



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA E INELÁSTICA DE  
EDIFICIOS IRREGULARES EN ELEVACIÓN SIN Y CON  
DISIPADORES DE ENERGÍA TIPO ADAS**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

**KARLA IVONNE GUTIÉRREZ VÁZQUEZ**

**DIRECTOR DE TESIS: PROFR. JORGE A. ÁVILA RODRÍGUEZ**

---

---

## **JURADO ASIGNADO**

Presidente: Dr. José Alberto Escobar Sánchez

Secretario: M en I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez

Vocal: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

1<sup>er</sup>. Suplente: M. en I. Miguel Ángel Rodríguez Vega

2<sup>do</sup>. Suplente: M. en I. Octavio García Domínguez

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

## **TUTOR DE TESIS:**

M. en I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez

---

**FIRMA**

---

---

---

---

# Agradecimientos

Quisiera dedicar esta tesis a:

A Dios, porque ha estado conmigo a cada paso que doy, cuidándome y dándome fortaleza para continuar.

A mi madre Rosenda Nony, que además de darme la vida ha estado siempre pendiente de mis luchas diarias, a mi padre fallecido, Carlos Antonio, que mientras vivió fue un apoyo incondicional y estuvo atento de mis estudios y ambos han compartido mis logros profesionales y personales, también quisiera dedicar esta tesis a mis hermanos María Grissel y Carlos Rubén que me han apoyado y acompañado a lo largo de mi vida, pero sobre todo quiero agradecer a mi esposo Jorge y a mis hijos Jordi Karim y Karla lone ya que en los últimos años me han apoyado e impulsado a alcanzar la meta que hoy logro, que se han sacrificado junto a mí y han sido mi soporte para no darme por vencida.

A mi tía Vechis, como un testimonio de gratitud y eterno reconocimiento por el apoyo que siempre me ha brindado.

A la UNAM, la máxima casa de estudios y al Instituto de Ingeniería que me permitieron desarrollar este trabajo de tesis y adquirir experiencia profesional. A mi asesor, M. en I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez, como una muestra de correspondencia, por todo el apoyo brindado y porque hoy veo llegar a su fin una de las metas de mi vida, le agradezco la orientación que siempre me ha otorgado

A los miembros del jurado: Dr. José Alberto Escobar Sánchez, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, M. en I. Miguel Ángel Rodríguez Vega y M. en I. Octavio García Domínguez, por sus valiosos comentarios y sugerencias al presente trabajo.

A todos mis amigos, por los buenos momentos que hemos compartido.

---

---



---

---

# RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA E INELÁSTICA DE EDIFICIOS IRREGULARES EN ELEVACIÓN SIN Y CON DISIPADORES DE ENERGÍA TIPO ADAS

## INDICE

Capítulo 1	INTRODUCCIÓN	
1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos y alcances	4
Capítulo 2	CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO	
2.1	Introducción	7
2.2	Filosofía de diseño	12
2.3	Importancia de la respuesta inelástica	13
2.4	Elección del método de análisis sísmico	14
2.4.1	Método simplificado	14
2.4.2	Método estático	15
2.4.3	Método dinámico modal espectral	16
2.4.3.1	Espectros de diseño	20
2.4.3.2	Espectros de diseño de las NTC-Sismo del RCDF-04	21
2.4.3.3	Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q	23
2.4.3.4	Revisión por cortante basal	24
2.4.3.5	Efectos de torsión	25
2.4.4	Análisis dinámico paso a paso	26
2.4.4.1	Ecuaciones de equilibrio	26
2.4.4.2	Integración paso a paso	28
2.4.5	Tipos de no-linealidades	30
2.5	Idealización de las estructuras	31
2.6	Relaciones permisibles de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	32
2.7	Efectos P- $\Delta$	33
2.8	Curvatura de elementos de concreto reforzado	34
2.9	Ductilidad de curvatura	35
2.9.1	Factores que afectan la ductilidad de curvatura	36
2.9.2	Curvatura de fluencia	37
2.9.3	Curvatura mínima	37
2.10	Demandas de ductilidad local	38
2.10.1	Miembros a flexo-compresión	38
2.10.2	Miembros a flexo-tensión	39
2.11	Demandas de ductilidad global	39
2.12	Longitud equivalente de articulación plástica	40
2.13	Requisitos y factores para el diseño de estructuras	42

---

---

# Índice

---

2.13.1	Requisitos de estructuración	42
2.13.2	Mecanismos de falla	43
2.13.3	Requisitos para el dimensionamiento y detallado de las estructuras	44
2.13.3.1	Vigas	45
2.13.3.2	Columnas	46
2.13.3.3	Uniones viga – columna	48
2.13.4	Hipótesis de diseño en elementos estructurales de acero	49
2.13.4.1	Miembros de acero a tensión	54
2.13.4.2	Miembros de acero a compresión	56
2.14	Comportamiento sísmico de estructuras con disipadores de energía	58
2.14.1	Descripción de disipadores de energía ADAS	59
2.14.2	Criterios preliminares de diseño con los disipadores ADAS	60
2.14.3	Propiedades mecánicas de una placa ideal en “X”	60
2.15	Criterios de diseño utilizados en este trabajo	64
Tablas		66
Figuras		72
<b>Capítulo 3</b>	<b>CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS</b>	
3.1	Introducción	91
3.2	Consideraciones generales	92
3.3	Modelo de 9 niveles	93
3.3.1	Caso A	93
3.3.2	Caso B	94
3.3.3	Caso C	95
3.4	Modelo de 10 niveles	95
3.4.1	Caso A	95
3.4.2	Caso B	97
3.4.3	Caso C	97
3.5	Análisis sísmicos elásticos	97
3.5.1	Periodos de vibración	97
3.5.2	Desplazamientos horizontales máximos totales	99
3.5.3	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	100
3.5.4	Fuerza cortante de entrepiso	101
3.5.5	Rigidez lateral de entrepiso de los ejes exteriores e interiores	102
3.6	Diseños de los modelos de 9 y 10 niveles	102
3.6.1	9 niveles	104
3.6.2	10 niveles	104
Tablas		105
Figuras		125
<b>Capítulo 4</b>	<b>CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS SIN DISIPADORES DE ENERGÍA</b>	
4.1	Antecedentes	171
4.1.1	Características generales del programa DRAIN-2DX	172
4.1.2	Características de las estructuras analizadas	174
4.2	Respuestas dinámicas inelásticas	175
4.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos de azotea	176

---

	4.2.2	Demandas máximas de ductilidad global	177
	4.2.3	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	177
	4.2.4	Historias de coeficientes sísmicos	178
	4.2.5	Curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	178
	4.2.6	Historias de elementos mecánicos y demandas de ductilidad local en vigas, columnas y diagonales	179
	4.2.7	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	182
Tablas			185
Figuras			199
<b>Capítulo 5</b>		<b>CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA</b>	
5.1		Antecedentes	311
5.2		Respuestas dinámicas inelásticas	313
	5.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	313
	5.2.2	Demandas de ductilidad global	314
	5.2.3	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	314
	5.2.4	Historias de coeficientes sísmicos	315
	5.2.5	Curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	315
	5.2.6	Historias de elementos mecánicos en vigas, columnas y diagonales	316
	5.2.7	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	321
Tablas			323
Figuras			324
<b>Capítulo 6</b>		<b>COMPARACIÓN DE RESPUESTAS</b>	
6.1		Introducción	405
6.2		Análisis sísmicos elásticos para diseño	406
	6.2.1	Comparación de las dimensiones definitivas de los miembros estructurales	406
	6.2.2	Periodos fundamentales de vibración	407
	6.2.3	Desplazamientos horizontales máximos	409
	6.2.4	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	410
	6.2.5	Fuerzas cortante basales	410
6.3		Comparación de resultados inelásticos	411
	6.3.1	Desplazamientos horizontales máximos totales e historias de desplazamientos de azotea	411
	6.3.2	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	413
	6.3.3	Coefficientes sísmicos	414
	6.3.4	Curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	415
	6.3.5	Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas, columnas y diagonales	417
	6.3.5.1	Historias de elementos mecánicos en columnas	417
	6.3.5.2	Historias de elementos mecánicos en vigas	418
	6.3.5.3	Historias de elementos mecánicos en diagonales	418
	6.3.6	Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas	419

## Índice

---

Tablas		421
Figuras		435
Capítulo 7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
7.1	Conclusiones	465
7.2	Recomendaciones	470
REFERENCIAS		471

### 1.- INTRODUCCIÓN

#### 1.1 Antecedentes

Los sismos son movimientos vibratorios de la superficie terrestre, causados principalmente por la liberación repentina de energía debido a una dislocación o desplazamiento en la corteza terrestre. Los sismos de mayor magnitud e importancia son de origen tectónico, los cuales se generan por el corrimiento de cierta área de contacto entre las placas litosféricas. La energía de los sismos se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza. El punto subterráneo en donde se inicia el movimiento se conoce como foco o hipocentro, y su proyección vertical a la superficie es el epicentro.

La mayoría de los sismos ocurren en las zonas de contacto entre placas litosféricas adyacentes; muy pocos ocurren en el interior de los bloques rígidos de la litosfera. El 75% de los sismos, aproximadamente, suceden en las zonas de subducción en los bordes continentales y en los arcos insulares situados en la periferia del Océano Pacífico, zona conocida como Cinturón Circumpacífico.

Los dos parámetros más importantes para designar el tamaño y la fuerza de un sismo son la magnitud y la intensidad. La magnitud es una medida cuantitativa del tamaño del evento, relacionada con la energía

---

## Capítulo 1

---

sísmica liberada durante el proceso de ruptura en la falla; es una medida única e independiente del sitio de observación. La escala de magnitud más conocida es la de Richter o de magnitud local,  $M_L$ . Existen otras escalas basadas en registros de diversos tipos de ondas, siendo las más frecuentes la magnitud de ondas superficiales,  $m_s$  y la de ondas de cuerpo,  $m_b$ . Otra escala más directa, más utilizada en la actualidad, para medir la energía disipada en un sismo es la denominada momento sísmico,  $M_w$ , que considera la rigidez del terreno y el área de ruptura.

Para fines de ingeniería, nos interesa tanto la magnitud del sismo como sus efectos en los sitios en donde existen o se van a construir las edificaciones. A esta característica se le llama intensidad. En general, la intensidad decrece conforme nos alejamos de la zona epicentral. La escala de intensidad más utilizada es la de Mercalli modificada, la cual va del grado I al XII.

Los aparatos para medir la intensidad sísmica de mayor importancia son los acelerógrafos, que proporcionan la variación de las aceleraciones con el tiempo en el sitio en donde están colocados, mediante registros o acelerogramas.

El movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, debido a alteraciones en las ondas, ocasionadas principalmente por efectos geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo. A estas alteraciones se les conoce como efectos locales, y en los últimos años han conducido a la microzonificación sísmica de las áreas de asentamientos humanos. La presencia de estratos de suelo blando altera significativamente las características de las ondas sísmicas; se filtran ondas de periodo corto y se amplifican las de periodo largo; en general, la intensidad sísmica va a aumentar en este tipo de terrenos, teniéndose así mayores daños que en terrenos con suelos firmes.

Un área en donde los efectos de sitio son extraordinariamente importantes es el valle de México, ya que a pesar de que se encuentra en una zona de peligro sísmico moderado (zona B, según la regionalización sísmica de la República Mexicana, según el Manual de Obras Civiles de la CFE), las condiciones geológicas particulares de esta zona producen una amplificación de las ondas sísmicas en toda la región, debido a los estratos profundos de arcilla compresible que existen en las zonas correspondientes a los antiguos lagos.

El movimiento sísmico del suelo se va a transmitir a los edificios generando fuerzas de inercia en las masas de la estructura, poniendo en peligro su seguridad. Las fuerzas que se van a inducir en las construcciones no son función únicamente de la intensidad del movimiento del terreno, sino que dependen también de las propiedades de cada estructura. Los movimientos del suelo son amplificadas en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma pueden llegar a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación va a depender del amortiguamiento propio de la estructura y de la relación entre su periodo natural de vibración y el periodo dominante del movimiento del suelo.

Para sismos moderados, la estructura, normalmente, se debería mantener dentro de su intervalo de comportamiento elástico-lineal; sin embargo, conforme la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se van a generar cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las cuales van a alterar su respuesta; el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez y resistencia pueden tender a disminuir y el amortiguamiento a aumentar. La magnitud de estas modificaciones va a depender en gran medida del tipo de sistema estructural, así como de los materiales utilizados.

Los últimos grandes sismos que han ocurrido en el mundo, han provocado funestos desastres; el caso de la Ciudad de México ante los sismos de septiembre de 1985 es un ejemplo. Además, se sabe que en cualquier instante puede ocurrir otro gran sismo; probablemente se espera se origine en la llamada brecha de Guerrero; su magnitud puede llegar hasta 8.3, a menos que ocurran dos o tres sismos menores por los cuales se disipe la energía acumulada. Ante la existencia de otras brechas en las costas del Pacífico, existe la probabilidad no nula de que, en un margen de tiempo corto, ocurran otros movimientos de tierra sobre las costas de Jalisco y las de Oaxaca.

Respecto a los problemas relacionados con la evaluación de daños en edificios debidos a los sismos de 1985, se hizo evidente que el comportamiento está vinculado de manera significativa por algunos efectos, cuyas consecuencias no parecían estar consideradas de manera apropiada en los requisitos de diseño, tales como los de segundo orden ( $P-\Delta$ ), los de torsión, los de interacción suelo-estructura y los de comportamientos no-lineal, entre otros.

Los estragos producidos en las estructuras por la manifestación de la pseudo-resonancia dinámica, produjeron importantes solicitaciones y esfuerzos actuantes, que estuvieron por encima de los máximos que se esperaban; afortunadamente, algunas estructuras solo presentaron grandes deformaciones y daños sin llegar al colapso. Los edificios resueltos a base de marcos mostraron muchas fallas; en los daños en este tipo de estructuras dominaron los problemas en las columnas por efectos de cortante, flexo-compresión, o una combinación. Hubo, también, muchos problemas en estructuras con sistemas de piso a base de losas planas aligeradas con daños por punzonamiento, y en edificios con pilotes de fricción con daños en la cimentación.

La ingeniería sísmica, por lo general, tiene avances cuando se producen sismos grandes con resultados desagradables, poniendo en evidencia, muchas veces, las incongruencias entre el comportamiento real de las estructuras y el teóricamente calculado. Después de los sismos de septiembre de 1985, en octubre del mismo año, el gobierno de la ciudad de México editó las Normas de Emergencia, que fueron un reflejo de la circunstancia, y que indiscutiblemente resultaron más severas que el anterior reglamento (RCDF-76); estas Normas estuvieron vigentes hasta el 3 de julio de 1987, fecha en la que se publicó el nuevo Reglamento, con las rectificaciones y sugerencias de todos los estudios hechos posteriormente a 1985, persiguiendo con ello un mejor comportamiento sísmico. Después de algunas modificaciones menores, el 13 de agosto de 1993 se editó el nuevo Reglamento. Posteriormente, a partir del 29 de enero de 2004, empezó a regir el actual Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF-04.

### 1.2 Objetivos y Alcance

Para alcanzar los objetivos y el alcance de este trabajo, fue necesario seguir la metodología que a continuación se expone. Se estudia y compara el comportamiento sísmico de edificios de 9 y 10 niveles con cinco diferentes estructuraciones, como se señala a continuación:

- CASO A.- Marcos de concreto reforzado en las dos direcciones
- CASO B.- Marcos de concreto reforzado y diagonales de acero en las dos direcciones, asumiendo que las diagonales son un refuerzo del caso A
- CASO C.- Marcos de concreto reforzado con diagonales de acero en las dos direcciones, considerando que se trata de un edificio nuevo

CASO D.- Es el caso B, pero con disipadores de energía tipo ADAS

CASO E.- Es el caso C, añadiendo disipadores de energía tipo ADAS

Las principales características estructurales de los dos edificios son:

- 9 niveles, más planta baja y un sótano. El entrepiso de planta baja (PB) tiene doble altura, con respecto de los entrepisos superiores. La planta es rectangular con tres y cuatro crujiás en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente, todas de 8 m. Además del cajón de cimentación, el edificio tiene pilotes de fricción.
- 10 niveles, más planta baja y un sótano; la planta es tipo cuadrada, con cuatro claros de 8 m en cada dirección. La estructura es irregular en elevación, con una reducción de dos crujiás a partir del nivel 6 hasta el nivel 10, en la dirección longitudinal. Al igual que el otro edificio, además del cajón de cimentación, se tienen pilotes de fricción.

Las estructuras pertenecen al grupo B1, están situadas en la zona compresible tipo III<sub>b</sub> de la ciudad de México. Para su diseño se aplicó el factor de comportamiento sísmico,  $Q=3$ , según las NTC-Sismo del RCDF-04. Se controlaron los desplazamientos laterales relativos dentro del rango permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso, proporcionándole a cada edificio la rigidez lateral suficiente que limite la respuesta de dichos desplazamientos. El diseño de las cuantías de acero de refuerzo de cada estructura se realizó con el criterio de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto). Las diagonales de acero de los casos B y C se proporcionaron según las Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Estructuras Metálicas (NTC-Metálicas).

Los diseños se hicieron con base en los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales, considerando el comportamiento tridimensional; se incluyó la participación de las cargas gravitacionales y los efectos de segundo orden. Posteriormente, se realizaron análisis sísmicos inelásticos paso a paso de los casos A a E, y se hicieron comparaciones de las respuestas no-lineales, tales como demandas máximas de ductilidad local y ductilidad global desarrolladas contra los valores permisibles del código.

## Capítulo 1

---

Para los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales elásticos, para fines del diseño, se aplicaron las especificaciones de las NTC-Sismo del RCDF-04, con la ayuda del programa de computadora ETABS.

Para los análisis dinámicos paso a paso se utilizó el acelerograma SCT, componente E-W, registrado el 19 de septiembre de 1985; la revisión de la respuesta sísmica inelástica se hizo para determinar las respuestas y las tendencias de los mecanismos de falla que se llegan a desarrollar en la historia del tiempo. Se utilizó el programa DRAIN-2DX.

Así, el objetivo principal de este estudio consiste en calcular y comparar las respuestas sísmicas elástica e inelástica de los casos A a E propuestos, para conocer las ventajas y desventajas que presenta cada estructuración ante la acción de este tipo de sismos intensos.

Con base en estos resultados, sin y con la participación de las diagonales y disipadores de energía, asumiendo el control de los desplazamientos laterales, se pretende hacer ver que la magnitud de daños estructurales puede reducirse drásticamente.

Finalmente, se presentan conclusiones y recomendaciones a seguir en el diseño práctico de este tipo de estructuras.

### 2.- CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

#### 2.1 Introducción

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características de una estructura; es decir, de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

El diseño sismorresistente de estructuras difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones, tales como cargas gravitacionales, viento u oleaje, en donde se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo elástico-lineal y sin daño, aún para los máximos valores que puedan alcanzar las fuerzas actuantes. En el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño, por lo que resulta necesario buscar un equilibrio entre la inversión realizada en la seguridad de la estructura con la probabilidad del daño que pueda ocurrir ante un determinado sismo. A grandes rasgos, el diseño sísmico de una estructura implica las siguientes fases:

- a) La elección de un sistema estructural adecuado
- b) El análisis sísmico con modelos analíticos representativos

## Capítulo 2

---

- c) El dimensionamiento de las secciones transversales de los diferentes elementos estructurales
- d) Detallado de la estructura

Con el fin de clasificar las distintas etapas de comportamiento en una estructura se han proyectado los siguientes estados límite:

i) Estado límite de servicio, para el cual no se exceden deformaciones que ocasionen incomodidad a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.

ii) Estado límite de integridad estructural, para el cual se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales.

iii) Estado límite de supervivencia, para el cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo posiblemente reparable, pero se mantiene la estabilidad integral de la estructura y se evita el colapso.

Con base en los estados límite de comportamiento, se definen los siguientes objetivos del diseño sísmico:

1. Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada, que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura.
2. Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.
3. El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Para cumplir cabalmente con los objetivos del diseño sísmico, se deberían realizar tres diferentes análisis, uno para cada etapa; sin embargo, esta secuencia de análisis resulta muy ardua y sólo se aplica para el diseño de estructuras de excepcional importancia. Los reglamentos de diseño de edificios acuerdan cumplir con los objetivos señalados, mediante una sola etapa de análisis; el procedimiento adoptado por la mayoría de

los códigos actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas por un factor dependiente de la ductilidad.

Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que actuarían si su comportamiento fuese elástico-lineal.

Las NTC-Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, versión 2004 (RCDF-04), definen un marco de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero aprueba que dichas fuerzas se reduzcan por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica o de su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen los estados límite de falla, que tienen que ver con las resistencias de las secciones transversales de sus principales miembros estructurales.

Para evitar daños no estructurales ante sismos moderados, el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo requiere que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. El procedimiento de diseño no incluye una revisión clara de la seguridad ante el colapso (estado límite de supervivencia); sólo se supone que al respetar ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

El cumplimiento de los objetivos anteriores implica que la estructura disponga de una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales, proporcionándole características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que cuente, además, con la resistencia lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la oscilación; y, que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionando una adecuada ductilidad.

El objetivo del diseño sismorresistente es proveer a la estructura de una adecuada capacidad de resistencia y de rigidez lateral, de disipación de energía y de deformación en el rango inelástico tal que permitan evitar daños en la estructura y en los componentes no estructurales durante temblores de frecuente

## Capítulo 2

---

ocurrencia, así como evitar pérdidas humanas y lesiones a seres humanos en sismos intensos poco frecuentes.

Lograr lo anterior implica mucho más que la simple aplicación de una serie de procedimientos reflejados en un Reglamento de diseño; involucra la comprensión de los principales factores que determinan la respuesta sísmica de las estructuras con las características requeridas. Para poder cumplir con lo anterior, las Normas deben presentar los principales criterios de diseño de una manera racional, clara y lo más simple posible para lograr que el usuario conozca y comprenda no solo las bases de dichos procedimientos, sino también sus limitaciones.

Otro punto importante es garantizar que los desplazamientos laterales sean menores que ciertos límites, a fin de preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y de las personas en general, y así prevenir el pánico ante los sismos moderados o severos, principalmente.

Las NTC-Sismo exigen que los desplazamientos laterales no generen efectos adicionales de segundo orden, ni propicien una sensación de inseguridad y el daño de los elementos no-estructurales; asimismo, dan recomendaciones para que la separación entre edificios vecinos sea tal que no exista riesgo de golpeteo.

Al diseñar una estructura que va a ser desplantada en una zona sísmica, se deben tomar en cuenta la combinación de las fuerzas de la componente horizontal del movimiento del terreno y cierto porcentaje de los de la otra componente horizontal ortogonal a la primera, más los efectos de las cargas gravitacionales; en caso de que se tenga certeza de que las vibraciones verticales son de importancia, deben incluirse sus efectos, que suelen ser considerados en el diseño sísmico de estructuras que están cerca del foco, como en aquellas que tienen grandes claros y/o volados.

En este estudio sólo se toman en cuenta los efectos bidireccionales horizontales que especifican las NTC-Sismo del RCDF-04, a saber: 100 por ciento del sismo en una dirección y el 30 por ciento del sismo en la otra dirección, tomando en cuenta todos los posibles signos. No se incluyen los efectos de las fuerzas de inercia debidas a aceleraciones verticales porque en la Ciudad de México no son importantes con respecto de la amplitud de las aceleraciones horizontales del terreno.

Las características estructurales definen fundamentalmente el comportamiento inelástico de los edificios. La mayoría de los reglamentos modernos proporciona coeficientes sísmicos y espectros de diseño que consideran el comportamiento inelástico de las estructuras, lo cual permite utilizar valores de diseño inferiores que los necesarios para mantenerse en el rango elástico. De aquí que sea necesario clasificar a las estructuras en función de las características que definen su capacidad para absorber energía en el rango inelástico. Esta clasificación permite asignar diferentes valores de los parámetros utilizados para el cálculo de las fuerzas sísmicas en cada caso. En aquellas Normas en que se proporcionan coeficientes sísmicos o espectros de diseño elásticos, la clasificación de los edificios según sus características estructurales permite elegir el factor de reducción por comportamiento inelástico (factor de ductilidad) adecuado.

El coeficiente sísmico define el cociente del peso total de la estructura que se debe considerar como fuerza cortante actuante en su base, con fines de diseño. Para una región sísmica específica, la mayoría de las Normas proporcionan valores de coeficientes sísmicos en función de las características estructurales, del uso del inmueble y del tipo de suelo. Los valores de coeficientes sísmicos para suelos compresibles suelen ser mayores que para los firmes, ya que consideran la amplificación que sufren las ondas sísmicas en este tipo de suelos.

Para el análisis sísmico dinámico de estructuras se proporcionan espectros de diseño, que son envolventes de los espectros de respuesta obtenidos para varios sismos en una cierta región; se deben calcular con herramientas estadísticas, analizando la información disponible de manera que tiendan a garantizar una probabilidad reducida de excedencia. Los espectros de respuesta son gráficas de la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos, sujetos a la acción de un sismo determinado. Para fines ingenieriles, se suelen usar espectros de aceleración: son gráficas de periodo contra pseudo-aceleración espectral en función de la aceleración de la gravedad, considerando un cierto porcentaje del amortiguamiento viscoso crítico, por lo general, de 5%, típico para estructuras de concreto reforzado. Las NTC-Sismo definen los espectros de diseño mediante una rama ascendente, una zona plana (meseta) de ordenada igual al coeficiente sísmico, y una rama descendente.

Las NTC-Concreto proporcionan recomendaciones especiales para el detallado de estructuras de concreto que serán diseñadas para desarrollar altos niveles de ductilidad; muchas de ellas son

recomendaciones específicas que permiten incrementar el confinamiento del concreto, proporcionando así mayor ductilidad al comportamiento de los elementos estructurales.

El diseño sismorresistente debe basarse fundamentalmente en la prudencia y en lo que podríamos llamar el diseño conceptual y racional; esto es, en el manejo de los conceptos básicos de sencillez, simetría y regularidad, que constituyen la diferencia constante entre los edificios colapsados y los sobrevivientes en los sismos catastróficos que ha sido posible estudiar en los últimos años. Aunado a lo anterior, el uso de materiales de buena calidad y una construcción cuidadosa constituyen los factores más importantes en el diseño sismorresistente.

### 2.2 Filosofía de diseño

Para conseguir ductilidad en las estructuras, es necesaria la formación de articulaciones plásticas, las cuales se manifiestan por medio de un daño. Las rótulas plásticas son parte del mecanismo de falla que tiende a formarse durante los sismos intensos. En los edificios de varios niveles, las rótulas se formarán generalmente en los extremos de las vigas y de las columnas.

El diseñador debe tener la capacidad para elegir cuáles miembros estructurales deben fluir antes; es mejor proveer columnas fuertes y tolerar que las vigas fluyan a flexión. Las figs 2.1 a 2.4 muestran los mecanismos de falla conocidos de entrepiso y de viga, respectivamente, ante la presencia de un sismo.

Algunos de los razonamientos importantes por lo que se considera conveniente que el mecanismo de falla sea tipo viga son:

- Cuando se presenta la falla por cortante y flexo-compresión de las columnas, la degradación de la resistencia es mayor que cuando fluyen las vigas por flexión, asumiendo que el acero de refuerzo longitudinal de tensión no exceda a la cuantía máxima permitida; lo anterior resulta más crítico si se considera la presencia de cargas axiales muy altas.
- La falla de las columnas de un mismo entrepiso puede representar la falla de toda la estructura, debido a la función que desempeñan dichos miembros.

- Ante la presencia de columnas débiles en una estructura, se tiende a tener una mayor concentración de deformaciones plásticas en un cierto entrepiso; para desarrollar un factor de ductilidad global alto, del orden de 4 ó 5, se requerirán giros plásticos bastante grandes a nivel local.

Cuando se diseñe a la estructura según la filosofía de columna fuerte-viga débil, está implícito en el mecanismo de colapso que se formen articulaciones plásticas en la base de las columnas del piso inferior, como puede apreciarse en la fig 2.3; es decir, hay que tener sumo cuidado en abastecer con suficiente ductilidad a las columnas de este entrepiso, por lo que se deberá confinar adecuadamente su núcleo de concreto.

### 2.3 Importancia de la respuesta inelástica

A partir de los resultados de los sismos severos, se ha observado que el comportamiento inelástico que llega a presentarse en las estructuras es de suma importancia. No debe olvidarse que:

- La estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o moderados, que puedan ocurrir durante su vida útil.
- La estructura no debe fallar durante un movimiento sísmico severo.

Durante los sismos de 1985 se notó que las fuerzas laterales actuantes fueron mayores que las de diseño. Sin embargo, a pesar de ello, la mayoría de las estructuras no fallaron, pero si tuvieron daños importantes. La disipación de energía que llegó a presentarse por el amortiguamiento histerético, debido a la fluencia en los diferentes miembros estructurales, corroboró que es un beneficio adicional de seguridad que poseen las estructuras. Al diseñar estructuras que permanezcan en el rango elástico bajo movimientos sísmicos importantes puede resultar muy costoso y, tal vez, muy conservador.

### 2.4 Elección del método de análisis sísmico

Para evaluar los efectos que los sismos producen en las estructuras, los códigos brindan diversas opciones, desde simples hasta más sofisticados, dependiendo de la importancia de la estructura, a saber:

- a). Método simplificado para estructuras de mampostería de poca altura
- b). Método estático con fuerzas laterales equivalentes
- c). Método dinámico modal espectral con fuerzas laterales calculadas con base en un espectro de diseño
- d). Método dinámico en la historia del tiempo, conocido también como paso a paso, con fuerzas laterales calculadas con un acelerograma

#### 2.4.1 Método simplificado

Este método es aceptado si las estructuras satisfacen los siguientes requisitos:

- a) En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir, en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , no exceda del 10 por ciento de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad. La excentricidad torsional,  $e_s$ , podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección del análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor  $F_{AE}$ , que está dado por:

$$F_{AE} = 1 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left[ 1.33 \frac{L}{H} \right]^2 \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro.

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos últimos dos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista, según el criterio que marca el cap 7 de las NTC-Sismo.

c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

### 2.4.2 Método estático

Puede utilizarse el método estático para analizar estructuras regulares, según se definen en las Normas correspondientes, de altura no mayor a 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente.

El método sísmico estático se basa en la determinación de la fuerza lateral total a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, y se distribuye este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, que son obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar en su primer modo natural fundamental. Esto quiere decir que la distribución de la aceleración en la altura es lineal triangular.

## Capítulo 2

---

Debe evitarse hacer uso de este método en estructuras que sean irregulares tanto en planta como en elevación o con distribuciones no uniformes de masa y rigidez; los métodos dinámicos, para este tipo de estructuras, darán resultados más congruentes contra el comportamiento real.

En este método esencialmente se aplican los siguientes pasos:

1. Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
2. Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
3. Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

### 2.4.3 Método dinámico modal espectral

Con este método se puede determinar la respuesta dinámica lineal de estructuras de varios grados de libertad; la respuesta total es el resultado de la superposición de las respuestas máximas de cada uno de los modos naturales de vibración de los sistemas de un grado de libertad en que se descompone cada estructura.

Según las NTC-Sismo, cuando en el análisis modal no es importante el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto de un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos,  $W_{ei}$ , se determinarán como

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}}$$

donde:  $\{\phi_i\}$  es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura,  $[W]$  la matriz de pesos de las masas de la estructura, y  $\{J\}$  un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección del análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considerarán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas inicialmente, como se explicó con anterioridad.

Con este tipo de análisis se idealiza la estructura como un sistema de masas y resortes. El método lleva a cabo el análisis con técnicas del espectro de respuesta. Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.) se pueden combinar mediante diversos métodos de superposición para calcular las fuerzas máximas totales  $S$  de los modos de vibración lateral que se consideran importantes en la respuesta.

El análisis dinámico modal generalmente se aplica para el cálculo de desplazamientos y fuerzas en edificios de varios niveles. El método se basa en descomponer el sistema de muchos grados de libertad en muchos sistemas de un grado de libertad y, después de obtener la respuesta máxima, se combinan para así determinar la respuesta total. Un método muy usual para llevar a cabo la superposición es el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS),

$$S = \sqrt{\sum (S_i)^2}$$

Este método es aplicable cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. Para las respuestas con modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados, y multiplicados por el facto

## Capítulo 2

---

de comportamiento sísmico,  $Q$ , se utilizarán para determinar los efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos anteriormente.

Este método se aplica asumiendo el comportamiento elástico-lineal de la estructura. En rigor, no debería utilizarse para el análisis y diseño de estructuras dentro del campo inelástico. Sin embargo, en la actualidad resulta una herramienta muy buena para estimar las respuestas no lineales, por lo que se utiliza un espectro de diseño reducido por efectos de ductilidad. Para la práctica tiene muchas ventajas tanto en costo como en manejo de la información de las respuestas. Al comparar con comportamientos reales ante sismos fuertes o moderados, los resultados de diferentes estudios presentan respuestas congruentes, lo cual muestra su bondad de aplicabilidad.

Las estructuras que no son de un grado de libertad (la mayoría) pueden suponerse compuestas por una serie de masas concentradas unidas por resortes como se muestra en la fig 2.5. En su equilibrio intervienen las siguientes fuerzas:

a) Fuerzas de inercia, proporcionales a la matriz de masas,  $M$ , y al vector de aceleraciones absolutas,  $\ddot{u}_T$ ; las aceleraciones absolutas son iguales a la suma del vector aceleración del terreno,  $\ddot{u}_g$ , más

el de la aceleración relativa al terreno,  $\ddot{u}_0$ , tal que:

$$F_I = M\ddot{u}_T$$

b) Las fuerzas que se generan en los elementos estructurales verticales que contribuyen a su rigidez lateral, igual al producto del vector de desplazamiento relativo de la masa con respecto del suelo, por la matriz de rigideces laterales de dichos miembros:

$$F_R = Ku$$

c) Las fuerzas de amortiguamiento, que tratan de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración, proporcional al vector velocidad de la masa de la estructura con respecto del suelo y al amortiguamiento viscoso disponible, como una proporción del crítico; a  $C$  se le conoce como matriz de amortiguamiento, que por ser igual en todos los entresijos se vuelve una constante, tal que:

$$F_A = C\dot{u}$$

Así, la ecuación de movimiento dinámico se puede escribir como:

$$F_I + F_A + F_R = 0$$

Además, si se considera el Principio de D'Alembert que indica que *"cualquier sistema puede ser llevado a un estado de equilibrio dinámico, añadiendo una masa ficticia que vale la masa por aceleración actuando en sentido opuesto al desplazamiento, entonces llevaremos al sistema a un equilibrio dinámico"*, entonces la ecuación de movimiento en equilibrio dinámico, resulta en la siguiente ecuación matricial:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g$$

Para el caso de vibración libre y amortiguamiento nulo, se tiene la siguiente forma:

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

Con base en esta consideración, es posible estimar los periodos y formas modales de vibración del sistema estructural. En movimiento armónico simple se sabe que  $u = a \sin \omega t$ , y  $\ddot{u} = -\omega a \sin \omega t$ ;  $a$  representa la amplitud de vibración y  $\omega$  es la frecuencia circular del sistema no amortiguado, es decir, es la frecuencia con la que oscila el sistema cuando se le impone un movimiento y se le suelta.

Al sustituir  $u = a \sin \omega t$  en la ecuación diferencial anterior, se tiene:  $Ka - \omega^2 Ma = 0$ , donde para que  $a$  sea diferente de cero, entonces:  $|K - \omega^2 M| = 0$ ; este determinante permite encontrar los  $N$  valores de la frecuencia  $\omega$ , que corresponden a cada modo natural de vibración del sistema (la estructura vibrará libremente adoptando una configuración deformada que se denomina forma modal, y existen tantos modos de vibrar como grados de libertad del sistema). Por otro parte, se podrán encontrar los  $N$  valores de  $a_i$  que corresponden a cada frecuencia natural de vibración. El desplazamiento del piso  $i$  se obtiene como la suma de las participaciones de cada modo de vibración a dicho desplazamiento:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} y_{in}(t)$$

donde  $y_{in}(t)$  es el desplazamiento en el nivel  $i$  del modo  $n$  en el instante  $t$ , y  $\phi_{in}$  es el factor de escala con que interviene el modo  $n$  en el movimiento del nivel  $i$ .

El máximo de la respuesta de la estructura se puede determinar de manera aproximada suponiendo los máximos de las respuestas de cada modo. Rosenblueth (Meli, 1994) propone como criterio la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales, tal que la respuesta total será:

$$R_R = \left( \sum_{i=1}^N R_i \right)^{\frac{1}{2}}$$

En este trabajo se utilizaron los espectros de diseño reducidos por Q, y se calcularon los efectos sísmicos, incluyendo los efectos de las cargas gravitacionales, para proporcionar las resistencias necesarias.

### 2.4.3.1 Espectros de diseño

El análisis dinámico modal se realiza utilizando técnicas del espectro de respuesta, como se mencionó anteriormente. En el diseño estructural habitual no interesa la historia completa de las respuestas de la estructura, sino solamente sus valores máximos. Es decir, si para un acelerograma (registro en el tiempo de la historia de aceleraciones que provoca el sismo en una dirección determinada) dado se conoce la respuesta máxima del sistema de un grado de libertad con un amortiguamiento dado, variando el periodo de vibración, se pueden trazar gráficas respuesta máxima contra periodo, que conforman los espectros de respuesta. En el eje de las abscisas se representa el periodo del sistema, y en las ordenadas una medida de la respuesta máxima, ya sea aceleración, velocidad, desplazamiento, etc.

Los efectos de las fuerzas laterales de diseño son distribuidos en los elementos estructurales mediante un análisis, que asume un comportamiento elástico lineal; gran parte de los reglamentos modernos determinan sus fuerzas de diseño por sismo a partir de espectros de diseño elásticos. Los espectros de diseño elásticos usualmente se especifican como la envolvente suavizada de todos los posibles espectros de respuesta en un determinado sitio, asociados a un cierto nivel de probabilidad de ser excedido. Es común que los espectros de diseño elástico se especifiquen con base en ordenadas espectrales máximas asociadas a la media más una desviación estándar (IAEE, 1982).

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal reconoce, desde el sismo del 28 de julio de 1957, la gran diferencia que puede haber en las demandas sísmicas, según la zona sísmica de la ciudad de México; desde entonces, la zonificación sísmica del Distrito Federal ha sufrido varias modificaciones hasta llegar a la actual.

### 2.4.3.2 Espectros de diseño de las NTC-Sismo del RCDF- 04

La forma general de los espectros de diseño propuestos por las NTC-Sismo del RCDF-04, se presenta en la fig 2.6. Las NTC-Sismo proponen que los espectros de diseño estén definidos en función de la ordenada espectral,  $a$ , dada por:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} && \text{si} && T < T_a \\
 a &= c && \text{si} && T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= qc && \text{si} && T_b \leq T \\
 q &= \left( \frac{T_b}{T} \right)^r
 \end{aligned}$$

donde:

T	Periodo natural de vibración de interés de la estructura
$T_a$ y $T_b$	Periodos característicos del espectro de diseño
c	Coefficiente sísmico
r	Exponente que depende de la zona en que se halla la estructura

El coeficiente sísmico,  $c$ , es una cantidad adimensional; es el cociente de la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de ésta. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según el Título Sexto de la Seguridad Estructural de las Construcciones del RCDF-04.

## Capítulo 2

---

Los valores de  $c$ ,  $T_a$ ,  $T_b$  y el exponente  $r$  dependen del tipo de la zona sísmica, según la fig 2.7. La tabla 2.1 describe los principales parámetros de las zonas I a III, según las NTC-Sismo del RCDF-04. La zona I es terreno firme o lomas; la zona II es transición; y, las zonas III<sub>a</sub>, III<sub>b</sub>, III<sub>c</sub> y III<sub>d</sub> corresponden al suelo compresible. La zona a la que corresponde un predio se determina a partir de investigaciones que se obtengan del subsuelo mismo, como lo establecen las Normas Técnicas para Diseño de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones).

$c$ ,  $T_a$  y  $T_b$  y  $r$  se consignan en la tabla 2.2. Para las construcciones del grupo B,  $c$  es igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en la III<sub>a</sub>, 0.45 en la III<sub>b</sub>, 0.40 en la III<sub>c</sub> y 0.30 en la III<sub>d</sub>. Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento; la tabla 2.3 describe las principales características de las estructuras, según su importancia.

Como se mencionó anteriormente, de acuerdo con las experiencias ante sismos severos, resulta impráctico diseñar edificios para que resistan las acciones laterales manteniendo el comportamiento elástico; los reglamentos modernos prescriben materiales y detalles constructivos para que las estructuras puedan incursionar en el rango inelástico, y así disipar parte de la energía mediante comportamiento histerético, lo cual implica un daño a reparar; lo anterior permite reducir las fuerzas elásticas de diseño sísmico mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse plásticamente sin perder su resistencia y rigidez lateral, además de tener suficiente capacidad de deformación (ductilidad).

A pesar que desde los sesentas se sabía que los factores de reducción presentaban variaciones importantes con los cambios en el periodo de vibración, la mayoría de los reglamentos de diseño proponían factores de reducción constantes. Las fuerzas laterales para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal, según las NTC-Sismo del RCDF- 2004, se pueden reducir dividiéndolas entre el factor  $Q'$  que depende del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ . Para estructuras que satisfacen las condiciones de regularidad (ver tabla 2.4),  $Q'$  se calcula como:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T \text{ o si } T \geq T_a$$

y

$$Q' = 1 + \left( \frac{T}{T_a} (Q - 1) \right) \quad \text{si } T < T_a$$

Para estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad,  $Q'$  se multiplica por el factor de irregularidad; para este estudio se utilizó 0.8 en ambos edificios (9 y 10 niveles), debido a que se presenta una reducción de dos crujías a partir del nivel N\*6, con respecto del nivel inmediatamente inferior (N\*5), y porque la rigidez lateral entre los entresijos N\*4-N\*5 y N\*5-N\*6 difiere en 50 por ciento para el edificio de 10 niveles, y por la existencia de la doble altura en la planta baja del otro edificio. Los desplazamientos laterales máximos, calculados con el análisis dinámico modal con el espectro reducido, se multiplicaron por  $Q$ .

### 2.4.3.3 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, $Q$

Los edificios deben ser capaces de desarrollar una fracción alta de su resistencia lateral inicial cuando un sismo de diseño le imponga grandes deformaciones dentro del rango inelástico, para así minimizar los daños importantes y evitar su colapso; con la ayuda de la ductilidad se pueden mantener grandes deformaciones y la capacidad de absorber energía por comportamiento histerético, al contrario de lo que ocurre con la falla frágil, en que se tiene la pérdida súbita de resistencia, sin previo aviso.

La ductilidad global desarrollada en un edificio es una propiedad fundamental que el ingeniero estructurista que diseña en zonas altamente sísmicas no debe pasar desapercibido, si es que se quiere tener un comportamiento sismorresistente apropiado, con un control prudente de daños.

Es pertinente que las estructuras de gran importancia, en innumerables ocasiones, permanezcan en el rango elástico, para lo cual es necesario que se suministre la resistencia lateral adecuada para asegurar dicho comportamiento. Los edificios comunes se diseñan para resistir fuerzas sísmicas laterales más pequeñas con respecto de las que deberían actuar si la estructura se comportara elásticamente, lo que involucra que se requiera desarrollar deformaciones plásticas y por consiguiente ductilidad, y un cierto nivel de daños por reparar.

## Capítulo 2

---

Dependiendo del nivel de reducción de las fuerzas de diseño, el grado de ductilidad demandado puede variar desde poco significativo (sin requerimientos especiales de detalles) hasta considerable (con requerimientos especiales, más exigentes de detalle y de armados).

Las NTC-Sismo del RCDF-04 aceptan que el espectro de diseño elástico propuesto se pueda reducir por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ ; éste está en función del tipo de estructuración, de su capacidad de disipación de energía inelástica, y de su ductilidad capaz de desarrollar. Con las fuerzas laterales reducidas se analiza el modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen los estados límite de resistencia de las secciones transversales de los elementos estructurales principales.

Los valores de  $Q$  dependen del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten; las NTC-Sismo permiten utilizar valores de  $Q=1, 1.5, 2, 3$  y  $4$ . La tabla 2.5 muestra los requisitos para los diferentes factores de comportamiento sísmico. En todos los casos se utilizará, en la dirección de análisis, el valor mínimo de  $Q$  de los diversos entrepisos.  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones. La fig 2.8 presenta los espectros de diseño de la zona sísmica III<sub>b</sub>, para construcciones del grupo B y diferentes valores de  $Q$ . Cabe recordar que para este trabajo se incluyeron los efectos de esta zona sísmica, utilizando  $Q=3$ .

### 2.4.3.4 Revisión por cortante basal

Las NTC-Sismo, especifican que el cortante basal dinámico,  $V_{0D}$ , determinado con el método dinámico modal espectral, no debe ser menor que  $0.8a \frac{W_0}{Q'}$ ; si lo anterior ocurre, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamiento laterales correspondientes en una proporción tal que  $V_{0D}$  iguale a este valor.

$W_0$  es el peso de la estructura,  $a$  es la ordenada espectral dependiente del periodo fundamental de la estructura, y  $Q'$  es el factor de reducción que depende de la ductilidad global supuesta a desarrollar. En ningún caso  $V_{0D}$  se tomará menor que  $a_0 W_0$ .

### 2.4.3.5 Efectos de torsión

En estructuras no regulares o asimétricas, en planta o elevación, los efectos de torsión pueden ser importantes; tales efectos son producidos por la excentricidad que existe entre las fuerzas sísmicas actuantes y las fuerzas sísmicas resistentes, cuando no son colineales entre sí; en estos casos se tiene un momento torsionante, que incrementará la fuerza cortante actuante en algunos elementos estructurales, además de los efectos del cortante directo. La naturaleza dinámica y no-lineal de la torsión es un problema difícil de resolver; su solución simplificada se hace a partir de fuerzas estáticas, considerando únicamente la excentricidad con respecto de los efectos por rigidez.

La sección 8.5 de las NTC-Sismo define que la excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso,  $e_s$ , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b \quad \text{ó} \quad e_s - 0.1b$$

Donde  $b$  es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$ , calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

## Capítulo 2

---

En estructuras diseñadas con factor de comportamiento sísmico  $Q$  mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de  $0.2b$ . Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total de entrepiso incurriere en el intervalo no-lineal o pueda llegar a fallar. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos estructurales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces, y dichos elementos deben ser de la misma índole; por ejemplo, si la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben tenerse columnas, o si de un lado se tienen muros de concreto, en el lado opuesto también deben existir muros de concreto.

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir los efectos de la fuerza cortante directa.

### 2.4.4 Análisis dinámico paso a paso

#### 2.4.4.1 Ecuaciones de equilibrio

Sea el sistema de un grado de libertad mostrada en la fig 2.9, con una fuerza horizontal aplicada  $P(t)$  y propiedades  $m$ ,  $k$ ,  $c$ , que representan a la masa, rigidez y amortiguamiento, respectivamente. La acción de la fuerza en la masa del sistema se indica en el diagrama de cuerpo libre de la fig 2.10, las características generales de la no linealidad del amortiguamiento y del resorte se muestran en las figs 2.11 y 2.12, y la carga arbitraria aplicada al sistema en la fig 2.13.

En un instante de tiempo  $t$ , el equilibrio dinámico requiere que se cumpla la ecuación de movimiento:

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t) \quad (1.a)$$

donde:

$f_i(t)$  Fuerza de inercia en el tiempo  $t$

$f_D(t)$  Fuerza de amortiguamiento en el tiempo  $t$

$f_S(t)$  Fuerza que resiste el resorte en el tiempo  $t$

$p(t)$  Fuerza aplicada al sistema en el tiempo  $t$

Para el tiempo  $t + \Delta t$  la ecuación anterior es

$$f_i(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (1.b)$$

Así, la ecuación de movimiento, en función de incrementos, resulta:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \quad (2)$$

Las fuerzas incrementales en esta ecuación se expresan de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \Delta f_i(t) &= f_i(t + \Delta t) - f_i(t) = m \Delta \ddot{v}(t) \\ \Delta f_D(t) &= f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t) \Delta \dot{v}(t) \\ \Delta f_S(t) &= f_S(t + \Delta t) - f_S(t) = k(t) \Delta v(t) \\ \Delta p(t) &= p(t + \Delta t) - p(t) \end{aligned} \quad (3)$$

$m$  es la masa que permanece constante,  $c(t)$  y  $k(t)$  representan las propiedades del amortiguamiento y rigidez, definidas por la ec 4, respectivamente; la velocidad y desplazamientos existentes durante el intervalo de tiempo, se indican en las figs 2.12 y 2.13.

$$\begin{aligned} c(t) &= \left( \frac{dF_D}{dv} \right)_t \\ k(t) &= \left( \frac{df_s}{dv} \right)_t \end{aligned} \quad (4)$$

Al sustituir las expresiones de las fuerzas de la ec 3 en la ec 2, se tiene la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo  $t$ , la cual se define de la siguiente manera

$$m\Delta \ddot{v}(t) = c(t)\Delta \dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (5)$$

### 2.4.4.2 Integración paso a paso

Existen varios procedimientos para evaluar la integración numérica de la ec (5). Un procedimiento consiste en hacer la suposición de que la aceleración varía linealmente durante cada incremento del tiempo, y que las propiedades estructurales del sistema son constantes en dicho intervalo.

Conocido el valor de  $\Delta v(t)$ , es posible calcular  $\Delta \dot{v}(t)$  y  $\Delta \ddot{v}(t)$ , y así establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo. El proceso se repite sucesivamente hasta el último incremento de tiempo en el que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a sistemas de varios grados de libertad, para lo cual se recomienda el uso de una computadora.

De acuerdo con la relación entre aceleración, velocidad y desplazamiento, la velocidad y el desplazamiento varían en una forma cuadrática y cúbica, respectivamente.

La fig 2.14 muestra la variación del movimiento del sistema durante el incremento de tiempo.

Al evaluar la expresión final para el intervalo  $\Delta t$ , se llega a las siguientes ecuaciones, en función del incremento de velocidad y desplazamiento:

$$\Delta \dot{v}(t) = \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad (6.a)$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{6} \quad (6.b)$$

Al despejar  $\Delta \ddot{v}(t)$  de la ec 6.b y sustituirlo en la ec 6.a,

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v} - 3 \ddot{v}(t) \quad (7.a)$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} v(t) - 3 \dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (7.b)$$

Al sustituir las ecs 7 en la ec 5, se llega a la siguiente forma de la ecuación de movimiento:

$$m \left[ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3 \ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3 \dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (8)$$

Finalmente, después de trasladar todos los términos asociados con las condiciones iniciales se obtiene que:

$$\tilde{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \tilde{p}(t) \quad (9)$$

donde  $\tilde{k}(t)$  es la rigidez efectiva, conocida y expresada como:

$$\tilde{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t) \quad (10.a)$$

y

$$\Delta \tilde{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3 \ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ 3 \dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \quad (10.b)$$

La ec 9 es equivalente a una relación de equilibrio incremental estático; se resuelve para el incremento de desplazamiento, como la división del incremento de carga entre la rigidez.

Conocido el incremento de desplazamiento  $\Delta \mathbf{v}(t)$ , es posible calcular  $\Delta \dot{\mathbf{v}}(t)$  y  $\Delta \ddot{\mathbf{v}}(t)$ , y se pueden establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo  $\left[ \dot{\mathbf{v}}(t) + \Delta \dot{\mathbf{v}}(t) \right]$  y  $\left[ \mathbf{v}(t) + \Delta \mathbf{v}(t) \right]$ . El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último  $\Delta t$  en que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a los sistemas de múltiples grados de libertad. Es necesario utilizar un programa de computadora.

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los otros criterios que se recomiendan en las NTC-Sismo, y que se tenga en cuenta el comportamiento no-lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

### 2.4.5 Tipos de no-linealidades

Existen dos tipos de comportamiento no-lineal; el primero comprende la no linealidad de los materiales del elemento estructural, y el segundo toma en cuenta la no linealidad geométrica, a saber:

a. La no-linealidad de los materiales del elemento estructural ocurre cuando las propiedades básicas cambian con la historia, o la magnitud de las fuerzas aplicadas o esfuerzo asociado y deflexiones. Un ejemplo de este tipo de no-linealidad sería aquel en que la rigidez del material se degrada ante la aplicación de una carga; otro caso, los miembros fluyen cuando la acción externa alcanza un cierto rango de magnitud, etc.

b. La no-linealidad geométrica corresponde a la etapa del comportamiento, cuando ocurre un cambio en la geometría básica de la estructura, de acuerdo con la magnitud de la fuerza aplicada. El cambio en la geometría puede modificar la orientación, dirección de la acción o la posición relativa de la fuerza interna del miembro causando una deflexión adicional.

El cambio de la rigidez estructural ocurre cuando hay variaciones de la geometría de los elementos en la estructura.

La manera de tomar en cuenta los efectos de la no-linealidad geométrica se conoce como análisis de segundo orden. Los momentos flexionantes adicionales que se generan bajo dichos efectos, sobre todo en las columnas de estructuras esbeltas, deben considerarse en las etapas de análisis y diseño, según se describe posteriormente.

### 2.5 Idealización de las estructuras

Ante los sismos de intensidad pequeña, la respuesta de las estructuras permanece elástica-lineal. Ante la acción de los sismos intensos el comportamiento de las estructuras tiende a incursionar en el rango post-elástico. Para tomar en cuenta el comportamiento no-lineal en la historia del tiempo, se tienen que modificar las propiedades estructurales al final de cada intervalo de tiempo  $\Delta t$ , en que se discretizó el temblor.

La respuesta dinámica no-lineal de estructuras ante movimientos sísmicos se puede modelar matemáticamente con diversos métodos; por ejemplo, con la teoría del elemento finito en donde se divide al sistema continuo en series de fragmentos discretos, acoplados por nudos. La concurrencia de dos segmentos es definido como punto nodal. La configuración deformada de la estructura se expresa en términos de los desplazamientos nodales. Para cada tipo de estructura, las vigas y columnas se modelan como segmentos interconectados por los nudos. Para cada  $\Delta t$  se calcula la respuesta sísmica de la estructura, sin perder la historia de lo que ocurrió en el  $\Delta t$  anterior; esto es, la solución en cada intervalo de tiempo es elástica-lineal, cambiando para el siguiente paso el estado de la estructura, según el nivel de la acción.

En el análisis dinámico elástico se usa el método de superposición modal, que no es aplicable en el análisis inelástico, ya que el principio de la superposición ya no resulta válido.

El método analítico más eficiente para modelar sistemas que incursionan en el rango post-elástico, es el de integración directa paso a paso, donde el dominio del tiempo se discretiza en intervalos pequeños  $\Delta t$ , y para cada uno de ellos se resuelven las ecuaciones de movimiento con los desplazamientos y velocidades del

paso anterior como datos iniciales. Las características de rigidez, al principio de cada  $\Delta t$ , se toman constantes, hasta finalizar dicho  $\Delta t$ . Otro método con el cual se puede conocer el comportamiento inelástico es el método estático, conocido como Push-over, en que se aplican las cargas laterales monotónicamente crecientes hasta llegar al mecanismo de falla; el perfil de las cargas laterales puede manejarse según las necesidades.

### 2.6 Relaciones permisibles de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Para evitar daños no estructurales ante sismos moderados, el Reglamento requiere que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. Debe diseñarse para controlar y limitar los desplazamientos que puedan llegar a ocurrir durante los eventos de servicio y así asegurar que la estructura permanezca en el rango esencialmente elástico; para ello se usan los desplazamientos que se calculan para las condiciones de servicio, y se comparan con valores admisibles propuestos por el Código.

El Cuerpo Principal de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo establecen que (ver fig 2.15):

“Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, debidos a las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones, en tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. Los desplazamientos laterales son el resultado del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas, y al final multiplicados por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ . Estos desplazamientos se emplearán para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes, respectivamente”

Cabe hacer notar que el cálculo de los desplazamientos horizontales debe ser exclusivamente ante las consecuencias de la fuerza cortante horizontal actuante en un entrepiso determinado, que es la acción que

realmente llega a dañar al elemento no-estructural en un entrepiso, sin incluir los efectos de las deformaciones axiales de los elementos estructurales verticales tales como columnas y muros; como se mencionó, dichos resultados deben ya estar afectados por el factor de comportamiento sísmico (Q) utilizado, debido a que las fuerzas con que se determinaron fueron calculadas con el espectro de diseño reducido.

En este trabajo, los desplazamientos laterales relativos se obtuvieron teniendo en cuenta no sobrepasar el rango permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso.

## 2.7 Efectos P-Δ

Al estar una estructura bajo cargas laterales y verticales (fig 2.16), es necesario considerar los efectos adicionales que se producen a raíz de las cargas gravitacionales y los desplazamientos, conocidos como efectos P-Δ, como ya se había comentado anteriormente. Estos pueden ser importantes en estructuras esbeltas y con cargas verticales considerables.

Las NTC-Sismo establecen que:

“Deben tomarse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales que actúan en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos no pueden despreciarse si en algún entrepiso no se cumple la condición siguiente:”

$$\frac{\Delta_{ri}}{H} \leq 0.08 \frac{V}{W}$$

donde:

$\Delta_{ri}$	Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan al entrepiso considerado
H	Altura de entrepiso
V	Fuerza cortante calculada en el entrepiso, multiplicada por el factor de carga correspondiente

W                      Peso de la construcción situada arriba del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas

Los desplazamientos laterales relativos  $\Delta_{ri}$  se calcularán multiplicando por Q los causados por las fuerzas sísmicas reducidas.

Los principales cambios que se llegan a tener cuando los efectos P- $\Delta$  son de consideración son:

- Menor disipación de energía (fig 2.17): la curva 1 ilustra una respuesta de comportamiento elasto-plástico, cuando no son importantes los efectos P- $\Delta$ . Ante la presencia de las cargas cíclicas y de los P- $\Delta$ , puede llegar a introducirse un deterioro importante en el ciclo de histéresis, tal como muestra la curva 2 de la fig 2.17. La parte sombreada presenta la pérdida en la capacidad de disipación de energía, debido a la presencia de los efectos P- $\Delta$ .
- Degradación de la rigidez lateral: la rigidez lateral puede verse disminuida, ante la presencia de los efectos P- $\Delta$ . El periodo de la estructura cambia, aumenta, y la respuesta sísmica puede variar. Este efecto se toma en cuenta en los análisis inelásticos a partir de la rigidez geométrica, que altera la rigidez inicial de la estructura.
- Mayores demandas de ductilidad: los niveles de deformación inelástica cambian, se incrementan, ante la presencia de los efectos P- $\Delta$ ; esto es, puede haber un crecimiento en las demandas de ductilidad desarrolladas en las articulaciones plásticas de los miembros estructurales, ya que los giros inelásticos están claramente vinculados con las demandas de ductilidad.

### 2.8 Curvatura de elementos de concreto reforzado

Cuando un elemento estructural se encuentra bajo un sistema de cargas, presenta una configuración deformada. Al considerar en una viga de concreto reforzado dos secciones transversales consecutivas, separadas por una diferencial  $d_x$  (fig 2.18), la relación de la rotación entre ambos extremos es:

$$\frac{d_x}{R} = \frac{\varepsilon_c d_x}{c}$$

donde:

$c$	Profundidad del eje neutro
$\varepsilon_c$	Deformación unitaria última del concreto a compresión
$R$	Radio de curvatura instantáneo

Si se define la curvatura  $\Phi$  como  $\frac{1}{R}$ , entonces  $\Phi = \frac{\varepsilon_c}{c}$  representa la rotación por unidad de longitud que el elemento estructural puede desarrollar.

## 2.9 Ductilidad de curvatura

El término ductilidad se define como la habilidad de la estructura o componentes de la estructura (vigas y columnas) de deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y degradación de rigidez.

La magnitud de las rotaciones o giros que se presentan en las articulaciones plásticas (zonas del elemento estructural en que se alcanza el nivel de fluencia), no sirve para medir el nivel de deformaciones inelásticas alcanzado en las estructuras. Esto es, para medir el grado de daños es importante relacionar las rotaciones por unidades de longitud que causan los momentos flexionantes, debido a que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no de forma concentrada en una sola sección transversal.

A raíz de lo anterior, se define la ductilidad de curvatura en función de las rotaciones plásticas que ocurren en una longitud plástica equivalente ( $l_p$ ), como se hace saber posteriormente, a saber:

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_m}{\Phi_y}$$

donde,

$\Phi_m$	Curvatura máxima capaz de desarrollarse
$\Phi_y$	Curvatura de fluencia, que se presenta en el instante en que el acero de refuerzo de tensión alcanza su fluencia, como se aprecia en la fig 2.19

### 2.9.1 Factores que afectan la ductilidad de curvatura

Entre los factores más importantes que participan y afectan la ductilidad de curvatura de un miembro de concreto reforzado, se tienen la deformación última del concreto a compresión  $\varepsilon_{cm}$ , la magnitud de la fuerza axial, la resistencia a la compresión del concreto, y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

- Fuerza axial: la presencia de la fuerza axial de compresión (ver fig. 2.20) incrementa la profundidad de la zona de compresión en la primera fluencia ( $C_{y2}$ ) y en la última ( $C_{u2}$ ). Al comparar con los resultados de la condición sin fuerza axial ( $C_{y1}$  y  $C_{u1}$ ), se observa que la fuerza axial incrementa la curvatura de fluencia,  $\Phi_y$ , y hace disminuir la curvatura última,  $\Phi_u$ ; por tanto, la fuerza axial de compresión puede reducir considerablemente la ductilidad de la sección transversal; por el contrario, la acción de la fuerza axial de tensión incrementa la ductilidad.
- Resistencia a la compresión del concreto: el incremento de la resistencia a la compresión del concreto produce exactamente el efecto opuesto de la presencia de la fuerza axial de compresión. Con un aumento de la resistencia, la profundidad del eje neutro de la condición de fluencia y última se reduce, y se incrementa la curvatura última. El incremento de la resistencia a la compresión del concreto resulta muy efectiva para tener un aumento en la curvatura última.
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo: un aumento en la resistencia de la fluencia del acero de refuerzo disminuye la ductilidad, debido a que aumenta  $\varepsilon_y$ , se incrementa la curvatura de fluencia y disminuye la curvatura última.

### 2.9.2 Curvatura de fluencia

Para estimar la ductilidad que se puede llegar a desarrollar en un miembro estructural de concreto reforzado, se hacen aproximaciones con base a la correlación de comportamiento, fuerza-deformación del tipo elasto-plástico y bilineal, como se encuentra en la fig 2.20.

La pendiente del comportamiento elasto-plástico idealizado está definida por

$$\Phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - c_y)}$$

donde:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \text{Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo a tensión}$$

$C_y$  Profundidad del eje neutro para el instante en que se tiene  $\epsilon_y$

### 2.9.3 Curvatura máxima

La curvatura máxima que se puede llegar a alcanzar en una sección transversal de un miembro de concreto reforzado queda dominada normalmente por la deformación máxima en compresión del concreto,  $\epsilon_{cm}$ . Así, la curvatura máxima viene a ser:

$$\Phi_m = \frac{\epsilon_{cm}}{c_u}$$

donde:

$c_u$  Profundidad del eje neutro para el instante en que se alcanza la curvatura última

## Capítulo 2

---

Con el propósito de estimar la curvatura, la deformación unitaria máxima del concreto para secciones transversales de vigas, columnas o muros sin y con confinamiento, se toma  $\varepsilon_{cm} = 0.003$ .

### 2.10 Demandas de ductilidad local

#### 2.10.1 Miembros a flexo-compresión

Para fines de este estudio, las demandas de ductilidad local (en vigas y columnas) desarrolladas y calculadas durante los análisis paso a paso se determinaron con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\Phi_{\text{máx}}}{\Phi_y} = \frac{\Phi_p + \Phi_y}{\Phi_y} = \frac{\Phi_p}{\Phi_y} + 1$$

donde:

$$\Phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} \quad \text{Curvatura plástica}$$

$\theta_p$  Rotación plástica calculada

$l_p$  Longitud equivalente de articulación plástica, igual a un peralte efectivo

$$\Phi_y = \frac{M_y}{EI} \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$M_y$  Momento resistente de fluencia

$E$  Módulo de elasticidad

$I$  Momento de inercia de la sección transversal

El cálculo del momento resistente de fluencia para columnas se evalúa a partir de la carga axial actuante de compresión del instante en que se presenta la rotación plástica máxima, tomando como referencia el diagrama de interacción que define la resistencia de dicha columna.

