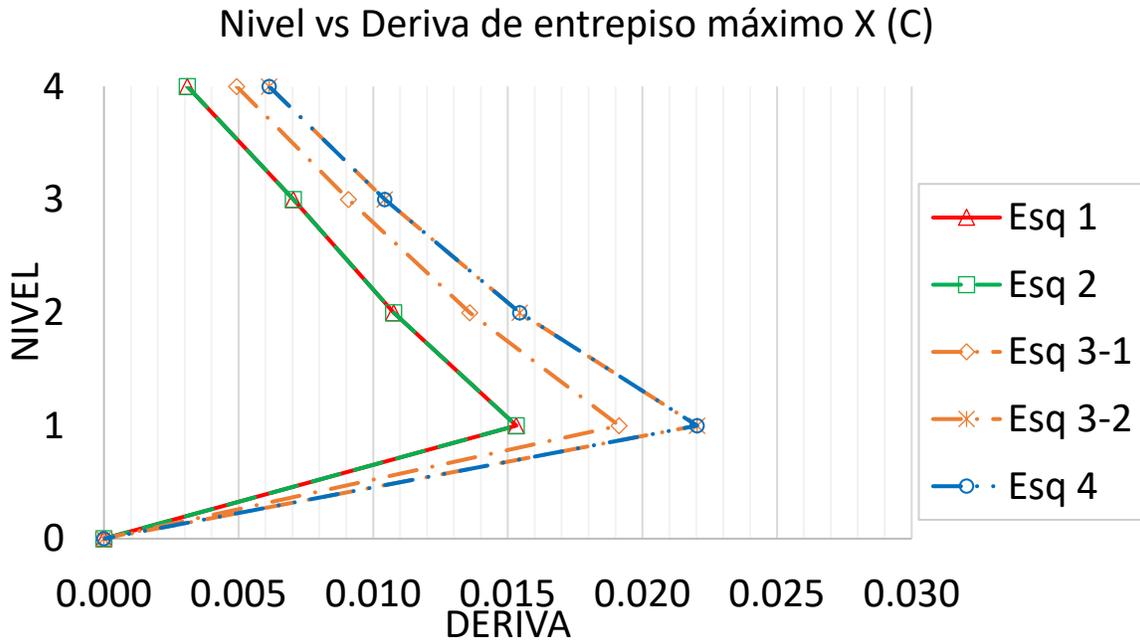


Figura 239 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de cuatro niveles

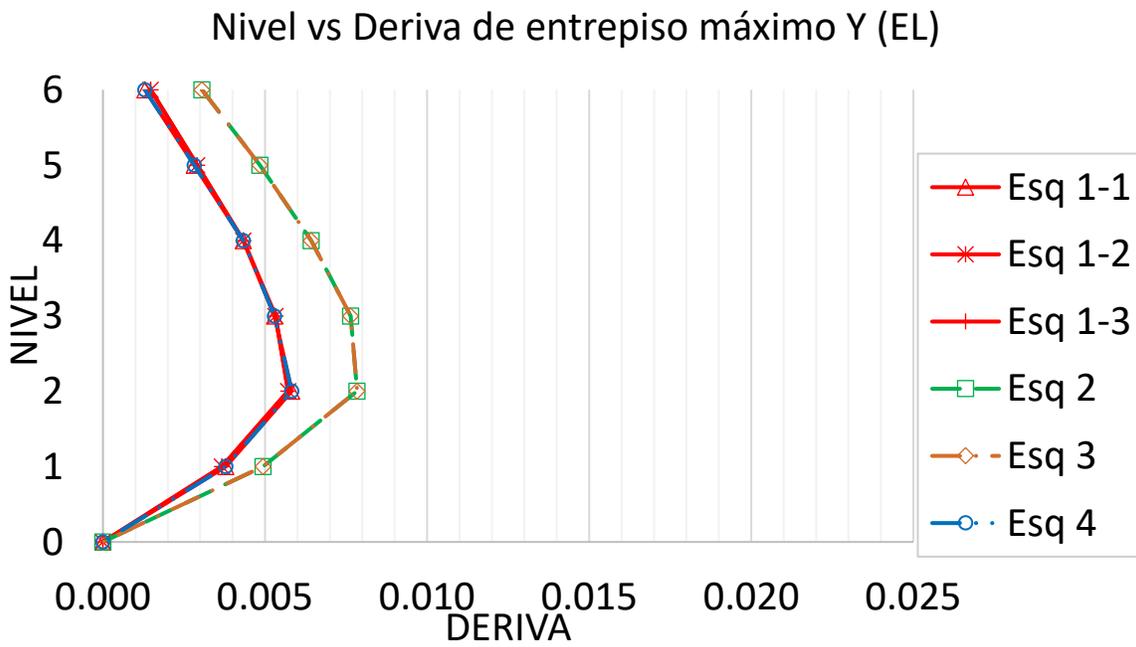
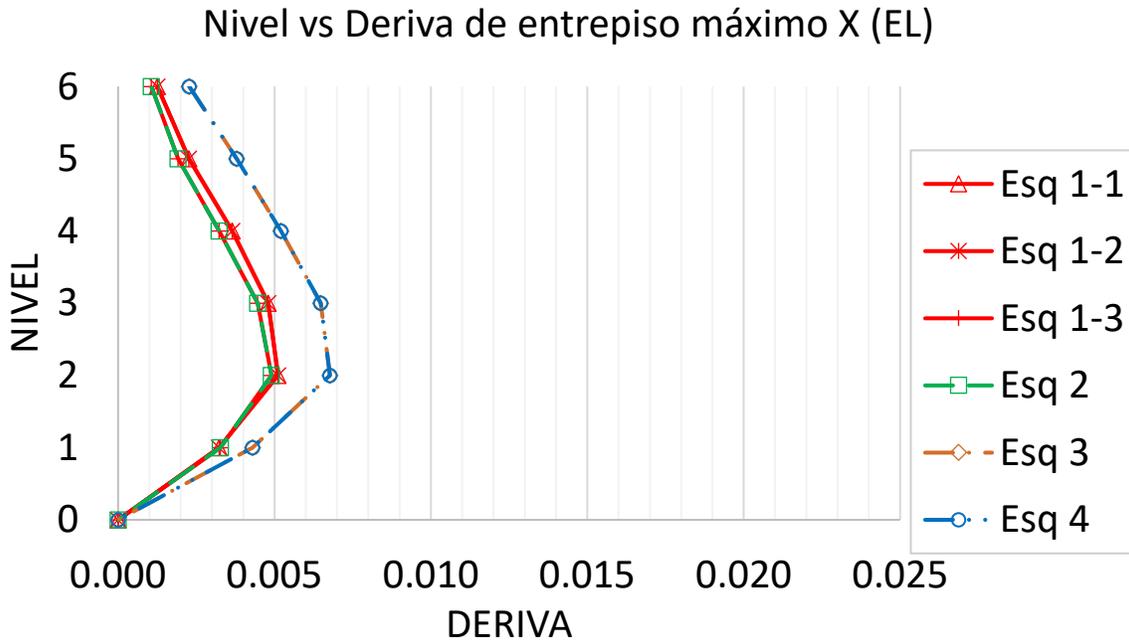


Figura 240 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de seis niveles

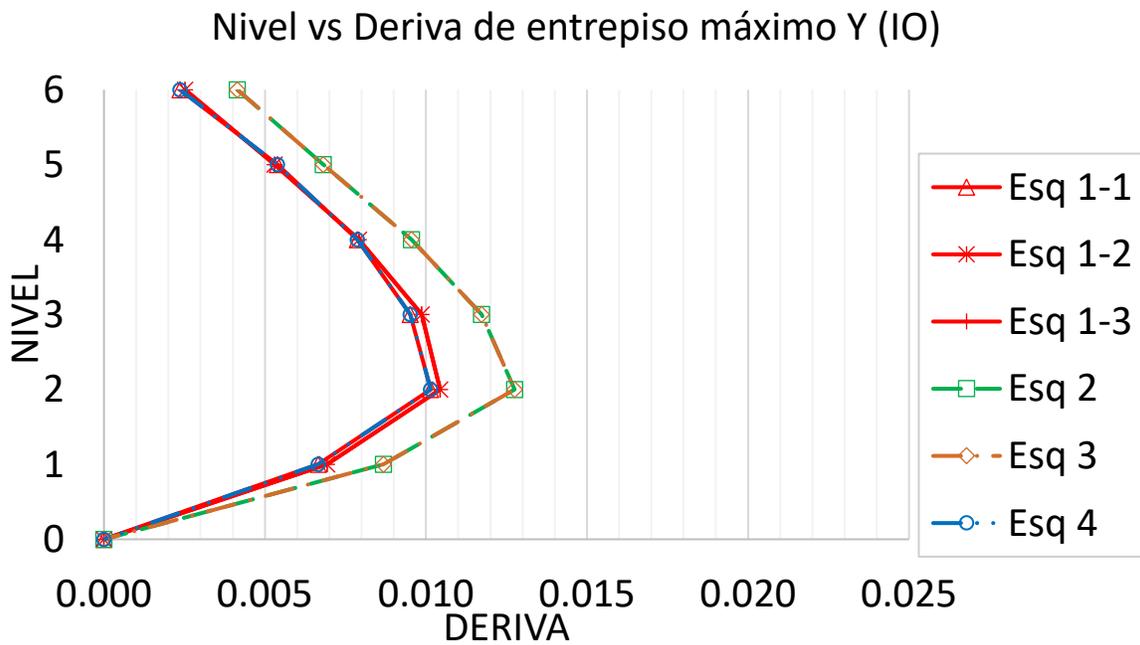
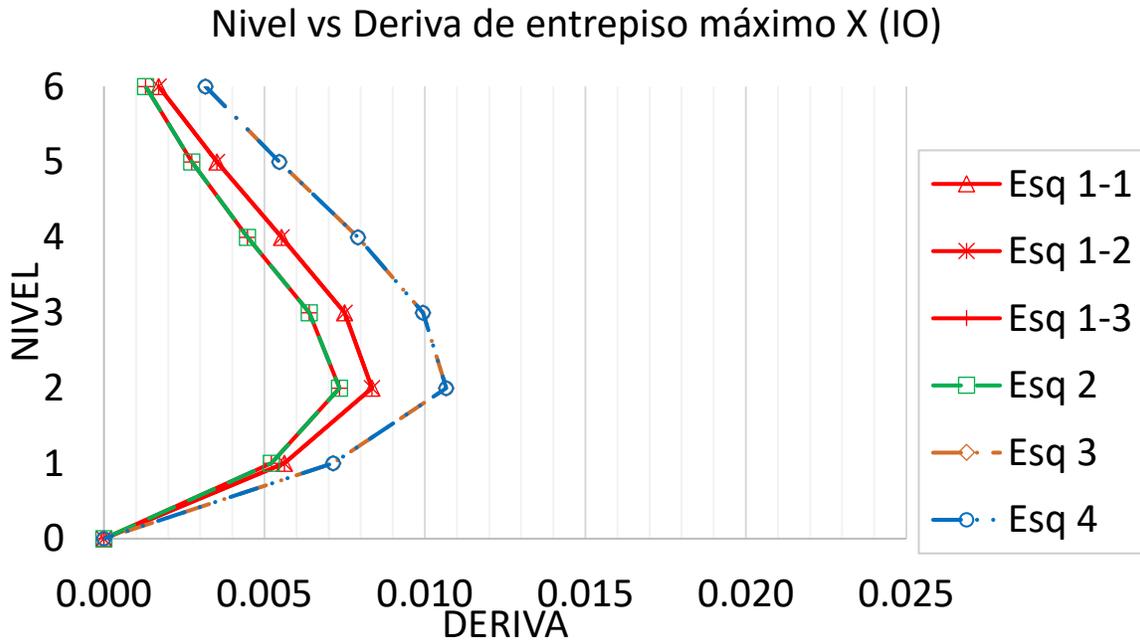


Figura 241 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de seis niveles

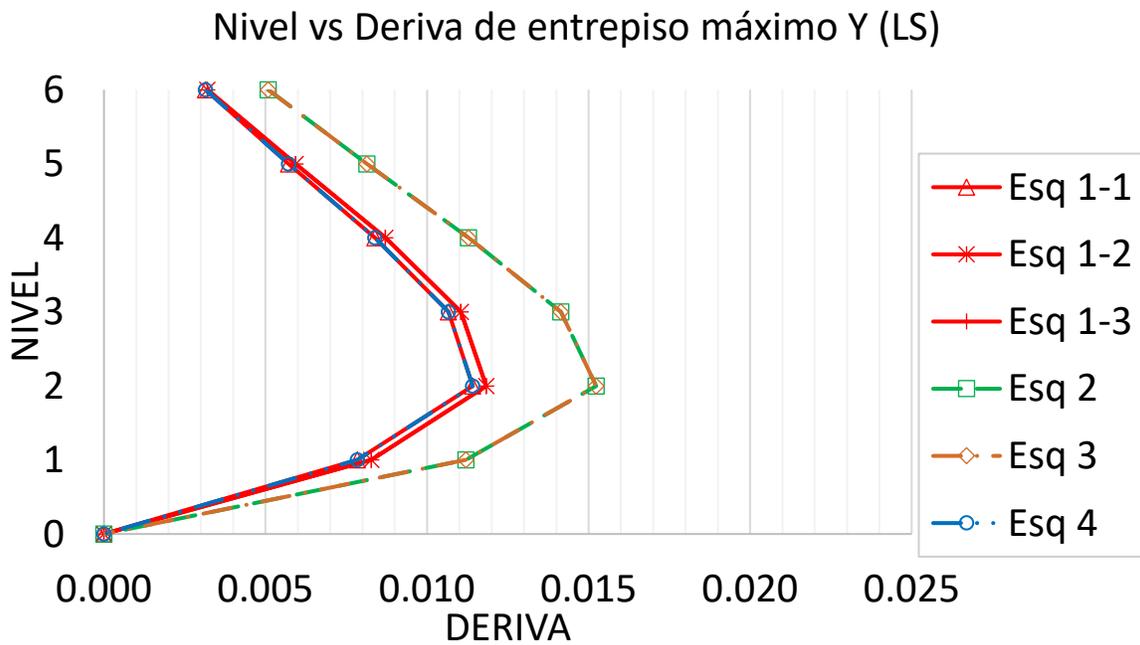
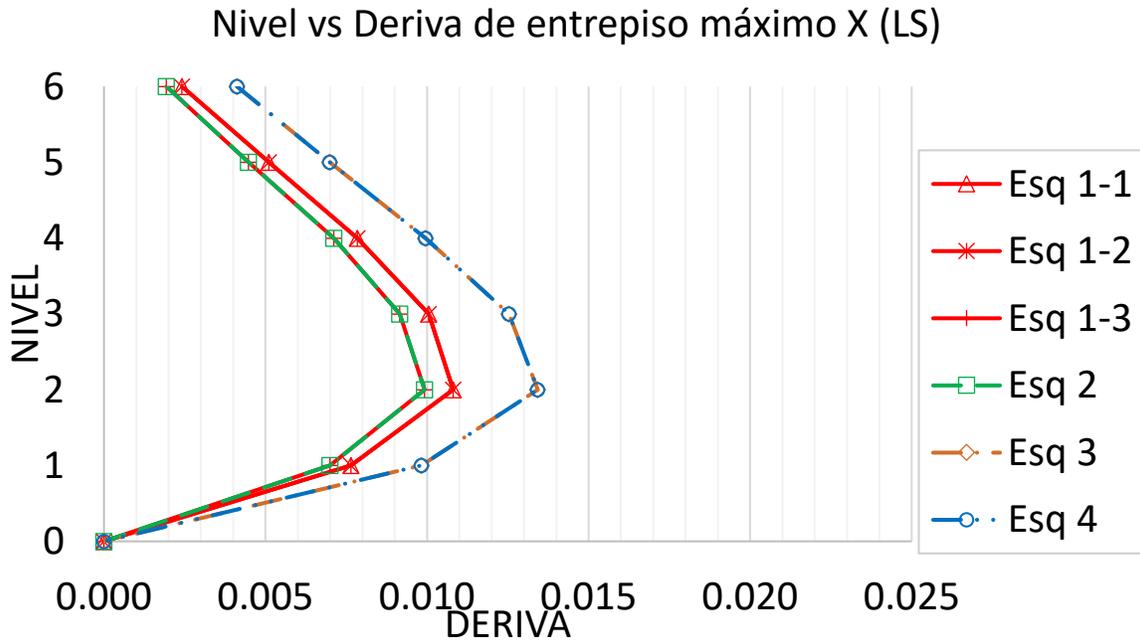