### 2.10.2 Miembros a flexo-tensión

En el caso de que la carga axial sea de tensión, además del momento flexionante, las consideraciones anteriores ya no son aplicables, debido a que todo el concreto está agrietado y ya no contribuye, por lo que se hace necesario tomar en cuenta sólo la participación del acero de refuerzo. El cálculo de la ductilidad local se propone que esté en función de una deformación longitudinal unitaria, tomando en cuenta la gráfica esfuerzo-deformación del material a considerar, a saber:

$$\mu = \frac{\varepsilon_{\text{máx}}}{\varepsilon_y} = \frac{\varepsilon_y + \varepsilon_p}{\varepsilon_y} = 1 + \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y}$$

donde:

$\varepsilon_y$	Deformación unitaria de fluencia del acero a tensión
$\varepsilon_p$	Deformación unitaria plástica del acero a tensión
$\varepsilon_{\text{máx}}$	Deformación unitaria máxima del acero a tensión

### 2.11 Demandas de ductilidad global

Generalmente se requiere que en los miembros estructurales las características de la curva carga-deformación tenga un comportamiento dúctil y no frágil (fig 2.21). Son importantes los factores que a continuación se mencionan, como algunas de ellas se describieron en el inciso 2.2:

- Deben evitarse las fallas frágiles en los miembros estructurales de concreto reforzado, y de esa manera no llegar a desarrollar grandes deflexiones por fallas locales, con lo que se puede impedir el desplome total.
- Se debe tener suficiente hiperestaticidad y capacidad de giro en la rotación plástica de los diferentes miembros estructurales, procurando que domine el modo de falla de viga y evitando el modo de falla de piso (ver figs 2.1 y 2.2). Esto es, para garantizar que se desarrollen demandas grandes de ductilidad global es importante que en las vigas se tenga un comportamiento dúctil

regido por los momentos flexionantes, evitando que dominen en el comportamiento sismorresistente los efectos de las cargas axiales de compresión en las columnas.

- En regiones en que los efectos sísmicos son importantes, la capacidad de ductilidad global que cuenta la estructura viene a ser un factor importante en el diseño; la filosofía del diseño sísmico moderno se apoya en la absorción y disipación de energía, mediante la deformación inelástica. No olvidar que lo anteriormente asumido es a costa de un daño estructural reparable. El factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , que se utiliza en las NTC-Sismo del RCDF-04 para reducir el espectro de diseño elástico está asociado a este tipo de consideraciones, según se describió en el inciso 2.4.3.3.

La ductilidad global se define como la relación del desplazamiento lateral máximo,  $\Delta_{\text{máx}}$ , entre el desplazamiento en el instante en que se presenta la primera fluencia,  $\Delta_y$ , a saber:

$$\mu_G = \frac{\Delta_{\text{máx}}}{\Delta_y}$$

### 2.12 Longitud equivalente de articulación plástica

Hay varias teorías para definir la longitud equivalente de la articulación plástica,  $l_p$ , a saber:

a.- Corley y Mattock: con base en resultados obtenidos de pruebas en vigas simplemente apoyadas, Corley propuso la siguiente expresión:

$$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d}\left(\frac{z}{d}\right)$$

$d$  es el peralte efectivo del miembro, y  $z$  es la distancia desde la sección transversal crítica al punto de inflexión.

Posteriormente, Mattock sugirió la siguiente expresión que ajustaba razonablemente la tendencia de los datos de Corley:

$$l_p = 0.5d + 0.05z$$

b.- Sawyer: propuso una expresión para la longitud equivalente de la articulación plástica que se basa en la consideración de que el momento flexionante máximo resistido por el miembro es el momento último, que  $M_y / M_u = 0.85$ , y que la zona de fluencia se extiende a  $\frac{d}{4}$  más allá de la sección transversal en que el momento flexionante se reduce a  $M_y$ :

$$l_p = 0.25d + 0.075z$$

c.- Baker: propone dos expresiones:

c.1 Miembros con concreto no confinado

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left( \frac{z}{d} \right)^{\frac{1}{4}} d$$

donde:

$k_1$	0.7 para acero estructural ó 0.9 para acero rolado en frío
$k_2$	$1 + 0.5 P_u / P_o$
$P_u$	Fuerza axial de compresión en el miembro
$P_o$	Resistencia axial a compresión del miembro, sin momento flexionante
$k_3 =$	0.6 cuando $f'_c = 0.85$ veces la resistencia del cubo o cilindro del concreto.

Para el intervalo de relaciones  $\frac{\text{claro}}{d}$  y  $\frac{z}{d}$  que se utilizan en la práctica,  $l_p$  toma valores entre  $0.4d$  y  $2.4d$ .

c. 2 Miembros confinados por acero transversal:

$$\ell_p = 0.8k_1k_3\left(\frac{z}{d}\right)c$$

c es la profundidad del eje neutro para la condición del momento último; el significado de las otras variables es similar al anterior.

Para este trabajo se emplea una longitud equivalente de articulación plástica  $\ell_p = d$ ; dicho valor proporciona resultados adecuados, según los estudios realizados en la ref 10, y se encuentra dentro de los límites propuestos por Baker; este valor supuesto es congruente, también, con lo observado en los daños de edificios a raíz de los sismos de 1985 en la ciudad de México.

### 2.13 Requisitos y factores para el diseño de estructuras

#### 2.13.1 Requisitos de estructuración

En términos generales, podemos situar los cuatro requisitos generales para el sistema estructural de edificios en zonas sísmicas (Bazán y Meli, 1998), a saber:

a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra, generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.

b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo de las acciones internas, regular (o sea, desde cualquier zona donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia), hasta el terreno.

c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de sollicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Para tal fin, conviene que la estructura sea lo más posible en planta y en elevación:

- I. Sencilla

- II. Regular
- III. Simétrica
- IV. Continua

d) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permita disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico, sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

### 2.13.2 Mecanismos de falla

El comportamiento de una estructura en su conjunto se sujeta al tipo de comportamiento que tengan los elementos que la integran, pero depende, también, en forma significativa, de la manera en que dichos miembros se encuentren arreglados y conectados para formar la estructura en su totalidad.

Es especialmente importante estudiar el comportamiento en la etapa no-lineal de la estructura y vincularlo con la respuesta local de las secciones transversales y elementos. El mecanismo de comportamiento no-lineal de la estructura resulta del tipo y número de secciones transversales que excedan la etapa lineal. Mientras mayor sea el número de zonas que contribuyan a la deformación no-lineal y mientras más dúctil sea el comportamiento de los elementos estructurales, mayor ductilidad tendrá todo el sistema.

Para un sistema supuesto, el mecanismo de deformación inelástica que se llega a presentar resulta de las resistencias relativas de las secciones transversales para cada posible modo de falla. Por lo tanto, en la etapa de diseño se puede predisponer el mecanismo de deformación inelástica de la estructura, al decidir la resistencia que deben tener las distintas secciones para los diferentes modos de falla. Un aspecto esencial del diseño sísmico consiste en proporcionar una resistencia determinada a las diferentes partes que conforman la estructura, para obligar a que produzcan en su conjunto la máxima ductilidad posible.

Para que se presente el colapso del marco con mecanismo de columna débil-viga fuerte basta con que todas las columnas de un entrepiso lleguen a su fluencia. Por ejemplo, se puede demostrar que para que una estructura de 12 niveles desarrolle un factor de ductilidad global de 4 se requiere que localmente, en las columnas del entrepiso donde se forman las articulaciones plásticas, se presenten rotaciones inelásticas que

## Capítulo 2

---

corresponden a un factor de ductilidad local de curvatura del orden de 97, que excede por mucho la capacidad de rotación de las columnas; esto es, el mecanismo de columnas débiles-vigas fuertes es altamente indeseable.

Con relación al mecanismo de columnas fuertes-vigas débiles, para que la estructura llegue al colapso se requiere que se formen articulaciones plásticas en las vigas de todos los pisos y, además, en la base de las columnas de planta baja.

El mecanismo de colapso de columnas débiles-vigas fuertes debe evitarse mediante el diseño adecuado de la resistencia relativa entre las vigas y columnas que concurren a un mismo nudo, a fin de obligar a que se formen las articulaciones plásticas en las vigas y no en las columnas.

### 2.13.3 Requisitos para el dimensionamiento y detallado de las estructuras

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, versión 2004 (RCDF-04), establece que toda estructura y cada una de sus partes deberá diseñarse para cumplir con los requisitos de seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y no rebasar ningún estado límite de servicio ante la combinación de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.

En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas (CM), cargas vivas (CV), sismo (S) o viento (V), cuando este último sea significativo. Los factores de carga considerados para el diseño de las estructuras son: 1.4 para la combinación de las cargas gravitacionales (CM + CV<sub>máxima</sub>); 1.1 cuando se tomen en cuenta los efectos del sismo (CM + CV<sub>instantánea</sub> ± S). En la combinación de las cargas muertas, cargas vivas y sismo (acciones permanentes, variables y accidentales) se debe tomar en cuenta un 30 por ciento del efecto del sismo en la dirección ortogonal.

Para fines de diseño de los edificios de este trabajo, se tomaron en cuenta las consideraciones anteriores y se hicieron análisis sísmicos dinámicos modales espectrales; el coeficiente sísmico fue de 0.45, sin reducir, para la zona de terreno compresible tipo III<sub>b</sub>.

Las estructuras de concreto reforzado de este estudio, a base de marcos no contraventeados, se dimensionaron para el factor de comportamiento sísmico  $Q=3$ , teniéndose que cumplir los requisitos especiales de marcos dúctiles que fijan las NTC-Concreto.

A continuación se hace una presentación breve de los principales requerimientos que se deben cumplir para estructuras diseñadas con  $Q=3$  y 4, además de satisfacer los requisitos generales.

### 2.13.3.1 Vigas

Los requisitos se aplican a elementos que trabajan esencialmente en flexión: vigas y columnas con cargas axiales pequeñas,  $P_u < \frac{A_g f'_c}{10}$ , donde  $A_g$  es el área de la sección transversal bruta y  $f'_c$  es la resistencia a la compresión del concreto.

#### a.- Requisitos geométricos

La fig 2.22 ilustra los requisitos que se deben cumplir para evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral, por la excesiva esbeltez de su alma, y para asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna pueda realizarse sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión (se limita la excentricidad que puede tener el eje de la viga con respecto del eje de la columna, y se prohíbe que la viga tenga un ancho superior al lado de la columna en que se conecta).

#### b.- Requisitos para el refuerzo longitudinal

Los requisitos se ilustran en la fig 2.23; en toda sección, a lo largo de la longitud de la viga, se dispondrá de refuerzo mínimo tanto en el lecho inferior como en el superior, independientemente de los resultados del análisis.

### c.- Requisitos para el refuerzo transversal

La fig 2.24 presenta los requisitos necesarios para la disposición del refuerzo transversal a base de estribos cerrados. En los extremos de las vigas los estribos deben proporcionar confinamiento al concreto y evitar el pandeo del refuerzo longitudinal de compresión, para permitir el desarrollo de grandes ductilidades; lo anterior se logra si se limita más la separación de estribos en dichos extremos de longitud igual a  $2d$ . Conviene proporcionar, además, la resistencia por cortante suficiente para que pueda alcanzarse en los extremos de la viga los momentos máximos resistentes, con la finalidad de evitar falla por cortante (frágil), antes que se puedan formar articulaciones plásticas en los extremos de la viga (diseño por capacidad).

### 2.13.3.2 Columnas

Los requisitos cubren elementos sujetos a cargas axiales últimas de compresión, con:

$$P_u \geq \frac{A_g f'_c}{10}$$

### a.- Requisitos geométricos

Los requisitos geométricos se muestran en la fig 2.25; tienden a eliminar problemas de pandeo para deformaciones inelásticas grandes, y asegurar que las columnas tengan dimensiones y proporciones tales que sean eficientes en la acción del marco junto con las vigas que la conectan. Se pretende evitar fallas prematuras en dichos miembros estructurales verticales.

**b.- Requisitos para el refuerzo longitudinal**

La resistencia mínima a flexión de las columnas en un nudo debe satisfacer la siguiente condición:

$$\Sigma M_e \geq 1.5 \Sigma M_g$$

donde:

$\Sigma M_e$  Suma al paño del nudo de los momentos resistentes, calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo

$\Sigma M_g$  Suma al paño del nudo de los momentos resistentes, calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo. Este método pretende garantizar que se cumpla con la filosofía de diseño de columna fuerte – viga débil; cuando se aplique dicho método, el factor de reducción de resistencias es  $F_R=0.8$ . No será necesario cumplir con esta ecuación en los nudos de azotea.

Como procedimiento alternativo, las columnas se dimensionarán por flexo-compresión con las acciones últimas del análisis estructural convencional, con un factor de resistencia de 0.6.

Para que el refuerzo longitudinal cumpla sus funciones de resistir esfuerzos longitudinales y de contener el núcleo de concreto, deberá estar restringido contra el pandeo y contra movimientos laterales antes del colapso, como se muestra en la fig 2.26.

**c.- Requisitos para refuerzo transversal**

Para reducir el carácter frágil de la falla por flexo-compresión, en los extremos de las columnas se requiere proporcionar suficiente refuerzo por confinamiento. Los requisitos para el refuerzo transversal se tienen en la fig 2.26; la fig 2.27 ilustra los requisitos para los arreglos de estribos por confinamiento. En las

columnas, el refuerzo transversal ayuda a confinar el núcleo del concreto, evita posibles problemas de pandeo en el refuerzo longitudinal, y proporciona la resistencia necesaria al cortante.

### 2.13.3.3 Uniones viga-columna

La unión viga – columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a dicha unión. Las uniones viga – columna presentan un comportamiento generalmente frágil; para evitarlo es necesario diseñar estas uniones para que desarrollen una resistencia superior a los miembros que conectan, de manera que éstos puedan desarrollar su capacidad.

Se tienen tres aspectos que pueden llegar a ser críticos en una unión viga – columna, a saber:

- a.- El confinamiento del concreto en la zona de unión
- b.- El anclaje de refuerzo (especialmente en columnas extremas)
- c.- La resistencia al cortante de la conexión

#### a.- Requisitos generales

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión. Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín de tensión, a cada lado del alma, será al menos 8 veces el espesor del patín; en secciones L, el ancho del patín será 6 veces el espesor del patín.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna (el acero longitudinal de las columnas debe continuarse, también, a través del nudo).

La revisión de fuerza cortante actuante en la unión se hará suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión sea de  $1.25f_y$ , donde  $f_y$  es el esfuerzo nominal de fluencia.

### **b.- Requisitos para refuerzo transversal**

Se debe suministrar el refuerzo transversal horizontal mínimo que se especifica como cuantía mínima de refuerzo transversal según el inciso 7.3.4 c de las NTC-Concreto.

Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es menor o igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo. La separación será la especificada en el inciso 7.3.4 d de las mencionadas Normas.

Cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo de la dimensión horizontal del nudo en uniones de esquina. La cuantía y separación del refuerzo transversal vertical deberá cumplir con lo especificado en los incisos 7.3.4 c y 7.3.4 d.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga – columna.

### **2.13.4 Hipótesis de diseño en elementos estructurales de acero**

En el proceso de diseño de una estructura debe tenerse en cuenta la estabilidad de los diversos elementos que la componen, como son vigas, columnas, contraventeos, muros y conexiones; además, ha de investigarse también la estabilidad de cada uno de los elementos y contra el colapso, ocasionado por ese fenómeno, del sistema completo. Los estados límite por inestabilidad de alguno de los tipos posibles se cuentan entre los más importantes en el diseño de estructuras modernas de acero.

## Capítulo 2

---

La resistencia al pandeo por flexión de los miembros de eje recto y sección transversal constante, comprimidos axialmente, es función de su esbeltez, que depende de la longitud libre de pandeo, de las condiciones de apoyo de la barra y de las características geométricas de sus secciones transversales. El parámetro que define la esbeltez es la “relación de esbeltez”,  $\frac{K\ell}{r}$ , donde  $\ell$  es la longitud libre de pandeo de la columna,  $r$  es el radio de giro correspondiente al eje de las secciones transversales alrededor del que se presenta la flexión durante el pandeo y  $K$  el factor de longitud efectiva, que es función de las restricciones a los giros y a los desplazamientos laterales que haya en los extremos de la columna.

Como la resistencia disminuye cuando crece la esbeltez, para determinarla ha de utilizarse la relación  $\frac{K\ell}{r_{\text{máx}}}$ , a la que corresponde la resistencia verdadera.

La base de la teoría de las columnas es la barra matemáticamente recta, de sección transversal constante, articulada en los dos extremos, sobre la que actúa una fuerza de compresión aplicada exactamente a lo largo de su eje, cuya esbeltez es tal que el pandeo se inicia cuando los esfuerzos están por debajo del límite de fluencia del material. En esas condiciones, la carga crítica (o carga de pandeo, o de bifurcación del equilibrio), se calcula con la expresión:

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2}$$

$E$  es el módulo de elasticidad del material,  $I$  el momento de inercia de la sección transversal correspondiente al eje alrededor del que se flexiona la columna la pandearse y  $\ell$  su longitud.  $P_E$  recibe el nombre de carga crítica de Euler. Si las condiciones de apoyo son diferentes de las mencionadas arriba se modifica la ecuación, sustituyendo la longitud real  $\ell$  de la columna por la longitud  $K\ell$ , donde  $K$  es un factor adimensional, llamado factor de longitud efectiva, cuyo valor depende de cómo esté apoyada la columna en los dos extremos.

La expresión para el cálculo de la carga crítica de pandeo elástico es ahora

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K\ell)^2}$$

$K\ell$  es la “longitud efectiva” de la columna. Es la longitud de una columna ideal aislada, articulada en los dos extremos, que tiene una carga crítica igual a la de la columna real. Es, también, la distancia entre los puntos de inflexión teóricos en el instante en que se inicia el pandeo.

En la tabla 2.6 se proporcionan los valores de  $K$  para varias condiciones de apoyo idealizadas, en las que se supone que las restricciones que impiden las rotaciones y traslaciones de los extremos son nulas o cien por ciento efectivas.

Por otro lado, para fines de diseño, los valores máximos de relaciones de esbeltez para miembros a tensión están dadas por AISC y ASSHTO, según:

Tipo de miembro	AISC	ASSHTO
Miembros principales	240	200
Miembros laterales de apuntalamiento y otros secundarios	300	240
Miembros en que puede haber inversión de esfuerzos	-----	140

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez en los miembros a tensión debe utilizarse la relación de esbeltez mayor, según los dos ejes principales. El diseñador debe considerar el eje principal más débil.

### Propiedades geométricas

La definición de área total  $A_t$  no es del todo correcta cuando se aplica a perfiles laminados, pues ignora las áreas correspondientes a las curvas de transición que unen entre sí los diferentes elementos planos que los componen. Esas áreas se incluyen en las propiedades geométricas de las secciones tabuladas en los manuales. Los agujeros para remaches o tornillos en miembros en tensión afectan su resistencia porque reducen el área de su sección transversal y ocasiona concentraciones de esfuerzos. Este efecto no se manifiesta en elementos comprimidos, en los que parte de la fuerza se transmite por contacto directo con los tornillos o remaches.

El área neta es igual al área total de la sección transversal menos la que se pierde por los agujeros.

No todos los miembros que trabajan en tensión o compresión pueden desarrollar un esfuerzo medio en la sección neta igual a la resistencia a la ruptura del acero. Las reducciones en resistencia pueden expresarse en términos de la eficiencia de la sección neta, definida como la relación entre el esfuerzo medio en el instante de la fractura y el esfuerzo de ruptura obtenido ensayando una probeta de material. Es por eso la importancia de obtener el área neta efectiva, la cual en miembros en tensión o compresión se calcula como sigue:

Cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de remaches, tornillos o soldaduras colocados en toda ellas, en proporción a sus área transversales, el área neta efectiva  $A_e$  es igual al área neta  $A_n$  en miembros en tensión, y el área total  $A_t$  en miembros comprimidos.

Cuando la carga se transmite por medio de tornillos o remaches colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

Miembros en tensión:

$$A_e = UA_n \quad (1)$$

Miembros en compresión:

$$A_e = UA_t \quad (2)$$

Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = UA_t \quad (3)$$

Donde U es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se indican a continuación; pueden utilizarse valores más grandes cuando se justifiquen con pruebas u otros criterios reconocidos.

$$U = a - \left( \frac{\bar{x}}{L} \right) \leq 0.9 \quad (4)$$

donde:

- $\bar{x}$             excentricidad de la conexión (distancia del centroide del miembro al plano en el que se transmite la fuerza cortante; las secciones I o H se tratan como dos tés); y
- L                longitud de la conexión en la dirección de la carga

- a)            Conexiones remachadas o atornilladas

En lugar de los calculados con la ecuación (4), pueden utilizarse los valores de U siguientes:

1)            Secciones laminadas o soldadas H o I con patines de ancho no menor que 2/3 del peralte y tés estructurales obtenidas de ellas o formadas por dos placas soldadas conectadas por los patines con tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: U=0.90.

2)            Secciones laminadas o soldadas H o I que no cumplan las condiciones del inciso anterior, tés estructurales obtenidas de ellas, o formadas por dos placas soldadas, y todas las secciones restantes, incluidas las formadas por varias placas, con tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: U=0.85.

## Capítulo 2

---

3) Todos los miembros que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos  $U=0.75$ .

- 4) Ángulos conectados por una sola ala con
- Cuatro o más conectores en la dirección de los esfuerzos:  $U=0.80$ :
  - Menos de cuatro conectores en la dirección de los esfuerzos:  $U=0.60$ .

b) Conexiones soldadas

Cuando la fuerza de tensión o compresión se transmite por medio de soldaduras transversales colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual al área de los elementos conectados directamente.

Cuando la fuerza de tensión o compresión se transmite a una placa por medio de soldaduras colocadas a lo largo de sus bordes longitudinales, en el extremo de la placa,

$$\begin{aligned} U &= 1.00, & \text{si } \ell &\geq 2d \\ U &= 0.87, & \text{si } 2d > \ell &\geq 1.5d \\ U &= 0.75, & \text{si } 1.5d > \ell &> d \end{aligned} \tag{5}$$

donde:

- $\ell$  longitud de la soldadura  
 $d$  ancho de la placa (distancia entre soldaduras)

### 2.13.4.1 Miembros de acero a tensión

Esta parte se refiere a miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro.

Cuando se espere que el elemento estructural en estudio vaya a quedar sometido durante su vida útil a un número muy elevado de ciclos de carga, en el cálculo de su resistencia se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

## Estados límite

En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

## Resistencia de diseño

La resistencia de diseño  $R_t$  de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecuaciones siguientes:

a) *Estado límite de flujo plástico en la sección total:*

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (1)$$

donde  $F_R$  = factor de resistencia, igual a 0.9.

b) *Estado límite de fractura en la sección neta:*

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (2)$$

donde:

$F_R$	factor de resistencia, igual a 0.75.
$A_t$	área total de la sección transversal del miembro:
$A_e$	área neta efectiva;
$F_y$	valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material;
$F_u$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva de la ec 2 es igual al área total.

### 2.13.4.2 Miembros de acero a compresión

Este subcapítulo se refiere a miembros prismáticos sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales.

#### Estados límite

En el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 ó 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, para los que pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, se considera el estado límite de inestabilidad por flexión. En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o térs, o con dos eje de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta, además, los estados límite de pandeo por torsión y por flexotorsión. En secciones tipo 4 se consideran los estados límite combinados de flexión, torsión o flexo-compresión y pandeo local.

En columnas compuestas, del tipo de las formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se consideran los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

#### Resistencia de diseño

La resistencia de diseño,  $R_c$ , de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina como se indica a continuación. En cada caso particular

deben revisarse todos los estados límite pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño.

*Estado límite por inestabilidad por flexión*

a) Miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca

$$R_c = \frac{F_y}{\left(1 + \lambda^{2n} - 0.15\lambda^{2n}\right)^{\frac{1}{n}}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (3)$$

donde:

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.9  
 $A_t$  área total de la sección transversal de la columna  
 $\lambda$  parámetro de esbeltez, que vale

$$\lambda = \frac{K\ell}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (4)$$

donde:

$\frac{K\ell}{r}$  es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna  
 $n$  coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

1) Columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría, o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor a 4,220 kg/cm<sup>2</sup> y con patines de no más de 50 mm de grueso, columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas en caliente o formadas en frío y tratadas térmicamente, o hechas con cuatro placas soldadas, de acero con límite de fluencia no menor de 4,220 kg/cm<sup>2</sup>, y con todos los perfiles con dos ejes de simetría relevados de esfuerzos, que cumplen con los requisitos de las secciones 1, 2 ó 3: n=2.0.

2) Columnas de sección H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 de la sección:  $n=1.4$ .

3) Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de la secciones tipo 1, 2 ó 3:  $n=1.0$ .

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en la sección anterior:

$R_c$  se calcula con la ec 3, con  $n= 1.4$ ; y

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.9;

### 2.14 Comportamiento sísmico de estructuras con disipadores de energía

Otro enfoque para el control de daños sísmicos en los edificios y para mejorar su comportamiento se recurre a la instalación de amortiguadores o disipadores sísmicos en lugar de elementos estructurales, tales como las diagonales. Los disipadores de energía que se colocan en una estructura para ayudar a reducir las fuerzas transmitidas por el sismo, mediante adición de amortiguamiento externo. Estos nuevos elementos estructurales deben ser capaces de tener la suficiente capacidad de deformación, de no deteriorarse en su resistencia, así como tampoco no degradarse en su rigidez ante la aplicación de cargas cíclicas. Estos actúan como los amortiguadores hidráulicos en los vehículos – la mayor parte de las sacudidas o arrancones son absorbidos por los fluidos hidráulicos y sólo un poco se transmite hacia arriba del chasis del auto. Cuando la energía sísmica se transmite a través de ellos, los amortiguadores absorben parte de ella, por lo que atenúa el movimiento de edificio. Los amortiguadores se han utilizado desde 1960 para proteger los edificios altos de los efectos del viento. Sin embargo, sólo desde 1990 fueron utilizados para ayudar a las estructuras ante los efectos sísmicos. Comúnmente los tipos de amortiguadores sísmicos incluyen: amortiguadores viscosos (la energía es absorbida por la base de fluido de silicona que pasa a través del cilindro y del pistón), como se puede observar en la fig 2.28; amortiguadores de fricción (la energía es absorbida por la fricción entre las superficies que se rozan unas contra otras), ver fig 2.29 y los amortiguadores de fluencia o histeréticos ver fig 2.30, los amortiguadores histeréticos se basan en la disipación de energía mediante el comportamiento no-

lineal por medio de la fluencia del material, y se pueden colocar en lugares previamente determinados en la estructura. Es, tal vez, en la actualidad la opción que mejores perspectivas presenta, desde el punto de vista técnico y económico; trabajan principalmente debido a la fluencia que llega a ocurrir en cada dispositivo. En este estudio se utilizaron los tipo ADAS.

### 2.14.1 Descripción de disipadores de energía ADAS

Los dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness Elements) son elementos histeréticos que disipan la energía por la fluencia de sus placas de acero en forma de “X”.

Funcionan ayudados por un sistema de contraventeo (diagonales) que ligan dos niveles consecutivos de la estructura, y trabajan cuando sucede un desplazamiento relativo entre ambos niveles.

Estos dispositivos disipan energía por medio del comportamiento inelástico de las placas de acero en forma de “X”, que se flexionan en doble curvatura alrededor de su eje menor, debido al desplazamiento relativo del extremo superior con respecto del inferior. La forma de “X” se debe a la distribución del diagrama de momentos, para que así la placa logre fluir en toda su altura simultáneamente. Dado que esta forma es imposible de construir y, además, para evitar problemas de cortante, en la parte central la intersección se ha redondeado. Hay un valor mínimo del estrechamiento o intersección para que se pueda transmitir la fuerza cortante actuante en dicha zona con eficiencia.

Las placas en “X” van separadas por otras placas de menor tamaño y espesor, tal que las primeras se flexionen en doble curvatura. Se tienen unos tornillos que ligan los extremos superior e inferior de las placas, sosteniendo a las placas entre dos bloques de acero, con los cuales se une el dispositivo a la estructura (figs 2.31 y 2.32).

### 2.14.2 Criterios preliminares de diseño con los disipadores ADAS

a. Los dispositivos absorberán al menos el 50 por ciento del cortante de entrepiso. El porcentaje conviene, sin embargo, que sea lo más grande económicamente posible.

Este porcentaje depende del número de crujías que puedan ser contraventeadas. Si el número es grande, al aumentar la rigidez del edificio puede resultar económico., dependiendo de cómo el nuevo periodo de la estructura con respecto al periodo dominante del movimiento del suelo.

b. La ductilidad máxima que se les permite a los disipadores es de 5. Estos dispositivos pueden permitir ductilidades de hasta 14 sin degradación de rigidez y resistencia durante sus ciclos de histéresis; por razones de seguridad, conviene que en los diseños desarrollen una ductilidad no mayor de 5.

c. Se sigue admitiendo que la estructura tradicional incurra en el rango inelástico, pero, claro, con mayor disipación de energía en los nuevos dispositivos ADAS, colocados estratégicamente. Después de un sismo severo la estructura con disipadores de energía sobrevivirá con daños mínimos; la estructura diseñada en forma tradicional mostrará daños mayores. Con la ayuda de los ADAS, el factor de seguridad es más alto, con una capacidad extra como reserva para un sismo mayor que el de diseño. Los desplazamientos máximos relativos de los entrepisos no serán mayores que el permitido por el Reglamento.

### 2.14.3 Propiedades mecánicas de una placa ideal en "X"

Si consideramos que las placas tienen la forma precisa de una "X", el momento en los extremos en el instante que fluye el acero resulta;

$$M_y = \frac{2\sigma_y I}{t} = \sigma_y S_y$$

Debido a que la flexión de las placas ocurre fuera de su plano, entonces el módulo de sección elástica vale:

$$S_y = \frac{I}{y_{\text{máx}}} = \frac{I}{\frac{t}{2}}$$

si,

$$I = \frac{at^3}{12}$$

$$S_y = \frac{at^2}{6}$$

donde,

a Ancho máximo de la placa, igual a la mitad del peralte

t Espesor de la placa

Así, el momento de fluencia en los extremos es:

$$M_y = \frac{\sigma_y at^2}{6}$$

Y, la fuerza lateral en el dispositivo que ocasiona este momento sería:

$$P_y = \frac{2M_y}{2a} = \frac{\sigma_y t^2}{6} \quad (20)$$

$P_y$  es la fuerza que se aplica a una placa para que empiece a fluir. Si el dispositivo está formado por "n" placas, dicha fuerza valdría:

$$P_y = \frac{\sigma_y t^2 n}{6} \quad (21)$$

Al aplicar una fuerza mayor a  $P_y$ , el dispositivo trabajará en el rango inelástico, lo que se presenta cuando toda la sección se plastifica, es decir, cuando el módulo de sección es el plástico, entonces:

$$P_p = \frac{\sigma_y t^2 n}{4} \quad (22)$$

Por otro lado, el disipador ADAS tiene una característica particular con respecto del desplazamiento  $\delta_y$ , que se presenta cuando se alcanza la carga de fluencia; las fibras últimas a lo largo de la placa tienen una deformación  $\varepsilon_y$ , y la curvatura resulta:

$$\varphi_y = \frac{2\varepsilon_y}{t}$$

Al integrar esta ecuación con respecto de la altura, se obtiene el giro de la sección; al considerar el centro de la placa como el origen, dicho giro se puede calcular a partir de la mitad de la placa, esto es:

$$\Theta = \frac{2\varepsilon_y (x - a)}{t}$$

Al suponer que las placas no giran en sus extremos, y si integramos una vez con respecto a la altura, el desplazamiento  $\delta_y$  será:

$$\delta_y = \frac{2\varepsilon_y a^2}{t} \quad (23)$$

Por tanto, al diseñar un disipador ADAS es necesario precisar los valores de  $P_y$  y  $\delta_y$ , idóneos para la estructura de interés. Para fines del análisis y diseño del disipador, se puede modelar su comportamiento como bilineal: esto es, es necesario conocer su rigidez inicial, su resistencia de fluencia y su rigidez después de la fluencia (fig 2.33).

La rigidez inicial está dada por la expresión:

$$K_{ADASI} = \frac{P_y}{\delta_y} \quad (24)$$

Para la rigidez de la segunda pendiente se acepta un 5% de la inicial. Cabe hacer notar que todas las fórmulas anteriores deben afectarse por los factores de corrección necesarios, ya que la geometría final del dispositivo no es la teórica, así como también el comportamiento supuesto es bilineal.

Para tomar en cuenta el cambio de la rigidez correspondiente cuando la carga aumenta, se define una rigidez efectiva.

$$K_{\text{eff}} = \frac{P_i}{\delta_y} \quad (25)$$

Cuando la carga  $P_i$  sea inferior a la de fluencia,  $K_{\text{eff}}$  es idéntica a la rigidez inicial; cuando  $P_i$  es mayor que  $P_y$ ,  $K_{\text{eff}}$  tiene una modificación, dada por:

$$K_{\text{eff}} = \frac{(0.95 + 0.05\mu)K_{\text{ADAS}_i}}{\mu} \quad (26)$$

donde:

$$\mu = \frac{\delta_{\text{máx}}}{\delta_y}$$

La fig 2.34 muestra la variación de la rigidez del disipador con respecto de la ductilidad desarrollada.

Desde el punto de vista del diseño práctico, es recomendable que la ductilidad máxima no sea mayor de 5; para este nivel de  $\mu$ , la rigidez del disipador se modifica desde un 100 por ciento hasta un 24 por ciento de su rigidez inicial.

### Ventajas y desventajas principales al utilizar los disipadores ADAS

Al utilizar los disipadores ADAS se intenta mejorar la respuesta inelástica de las estructuras. Con la ayuda de los disipadores ADAS, la estructura es capaz de desarrollar mayor ductilidad y, por lo tanto, a dañar en menor grado a los elementos estructurales tradicionales (columnas y vigas, principalmente). Es probable que el periodo del conjunto de la estructura se vea incrementado. Debido a lo anterior debe tenerse cuidado

en la forma de los espectros de respuesta de registros reales, para no caer en una condición más desfavorable con respecto de la estructura contraventeada tradicionalmente.

Es necesario estudiar más al respecto sobre el uso y cantidad de disipadores ADAS; es muy importante hacer este tipo de trabajos sobre estructuras reales, para así poder llegar a conclusiones y recomendaciones que apoyen en el futuro la utilización de este tipo de dispositivos para mejorar la formas de disipar la energía sísmica.

### 2.15 Criterio de diseño utilizado en este trabajo

Para los diseños de este trabajo se aplicó el método dinámico modal espectral, según las especificaciones de las NTC-Sismo del RCDF-04. A los efectos del sismo se adicionaron las cargas muertas y vivas.

Para la combinación de cargas muertas y vivas se utilizó un factor de carga de 1.4. Para los análisis en que se combinaron acciones permanentes, variables y accidentales, el factor de carga fue igual a 1.1.

Para la combinación de acciones permanentes y variables se revisó ante la intensidad máxima de la carga viva, que especifica el RDF, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Para las combinaciones de cargas permanentes, variables y accidentales, se tomaron en cuenta las acciones variables con sus valores instantáneos.

Los análisis estructurales necesarios para los diseños consideraron la combinación más desfavorable de los efectos de las cargas gravitacionales con los del sismo, a saber:

$$1.4 (CM + CV)$$

ó

$$1.1 (CM + CV \pm CS)$$

Las estructuras de este trabajo son del grupo B, desplantadas en la zona compresible tipo III<sub>b</sub>, y el coeficiente sísmico fue:

$$c = 0.45$$

El valor del factor de comportamiento sísmico utilizado fue de  $Q= 3$ ; con base en este factor se proporcionaron las resistencias necesarias.

Las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y transversal de columnas y vigas, se suministraron según la magnitud de los elementos mecánicos últimos de la combinación de cargas más desfavorable, según se indicó anteriormente; se cumplió con los requisitos generales que establecen las NTC-Concreto, así como también con lo requerido para marcos dúctiles, por estar utilizando  $Q= 3$ ; se apoyó en el post-procesador de diseño CONKER. Para diseñar las diagonales de acero estructural de los casos B y C se utilizaron las NTC-Metálicas del RCDF-04; se apoyó en el post-procesador STEELER.

Tabla 2.1.- Características principales de las zonas sísmicas del Distrito Federal

Zona	Descripción
I (Lomas)	Formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. Es probable la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos por haber explotado minas de arena.
II (Transición)	Los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos. Constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarcillosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre docenas de centímetros y pocos metros
III (Compresible)	Integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Tabla 2.2.- Parámetros de los espectros de diseño de las NTC-Sismo, RCDF-04

Zona	$c^*$	$A_0$	$T_a^1$ (s)	$T_b^1$ (s)	$r$
I	0.16	0.04	0.20	0.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.3	1.80	2.00
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

\* Estructuras del grupo A por 1.5

Tabla 2.3.- Clasificación de las estructuras por su importancia

Grupo	Descripción
Grupo A	Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana , como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios
Grupo B	<p>Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:</p> <p>a) Subgrupo B1: Edificaciones de más de 30 m. de altura o con más de 6,000 m<sup>2</sup> de área total construida ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento , y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m<sup>2</sup> de área total construida , en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras, incluyendo las áreas de anexos , como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje;</p> <p>b) Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar a más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios auto soportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, y</p> <p>c) Subgrupo B2: Las demás de este grupo.</p>

Tabla 2.4.- Requisitos de regularidad

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior, El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11. En ningún piso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Tabla 2.5.- Requisitos para los diferentes factores de comportamiento sísmico

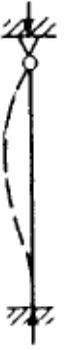
Q	Requisitos de diseño y tipo de estructura
4	<p>a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos el 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.</p> <p>b) Si hay muros de mampostería que contribuyan a resistir las fuerzas laterales, estos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado de plaza de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos el 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.</p> <p>c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso tendiendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que contribuyan a resistir las fuerzas laterales. El último entrepiso queda excluido de este requisito.</p> <p>d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.</p> <p>e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.</p>
3	<p>Cuando se satisfagan las condiciones b), y d) o e) y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a) o c), pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil de acuerdo con las Normas correspondientes.</p>

## Capítulo 2

---

2	<p>Se usa cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para Q= 3 y 4, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.</p> <p>También se usa cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de lagunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.</p>
1.5	<p>Se usará cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinación de dichos muros con elementos como los descritos para Q= 2 y 3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.</p>
1	<p>Se usará en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestra, a satisfacción de la Administración que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.</p>

Tabla 2.6.- Valores del coeficiente K para columnas aisladas con diversas condiciones de apoyo

<p>La línea punteada indica la forma de la columna pandeada</p>	<p>(a)</p> 	<p>(b)</p> 	<p>(c)</p> 	<p>(d)</p> 	<p>(e)</p> 	<p>(f)</p> 
<p>Valor teórico de <math>\kappa</math></p>	<p>0.5</p>	<p>0.7</p>	<p>1.0</p>	<p>1.0</p>	<p>2.0</p>	<p>2.0</p>
<p>Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales</p>	<p>0.65</p>	<p>0.80</p>	<p>1.2</p>	<p>1.0</p>	<p>2.1</p>	<p>2.0</p>
<p>Condiciones en los extremos</p>	<p>  Rotación impedida y traslación impedida   Rotación libre y traslación impedida   Rotación impedida y traslación libre   Rotación libre y traslación libre                 </p>					

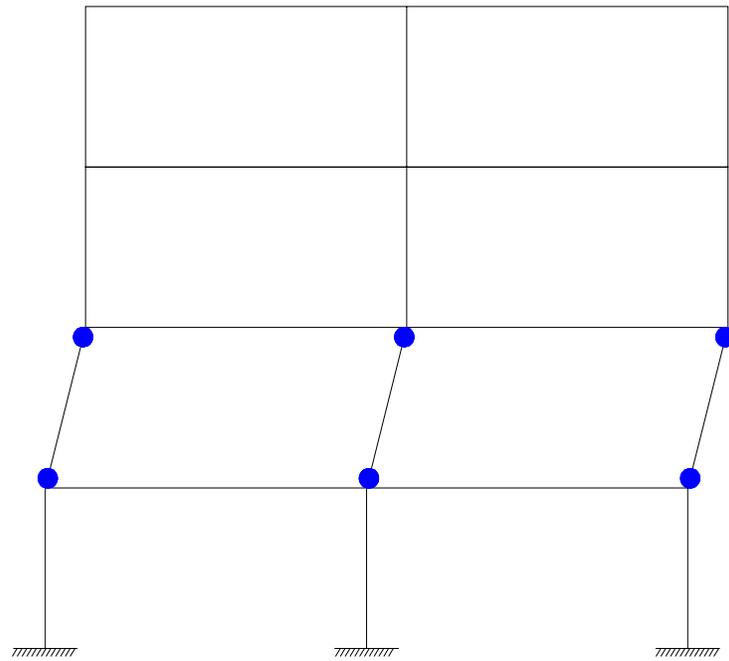
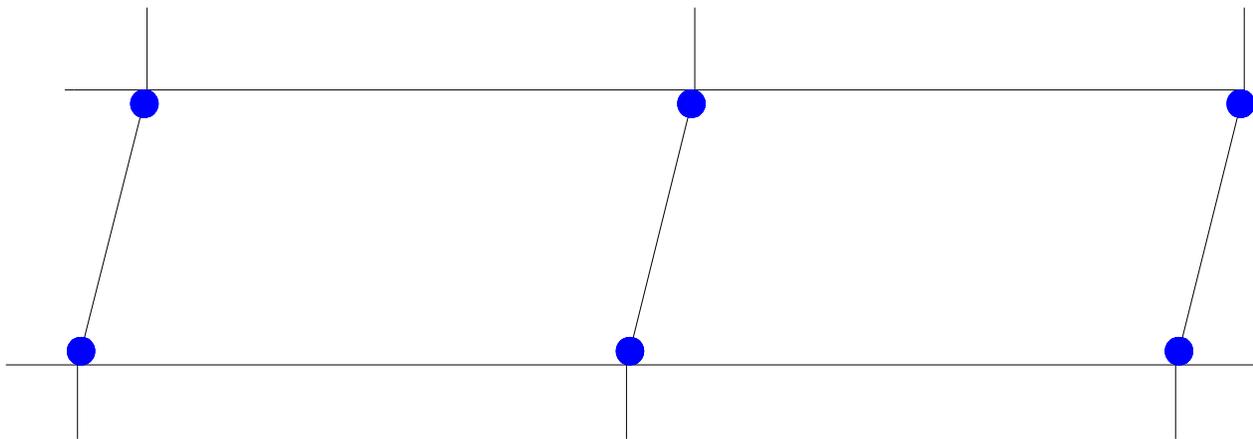


Fig 2.1.- Mecanismo de falla de entrepiso de columna débil-viga fuerte



Mecanismo de articulaciones  
plásticas en columnas

Fig 2.2.- Mecanismo de falla de entrepiso

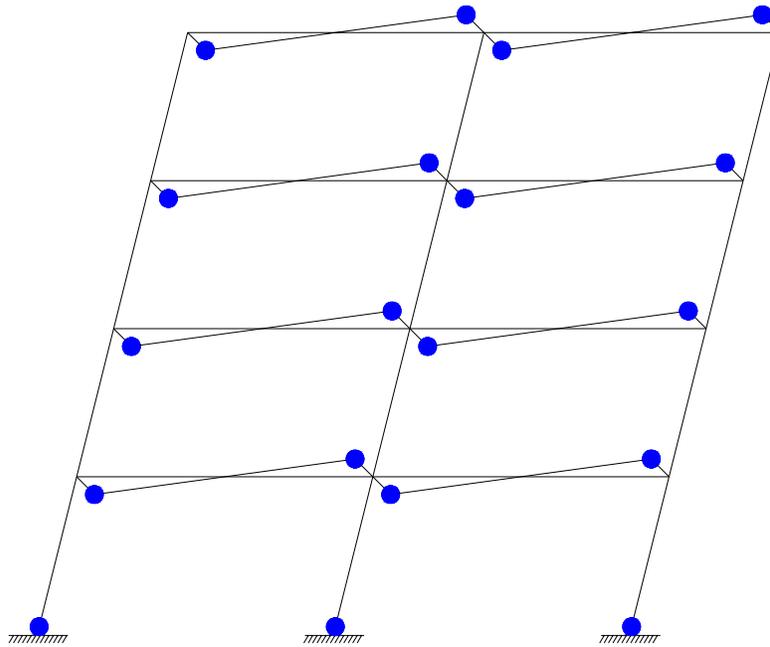
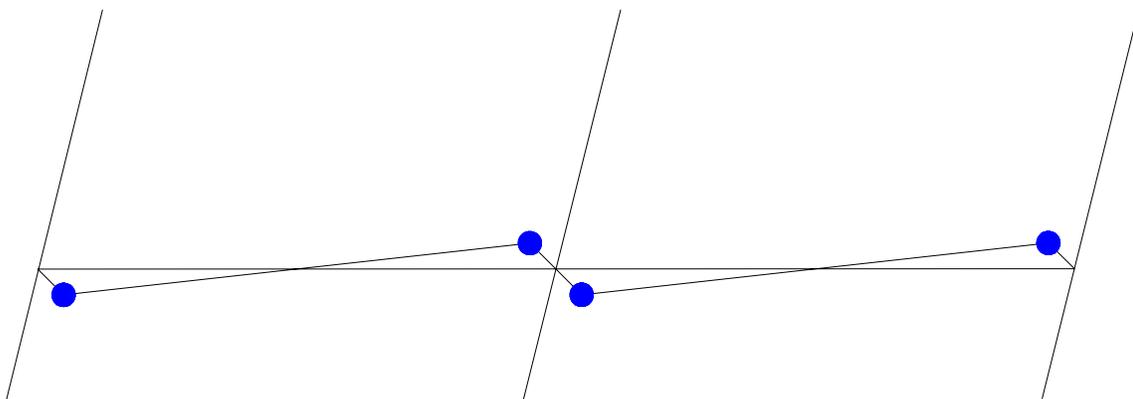


Fig 2.3.- Mecanismo de falla de columna fuerte-viga débil



Mecanismo de articulaciones  
plásticas en vigas

Fig 2.4.- Mecanismo de falla de vigas

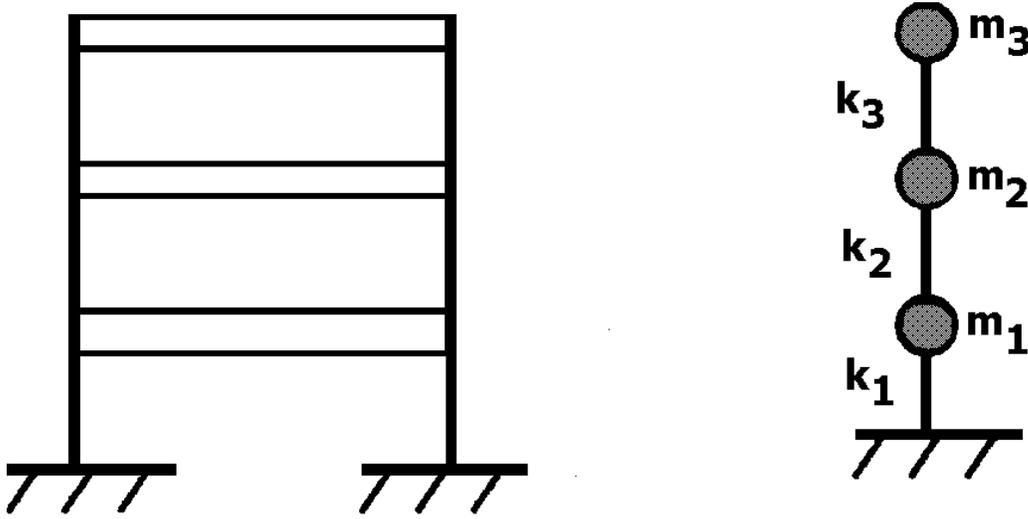


Fig 2.5.- Modelación de un edificio de tres niveles por un sistema equivalente de masas y resortes

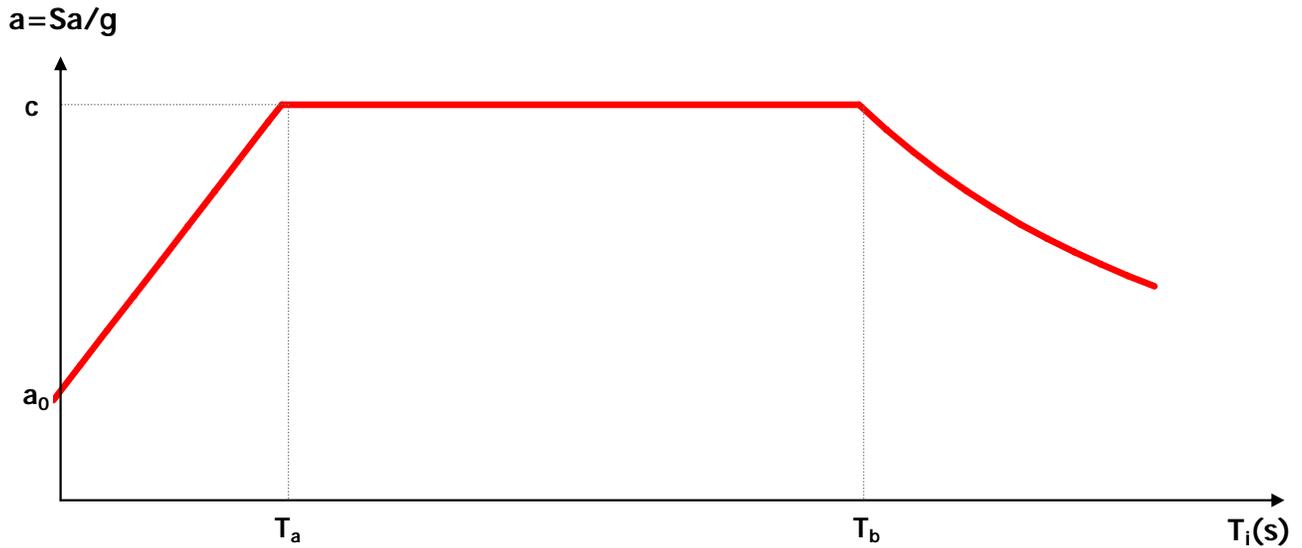


Fig 2.6.- Forma típica de espectros de diseño para el Distrito Federal, dado un factor de comportamiento sísmico Q

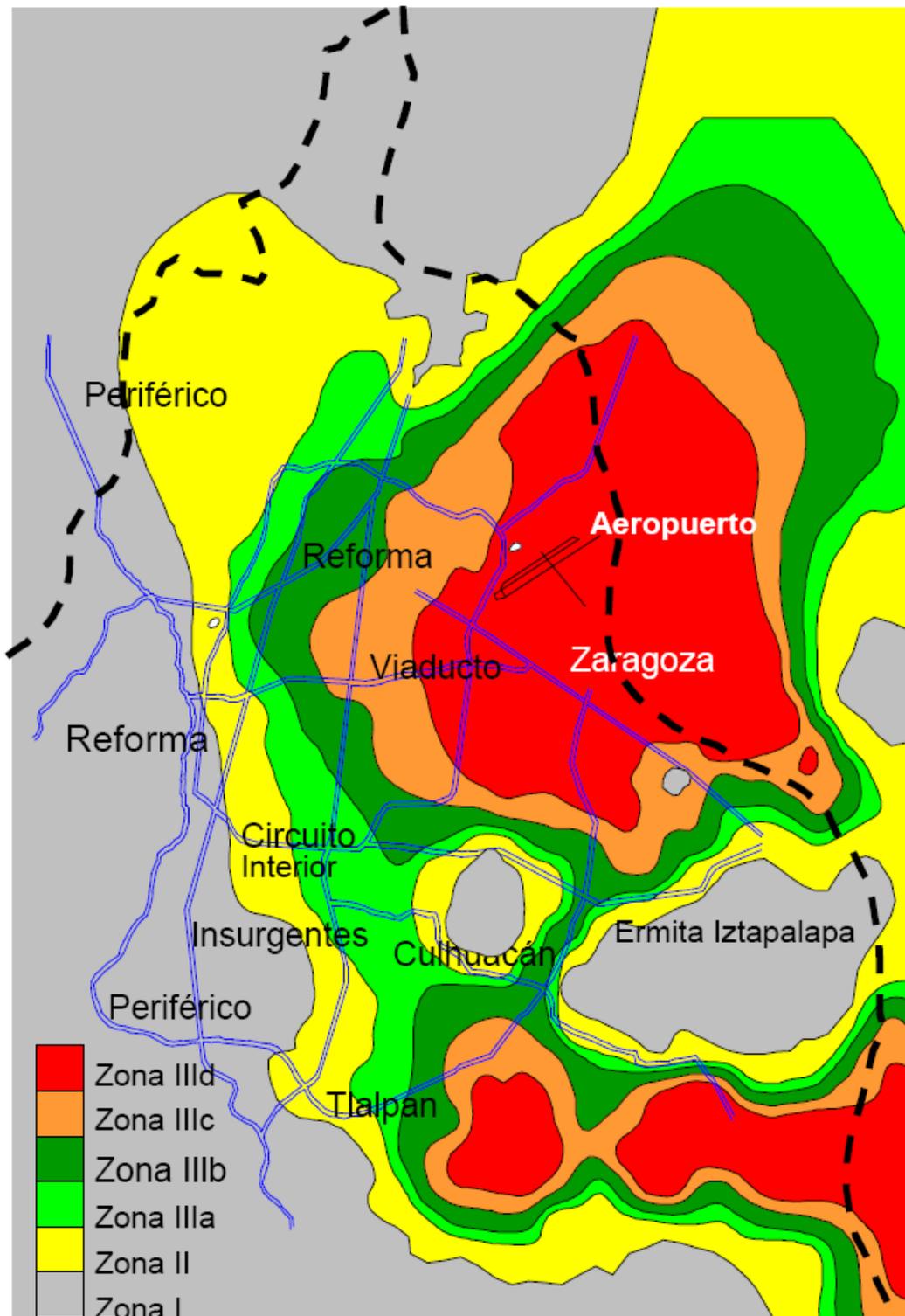


Fig 2.7.- Zonificación sísmica del Distrito Federal, según el tipo de suelo

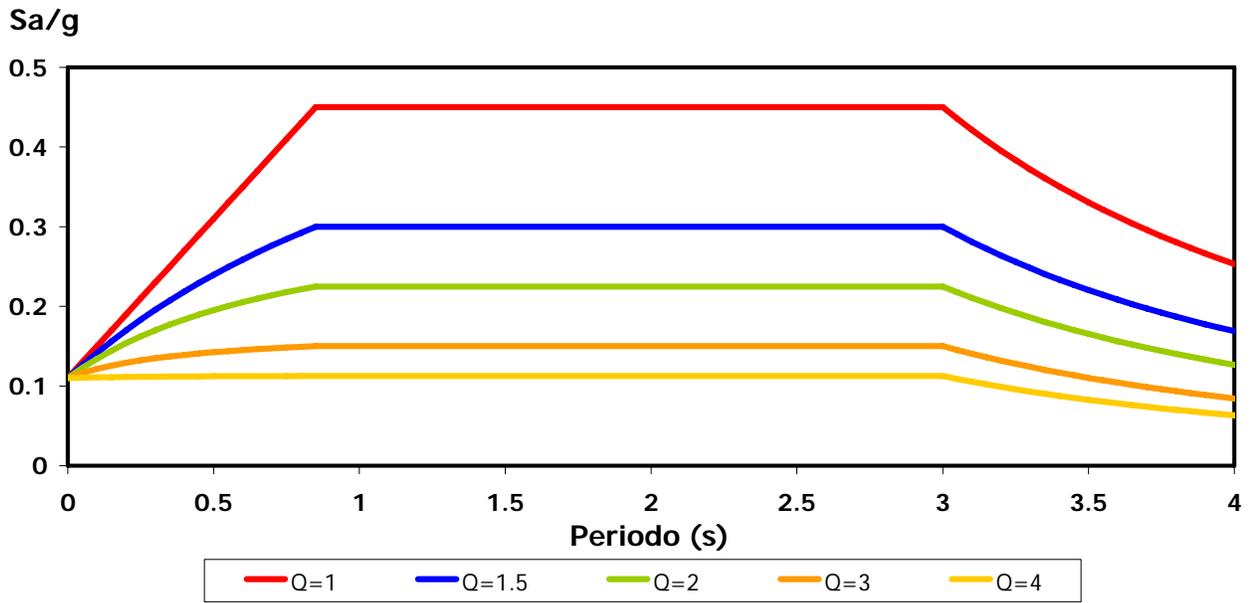


Fig 2.8.- Espectros de diseño sísmico para construcciones del grupo B en la zona III<sub>b</sub>, considerando diferentes  $Q$

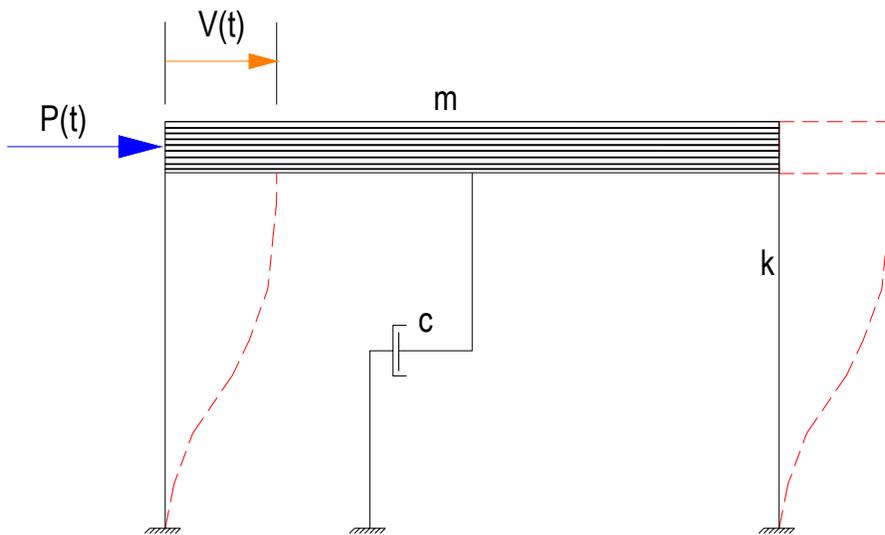


Fig 2.9.- Sistema de un grado de libertad

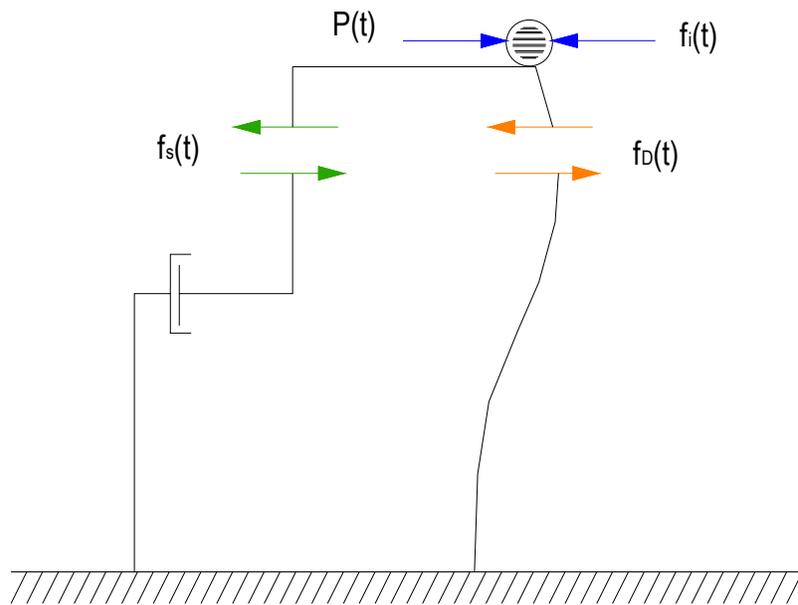


Fig 2.10.- Diagrama de cuerpo libre para el equilibrio de fuerzas del sistema de un grado de libertad

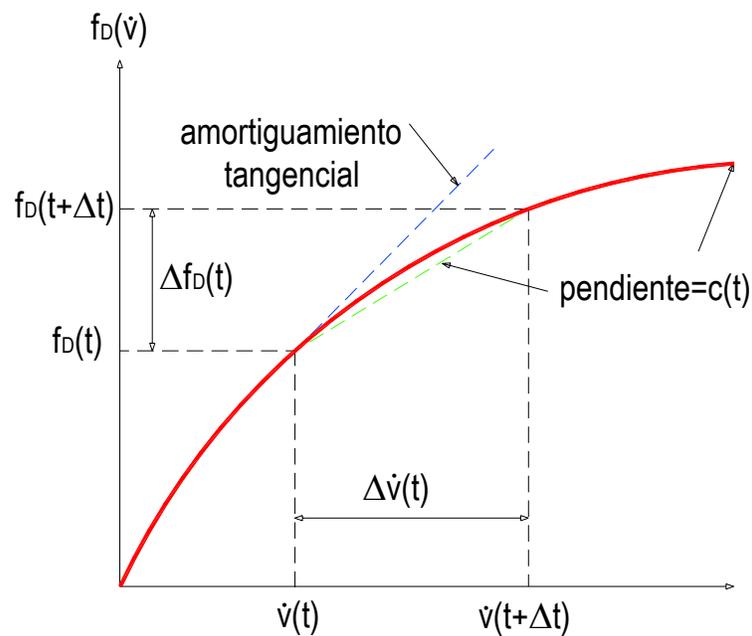


Fig 2.11.- Conceptos para definir el amortiguamiento no lineal.

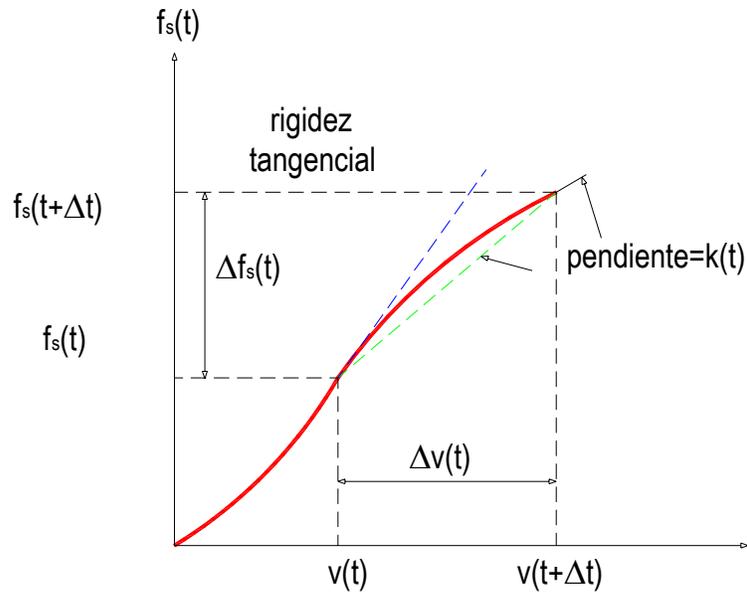


Fig 2.12.- Conceptos para definir la rigidez no lineal

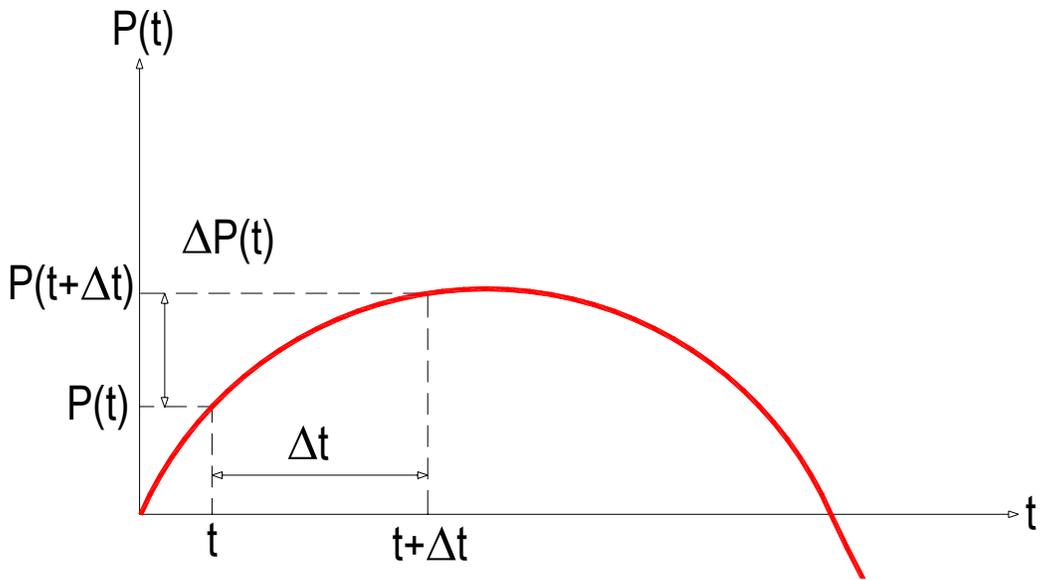


Fig 2.13.- Tipo de carga arbitraria, dependiente del tiempo, que puede ser aplicada al sistema de un grado de libertad

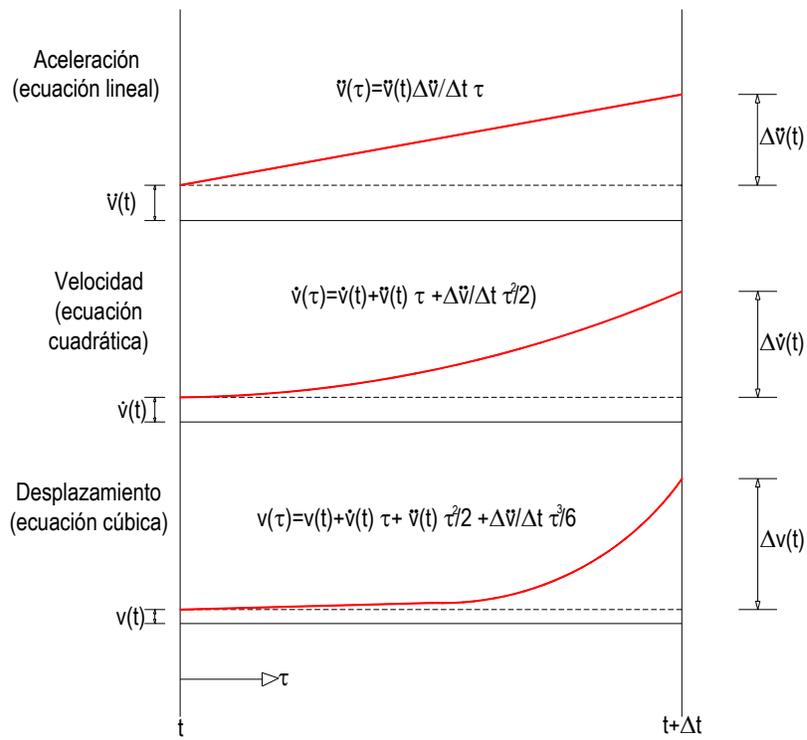


Fig 2.14.- Variación del movimiento del sistema de un grado de libertad durante el incremento de tiempo

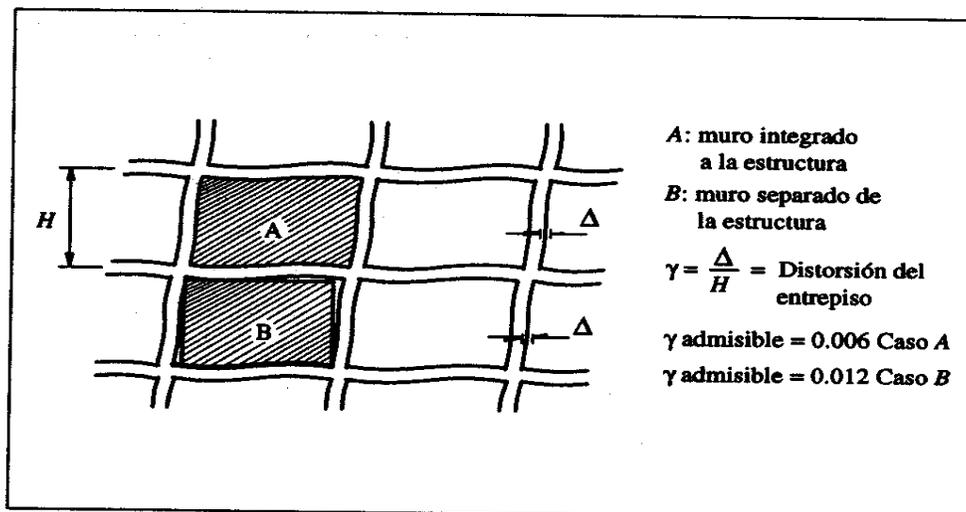


Fig 2.15.- Relación desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

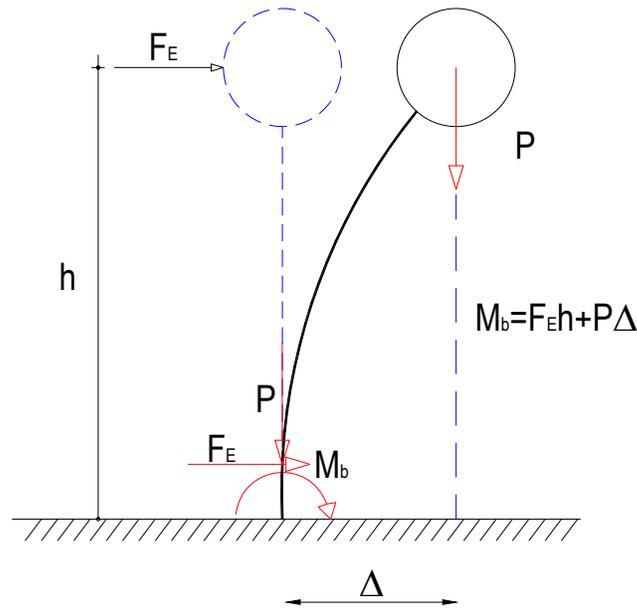


Fig 2.16.- Momento adicional P- $\Delta$ , originado por los efectos de segundo orden

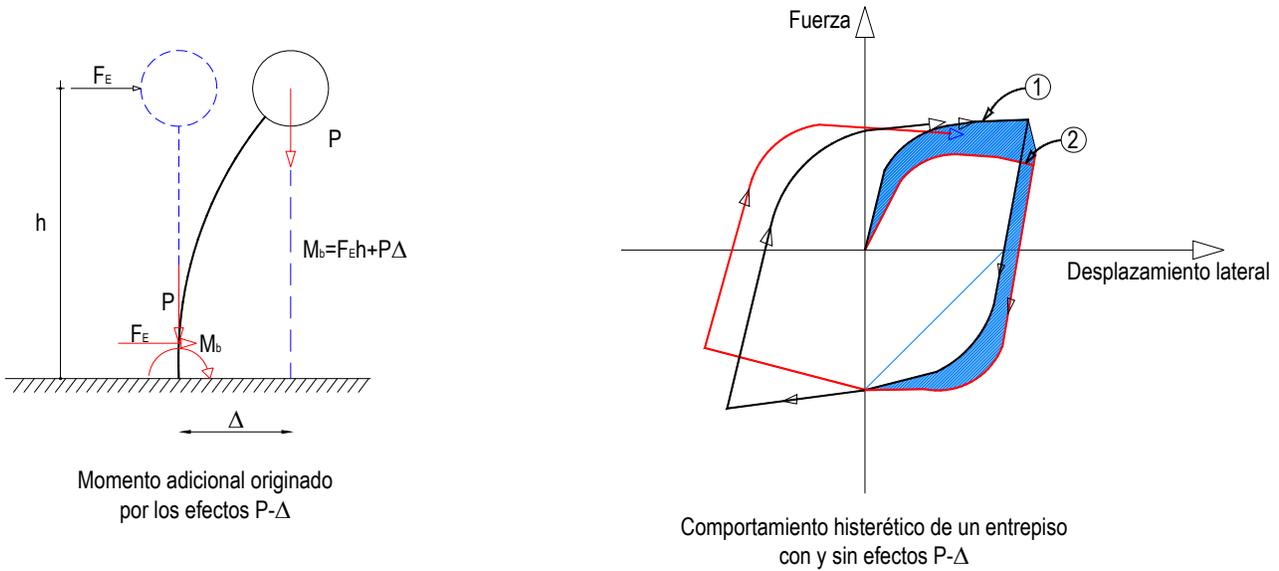
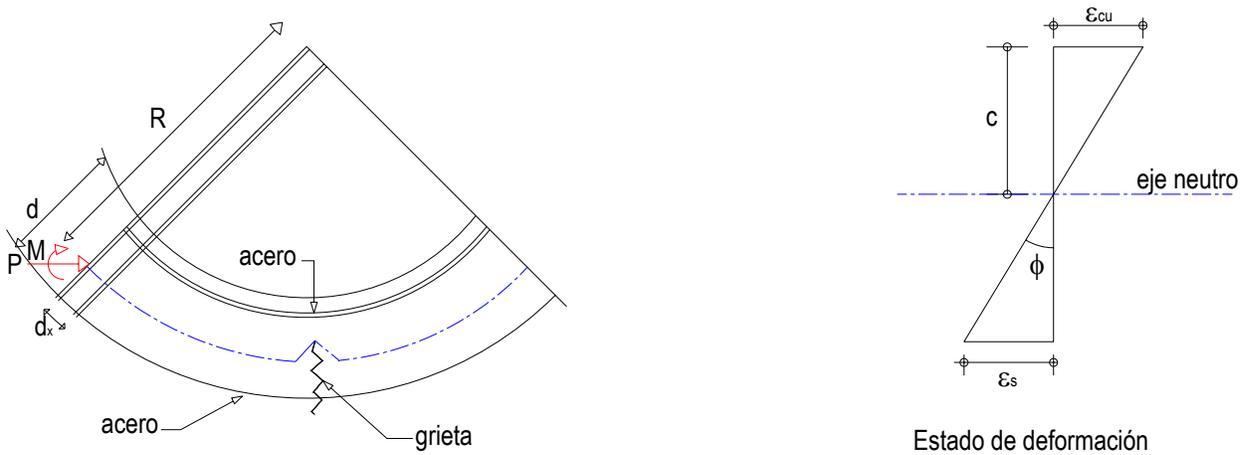


Fig 2.17.- Gráfica que muestra el efecto de menor disipación de energía debido a la presencia de los efectos de segundo orden (P- $\Delta$ )



Tramo de interés de un elemento estructural deformado

Fig 2.18.- Curvatura en elementos de concreto reforzado

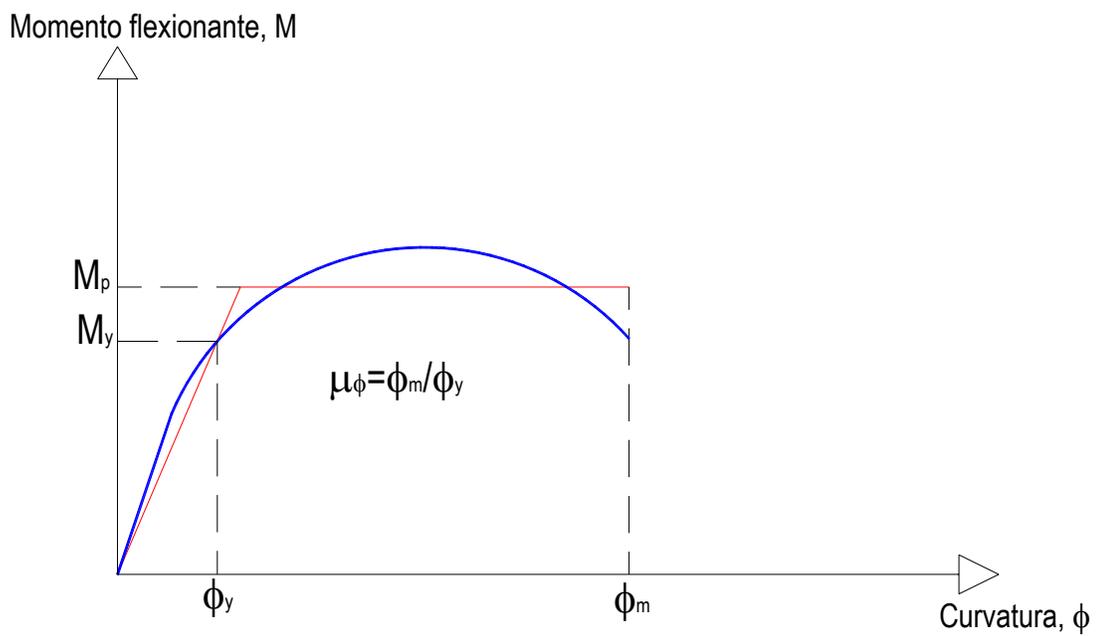
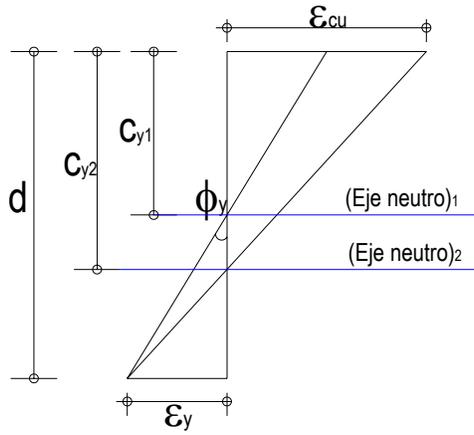
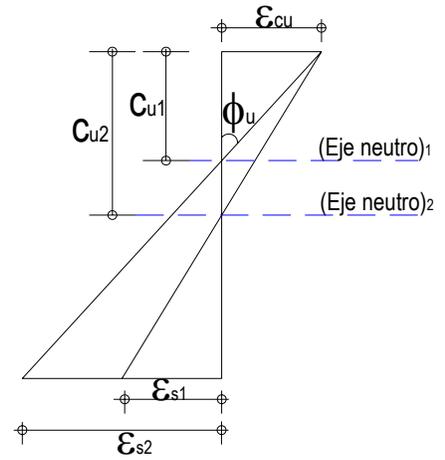


Fig 2.19.- Gráfica momento-curvatura y definición de ductilidad de curvatura



Gráfica de curvatura de la primera fluencia



Gráfica de curvatura última

Fig 2.20.- Gráfica de ductilidad de curvatura

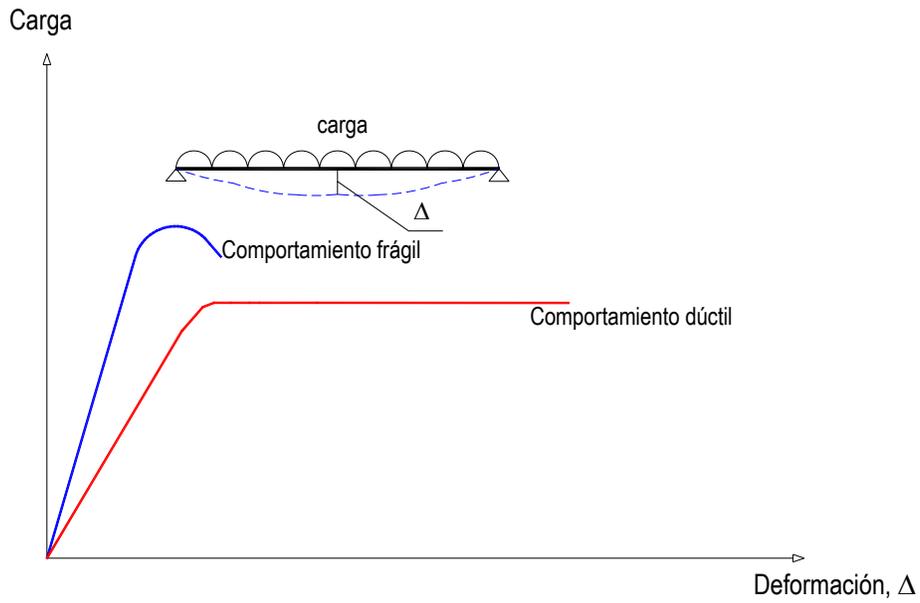


Fig 2.21.- Ductilidad en elementos de concreto reforzado

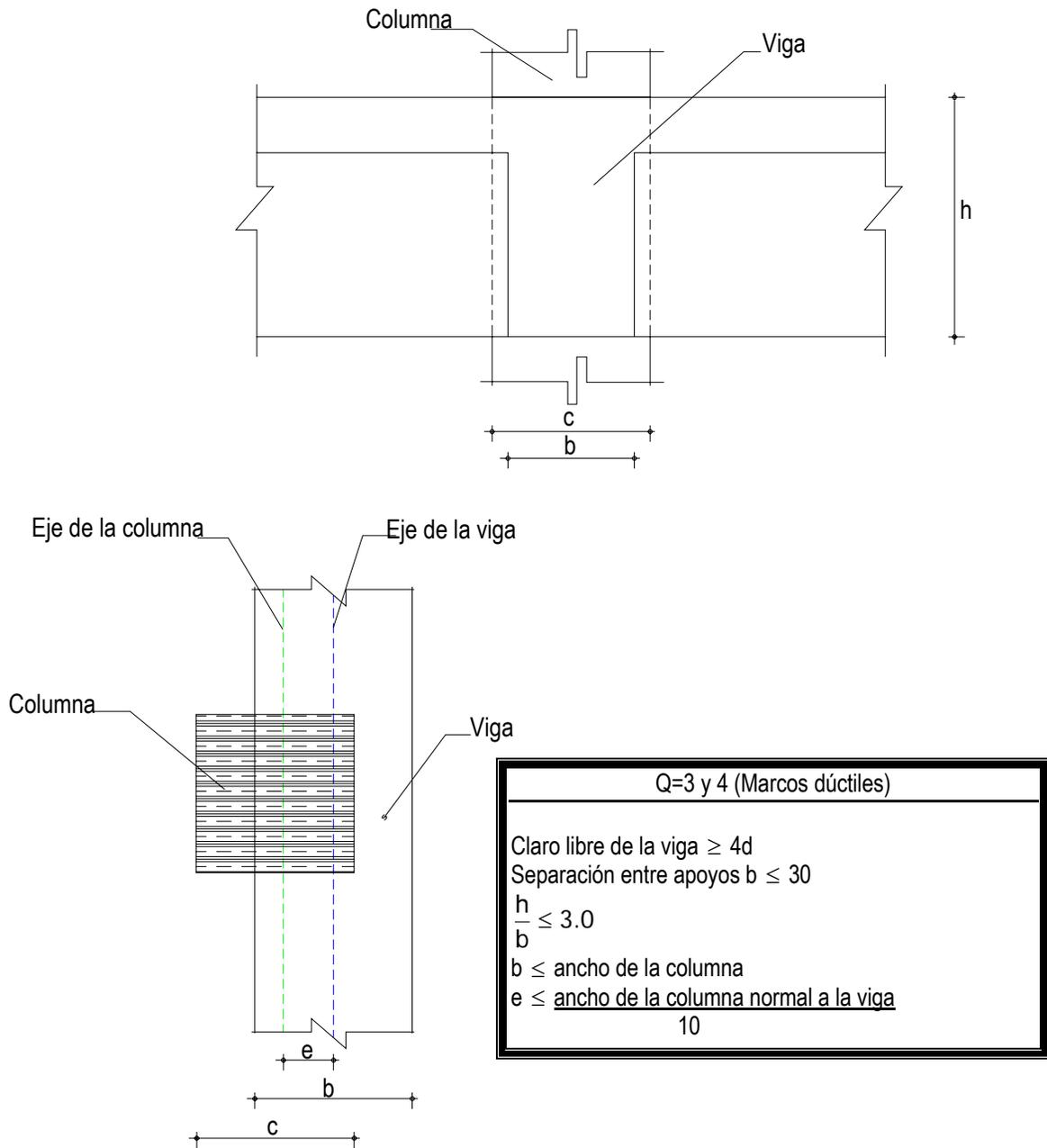
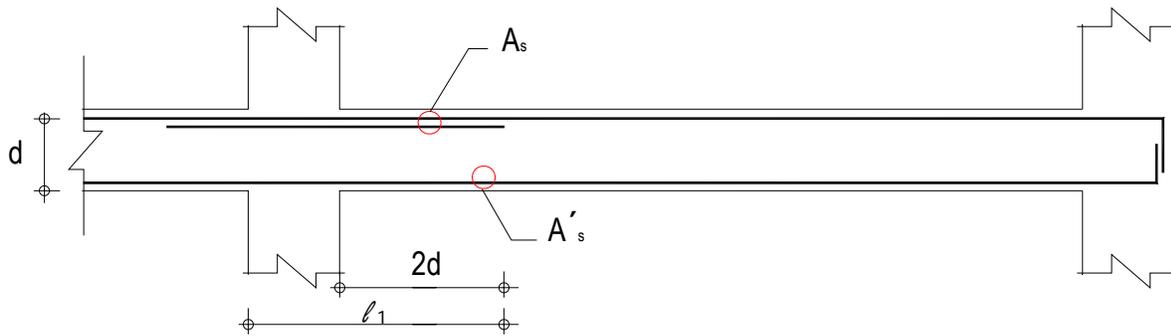


Fig 2.22.- Requisitos geométricos para vigas de concreto reforzado, marcos dúctiles para Q=3 y 4



### Q=3 y 4 (Marcos dúctiles)

$A_s$  y  $A'_s$  en toda la longitud debe ser mayor o igual a  $0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$  ó 2 var # 4

$A_s$  = acero de tensión

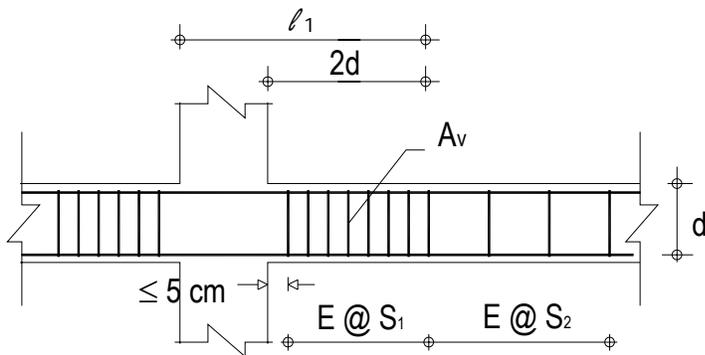
$A'_s$  = acero de compresión

$A_{s \text{ máx}} \leq 0.75 A_s$  balanceado

### Requisitos

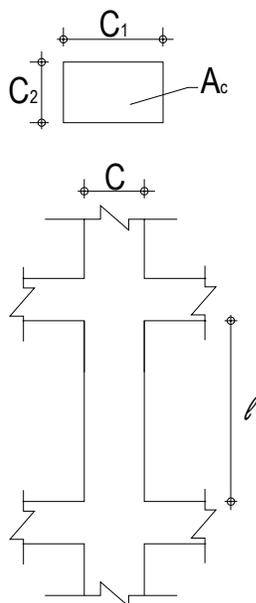
- ❖ No puede haber traslapes, ni cortes en el refuerzo longitudinal en  $l_1$ , o en zonas de posibles articulaciones plásticas según el análisis
- ❖ Todo el refuerzo de tensión  $A_s$  necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna
- ❖ La resistencia a momento positivo en el extremo de la viga no será menor que la mitad de la resistencia a momento negativo
- ❖ En toda la sección de la viga, deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor que una cuarta parte de la máxima que se tienen en los extremos de la viga

Fig 2.23.- Requisitos para el refuerzo longitudinal para vigas de concreto, marcos dúctiles para Q=3 y 4



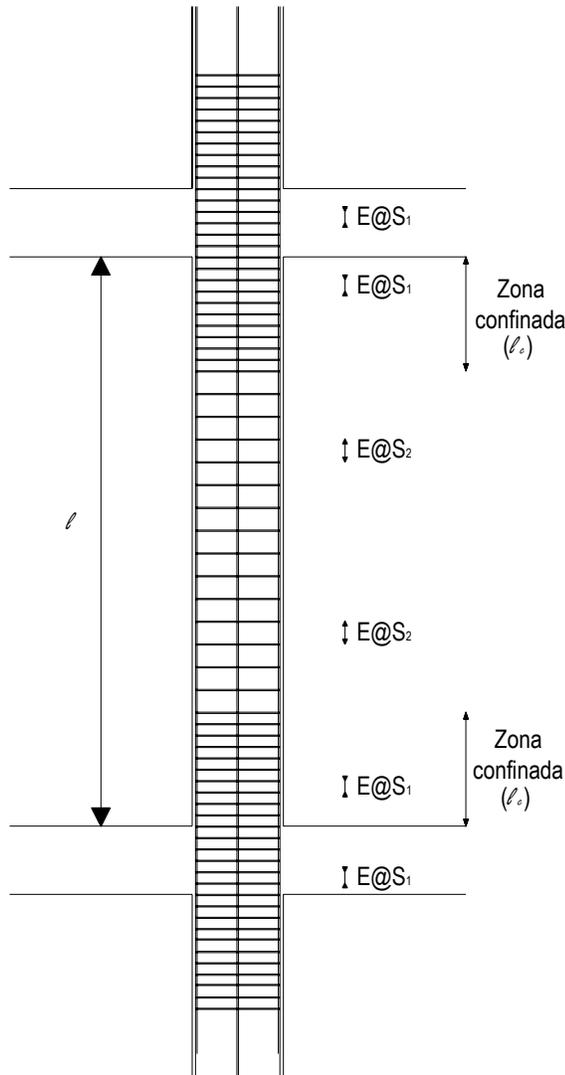
Q = 3 y 4 (Marcos Dúctiles)	
E # ≥ 2.5 (5/16")	
S <sub>1</sub> será menor o igual a	
<ul style="list-style-type: none"> <li>❖ 8 diámetros de la barra más delgada</li> <li>❖ 30 cm</li> <li>❖ 24 diámetros del estribo</li> <li>❖ <math>\frac{d}{4}</math></li> </ul>	
S <sub>2</sub> será menor o igual a	
<ul style="list-style-type: none"> <li>❖ <math>\frac{d}{2}</math></li> </ul>	
Requerimiento por cortante	
A <sub>v</sub>	Área del número de ramas de estribos
d	Peralte efectivo de la viga
l <sub>1</sub>	Longitud confinada

Fig 2.24.- Requisitos para el refuerzo transversal para vigas de concreto, marcos dúctiles para Q= 3 y 4.



Q=3 y 4 (Marcos dúctiles)	
<ul style="list-style-type: none"> <li>❖ C<sub>2</sub> ≥ 30cm</li> <li>❖ <math>A_c \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}</math></li> <li>❖ <math>\frac{C_2}{C_1} \geq 0.4</math></li> <li>❖ <math>\frac{l}{C_2} \leq 15</math></li> </ul>	
A <sub>c</sub>	Área de la columna
P <sub>u</sub>	Carga axial última
l	Altura libre de la columna

Fig 2.25.- Requisitos geométricos para columnas de concreto reforzado, marcos dúctiles para Q= 3 y 4



**Q= 3 ó 4 (marcos dúctiles)**

a) Requisitos para el refuerzo longitudinal

- ❖ El porcentaje de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor a 0.04
- ❖ Sólo paquetes de dos varilla
- ❖ Sólo se permiten traslapes del acero longitudinal en la mitad central del miembro

b) Requisitos para el refuerzo transversal

$$S_1 \leq \frac{S_2}{2}$$

Requerido por cortante

La separación  $S_1$  debe ser menor o igual a:

Requerido por confinamiento

- ❖  $\frac{C_1}{4}, \frac{C_2}{4}$
- ❖ 8 diámetros de la barra más delgada
- ❖ 24 diámetros del estribo
- ❖ 30 cm

Requerido por pandeo

- ❖  $\frac{850d_b}{f_y}$
- ❖ 48 diámetros del estribo
- ❖  $\frac{C_1}{C_2}$  ó  $\frac{C_2}{2}$  menor dimensión

**Estribos #3 o mayores**

$$A_{sh} \leq 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) S_{hc} \quad \text{o} \quad 0.12 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) S_{hc}$$

$A_{sh}$  Suma de las áreas de estribos y grapas  
 $A_c$  Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal  
 $f_y$  Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal  
 $h_c$  Dimensión del núcleo, normal al esfuerzo del área  $A_{sh}$   
 $s$  Separación del refuerzo transversal

La longitud de confinamiento debe ser la mayor de:

- ❖  $\frac{\ell}{6}$
- ❖ 60 cm

La mayor dimensión mayor de  $\frac{C_1}{2}$  y  $\frac{C_2}{2}$

Fig 2.26.- Requisitos en columnas de concreto para el refuerzo longitudinal y transversal, marcos dúctiles para Q=3 y 4

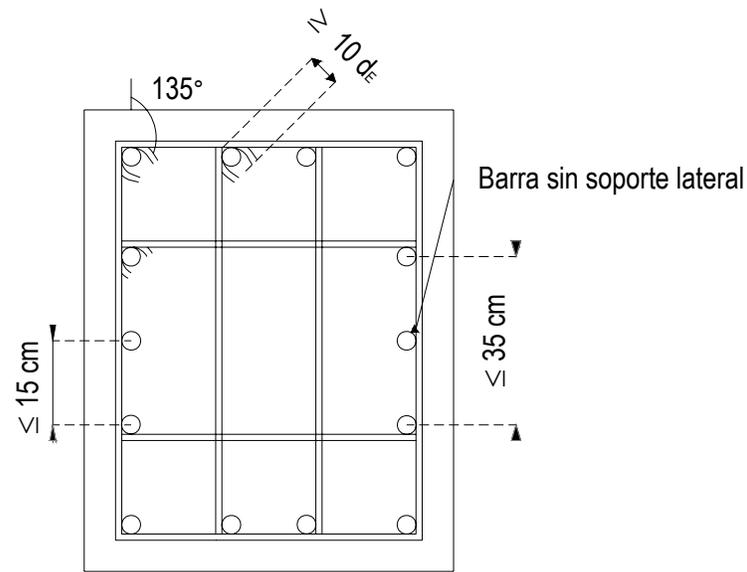
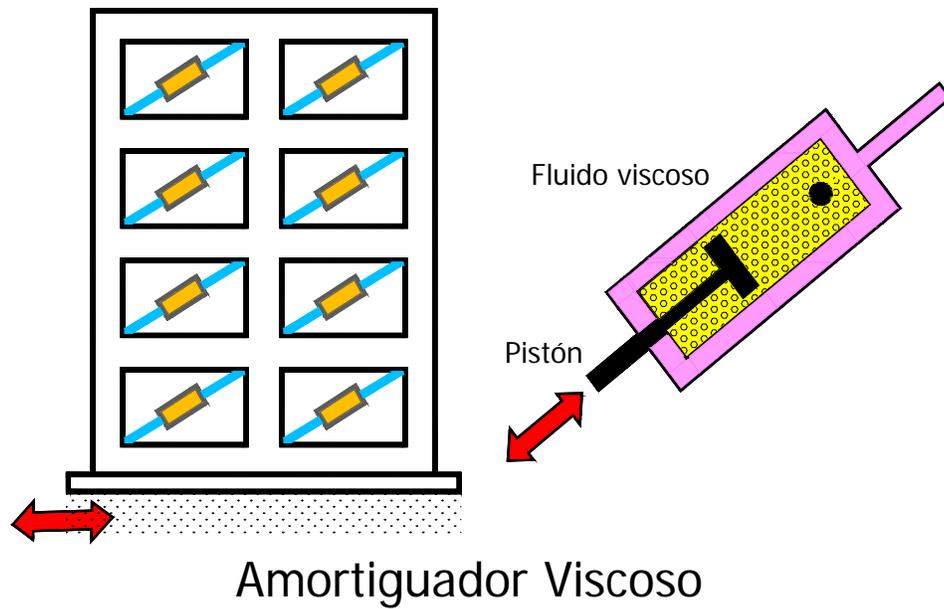
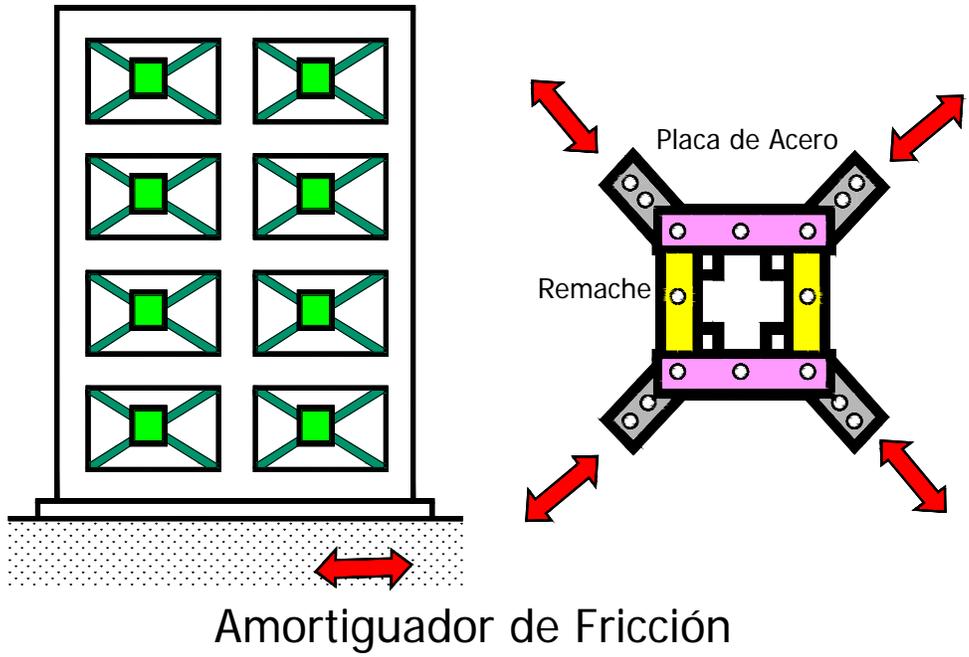


Fig 2.27.- Requisitos en columnas de los arreglos de estribos por confinamiento, marcos dúctiles para Q=3 y 4



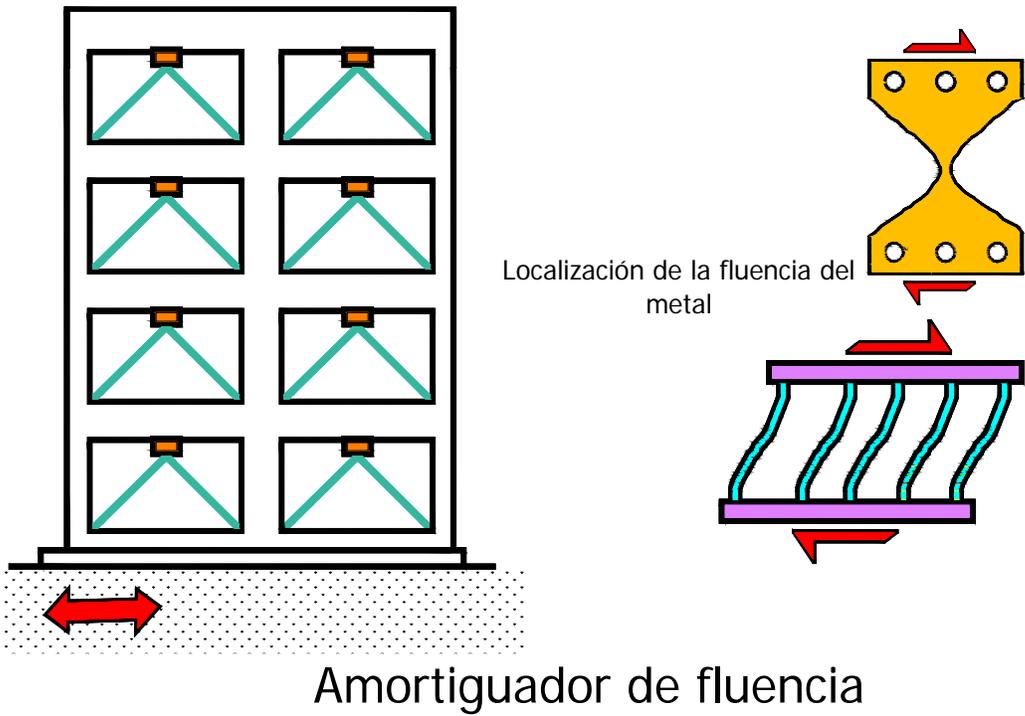
Amortiguador Viscoso

Fig 2.28.- Amortiguador viscoso



Amortiguador de Fricción

Fig 2.29.- Amortiguador de fricción



Amortiguador de fluencia

Fig 2.30.- Amortiguador histerético o de fluencia tipo ADAS

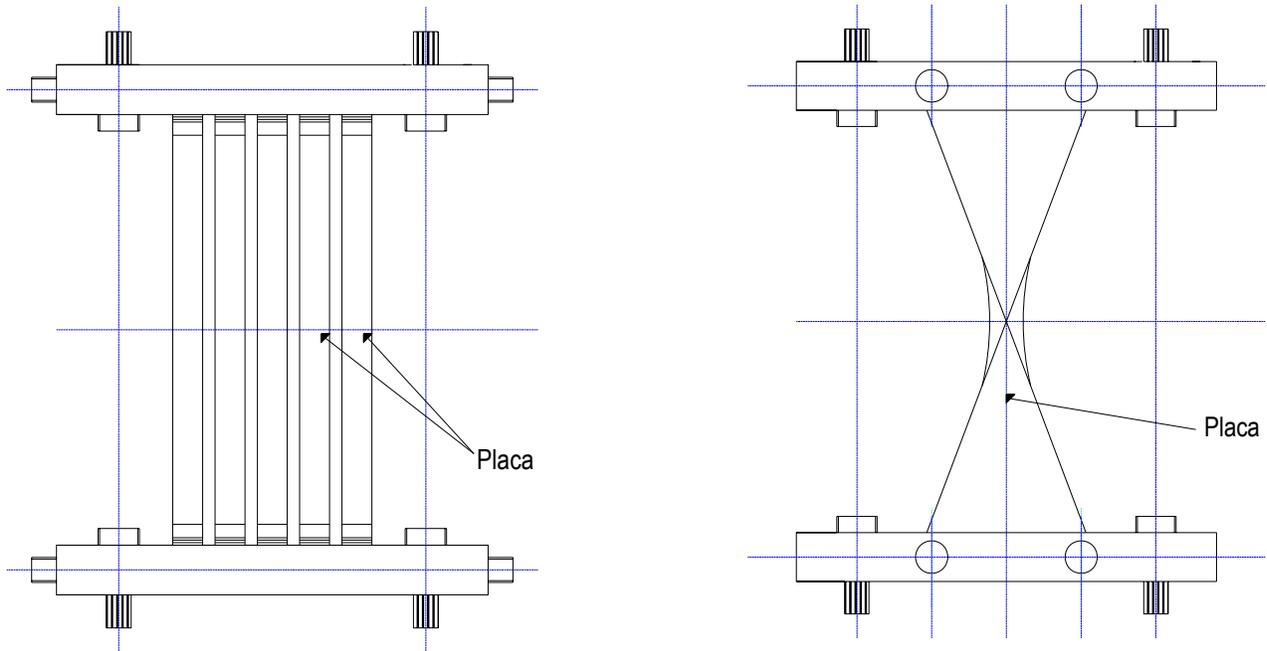


Fig 2.31.- Vista lateral del disipador ADAS y vista frontal de una placa del disipador

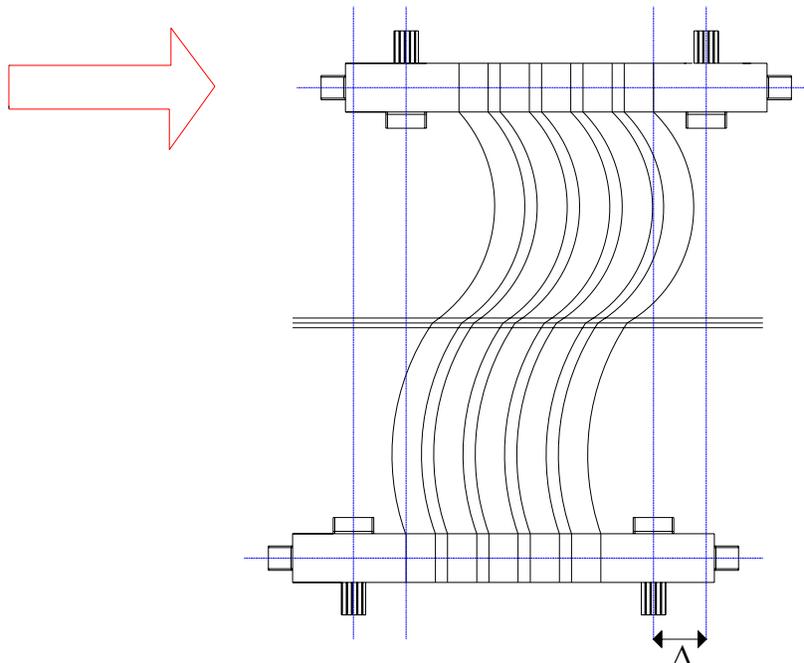


Fig 2.32.- Vista de la deformación lateral del disipador ADAS de 5 placas

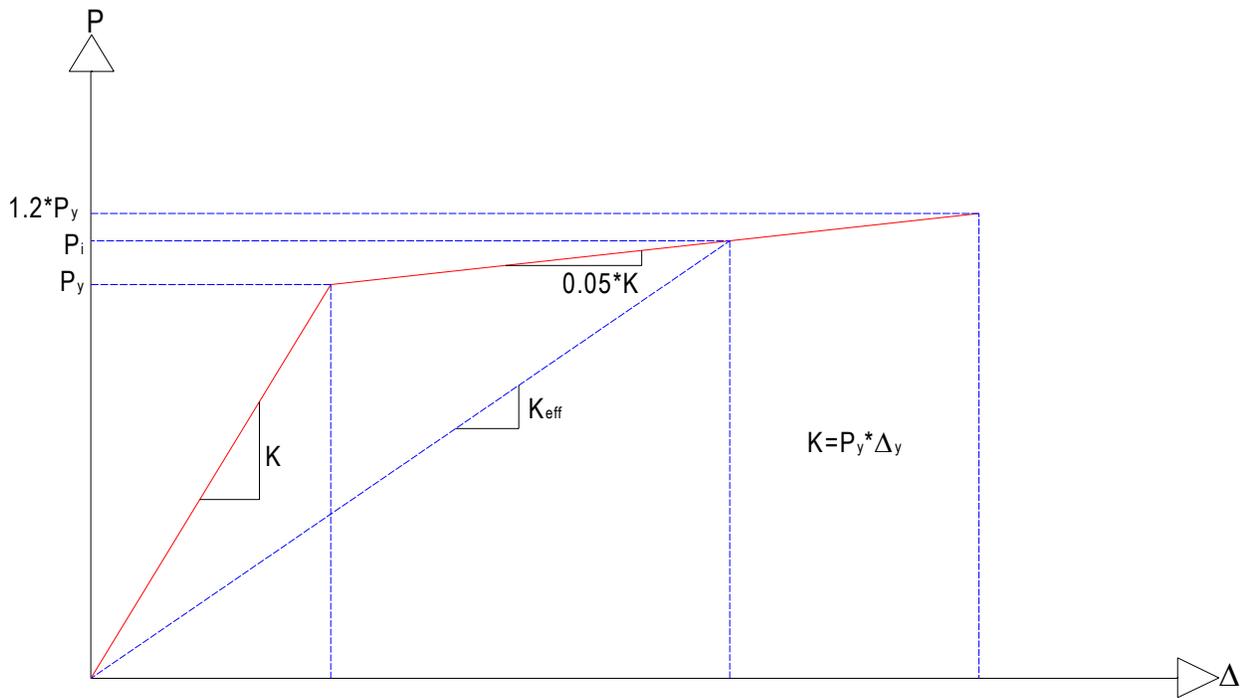


Fig 2.33.- Comportamiento idealizado carga-desplazamiento del disipador ADAS

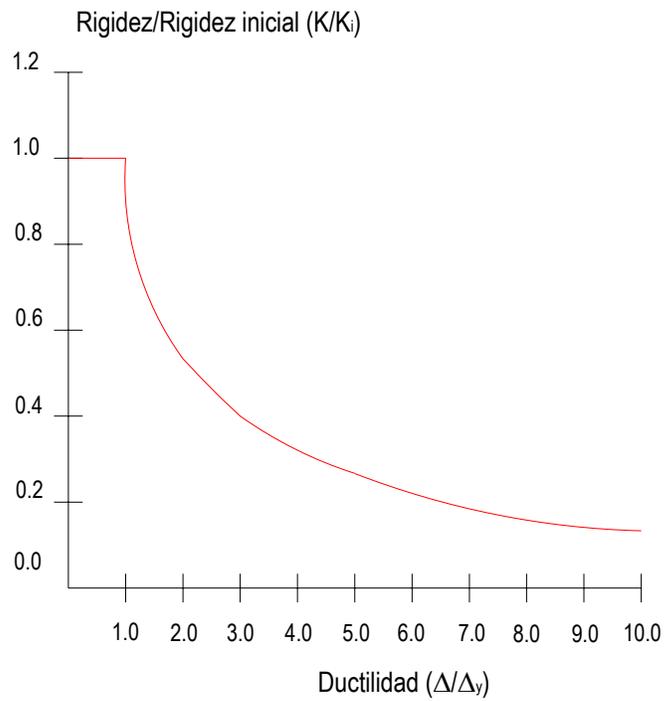


Fig 2.34.- Variación de la rigidez con respecto a la ductilidad desarrollada de un disipador ADAS

### 3.- CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

#### 3.1 Introducción

En este trabajo se determina y compara el comportamiento sísmico elástico e inelástico de edificios de 9 y 10 niveles con diferentes estructuraciones, desplantados en la zona compresible del Valle de México y diseñados con el RCDF-04 y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

Son construcciones representativas de edificaciones tradicionales de la ciudad de México, a base de marcos con elementos sismorresistentes (columnas y vigas). Su estructuración fue propuesta de acuerdo a criterios prácticos. Son edificios que corresponden al grupo de construcciones más dañadas en los sismos de septiembre de 1985.

Al diseñar una estructura que va a ser desplantada en una zona sísmica, se recomienda hacerlo ante la combinación de los efectos gravitacionales, los de la componente horizontal de movimiento del terreno y un cierto porcentaje de los de la otra componente horizontal ortogonal. En aquellos casos en que se sospeche que las vibraciones verticales pueden ser importantes, también se deben incluir tales efectos; estos efectos

## Capítulo 3

---

verticales suelen ser considerados en estructuras ubicadas cerca del foco del temblor, así como en aquellas que tienen crujiás de gran claro y/o con grandes volados.

Para este estudio se toman en cuenta los efectos bidireccionales horizontales, según lo especifican las NTC-Sismo del código RCDF-04: 100 por ciento del sismo en una dirección más 30 por ciento del sismo en la otra dirección. No se incluyen los efectos de las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales, porque no son importantes con respecto de la amplitud de las aceleraciones tipo horizontal.

En los análisis de las estructuras del trabajo se incluyeron los efectos de segundo orden; en general, no resultaron importantes.

Los resultados de los análisis estructurales, considerando comportamiento elástico-lineal, necesarios para los diseños correspondientes, comprenden los periodos de vibración, desplazamientos horizontales máximos, deformaciones angulares de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso y elementos mecánicos últimos; el tipo de análisis fue dinámico modal con el espectro de diseño del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, asumiendo la zona compresible tipo III<sub>b</sub>.

### 3.2 Consideraciones generales

Los dos edificios de este estudio tienen losas macizas, coladas monolíticamente con las vigas; son de espesor  $h=10$  cm, con vigas secundarias en las dos direcciones; el concreto es clase 1 con una resistencia a la compresión  $f'_c=250$  kg/cm<sup>2</sup>, y un módulo de elasticidad de

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

El acero de refuerzo tiene un  $f_y= 4200$  kg/cm<sup>2</sup>. Las estructuras son del grupo B (oficinas). Para el diseño de las cuantías de acero de refuerzo se empleó el factor de comportamiento sísmico  $Q= 3$ . Se incluyeron los efectos de las cargas gravitacionales, los de la interacción suelo-estructura, y los de segundo orden (P - Δ).

---

Los cálculos de los pesos y cargas se hicieron según las recomendaciones anteriores, de acuerdo a consideraciones usuales en la práctica del análisis y diseño de este tipo de estructuras.

Cabe mencionar que se diseñó con base en:

- Limitar las distorsiones angulares de entrepiso al valor máximo de 0.012 permitido por las NTC-Sismo del RCDF-04, asumiendo que los elementos no estructurales están desligados de la estructura.
- Rigidizar a base de contravientos con diagonales de acero.
- Utilizar disipadores de energía para disminuir el comportamiento histerético de los elementos estructurales convencionales (vigas y columnas), y proporcionar un amortiguamiento adicional a la estructura.

A raíz de lo anterior, se plantearon las siguientes alternativas para las estructuras de 9 y 10 niveles, a saber:

- Caso A es un edificio nuevo de concreto reforzado a base de marcos no contraventeados, diseñado para no exceder la distorsión angular de entrepiso permisible de 0.012.
- Caso B es el mismo caso A, pero rigidizado con diagonales de acero.
- Caso C es un edificio nuevo, pero estructurado con marcos de concreto contraventeados.
- Casos D y E son los casos B y C, pero con disipadores de energía, respectivamente.

### 3.3 Modelo de 9 niveles

#### 3.3.1 Caso A

- Es un edificio de 9 niveles más planta baja, con cajón rígido de cimentación y pilotes de fricción; la planta del sótano es para estacionamiento, y entre el sótano y la losa de cimentación está la retícula de las contratrabes. Las propiedades estructurales principales se indican en las figs 3.1 a 3.3.

- La planta es rectangular con tres crujías de 8 m en la dirección longitudinal y cuatro de 8 m en la dirección transversal.
- La relación dimensión larga a dimensión menor es de 1.33.
- La relación altura a dimensión menor de la base es de 1.48.
- El sistema sismorresistente es a base de marcos en las dos direcciones. La altura del entrepiso N1-PB es de 7.0 m y de 3.5 m en los entrepisos superiores; el entrepiso del sótano tiene 3.75 m y el de las contratrabes es de 3.0 m. La fig 3.3 muestra un alzado de los marcos de los ejes exteriores A y 1.
- Después de revisar el estado límite de falla (resistencias), se comprobó que las secciones transversales de las columnas con que se cumplió el estado límite de servicio eran insuficientes. En este trabajo se presentarán las respuestas con los dos juegos de dimensiones (servicio y falla).
- Las columnas son cuadradas y las vigas son de sección rectangular; la tabla 3.1 muestra las dimensiones resultantes.
- Los muros de contención de concreto reforzado del cajón de cimentación (nivel de calle al de cimentación) tienen un espesor de 50 cm; en los ejes centrales (del nivel sótano al de cimentación) se tienen las contratrabes de 30 cm de ancho.
- Se considera que las masas están distribuidas uniformemente en cada nivel; las coordenadas de los centros de masa son (12 m, 16 m), igual para todas las plantas, con respecto del sistema global de ejes de referencia seleccionado (ver fig 3.2).
- La tabla 3.2 tiene los pesos de cada nivel de la estructura; se incluye el peso del sistema de piso, el peso propio de trabes, columnas y miembros estructurales del cajón de cimentación. Solo se muestran los resultados del caso regido por resistencia.

### 3.3.2 Caso B

- Es el mismo edificio de 9 niveles del caso A, pero rigidizado con contraventeos metálicos en forma de K, como si se tratara de un refuerzo. Las características estructurales principales se muestran en la fig 3.4. Las diagonales de acero solamente van sobre los ejes exteriores de ambas direcciones.
- Las columnas y vigas son las mismas del caso A (ver tabla 3.3).

- Las diagonales son de sección I, en forma de K; sus dimensiones se tienen en la tabla 3.3.
- Los pesos de los niveles del caso B son prácticamente los mismos del caso A (ver tabla 3.2)

### 3.3.3 Caso C

- Este edificio es similar a los casos A y B, pero las dimensiones de los elementos estructurales de concreto reforzado (vigas y columnas) tienen las dimensiones que resultaron después de hacer el proporcionamiento tomando en cuenta la participación en la rigidez lateral de las diagonales de acero estructural, asumiéndolo como un edificio nuevo. Las características estructurales principales se describen en la fig 3.5.
- Las columnas de concreto reforzado son cuadradas, con tamaños según se muestra en la tabla 3.4.
- Las vigas de concreto reforzado son de sección rectangular; sus dimensiones resultantes se presentan en la tabla 3.4.
- Las diagonales de acero estructural son tipo I; las dimensiones se muestran en la tabla 3.4.
- Los pesos de cada nivel incluyen la contribución del sistema de piso, el peso propio de las trabes, columnas, diagonales metálicas y cimentación (ver tabla 3.5).

## 3.4 Modelo de 10 niveles

### 3.4.1 Caso A

- Tiene 10 niveles más el cajón rígido de cimentación, con pilotes de fricción; la planta del sótano es para estacionamiento, y entre el sótano y la losa de cimentación está la retícula de las contratraves, igual que el edificio de 9 niveles. Las características estructurales principales se presentan en la fig 3.6. La estructura es irregular en elevación, con una reducción de dos crujías, en los niveles 6 a 10, en la dirección longitudinal.

## Capítulo 3

---

- Cada nivel tiene planta cuadrada con cuatro crujiás de 8 m en ambas direcciones. (ver las figs 3.7 y 3.8).
- La relación altura a dimensión menor de la base es de 1.14.
- La relación dimensión larga a dimensión corta de la planta es de 1 para los niveles inferiores hasta el nivel 5, y de 2 para los niveles superiores.
- El sistema sismorresistente es a base de marcos en las dos direcciones. La altura del entrepiso N1-PB es de 5.0 m y de 3.5 m del nivel 2 al 10; el entrepiso del sótano tiene 3.75 m y el de las contr trabes de cimentación es de 3.0 m. La fig 3.9 muestra en elevación los marcos exteriores.
- Las columnas son de sección transversal cuadrada (ver tabla 3.6)
- Las vigas son de sección rectangular; las dimensiones se tienen en la tabla 3.6.
- Los muros de contención y contr trabes son similares a las del edificio de 9 niveles.
- Se considera que la masa de cada nivel está uniformemente distribuida, tal que las coordenadas de los centros de masa son (16 m, 16 m) desde el nivel de cimentación hasta el nivel 5, y de (8m, 16 m) para los restantes, con respecto del sistema global de ejes de referencia seleccionado (ver figs 3.7 y 3.8). La tabla 3.7 tiene los pesos totales por nivel. El peso de cada nivel se calcula tomando en cuenta los distintos elementos estructurales y acabados del sistema de piso, más el peso propio de los diferentes miembros estructurales verticales, considerando la altura de medio entrepiso superior y medio entrepiso inferior, debajo de la losa; se incluye el peso propio los elementos no- estructurales.
- El dimensionamiento de columnas y trabes se hizo por medio de tanteos, hasta lograr que la relación máxima desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, fuera del orden del valor permisible  $\gamma_p \leq 0.012$ .

Después de cumplir con el estado límite de servicio, se procedió a revisar el estado límite de falla (resistencias); se diseñaron las cuantías de acero de refuerzo de las vigas y columnas, y se verificó si era necesario aumentar las dimensiones. El diseño del caso A del edificio de 10 niveles quedó regido por el estado límite de servicio, y en el edificio de 9 niveles por el estado límite de falla.

### 3.4.2 Caso B

- Es el mismo edificio del caso A, pero rigidizado con contraventeos en forma de K, como si se tratara de un refuerzo. Los tamaños de los miembros estructurales principales se tienen en la fig 3.10.
- Las diagonales son perfiles de sección transversal I, en forma de K; las dimensiones se tienen en la tabla 3.8.
- Los tamaños de las secciones transversales de las columnas y vigas se muestran, también, en la tabla 3.8.

### 3.4.3 Caso C

- Este caso es similar a los casos A y B, pero las vigas y columnas tiene dimensiones más pequeñas, debido a que fue concebido como un edificio con la participación de las diagonales de acero desde su proyecto original. Las propiedades estructurales principales se presentan en la fig 3.11.
- Las columnas son de sección cuadrada, y sus tamaños se muestran en la tabla 3.9.
- Las vigas son de sección rectangular; las dimensiones se tienen en la tabla 3.9.
- Las diagonales son de sección I, en forma de K; sus dimensiones se presentan en la tabla 3.9.
- La tabla 3.10 tiene los pesos totales por nivel, incluyendo la contribución del sistema de piso, trabes, columnas, diagonales de acero y miembros de la cimentación.

## 3.5 Análisis sísmicos elásticos

### 3.5.1 Periodos de vibración

La tabla 3.11 muestra los periodos de los tres primeros modos de vibración de cada dirección del edificio de 9 niveles, casos A, B y C. Se presentan los periodos de vibración de la estructura del caso A (sin

---

---

## Capítulo 3

---

contraventeos), después de hacer la revisión de los estados límite de servicio y de falla, respectivamente, para fines comparativos; la estructura proporcionada por resistencia es ligeramente más rígida, y escasamente más flexible en la dirección X:  $T_{1X}= 1.63$  s y  $T_{1Y}= 1.57$  s.

La misma estructura con diagonales (caso B) resulta más rígida, como era de esperarse, con periodos fundamentales similares en ambas direcciones, de 1.24 s.

El caso C presenta valores de periodos de vibración intermedios entre los dos casos anteriores, con periodos fundamentales de 1.47 s en la dirección X y de 1.39 en dirección Y.

Las figs 3.12 a 3.17 muestran en elevación y en planta las configuraciones de las deformadas de los modos fundamentales de vibración de los casos A, B y C. El comportamiento dominante es de traslación.

La tabla 3.12 compara los valores de los periodos de los tres primeros modos de vibración para cada dirección del edificio de 10 niveles, casos A, B y C. La estructura sin contraventeos (caso A) resulta ligeramente mas flexible en la dirección Y:  $T_{1Y}= 1.32$  s y  $T_{1X}= 1.30$  s. En el caso de la estructura del caso B (mismo caso A, pero rigidizado con diagonales metálicas), ocurre algo similar, con un periodo de 1.12 s en la dirección Y, y 1.02 s en la dirección X. En el caso C (estructura nueva contraventeada), la dirección Y tiene un periodo de 1.23 s y 1.02 s en la dirección X. Después de comparar los resultados de los casos A, B y C, se observa que el caso de solo marcos tiene mayor flexibilidad, como era de esperarse. Los tres casos están lejos del periodo dominante del movimiento del terreno,  $T_s= 2$  s.

Las figs 3.18 a 3.23 presentan las configuraciones en planta y elevación de las deformadas de los modos fundamentales de vibración del edificio de 10 niveles, casos A, B y C. Tiende a dominar el comportamiento de traslación en ambas direcciones.

Cabe recordar que en los edificios de 9 y 10 niveles están incluidos los efectos de la flexibilidad de la base, debido a la presencia de pilotes de fricción considerados en la cimentación. Dichos efectos se tomaron en cuenta con la ayuda del piso ficticio, para incluir la influencia de la flexibilidad de la base de la cimentación.

### 3.5.2 Desplazamientos horizontales máximos totales

Las figs 3.24 y 3.25 comparan los desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles, casos A, B y C, sismo en ambas direcciones, respectivamente, obtenidos del análisis dinámico modal espectral. El caso A presenta las respuestas resultantes después de haber revisado los estados límite de servicio y de falla, para fines comparativos; los desplazamientos laterales del diseño por resistencia son ligeramente menores, como era de esperarse. Los resultados ya están afectados por el factor de comportamiento sísmico,  $Q=3$ , debido a que los análisis se hicieron con el espectro de diseño reducido.

Los desplazamientos laterales de las estructuras de 9 niveles con diagonales son menores, con respecto del caso sin diagonales, como era de esperarse, debido al aumento de rigidez que aportan dichos contraventeos. Las respuestas máximas de azotea del caso A, condiciones de servicio y de falla, sismo en X, son prácticamente iguales, del orden de 40 cm. En el edificio con diagonales (caso B) dicha respuesta es de 22.20 cm y en el caso C de 31.56 cm. Se tiene un incremento considerable de desplazamiento entre el N\*1 y N\*PB, debido a la doble altura existente en este entrepiso. Cuando el sismo actúa en la otra dirección, las respuestas máximas tienden a disminuir, conservándose diferencias similares entre los tres casos (A, B y C).

La figs 3.26 y 3.27 muestran los desplazamientos horizontales máximos del edificio de 10 niveles, casos A, B y C, sismo en ambas direcciones, respectivamente, después de haber realizado los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales; los resultados ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico,  $Q=3$ . Los desplazamientos de las estructuras con diagonales (casos B y C) tienden a ser menores, con respecto del caso A. El caso A del edificio presenta un desplazamiento lateral máximo de azotea de 37.26 cm, 19.47 cm para el caso B, y 20.73 cm para el caso C, sismo en X. Cuando el sismo es en la dirección Y, los resultados son de 36.39 cm, 24.69 cm y 31.26 cm, respectivamente.

El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta tiende a ser diferente en las dos direcciones, debido a la irregularidad en elevación que presenta este edificio. Las respuestas están referidas al centro de masa de cada nivel.

Las tablas 3.13 y 3.14 muestran los resultados de los edificios de 9 y 10 niveles, casos A, B y C.

### 3.5.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_{ri}/h_i$

Las figs 3.28 y 3.29 comparan las relaciones máximas,  $\Delta_{ri}/h_i$  del edificio de 9 niveles, casos A, B y C, sismo actuando en ambas direcciones, respectivamente; se presenta, también, el nivel permisible de la deformación angular permisible de entrepiso, para fines comparativos. Las respuestas son prácticamente independientes de la dirección del sismo, debido a la simetría en planta de este edificio.

La relación máxima  $\Delta_{ri}/h_i$  del caso A se presenta en el entrepiso N\*6 – N\*5, ligeramente menor para la condición en que rige el estado límite de falla (resistencias) y prácticamente igual al nivel de diseño (0.012).

El edificio a base de marcos (caso A), pero reforzado con diagonales metálicas (caso B), presenta respuestas máximas de 0.00519 (N\*6 – N\*5) y distribución más uniforme con la altura. Las respuestas máximas del edificio del caso C (edificio nuevo con diagonales) tiene valores del orden de 0.00806 en el entrepiso N\*5 – N\*4. La tabla 3.15 tiene los valores del edificio de 9 niveles. Todas las respuestas fueron multiplicadas por Q=3.

Las figs 3.30 y 3.31 muestran en elevación las relaciones máximas  $\Delta_{ri}/h_i$  del edificio de 10 niveles, casos A, B y C, sismo en ambas direcciones, respectivamente; también se presenta la deformación angular permisible de entrepiso, para fines comparativos. En el edificio sin diagonales (caso A), la respuesta máxima es de 0.01224, en el entrepiso N\*7 – N\*6, sismo en la dirección X, ligeramente mayor al valore permisible. El mismo edificio A, pero reforzado con diagonales metálicas (caso B) presenta valores máximos del orden de 0.0039 en el entrepiso N\*6 – N\*5, sismo en la misma dirección. El caso C muestra respuestas máximas, del orden de 0.00456, con valores intermedios entre los casos A y B. Cuando el sismo actúa en la dirección Y, las respuestas de los tres casos presentan un patrón de comportamiento similar al observado con el sismo en la otra dirección.

Las respuestas de los casos B y C (ambos con diagonales metálicas) tienden a ser más uniformes con la altura, con respecto de lo observado en el caso A. La tabla 3.16 presenta los resultados de este tipo de respuesta.

#### **3.5.4 Fuerzas cortantes de entrepiso**

Al igual que las respuestas anteriores, las fuerzas cortantes de entrepiso son resultado del análisis dinámico modal conforme las NTC-Sismo del RCDF-04, después de haber satisfecho las condiciones de los estados límite de servicio y falla.

Las figs 3.32 y 3.33 muestran en elevación la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso de la estructura de 9 niveles, casos A, B y C, sismo en direcciones X y Y, respectivamente; hacen lo mismo las figs 3.34 y 3.35, pero para la estructura de 10 niveles. Las tablas 3.17 y 3.18 presentan los resultados de ambos edificios, respectivamente.

En el edificio de 9 niveles, la distribución de este tipo de respuesta es prácticamente igual en ambas direcciones, debido a la simetría en planta existente en esta estructura.

Las respuestas del modelo 10 niveles, sismo en la dirección X, tienden a ser ligeramente mayores, debido a que en dicha dirección es un poco más rígida, según se observó anteriormente con los periodos de vibración, independientemente del tipo de caso (A, B o C).