Figura 242 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de seis niveles

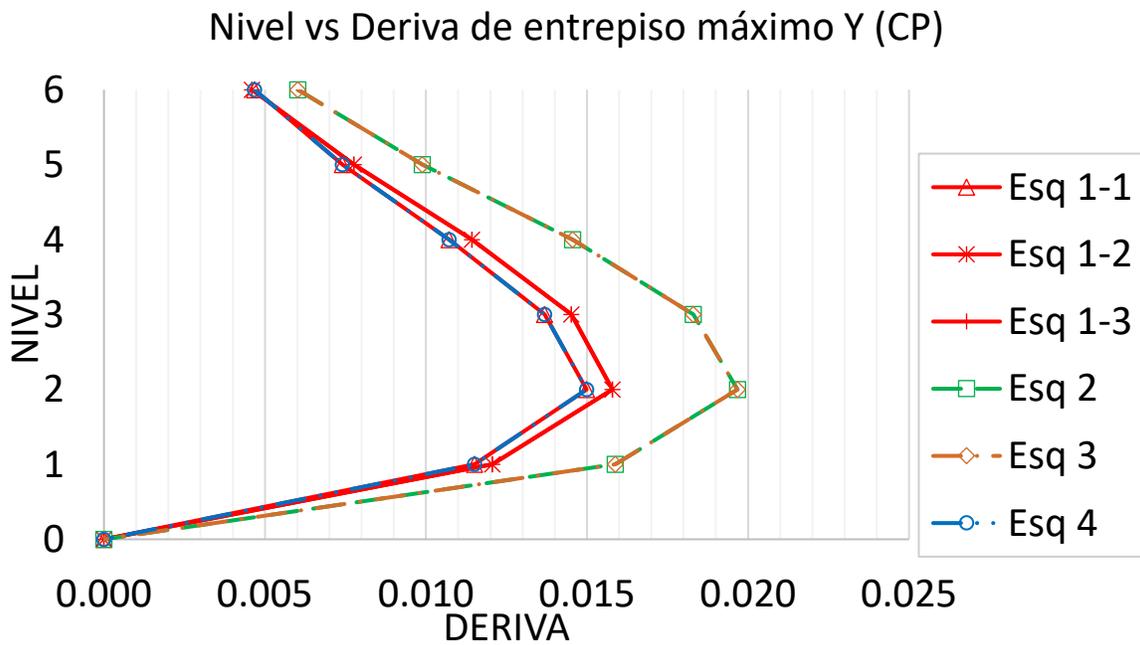
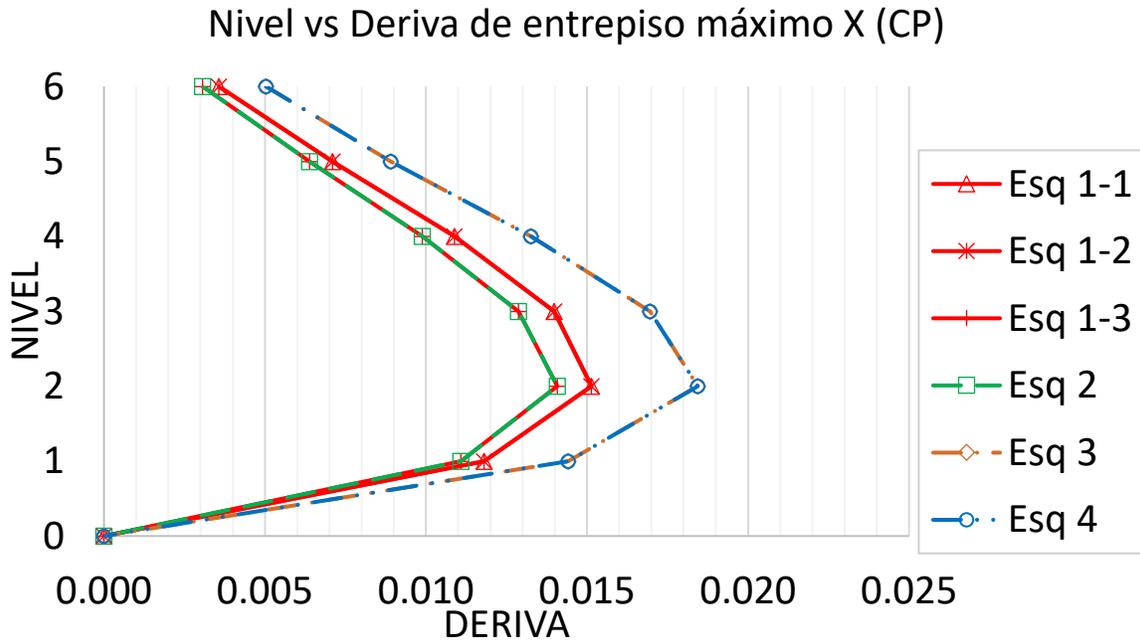


Figura 243 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de seis niveles

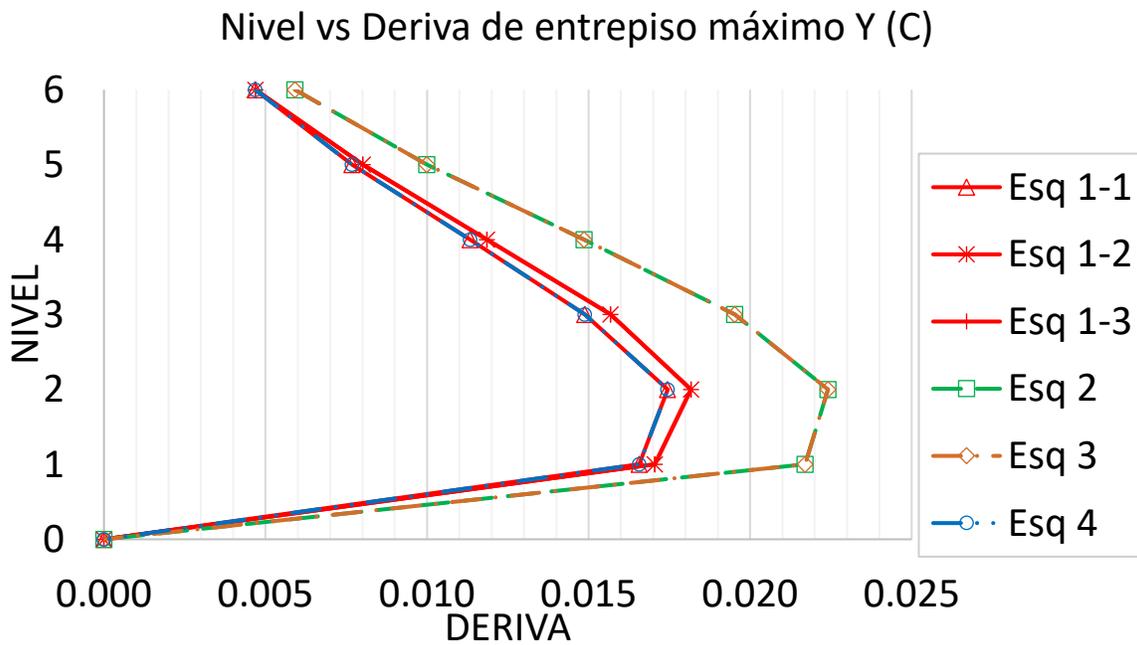
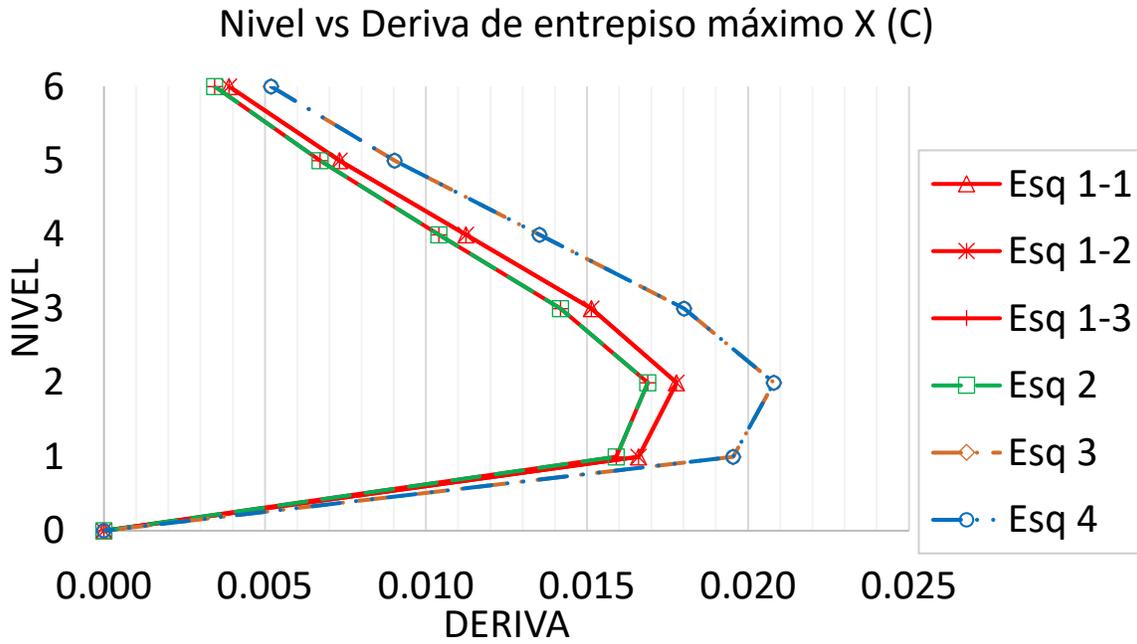


Figura 244 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de seis niveles

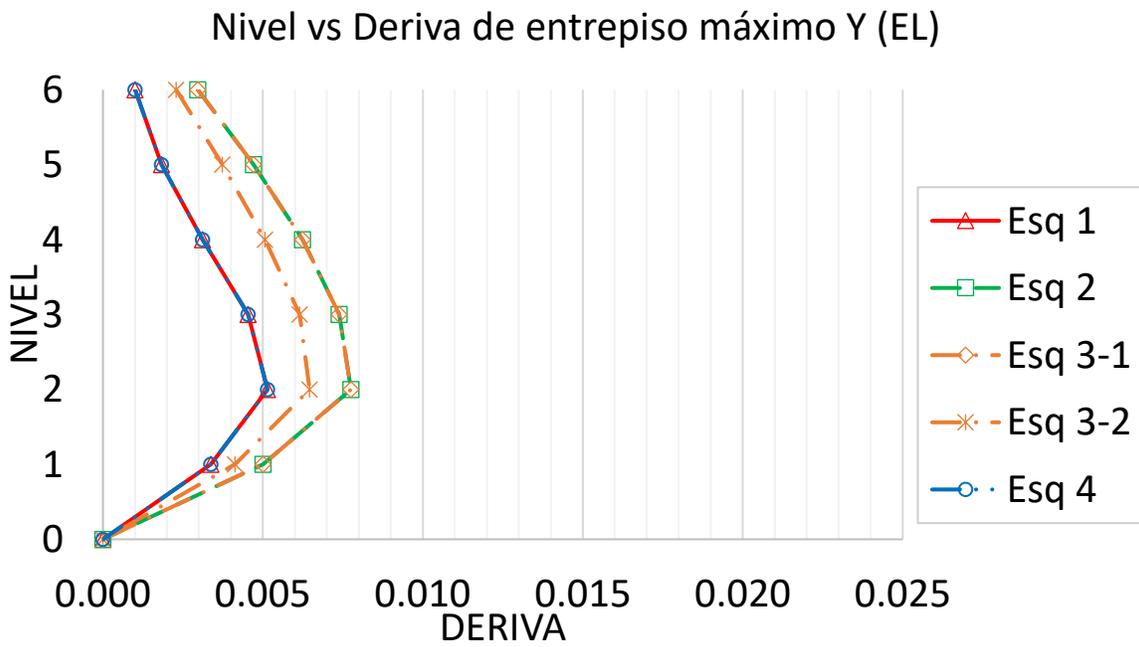
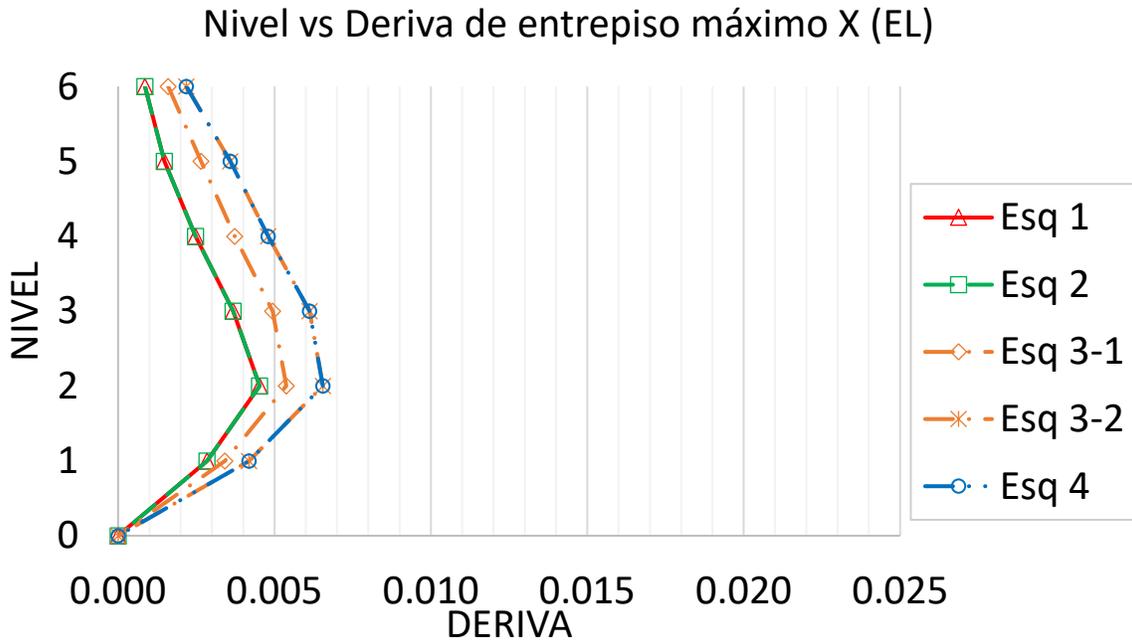


Figura 245 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de seis niveles

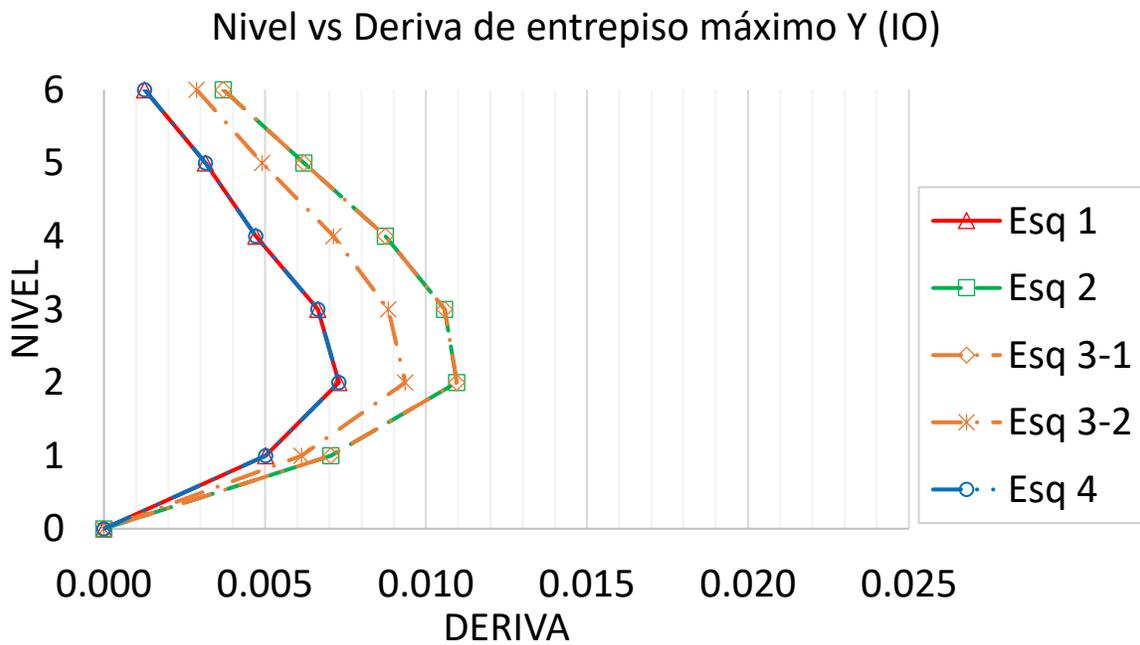
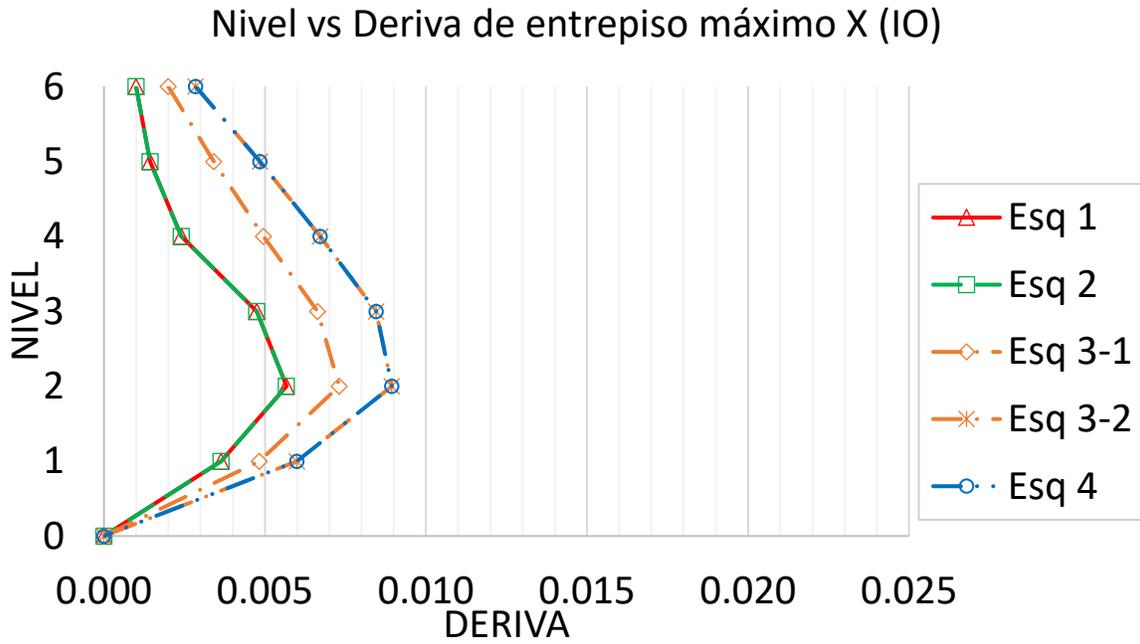


Figura 246 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de seis niveles

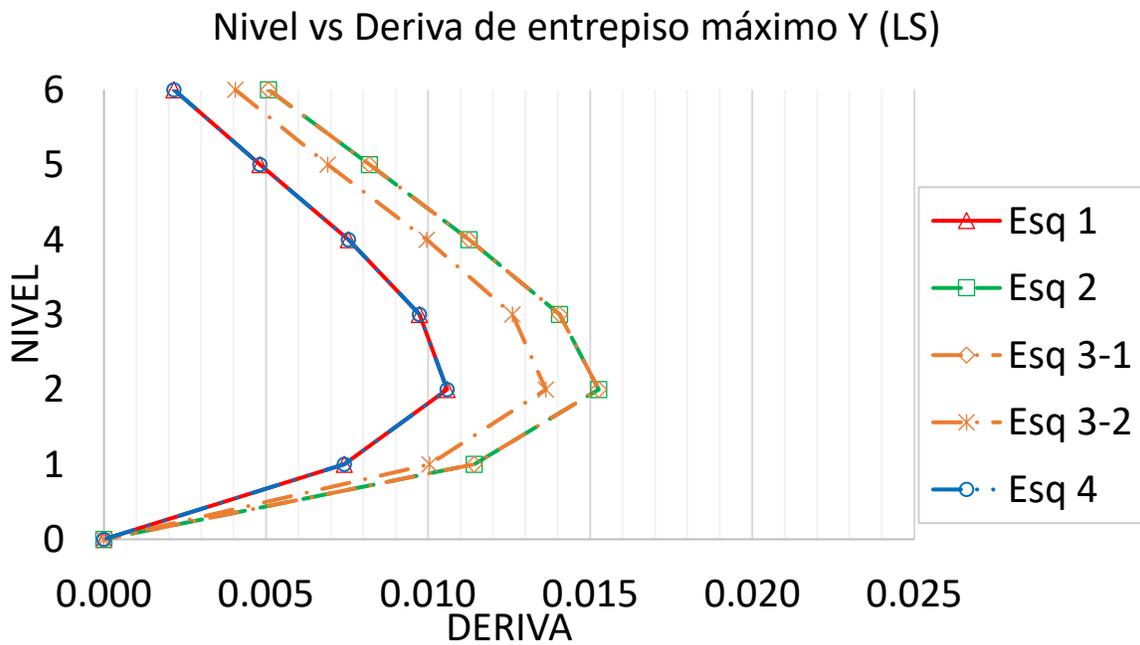
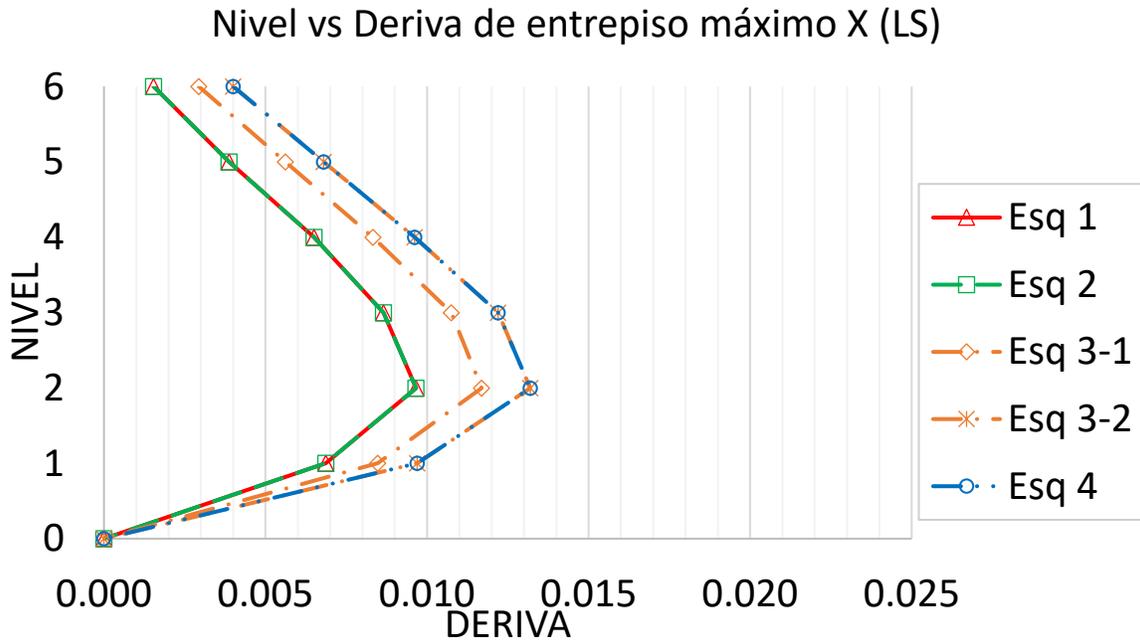


Figura 247 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de seis niveles

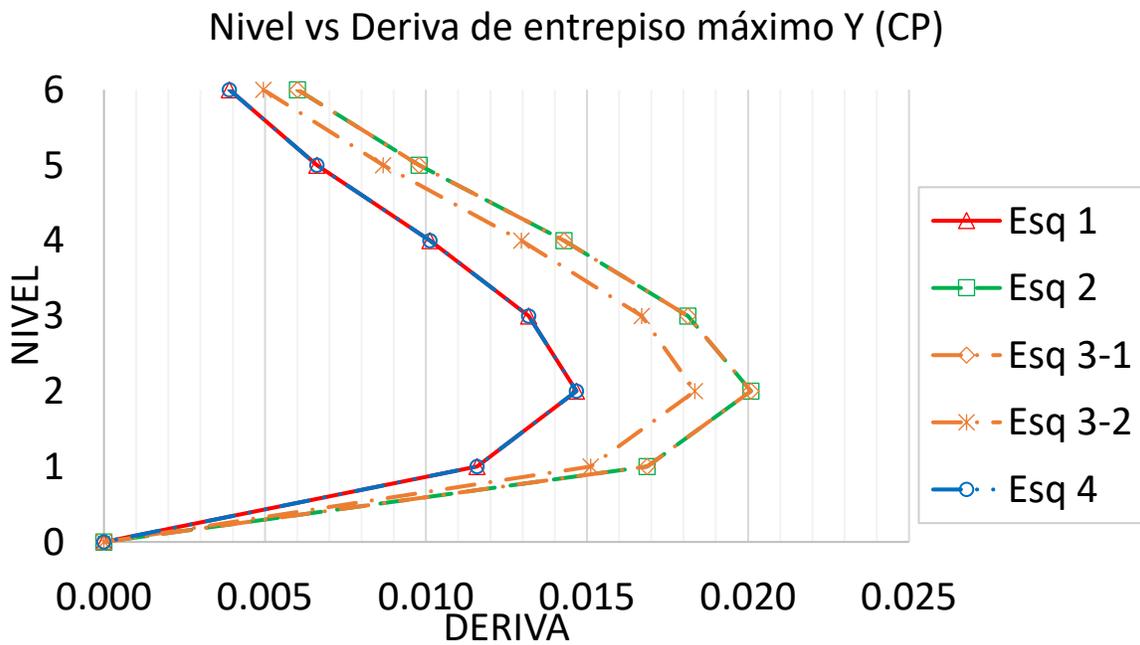
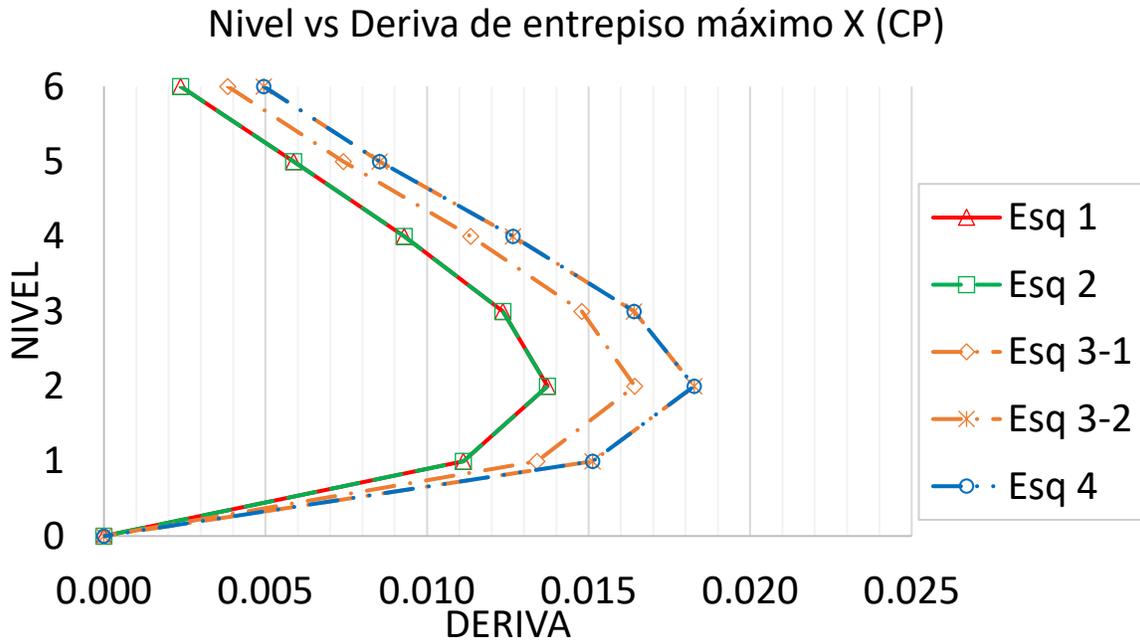


Figura 248 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de seis niveles

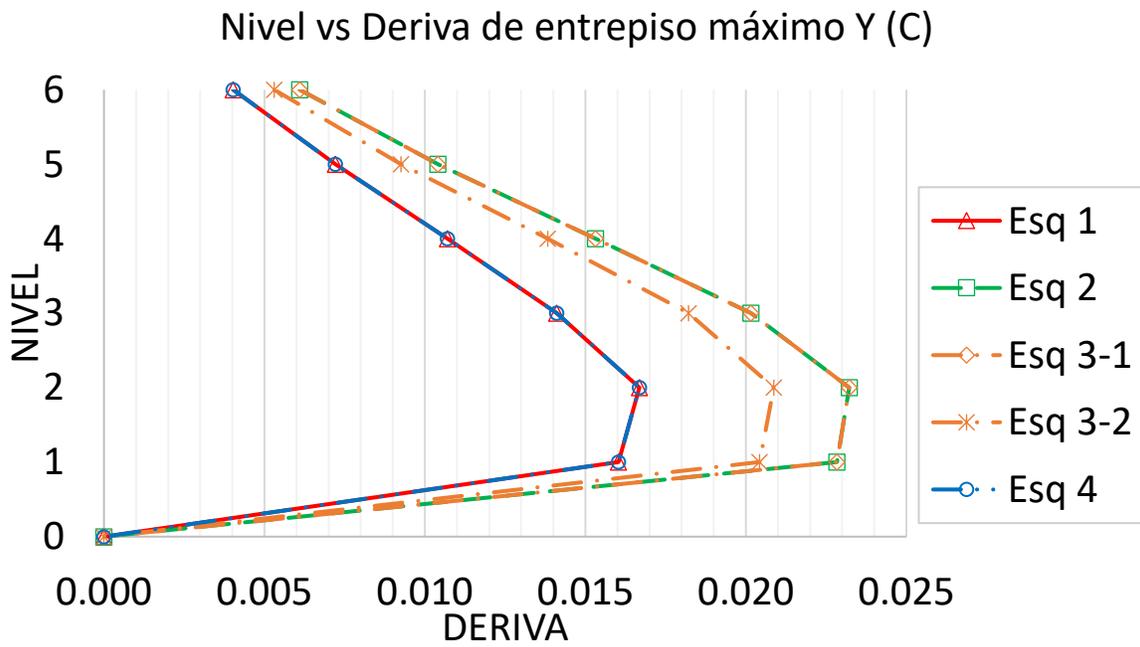
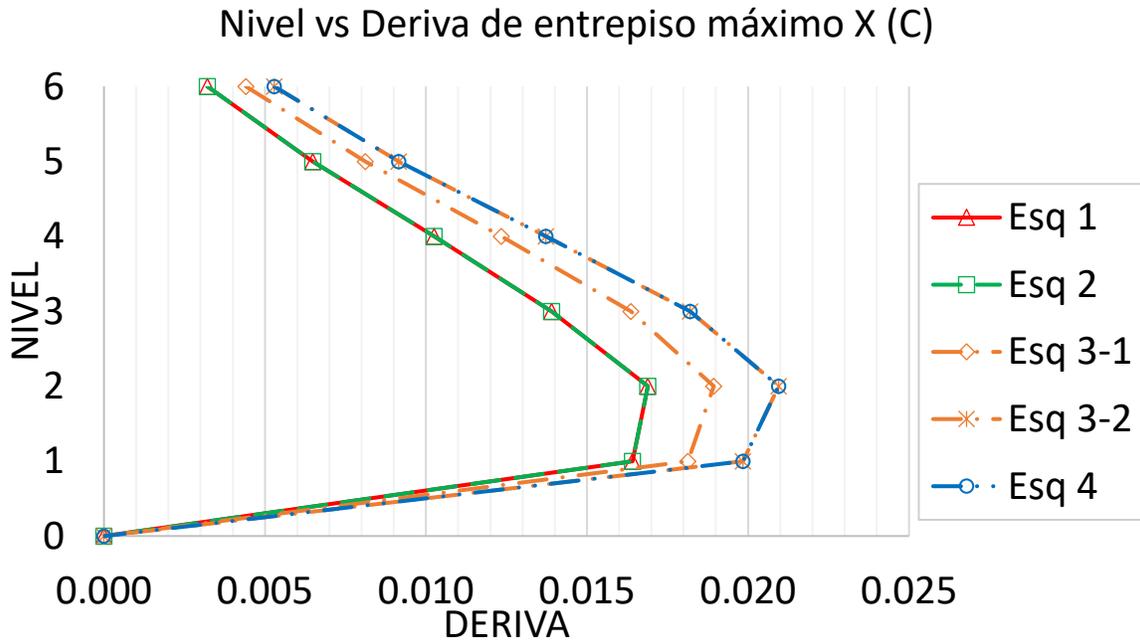