Las fuerzas cortantes de entrepiso del caso B, ambos edificios, son ligeramente superiores, congruente con la mayor rigidez lateral que presenta dicho caso B.

### 3.5.5 Rigidez lateral de entrepiso de los ejes exteriores e interiores

Las figs 3.36 y 3.37 presentan las rigideces laterales de entrepiso de las direcciones X y Y del edificio de 9 niveles, casos A, B y C, respectivamente; y, las figs 3.38 y 3.39 muestran los resultados del edificio de 10 niveles. Las tablas 3.19 y 3.20 tienen las rigideces de entrepiso de ambas direcciones de los edificios de 9 y 10 niveles. En los próximos capítulos sólo se hará referencia a la dirección X, cuando se presenten las respuestas inelásticas, sin y con la contribución de los disipadores de energía.

Las estructuras de los casos B y C, con diagonales de acero estructural en todos los ejes exteriores (ejes A y E, 1 y 4 para el modelo de 9 niveles; ejes A y E, 1 y 5 para el modelo de 10 niveles), muestran mayor rigidez lateral.

En los edificios de 9 y 10 niveles sin diagonales (caso A), las rigideces de entrepiso de los ejes A y C (exterior e interior, respectivamente), tienden a ser muy parecidas, como era de esperarse; si acaso, se tienen diferencias mayores en los entrepisos inferiores ( $N^*2-N^*1$  y  $N^*1-N^*PB$ ), debido a la influencia en uno y otro eje del cajón de cimentación. En los edificios con diagonales (casos B y C), las rigideces de los ejes A (exterior contraventeado) y C (interior no contraventeado) muestran diferencias importantes. Cabe aclarar que, debido a la influencia de la doble altura en el entrepiso  $N^*1-N^*PB$  del edificio de 9 niveles, no se nota una disminución de rigidez; lo anterior es congruente con el criterio de diseño utilizado, que implícitamente corrige este tipo de irregularidades.

### 3.6 Diseño de los modelos de 9 y 10 niveles

Después de hacer el análisis estructural ante cargas verticales y sismo, se obtuvieron los elementos mecánicos de diseño, a partir de la combinación más desfavorable de cargas; lo anterior se hizo con el ETABS de la siguiente forma:

- Columnas: Se revisaron las tercias de valores: momentos flexionantes últimos en los extremos superior e inferior, para las direcciones mayor (dirección X) y menor (dirección Y), y carga axial última, para fines del diseño del acero de refuerzo longitudinal; asimismo, las parejas de

valores de fuerzas cortantes últimas en ambas direcciones para calcular el acero de refuerzo transversal y comparar contra el requerido por confinamiento.

- Vigas: Para el diseño del acero de refuerzo longitudinal se obtuvieron los momentos flexionantes últimos (positivos y negativos), y las fuerzas cortantes actuantes últimas para el diseño del acero de refuerzo transversal. Lo anterior se hizo para los extremos en ambos extremos.
- Diagonales: Se determinaron las cargas axiales últimas de tensión y compresión, y se diseñaron los tamaños de los perfiles de acero estructural.

Los elementos mecánicos últimos consideraron los efectos bidireccionales del sismo, con 100 por ciento del sismo en una dirección, más 30 por ciento del sismo en la dirección ortogonal, según las NTC-Sismo del RCDF-04.

Para el cálculo de las áreas de acero de refuerzo requeridas para flexión, cortante y flexocompresión se apoyó en el CONKER, que es uno de los post-procesadores de diseño del ETABS; simultáneamente, con fines de corroborar los diseños del CONKER, se hicieron varios cálculos manuales de varias vigas y columnas tipo, llegándose a la conclusión de que los resultados del programa de cómputo eran adecuados. Para el caso del diseño de las diagonales metálicas se utilizó el post-procesador de diseño STEELER, y se verificaron sus resultados con varios diseños manuales.

Las figs 3.40 a 3.55 muestran los armados longitudinales en las vigas y columnas de los ejes A y C de los edificios de 9 y 10 niveles, después de haber hecho los diseños según las especificaciones de las NTC-Concreto del RCDF-04.

Cabe recordar que por haber utilizado  $Q= 3$ , se tuvieron que revisar, además de los requisitos generales, las condiciones especiales requeridas para marcos dúctiles. A raíz de lo anterior, fue común que en columnas rigiera los efectos por confinamiento; es decir, la resistencia al cortante siempre quedó por encima de la necesaria. Enseguida se describen los resultados mostrados en las figuras mencionadas anteriormente.

### 3.6.1 9 niveles

#### *Casos A y B*

- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal de los extremos de las vigas (figs 3.40 y 3.41)
- Áreas de acero longitudinal y transversal de las columnas (figs 3.42 y 3.43)

#### *Caso C*

- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal de los extremos de las vigas (figs 3.44 y 3.45)
- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal de las columnas (figs 3.46 y 3.47)

### 3.6.2 10 niveles

#### *Casos A y B*

- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal de los extremos de las vigas (figs 3.48 y 3.49)
- Áreas de acero longitudinal y transversal de las columnas (figs 3.50 y 3.51)

#### *Caso C*

- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal de los extremos de las vigas (figs 3.52 y 3.53)
- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal de las columnas (figs 3.54 y 3.55)

Tabla 3.1.- Tamaño de secciones transversales en columnas y trabes, después de la revisión de los estados límite de falla (resistencias) y de servicio (desplazamientos laterales), modelo 9 niveles, caso A

Nivel	Columna (cm)	Viga interior (cm)	Viga exterior (cm)	Muros de contención (cm)	Contratrabes (cm)
9	65 x 65 (65 x 65)	60 x 30 (60 x 30)	60 x 30 (60 x 30)	----	----
8	65 x 65 (65 x 65)	60 x 30 (60 x 30)	60 x 30 (60 x 30)	----	----
7	75 x 75 (75 x 75)	70 x 30 (70 x 30)	70 x 30 (70 x 30)	----	----
6	75 x 75 (75 x 75)	70 x 30 (70 x 30)	70 x 30 (70 x 30)	----	----
5	75 x 75 (75 x 75)	70 x 30 (70 x 30)	70 x 30 (70 x 30)	----	----
4	85 x 85 (85 x 85)	85 x 30 (85 x 30)	85 x 30 (85 x 30)	----	----
3	85 x 85 (85 x 85)	85 x 30 (85 x 30)	85 x 30 (85 x 30)	----	----
2	100 x 100 (95 x 95)	95 x 35 (95 x 35)	95 x 35 (95 x 35)	----	----
1	100 x 100 (95 x 95)	95 x 35 (95 x 35)	95 x 35 (95 x 35)	----	----
PB	100 x 100 (95 x 95)	----	----	50(50)	----
SOT	100 x 100 (95 x 95)	----	----	5050)	30 (30)
CIM	Piso ficticio	----	----	----	----

( ) Resultados obtenidos de revisar el estado límite de servicio de los desplazamientos laterales permisibles

Tabla 3.2.- Pesos del modelo de 9 niveles, caso A, estado límite de falla (por resistencias)

Nivel	Área (cm <sup>2</sup> )	Sistema de piso (t)	Vigas secundarias (t)	Vigas principales (t)	Muros de contención (t)	Contratrabes (t)	Columnas (t)	Total (t)
9	768	493.056	82.944	107.136	----	----	35.490	718.626
8	768	592.128	82.944	107.136	----	----	70.980	853.188
7	768	592.128	82.944	124.992	----	----	82.740	882.804
6	768	592.128	82.944	124.992	----	----	94.500	894.564
5	768	592.128	82.944	124.992	----	----	94.500	894.564
4	768	592.128	82.944	151.776	----	----	107.940	934.788
3	768	592.128	82.944	151.776	----	----	121.380	948.228
2	768	592.128	82.944	197.904	----	----	144.690	1017.666
1	768	592.128	82.944	197.904	----	----	264.000	1136.976
PB	768	682.752	82.944	----	360.528	----	270.000	1396.224
SOT	768	699.648	82.944	----	453.600	146.880	162.000	1545.072
CIM	768	721.920	82.944	----	201.600	146.880	72.000	1225.344
Totales	9216	7334.4	995.328	1288.608	1015.728	293.760	1520.22	12448.044

Tabla 3.3.- Tamaño de secciones transversales de columnas, trabes y diagonales de acero, modelo 9 niveles, caso B

Nivel	Columna (cm)	Viga interior (cm)	Viga exterior (cm)	Muros de contención (cm)	Contratraves (cm)	Tipo de diagonal de acero (kg/m, cm)
9	65 x 65	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 203 X 35.9) [IR 254 X 32.9]
8	65 x 65	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 305 X 52.2) [IR 356 X 56.7]
7	75 x 75	70 x 30	70 x 30	----	----	(IR 406 X 74.49) [IR 305 X 59.8]
6	75 x 75	70 x 30	70 x 30	----	----	(IR 203 X 52.2) [IR 203 X 52.2]
5	75 x 75	70 x 30	70 x 30	----	----	(IR 203 X 71.4) [IR 203 X 71.4]
4	85 x 85	85 x 30	85 x 30	----	----	(IR 203 X 59.3) [IR 203 X 59.3]
3	85 x 85	85 x 30	85 x 30	----	----	(IR 203 X 71.4) [IR 203 X 71.4]
2	100 x 100	95 x 35	95 x 35	----	----	(IR 305 X 79.0) [IR 305 X 66.9]
1	100 x 100	95 x 35	95 x 35	----	----	(IR 305 X 158.0) [IR 305 X 142.8]
PB	100 x 100	----	----	50	----	----
SOT	100 x 100	----	----	50	30	----
CIM	Piso ficticio	----	----	----	----	----

( ) Tipo de diagonal en dirección X

[ ] Tipo de diagonal en dirección Y

Tabla 3.4.- Tamaño de secciones transversales de columnas, traves y diagonales de acero, modelo 9 niveles, caso C

Nivel	Columna (cm)	Viga interior (cm)	Viga exterior (cm)	Muros de contención (cm)	Contratraves (cm)	Tipo de diagonal de acero (kg/m, cm)
9	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 102 X 19.4) [IR 152 X 22.4]
8	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 152X29.7) [IR 356 X 56.7]
7	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 203X31.2) [IR 203 X 46.2]
6	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 203X41.8) [IR 203 X 59.3]
5	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 254X49.2) [IR 203 X 71.4]
4	65 x 65	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 254X49.2) [IR 203 X 86.6]
3	65 x 65	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 305X52.2) [IR 254 X 72.9]
2	80 x 80	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 305 X74.4) [IR 254 X 80.0]
1	80 x 80	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 305X106.7) [IR 356 X 147.4]
PB	80 x 80	----	----	50	----	----
SOT	80 x 80	----	----	50	30	----
CIM	Piso ficticio	----	----	----	----	----

( ) Tipo de diagonal en dirección X

[ ] Tipo de diagonal en dirección Y

Tabla 3.5- Pesos del modelo de 9 niveles, caso C

Nivel	Área (cm <sup>2</sup> )	Sistema de piso (t)	Vigas secundarias (t)	Vigas principales (t)	Muros de contención (t)	Contratrabes (t)	Columnas (t)	Diagonales (t)	Total (t)
9	768	493.056	82.944	107.136	----	----	21.000	0.890	705.026
8	768	592.128	82.944	107.136	----	----	42.000	1.839	826.047
7	768	592.128	82.944	107.136	----	----	42.000	1.647	825.851
6	768	592.128	82.944	107.136	----	----	42.000	2.151	826.359
5	768	592.128	82.944	107.136	----	----	42.000	2.566	826.774
4	768	592.128	82.944	107.136	----	----	56.490	2.890	831.588
3	768	592.128	82.944	107.136	----	----	70.980	2.662	855.850
2	768	592.128	82.944	107.136	----	----	89.250	3.286	874.744
1	768	592.128	82.944	107.136	----	----	168.960	8.192	959.360
PB	768	682.752	82.944	----	310.752	----	172.800	----	1249.248
SOT	768	699.648	82.944	----	453.600	146.880	103.680	----	1486.752
CIM	768	721.920	82.944	----	201.600	146.880	46.080	----	1199.424
Totales	9216	7334.4	995.328	964.224	965.952	293.760	897.24	----	11450.904

Tabla 3.6.- Tamaño de secciones transversales en columnas y trabes, modelo 10 niveles, caso A

Nivel	Columna (cm)	Viga interior (cm)	Viga exterior (cm)	Muros de contención (cm)	Contratraves (cm)
10	65 x 65	70 x 35	70 x 35	----	----
9	65 x 65	70 x 35	70 x 35	----	----
8	75 x 75	80 x 35	80 x 35	----	----
7	75 x 75	80 x 35	80 x 35	----	----
6	75 x 75	80 x 35	80 x 35	----	----
5	85 x 85	85 x 40	85 x 40	----	----
4	85 x 85	85 x 40	85 x 40	----	----
3	95 x 95	95 x 40	95 x 40	----	----
2	95 x 95	95 x 40	95 x 40	----	----
1	95 x 95	95 x 40	95 x 40	----	----
PB	95 x 95	----	----	50	----
SOT	95 x 95	----	----	50	30
CIM	Piso ficticio	----	----	----	----

Tabla 3.7.- Pesos del modelo de 10 niveles, caso A

Nivel	Área (cm <sup>2</sup> )	Sistema de piso (t)	Vigas secundarias (t)	Vigas principales (t)	Muros de contención (t)	Contratrabes (t)	Columnas (t)	Total (t)
10	512	328.70	55.296	103.488	----	----	30.870	518.354
9	512	394.75	55.296	103.488	----	----	61.740	615.274
8	512	394.75	55.296	118.272	----	----	71.190	639.508
7	512	394.75	55.296	118.272	----	----	80.640	648.958
6	512	394.75	55.296	118.272	----	----	90.640	648.958
5	1024	789.50	110.592	261.120	----	----	125.370	1286.582
4	1024	789.50	110.592	261.120	----	----	170.100	1331.312
3	1024	789.50	110.592	291.840	----	----	190.050	1381.982
2	1024	789.50	110.592	291.840	----	----	210.000	1401.932
1	1024	789.50	110.592	291.840	----	----	255.000	1446.932
PB	1024	910.34	110.592	----	463.104	----	262.500	1746.536
SOT	1024	932.86	110.592	----	518.400	207.360	202.500	1971.712
CIM	1024	962.56	110.592	----	230.400	207.360	90.000	1600.912
Totales	10752	8660.96	1161.216	1959.552	1211.904	414.720	1840.600	15248.952

Tabla 3.8.- Tamaño de secciones transversales de columnas, trabes y diagonales de acero, modelo 10 niveles, caso B

Nivel	Columna (cm)	Viga interior (cm)	Viga exterior (cm)	Muros de contención (cm)	Contratraves (cm)	Tipo de diagonal de acero (kg/m,cm)
10	65 x 65	70 x 35	70 x 35	----	----	(IR 152 X 29.7) [IR 203 X 31.2]
9	65 x 65	70 x 35	70 x 35	----	----	(IR 356 X 56.7) [IR 356 X 44.8]
8	75 x 75	80 x 35	80 x 35	----	----	(IR 406 X 74.4) [IR 406 X 59.8]
7	75 x 75	80 x 35	80 x 35	----	----	(IR 203 X 59.3) [IR 254 X 67.4]
6	75 x 75	80 x 35	80 x 35	----	----	(IR 203 X 59.3) [IR 203 X 59.3]
5	85 x 85	85 x 40	85 x 40	----	----	(IR 305 X 74.4) [IR 254 X 58.2]
4	85 x 85	85 x 40	85 x 40	----	----	(IR 203 X 71.4) [IR 305 X 79.0]
3	95 x 95	95 x 40	95 x 40	----	----	(IR 305 X 74.4) [IR 254 X 72.9]
2	95 x 95	95 x 40	95 x 40	----	----	(IR 203 X 86.6) [IR 254 X 80.0]
1	95 x 95	95 x 40	95 x 40	----	----	(IR 305 X 96.7) [IR 305 X 106.9]
PB	95 x 95	----	----	50	----	----
SOT	95 x 95	----	----	50	30	----
CIM	FICTICIO	----	----	----	----	----

( ) Tipo de diagonal en dirección X

[ ] Tipo de diagonal en dirección Y

Tabla 3.9.- Tamaño de secciones transversales de columnas, traves y diagonales de acero, modelo 10 niveles, caso C

Nivel	Columna (cm)	Viga interior (cm)	Viga exterior (cm)	Muros de contención (cm)	Contratraves (cm)	Tipo de diagonal de acero (kg/m,cm)
10	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 152 X 29.7) [IR 254 X 38.5]
9	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 203 X 59.3) [IR 406 X 53.7]
8	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 203 X 52.2) [IR 356 X 63.8]
7	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 305 X 74.4) [IR 356 X 63.8]
6	50 x 50	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 254 X 72.9) [IR 305 X 74.4]
5	65 x 65	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 254 X 72.9) [IR 305 X 79.0]
4	65 x 65	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 254 X 72.9) [IR 305 X 96.7]
3	80 x 80	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 305 X 86.1) [IR 305 X 96.7]
2	80 x 80	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 356 X 90.7) [IR 305 X 106.9]
1	80 x 80	60 x 30	60 x 30	----	----	(IR 305 X 96.7) [IR 356 X 134.2]
PB	80 x 80	----	----	50	----	----
SOT	80 x 80	----	----	50	30	----
CIM	FICTICIO	----	----	----	----	----

( ) Tipo de diagonal en dirección X

[ ] Tipo de diagonal en dirección Y

Tabla 3.10.- Pesos del modelo de 10 niveles, caso C

Nivel	Área (cm <sup>2</sup> )	Sistema de piso (t)	Vigas secundarias (t)	Vigas principales (t)	Muros de contención (t)	Contratraves (t)	Columnas (t)	Diagonales (t)	Total (t)
10	512	328.70	55.296	76.032	----	----	15.750	2.897	478.675
9	512	394.75	55.296	76.032	----	----	31.500	4.872	562.450
8	512	394.75	55.296	76.032	----	----	31.500	4.298	561.876
7	512	394.75	55.296	76.032	----	----	31.500	5.871	569.320
6	512	394.75	55.296	76.032	----	----	31.500	6.257	563.835
5	1024	789.50	110.592	138.240	----	----	60.1125	12.905	1111.350
4	1024	789.50	110.592	138.240	----	----	88.725	14.409	1141.466
3	1024	789.50	110.592	138.240	----	----	111.563	15.531	1165.426
2	1024	789.50	110.592	138.240	----	----	134.400	16.397	1189.129
1	1024	789.50	110.592	138.240	----	----	163.200	23.644	1225.176
PB	1024	910.34	110.592	----	370.944	----	168.000	----	1559.876
SOT	1024	932.86	110.592	----	518.400	207.360	129.600	----	1898.812
CIM	1024	962.56	110.592	----	230.400	207.360	57.600	----	1568.512
Totales	10752	8660.96	1161.216	1071.36	1119.744	414.720	1054.9505	----	13482.9505

Tabla 3.11.- Periodos de vibración, después de la revisión de los estados límite de falla (resistencias) y de servicio (desplazamientos laterales), modelo 9 niveles, casos A, B y C

Dirección	Modo	Ti (s)		
		Caso A	Caso B	Caso C
X	1	1.628 (1.656)	1.235	1.475
	2	0.641 (0.644)	0.479	0.542
	3	0.388 (0.389)	0.275	0.335
Y	1	1.572 (1.599)	1.240	1.393
	2	0.625 (0.628)	0.478	0.517
	3	0.382 (0.383)	0.277	0.310
θ	1	1.113 (1.135)	0.629	0.738
	2	0.428 (0.435)	0.218	0.257
	3	0.237(0.237)	0.123	0.144

( ) Resultados obtenidos de revisar el estado límite de servicio de los desplazamientos laterales permisibles

Tabla 3.12.- Periodos de vibración, modelo 10 niveles, casos A, B y C

Dirección	Modo	Ti (s)		
		Caso A	Caso B	Caso C
X	1	1.300	1.019	1.020
	2	0.640	0.440	0.466
	3	0.368	0.248	0.270
Y	1	1.318	1.120	1.225
	2	0.600	0.533	0.566
	3	0.361	0.280	0.318
$\theta$	1	0.812	0.424	0.452
	2	0.425	0.233	0.240
	3	0.245	0.125	0.190

Tabla 3.13.- Desplazamientos laterales máximos de piso, después de la revisión de los estados límite de falla (resistencias) y de servicio (desplazamientos laterales), modelo 9 niveles, casos A, B y C

Nivel	Desplazamiento lateral máximo (cm)					
	Sismo en X			Sismo en Y		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
9	39.30 (40.32)	22.20	31.56	36.69 (37.62)	22.41	28.50
8	36.99 (38.01)	21.03	29.79	34.59 (35.52)	21.34	26.76
7	33.81 (34.83)	19.65	27.54	31.62 (32.58)	19.83	24.66
6	30.21 (31.23)	18.15	24.87	28.29 (29.25)	18.27	22.23
5	26.13 (27.15)	16.38	22.08	24.48 (25.44)	16.47	19.71
4	22.11 (23.13)	14.61	19.26	20.70 (21.66)	14.70	17.22
3	18.66 (19.65)	12.90	14.94	17.52 (18.45)	12.96	14.94
2	15.48 (16.41)	11.25	13.74	14.55 (15.45)	11.31	12.51
1	12.57 (13.41)	9.75	11.25	11.85 (12.63)	9.75	10.20
PB	5.76 (5.85)	6.33	5.88	5.55 (5.61)	6.21	5.70
SOT	4.71 (4.71)	5.43	4.68	4.68 (4.68)	5.40	4.74
CIM	4.20 (4.17)	4.86	4.02	4.23 (4.20)	4.83	

( ) Resultados obtenidos de revisar el estado límite de servicio de los desplazamientos laterales permisibles

Resultados multiplicados por Q=3

Tabla 3.14.- Desplazamientos laterales máximos de piso, modelo 10 niveles, casos A, B y C

Nivel	Desplazamiento lateral máximo (cm)					
	Sismo en X			Sismo en Y		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
10	37.26	19.47	20.73	36.39	24.69	31.26
9	35.01	18.69	19.68	34.71	23.67	29.49
8	31.80	17.76	18.48	32.16	22.38	27.42
7	28.23	16.71	16.98	29.26	21.00	25.17
6	24.24	15.42	15.51	25.86	19.38	22.74
5	20.61	14.10	13.98	19.83	16.92	19.53
4	18.18	13.26	13.02	17.52	15.42	17.19
3	15.75	12.33	11.91	15.15	13.83	14.76
2	13.47	11.40	10.83	12.93	12.30	12.39
1	11.04	10.38	9.69	10.59	10.68	10.02
PB	7.62	8.76	7.83	7.29	8.34	7.11
SOT	6.51	7.77	6.66	6.24	7.29	5.88
CIM	5.88	7.02	5.85	5.61	6.57	5.13

Resultados multiplicados por Q= 3

Tabla 3.15.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso ( $\Delta_{ri} / h_i$ ), después de la revisión de los estados límite de falla (resistencias) y de servicio (desplazamientos laterales), modelo 9 niveles, casos A, B y C

Entrepiso	$\Delta_{ri} / h_i$					
	Sismo en X			Sismo en Y		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
9 - 8	0.00660 (0.00660)	0.00334	0.00506	0.00600 (0.00600)	0.00334	0.00274
8 - 7	0.00908 (0.00908)	0.00394	0.00643	0.00840 (0.00848)	0.00403	0.00600
7 - 6	0.01028 (0.01028)	0.00428	0.00763	0.00960 (0.00951)	0.00446	0.00694
6 - 5	0.01166 (0.01166)	0.00506	0.00797	0.01089 (0.01089)	0.00514	0.00720
5 - 4	0.01157 (0.01148)	0.00506	0.00806	0.01080 (0.01080)	0.00506	0.00711
4 - 3	0.00994 (0.00986)	0.00488	0.00797	0.00917 (0.00908)	0.00497	0.00651
3 - 2	0.00926 (0.00908)	0.00471	0.00780	0.00866 (0.00848)	0.00471	0.00694
2 - 1	0.00866 (0.00831)	0.00428	0.00711	0.00797 (0.00771)	0.00446	0.00660
1 - PB	0.01084 (0.00973)	0.00488	0.00767	0.01011 (0.00900)	0.00506	0.00643
PB - SOT	0.00304 (0.00280)	0.00240	0.00320	0.00248 (0.00232)	0.00216	0.00256
SOT - CIM	0.00180 (0.00170)	0.00190	0.00220	0.00160 (0.00150)	0.00190	0.00220

( ) Resultados obtenidos de revisar el estado límite de servicio de los desplazamientos laterales permisibles

Resultados multiplicados por Q=3

Tabla 3.16.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso ( $\Delta_{ri} / h_i$ ), modelo 10 niveles, casos A, B y C

Entrepiso	$\Delta_{ri} / h_i$					
	Sismo en X			Sismo en Y		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
10 - 9	0.00643	0.00223	0.00300	0.00480	0.00291	0.00506
9 - 8	0.00917	0.00266	0.00343	0.00729	0.00368	0.00591
8 - 7	0.01020	0.00300	0.00429	0.00823	0.00394	0.00643
7 - 6	0.01140	0.00369	0.00420	0.00977	0.00463	0.00694
6 - 5	0.01037	0.00377	0.00437	0.01260	0.00703	0.00917
5 - 4	0.00694	0.00240	0.00274	0.011230	0.00429	0.00669
4 - 3	0.00694	0.00266	0.00317	0.00677	0.00454	0.00694
3 - 2	0.00651	0.00266	0.00308	0.00634	0.00437	0.00677
2 - 1	0.00694	0.00291	0.00326	0.00668	0.00463	0.00677
1 - PB	0.00684	0.00324	0.00372	0.00660	0.00468	0.00580
PB - SOT	0.00296	0.00264	0.00312	0.00280	0.00280	0.00330
SOT - CIM	0.0021	0.00250	0.00270	0.00210	0.00240	0.00250

Resultados multiplicados por Q=3

Tabla 3.17.- Fuerzas cortantes de entrepiso, después de la revisión de los estados límite de falla (resistencias) y de servicio (desplazamientos laterales), modelo 9 niveles, casos A, B y C

Entrepiso	Fuerza cortante de entrepiso (t)					
	Sismo en X			Sismo en Y		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
9 – 8	169.037 (167.116)	153.811	155.348	168.537 (166.601)	154.093	155.379
8 – 7	342.534 (339.038)	320.795	317.6228	342.494 (338.953)	321.459	317.867
7 – 6	493.425 (489.211)	475.901	457.920	494.056 (489.755)	476.942	459.752
6 – 5	625.621 (621.544)	616.457	577.441	626.691 (622.486)	616.883	580.742
5 – 4	737.537 (734.383)	739.596	680.788	738.768 (735.473)	739.299	684.662
4 – 3	834.366 (833.715)	852.715	772.784	836.694 (834.935)	851.864	776.795
3 – 2	923.687 (923.833)	954.230	855.015	925.235 (925.342)	953.118	859.851
2 – 1	1005.522 (1007.400)	1050.878	928.063	1007.368 (1009.291)	1049.571	933.709
1 – PB	1089.055 (1092.422)	1147.581	997.456	1091.178 (1094.642)	1145.631	1003.207
PB – SOT	1121.123 (1119.652)	1228.462	1049.700	1124.315 (1122.804)	1224.505	1059.401
SOT – CIM	1170.884 (1166.998)	1311.758	1108.361	1177.454 (1173.527)	1307.398	1124.347

( ) Resultados obtenidos de revisar el estado límite de servicio de los desplazamientos laterales permisibles

Tabla 3.18.- Fuerzas cortantes de entrepiso, modelo 10 niveles, casos A, B y C

Entrepiso	Fuerza cortante de entrepiso (t)					
	Sismo en X			Sismo en Y		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
10 – 9	179.988	142.395	142.213	164.711	147.340	148.728
9 – 8	369.544	300.348	294.928	342.781	311.590	307.645
8 – 7	536.023	451.977	433.268	504.943	469.103	449.421
7 – 6	676.727	593.170	544.961	648.305	615.960	574.501
6 – 5	790.425	719.640	662.509	770.456	748.611	683.592
5 – 4	980.196	945.594	850.443	954.560	972.171	860.774
4 – 3	1161.584	1167.111	1032.384	1128.819	1185.176	1024.926
3 – 2	1330.364	1382.274	1204.050	1289.026	1385.418	1172.204
2 – 1	1480.276	1583.570	1364.668	1429.614	1566.199	1301.161
1 – PB	1612.045	1775.571	1513.019	1551.839	1730.921	1411.499
PB – SOT	1727.246	1972.433	1670.781	1657.545	1888.541	1518.364
SOT - CIM	1848.414	2173.011	1938.059	1768.494	2048.433	1635.140

Tabla 3.19.- Rigideces de entrepiso del modelo 9 niveles (ambas direcciones), casos A, B y C, después de la revisión de los estados límite de falla (resistencias) y de servicio (desplazamientos laterales)

Entrepiso	Rigidez de entrepiso, $k_i$ (t/cm)					
	Dirección X			Dirección Y		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
9 – 8	217.034 (220.178)	404.766	263.302	238.001 (240.767)	334.985	268.410
8 – 7	319.847 (323.108)	682.543	423.497	345.870 (345.954)	698.824	454.096
7 – 6	407.676 (411.713)	951.802	515.640	441.221 (445.095)	953.884	567.595
6 – 5	457.018 (460.802)	1044.842	620.904	490.146 (493.457)	1045.564	691.360
5 – 4	548.047 (551.319)	1253.553	724.243	583.709 (586.324)	1253.049	824.894
4 – 3	718.720 (727.560)	1495.991	830.951	780.313 (789.334)	1494.498	1022.099
3 – 2	855.401 (872.863)	1734.964	939.577	925.342 (934.581)	1732.942	1061.544
2 – 1	1007.400 (1038.524)	2101.696	1118.147	1073.714 (1119.298)	2099.142	1212.609
1 – PB	433.501 (480.695)	1006.650	557.238	467.796 (519.609)	970.874	668.805
PB – SOT	2946.453 (3212.329)	4094.873	2624.250	3621.948 (3876.948)	4535.670	3310.628
SOT – CIM	6864.694 (6541.411)	6903.989	5038.005	7823.513 (7359.087)	6881.042	5110.668

( ) Resultados obtenidos de revisar el estado límite de servicio de los desplazamientos laterales permisibles

Tabla 3.20.- Rigideces totales de entrepiso del modelo 10 niveles (ambas direcciones), casos A, B y C

Entrepiso	Rigidez de entrepiso, $k_i$ (t/cm)					
	Dirección X			Dirección Y		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
10 – 9	239.984	547.673	406.323	294.127	433.353	252.081
9 – 8	345.368	968.865	737.320	403.462	724.628	445.862
8 – 7	450.439	1291.363	866.536	522.355	1019.789	599.228
7 – 6	508.817	1379.465	1112.165	572.034	1140.667	709.260
6 – 5	653.244	1635.545	1299.037	383.311	912.940	638.871
5 – 4	1210.119	3377.121	2657.634	1239.688	1944.342	1103.556
4 – 3	1434.054	3764.874	2790.227	1428.885	2235.181	1265.341
3 – 2	1750.479	4458.948	3344.583	1741.927	2716.506	1483.803
2 – 1	1827.501	4657.559	3591.232	1832.838	2900.369	1647.039
1 – PB	1414.075	3288.094	2440.353	1410.763	2283.232	1455.154
PB – SOT	5668.232	5977.070	4284.054	4735.843	5395.831	3703.327
SOT – CIM	8801.971	8692.044	6811.330	8421.400	8535.137	6540.560

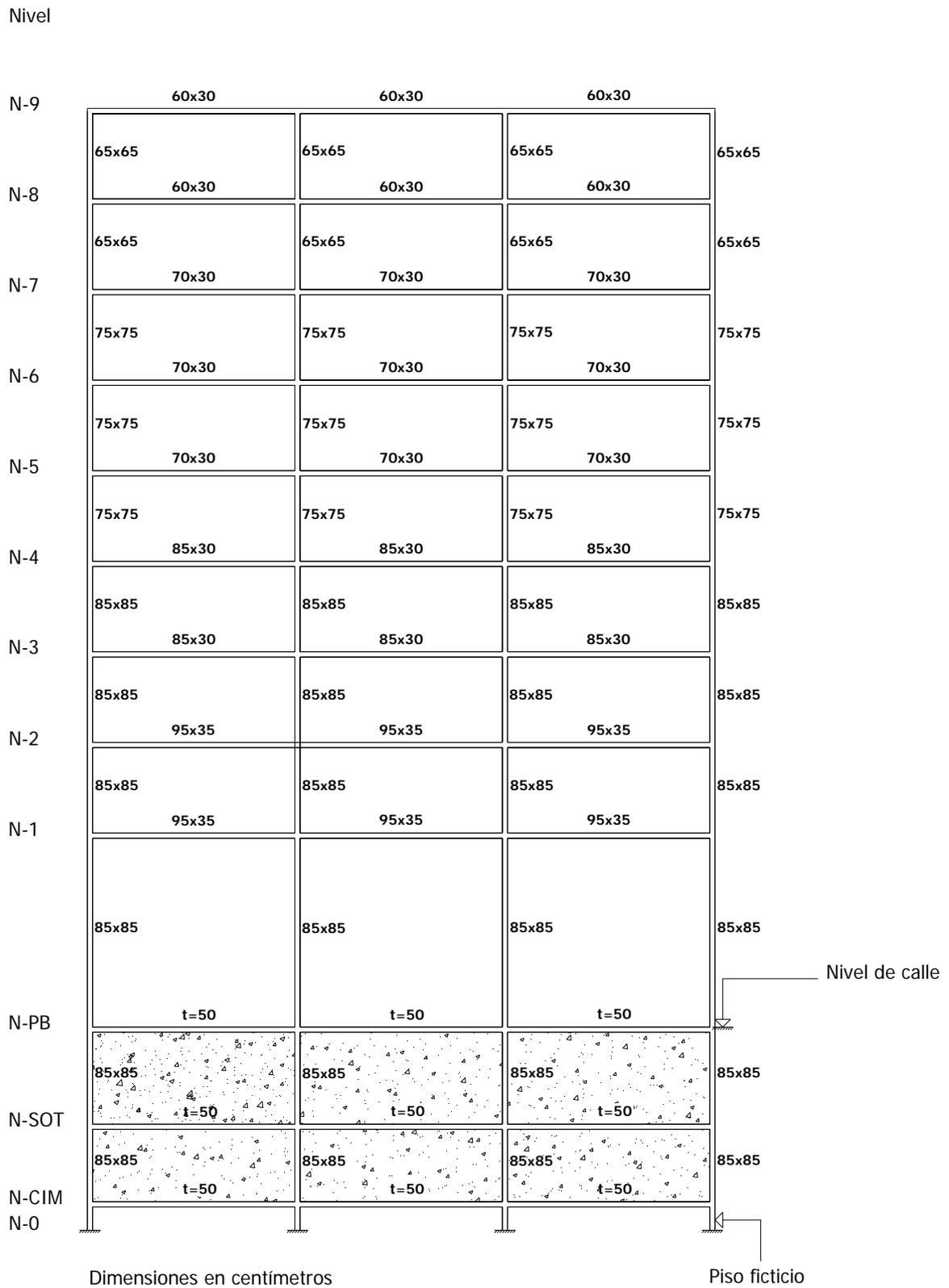
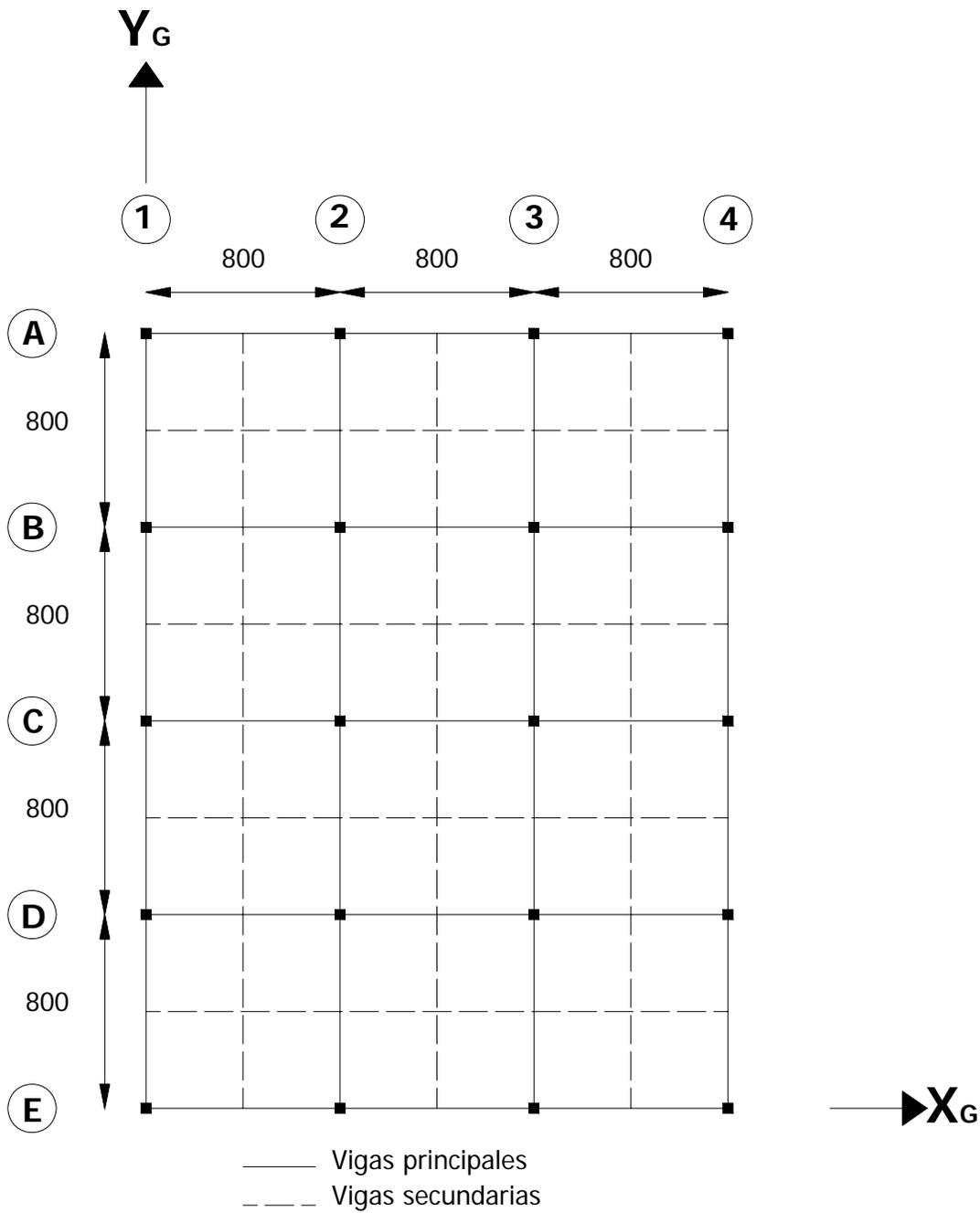


Fig 3.1.- Propiedades estructurales, modelo 9 niveles, caso A



Acotaciones en centímetros

Fig 3.2.- Planta tipo del modelo de 9 niveles, caso A

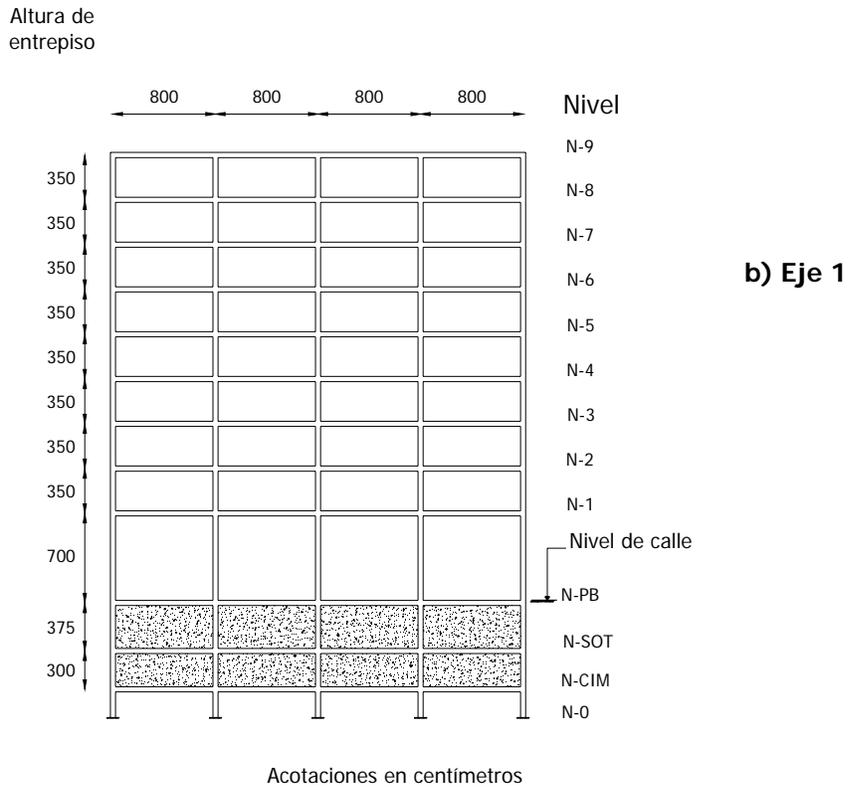
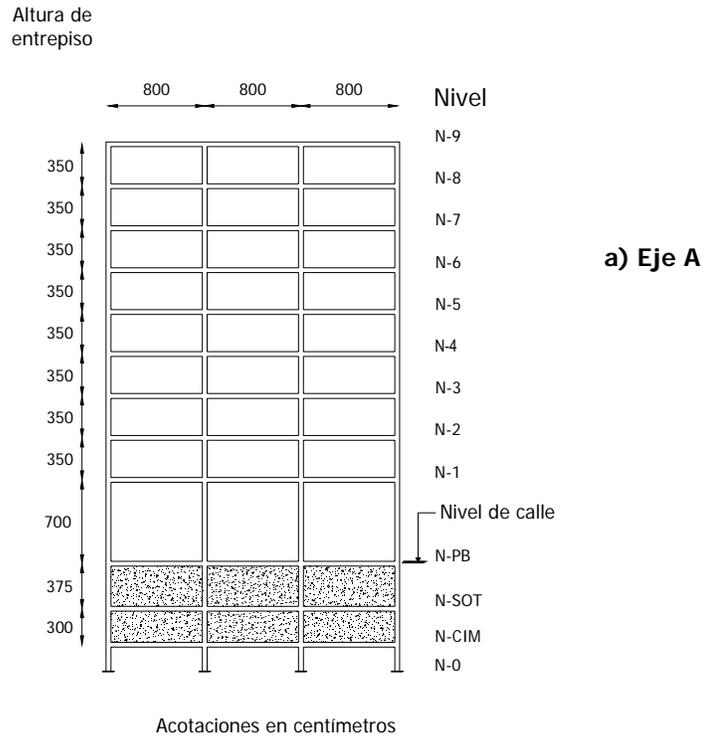


Fig 3.3.- Elevación de los ejes A y 1, modelo de 9 niveles, caso A

Nivel

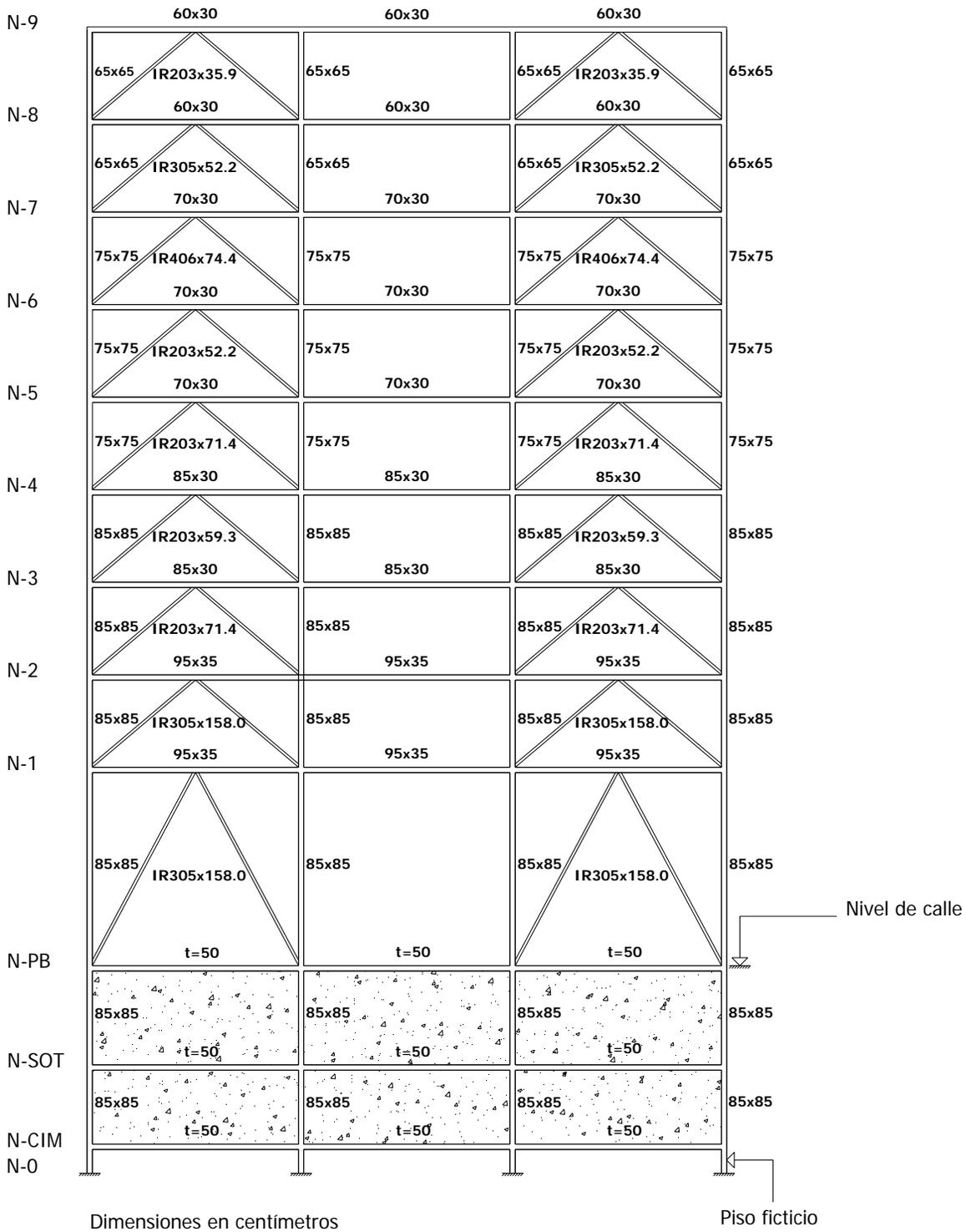


Fig 3.4.- Propiedades estructurales, modelo 9 niveles, caso B

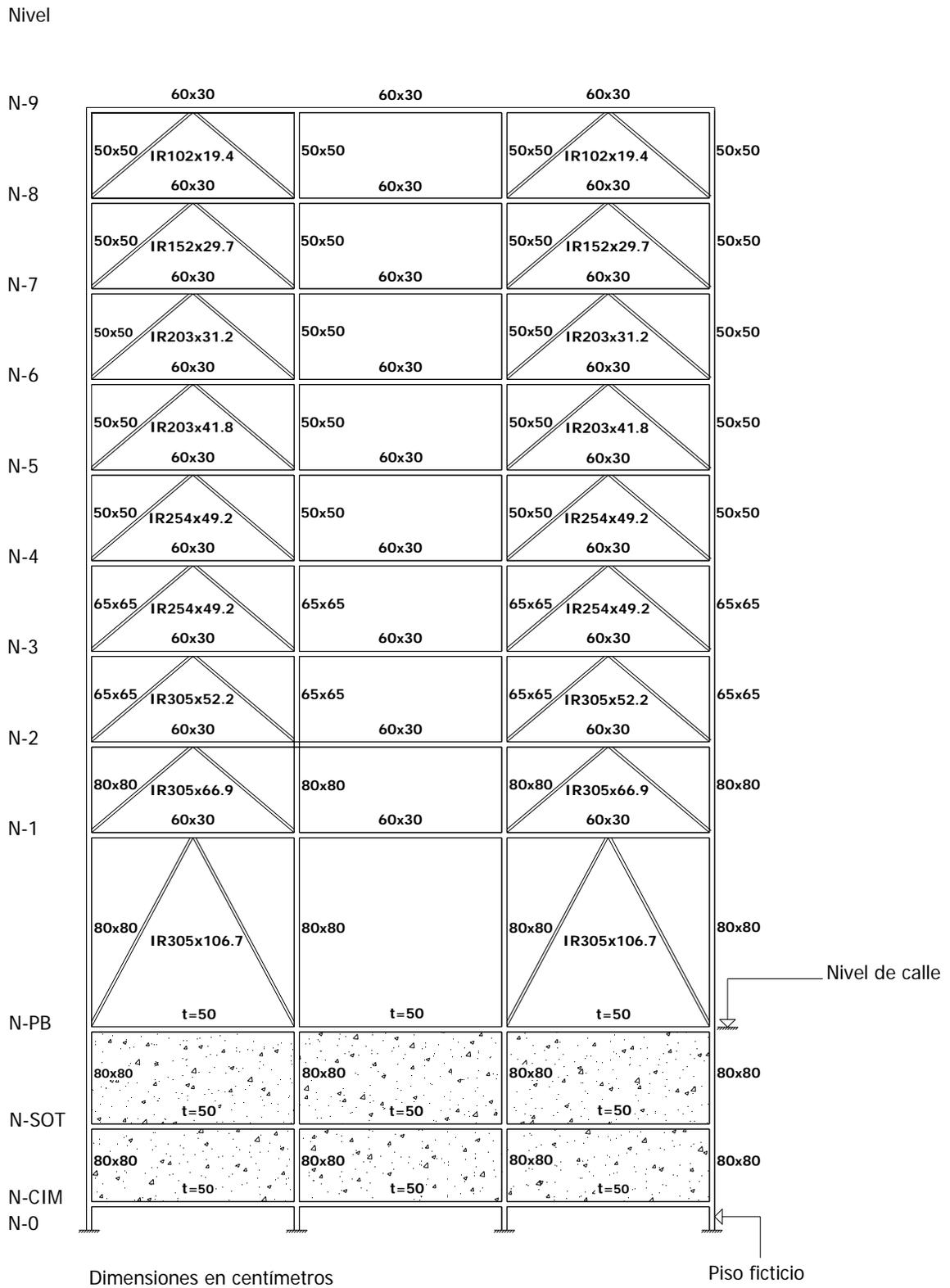


Fig 3.5.- Propiedades estructurales, modelo 9 niveles, caso C

# Capítulo 3

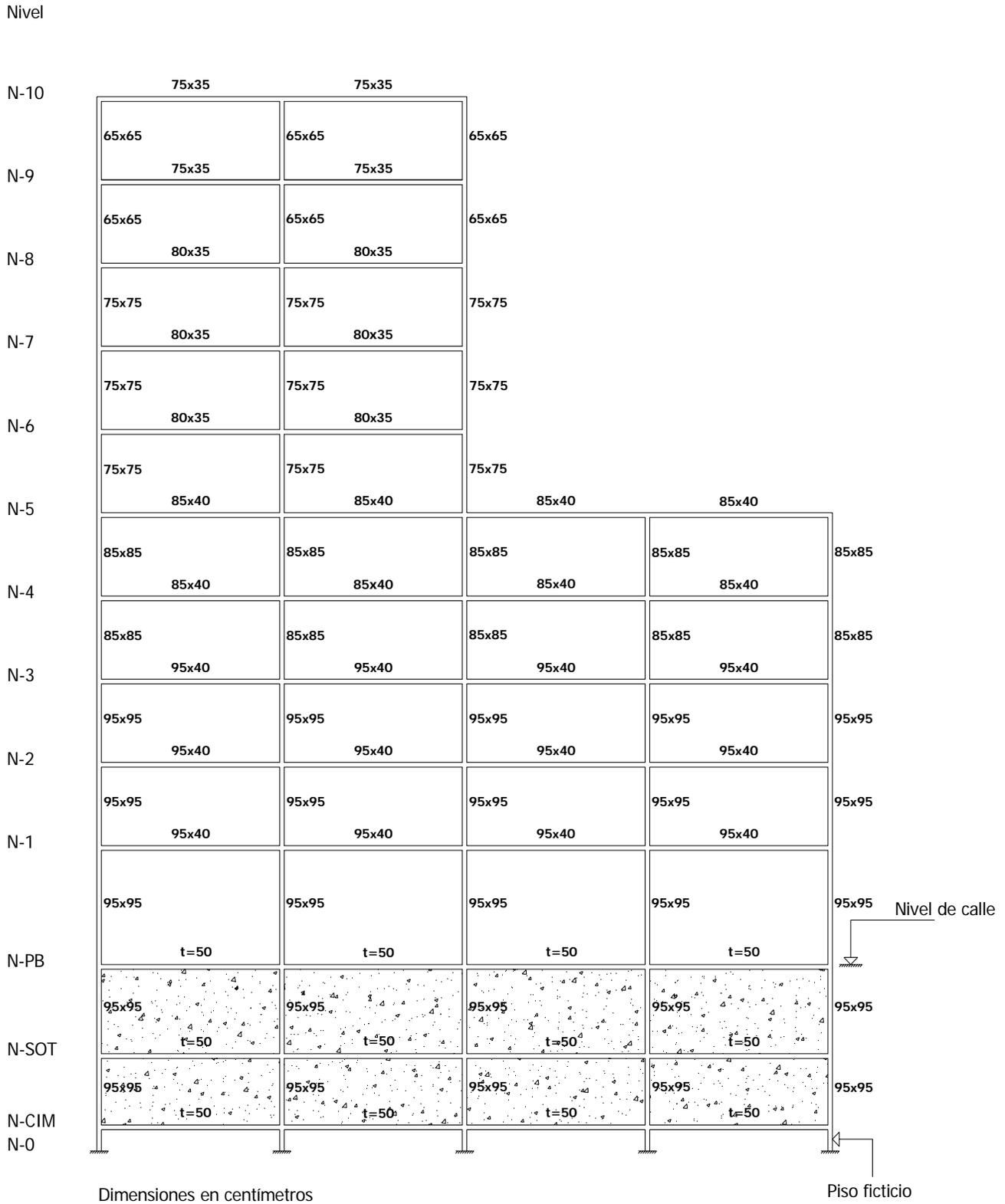


Fig 3.6.- Propiedades estructurales, modelo 10 niveles, caso A

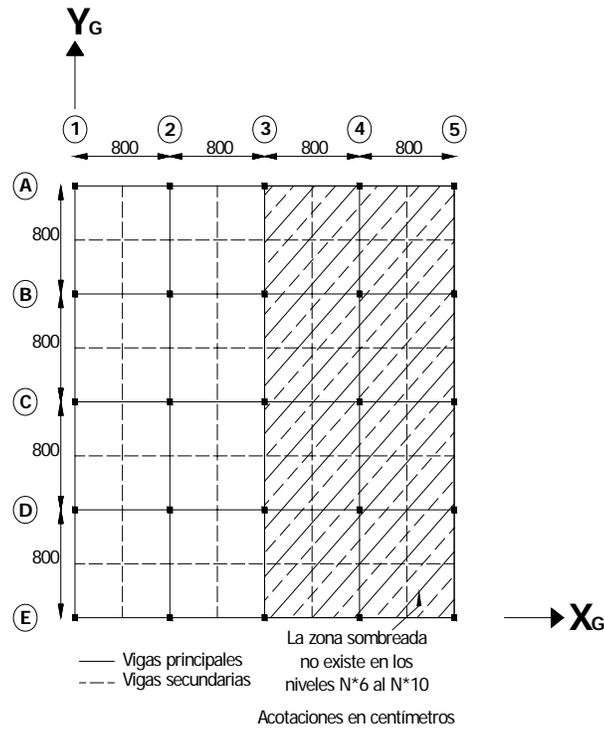


Fig 3.7.- Planta tipo de N\*6 a N\*10, modelo 10 niveles, caso A

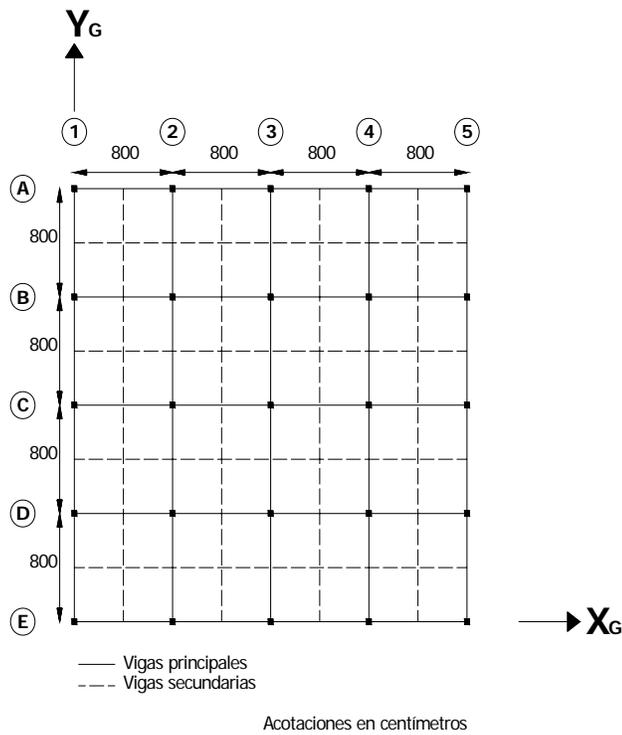


Fig 3.8.- Planta tipo de N\*CIM a N\*5, modelo 10 niveles, caso A

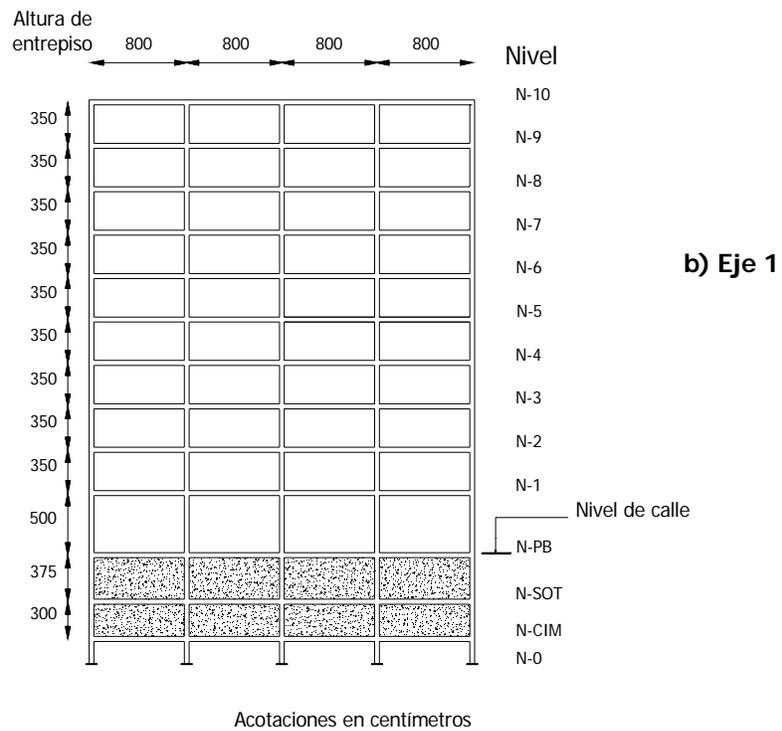
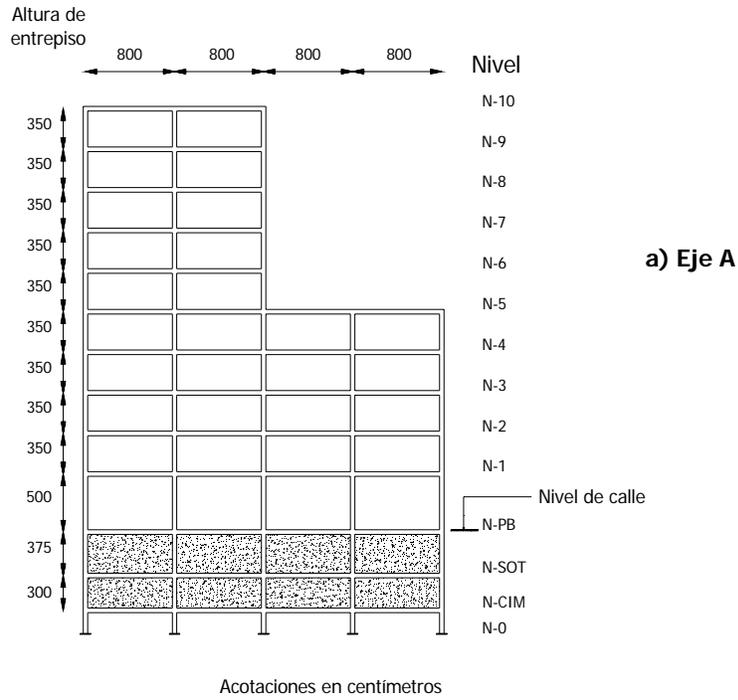