Figura 249 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de seis niveles

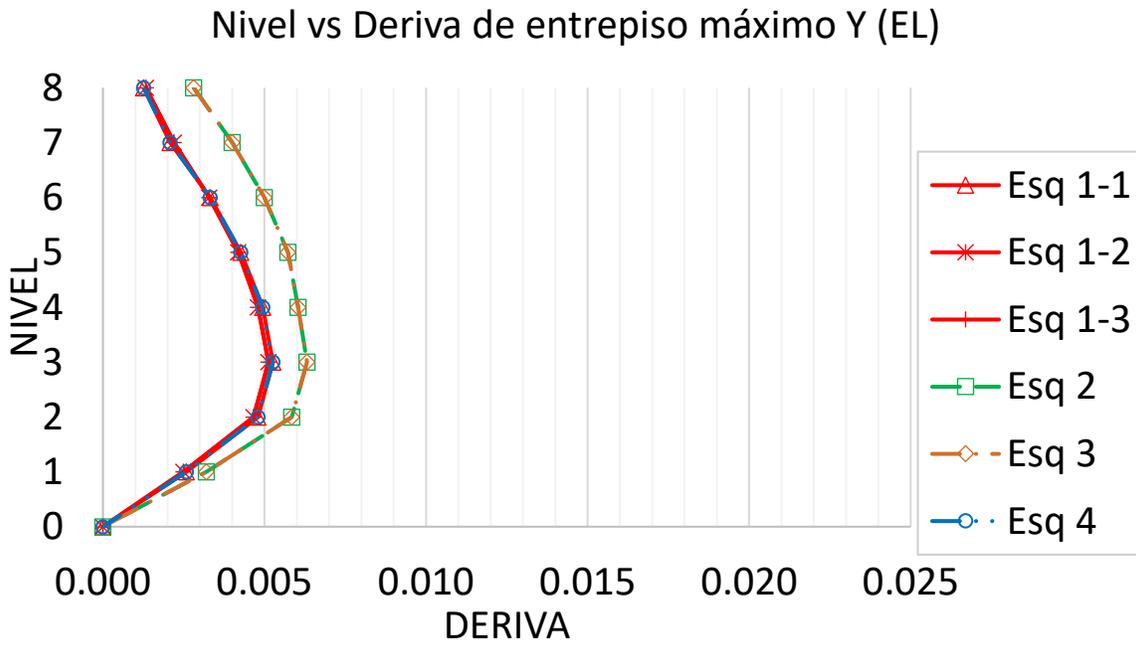
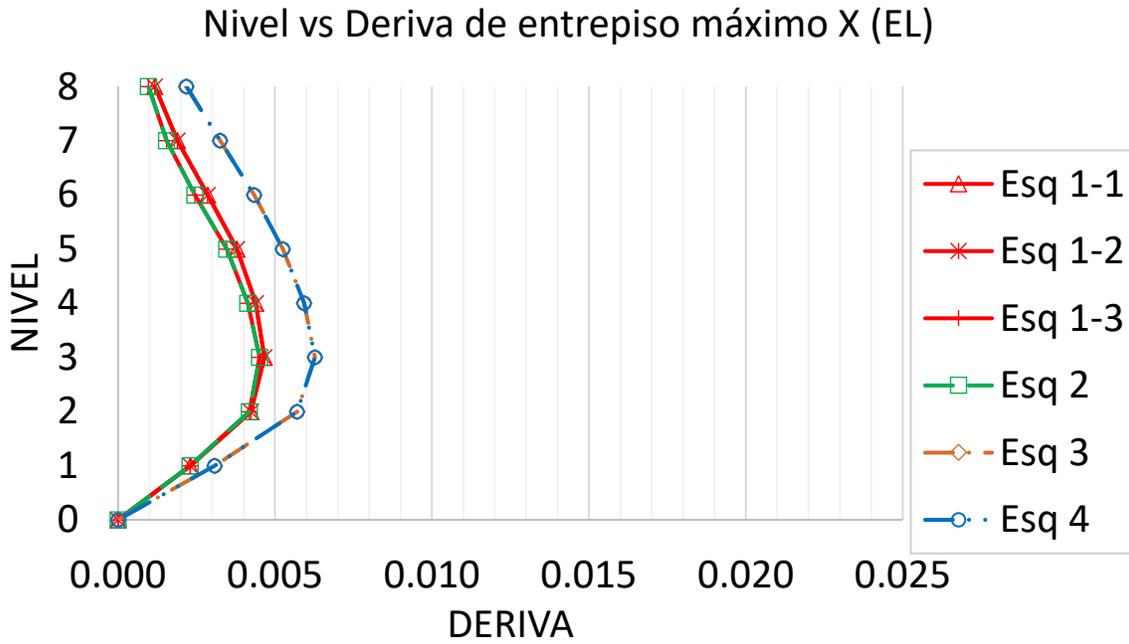
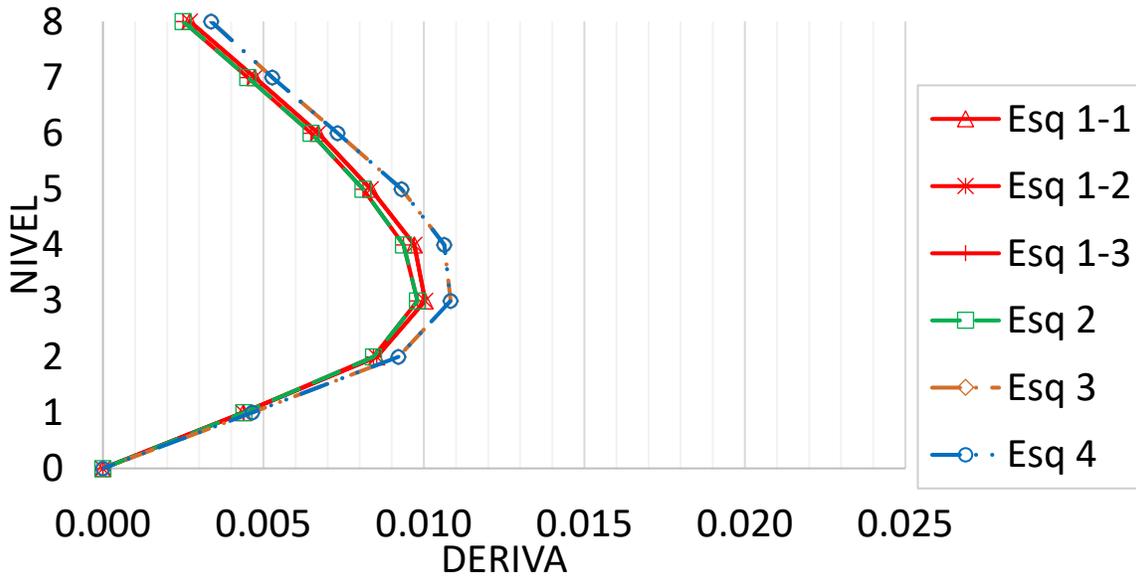


Figura 250 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de ocho niveles

Nivel vs Deriva de entrepiso máximo X (IO)



Nivel vs Deriva de entrepiso máximo Y (IO)

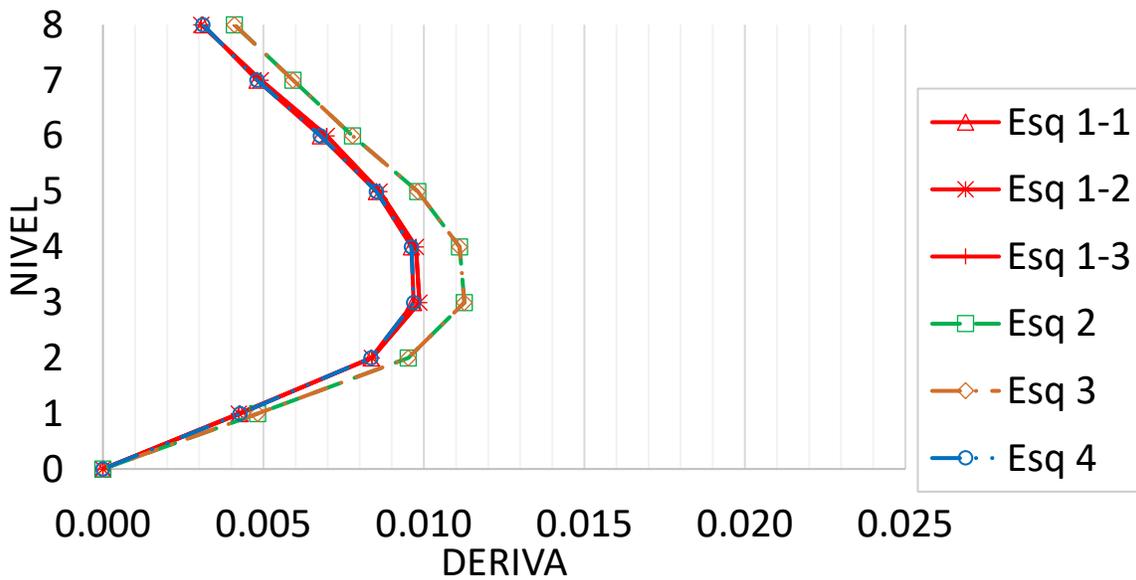
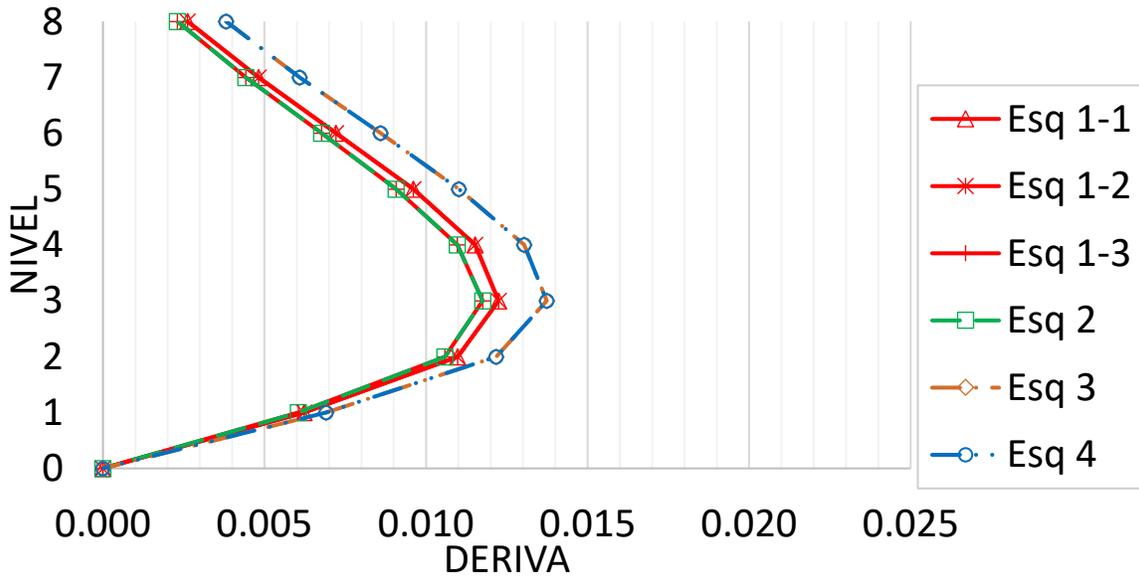


Figura 251 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de ocho niveles

Nivel vs Deriva de entrepiso máximo X (LS)



Nivel vs Deriva de entrepiso máximo Y (LS)

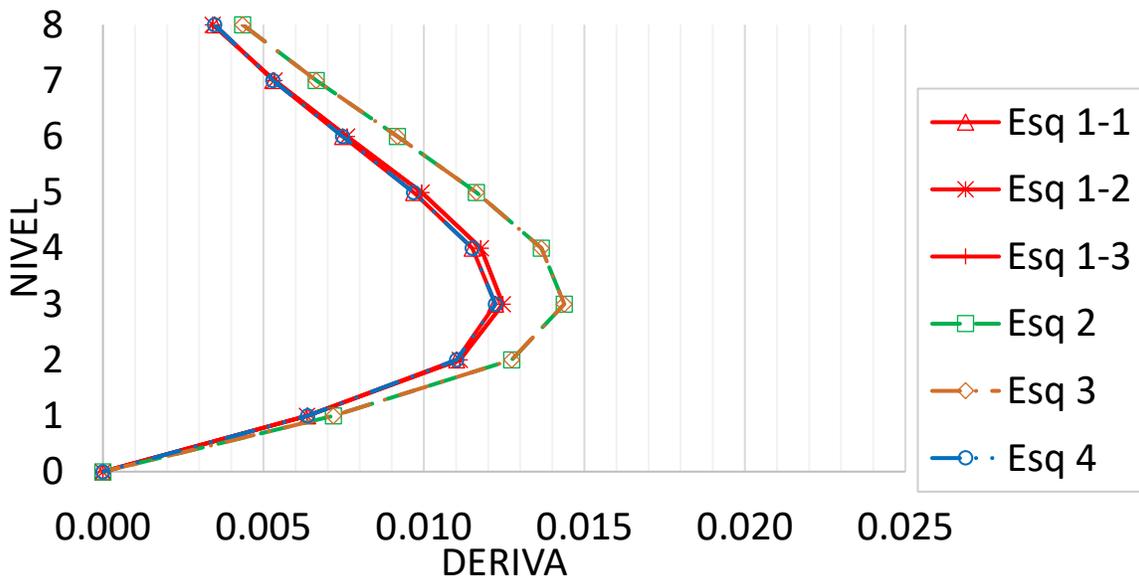


Figura 252 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de ocho niveles

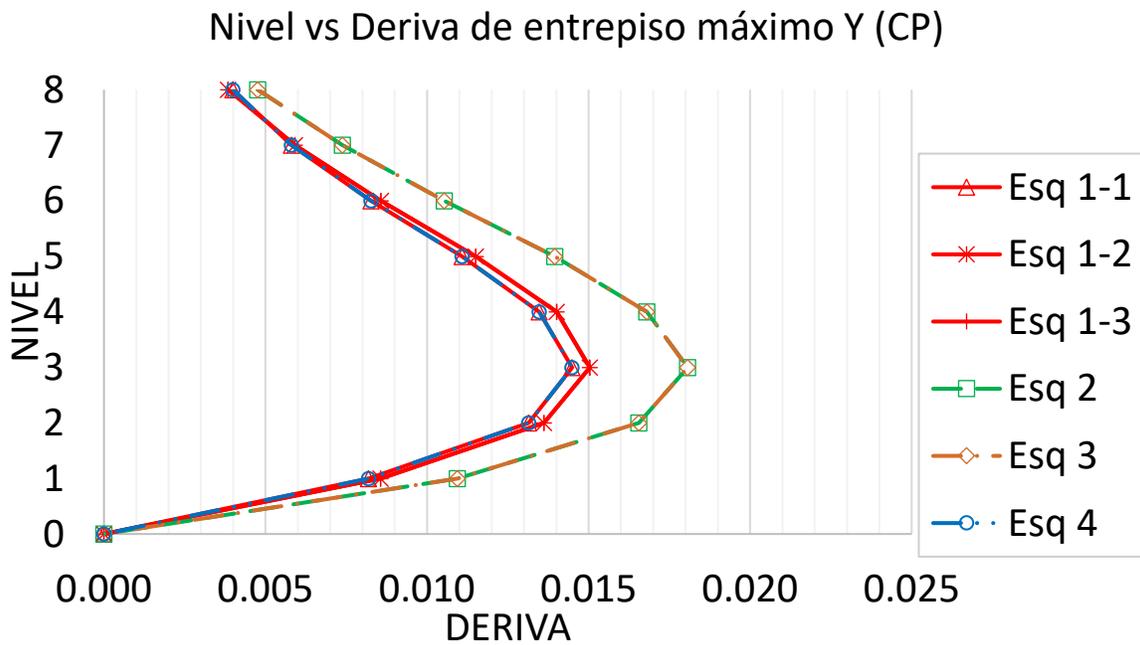
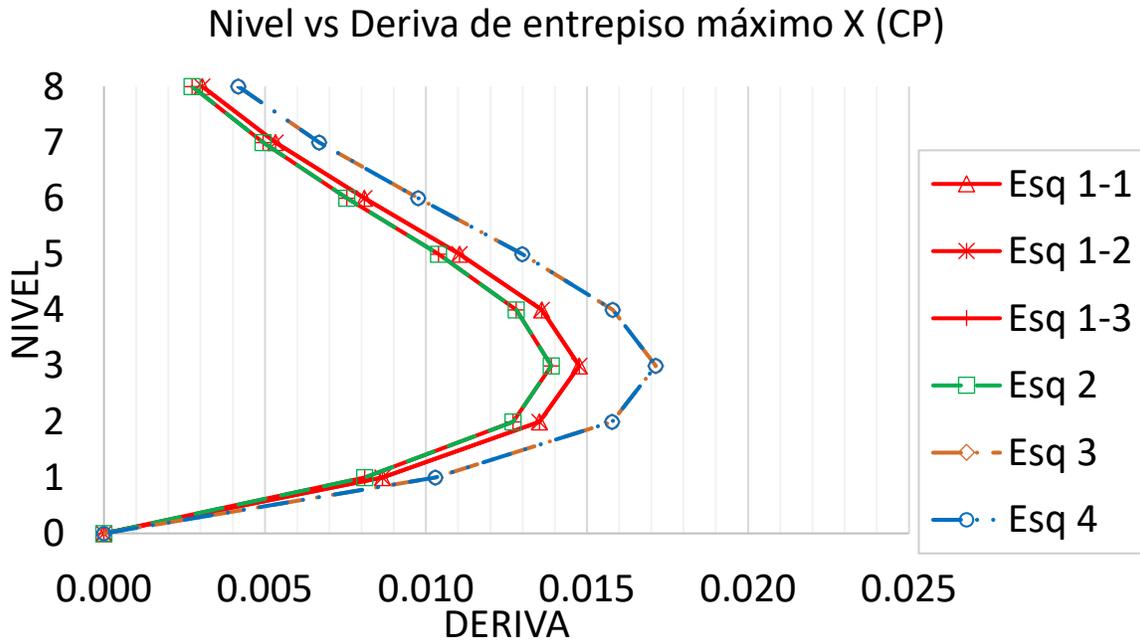