Fig 3.9.- Elevación, de los ejes A y 1, modelo 10 niveles, caso A

Nivel

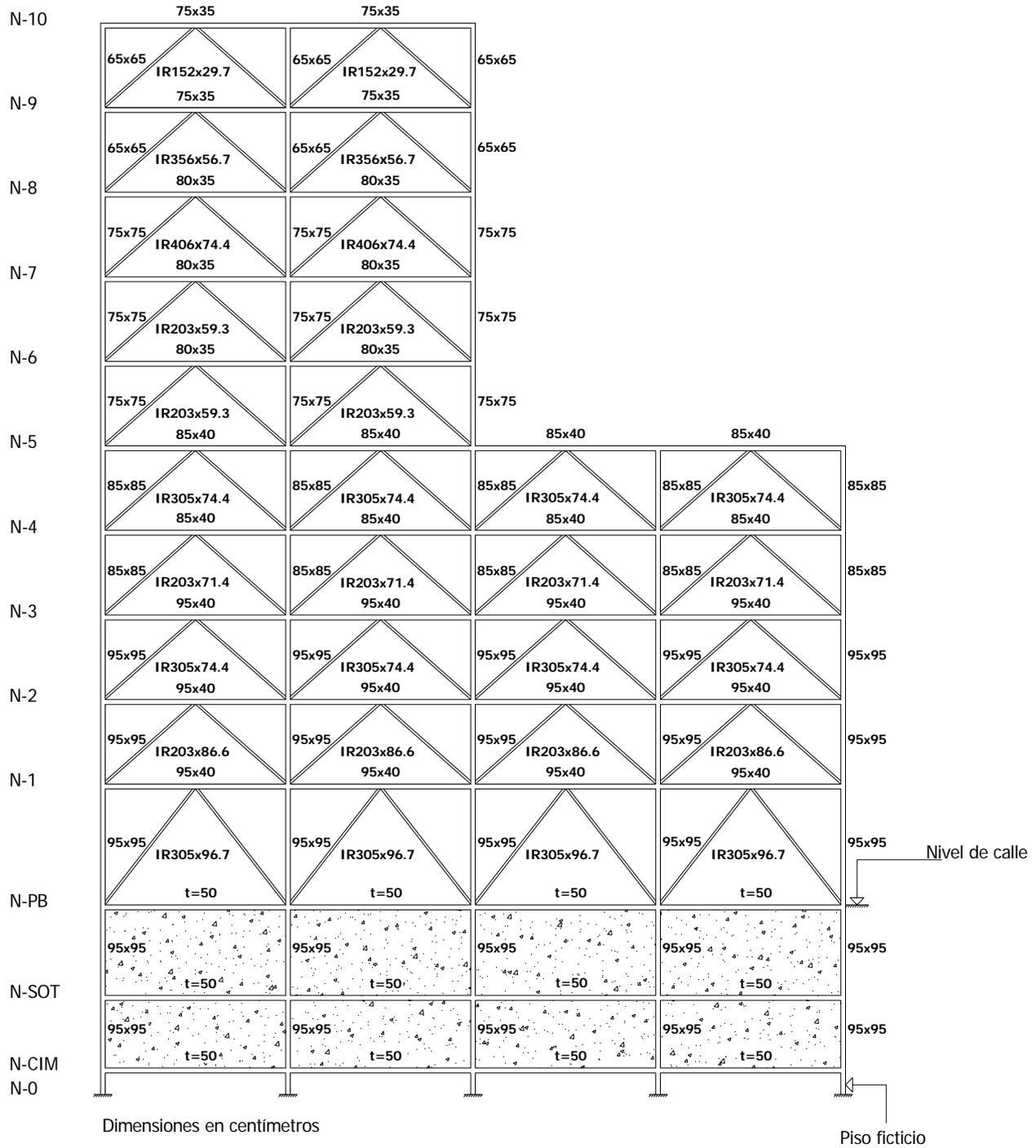


Fig 3.10.- Propiedades estructurales, modelo 10 niveles, caso B

# Capítulo 3

Nivel

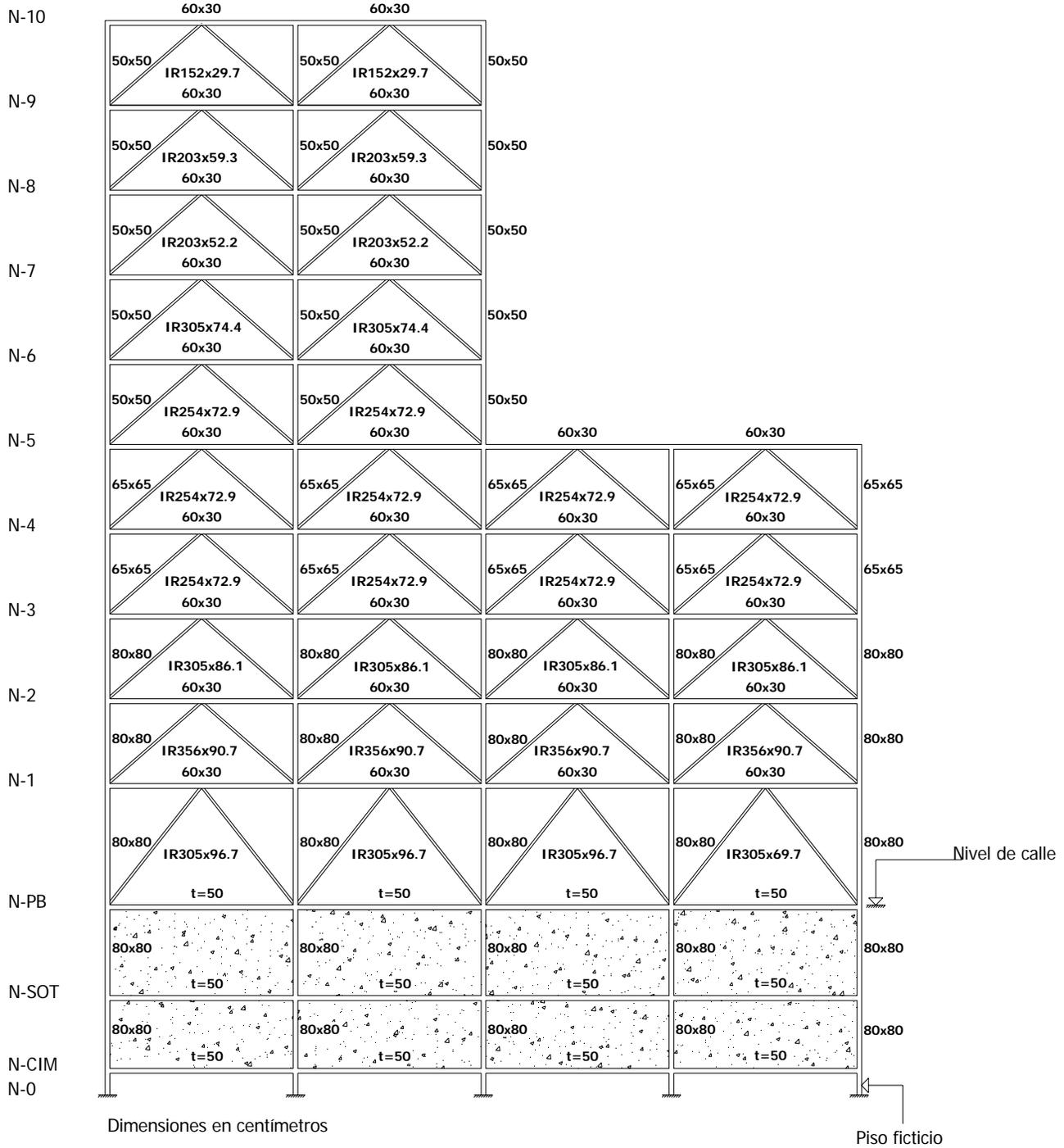
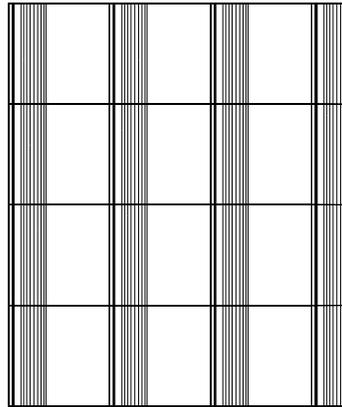
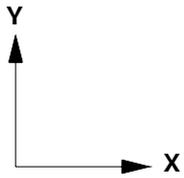
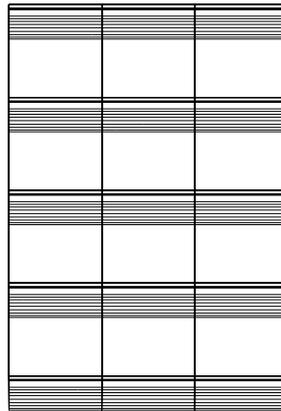


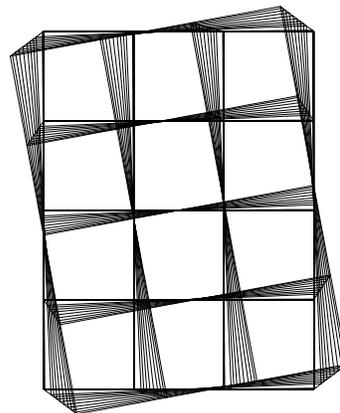
Fig 3.11.- Propiedades estructurales, modelo 10 niveles, caso C



a) Dirección X ( $T_{1X} = 1.628$  s)

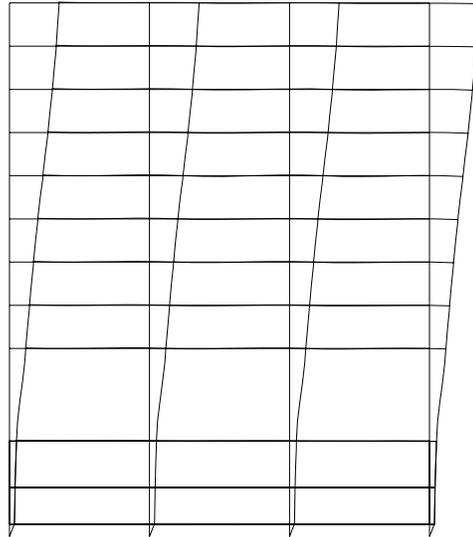
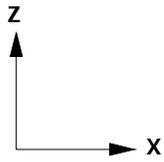


b) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.572$  s)

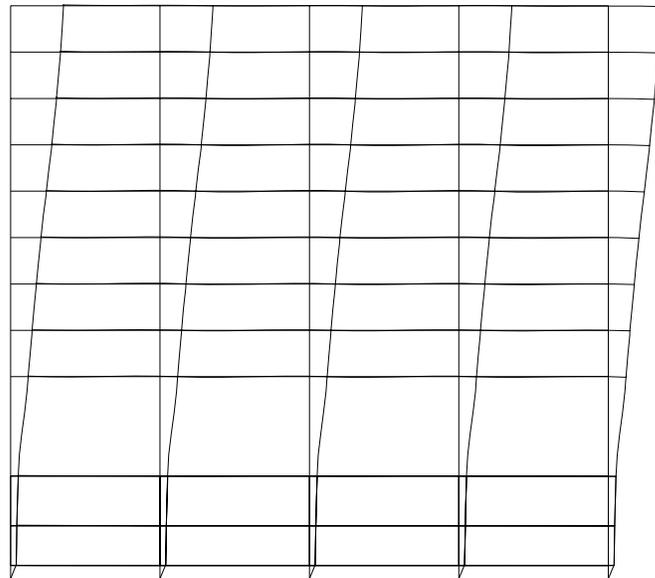
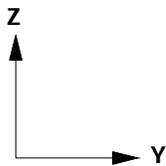


c) Torsión ( $T_{10} = 1.113$  s)

Fig 3.12.- Configuración deformada en planta de los modos fundamentales de vibración, modelo 9 niveles, caso A

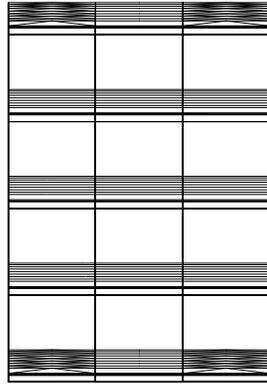
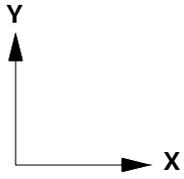


a) Dirección X ( $T_{1X}= 1.628$  s)

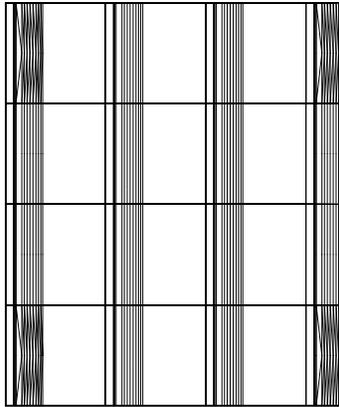


b) Dirección Y ( $T_{1Y}= 1.572$  s)

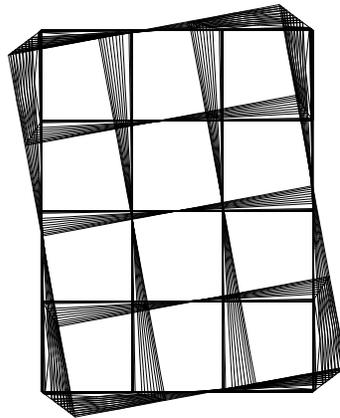
Fig 3.13.- Configuración deformada en elevación de los modos fundamentales de vibración de las direcciones X y Y, modelo 9 niveles, caso A



a) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.240$  s)

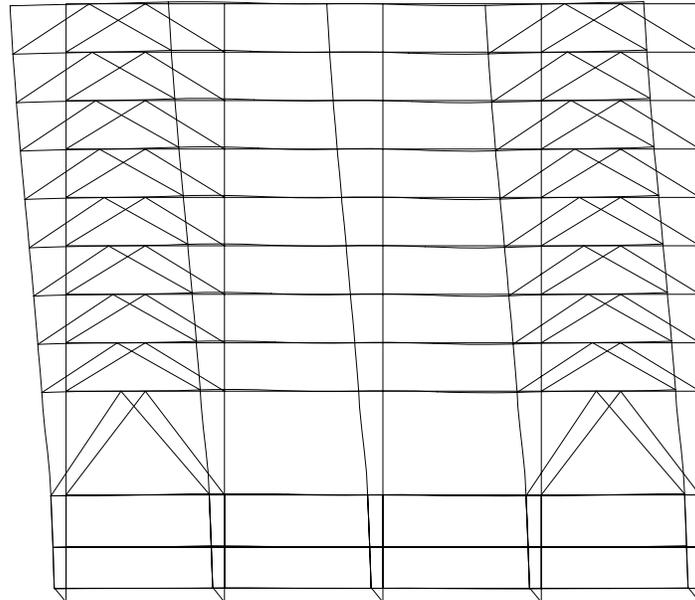
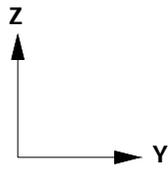


b) Dirección X ( $T_{1X} = 1.235$  s)

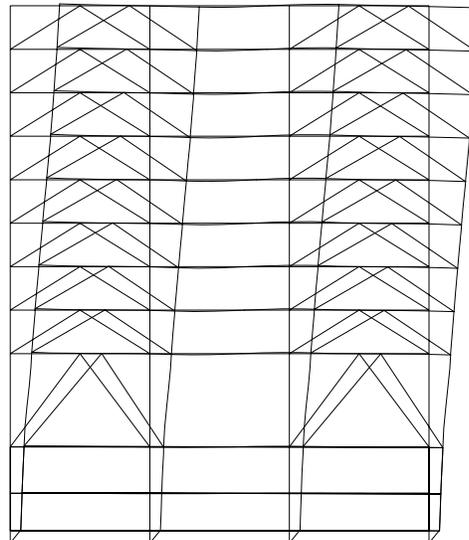
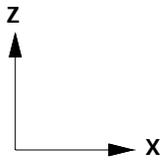


c) Torsión ( $T_{10} = 1.113$  s)

Fig 3.14.- Configuración deformada en planta de los modos fundamentales de vibración, modelo 9 niveles, caso B

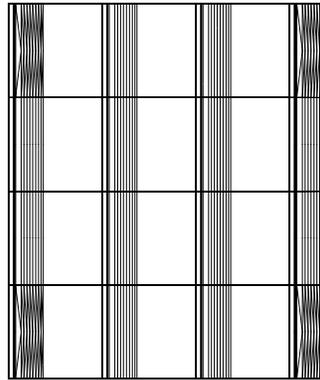
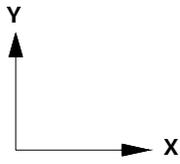


a) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.240$  s)

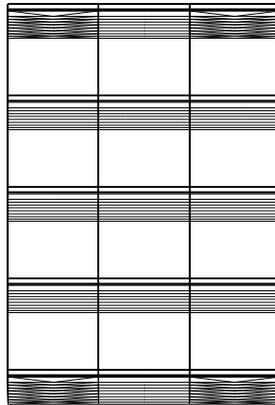


b) Dirección X ( $T_{1X} = 1.235$  s)

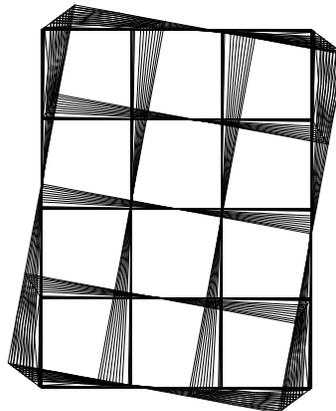
Fig 3.15.- Configuración deformada en elevación de los modos fundamentales de vibración de las direcciones X y Y, modelo 9 niveles, caso B



a) Dirección X ( $T_{1X} = 1.475$  s)

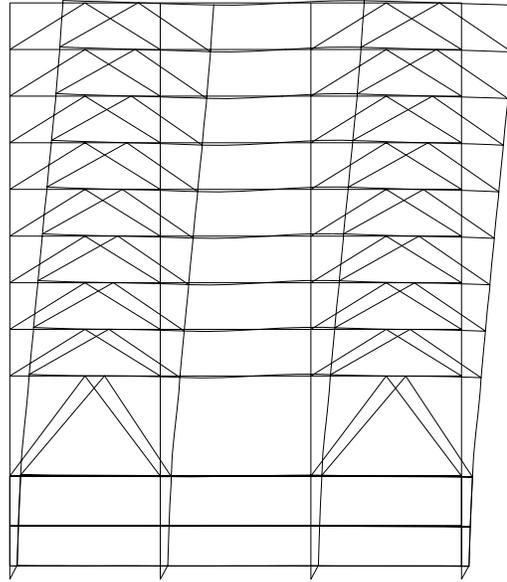
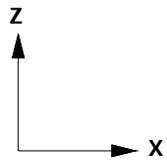


b) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.393$  s)

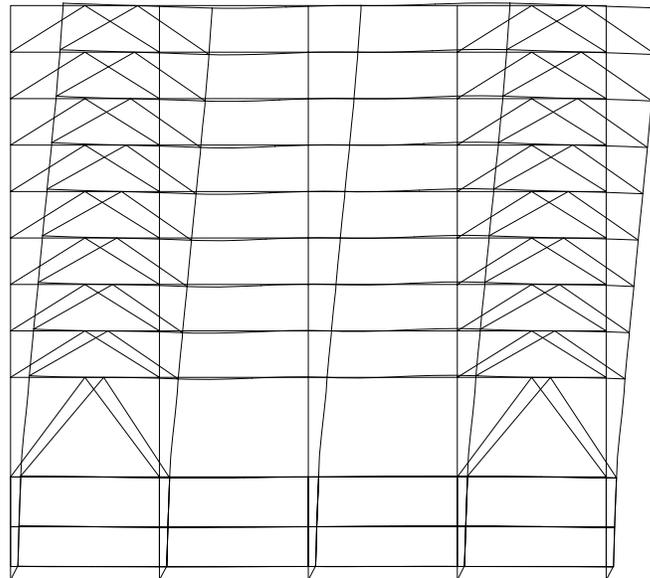
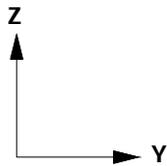


c) Torsión ( $T_{10} = 0.738$  s)

Fig 3.16.- Configuración deformada en planta de los modos fundamentales de vibración, modelo 9 niveles, caso C

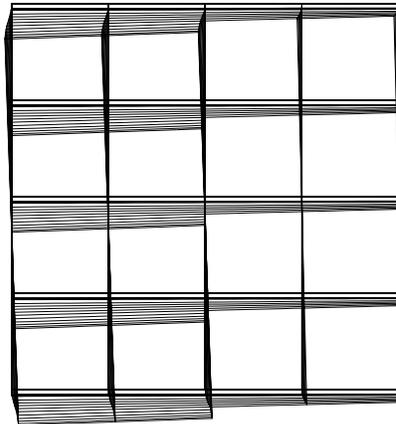
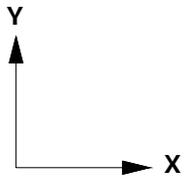


a) Dirección X ( $T_{1X} = 1.475$  s)

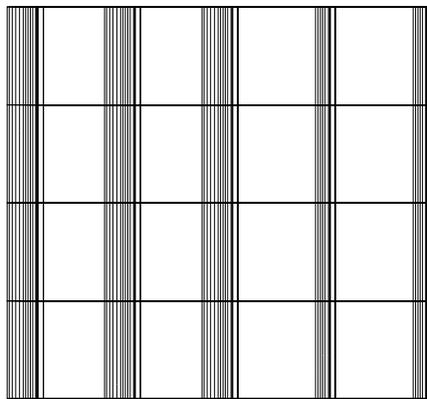


b) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.393$  s)

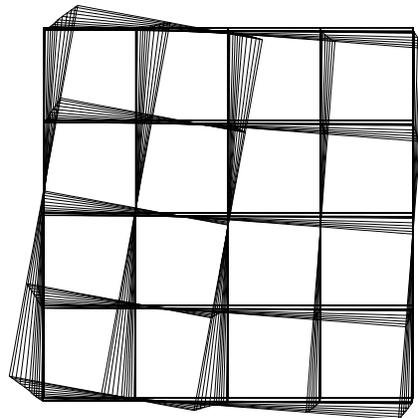
Fig 3.17.- Configuración deformada en elevación de los modos fundamentales de vibración de las direcciones X y Y, modelo 9 niveles, caso C



a) Dirección Y ( $T_{1Y}=1.318$  s)

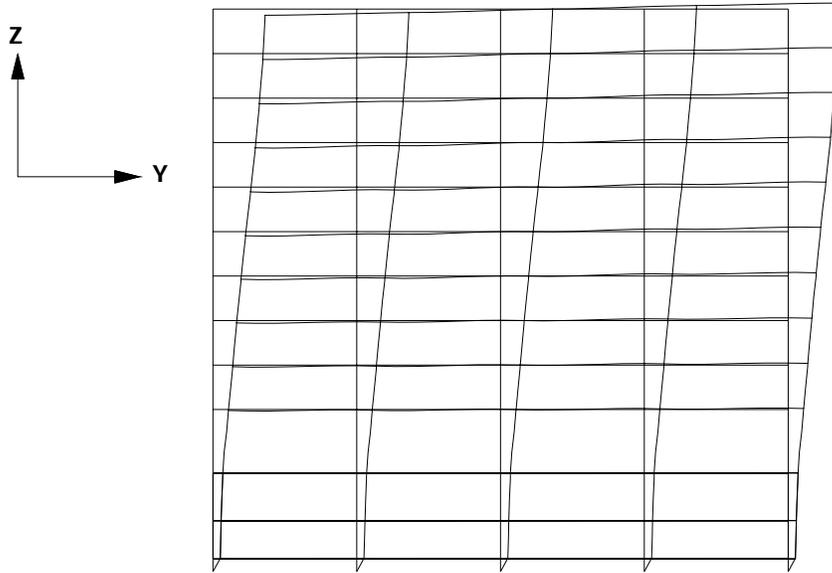


b) Dirección X ( $T_{1X}= 1.300$  s)

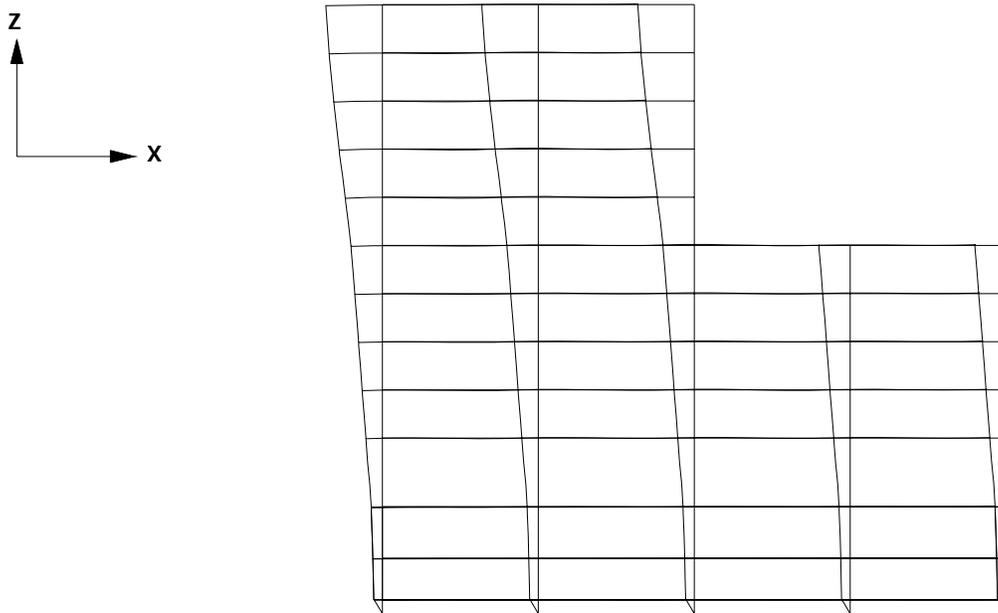


c) Torsión ( $T_{1\theta}=0.812$  s)

Fig 3.18.- Configuración deformada en planta de los modos fundamentales de vibración, modelo 10 niveles, caso A

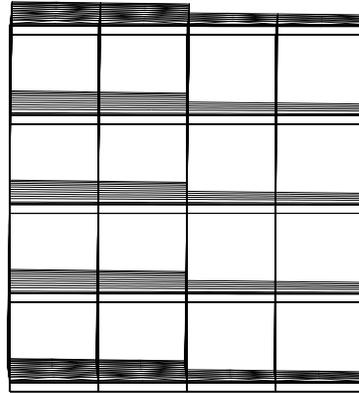
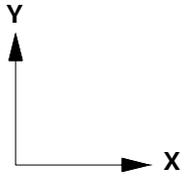


a) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.318$  s)

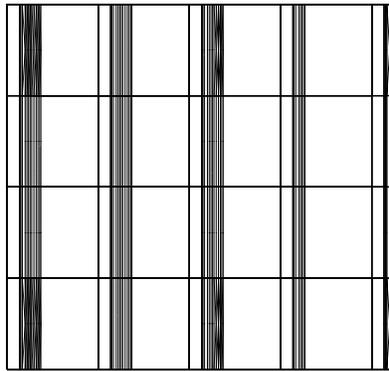


b) Dirección X ( $T_{1X} = 1.300$  s)

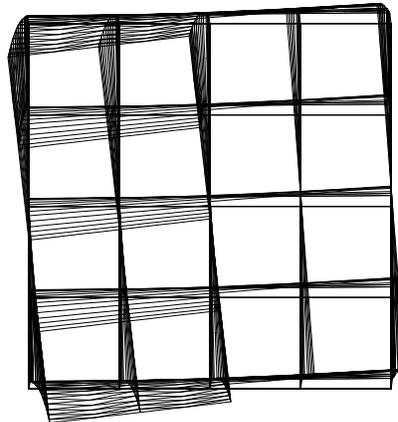
Fig 3.19.- Configuración deformada en elevación de los modos fundamentales de vibración de las direcciones X y Y, modelo 10 niveles, caso A



a) Dirección Y ( $T_{1Y}= 1.120$  s)

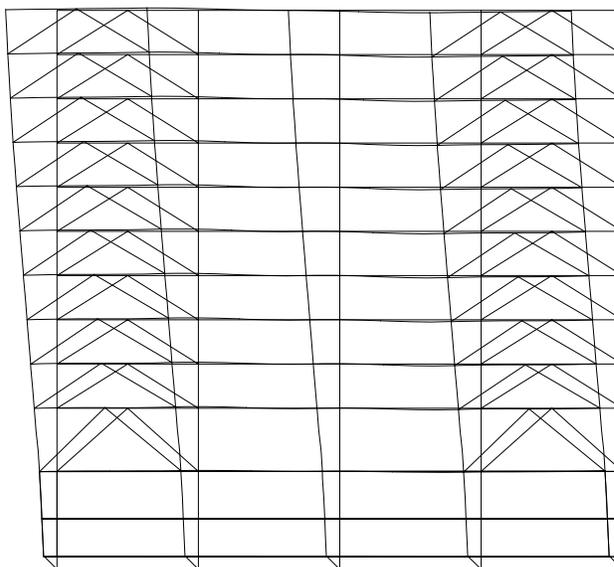
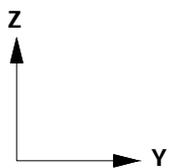


b) Dirección X ( $T_{1X}= 1.019$  s)

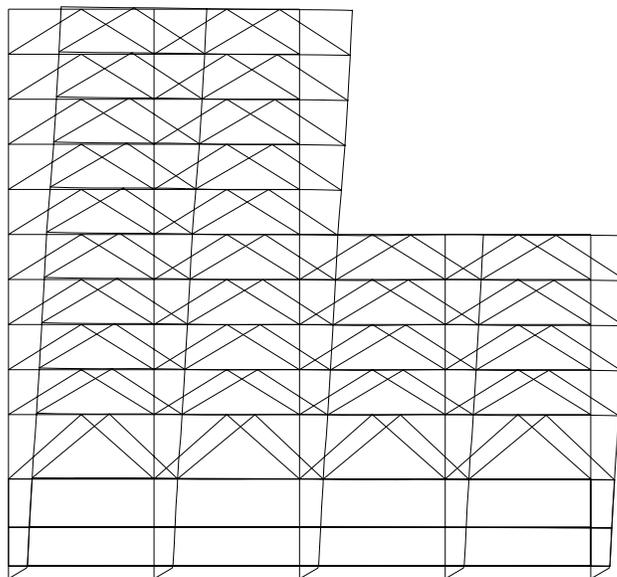
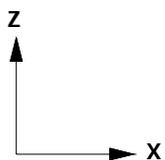


c) Torsión ( $T_{1\theta}=0.424$  s)

Fig 3.20.- Configuración deformada en planta de los modos fundamentales de vibración, modelo 10 niveles, caso B

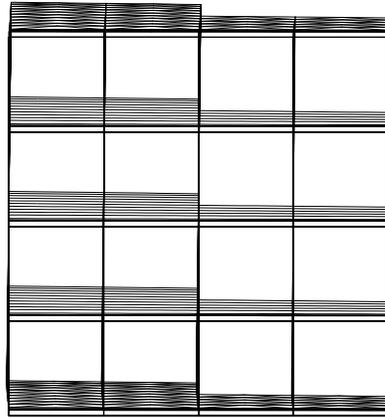
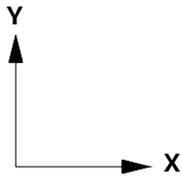


a) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.120$  s)

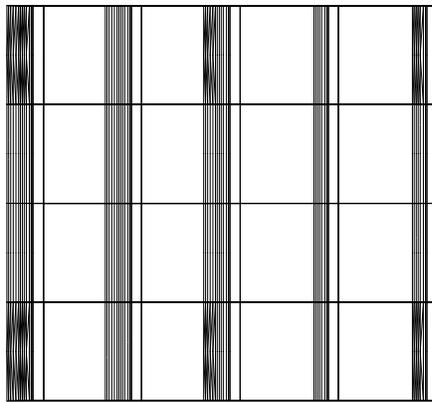


b) Dirección X ( $T_{1X} = 1.019$  s)

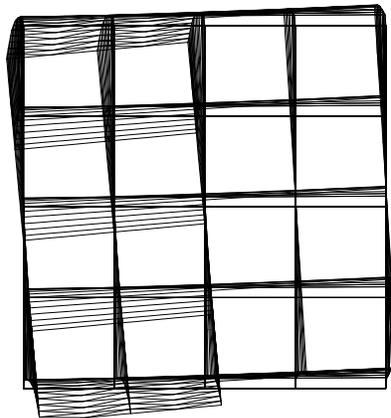
Fig 3.21.- Configuración deformada en elevación de los modos fundamentales de vibración de las direcciones X y Y, modelo 10 niveles, caso B



a) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.225$  s)

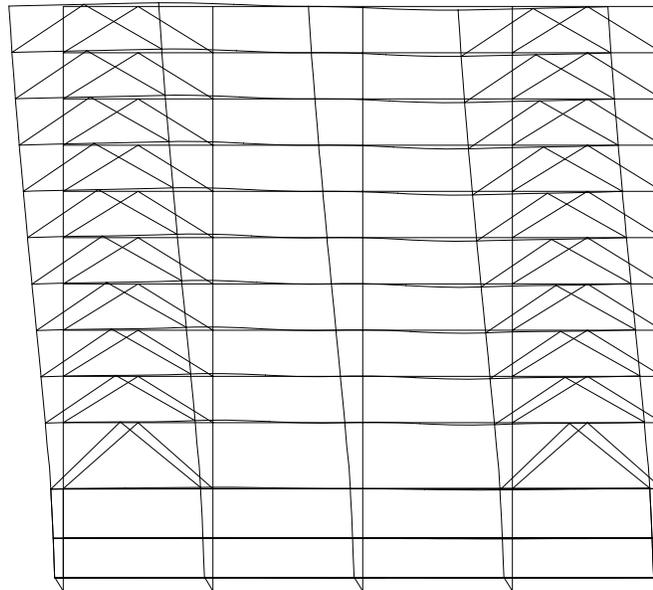
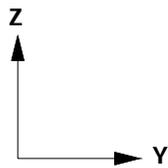


b) Dirección X ( $T_{1X} = 1.020$  s)

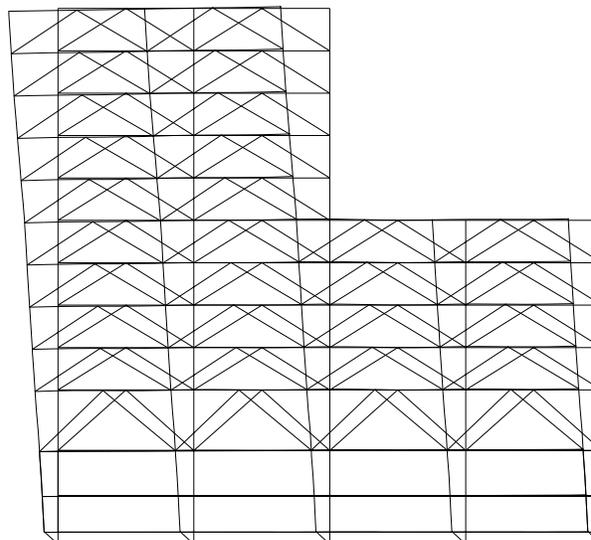
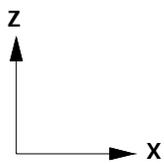


c) Torsión ( $T_{1\theta} = 0.452$  s)

Fig 3.22.- Configuración deformada en elevación de los modos fundamentales de vibración, modelo 10 niveles, caso C



a) Dirección Y ( $T_{1Y} = 1.225$  s)



b) Dirección X ( $T_{1X} = 1.020$  s)

Fig 3.23.- Configuración deformada en elevación de los modos fundamentales de vibración de las direcciones X y Y, modelo 10 niveles, caso C

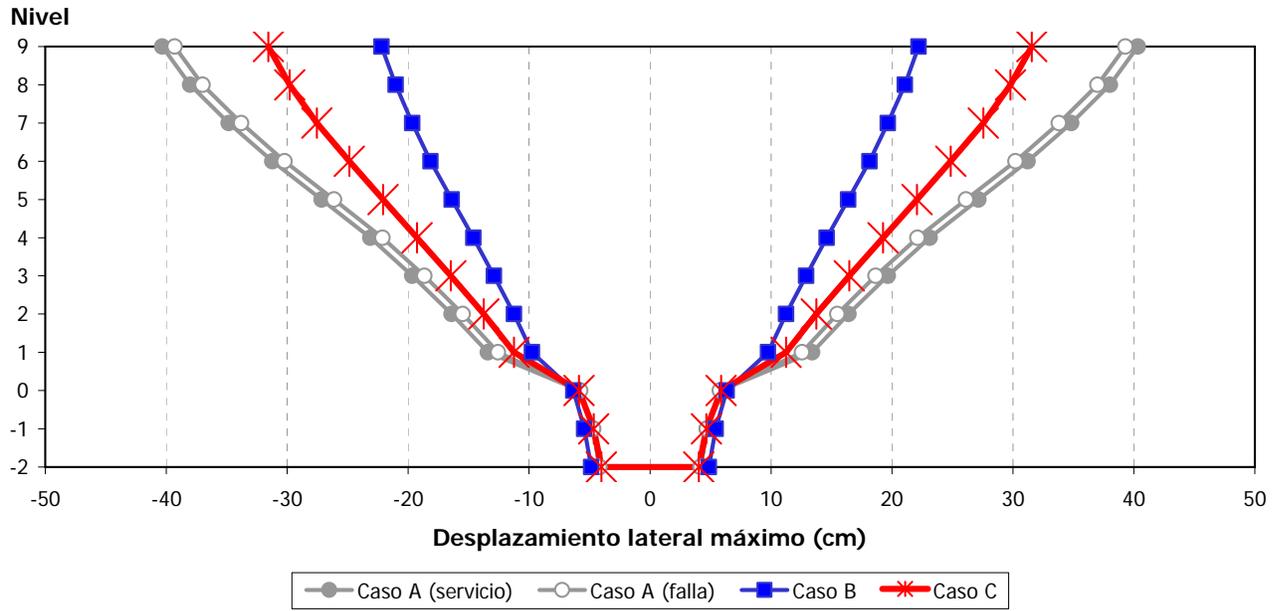


Fig 3.24.- Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección X, modelo 9 niveles, casos A, B y C

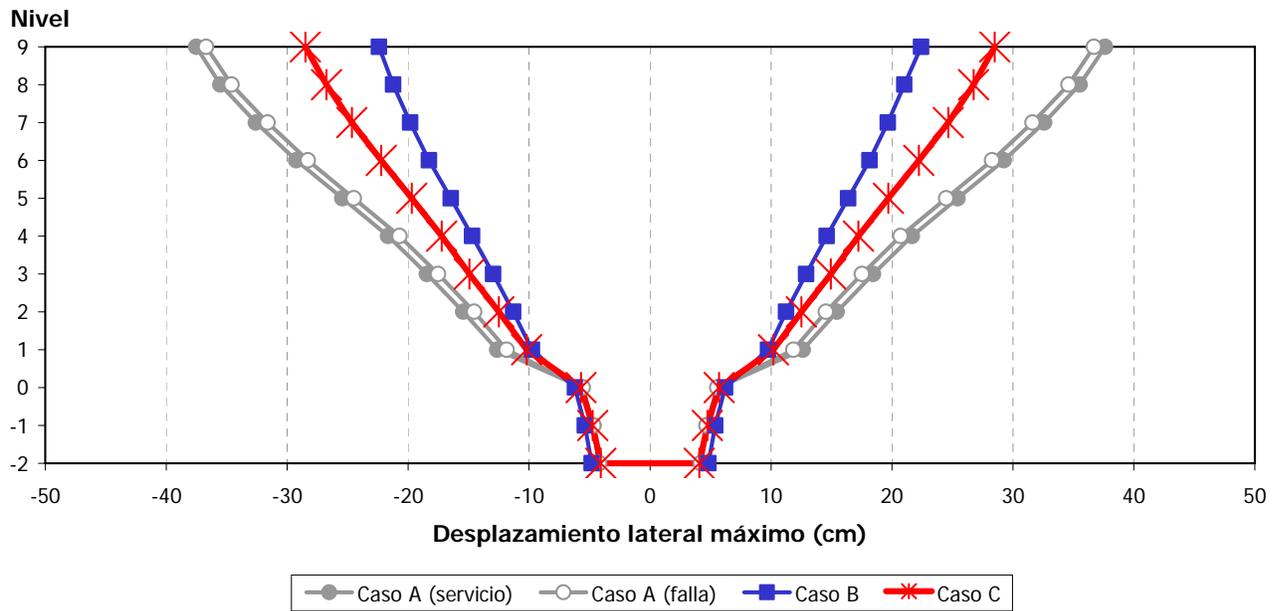


Fig 3.25.- Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección Y, modelo 9 niveles, casos A, B y C

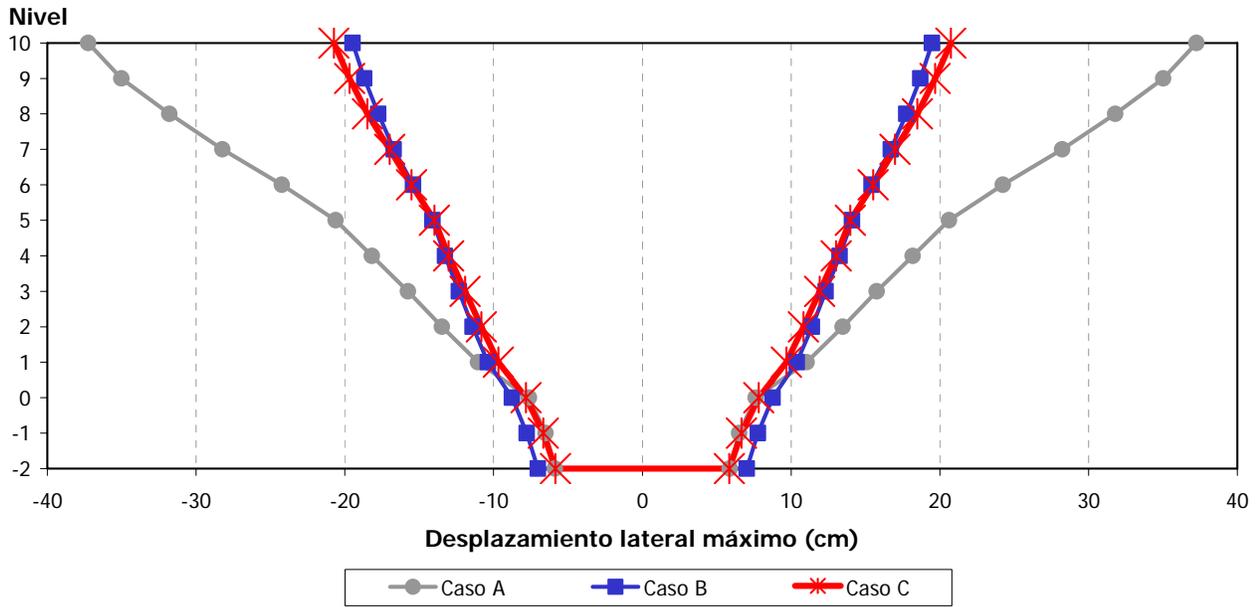


Fig 3.26.- Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección X, modelo 10 niveles, casos A, B y C

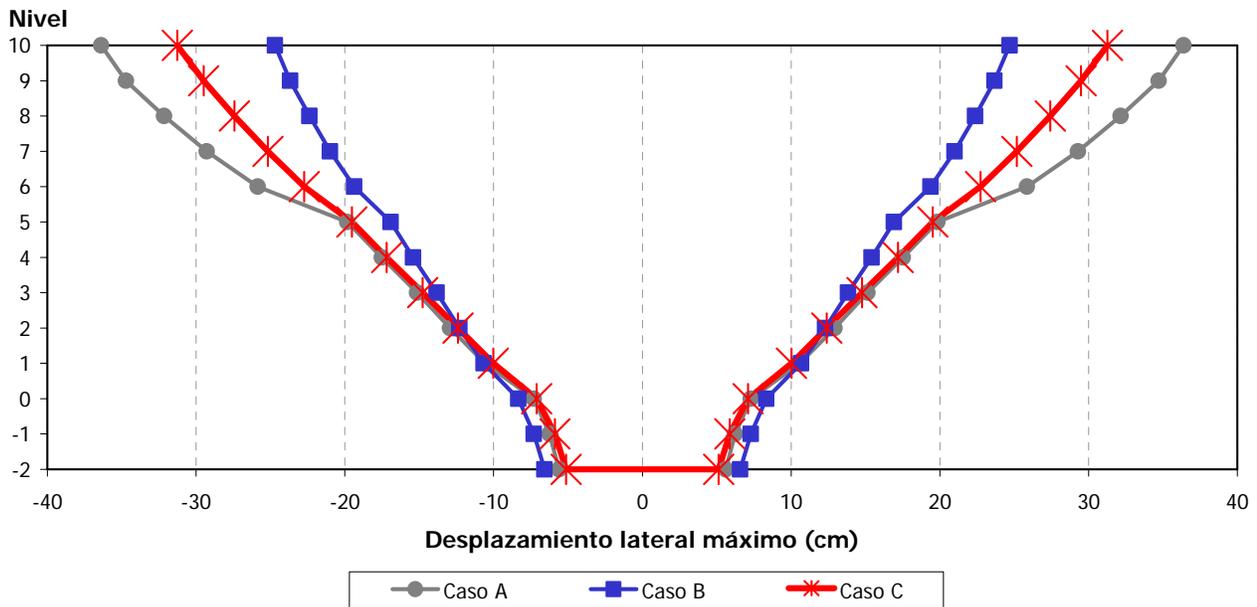


Fig 3.27.- Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección Y, modelo 10 niveles, casos A, B y C

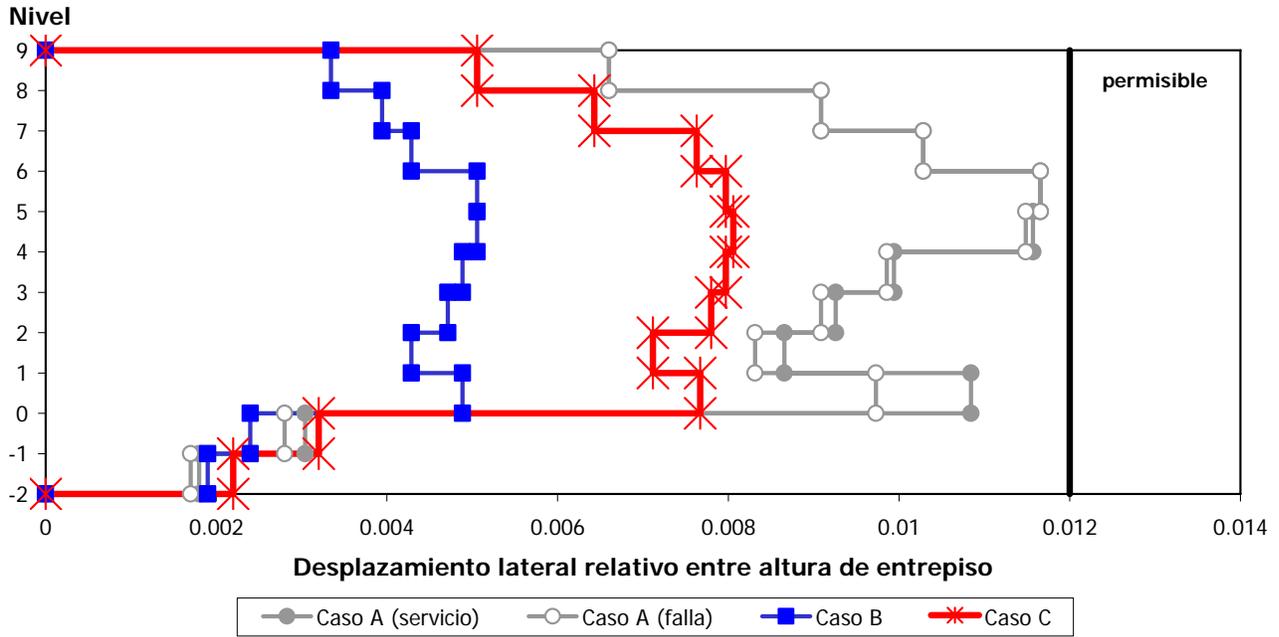


Fig 3.28.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección X, modelo 9 niveles, casos A, B y C

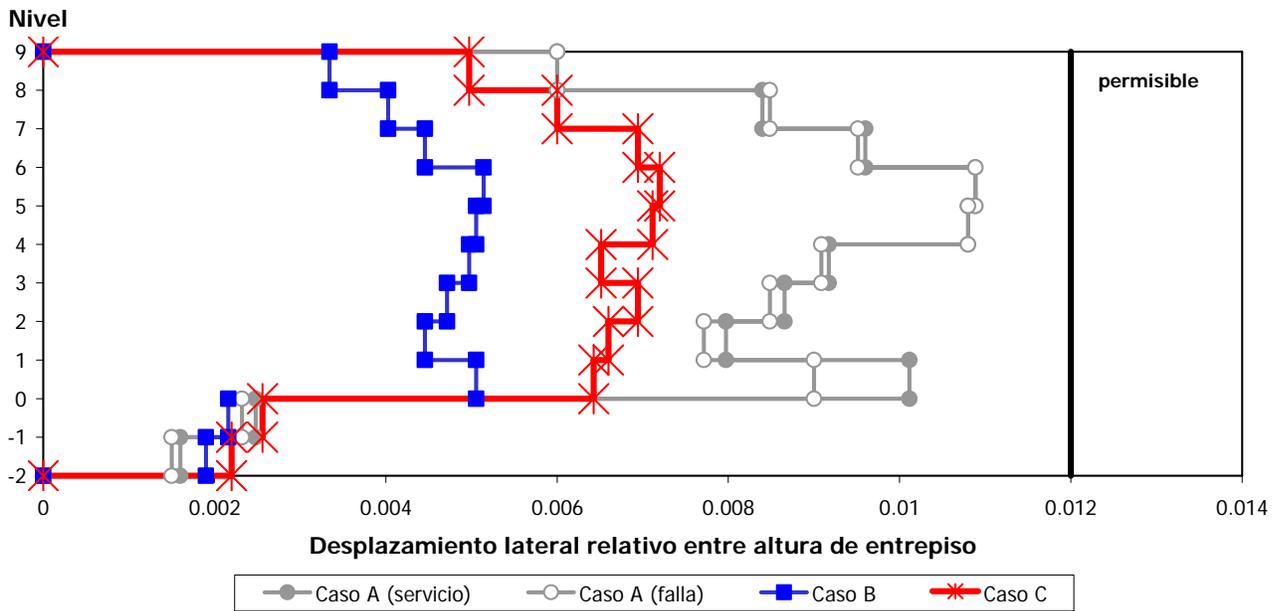


Fig 3.29.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección Y, modelo 9 niveles, casos A, B y C

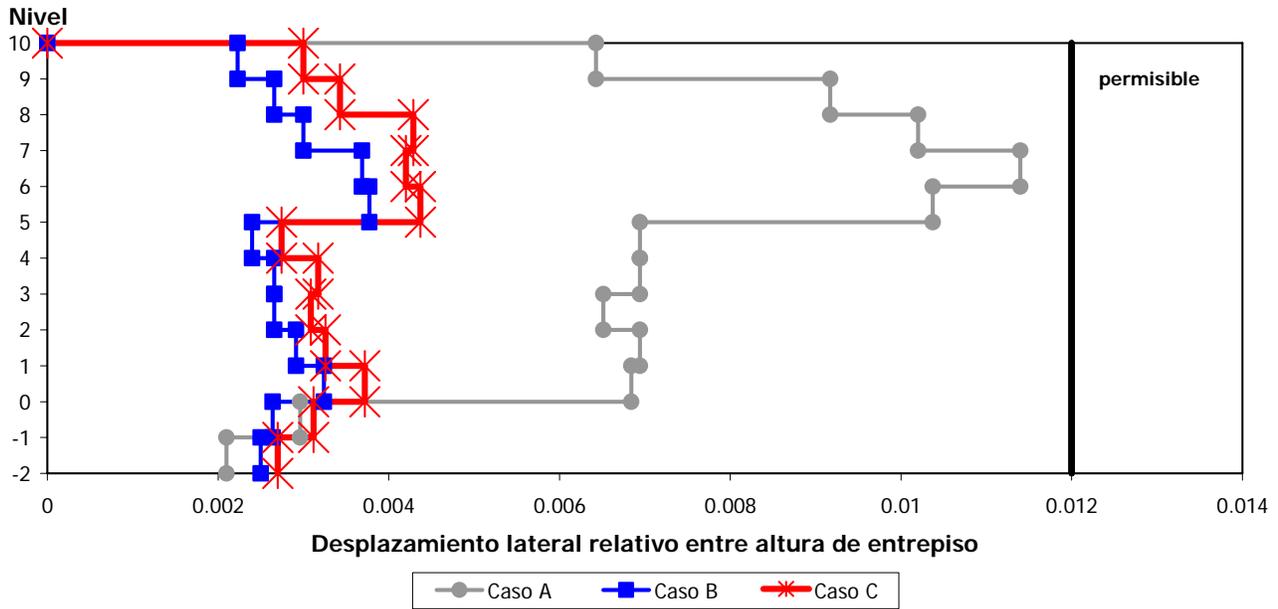


Fig 3.30.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección X, modelo 10 niveles, casos A, B y C

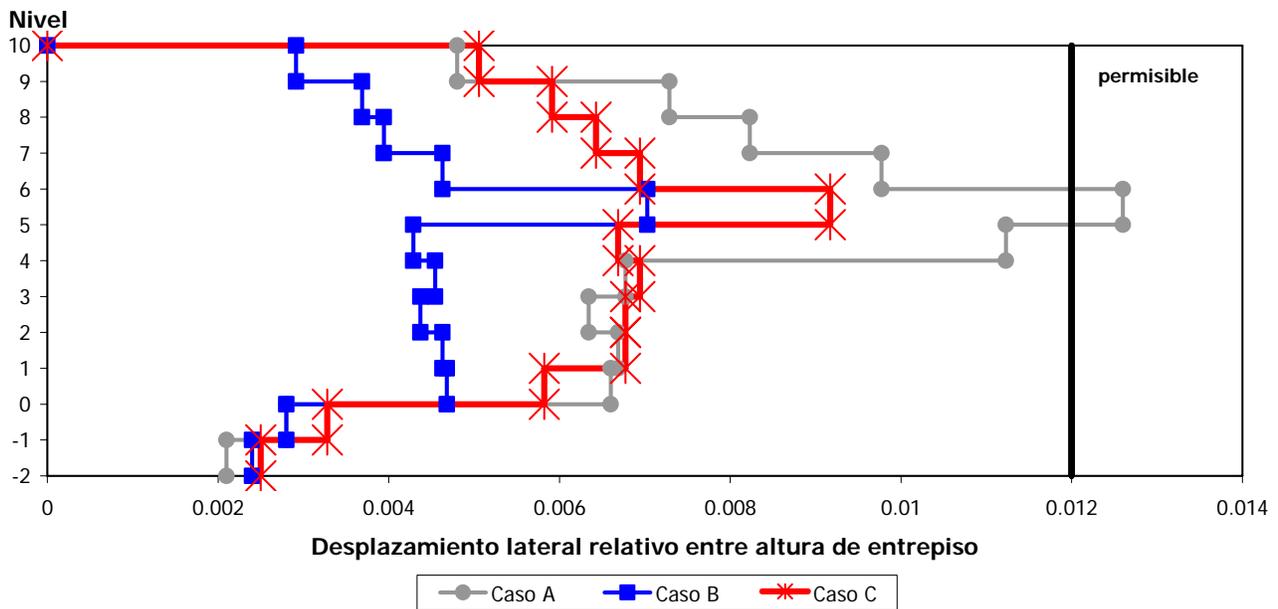


Fig 3.31.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección Y, modelo 10 niveles, casos A, B y C

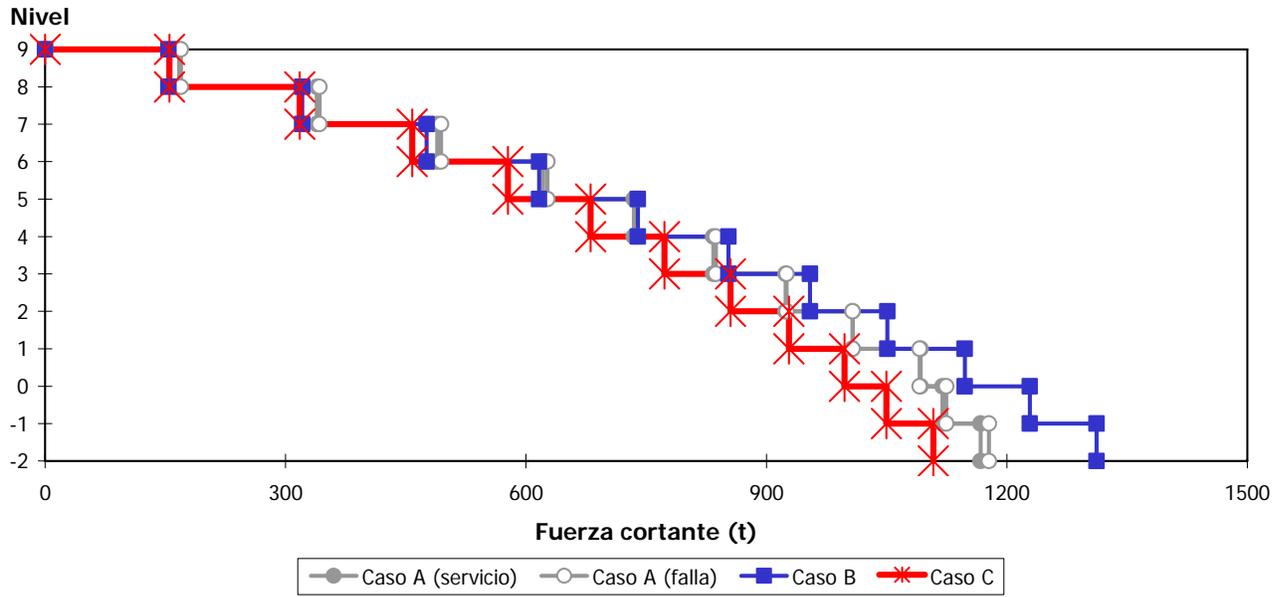


Fig 3.32.- Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección X, modelo 9 niveles, casos A, B y C

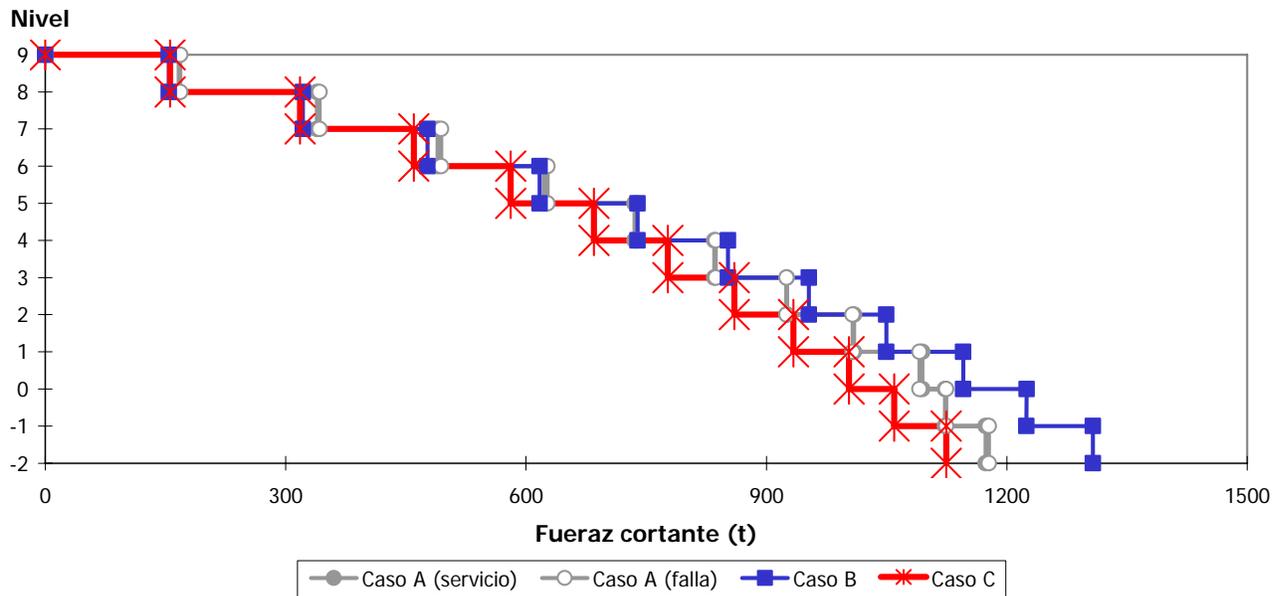


Fig 3.33.- Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección Y, modelo 9 niveles, casos A, B y C

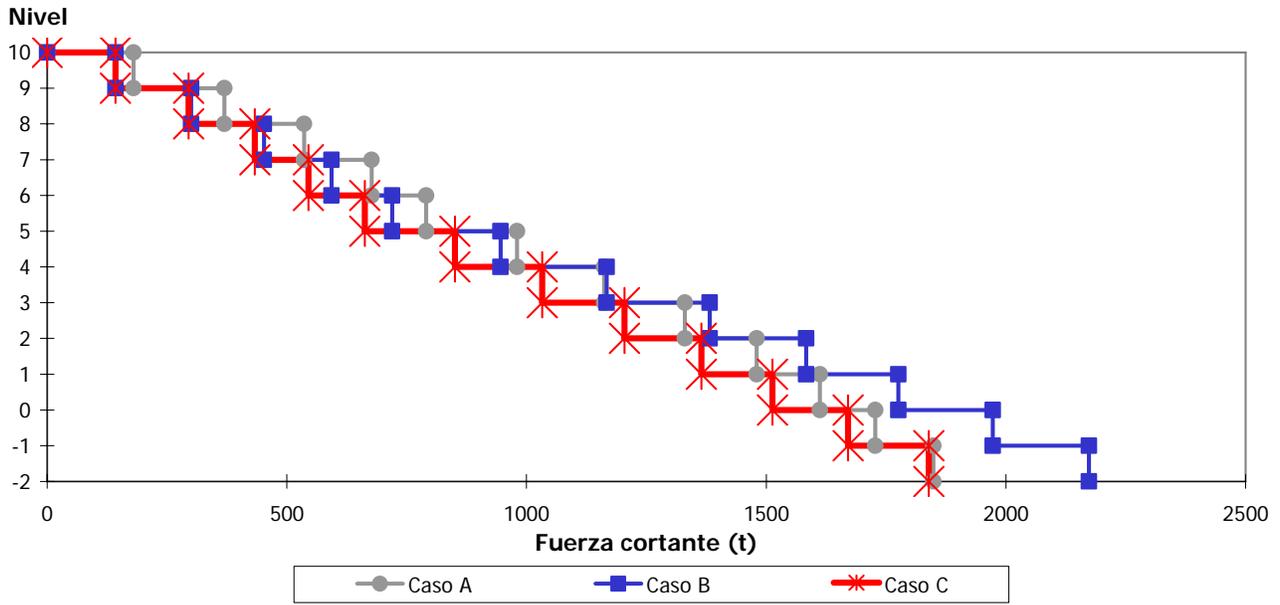


Fig 3.34.- Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección X, modelo 10 niveles, casos A, B y C

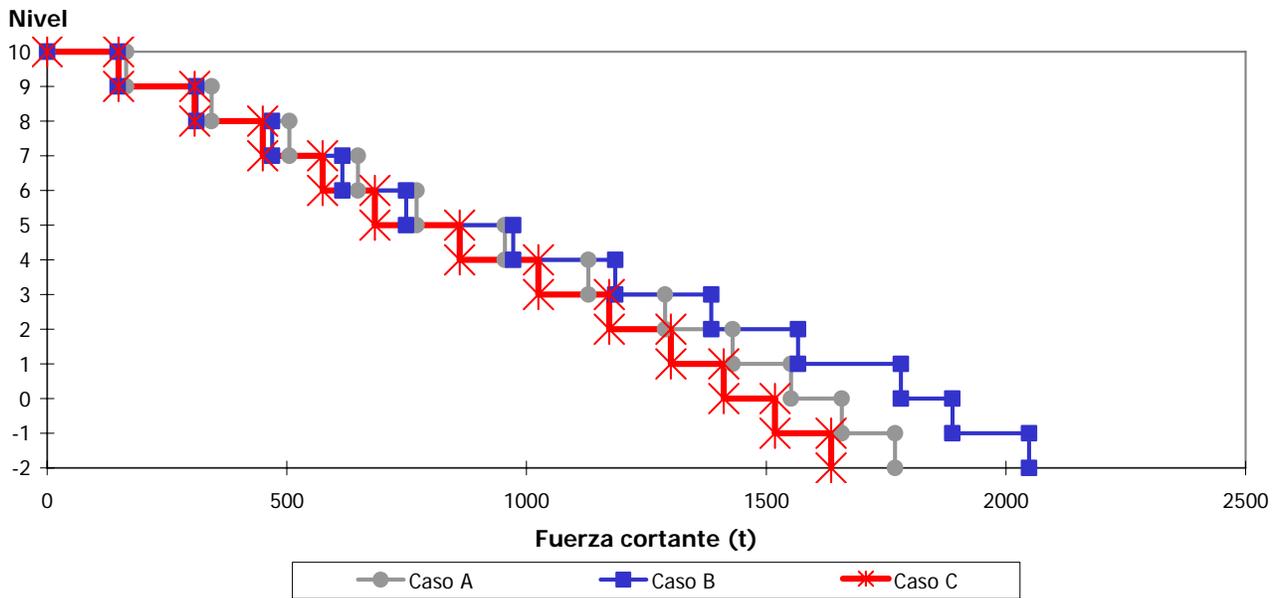


Fig 3.35.- Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección Y, modelo 10 niveles, casos A, B y C

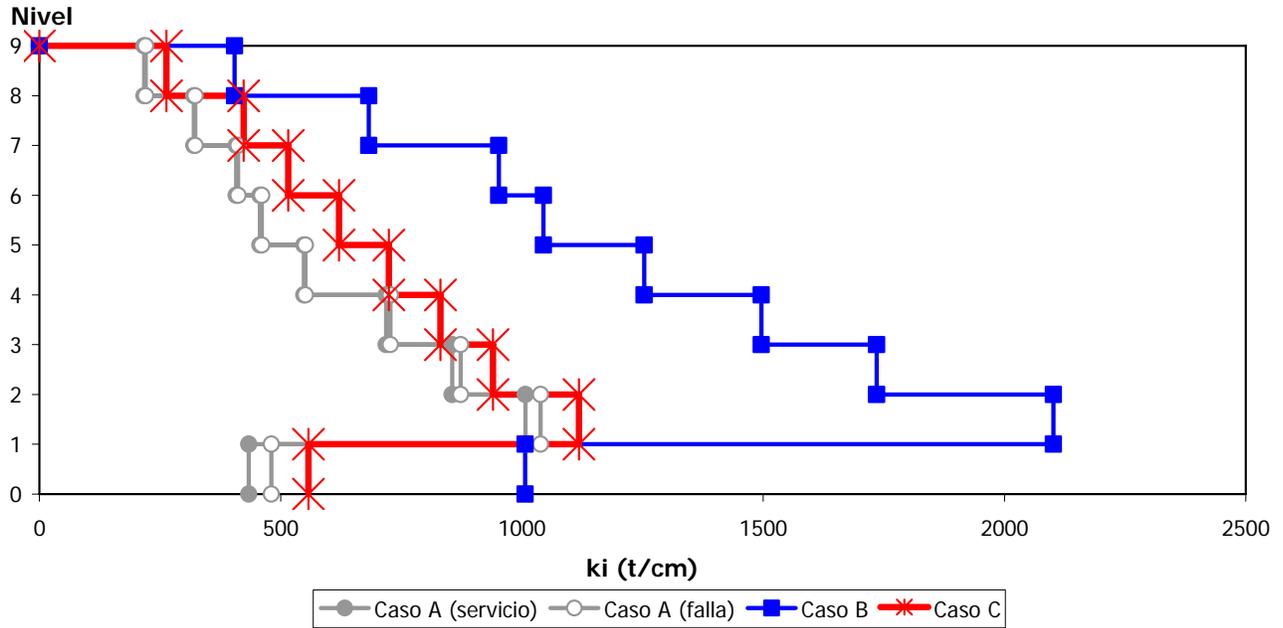


Fig 3.36.- Rigidez lateral de entropiso de la dirección X, modelo 9 niveles, casos A, B y C

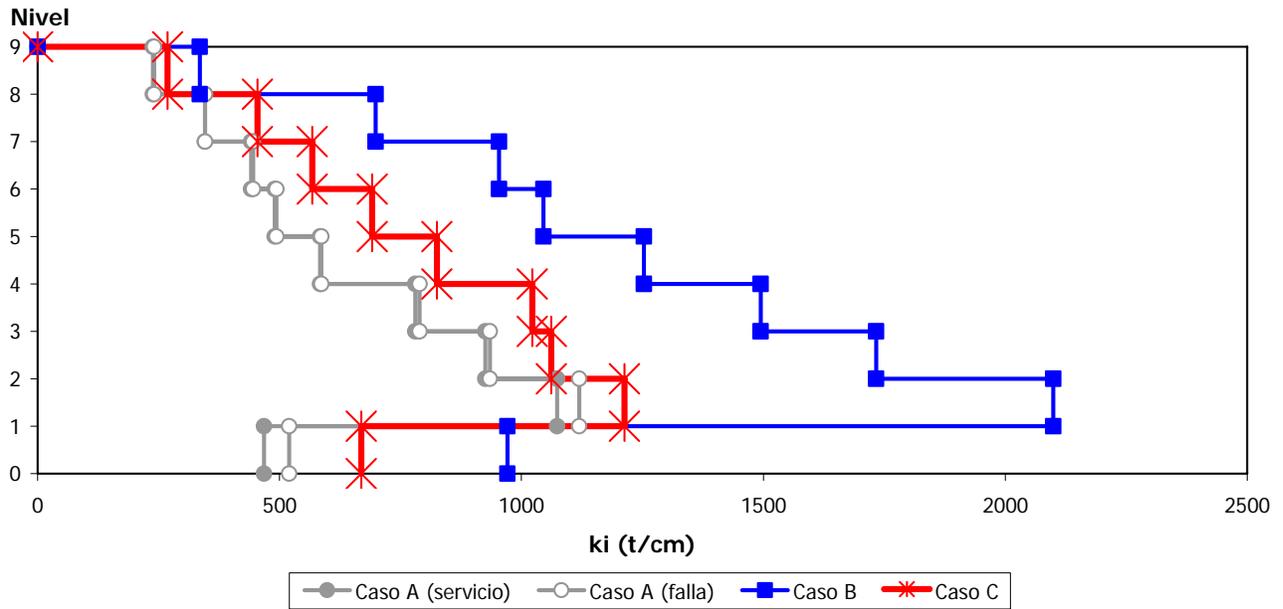


Fig 3.37.- Rigidez lateral de entropiso de la dirección Y, modelo 9 niveles, casos A, B y C

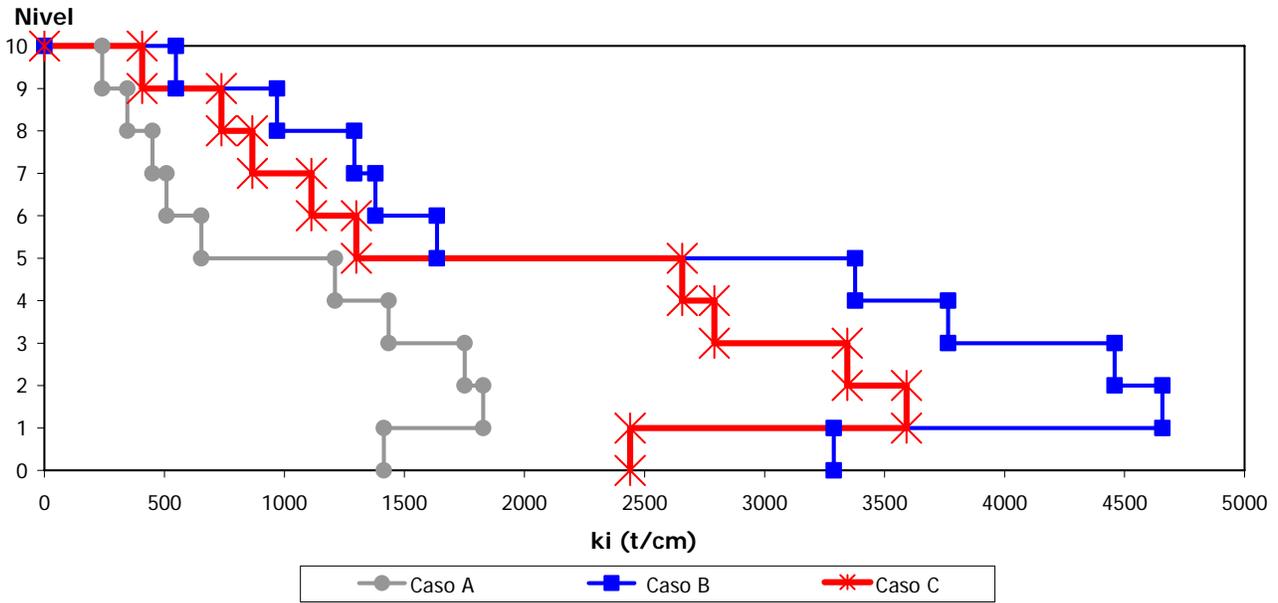


Fig 3.38.- Rigidez lateral de entrepiso de la dirección X, modelo 10 niveles, casos A, B y C

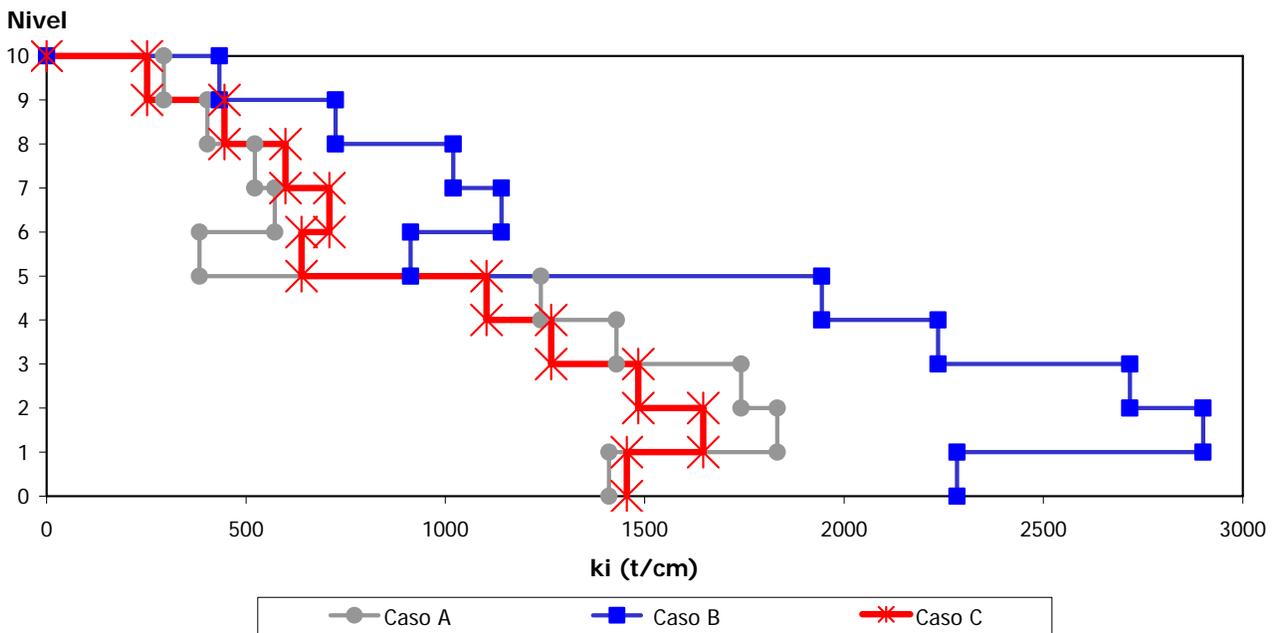


Fig 3.39.- Rigidez lateral de entrepiso de la dirección Y, modelo 10 niveles, casos A, B y C

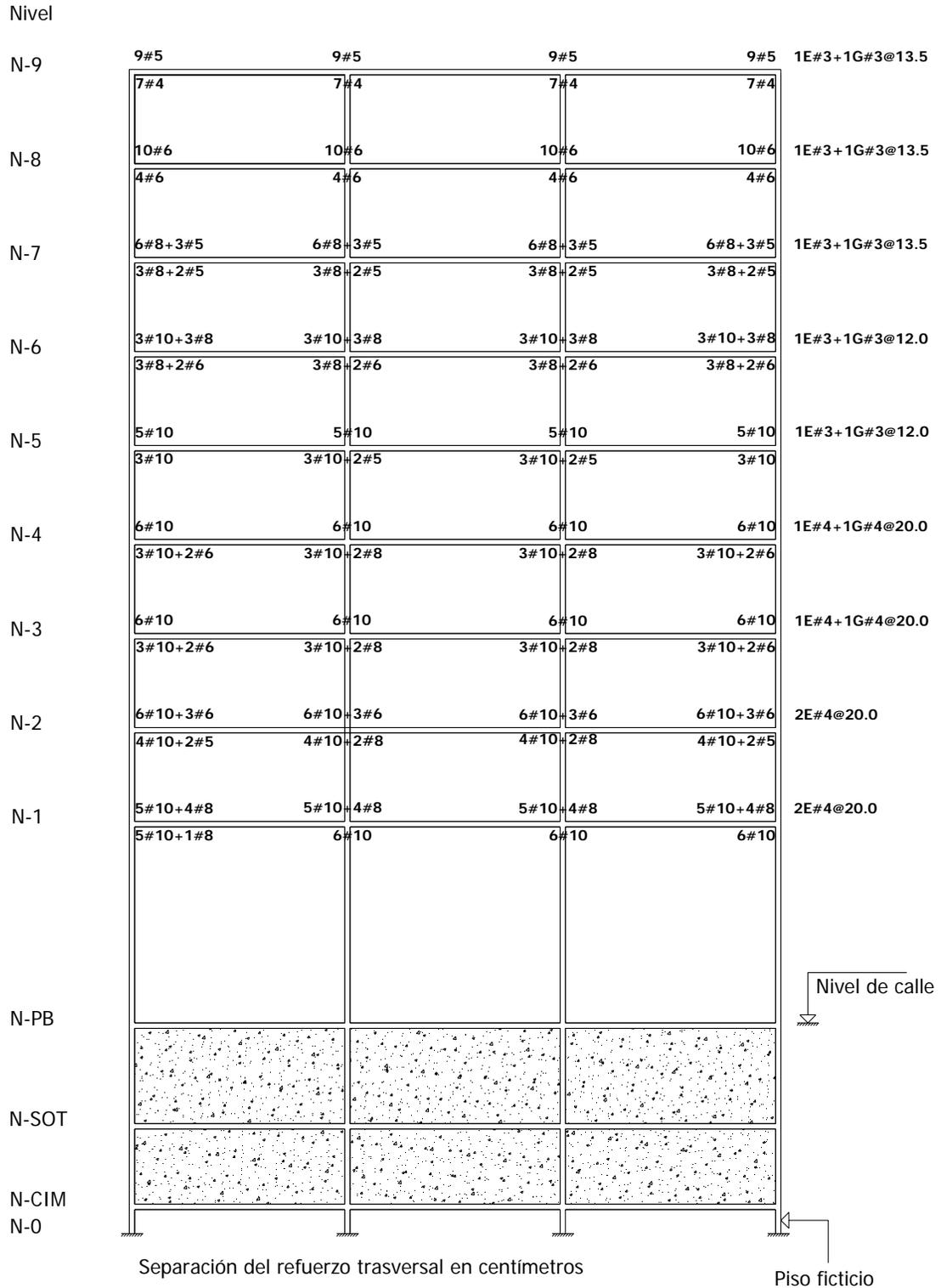


Fig 3.40.- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal necesarias en los extremos de las vigas del eje A del modelo de 9 niveles, casos A y B

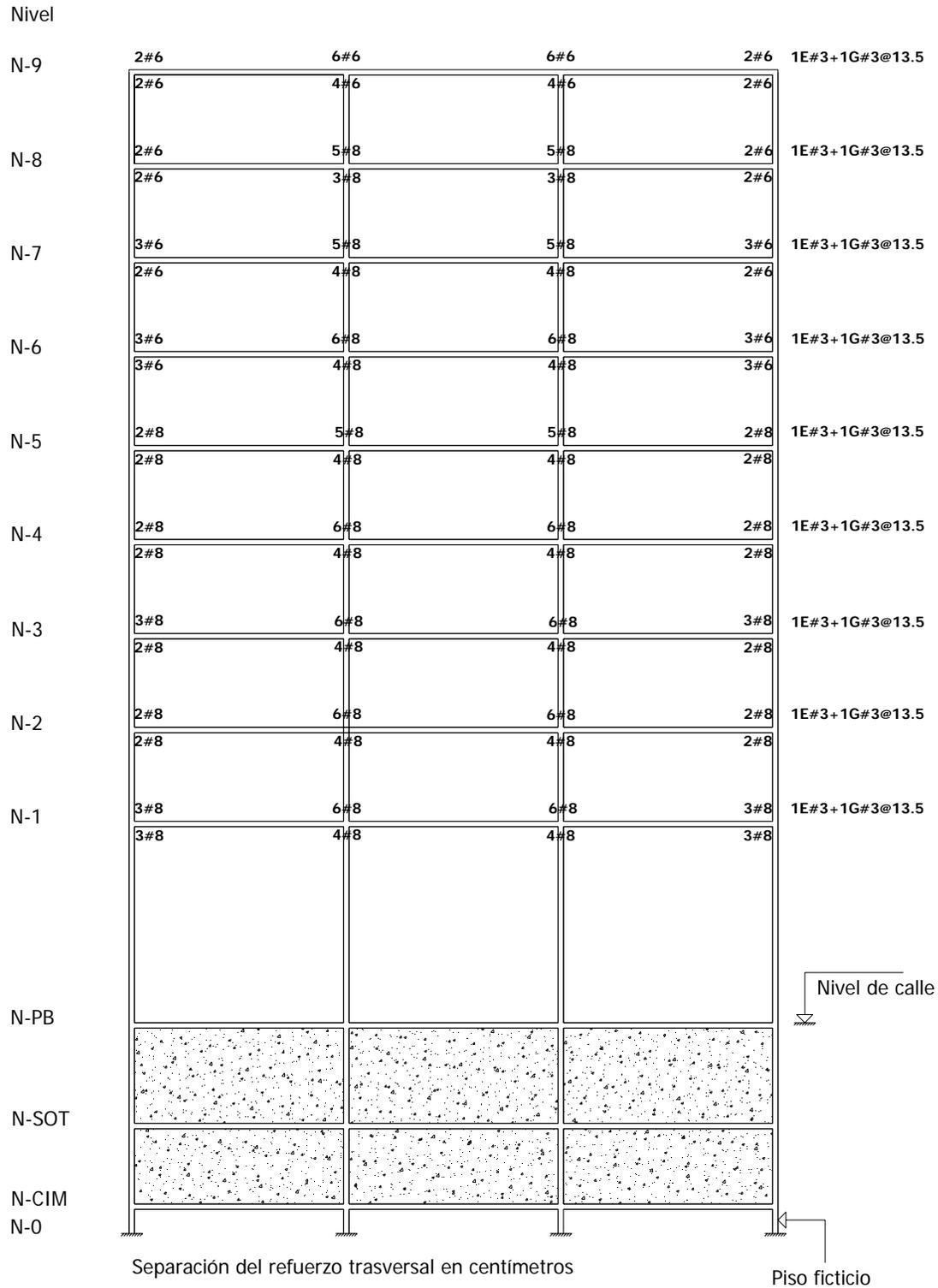


Fig 3.41.- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal necesarias en las vigas del eje C del modelo de 9 niveles, casos A y B

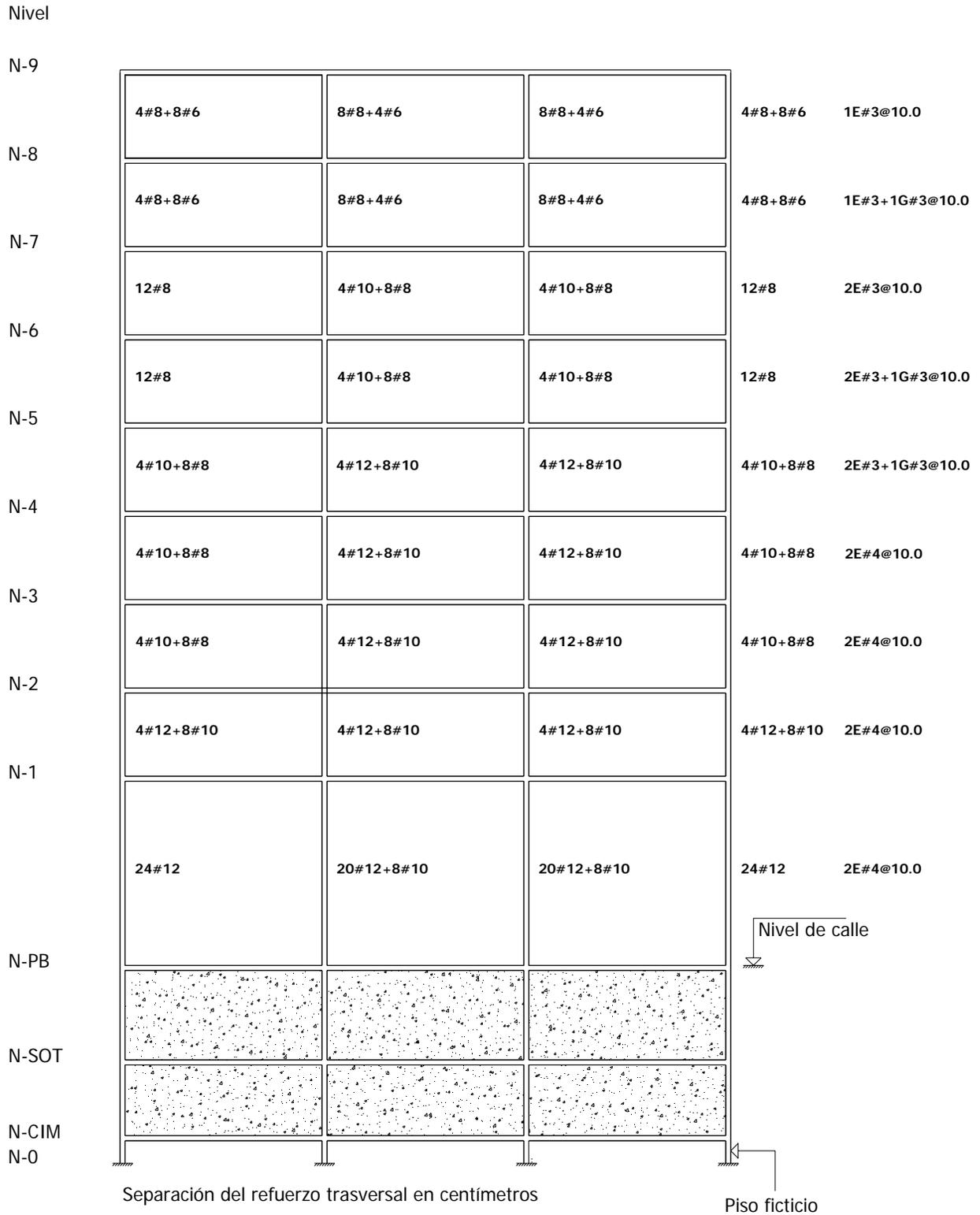


Fig 3.42.- Áreas de acero longitudinal y transversal necesarias en las columnas del eje A del modelo de 9 niveles, casos A y B

# Capítulo 3

Nivel

N-9

6#6+4#5	12#10	12#10	6#6+4#5	1E#3+1G#3@10.0
---------	-------	-------	---------	----------------

N-8

6#6+4#5	12#10	12#10	6#6+4#5	1E#3+1G#3@10.0
---------	-------	-------	---------	----------------

N-7

6#6+4#5	12#10	12#10	6#6+4#5	1E#3+1G#3@10.0
---------	-------	-------	---------	----------------

N-6

6#6+4#5	12#10	12#10	6#6+4#5	1E#3+1G#3@10.0
---------	-------	-------	---------	----------------

N-5

6#6+4#5	12#10	12#10	6#6+4#5	1E#3+1G#3@10.0
---------	-------	-------	---------	----------------

N-4

8#8+8#6	12#10	12#10	8#8+8#6	1E#3+1G#3@10.0
---------	-------	-------	---------	----------------

N-3

8#8+8#6	12#10	12#10	8#8+8#6	1E#3+1G#3@10.0
---------	-------	-------	---------	----------------

N-2

20#10	12#12+4#10	12#12+4#10	20#10	1E#3+1G#3@10.0
-------	------------	------------	-------	----------------

N-1

20#10	12#12+4#10	12#12+4#10	20#10	1E#3+1G#3@10.0
-------	------------	------------	-------	----------------

N-PB

--	--	--	--	--

N-SOT

--	--	--	--	--

N-CIM

N-0

--	--	--	--	--

Separación del refuerzo trasversal en centímetros

Nivel de calle

Piso ficticio

Fig 3.43.- Áreas de acero longitudinal y transversal necesarias en las columnas del eje C del modelo de 9 niveles, casos A y B

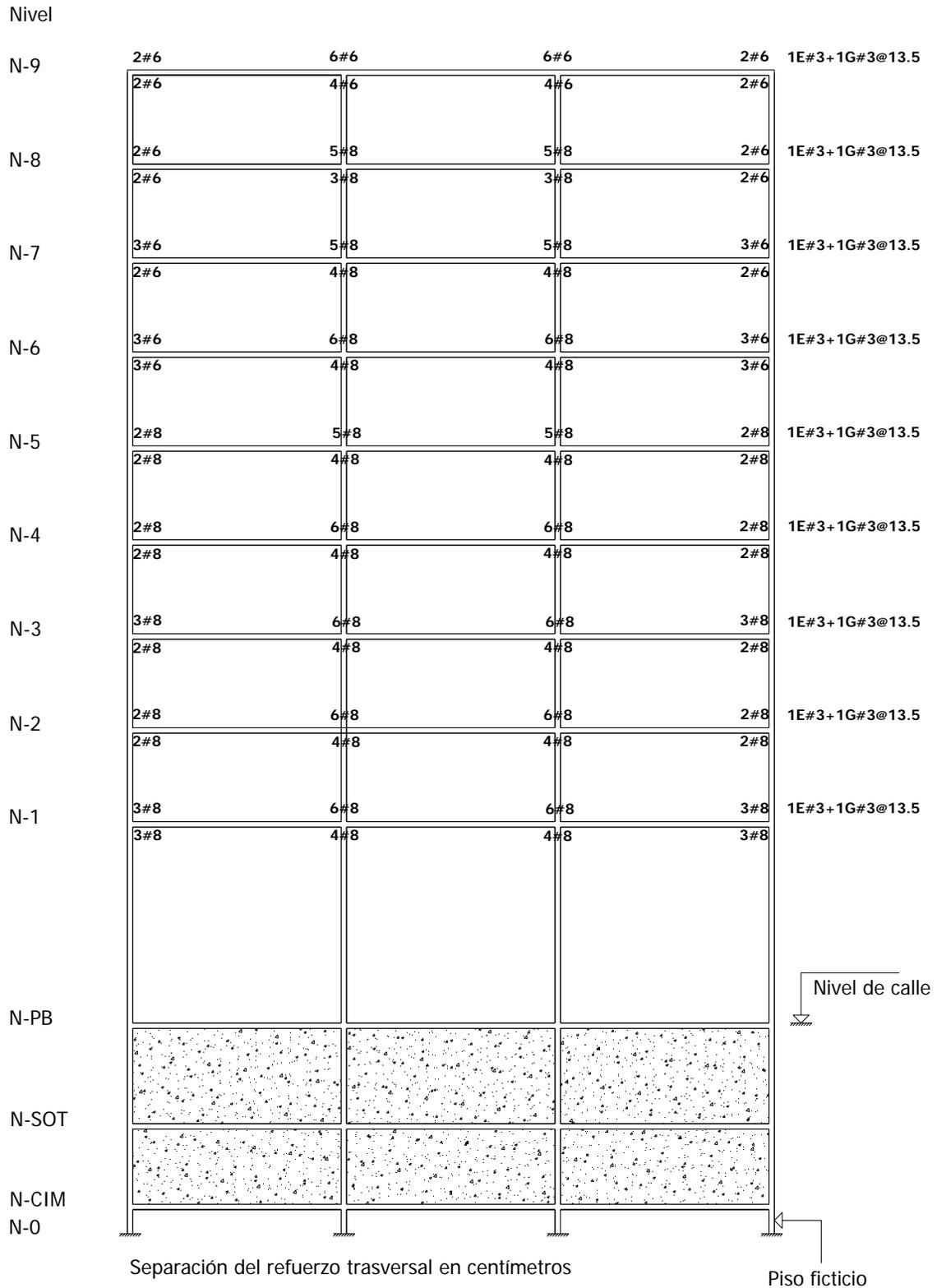


Fig 3.44.- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal necesarias en los extremos de las vigas del eje A del modelo de 9 niveles, caso C

# Capítulo 3

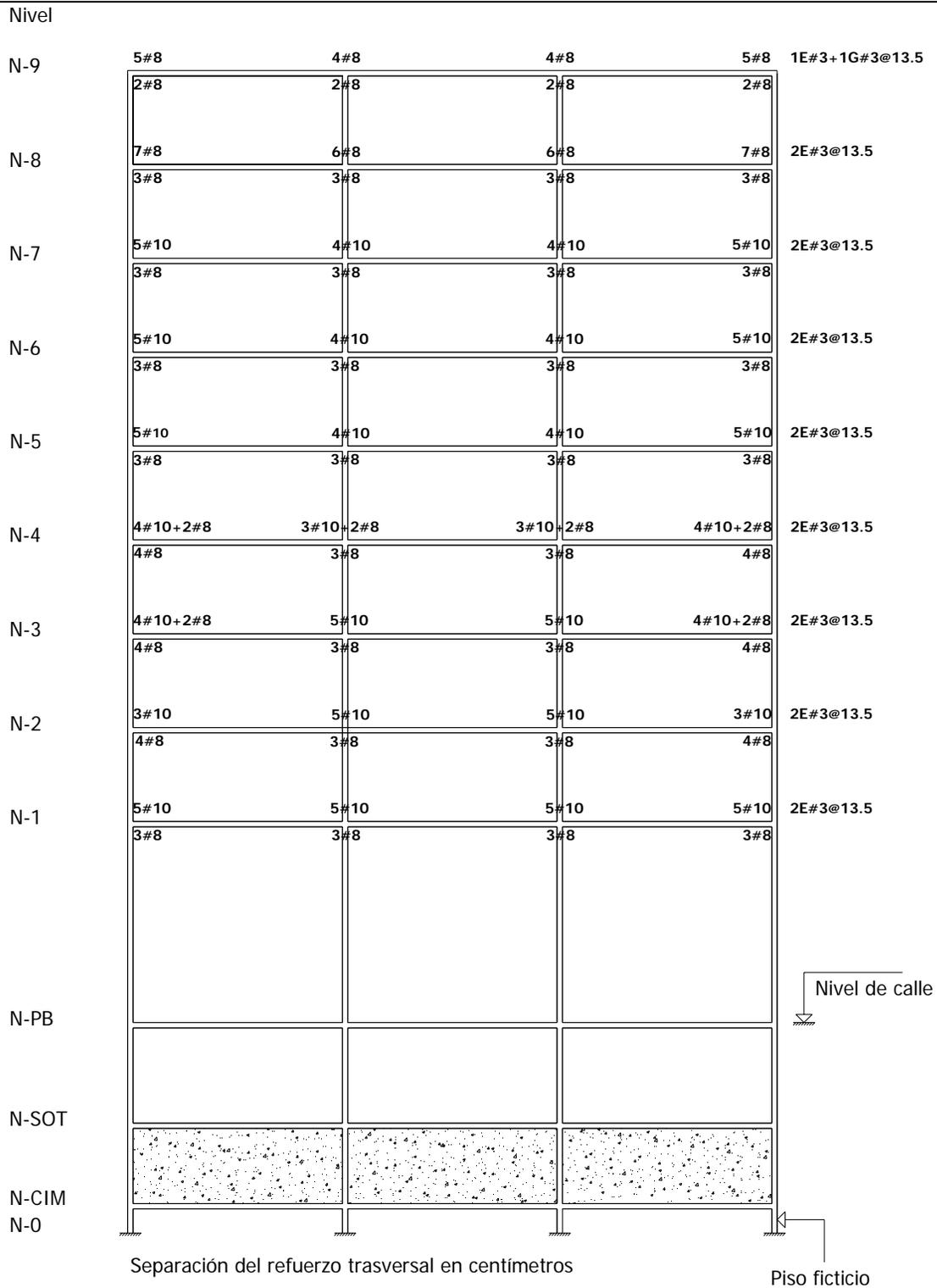


Fig 3.45.- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal necesarias en los extremos de las vigas del eje C del modelo de 9 niveles, caso C

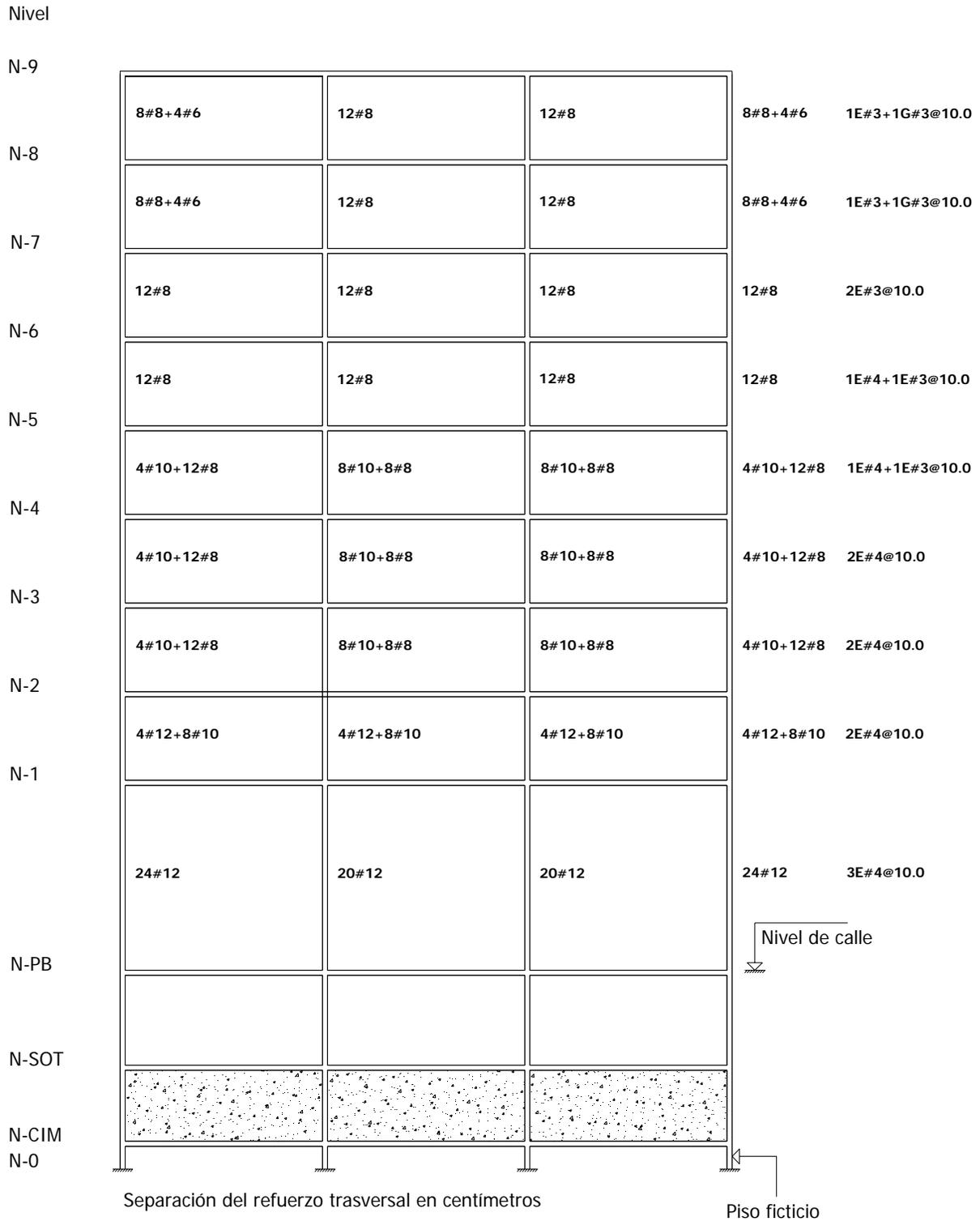


Fig 3.46.- Áreas de acero longitudinal y transversal necesarias en las columnas del eje A del modelo de 9 niveles, caso C

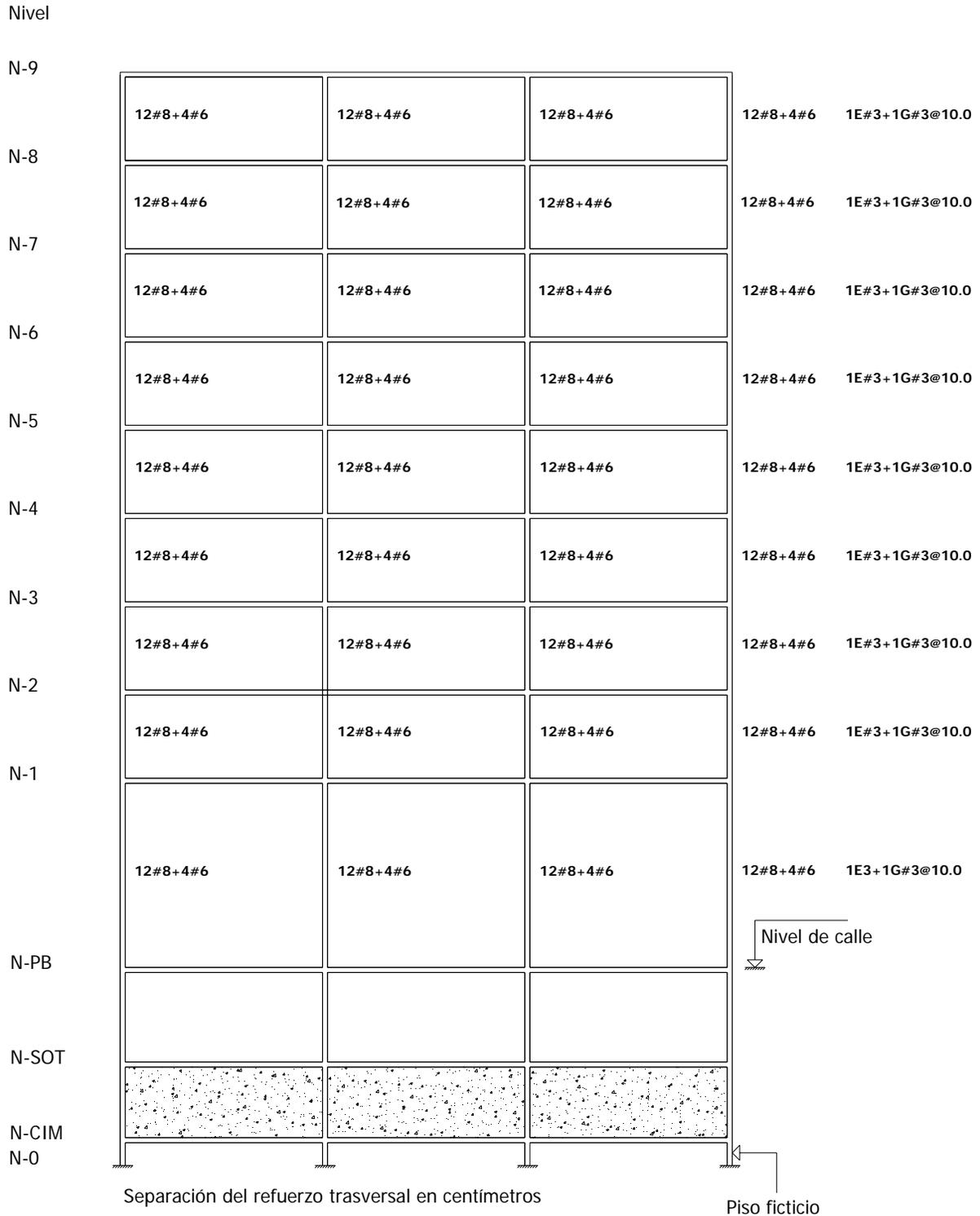


Fig 3.47.- Áreas de acero longitudinal y transversal necesarias en las columnas del eje C del modelo de 9 niveles, caso C

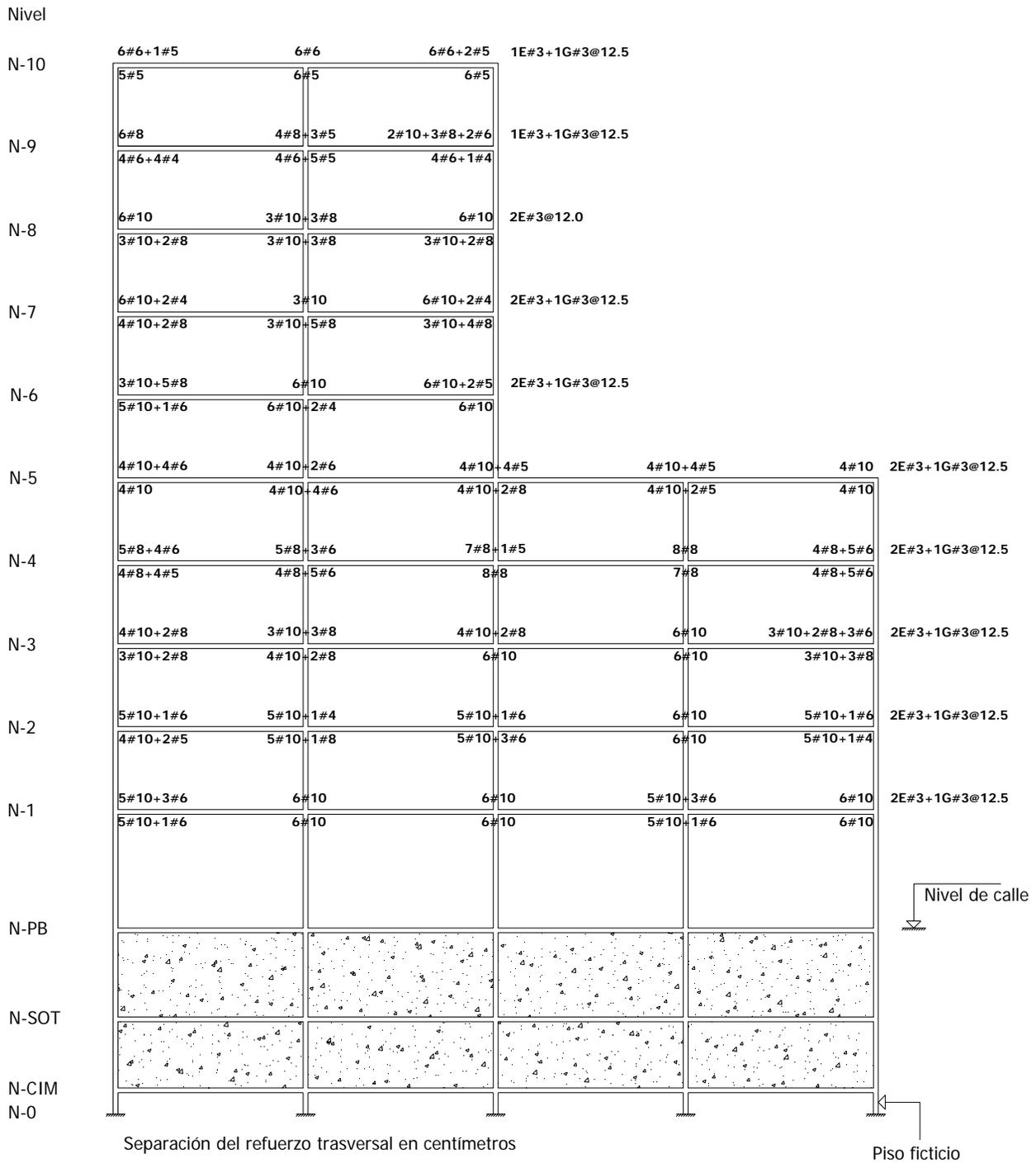


Fig 3.48.- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal necesarias en los extremos de las vigas del eje A del modelo de 10 niveles, casos A y B

# Capítulo 3

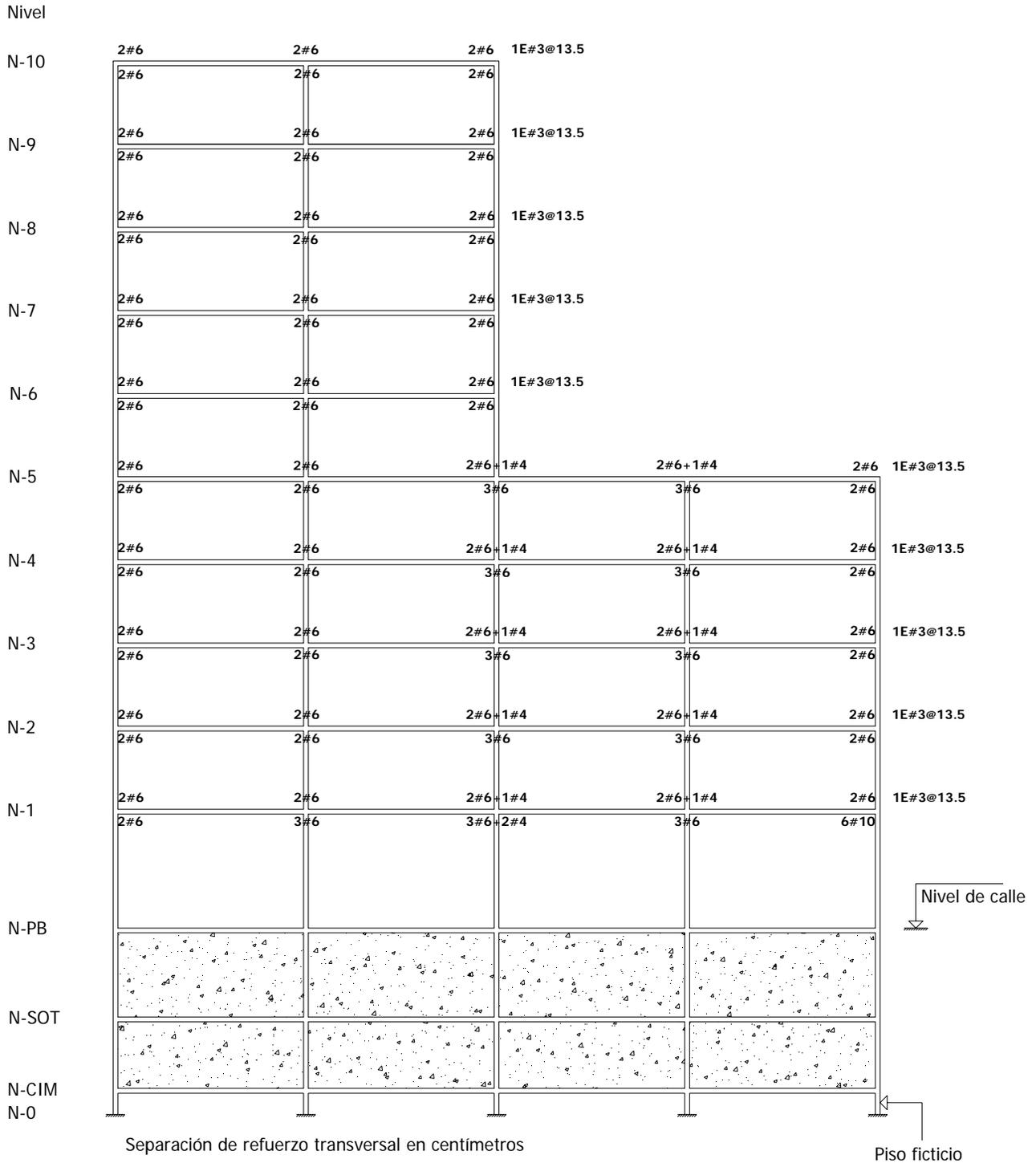


Fig 3.49.- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal necesarias en los extremos de las vigas del eje C del modelo de 10 niveles, casos A y B

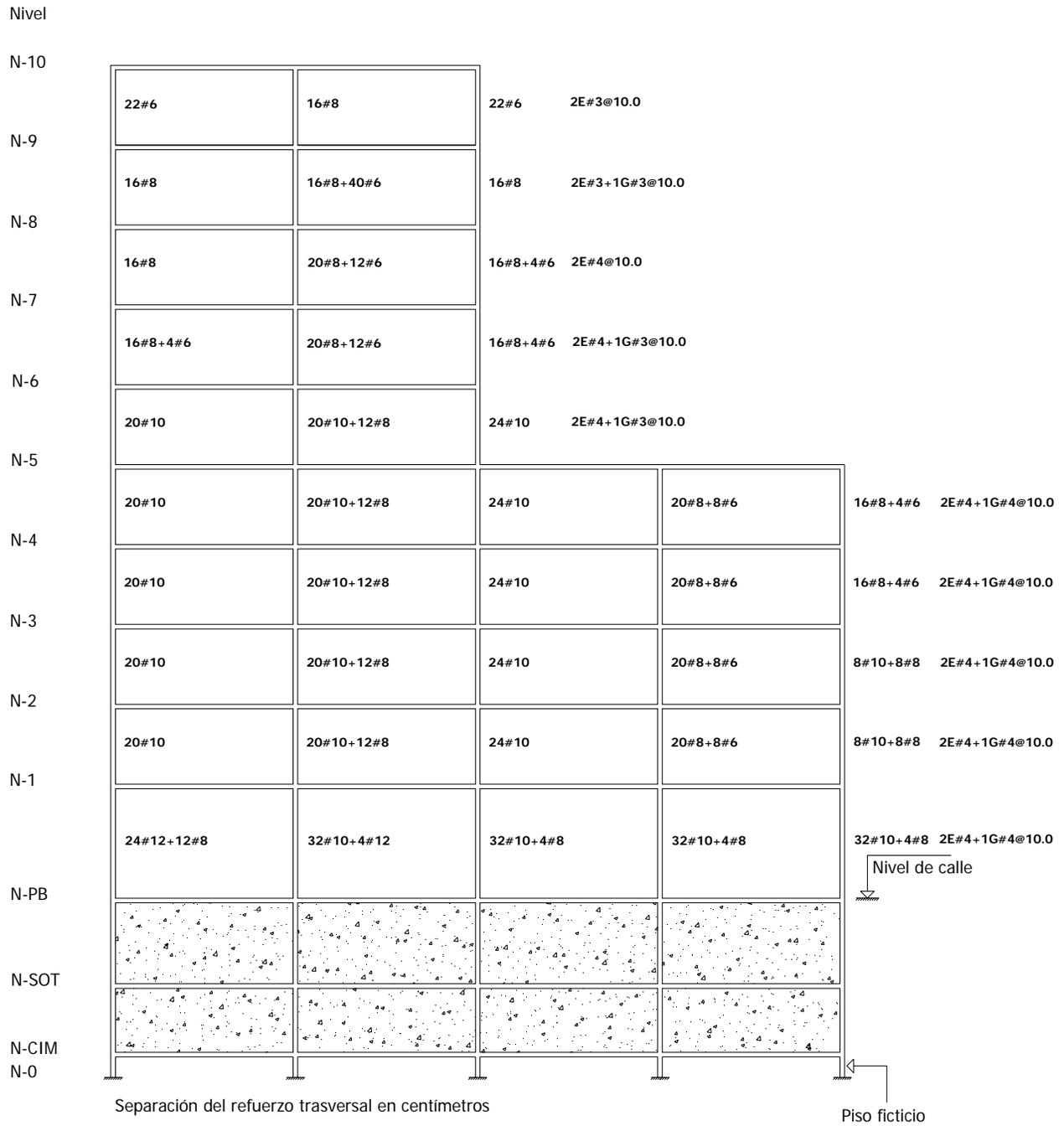


Fig 3.50.- Áreas de acero longitudinal y transversal necesarias en las columnas del eje A del modelo de 10 niveles, casos A y B

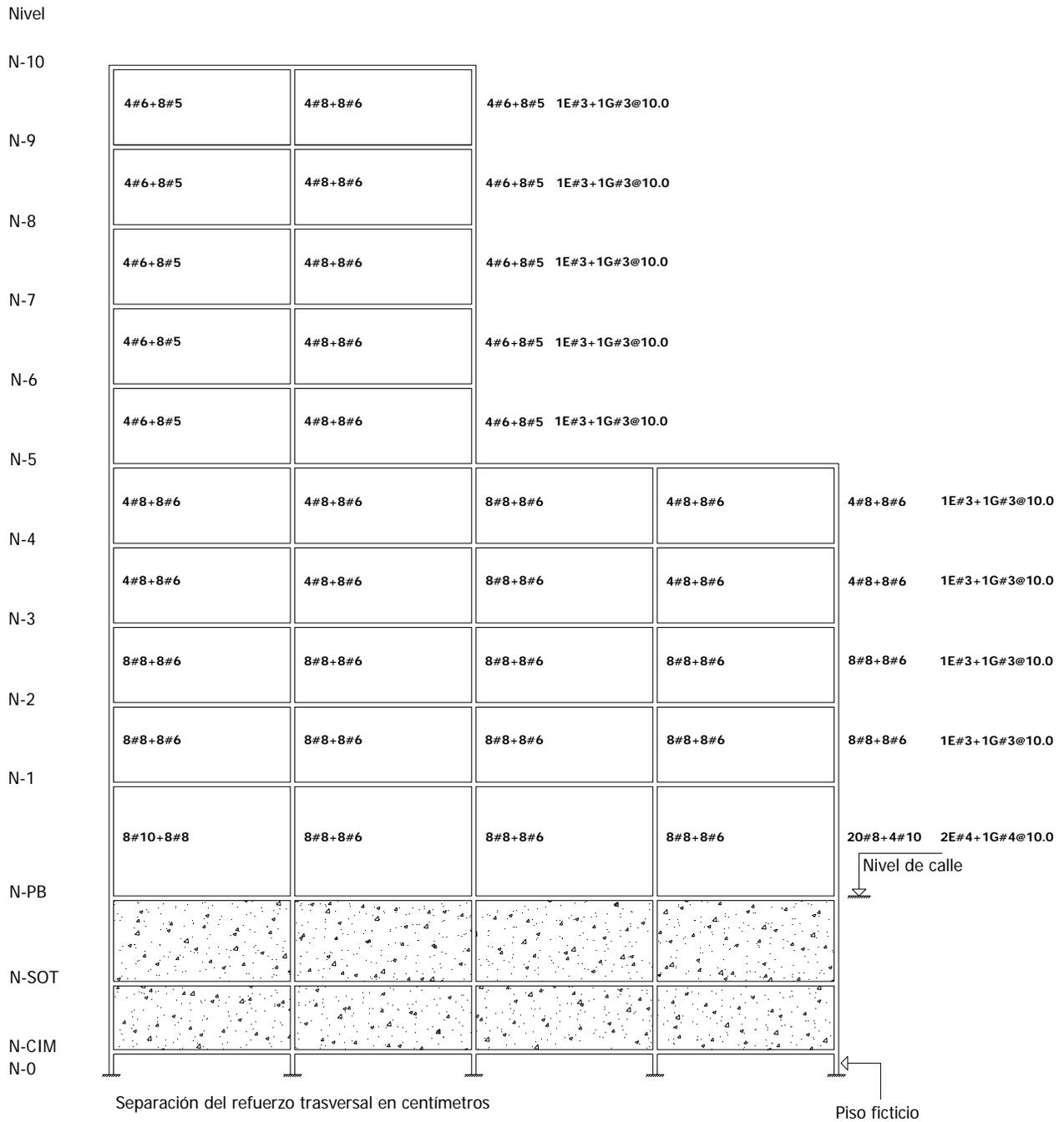


Fig 3.51.- Áreas de acero longitudinal y transversal necesarias en las columnas del eje C del modelo de 10 niveles, casos A y B

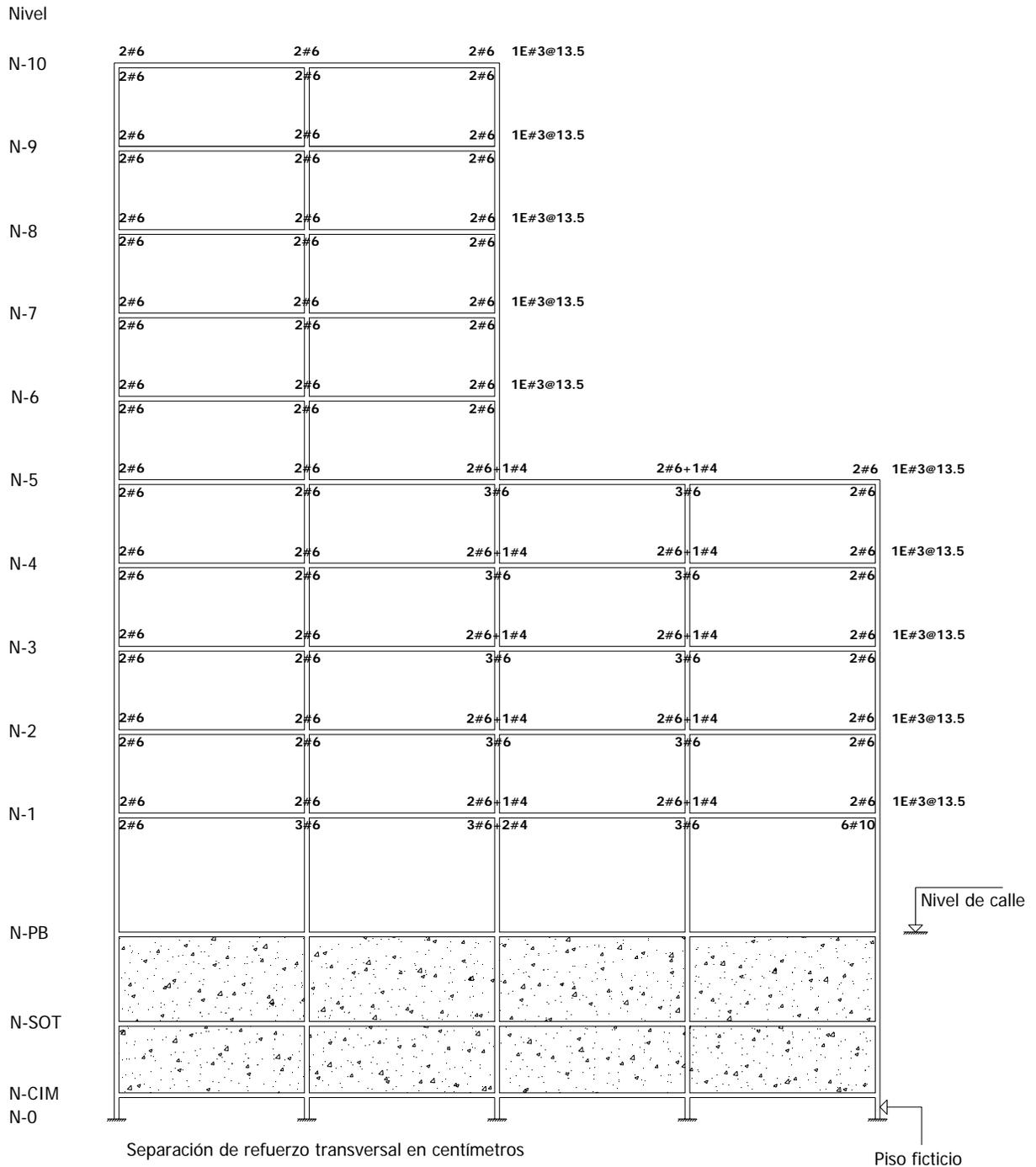


Fig 3.52.- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal necesarias en los extremos de las vigas del eje A del modelo de 10 niveles, caso C

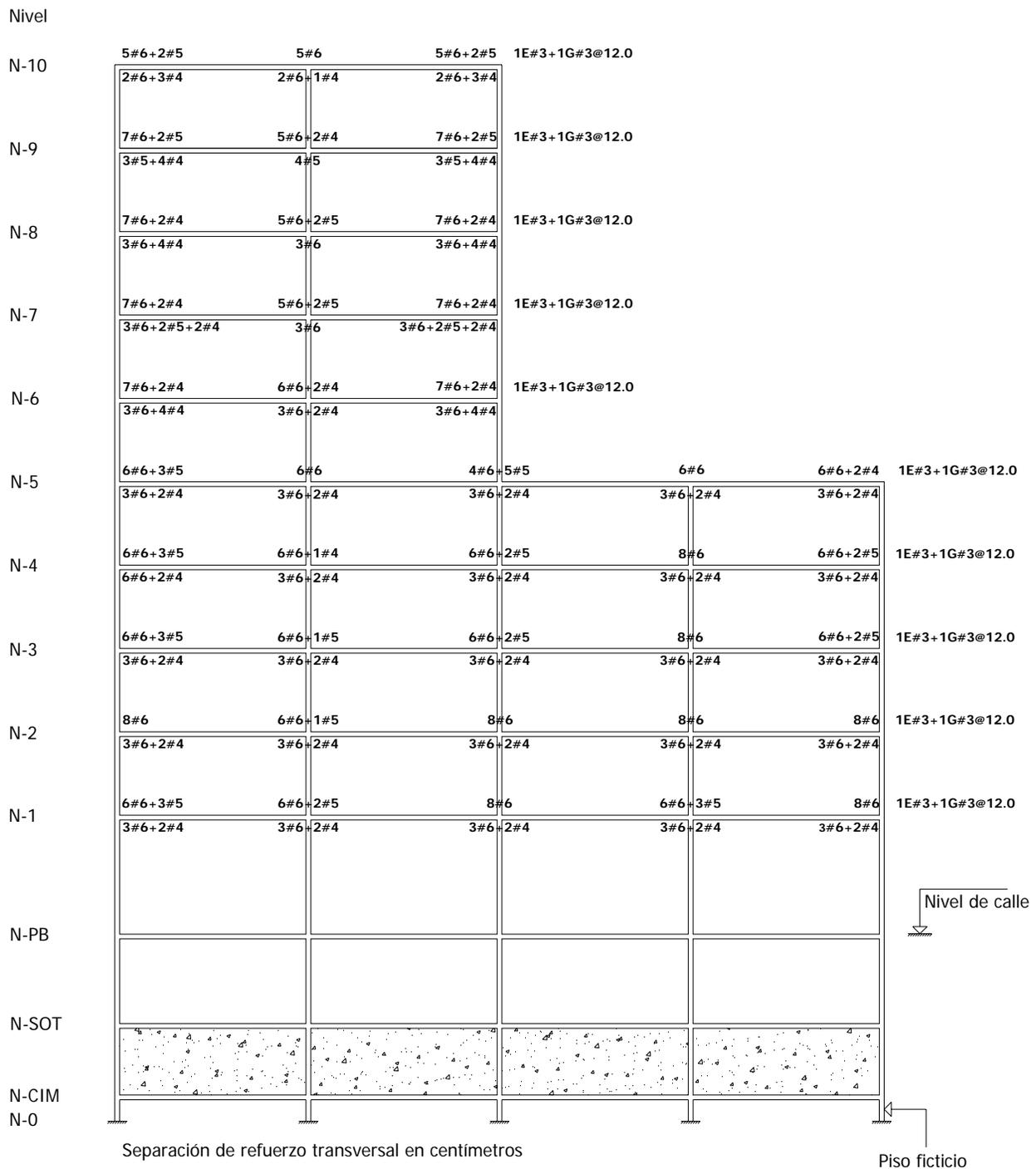


Fig 3.53.- Áreas de refuerzo longitudinal y transversal necesarias en los extremos de las vigas del eje C del modelo de 10 niveles, caso C

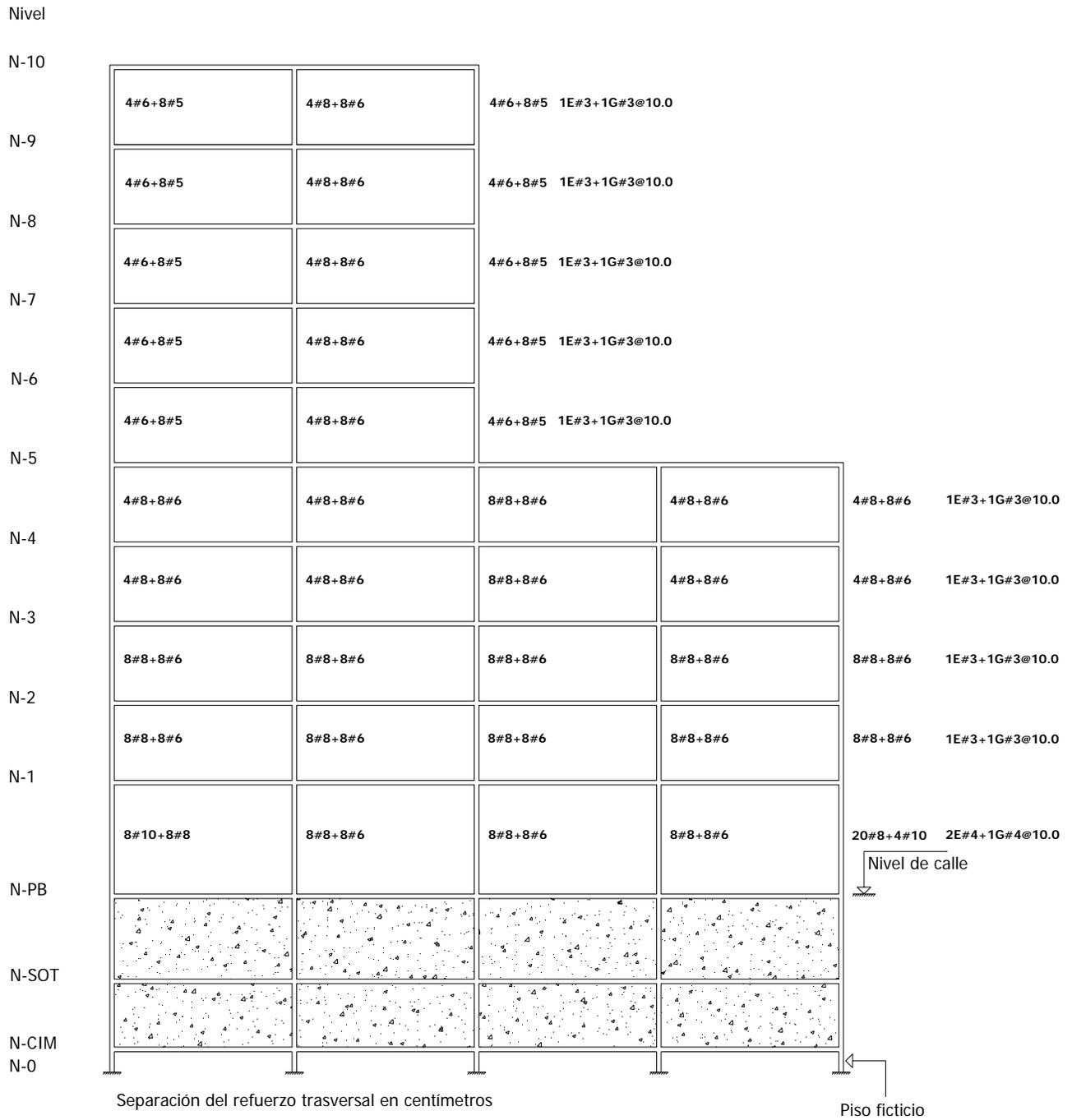


Fig 3.54.- Áreas de acero longitudinal y transversal necesarias en las columnas del eje A del modelo de 10 niveles, caso C

# Capítulo 3

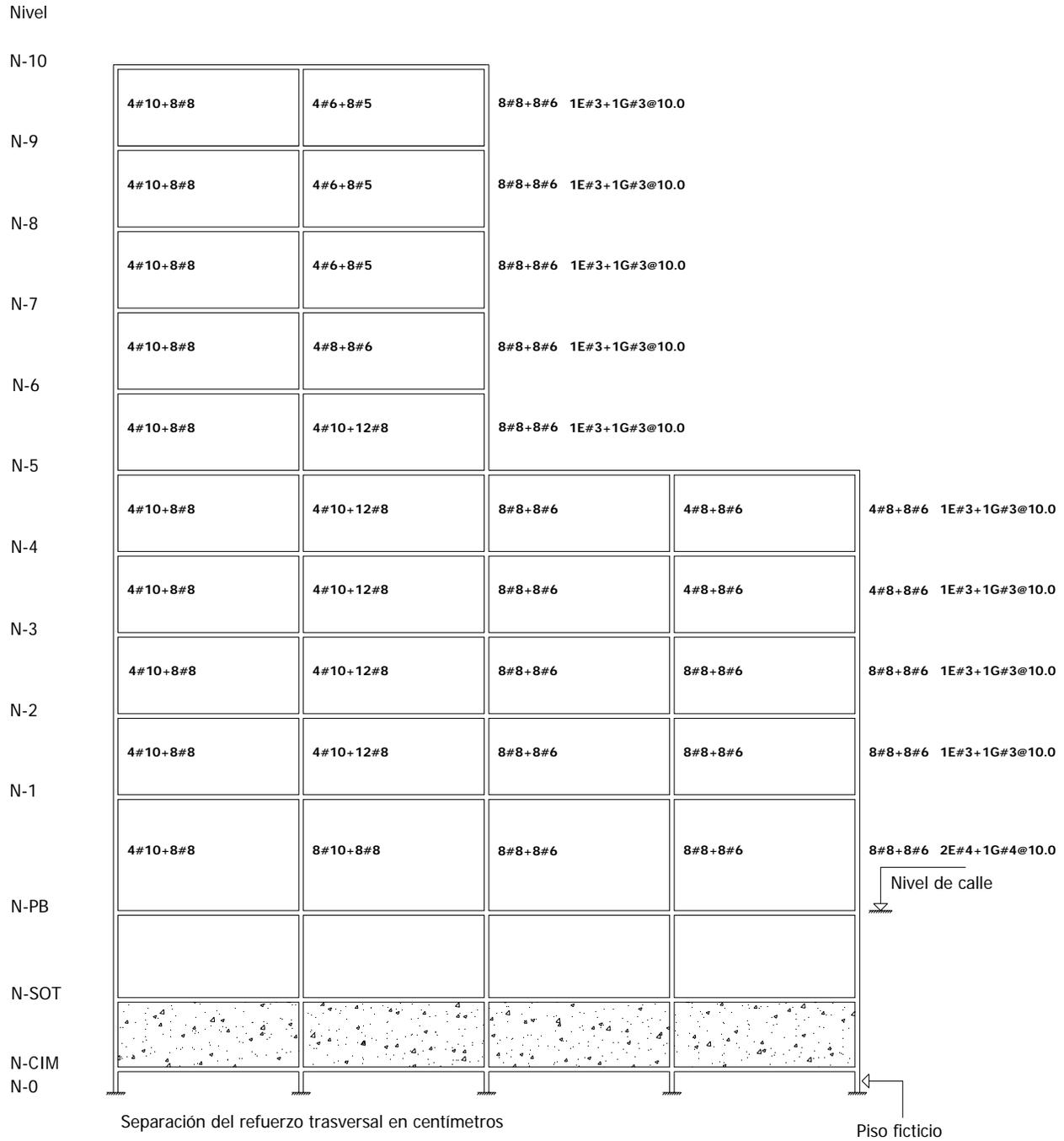


Fig 3.55.- Áreas de acero longitudinal y transversal necesarias en las columnas del eje C del modelo de 10 niveles, caso C

### 4.- CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS SIN DISIPADORES DE ENERGÍA

#### 4.1 Antecedentes

Actualmente el diseño sísmico de una estructura se efectúa considerando que su comportamiento es elástico-lineal; sin embargo, los reglamentos modernos aceptan que se utilice un espectro elástico, reducido por un cierto factor, con lo que se asume que se va a desarrollar una ductilidad; el uso de este método es aceptado sólo para fines de diseño. Sin embargo, si se quiere conocer el comportamiento “real” de la estructura ante los efectos de un sismo, es necesario hacer un análisis dinámico inelástico en la historia del tiempo, considerando como excitación los acelerogramas de sismos representativos del sitio de interés; el método de análisis inelástico más utilizado, es el análisis paso a paso mediante la integración directa de las ecuaciones de equilibrio. Existen otros tipos de análisis no-lineales aproximados, como el conocido por PUSH-OVER; se trata de un análisis estático ante cargas laterales monotónicamente crecientes.