Figura 253 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de ocho niveles

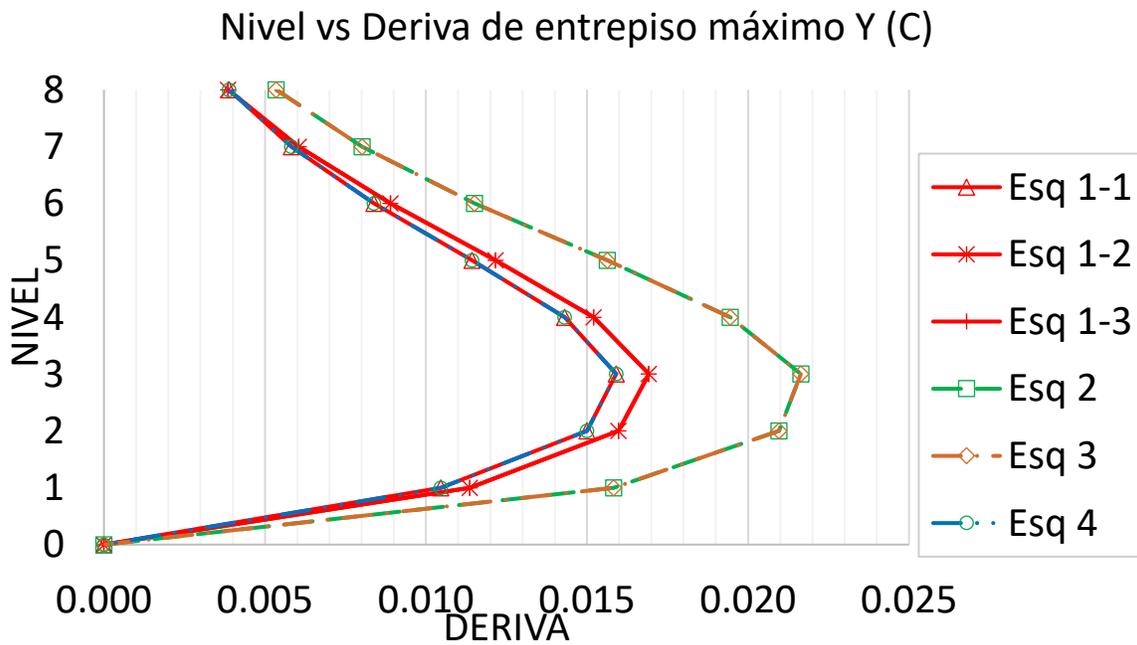
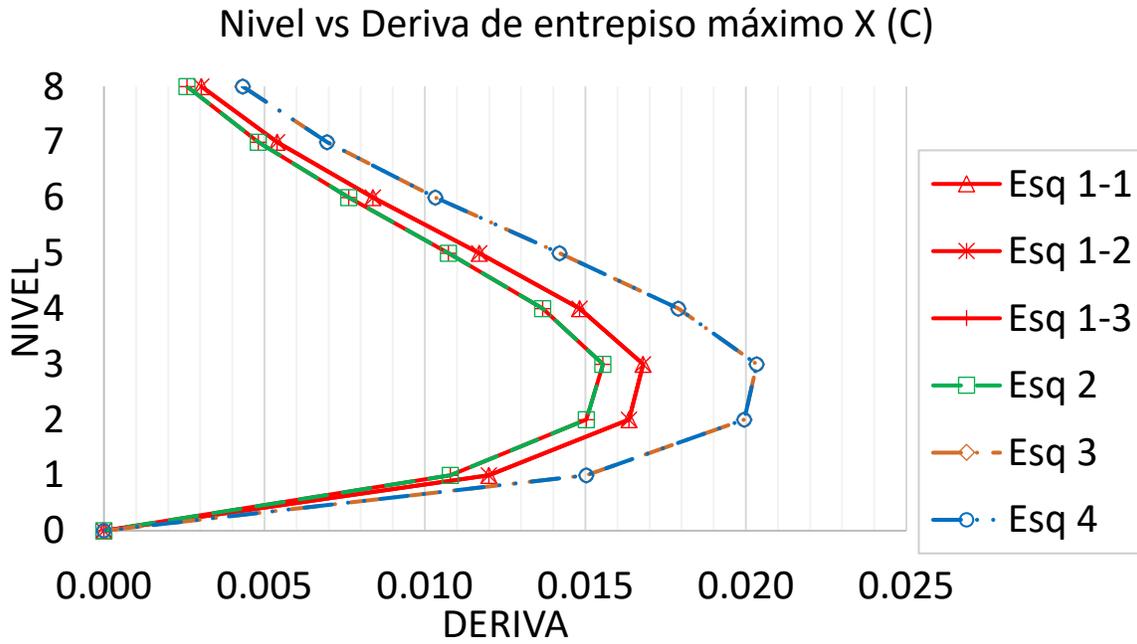
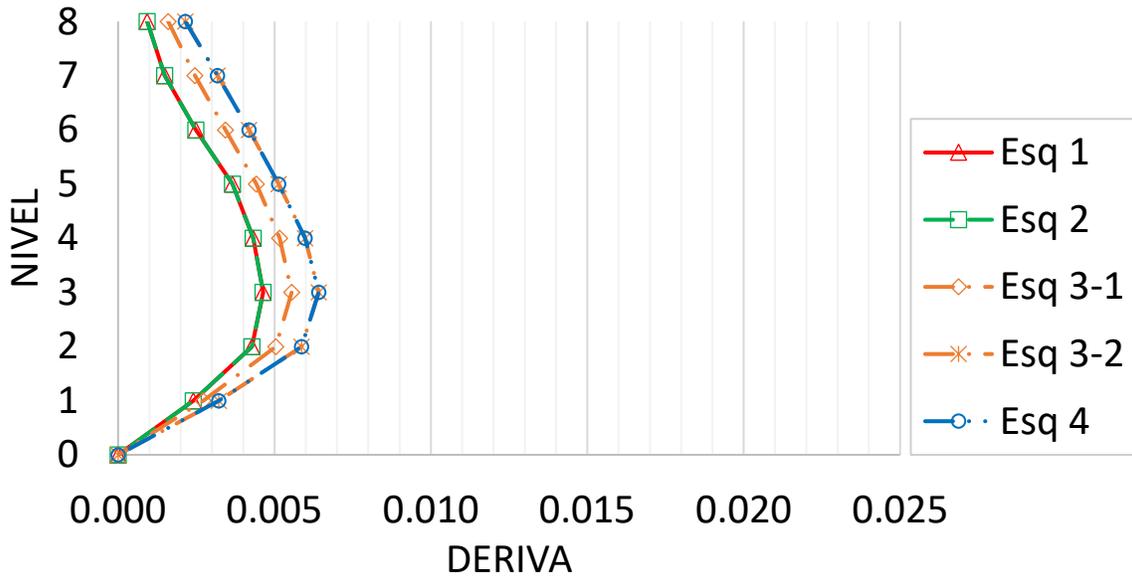


Figura 254 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con entrante de ocho niveles

Nivel vs Deriva de entrepiso máximo X (EL)



Nivel vs Deriva de entrepiso máximo Y (EL)

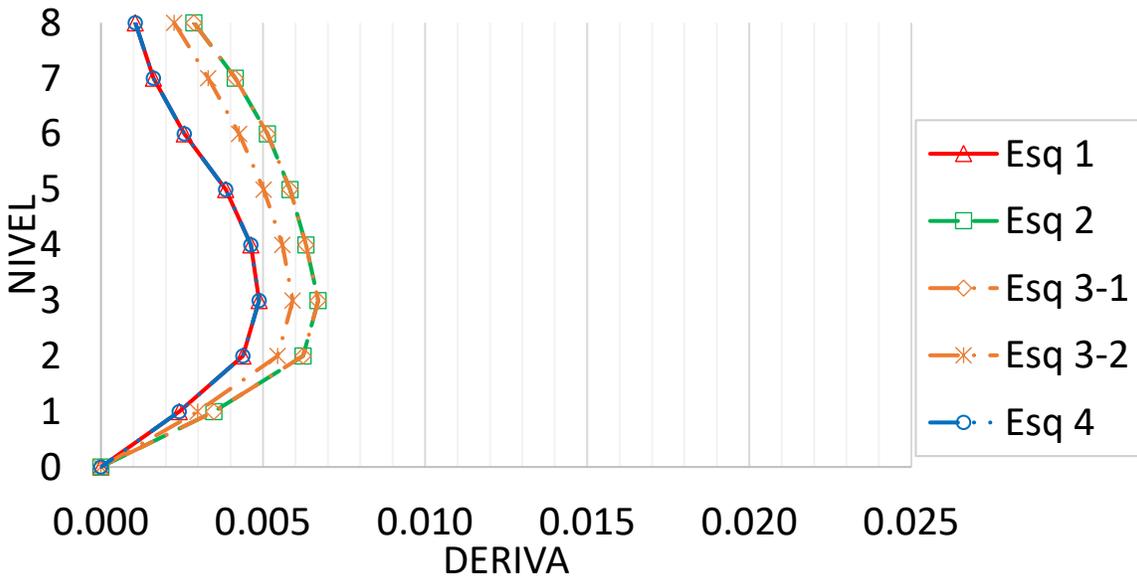


Figura 255 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño elástico en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de ocho niveles

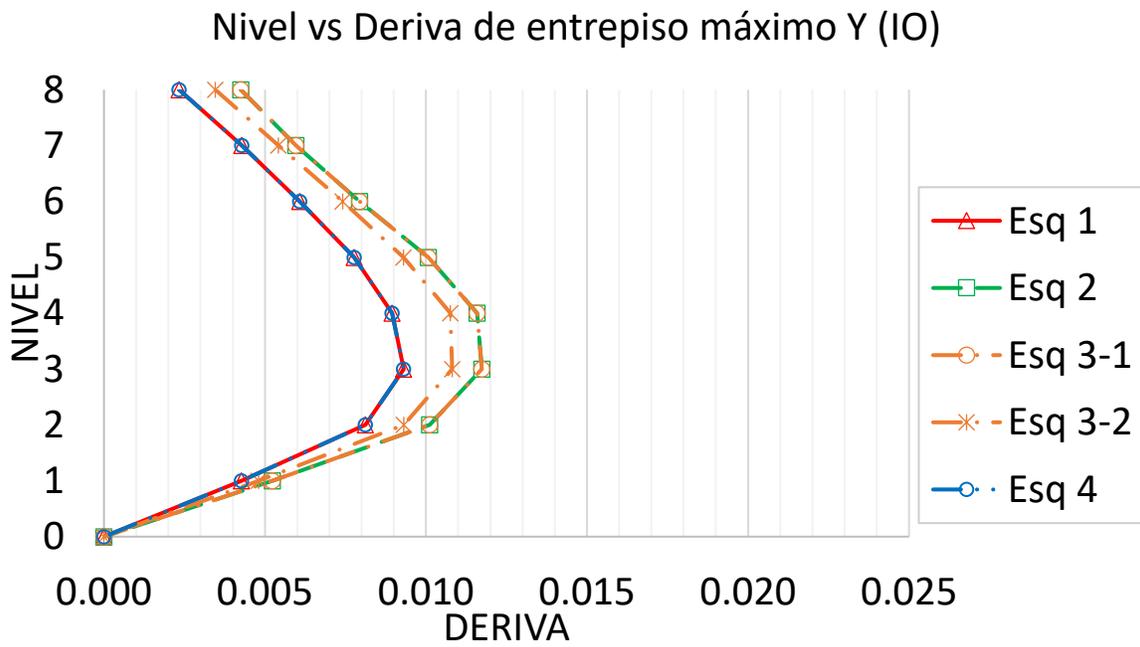
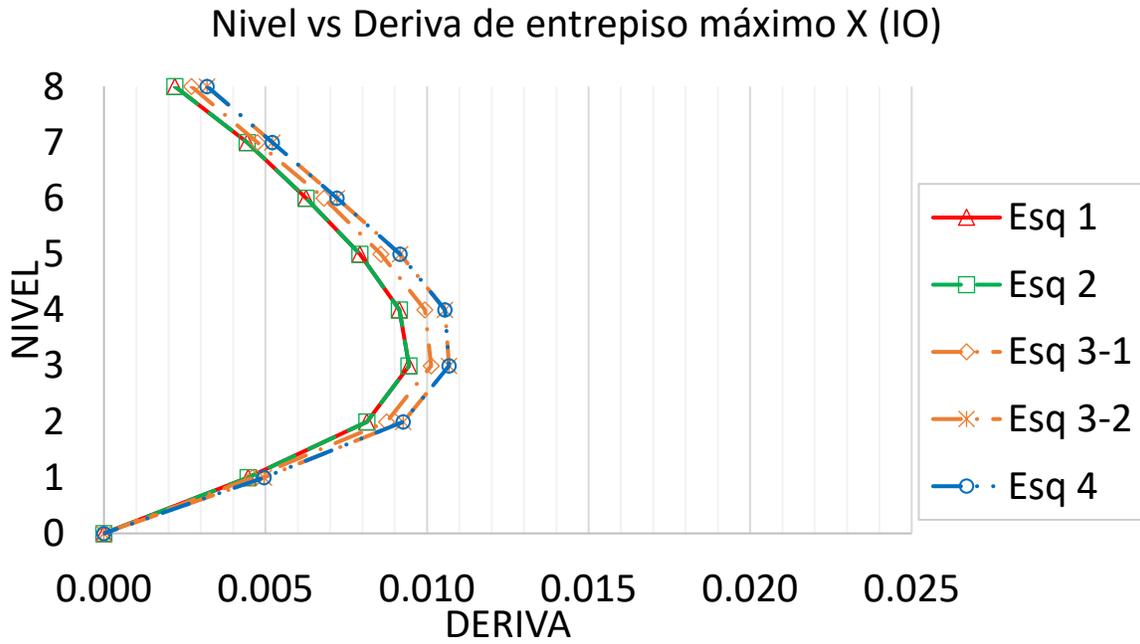
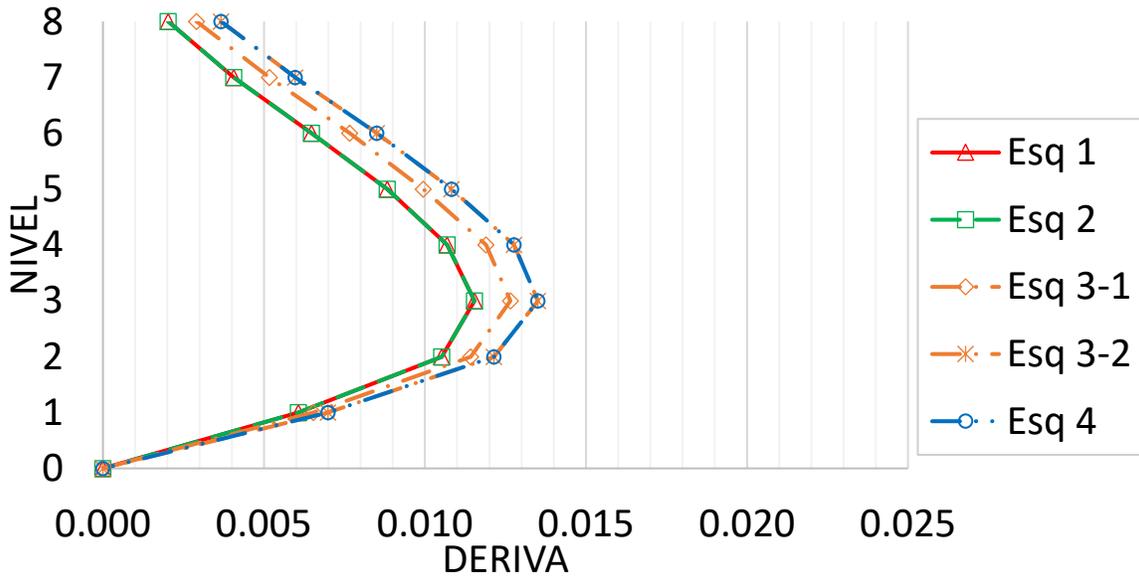


Figura 256 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de operación inmediata en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de ocho niveles

Nivel vs Deriva de entrepiso máximo X (LS)



Nivel vs Deriva de entrepiso máximo Y (LS)

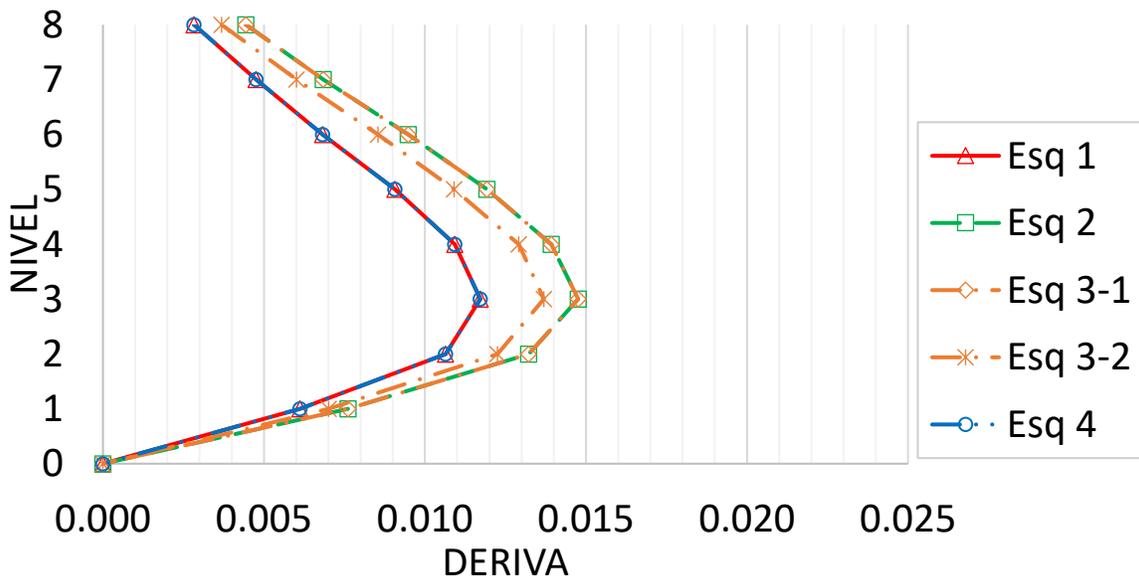


Figura 257 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de seguridad de vida en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de ocho niveles

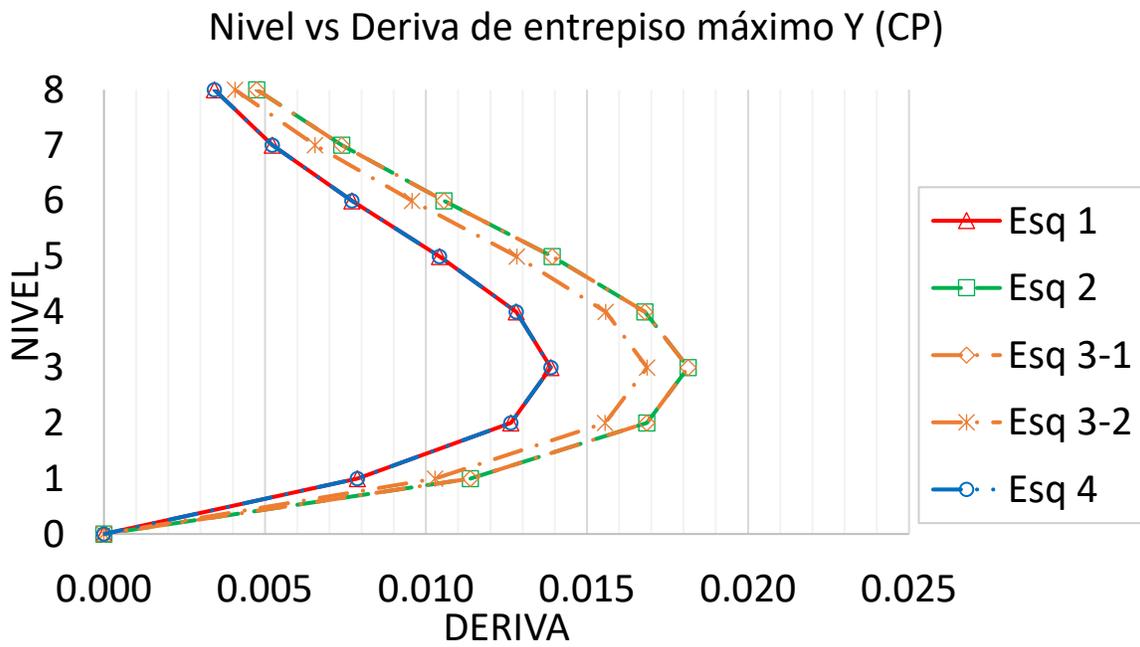
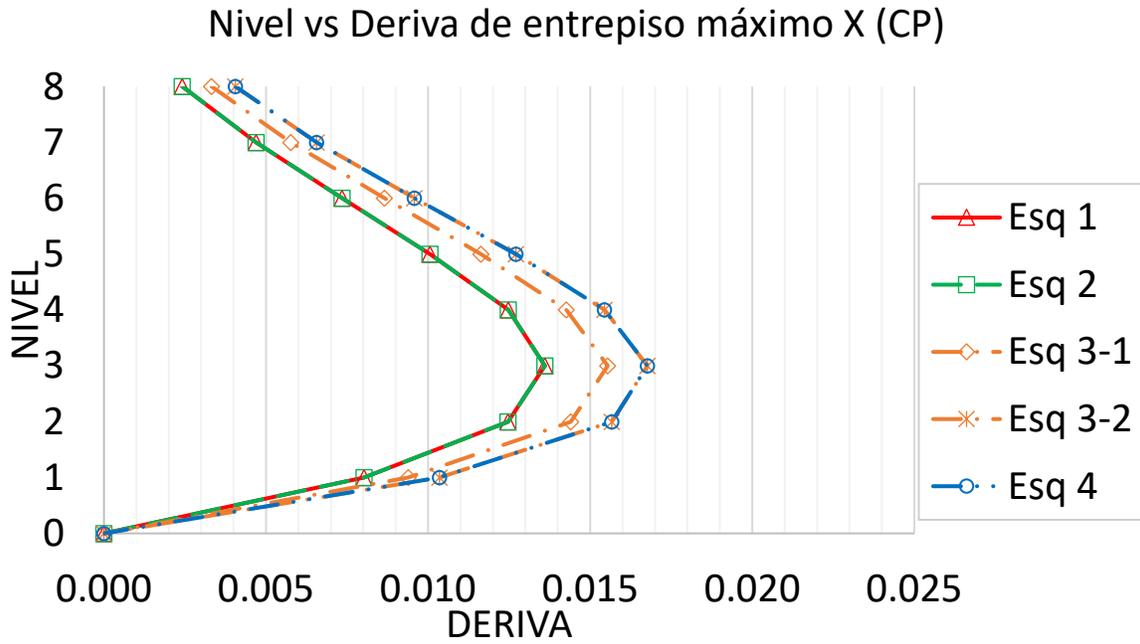


Figura 258 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de prevención de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de ocho niveles

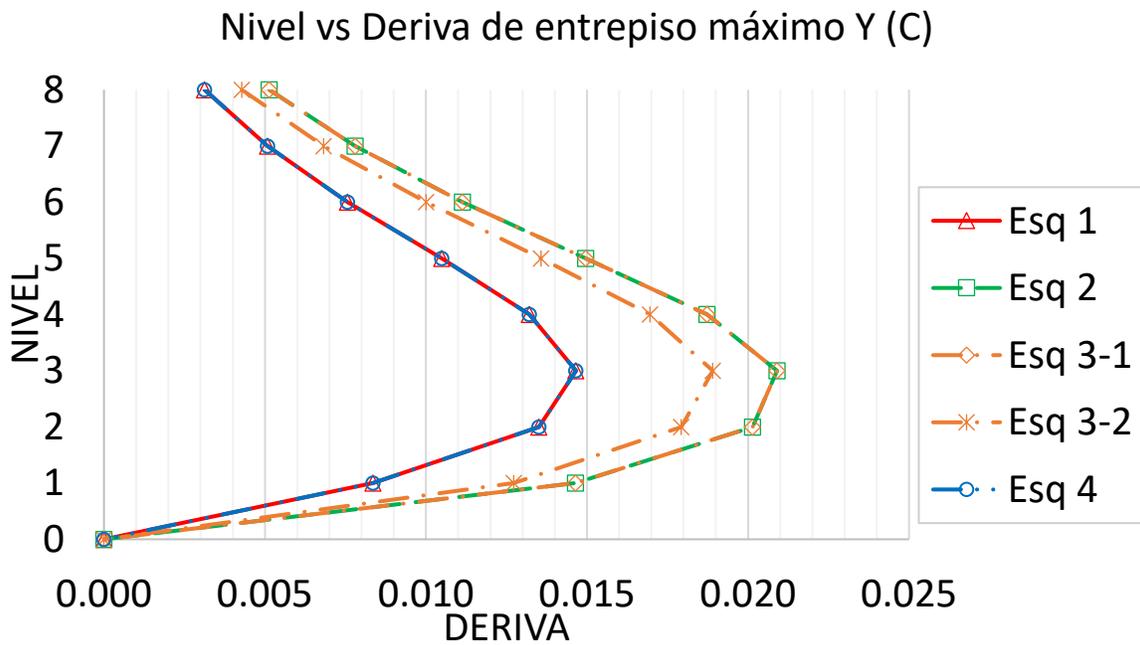
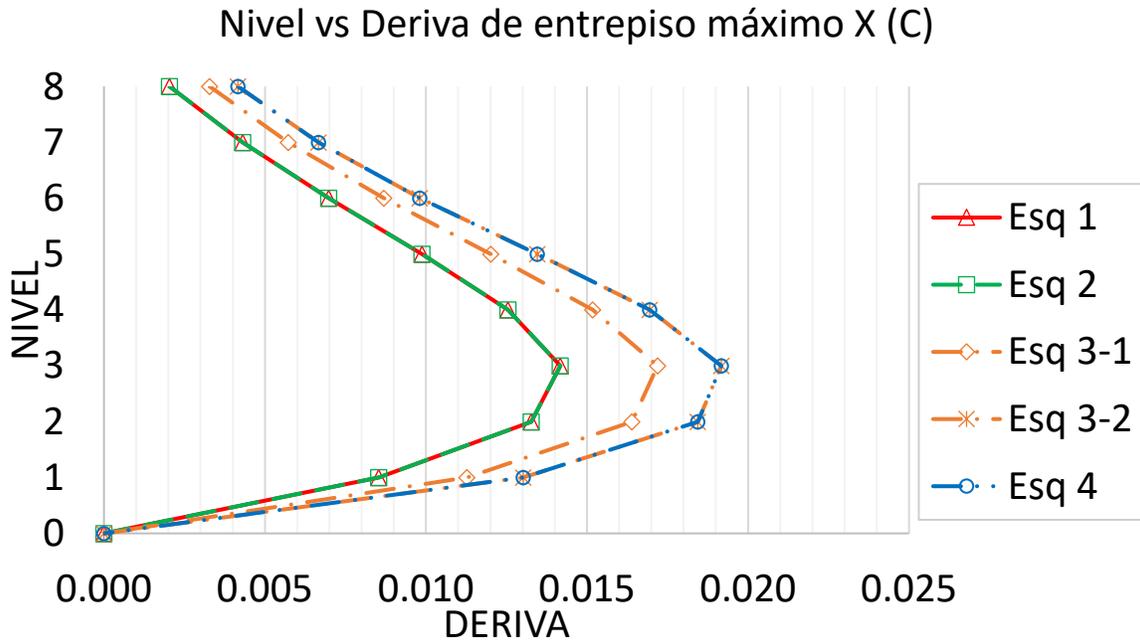


Figura 259 Deriva de entrepiso promedio con nivel de desempeño de colapso en dirección X y Y del modelo numérico con ochava de ocho niveles

ANEXO C

ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA DE CADA NIVEL DE DESEMPEÑO

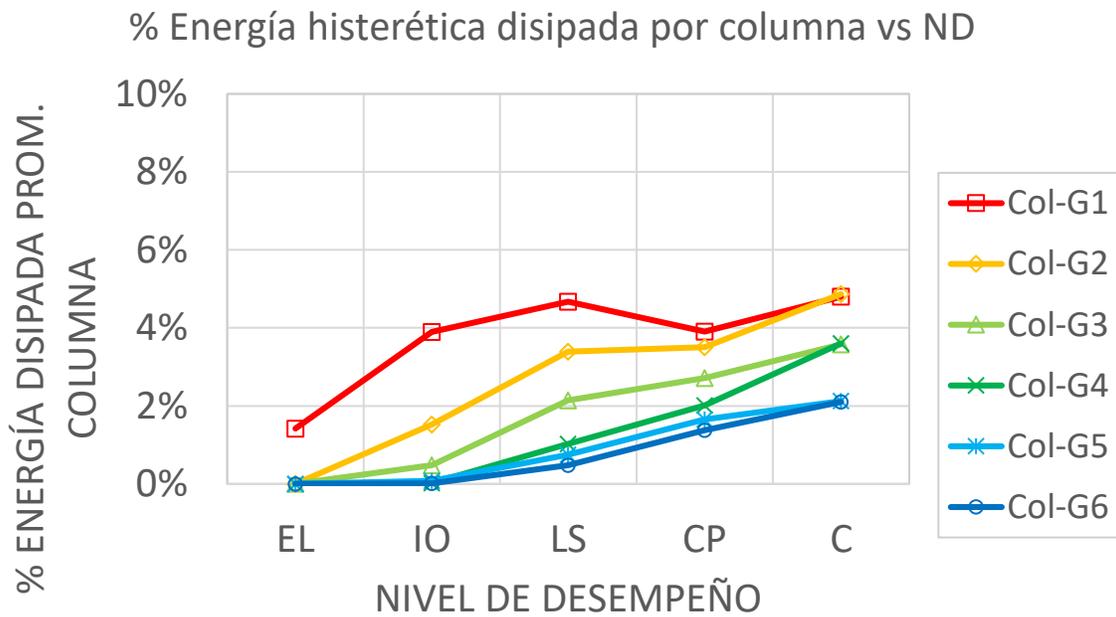
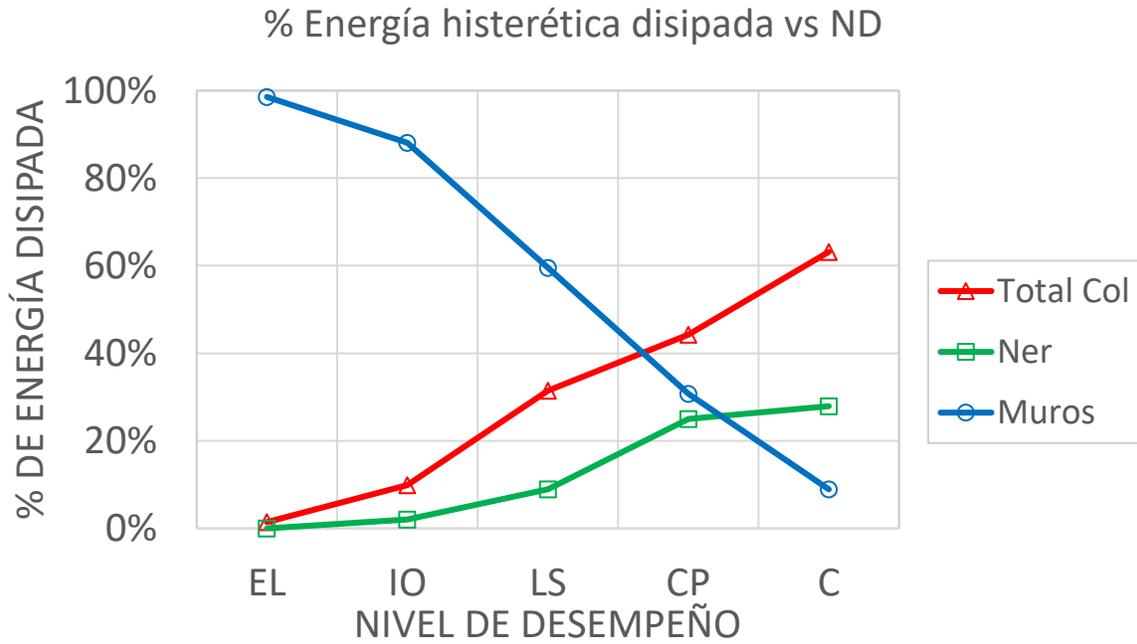


Figura 260 Niveles de desempeño del edificio con entrante de cuatro niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.