En la actualidad existen varios programas de cómputo para realizar los análisis inelásticos; para este trabajo se utilizó el DRAIN-2DX. Es posiblemente el que más se emplea en el área de investigación; considera a las estructuras como bidimensionales.

## Capítulo 4

---

En este capítulo se presentan las respuestas sísmicas inelásticas paso a paso de las estructuras de los edificios de 9 y 10 niveles (ambos sin disipadores de energía) ante la acción del registro de aceleraciones SCT, componente E-W, del sismo 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México.

Se analizaron los ejes A y C, representativos del comportamiento de dichos edificios en la dirección X. A fin de que los marcos analizados representaran la respuesta tridimensional, se calibró para que los tres primeros periodos de vibración, los desplazamientos laterales dinámicos y la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso de cada marco por separado, correspondieran con los resultados de la estructura global y con los del eje respectivo del edificio tridimensional. La masa asociada a cada marco se determinó de manera que, para una rigidez dada, se conservara el periodo del edificio en la dirección del eje seleccionado. Los análisis estructurales de los marcos de los ejes A y C incluyeron las respectivas cargas muertas y vivas, así como las cargas que llegan a las columnas debido al efecto del marco perpendicular de la dirección del eje de interés. Se consideraron los efectos de segundo orden (P- $\Delta$ ).

### 4.1.1 Características generales del programa DRAIN-2DX

Con la ayuda del DRAIN-2DX, la estructura se idealiza como un sistema plano de elementos discretos y se analiza por el método directo de las rigideces, considerando los desplazamientos y giros de los nudos como incógnitas. Cada nudo tiene un total de tres grados de libertad.

La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, de modo que la matriz de masas resulta diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de aceleraciones en el tiempo. Pueden aplicarse cargas estáticas previamente a las cargas dinámicas, pero no se permite la fluencia bajo la acción de las primeras.

Las leyes de histéresis con que se simula el comportamiento no-lineal de los diferentes elementos estructurales pueden ser: elasto-plástico, bilineal y con degradación de rigidez (modelo Takeda).

Los elementos estructurales pueden ser: viga, viga-columna, armadura, conexión semirígida y paneles. En este trabajo las columnas se modelaron como elementos viga-columna, en las que se permite

tomar en cuenta la reducción de la resistencia a la flexión ante la acción de las cargas axiales; la resistencia de estos miembros se define como una superficie de fluencia en que se hace interactuar la flexión y la carga axial, como se muestra en la fig 4.1. Durante el análisis, cualquier combinación de momento flexionante y carga axial (M-P) que incide dentro de la curva del diagrama de interacción, significa comportamiento elástico; si el punto (M-P) de la respuesta se encuentra sobre o fuera de la curva, significa que se ha formado una articulación plástica. Cuando en un paso determinado la combinación (M-P) cae fuera del diagrama, en el siguiente paso se corrige mediante un momento que obligue al equilibrio. Los efectos de segundo orden se incluyen modificando la rigidez elástica de las columnas, en función de las fuerzas axiales originadas por las cargas gravitacionales.

Para las vigas se usó el elemento “viga”, que tiene las mismas características que el miembro “viga-columna”, excepto porque no incluye la influencia de la carga axial; su superficie de fluencia queda definida por las resistencias a la flexión positiva y negativa de cada extremo (ver fig 4.2).

Las articulaciones plásticas sólo se pueden formar en los extremos de los elementos viga-columna y viga, definidos como tales; se presenta una rótula plástica cuando el momento flexionante en la componente elasto-plástica alcanza su momento de fluencia o cuando alguna combinación momento flexionante – carga axial llegue a la superficie de interacción previamente definida. Si por alguna razón, se cree que se pueden formar articulaciones plásticas en zonas intermedias, además de los extremos de los elementos, es necesario discretizar de forma más refinada el modelo, colocando nudos intermedios.

El amortiguamiento viscoso disponible en la estructura se toma en cuenta asumiendo que la matriz de amortiguamiento está formada por la suma de una parte que es proporcional a la matriz de masas  $\alpha[M]$  y otra a las rigideces iniciales  $\beta_0(K_i)$  (ver fig 4.3); el criterio anterior es el propuesto por Rayleigh, a saber:

$$[C] = \alpha[M] + \beta_0 [K_i]$$

$\alpha$  y  $\beta_0$  son factores de proporcionalidad, M y  $K_i$ , las matrices de masas y rigidez elástica generalizadas del sistema respectivo; los valores de  $\alpha$  y  $\beta_0$  son

$$\alpha = \frac{4\pi\lambda}{T_1 + T_2}$$

$$\beta_0 = \frac{T_1 T_2 \lambda}{\pi(T_1 + T_2)}$$

Donde  $\lambda$  es el porcentaje de amortiguamiento crítico, correspondiente al primero ( $T_1$ ) y segundo ( $T_2$ ) modo de vibración, supuesto igual para ambos. En el presente trabajo se empleó un valor de amortiguamiento viscoso de 5% del crítico, congruente con estructuras de concreto reforzado. El incremento de tiempo para la integración de las ecuaciones del movimiento se tomó igual a 0.02 segundos, igual al intervalo de digitalización de la señal utilizada del registro SCT-EW, 1985.

### 4.1.2 Características de las estructuras analizadas

Las figs 4.4 y 4.5 muestran los modelos de los marcos de los ejes A y C del edificio de 9 niveles, y las figs 4.6 y 4.7 presentan, también, los modelos de los marcos de los ejes A y C, pero del edificio de 10 niveles. Dichas figuras son para los casos A, B y C.

El registro de aceleraciones utilizado fue el de la estación SCT, componente E-W, sismo del 19 de septiembre de 1985 (fig 4.8).

Las tablas 4.1 a 4.16 tienen las características principales de las resistencias de las vigas, columnas y diagonales, a utilizar en los análisis dinámicos paso a paso. Dichas resistencias se calcularon sin afectar por el factor de reducción por resistencia ( $F_R = 1.0$ ); fueron determinadas, en el caso de vigas y columnas de concreto reforzado, con base en los armados presentados en el capítulo anterior, después de haber diseñado de acuerdo con las especificaciones de las NTC-Concreto del RCDF-04.

Las figs 4.9 a 4.18 y 4.19 a 4.28 describen en elevación los tipos de resistencias definidas para las vigas, columnas y diagonales de los edificios de 9 y 10 niveles, respectivamente, casos A, B y C; los números de estas figuras están asociados a los datos de las tablas 4.1 a 4.16.

## 4.2 Respuestas dinámicas inelásticas

Para garantizar que los ejes estructurales empleados en los análisis dinámicos paso a paso reproduzcan adecuadamente la respuesta del edificio en la dirección X, se efectuaron diversas pruebas de calibración; se calcularon con el DRAIN-2DX los periodos de vibración, desplazamientos horizontales, y elementos mecánicos en vigas, columnas y diagonales, ante las condiciones de cargas verticales y fuerzas sísmicas estáticas, y todos estos resultados se compararon con sus homólogos, después de analizar la estructura tridimensional con el ETABS; estas comparaciones fueron congruentes entre sí.

Después de haber hecho todas las calibraciones necesarias, según se describió anteriormente, se procedió a hacer los análisis dinámicos en la historia del tiempo; en éstos se incluyen los efectos de las cargas muertas y vivas, así como las cargas que inciden en las columnas debido al efecto del marco perpendicular. Se realizaron los análisis sísmicos paso a paso considerando los comportamientos:

- **Elástico.-** Se asignan valores muy grandes de resistencia a todos los elementos estructurales de cada modelo, para obligar a que el comportamiento sea elástico ante cualquier magnitud de sollicitación.
  
- **Inelástico.-** Se asignan los valores de las resistencias finitas de los elementos estructurales, asumiendo comportamiento histerético elasto-plástico bilineal, con pendiente del 3 por ciento en vigas, 1.5 por ciento en columnas y 5 por ciento en los contraventeos de acero (casos B y C); dichos valores fueron tomados con base en otros estudios. Las resistencias fueron determinadas a partir de los resultados de los armados determinados del diseño estructural, según se explicó anteriormente; se incluyen las resistencias ante los momentos flexionantes positivos y negativos en vigas, las combinaciones momento flexionante-carga axial en columnas, y las resistencias en tensión y en compresión de los contraventeos metálicos (casos B y C). En vigas y columnas se revisan también los efectos de las fuerzas cortantes contra las resistencias proporcionadas con el refuerzo transversal, según la etapa del diseño; la comparación de la resistencia disponible ante la fuerza cortante actuante se hace para verificar que los modos de falla calculados son del tipo dúctil, con la presencia de articulaciones plásticas; esto es, que no se presentarán fallas de tipo frágil por falta de resistencia al cortante.

Las respuestas dinámicas inelásticas paso a paso que se presentan son:

- Desplazamientos horizontales máximos
- Historias de desplazamientos de azotea
- Demandas máximas de ductilidad global
- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
- Historia de coeficientes sísmicos
- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea
- Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas, columnas y diagonales tipo contra las resistencias proporcionadas
- Demandas de ductilidad local
- Distribuciones globales de rótulas plásticas
- Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

### 4.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos de azotea

Las figs 4.29 a 4.40 muestran las envolventes de los desplazamientos laterales de los ejes en estudio (A y C) de los modelos de 9 y 10 niveles, casos A, B y C. Se comparan los resultados elásticos e inelásticos paso a paso con los de diseño del análisis modal espectral.

Los desplazamientos laterales máximos de los ejes A y C del modelo de 9 niveles, casos A, B y C, presentaron un poco más de comportamiento no-lineal. Las respuestas de diseño tienden a ser ligeramente mayores que los elásticos e inelásticos; si acaso, para el caso A dichas diferencias son más pequeñas.

Las respuestas de diseño de los ejes A y C del edificio de 10 niveles del caso A son superiores, en general, que las respuestas elásticas e inelásticas, las cuales tienden a ser similares entre sí, lo que hace pensar que en ambos ejes se tiene un comportamiento inelástico muy ligero. Las respuestas de los ejes A y C de los casos B y C muestran un comportamiento no-lineal prácticamente nulo.

Las figs 4.41 a 4.46 comparan las historias de los desplazamientos laterales de azotea de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos de los ejes de interés del modelo de 9 niveles, casos A, B y C. De manera similar, las figs 4.47 a 4.52 hacen lo mismo, pero para el modelo de 10 niveles.

#### 4.2.2 Demandas máximas de ductilidad global, $\mu_G$

La tabla 4.17 muestra los valores de las demandas máximas de ductilidad global calculadas para cada eje estructural de los edificios de 9 y 10 niveles, casos A, B y C. Se comprueba que los ejes del edificio de 9 niveles del caso A desarrollaron un poco de comportamiento inelástico; en los casos B y C, debido a la importante participación de los contraventeos metálicos, prácticamente no hay deformaciones inelásticas. En los ejes A y C del modelo de 10 niveles, independientemente del tipo de caso, no se presenta comportamiento inelástico.

#### 4.2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 4.53 a 4.64 presentan las envolventes de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los ejes A y C de los modelos de 9 y 10 niveles, casos A, B y C; se comparan los resultados paso a paso elásticos e inelásticos con los de diseño y con el nivel permisible de las NTC-Sismo.

Los ejes A y C del modelo de 9 niveles, caso A, presentan resultados de diseño ligeramente menores que los elásticos e inelásticos; éstos últimos tienden a ser mayores, debido a una mayor incursión en el rango inelástico. En ambos ejes de los casos B y C, se corrobora que los resultados elásticos e inelásticos tienden a ser iguales, lo que significa comportamiento no-lineal prácticamente nulo; si acaso, en el eje A del caso C se tienen diferencias mayores.

En los ejes A y C del caso A, edificio de 10 niveles, los valores de diseño son mayores que los elásticos e inelásticos, casi en toda la altura. Las respuestas elásticas paso a paso tienden a ser ligeramente superiores en los entrepisos superiores (N\*6 al N\*10), no así del N\*PB a N\*5, debido a la irregularidad que tiene este edificio, al reducirse el número de crujías. En cambio, en los ejes A y C de los casos B y C (ambos

con diagonales metálicas), no hubo gran discrepancia entre las respuestas elásticas e inelásticas, lo que indica que no hubo deformaciones en el rango no-lineal.

### 4.2.4 Historias de coeficientes sísmicos

El coeficiente sísmico se define como el cociente de la fuerza cortante basal en la historia del tiempo (igual a la suma algebraica de las fuerzas cortantes que actúan en todas las columnas y diagonales, en un mismo tiempo  $t_i$ , del entrepiso PB- N\*1), entre el peso total de la estructura por arriba del nivel de PB.

Las figs 4.65 a 4.70 comparan las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos elásticos e inelásticos de los ejes A y C del modelo de 9 niveles, casos A, B y C; las figs. 4.71 a 4.76 hacen lo mismo, pero para el modelo de 10 niveles.

En los ejes A y C del modelo de 9 niveles, caso A, se observa que la incursión en el rango inelástico fue ligeramente mayor. En el caso B no existe diferencia entre uno y otro comportamiento. El eje A del caso C muestra cierta incursión en el rango inelástico, no así el eje C.

Los ejes A y C del edificio de 10 niveles, caso A, presentan resultados de los análisis elástico e inelástico con diferencias mínimas; los mismos ejes, pero de los casos B y C no muestran diferencias entre los dos comportamientos, lo que indica la poca o nula incursión en el rango no-lineal.

### 4.2.5 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.77 a 4.82 tienen las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea, a raíz de análisis paso a paso, de los ejes A y C del edificio de 9 niveles, casos A, B y C. Las figs 4.83 a 4.88 muestran las comparaciones de los casos A vs B, A vs C y B vs C de los ejes A y C, respectivamente. Además, las figs 4.89 y 4.90 comparan las respuestas de los tres casos de cada uno de los ejes en estudio. Las figs 4.91 a 4.96 muestran las respuestas correspondientes del modelo de 10 niveles de los análisis paso a paso de los ejes A y C, casos A, B y C. Las figs 4.97 a 4.102 presentan las comparaciones de los casos A vs

---

B. A vs C y B vs C. En las figs 4.101 y 4.102 se muestra, también, la respuesta amplificada del eje C del caso C, modelo de 10 niveles, con el fin de apreciar la pequeña fuerza cortante basal que actúa sobre dicho eje, con un coeficiente sísmico promedio de 0.038; satisface la condición mínima requerida para  $Q=3$  (ver tabla 2.5), en que el cortante resistido como marcos aislados debe ser mayor que el 35 por ciento de la fuerza cortante sísmica total actuante. Asimismo, las figs 4.103 y 4.104 confrontan las respuestas de los tres casos para cada uno de los ejes A y C.

Cuando la respuesta es elástica los resultados tienden a concentrarse en una línea recta inclinada, tomando en cuenta sólo los efectos del amortiguamiento viscoso, como era de esperarse. En los casos inelásticos se distingue un ensanchamiento en el área de histéresis, siendo este más evidente en los ejes A y C del modelo de 9 niveles, caso A; el eje A del caso C tiene, también, ligero comportamiento no-lineal, y en los otros casos se puede distinguir que la respuesta se encuentra dentro del rango elástico. En los ejes A y C del modelo de 10 niveles, caso A, se presenta ligero comportamiento no-lineal; los casos B y C de ambos ejes no muestran respuesta inelástica.

Se confirma que los casos A, de marcos de concreto reforzado de ambos edificios, distribuyen mejor la respuesta no-lineal, con respecto de los edificios rigidizados con diagonales de acero, donde la respuesta tiende a concentrarse en los ejes estructurales contraventeadados.

#### **4.2.6 Historias de elementos mecánicos y demandas de ductilidad local en vigas, columnas y diagonales**

Para observar el comportamiento local de los elementos estructurales de los ejes analizados (A y C), casos A, B y C, se seleccionaron una columna, una viga y una diagonal tipo del primer piso, según se indica en las figs 4.105 y 4.106. Enseguida se comparan las respuestas en la historia del tiempo, de los elementos mecánicos actuantes, contra las resistencias disponibles correspondientes; para columnas se grafican las combinaciones momento flexionante – carga axial y las historias de fuerza cortante, para vigas las historias de momento flexionante y de fuerza cortante, y en diagonales la historia en el tiempo de la carga axial.

### a) Combinaciones momento flexionante – carga axial contra resistencias en columnas

Las figs 4.107 a 4.112 muestran las combinaciones momento flexionante – carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna de interés de los ejes A y C del edificio de 9 niveles, casos A, B y C, y en las figs 4.113 a 4.118 las correspondientes del modelo de 10 niveles; asimismo, se presentan los diagramas de interacción M-P, calculados con los armados obtenidos en la etapa de diseño.

En el caso de la columna seleccionada de los ejes A y C del edificio de 9 niveles, caso A, sí se alcanza la fluencia en varios ciclos, lo cual se presenta cuando las combinaciones M-P alcanzan el diagrama de interacción correspondiente; las cargas axiales tienden a ser de compresión, por debajo de la condición balanceada. La columna de ambos ejes del caso B tiene un comportamiento elástico, como se esperaba, ya que dicho caso representa un reforzamiento del caso A. Para el caso C, sólo en el eje A se presenta comportamiento inelástico, con cargas axiales de compresión (por arriba de la condición balanceada), y de tensión con pequeños momentos flexionantes.

La columna seleccionada del modelo de 10 niveles no presenta fluencia, independientemente del caso analizado (A, B o C). En los casos B y C dicha columna tiende a estar muy descargada, debido a la influencia de las diagonales.

### b) Historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en columnas

Las figs 4.119 a 4.130 presentan las historias de fuerzas cortantes de la columna seleccionada de los ejes A y C de los modelos de 9 y 10 niveles, casos A, B y C, a raíz de los análisis sísmicos elásticos e inelásticos; se comparan estas respuestas con las resistencias de diseño ( $V_R$ ).

En ningún caso se excede la resistencia disponible; esto es, las fuerzas cortantes actuantes inelásticas son siempre menores que las resistencias, independientemente del eje y del caso considerado. Las columnas disponen de una reserva apropiada de resistencia al cortante, lo que garantiza que no se presentará una falla frágil por tensión diagonal.

La reserva disponible de resistencia al cortante se debe, principalmente, a que en el diseño del refuerzo transversal de las columnas rigió, en la mayoría de los casos, el requisito por confinamiento de las NTC-Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles; esto es, la cuantía de acero transversal proporcionada es siempre mayor a la solicitada por la fuerza cortante.

### c) Historia de momentos flexionantes contra resistencias en vigas

Las figs 4.131 a 4.142 comparan las historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga seleccionada del nivel 1 de los ejes A y C de los modelos de 9 y 10 niveles, casos A, B y C, a raíz de los análisis elásticos e inelásticos contra las resistencias de diseño.

La viga del nivel 1 de los ejes A y C del modelo de 9 niveles, caso A, presenta un número considerable de ciclos en que se alcanza la resistencia. En el caso B no se tiene comportamiento inelástico. En el extremo izquierdo de la viga de interés de los ejes A y C, caso C, llega a su resistencia en varios ciclos; en el eje A es más evidente el comportamiento inelástico.

Para el modelo de 10 niveles, en el caso A se alcanza varias veces la resistencia proporcionada en ambos ejes (A y C). Para el caso B no se tiene fluencia, lo que era de esperarse, ya que este representa el reforzamiento del caso anterior. Para el caso C, en ambos ejes no se presenta fluencia.

### d) Historia de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.143 a 4.148 presentan las historias de fuerzas cortantes de la viga tipo del modelo de 9 niveles, casos A, B y C, y las figs 4.149 a 4.154 tienen las respuestas de la viga del modelo de 10 niveles; en ningún caso la respuesta inelástica rebasa la resistencia disponible. Con esto, se demuestra que el modo de falla que rige es el de flexión (dúctil), y no por cortante; es decir, se tiene capacidad suficiente para que no se presenten fallas frágiles por tensión diagonal. Las respuestas son mayores para las vigas de los ejes del caso A, debido a que en los casos B y C se tiene la presencia de las diagonales.

Al igual que en las columnas, la reserva disponible de resistencia al cortante en vigas se debe a que rigió el requisito por confinamiento, especificado por las NTC-Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles, por lo que la cuantía de acero transversal proporcionada es siempre mayor a la solicitada ante la acción de la fuerza cortante.

### e) Historia de cargas axiales en diagonales

Las figs 4.155 y 4.156 presentan las historias de carga axial de la diagonal tipo del eje A del modelo de 9 niveles, casos B y C, y las figs 4.157 y 4.158 tienen las del edificio de 10 niveles. En la estructura de 9 niveles, casos B y C, se presentan varios ciclos con comportamiento inelástico. En el modelo de 10 niveles se tiene la capacidad para que la diagonal no fluya.

### f) Historia de demandas de ductilidad local desarrollada en vigas

Las figs 4.159 a 4.164 muestran las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga tipo de los ejes A y C del modelo de 9 niveles, casos A y C, y ejes A y C del modelo de 10 niveles, caso A. La viga de los ejes A y C del modelo de 9 niveles, caso A, presenta comportamiento no-lineal superior de lo que ocurre para el caso C. En las vigas de los casos no mostrados se tiene comportamiento elástico.

## 4.2.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

### a) Distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 4.165 a 4.169 presentan las distribuciones globales de articulaciones plásticas que se llegan a desarrollar en los miembros estructurales del modelo de 9 niveles, a saber: ejes A y C del caso A; eje A del caso B; y, ejes A y C del caso C. En ambos ejes del caso A (estructura nueva a base de marcos de concreto

---

reforzado, sin diagonales de acero) la distribución global de rótulas plásticas tiende al mecanismo de falla tipo “viga”, dominando la fluencia por flexión en la mayoría de las vigas. En el eje A del caso B (estructura del caso A, pero rigidizada con diagonales de acero estructural en los ejes exteriores de ambas direcciones) sólo cinco extremos de viga alcanzan su resistencia. Y, en el eje A del caso C (estructura nueva con marcos de concreto reforzado y contraventeos metálicos), se presenta una distribución importante de fluencias prácticamente generalizada en las vigas y diagonales, incluyendo algunas columnas; en el eje C del mismo caso C sólo dos vigas del primer nivel presentaron fluencia.

Las figs 4.170 a 4.172 muestran las distribuciones globales de articulaciones plásticas del modelo de 10 niveles (ejes A y C del caso A, y eje A del caso C); en los dos ejes del caso B no se presentan fluencias, así como tampoco en el eje A del caso C. La mayoría de las vigas del eje A, caso A, se articularon; las columnas prácticamente permanecen en el rango elástico, con excepción de las de planta baja y alguna de último entrepiso, antes del cambio de cuatro a dos crujiás. En el eje C del mismo caso A, el comportamiento inelástico tiende a ser menor de lo que se presenta en el eje A, dominando las fluencias en las vigas. Y, en el eje A del caso C solamente se presentan rótulas plásticas en unas pocas vigas de los dos primeros niveles.

Con este tipo de resultados se corrobora que en los casos B y C de las estructuras de 9 y 10 niveles, la contribución de las diagonales fue muy importante para reducir las deformaciones inelásticas en los diferentes miembros estructurales.

Las figs 4.173 a 4.176 comparan las distribuciones globales de articulaciones plásticas de los ejes A y C de los edificios de 9 y 10 niveles, casos A, B y C, diseñados con el RCDF-04. Se confirma que en los casos A se presenta mayor número de fluencias.

### **b) Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas**

Las figs 4.177 y 4.178, 4.179 y 4.180 presentan las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en las vigas y columnas, respectivamente, de los ejes A y C del modelo de 9 niveles. En las vigas del eje A, caso C, se llegan a desarrollar demandas de ductilidad local ante la flexión negativa con magnitud máxima de poco menos de 20, contrario a lo que ocurre con las vigas del eje C, mismo caso C, que prácticamente trabajan sin

alcanzar su fluencia. Este tipo de respuesta en columnas tiende, en general, a ser de poca magnitud. En las columnas de ambos ejes del caso C, se llegan a presentar varias fluencias ante cargas axiales dominantes de tensión (flexión casi nula), debido a la importante participación de las diagonales de acero existentes en este caso; cabe recordar que la demanda local de ductilidad en estos casos se calculó en función de deformaciones unitarias.

Las figs 4.181 y 4.182 muestran las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, y las figs 4.183 y 4.184 tienen las respuestas de las columnas, para el modelo de 10 niveles. Este tipo de respuesta tiende, en general, a ser menor que lo observado en los ejes y casos de la estructura de 9 niveles, congruente con lo observado anteriormente con los otros resultados.

Tabla 4.1.- Resistencias nominales a flexión de los extremos de las vigas de los ejes A y C, modelo de 9 niveles, casos A y B

Tipo	Casos A y B			
	Eje A		Eje C	
	$M_n^{(+)} (t-m)$	$M_n^{(-)} (t-m)$	$M_n^{(+)} (t-m)$	$M_n^{(-)} (t-m)$
1	20.54	37.80	25.80	51.44
2	26.10	53.60	25.75	48.35
3	49.78	84.15	35.09	63.96
4	52.19	90.69	34.67	61.03
5	58.99	89.99	51.66	95.97
6	59.81	92.30	59.92	102.40
7	67.86	92.21	59.92	102.40
8	90.07	137.85	63.98	109.08
9	101.84	137.81	59.99	150.87
10	99.92	157.81	81.79	151.34
11	113.19	157.77	81.45	144.23
12	123.55	181.74	75.89	137.85
13	142.00	181.90	82.52	191.41
14	150.97	191.57	119.52	190.13
15	159.32	191.58	142.57	201.59
16	---	---	136.10	20059
17	---	---	152.83	200.27

## Capítulo 4

Tabla 4.2.- Valores característicos de los diagramas de interacción de las columnas del eje A, modelo de 9 niveles, casos A y B

Tipo	$P_{0c}$ (t)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$M_0$ (t-m)	$P_{0t}$ (t)
1	728.235	59.551	251.73	22.764	155.978
2	821.150	70.294	247.987	33.095	220.482
3	1269.848	129.977	427.939	47.768	248.960
4	1352.255	158.463	424.608	64.944	342.328
5	1914.275	237.418	654.682	87.222	379.659
6	2081.188	378.689	643.087	129.547	550.552
7	2195.664	311.642	630.375	158.839	655.320

$P_{0c}$  Carga resistente máxima a compresión

$M_b$  Momento flexionante de la falla balanceada

$P_b$  Carga axial de la falla balanceada

$M_0$  Momento resistente de flexión pura

$P_{0t}$  Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.3.- Valores característicos de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, modelo de 9 niveles, casos A y B

Tipo	$P_{0c}$ (t)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$M_0$ (t-m)	$P_{0t}$ (t)
1	958.500	86.499	245.376	50.437	336.117
2	904.198	81.387	243.229	45.190	303.649
3	758.235	59.551	251.734	22.764	155.978
4	857.209	71.584	242.590	36.861	257.785
5	1022.485	97.733	237.216	62.290	417.192
6	1386.880	154.436	421.611	72.471	372.182
7	1469.791	170.791	417.421	89.005	453.863
8	1352.255	145.734	424.608	64.944	341.328
9	1269.848	129.977	427.938	47.768	248.960
10	1952.187	163.646	648.126	96.893	410.961
11	2035.063	271.436	647.150	118.273	499.159
12	1914.275	237.418	654.682	87.222	379.659

$P_{0c}$  Carga resistente máxima a compresión

$M_b$  Momento flexionante de la falla balanceada

$P_b$  Carga axial de la falla balanceada

$M_0$  Momento resistente de flexión pura

$P_{0t}$  Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.4.- Parámetros de diseño de las diagonales de acero estructural del eje A, modelo de 9 niveles, caso B

Nivel	Diagonal (perfil IR) (mm,kg/m)	Área (cm <sup>2</sup> )	r (cm)	$\frac{KI}{r}$	$\lambda_c$	P <sub>RC</sub> (t)	P <sub>RT</sub> (t)
9	203X35.9	45.70	8.7	61.034	0.674	94.473	115.621
8	305X52.2	66.50	13.3	39.925	0.441	157.565	168.245
7	406X74.4	94.80	17.0	31.235	0.345	232.275	239.844
6	203X52.2	66.50	8.9	59.663	0.659	139.005	168.245
5	203X71.4	91.00	9.2	57.717	0.638	193.141	230.230
4	203X59.3	75.50	9.0	59.000	0.652	158.651	191.015
3	254X72.9	92.90	11.0	48.273	0.533	210.746	235.037
2	305X79.0	100.70	13.3	39.925	0.441	238.599	254.771
1	305X158.0	201.3	13.9	57.986	0.641	426.363	509.289

r Radio de giro

l Longitud libre de pandeo

K Factor de longitud efectiva

$\frac{KI}{r}$  Relación de esbeltez

$\lambda_c$  Parámetro de esbeltez de una columna

P<sub>RC</sub> Carga resistente máxima a compresión

P<sub>RT</sub> Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.5.- Resistencias nominales a flexión de los extremos de las vigas de los ejes A y C, modelo de 9 niveles, caso C

Tipo	Caso C			
	Eje A		Eje C	
	$M_n^{(+)} (t-m)$	$M_n^{(-)} (t-m)$	$M_n^{(+)} (t-m)$	$M_n^{(-)} (t-m)$
1	12.54	12.55	22.77	49.91
2	24.89	35.06	21.87	42.49
3	12.54	12.55	33.62	67.81
4	32.85	50.91	33.16	60.56
5	12.55	18.52	33.55	73.69
6	42.90	51.33	32.99	61.52
7	18.53	18.54	33.55	73.69
8	43.29	61.48	32.99	61.52
9	21.87	21.87	33.55	73.69
10	42.90	51.33	32.99	61.52
11	21.87	21.87	43.44	79.17
12	43.29	61.48	33.35	66.37
13	21.88	32.35	43.44	79.17
14	43.29	61.48	33.55	73.69
15	21.87	21.87	43.63	76.82
16	43.29	61.48	33.55	73.69
17	32.47	32.47	33.55	73.69
18	43.29	61.48	33.55	73.69

Tabla 4.6.- Valores característicos de los diagramas de interacción de las columnas del eje A, modelo de 9 niveles, caso C

Tipo	$P_{0c}$ (t)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$M_0$ (t-m)	$P_{0t}$ (t)
1	536.432	46.112	173.287	19.961	132.269
2	813.551	89.755	164.705	64.080	411.074
3	993.222	120.621	293.280	62.361	313.935
4	1117.599	148.895	289.729	89.458	436.079
5	1753.018	296.862	448.878	182.940	720.823
6	1792.801	313.767	447.125	197.716	761.766

- $P_{0c}$  Carga resistente máxima a compresión
- $M_b$  Momento flexionante de la falla balanceada
- $P_b$  Carga axial de la falla balanceada
- $M_0$  Momento resistente de flexión pura
- $P_{0t}$  Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.7.- Valores característicos de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, modelo de 9 niveles, caso C

Tipo	$P_{0c}$ (t)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$M_0$ (t-m)	$P_{0t}$ (t)
1	722.710	75.773	166.640	49.856	320.549
2	1028.020	129.456	293.955	70.050	346.627
3	1415.756	202.824	455.847	92.189	379.844

- $P_{0c}$  Carga resistente máxima a compresión
- $M_b$  Momento flexionante de la falla balanceada
- $P_b$  Carga axial de la falla balanceada
- $M_0$  Momento resistente de flexión pura
- $P_{0t}$  Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.8.- Parámetros de diseño de las diagonales de acero estructural del eje A, modelo de 9 niveles, caso C

Nivel	Diagonal (perfil IR) (mm,kg/m)	Área (cm <sup>2</sup> )	r (cm)	$\frac{KI}{r}$	$\lambda_c$	P <sub>RC</sub> (t)	P <sub>RT</sub> (t)
9	102X19.4	24.7	4.4	120.990	1.336	26.958	62.491
8	152X29.7	37.9	6.8	78.235	0.864	66.764	95.887
7	203X31.2	39.7	8.9	59.775	0.660	82.911	100.441
6	203X41.8	53.2	8.8	60.455	0.668	110.498	134.596
5	254X49.2	62.6	10.6	50.189	0.555	140.133	158.378
4	254X49.2	62.6	10.6	50.189	0.555	140.133	158.378
3	305X52.2	66.5	13.3	40.000	0.442	157.511	168.245
2	305X66.9	85.2	13.1	40.611	0.449	201.226	215.556
1	305X106.7	136.1	13.5	62.963	0.696	318.854	344.333

r Radio de giro

l Longitud libre de pandeo

K Factor de longitud efectiva

$\frac{KI}{r}$  Relación de esbeltez

$\lambda_c$  Parámetro de esbeltez de una columna

P<sub>RC</sub> Carga resistente máxima a compresión

P<sub>RT</sub> Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.9.- Resistencias nominales a flexión de los extremos de las vigas de los ejes A y C, modelo de 10 niveles, casos A y B

Tipo	Casos A y B			
	Eje A		Eje C	
	$M_n^{(+)} (t\cdot m)$	$M_n^{(-)} (t\cdot m)$	$M_n^{(+)} (t\cdot m)$	$M_n^{(-)} (t\cdot m)$
1	27.01	49.08	34.81	71.50
2	31.54	45.04	31.74	58.57
3	32.00	54.48	47.71	96.81
4	43.70	75.22	70.83	83.52
5	53.83	64.49	47.43	99.15
6	34.74	88.56	78.06	140.95
7	97.03	129.89	91.38	128.49
8	107.57	107.57	86.49	146.61
9	107.51	128.23	87.56	153.21
10	114.70	133.75	109.12	167.96
11	132.01	128.09	100.84	160.04
12	120.03	133.72	97.47	153.46
13	115.94	132.08	116.34	145.12
14	133.67	128.28	104.33	157.10
15	128.50	136.62	82.32	163.54
16	99.34	130.10	97.78	142.77
17	130.13	114.78	104.06	153.34
18	126.60	120.98	83.63	162.54
19	109.98	120.65	70.55	141.26
20	98.70	105.76	74.45	150.10
21	88.55	113.37	88.90	132.14
22	106.48	105.33	97.78	142.77
23	123.50	115.29	91.37	164.02
24	115.20	124.18	75.45	150.10
25	106.50	115.32	110.93	171.56
26	117.10	141.52	125.03	162.67
27	145.90	136.51	131.41	174.93
28	158.88	141.43	118.22	200.48
29	132.71	143.42	104.99	178.90
30	122.48	143.45	113.23	210.79
31	150.20	138.54	130.63	172.84
32	158.81	158.81	137.75	183.12
33	158.63	144.65	130.72	199.96
34	158.81	158.81	114.43	187.06
35	138.54	143.40	105.66	200.05
36	144.65	158.63	129.14	176.42
37	158.81	158.81	133.59	183.81
38	174.67	159.90	125.22	200.65
39	159.97	159.97	121.84	192.56
40	158.81	158.81	---	---

Tabla 4.10.- Valores característicos de los diagramas de interacción de las columnas del eje A, modelo de 10 niveles, casos A y B

Tipo	$P_{0c}$ (t)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$M_0$ (t-m)	$P_{0t}$ (t)
1	130.519	150.216	427.402	65.770	332.881
2	1424.925	160.549	422.302	79.374	412.931
3	1469.791	170.833	417.265	89.005	453.863
4	1995.788	272.082	558.307	145.937	645.905
5	1833.797	234.398	564.857	108.143	483.824
6	2229.092	322.458	541.967	198.195	864.414
7	2349.722	335.794	534.560	217.069	977.351
8	2085.183	268.203	498.717	160.019	737.671
9	2763.697	434.876	699.840	257.358	1014.598
10	2518.637	384.518	724.299	200.345	787.895
11	2644.082	418.876	708.011	234.600	901.359
12	2894.796	488.915	914.958	232.671	830.790
13	3230.496	550.391	885.864	300.272	1063.493
14	3111.970	531.170	896.819	271.880	940.368
15	3702.065	683.371	873.999	432.295	1504.819
16	3164.643	531.047	888.264	280.743	996.285
17	2454.715	615.208	882.416	362.908	1269.266
18	2248.953	312.102	733.270	127.749	514.900
19	2760.059	417.394	919.733	165.072	601.724
20	3285.225	579.109	900.365	320.204	1113.536
21	1787.588	221.180	570.356	96.832	444.148
22	1948.502	255.612	558.138	132.700	602.585
23	2828.191	434.187	917.810	184.404	677.577

- $P_{0c}$  Carga resistente máxima a compresión
- $M_b$  Momento flexionante de la falla balanceada
- $P_b$  Carga axial de la falla balanceada
- $M_0$  Momento resistente de flexión pura
- $P_{0t}$  Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.11.- Valores característicos de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, modelo de 10 niveles, casos A y B

Tipo	$P_{0c}$ (t)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$M_0$ (t-m)	$P_{0t}$ (t)
1	1350.519	150.216	427.402	65.770	332.881
2	1312.371	138.502	427.348	56.751	296.662
3	1386.852	154.439	420.209	72.559	372.372
4	1880.053	243.157	561.172	118.470	533.190
5	1833.797	234.398	564.857	108.143	483.824
6	1916.777	254.580	562.231	127.789	566.656
7	2046.605	285.289	556.812	158.350	694.593
8	2229.092	322.458	541.967	198.195	864.414
9	2145.293	296.101	540.760	175.333	785.092
10	2461.815	371.897	725.457	187.039	734.020
11	2410.969	356.338	727.208	172.715	684.006
12	2644.082	418.876	708.011	234.600	901.359
13	2560.471	387.498	707.432	208.412	823.276
14	2200.115	295.939	739.202	115.706	474.552
15	2928.073	474.427	915.486	217.337	773.926
16	3111.970	531.170	896.819	271.880	940.368
17	3028.176	494.594	897.203	242.609	863.819
18	2876.931	456.428	917.764	201.017	722.309
19	2747.163	414.682	928.713	162.046	595.693
20	3770.188	714.557	875.746	458.813	1571.113
21	3230.496	550.391	885.864	300.272	1063.493
22	2913.836	453.641	911.757	208.399	774.781
23	2984.796	488.915	914.858	362.671	830.790

- $P_{0c}$  Carga resistente máxima, a compresión
- $M_b$  Momento flexionante de la falla balanceada
- $P_b$  Carga axial de falla balanceada
- $M_0$  Momento resistente de flexión pura
- $P_{0t}$  Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.12.- Parámetros de diseño de las diagonales de acero estructural del eje A, modelo de 10 niveles, caso B

Nivel	Diagonal (Perfil IR) (mm,kg/m)	Área (cm <sup>2</sup> )	r (cm)	$\frac{KI}{r}$	$\lambda_c$	P <sub>RC</sub> (t)	P <sub>RT</sub> (t)
10	152X29.7	37.90	6.80	78.088	0.863	66.864	95.887
9	356X56.7	72.30	14.9	35.638	0.394	174.450	182.919
8	406X74.4	94.80	17.0	31.235	0.345	232.275	239.844
7	203X59.3	75.50	9.0	59.000	0.652	158.651	191.015
6	203X59.3	75.50	9.0	59.000	0.652	158.651	191.015
5	305X74.4	94.80	13.2	39.627	0.438	224.927	239.844
4	203X71.4	91.00	9.2	57.717	0.638	193.141	230.230
3	305X74.4	94.80	13.2	39.627	0.438	224.927	239.844
2	203X86.6	110.30	9.3	57.097	0.631	235.217	279.059
1	305X96.7	123.20	13.4	39.627	0.438	292.310	311.696

r Radio de giro

l Longitud libre de pandeo

K Factor de longitud efectiva

$\frac{KI}{r}$  Relación de esbeltez

$\lambda_c$  Parámetro de esbeltez de una columna

P<sub>RC</sub> Carga resistente máxima a compresión

P<sub>RT</sub> Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.13.- Resistencias nominales a flexión de los extremos de las vigas de los ejes A y C, modelo de 10 niveles, caso C

Tipo	Caso C			
	Eje A		Eje C	
	$M_n^{(+)} (t-m)$	$M_n^{(-)} (t-m)$	$M_n^{(+)} (t-m)$	$M_n^{(-)} (t-m)$
1	12.96	12.96	21.75	39.32
2	19.20	15.74	15.74	31.49
3	12.96	12.96	24.83	49.92
4	19.20	15.74	18.20	36.48
5	12.96	12.96	30.26	47.62
6	15.75	12.97	19.69	39.26
7	19.20	12.97	28.98	52.17
8	24.71	15.75	19.69	39.26
9	19.20	15.74	25.99	51.98
10	12.96	12.96	25.22	42.19
11	---	---	25.32	48.21
12	---	---	25.13	36.75
13	---	---	25.27	44.90
14	---	---	25.30	47.75
15	---	---	25.23	41.71
16	---	---	25.32	48.21
17	---	---	25.18	39.24
18	---	---	25.27	44.44
19	---	---	25.30	47.75
20	---	---	27.27	44.44
21	---	---	25.32	48.21
22	---	---	25.18	39.24
23	---	---	25.27	44.44
24	---	---	25.30	47.75
25	---	---	25.27	44.44
26	---	---	25.30	47.75
27	---	---	25.20	40.62
28	---	---	25.30	47.75
29	---	---	25.01	48.23
30	---	---	25.32	48.21
31	---	---	25.27	44.44
32	---	---	25.30	47.75
33	---	---	25.32	48.21

## Capítulo 4

Tabla 4.14.- Valores característicos de los diagramas de interacción de columnas del eje A, modelo de 10 niveles, caso C

Tipo	$P_{0c}$ (t)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$M_0$ (t-m)	$P_{0t}$ (t)
1	758.235	59.552	252.070	22.764	155.978
2	921.150	70.289	247.789	33.095	220.482
3	1269.848	129.962	428.381	47.768	248.960
4	1352.255	145.716	424.511	64.944	341.328
5	1914.275	237.426	653.809	87.222	379.659
6	2081.188	280.840	642.974	129.547	550.552
7	2195.664	311.650	630.451	158.839	655.320
8	938.500	86.509	540.381	50.437	336.117
9	904.198	81.396	243.256	45.190	303.649
10	758.235	59.552	525.070	22.764	155.978
11	857.209	71.595	242.909	36.861	257.785

$P_{0c}$  Carga resistente máxima a compresión

$M_b$  Momento flexionante de la falla balanceada

$P_b$  Carga axial de la falla balanceada

$M_0$  Momento resistente de flexión pura

$P_{0t}$  Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.15.- Valores característicos de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, modelo de 10 niveles, caso C

Tipo	$P_{0c}$ (t)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$M_0$ (t-m)	$P_{0t}$ (t)
1	1022.485	97.747	237.470	62.290	417.192
2	1386.880	154.466	421.091	72.471	372.182
3	1469.791	170.833	417.265	89.005	453.863
4	1352.255	145.716	424.511	64.944	341.328
5	1269.848	129.962	428.381	47.768	248.960
6	1982.187	249.822	648.632	96.893	410.961
7	2035.063	271.404	646.270	118.273	499.159
8	1914.275	237.426	653.809	87.222	379.659
9	2081.188	280.840	642.974	129.547	550.552

$P_{0c}$  Carga resistente máxima a compresión

$M_b$  Momento flexionante de la falla balanceada

$P_b$  Carga axial de la falla balanceada

$M_0$  Momento resistente de flexión pura

$P_{0t}$  Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.16 Parámetros de diseño de las diagonales de acero estructural del eje A, modelo de 10 niveles, caso C

Nivel	Diagonal (perfil IR) (mm,kg/m)	Área (cm <sup>2</sup> )	r (cm)	$\frac{KI}{r}$	$\lambda_c$	P <sub>RC</sub> (t)	P <sub>RT</sub> (t)
10	152X29.7	37.90	6.8	78.088	0.863	66.864	95.887
9	203X59.3	75.50	9.0	59.000	0.652	158.651	191.015
8	203X52.2	66.50	8.9	59.663	0.659	139.006	168.245
7	305X74.4	94.80	13.2	40.227	0.444	219.808	239.844
6	254X72.9	92.90	11.0	48.273	0.533	210.476	235.037
5	254X72.9	92.90	11.0	48.273	0.533	210.576	235.037
4	254X72.9	92.90	11.0	48.273	0.533	210.476	235.037
3	305X86.1	109.70	13.4	39.627	0.438	260.279	277.541
2	356X90.7	115.50	15.2	34.934	0.386	279.432	291.456
1	305X96.7	123.20	13.4	39.627	0.438	292.310	311.696

r Radio de giro

l Longitud libre de pandeo

K Factor de longitud efectiva

$\frac{KI}{r}$  Relación de esbeltez

$\lambda_c$  Parámetro de esbeltez de una columna

P<sub>RC</sub> Carga resistente máxima a compresión

P<sub>RT</sub> Carga resistente máxima a tensión

Tabla 4.17.- Ductilidades globales máximas desarrolladas en los ejes A y C de los modelos de 10 y 9 niveles, casos A, B y C

Modelo	Caso y eje	$\Delta_{\gamma}$ (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x\ inel}$ (cm)	$\mu_G$
9 niveles	A, A	35.904	39.896	1.1112
	A, C	32.164	38.640	1.201
	B, A	13.900	13.9007	1.00005
	B, C	14.612	14.612	1.000
	C, A	23.416	30.8304	1.3166
	C, C	23.632	23.642	1.0004
10 niveles	A, A	18.8276	18.828	1.00002
	A, C	19.4432	19.486	1.002
	B, A	9.067	9.067	1.000
	B, C	8.89555	8.8956	1.000
	C, A	8.57864	8.5786	1.000
	C, C	7.256	7.257	1.000

$\Delta_{\gamma}$  Desplazamiento lateral en el instante en el que se presenta la primera fluencia

$\Delta_{m\acute{a}x\ inel}$  Desplazamiento lateral máximo del comportamiento inelástico

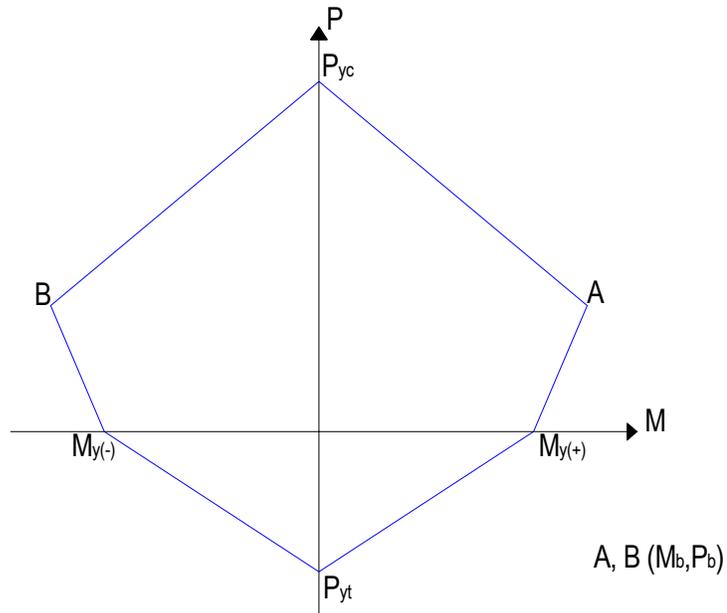


Fig 4.1.-Superficie de fluencia para columnas de concreto reforzado

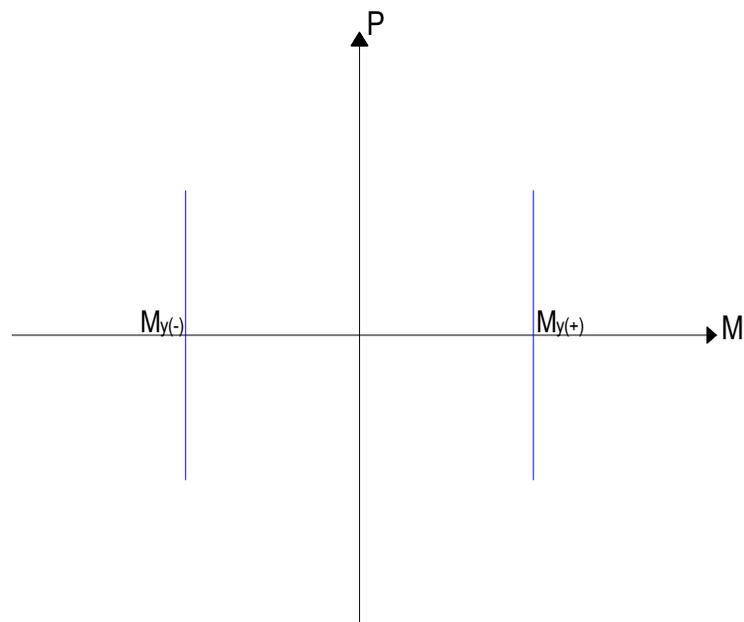


Fig 4.2.- Superficie de fluencia para vigas

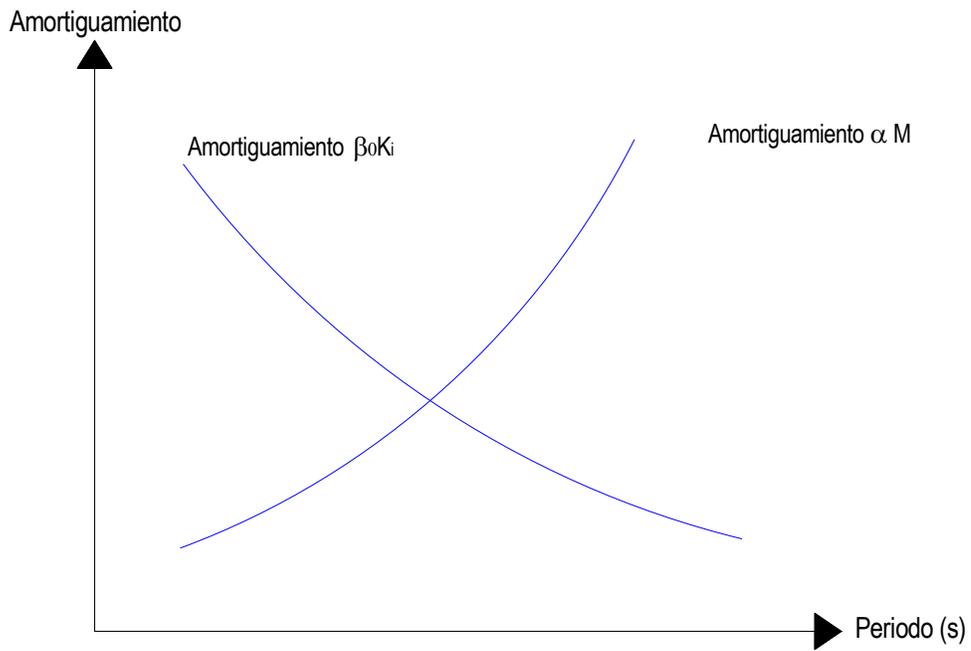


Fig 4.3.– Amortiguamiento viscoso dependiente de los efectos de la masa y de la rigidez elástica inicial

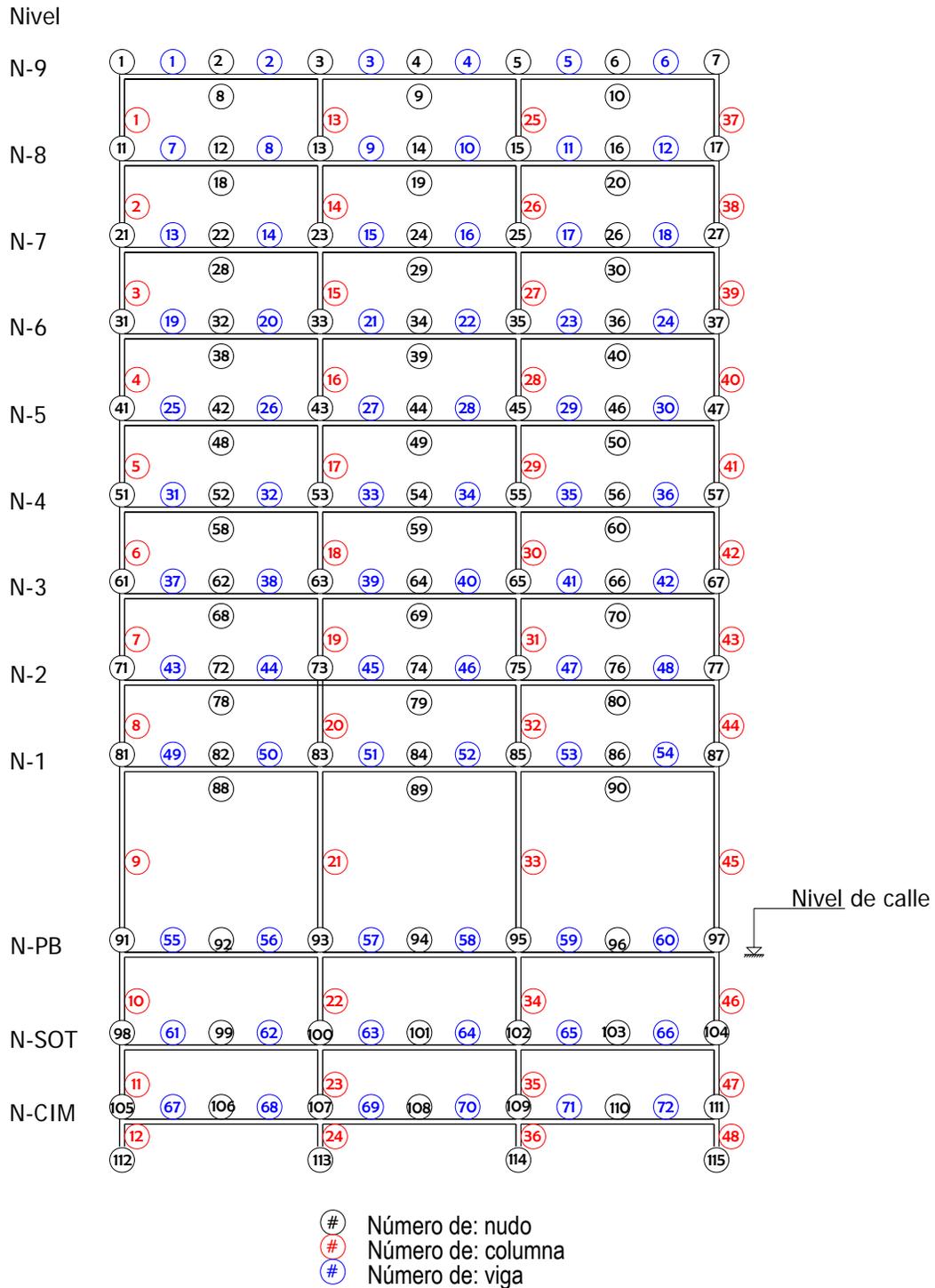


Fig 4.4.- Numeración de nudos, vigas y columnas, ejes A y C del modelo de 9 niveles, caso A

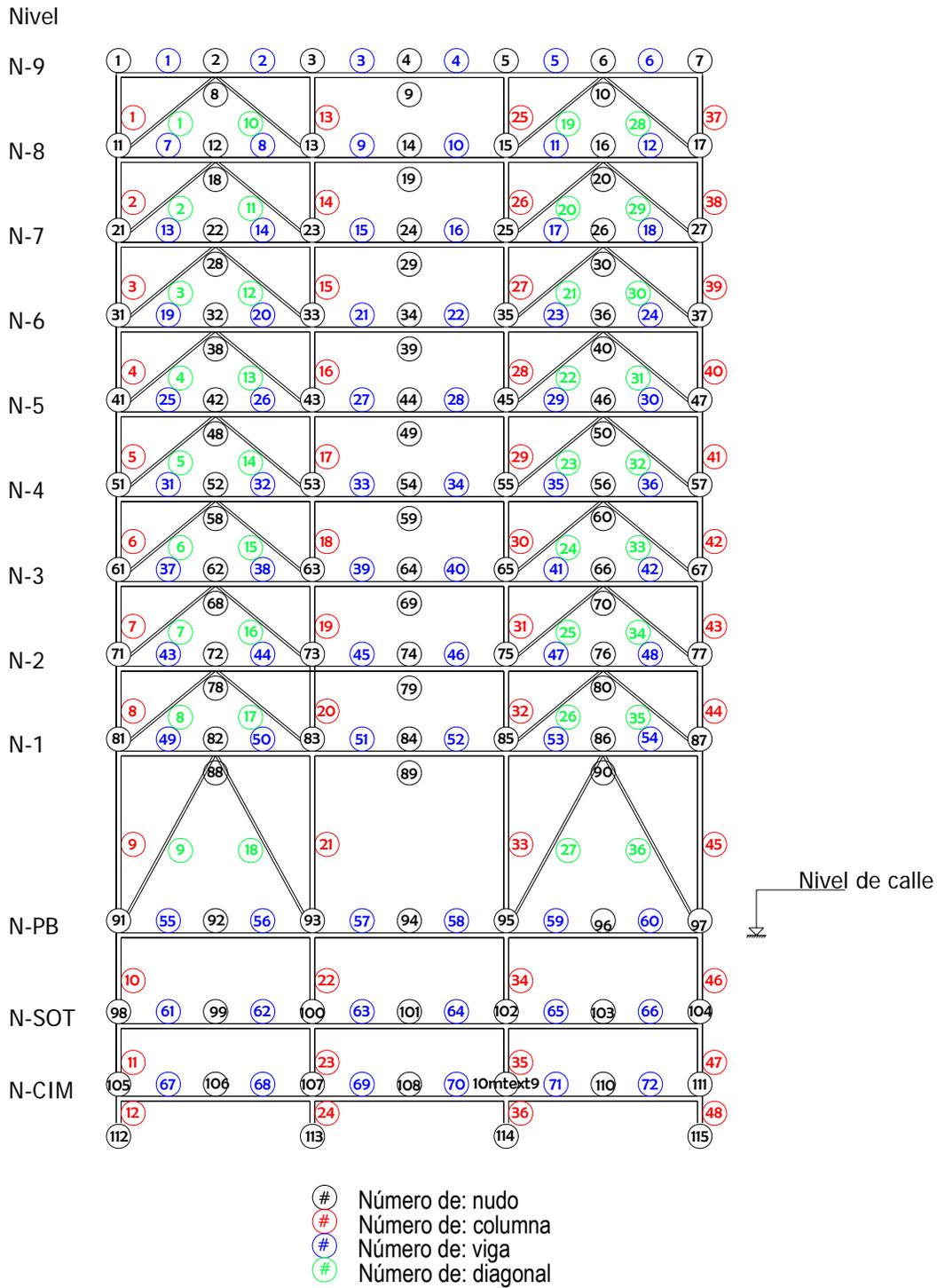


Fig 4.5.- Numeración de nudos, vigas, columnas y diagonales, eje A del modelo de 9 niveles, casos B y C