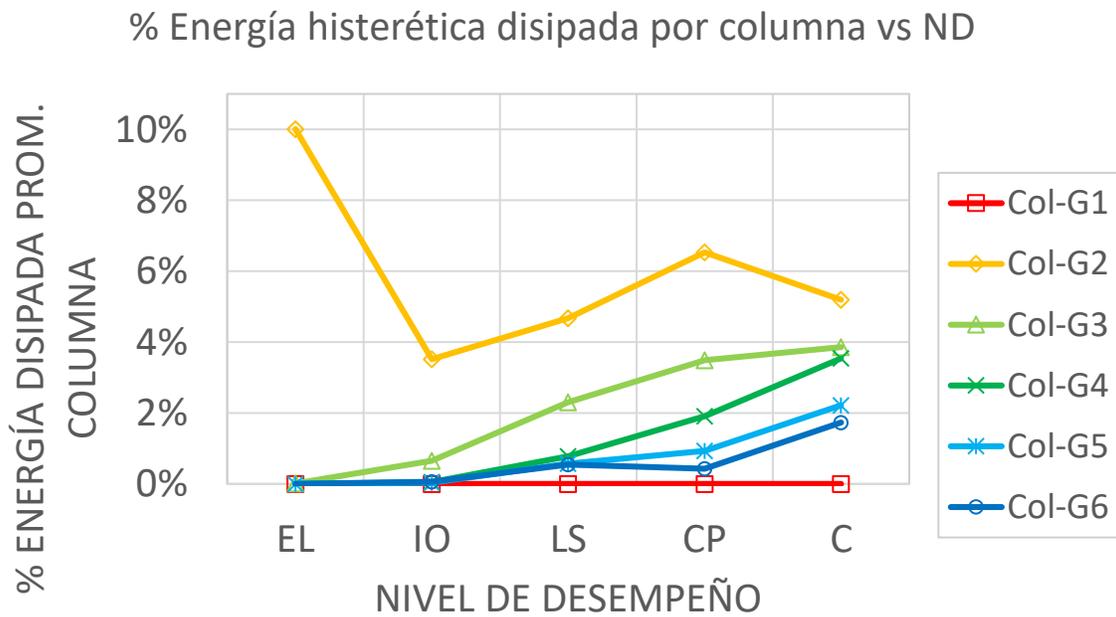
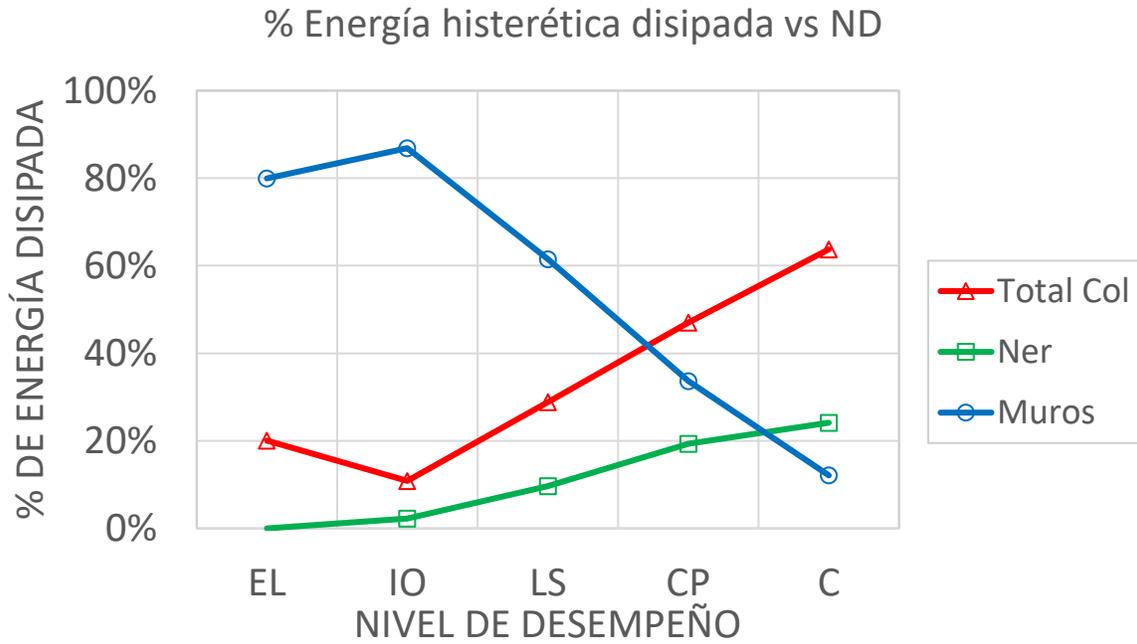


Figura 261 Niveles de desempeño del edificio con ochava de cuatro niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.

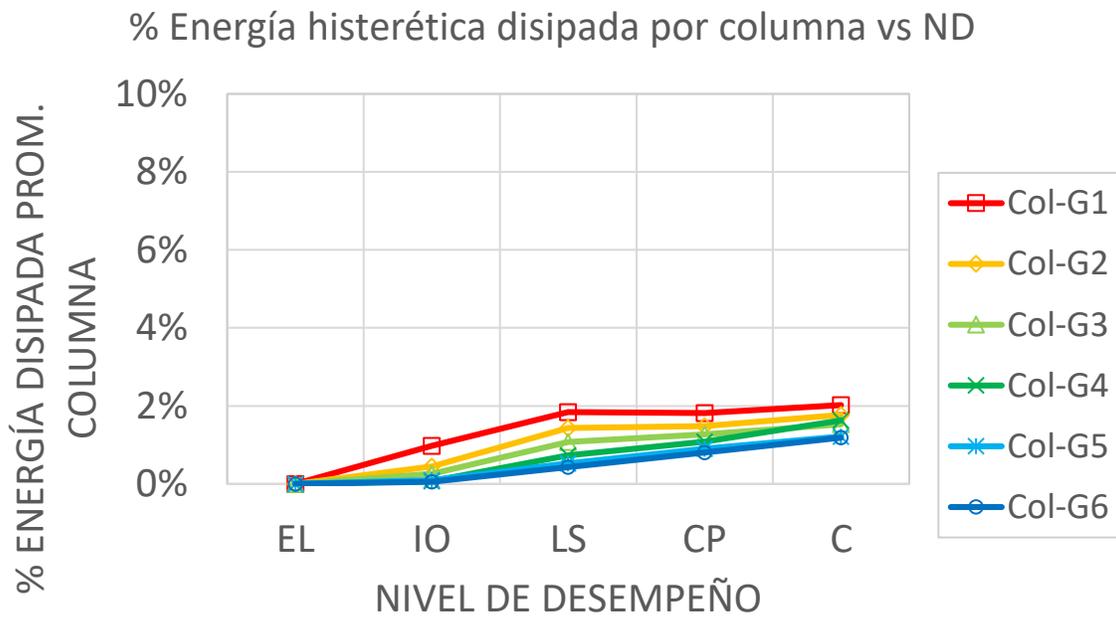
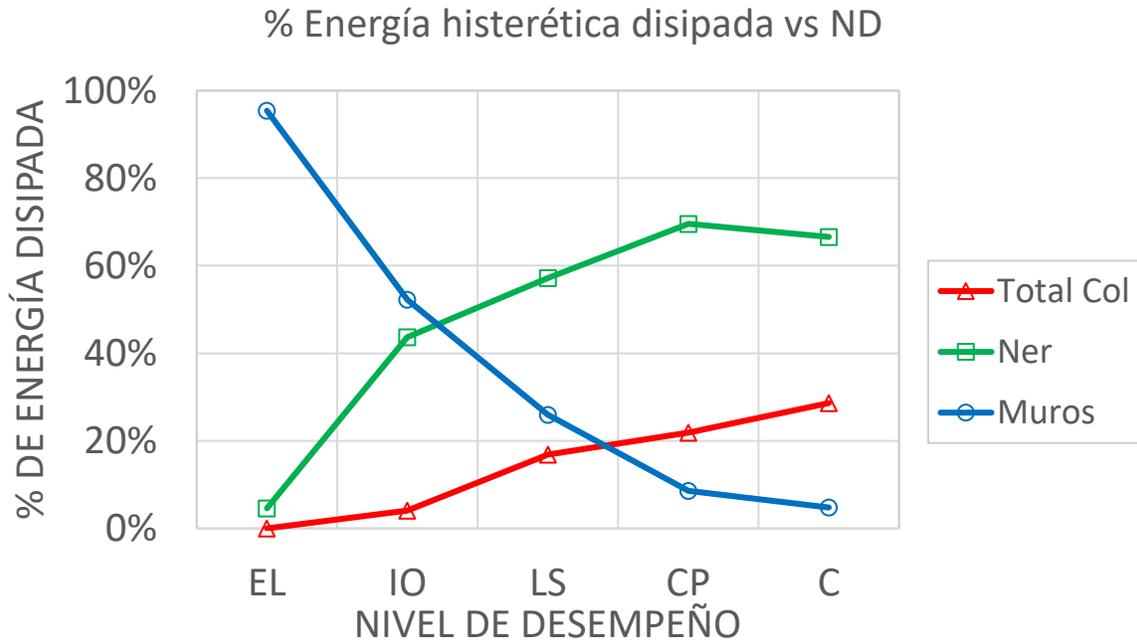


Figura 262 Niveles de desempeño del edificio con entrante de seis niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.

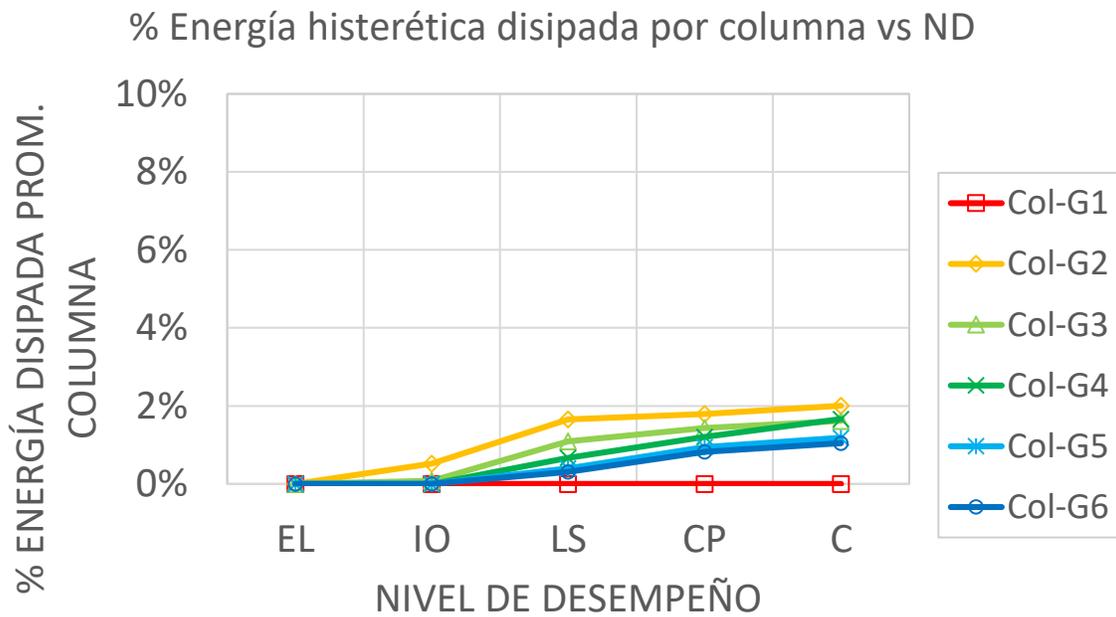
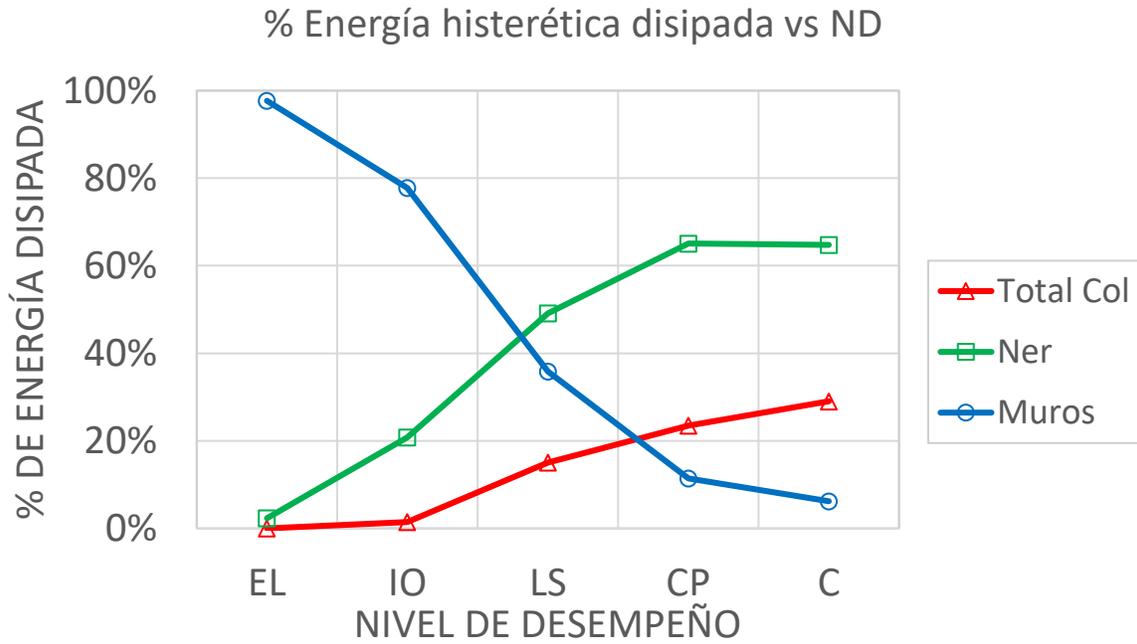


Figura 263 Niveles de desempeño del edificio con ochava de seis niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.

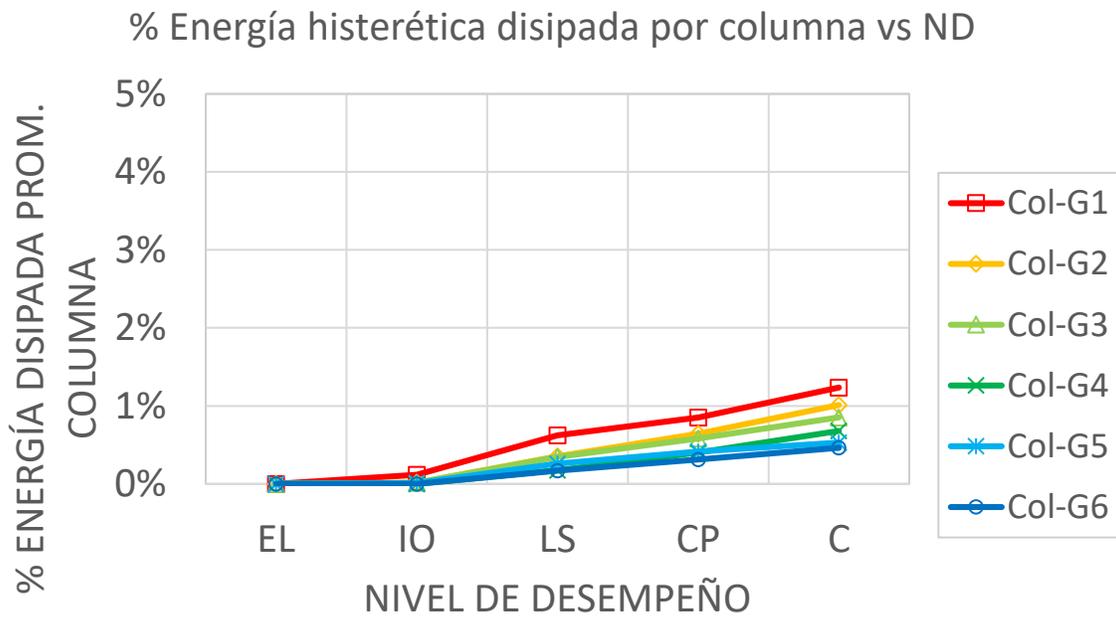
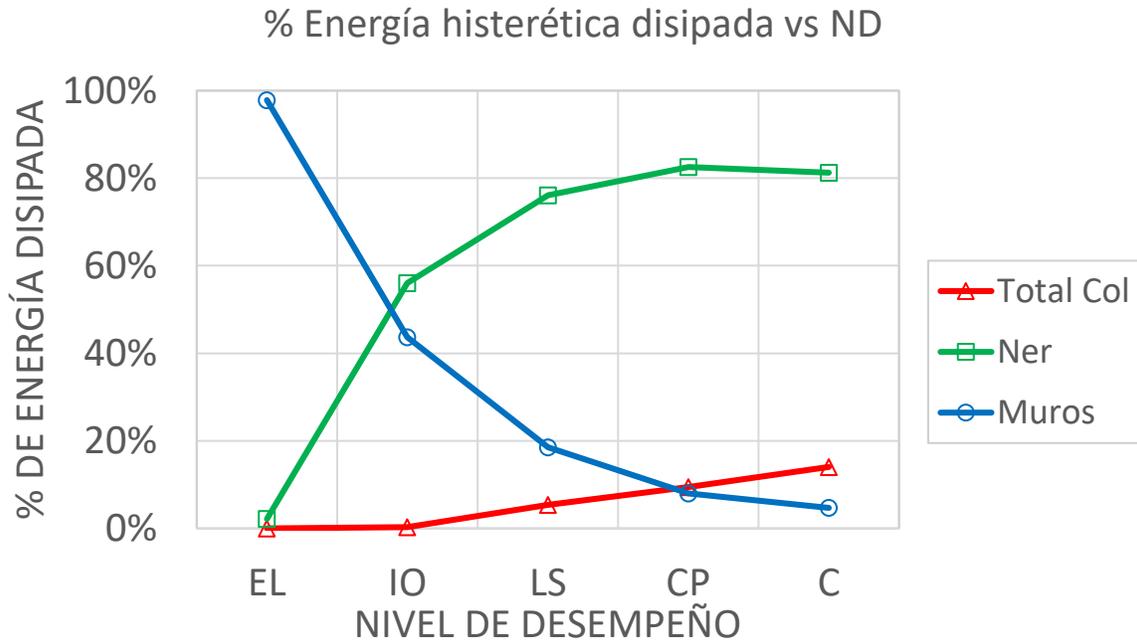


Figura 264 Niveles de desempeño del edificio con entrante de ocho niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.

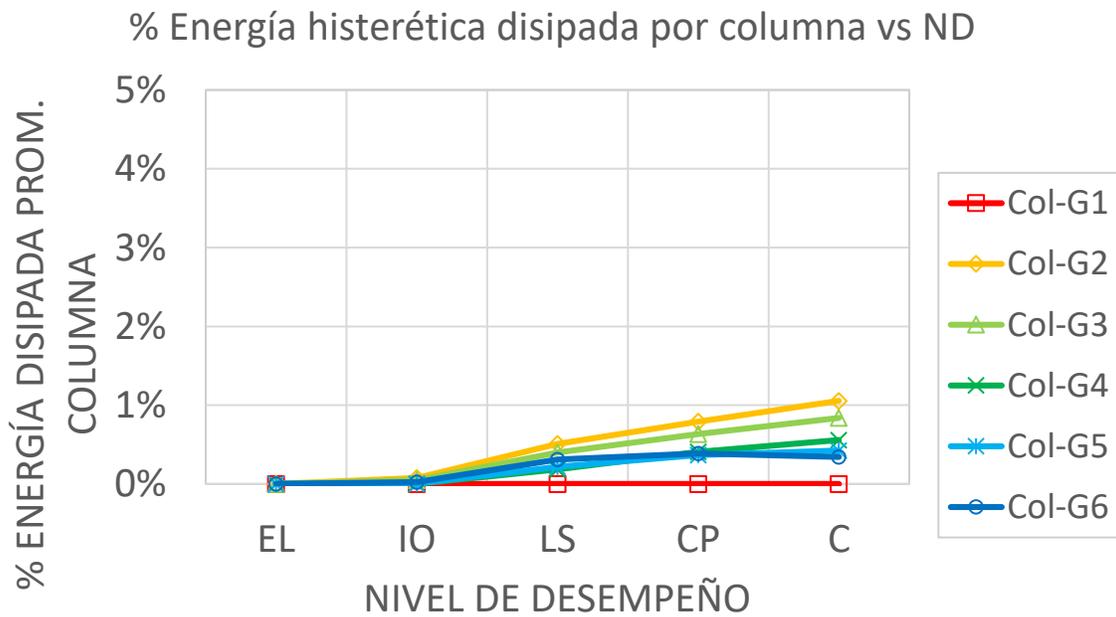
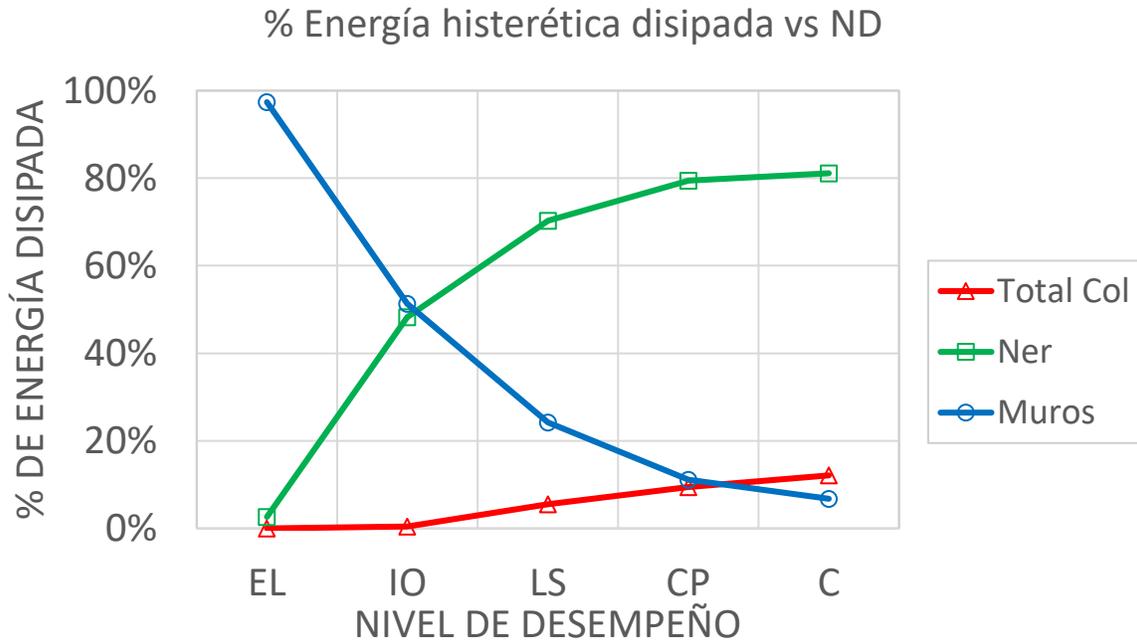


Figura 265 Niveles de desempeño del edificio con ochava de ocho niveles. (a) Porcentaje de energía histerética disipada en los elementos estructurales y (b) porcentaje promedio de energía histerética disipada por columna de cada grupo de columna.

REFERENCIAS

1. Akbari, R. (2012). *Seismic fragility analysis of reinforced concrete continuous span bridges with irregular configuration*. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8:9, 873-889. <https://doi.org/10.1080/15732471003653017>
2. Alemán, O. [@ophelyas]. (20 de septiembre de 2017). #sismocdmx Amatlán 43 #condesa hay #edificio a punto de caer #personas se niegan a salir #MexicoDePie #NoticierosTelevisa #urge [fotografías] [tweet]. Twitter. <https://twitter.com/ophelyas/status/910653877870981120>
3. Building Seismic Safety Council. (2003). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)*. Federal Emergency Management Agency. <https://www.nehrp.gov/pdf/fema450provisions.pdf>
4. Building Seismic Safety Council. (2020). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P-2082)*. Federal Emergency Management Agency. https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10/fema_2020-nehrp-provisions_part-1-and-part-2.pdf
5. Céspedes, S., Boroschek, R. y Ruíz, R. (23 de junio de 2019). *Modelos de movimiento fuerte para duración e Intensidad de Arias para registros de movimiento fuerte en Chile*. XII Congreso chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica. ACHISINA. https://www.researchgate.net/profile/Ruben-Boroschek/publication/333381148_Modelos_de_movimiento_fuerte_para_duracion_e_Intensidad_de_Arias_para_registros_de_movimiento_fuerte_en_Chile/links/5ce9991a92851c4eabf11b3/Modelos-de-movimiento-fuerte-para-duracion-e-Intensidad-de-Arias-para-registros-de-movimiento-fuerte-en-Chile.pdf
6. Ciudad. [@reformaciudad] (2020). *COLONIA ROMA SUR. Edificio Tepic 40 que estaba dañado desde 2017 es revisado por personal de Protección Civil, para evaluar* [fotografías] [tweet]. Twitter. <https://twitter.com/reformaciudad/status/1275483566604836864>

7. Comité de Mampostería. (2012). *Guía para el análisis de estructuras de mampostería*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
8. De Anda, J., Gómez A. y Juárez H. (2019). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios en la Ciudad De México construidos antes de 1985*. XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Monterrey. https://www.researchgate.net/publication/343530543_EVALUACION_DE_VULNERABILIDAD_SISMICA_DE_EDIFICIOS_EN_LA_CIUADAD_DE_MEXICO_CONSTRUIDOS_ANTES_DE_1985
9. Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M. y Willford, M. R. (2010). *Nonlinear structural análisis for seismic design*. National Earthquake Hazards Reduction Program. <https://nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>
10. Del Valle Ferrari Inmobiliaria. (s. f.). *Roma Sur Súper Esquina Sobre Viaducto - Tonalá*. Inmuebles24. Recuperado el 29 de marzo de 2022. <https://www.inmuebles24.com/propiedades/roma-sur-super-esquina-sobre-viaducto-tonala-52065211.html>
11. Edificios de Mexico. (2018). *Alistan demolición de edificio Colima 366* [Archivo de video]. YouTube. <https://youtu.be/cPCVdHWgqXM>
12. Edificios de Mexico. (24 de septiembre de 2017). *Dañado Edificio Morelia 107 (Sismo 19/09/17) | www.edemx.com* [Archivo de video]. YouTube. <https://youtu.be/BecRYD1An9U>
13. Edificios de Mexico. (25 de septiembre de 2017). *Edificio Monte Alto, Dañado (Sismo 19/09/17) CDMX* [Archivo de video]. YouTube. <https://youtu.be/Nm6maN4VbJk>
14. Edificios de Mexico. (26 de septiembre de 2017). *Daños en Residencial Grand Insurgentes, CDMX (Sismo 19/09/17) | www.edemx.com* [Archivo de video]. YouTube. <https://youtu.be/gyjA-zQQ-Z0>
15. Florio, E. (2022). *Influencia de la interacción suelo estructura en edificios con planta baja flexible ubicados en la Ciudad de México* [Tesis de maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo]. Repositorio UMSNH. http://bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083/xmlui/handle/DGB_UMICH/6760

16. García, F. (2019). *Rehabilitación sísmica de edificios, ¿un problema técnico o socioeconómico?* Obras por Expansión. <https://obras.expansion.mx/bespoke-ad/2019/08/23/rehabilitacion-sismica-de-edificios-un-problema-tecnico-o-socioeconomico>
17. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Ahorro Postal 179, Miguel Alemán, Benito Juárez, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/8GqqtNAPeYjq1nU8A>
18. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Altadena 59, Nápoles, Benito Juárez, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/xANjn4rDhZbFbPtS8>
19. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Amatlán 43, Condesa, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/8Z2sQLTZqKZz8CYo9>
20. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Av. Cuauhtémoc 614, Narvarte Poniente, Benito Juárez, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/BpQ5hmoKd5SFM5ak6>
21. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Av. México 2, Hipódromo, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/91TBYhbFDsN64KSP9>
22. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Cuauhtémoc 130, Doctores, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/E5RxxSZ84hPm6hn66>
23. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Dr. Vertiz 474, Atenor Salas, Benito Juárez, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/bpiwvAiAuKNra3M68>
24. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Fernando Montes de Oca 48, Condesa, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/Te5WQkysFBDouWo58>

25. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Fray Servando 200, Centro, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/bzjyTvJLnmfck9z96>
26. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Manzanillo 116, Roma Sur, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/EBParWbXn7dJGdNY7>
27. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Napoleón 50, Moderna, Benito Juárez, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/ntmWYqo6uiUpsSZs5>
28. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Nicolás San Juan 304, Narvarte Poniente, Benito Juárez, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/vEYBjGWDyaUJz3g3A>
29. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Querétaro 48, Roma Norte, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/yq5Yr2LgMV1Bmz5f7>
30. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Tehuantepec 28, Roma Sur, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/wGoXAsRqydgkpw2bA>
31. Google. (s. f.). [Dirección de Google Maps para Teotihuacán 11, Hipódromo, Cuauhtémoc, CDMX]. Recuperado el 28 de marzo de 2022, <https://goo.gl/maps/i1qGxdWoahd1Q4zi8>
32. Hernández, L. (2018). *Demolerán el lunes edificio de Toluca 28 en la colonia Roma*. Noticieros Televisa. <https://noticieros.televisa.com/ultimas-noticias/este-lunes-demoleran-edificio-toluca-28-colonia-roma/>
33. Jara, J. M., Hernández, E. J., Olmos, B. A. y Martínez, G. (2019). *Building damages during the September 19, 2017 earthquake in Mexico City and seismic retrofitting of existing first soft-story buildings*. Engineering Structures 209 (2020) 109977. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109977>

34. Juárez, C. (2017). *Otro sismo el 19 de septiembre*. Ciencia UNAM. Recuperado el 2 de febrero de 2022 de <https://ciencia.unam.mx/leer/649/otro-sismo-el-19-de-septiembre->
35. Kalateh-Ahani, M. y Amiri, S. (2021). *A Park-Ang damage index-based framework for post-mainshock structural safety assessment*. Structures (Vol. 33, pp. 820-829). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.04.039>
36. Lizárraga, J. F. y Pérez-Gavilán, J. J. (2015). *Modelación no lineal de muros de mampostería empleando elementos de contacto*. Revista de Ingeniería sísmica, (93), 41-59. <https://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n93/0185-092X-ris-93-00041.pdf>
37. López, B. (2018). *Damnificados del edificio siniestrado Nicolás San Juan 304 siguen en la calle*. Noticieros Televisa. <https://noticieros.televisa.com/ultimas-noticias/damnificados-edificio-siniestrado-nicolas-san-juan-304-siguen-calle/>
38. López, C. (s. f.). *Departamento en venta morelia 107 roma norte*. Propiedades.com. Recuperado el 28 de marzo de 2022 de <https://propiedades.com/inmuebles/departamento-en-venta-morelia-107-roma-norte-df-7142876>
39. Máximo, P., Hernández, A., Ramos, R. y Martínez, A. (2017). *Daños estructurales en Ciudad de México, producidos por los sismos del 28 de julio de 1957 y el 19 de septiembre de 1985*. Revista UNIMAR, 35(2), 161-186. <https://revistas.umariana.edu.co/index.php/unimar/article/view/1533>
40. Mena, U. y Pérez, L. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Comisión Federal de Electricidad. https://www.researchgate.net/publication/319643184_C13_Manual_de_Diseño_de_Obras_Civiles_-_Diseno_por_Sismo_CFE-IIE_Version_2015
41. Mora, M. A., Villalba, J. D. y Maldonado, E. (2006). *Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal*. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 5(9): 59-74. http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S1692-33242006000200006

42. Moreno, A. (2020). *Advierten riesgo por edificio dañado*. Reforma. https://www.reforma.com/aplicacioneslibre/preacceso/articulo/default.aspx?_rval=1&urlredirect=https://www.reforma.com/advierten-riesgo-por-edificio-danado/ar1972382?referer=-7d616165662f3a3a6262623b727a7a7279703b767a783a-
43. Nikolaou, S., Gazetas, G., Garini, E., Diaz-Fanas, G. y Ktenidou, O. (2018). *Geoseismic design challenges in Mexico City, Part 1: A 32-year déjà vu*. Structure magazine. <https://www.structuremag.org/?p=13964>
44. NTC CDMX-Sismo. (2020). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo con comentarios*. Gaceta oficial de la Ciudad de México https://www.smie.org.mx/uploads/1/2022-11/normas_tecnicas_complementarias_diseno_sismo_2020.pdf
45. NTC DF. (1957). *Normas técnicas complementarias del Distrito Federal*. Departamento del Distrito Federal.
46. NTC DF. (1966). *Normas técnicas complementarias del Distrito Federal*. Departamento del Distrito Federal
47. NTC DF. (1987). *Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el D.F.* Gaceta oficial del departamento del Distrito Federal.
48. NTC DF. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial del Distrito Federal
49. NTC DF-Concreto. (1977). *Normas técnicas complementarias para elementos de concreto*. Departamento del Distrito Federal
50. NTC DF-Sismo. (1977). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*. Departamento del Distrito Federal
51. Park, Y. J., Ang, A. H. S. y Wen, Y. K. (1985). *Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings*. Journal of Structural Engineering, 111(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(740\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(740))
52. Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre, J. y Ramírez, L. (2018). *Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México*. Salud Publica Mex 2018;60(supl 1): S41-S51. <https://doi.org/10.21149/9300>

53. Perform3D (2021). *Components and elements for Perform 3D*. Computers & Structure, Inc.
54. Perform3D (2021). *User Guide Perform 3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures*. Computers & Structure, Inc.
55. Rascón, O., Chavez, M., Alonso, L., y Palencia, V. (1976). *Corrección de las línea base de registros de temblores*. Revista de Ingeniería Sísmica, (16).
<https://doi.org/10.18867/ris.16.399>
56. Redacción. (2017). *En imágenes: todas las zonas colapsadas de la CDMX y su impacto económico*. El Financiero.
<http://www.elfinanciero.com.mx/nacional/19s-asi-fue-el-impacto-economico-en-zonas-colapsadas-de-la-cdmx>
57. Roa, M. I. (2019). *Comportamiento sísmico esperado de edificios con disipadores de energía sobre suelos de transición y flexible* [Tesis de maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo]. Repositorio UMSNH.
http://bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083/xmlui/handle/DGB_UMICH/4080
58. Rodríguez, S. y Valencia, G. (2021). *Incremento de la seguridad de la infraestructura escolar de México*. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
https://www.inifed.gob.mx/tecnica/tiv/presentaciones/12-Valencia_y_Rodriguez-Feb_25.pdf
59. Servicio Sismológico Nacional (s.f.). *Zona de subducción mexicana y su potencial para un sismo mayor*. Instituto de Geofísica UNAM.
<http://www.ssn.unam.mx/jsp/reportesEspeciales/sismoMayor.pdf>
60. Structural Engineering Institute (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17)*. American Society of Civil Engineers.
<https://doi.org/10.1061/9780784414859>
61. Zea, F. (s. f.). *Calles en el centro de Toluca, México después del terremoto del 16 de febrero de 2018*. Dreamstime. Recuperado el 29 de marzo de 2022 de
<https://es.dreamstime.com/calles-en-el-centro-de-toluca-m%C3%A9xico-despu%C3%A9s-del-terremoto-febrero-image110107727>