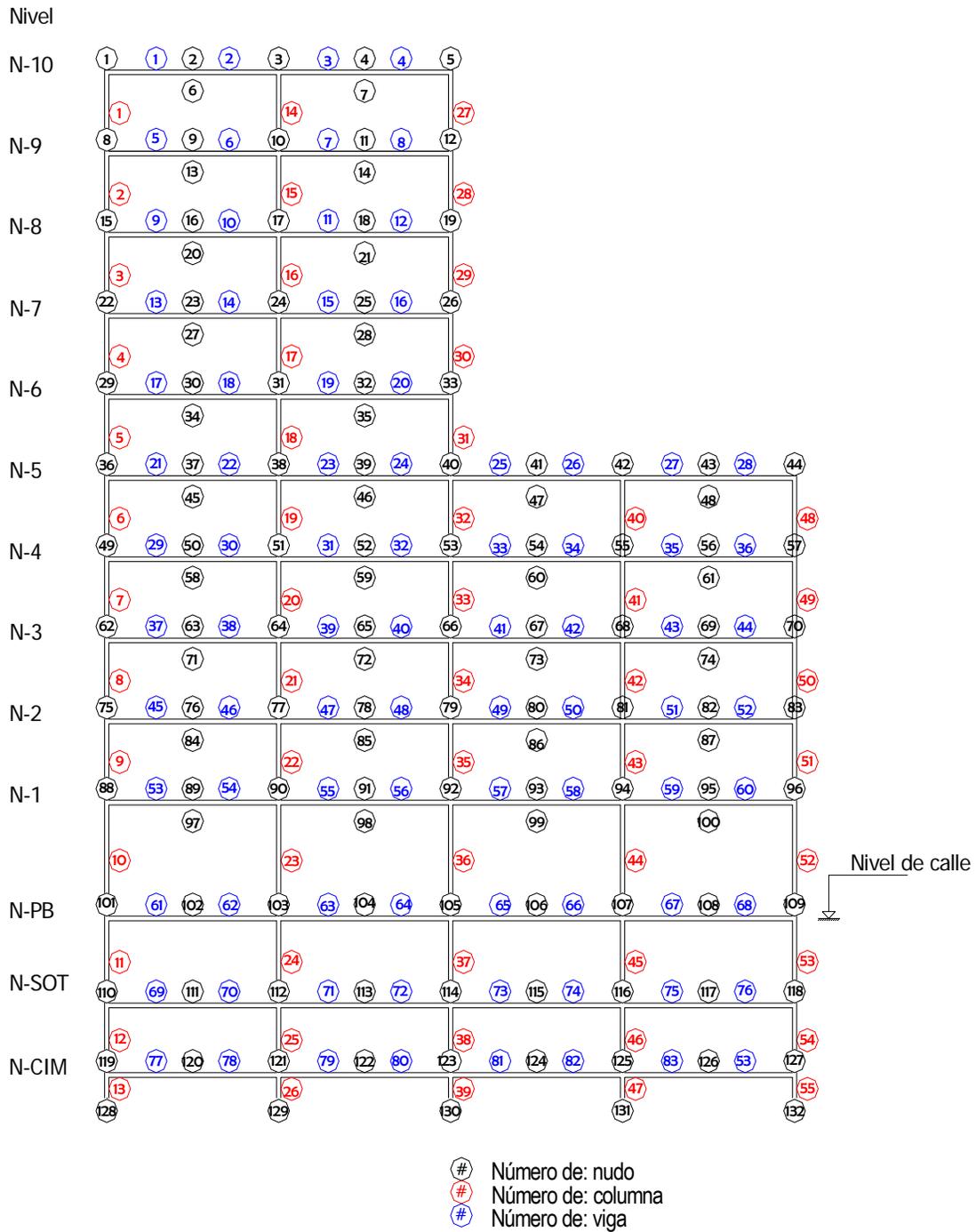


Fig 4.6.- Numeración de nudos, vigas y columnas, ejes A y C del modelo de 10 niveles, caso A

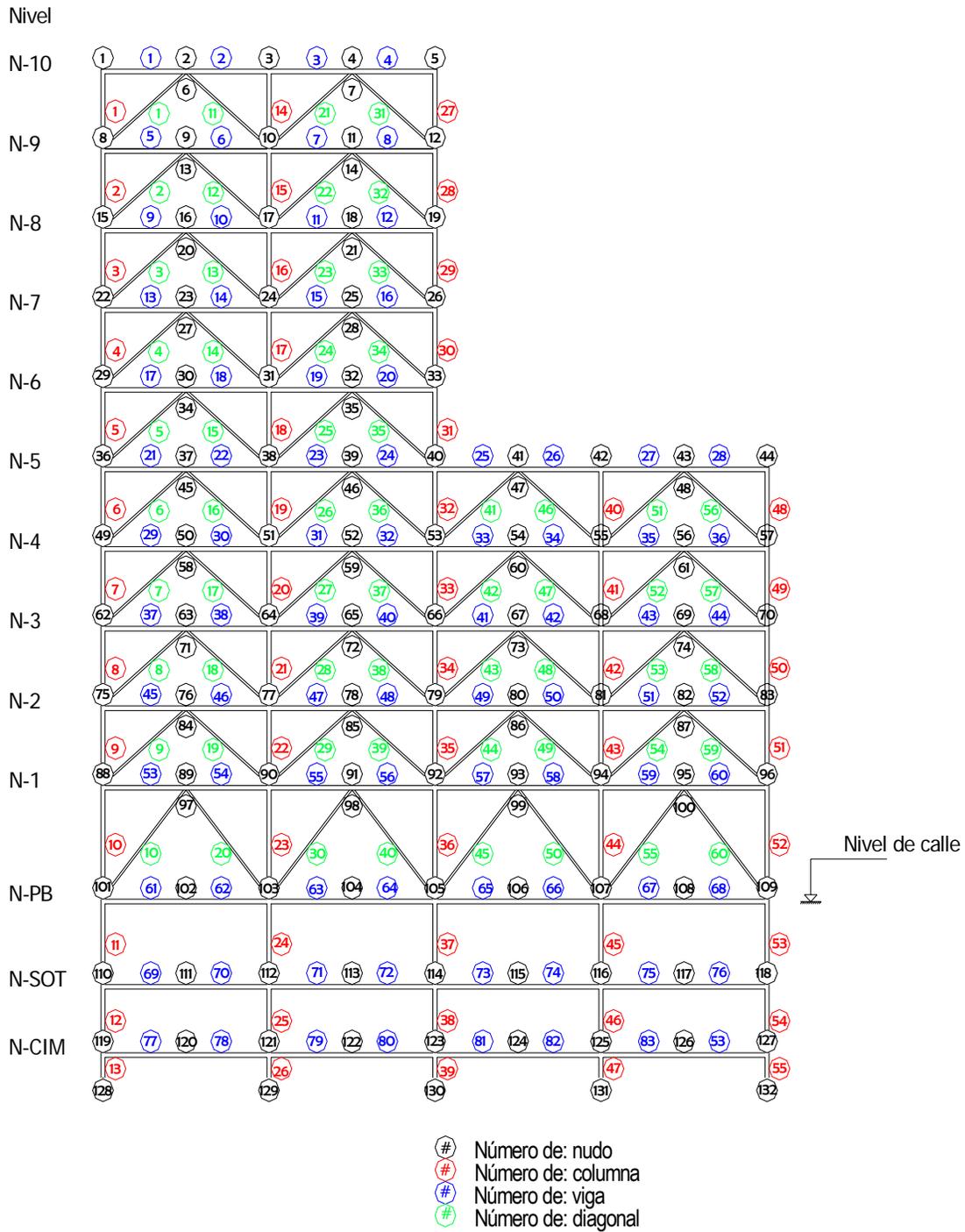


Fig 4.7.- Numeración de nudos, vigas, columnas y diagonales, eje A del modelo de 10 niveles, casos B y C

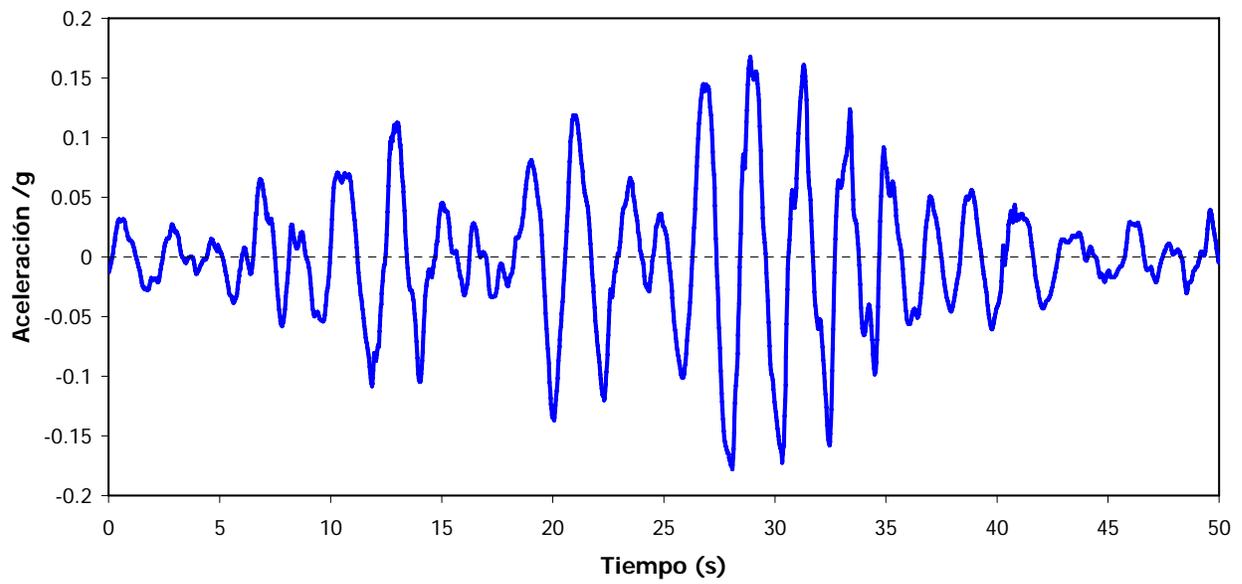


Fig 4.8.- Tramo 30 – 80 segundos del acelerograma SCT, componente E-W, sismo del 19 de septiembre de 1985

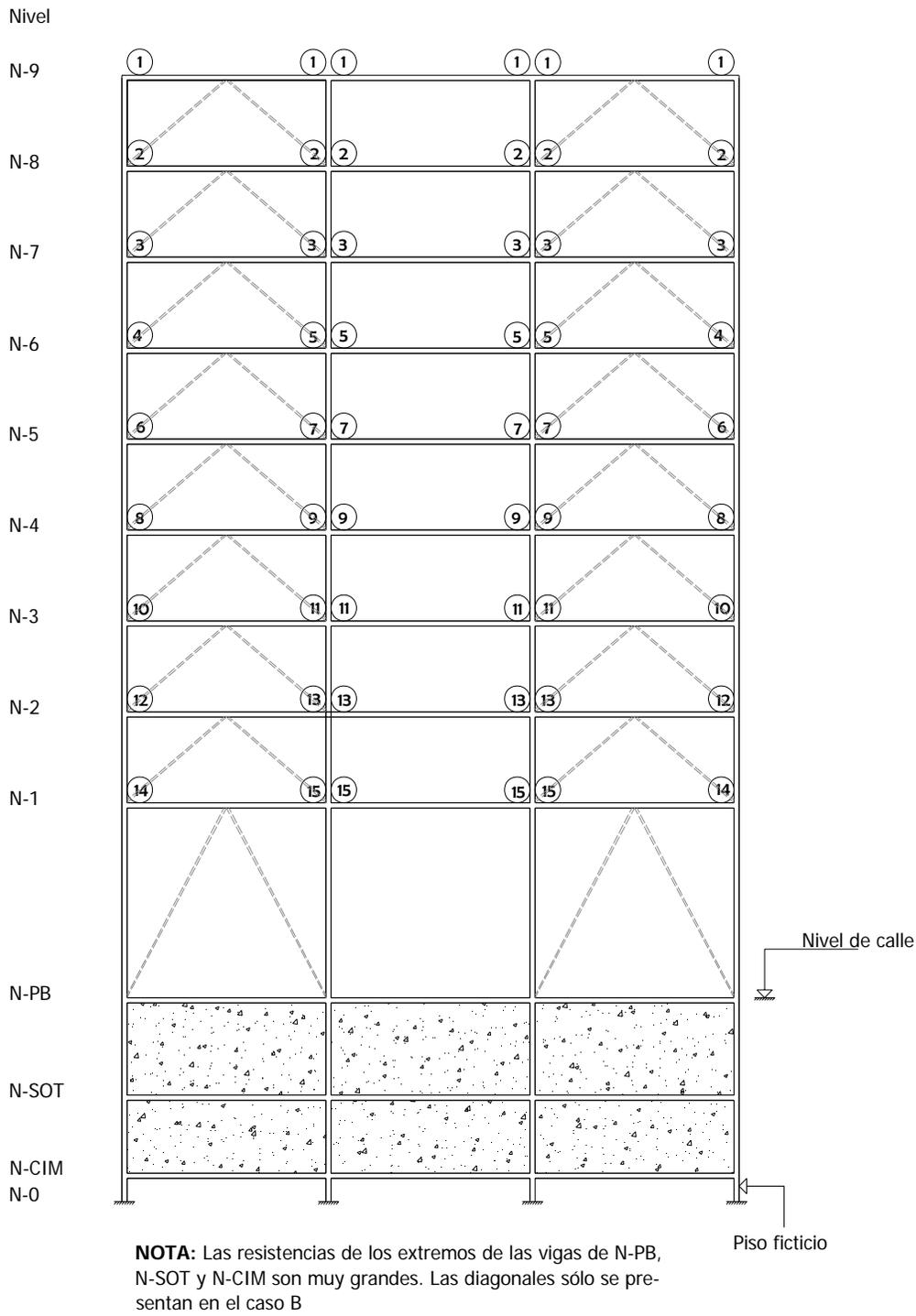
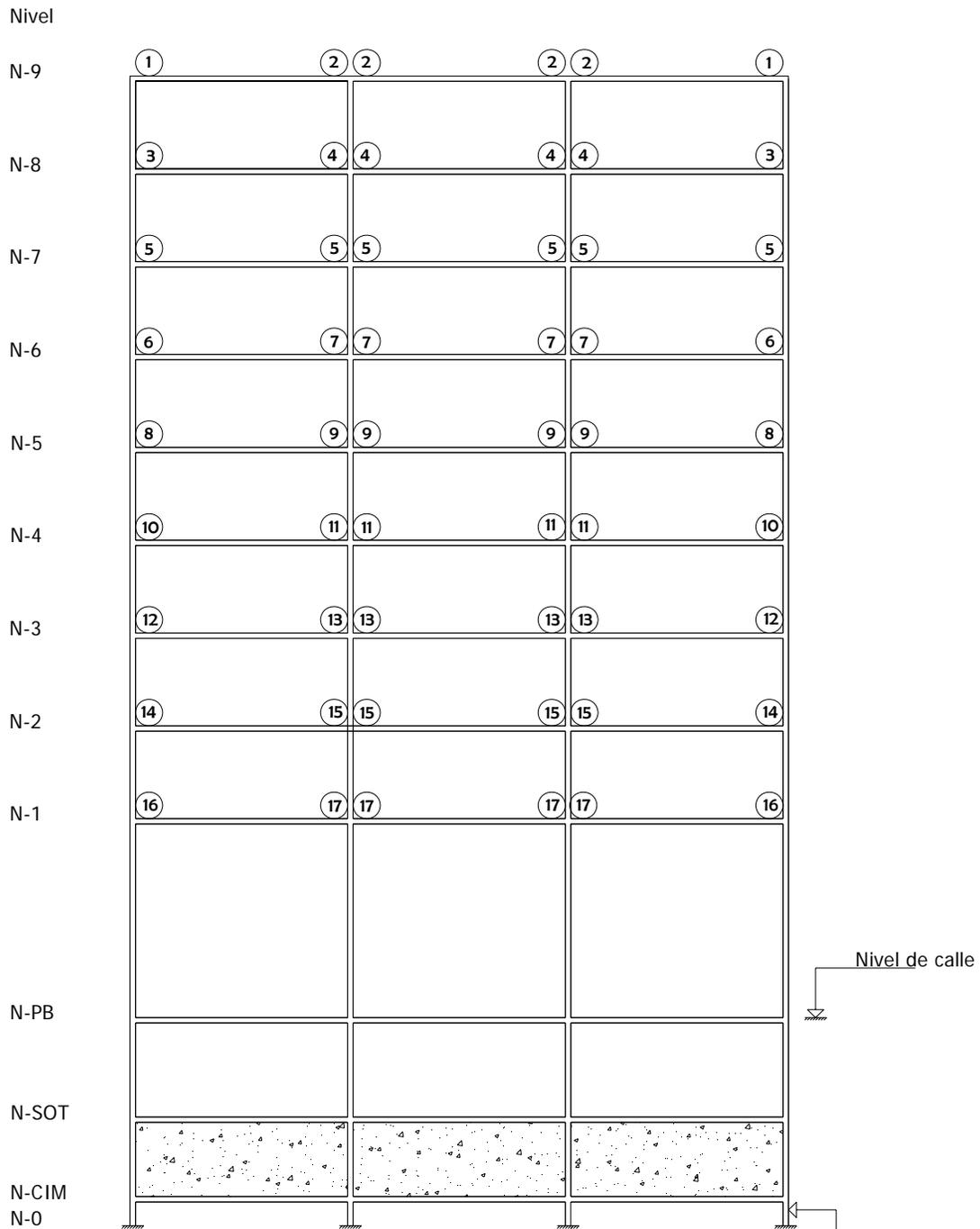


Fig 4.9.- Distribución de resistencias de extremos en vigas, eje A del modelo de 9 niveles, casos A y B



**NOTA:** Las resistencias de los extremos de las vigas de N-PB, N-SOT y N-CIM son muy grandes

Fig 4.10.- Distribución de resistencias de extremos en vigas, eje C del modelo de 9 niveles, casos A y B

Nivel

N-9

N-8

N-7

N-6

N-5

N-4

N-3

N-2

N-1

N-PB

N-SOT

N-CIM

N-0

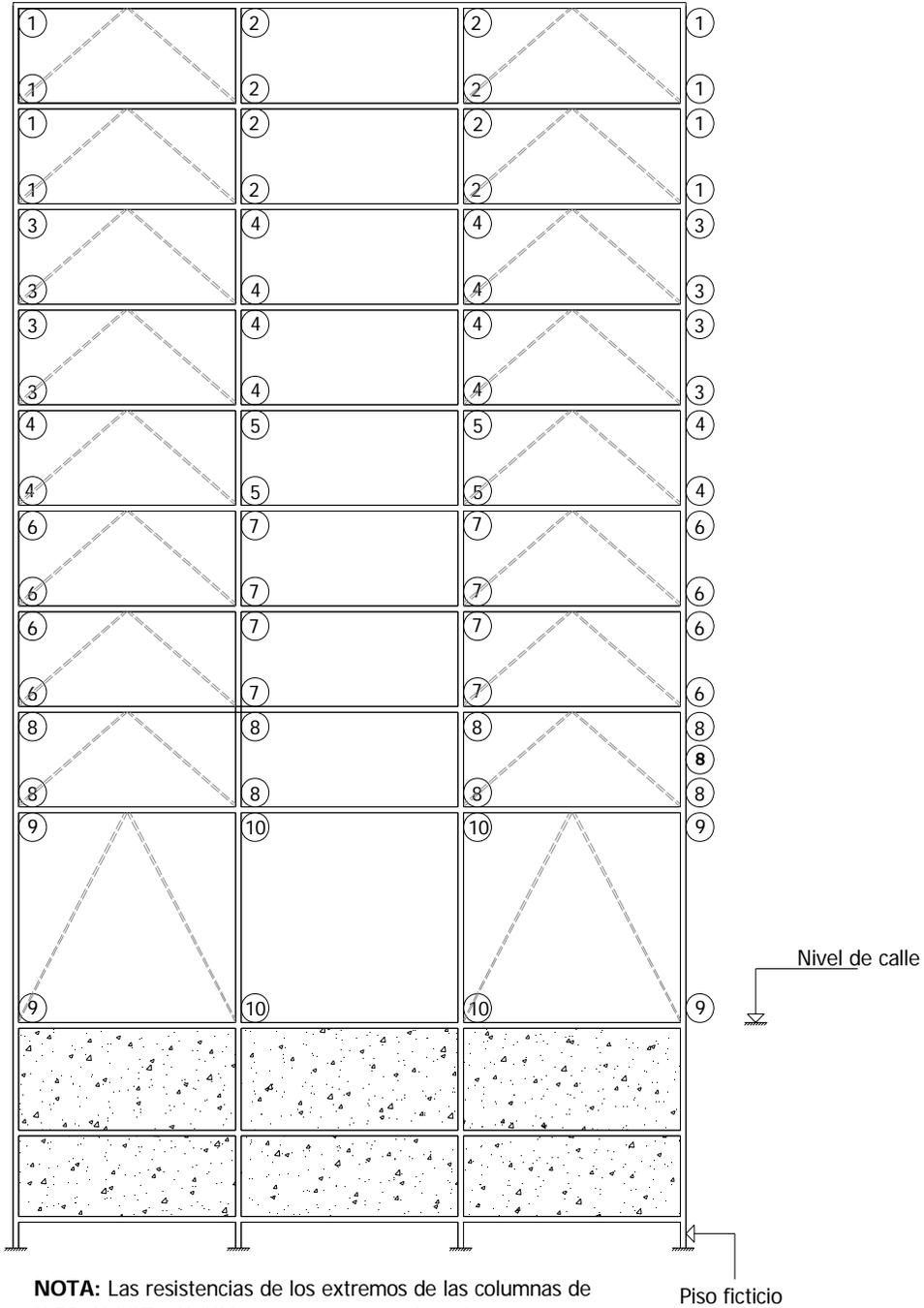


Fig 4.11.- Distribución de resistencias en los extremos de columnas, eje A del modelo de 9 niveles, casos A y

B

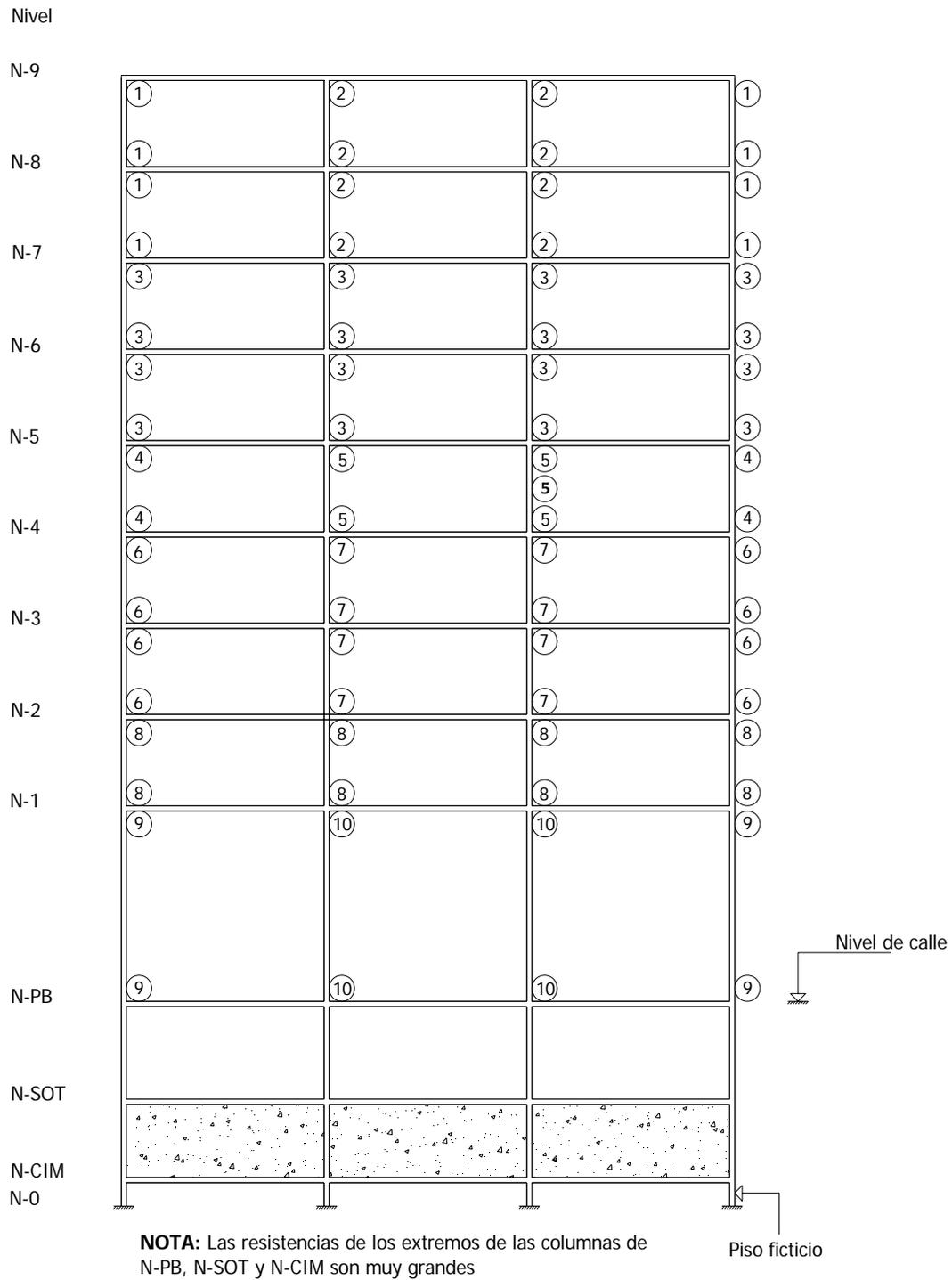


Fig 4.12.- Distribución de resistencias en los extremos de columnas, eje C del modelo de 9 niveles, casos A y B

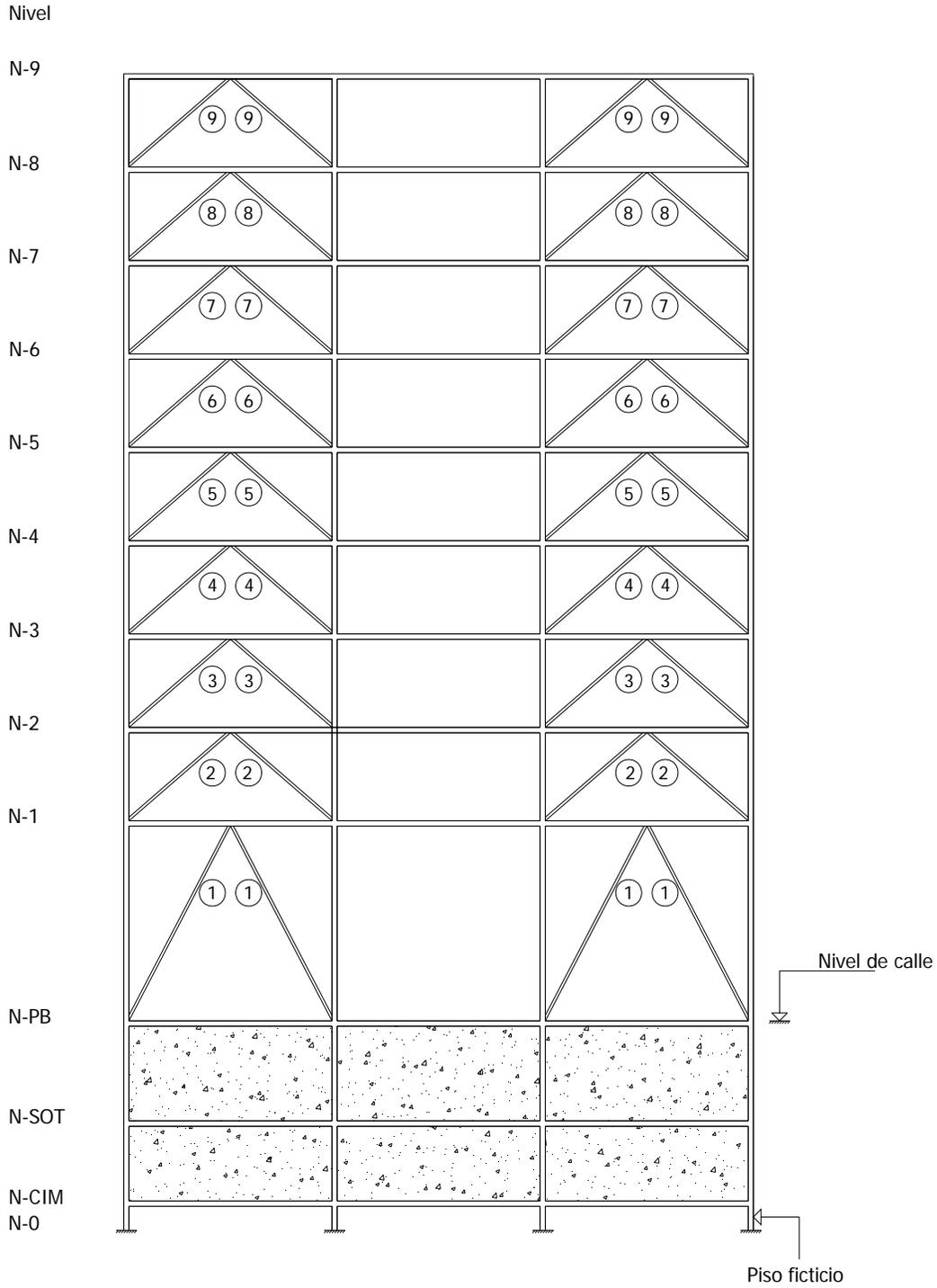
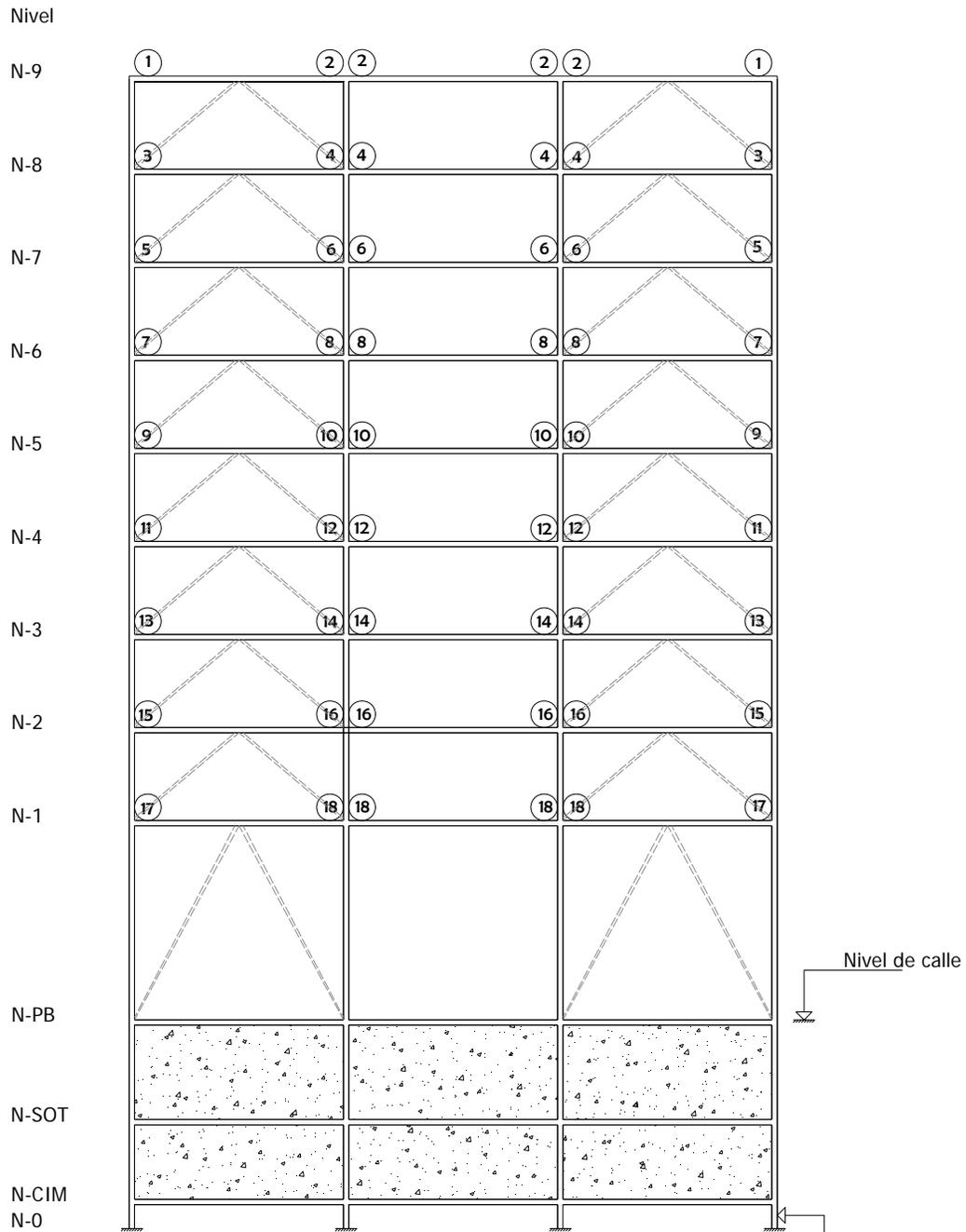
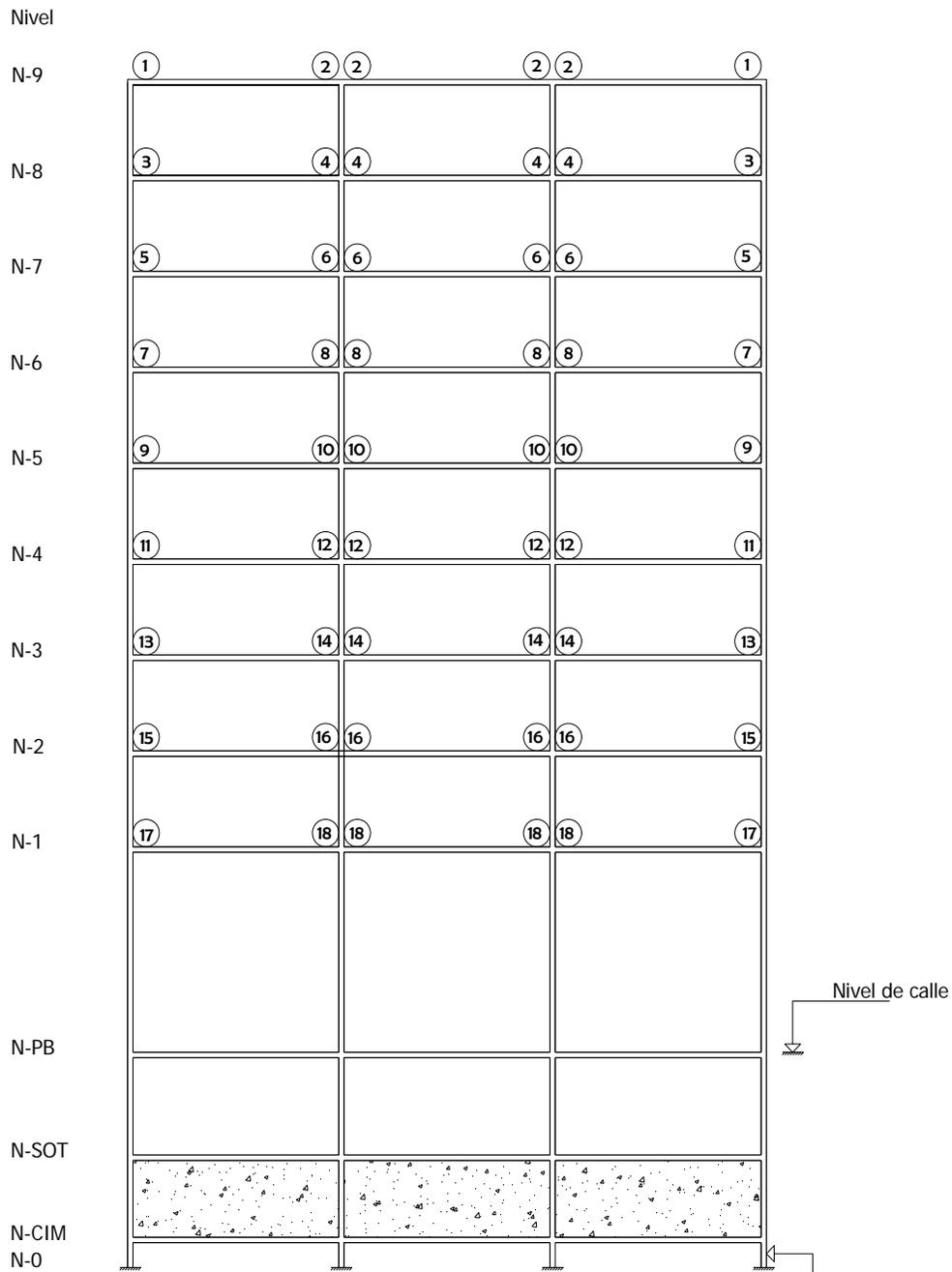


Fig 4.13.- Distribución de resistencias en diagonales del eje A, modelo de 9 niveles, caso B



**NOTA:** Las resistencias de los extremos de las vigas de N-PB, N-SOT y N-CIM son muy grandes

Fig 4.14.- Distribución de resistencias tipo de extremos en vigas, eje A del modelo de 9 niveles, caso C



**NOTA:** Las resistencias de los extremos de las vigas de N-PB, N-SOT y N-CIM son muy grandes

Fig 4.15.- Distribución de resistencias de extremos en vigas, eje C del modelo de 9 niveles, caso C

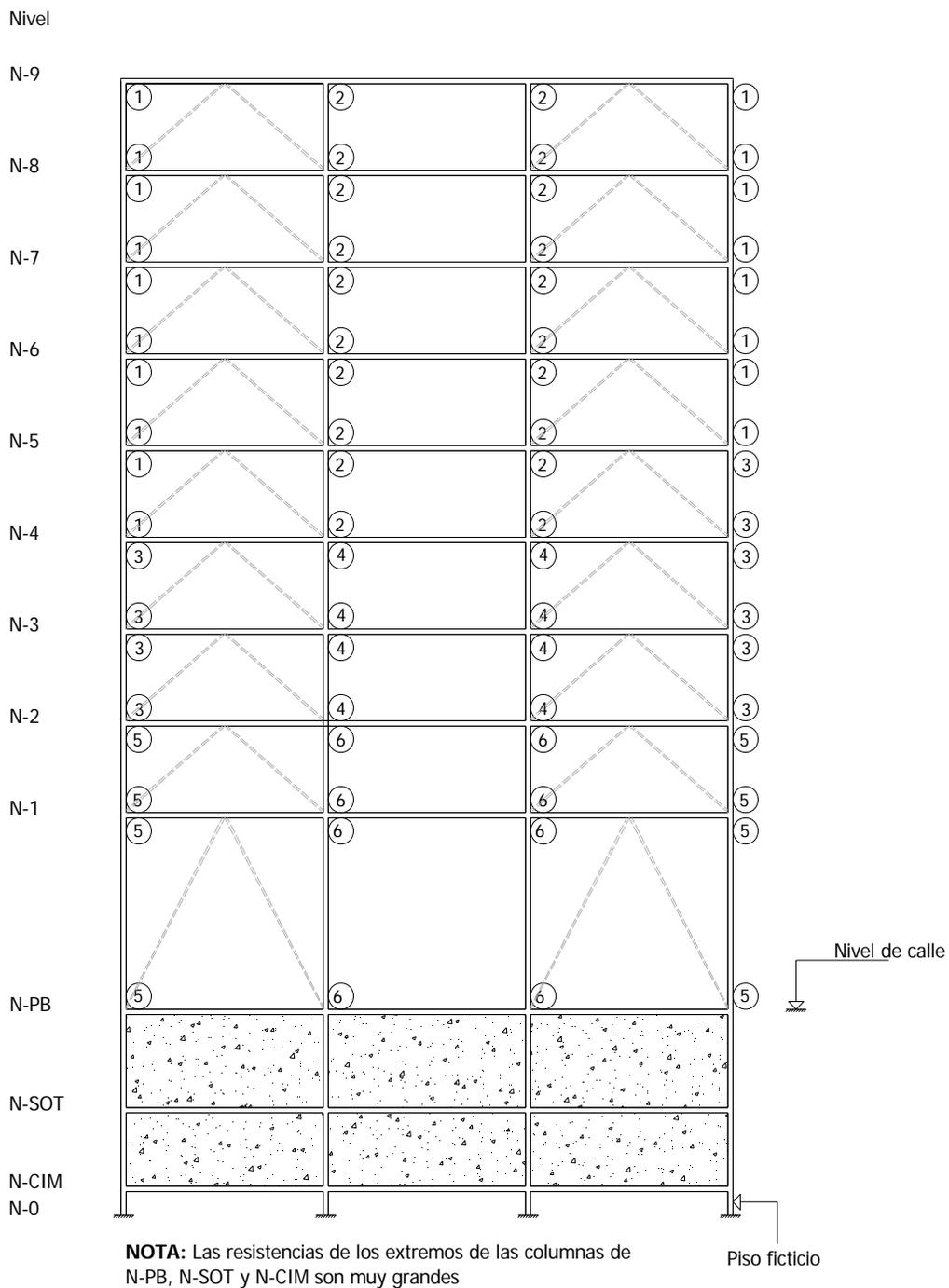


Fig 4.16.- Distribución de resistencias en los extremos de columnas, eje A del modelo de 9 niveles, caso C

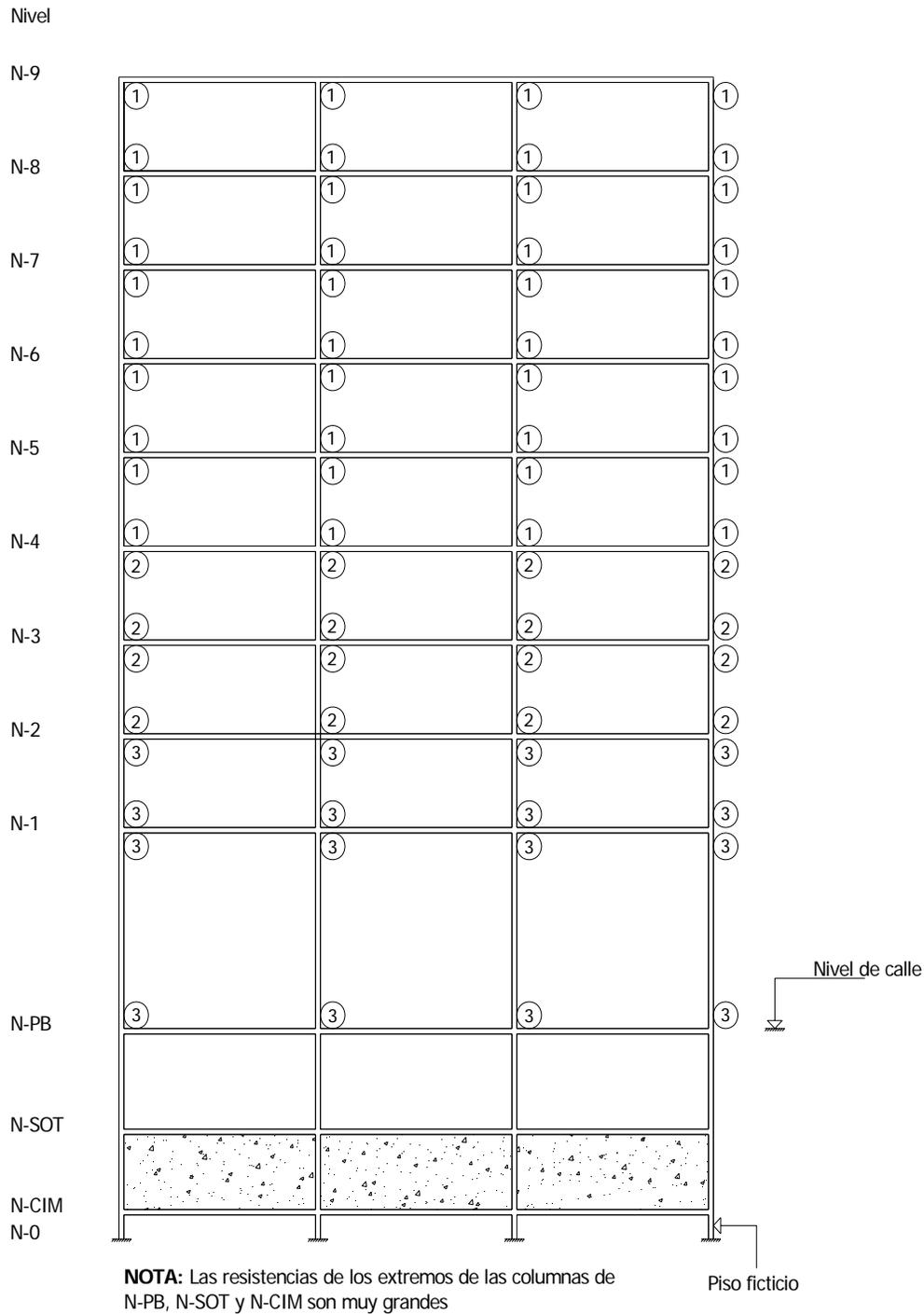


Fig 4.17.- Distribución de resistencias en los extremos de columnas, eje C del modelo de 9 niveles, caso C

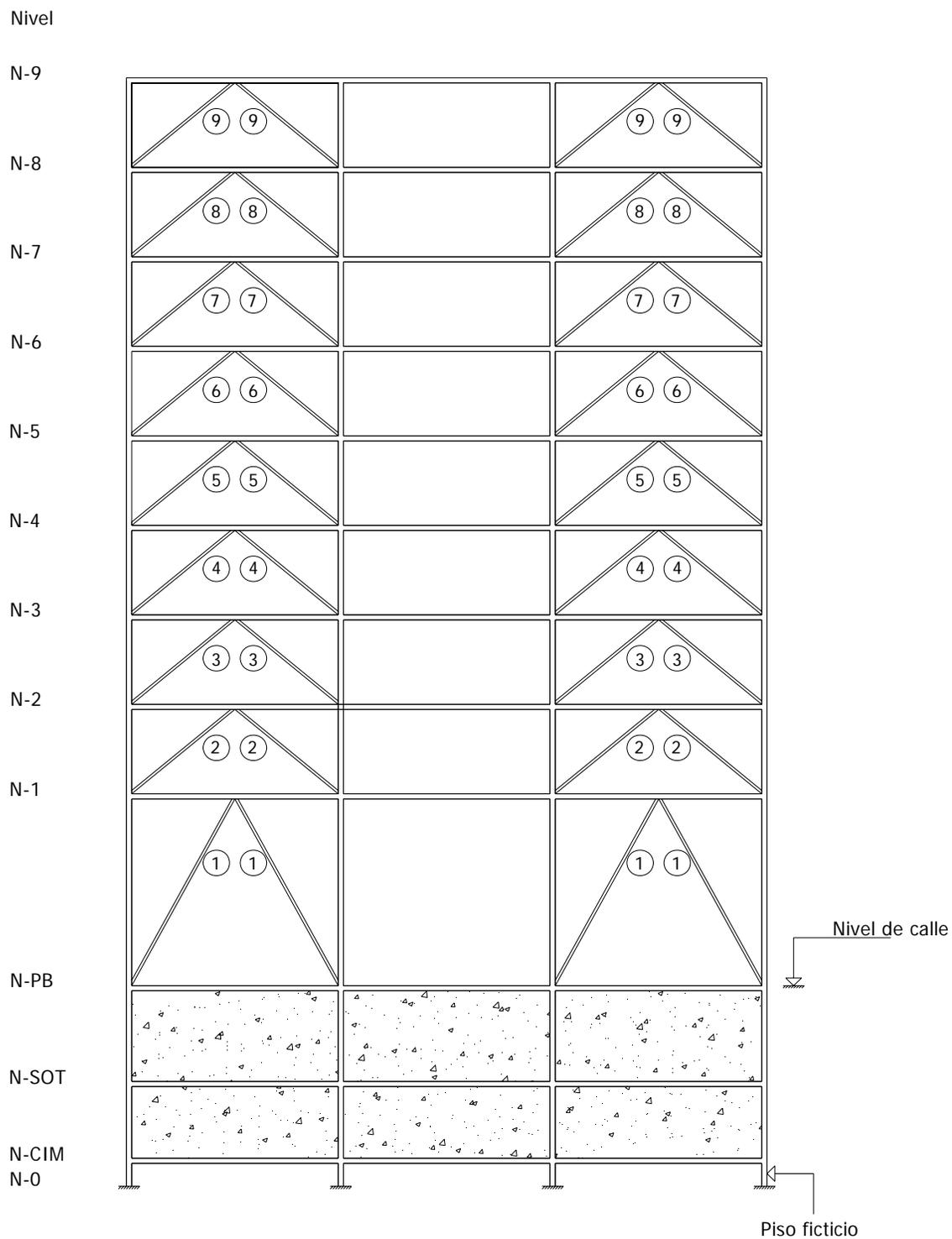


Fig 4.18.- Distribución de resistencias tipo en diagonales del eje A, modelo de 9 niveles, caso C

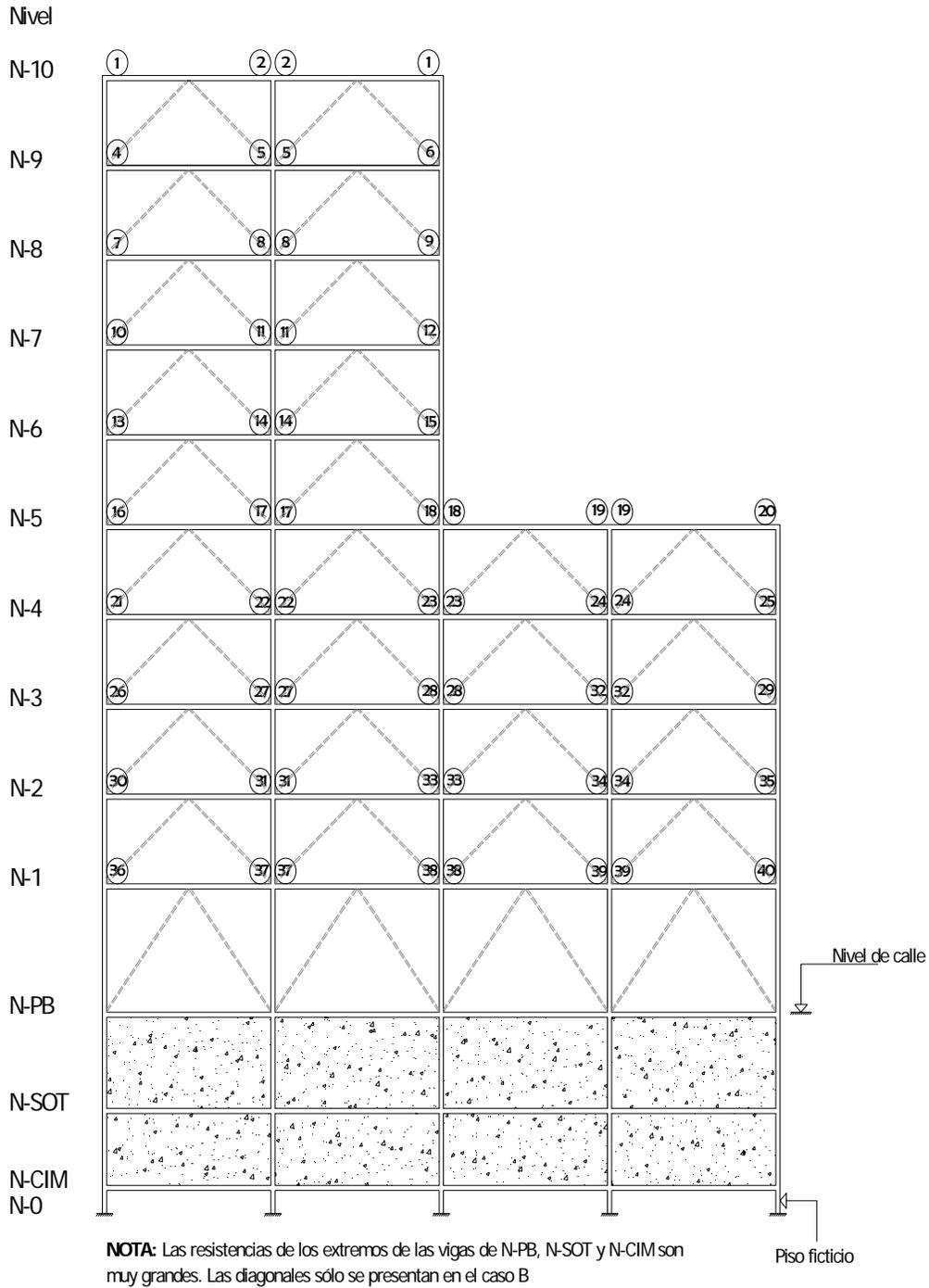


Fig 4.19.- Distribución de resistencias de extremos en vigas, eje A del modelo de 10 niveles, casos A y B

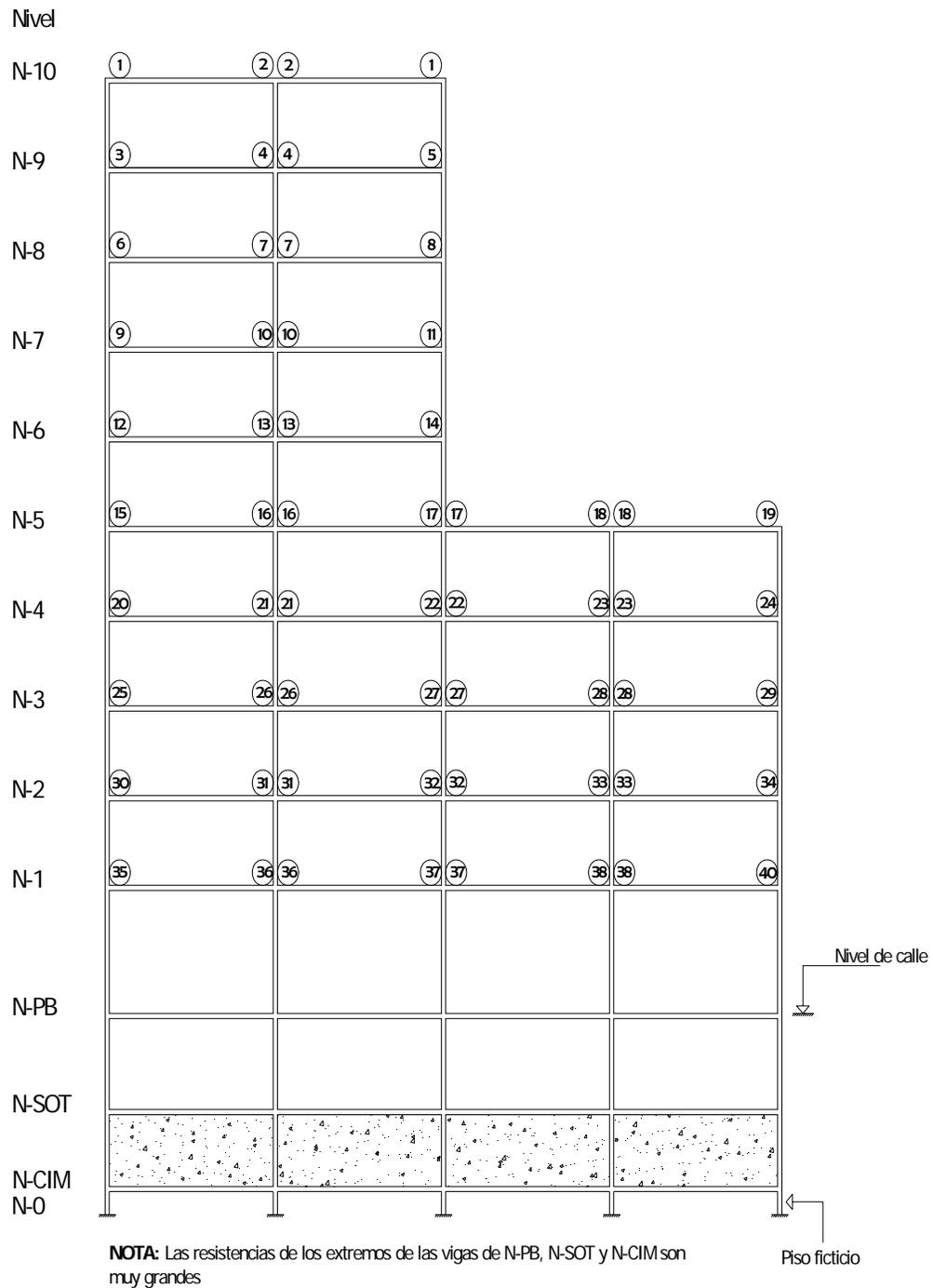


Fig 4.20.- Distribución de resistencias de extremos en vigas, eje C del modelo de 10 niveles, casos A y B

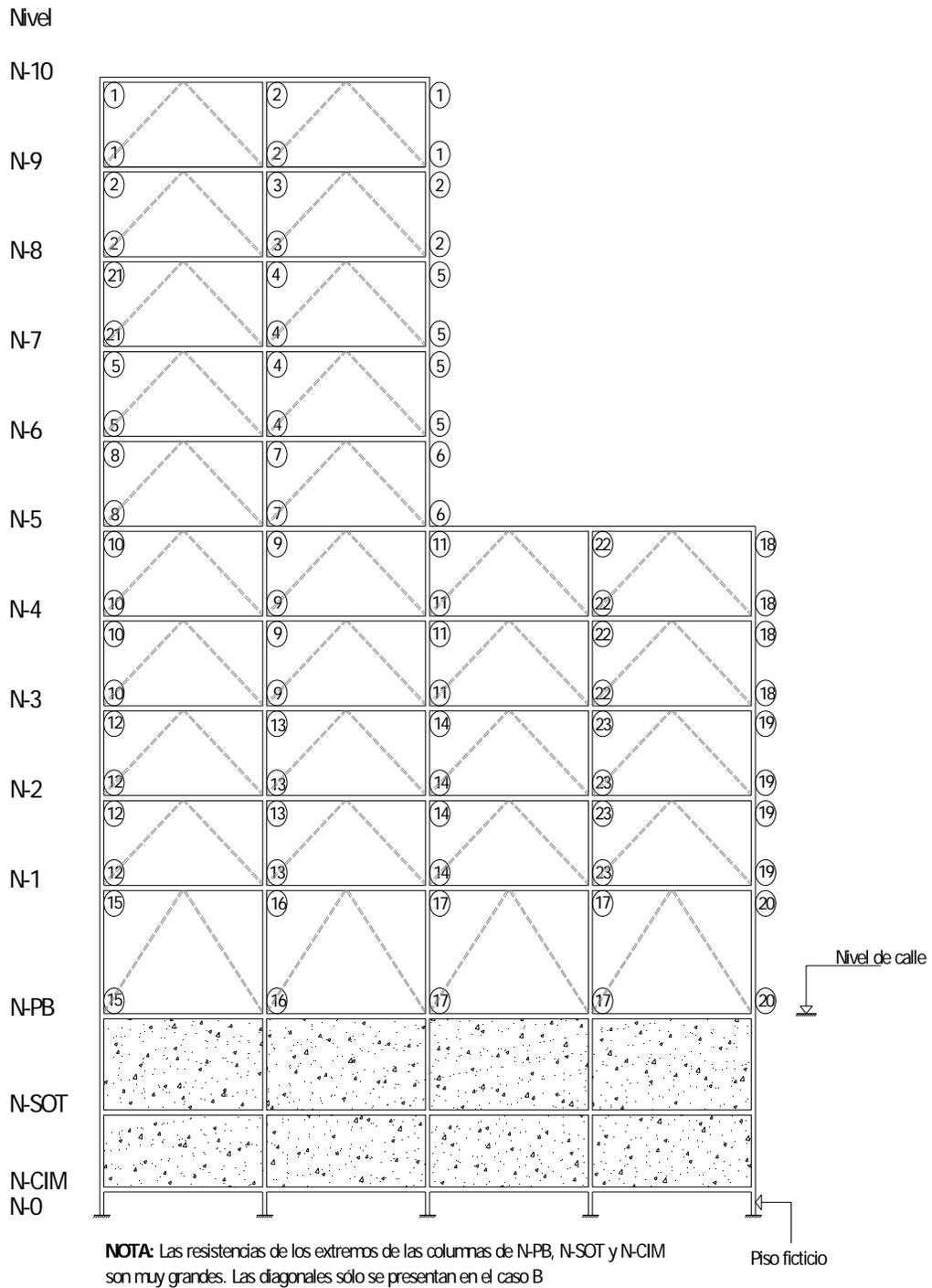


Fig 4.21.- Distribución de resistencias en los extremos de columnas, eje A del modelo de 10 niveles, casos A y B

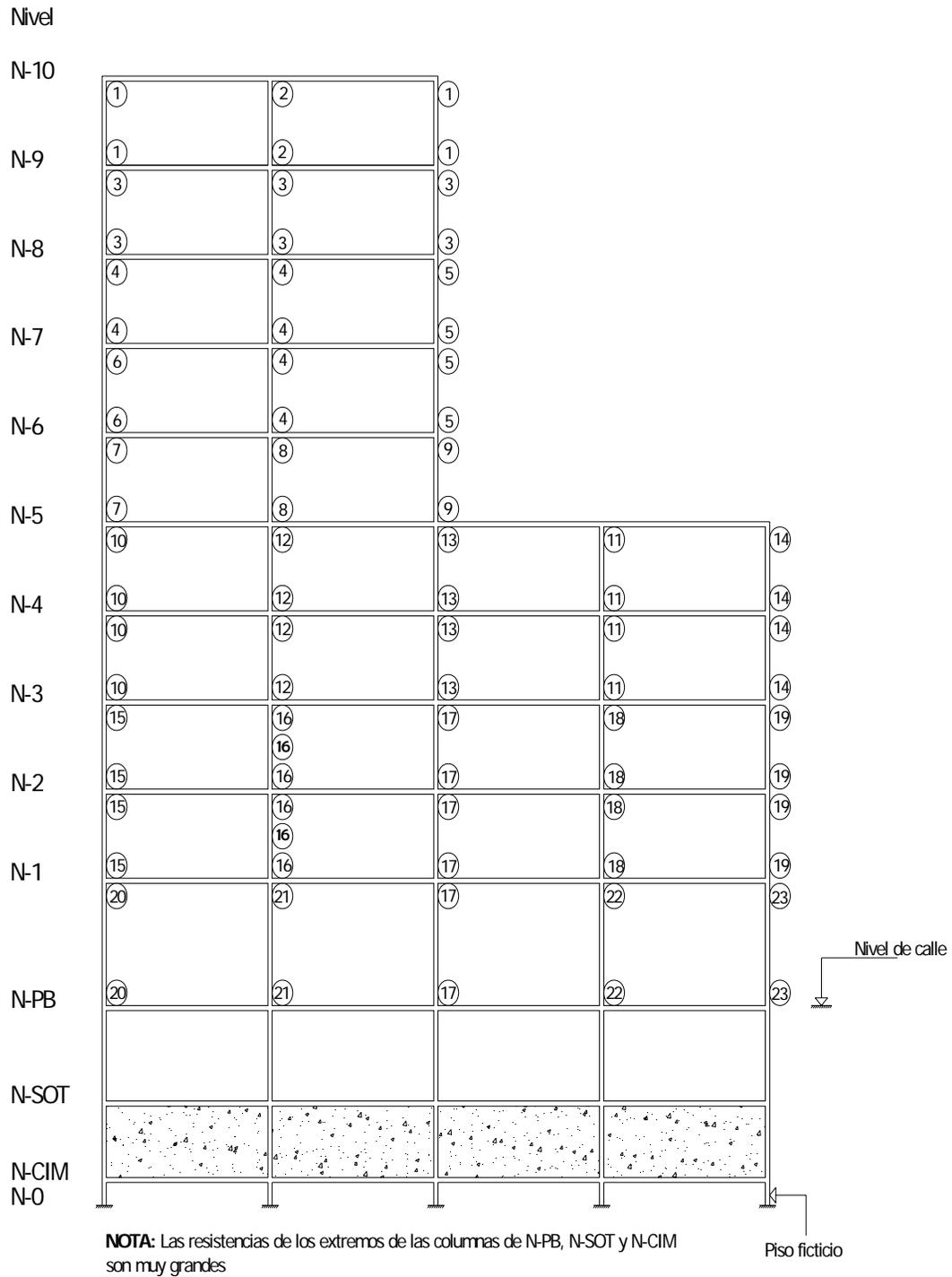


Fig 4.22.- Distribución de resistencias en los extremos de columnas, eje C del modelo de 10 niveles, casos A y

B

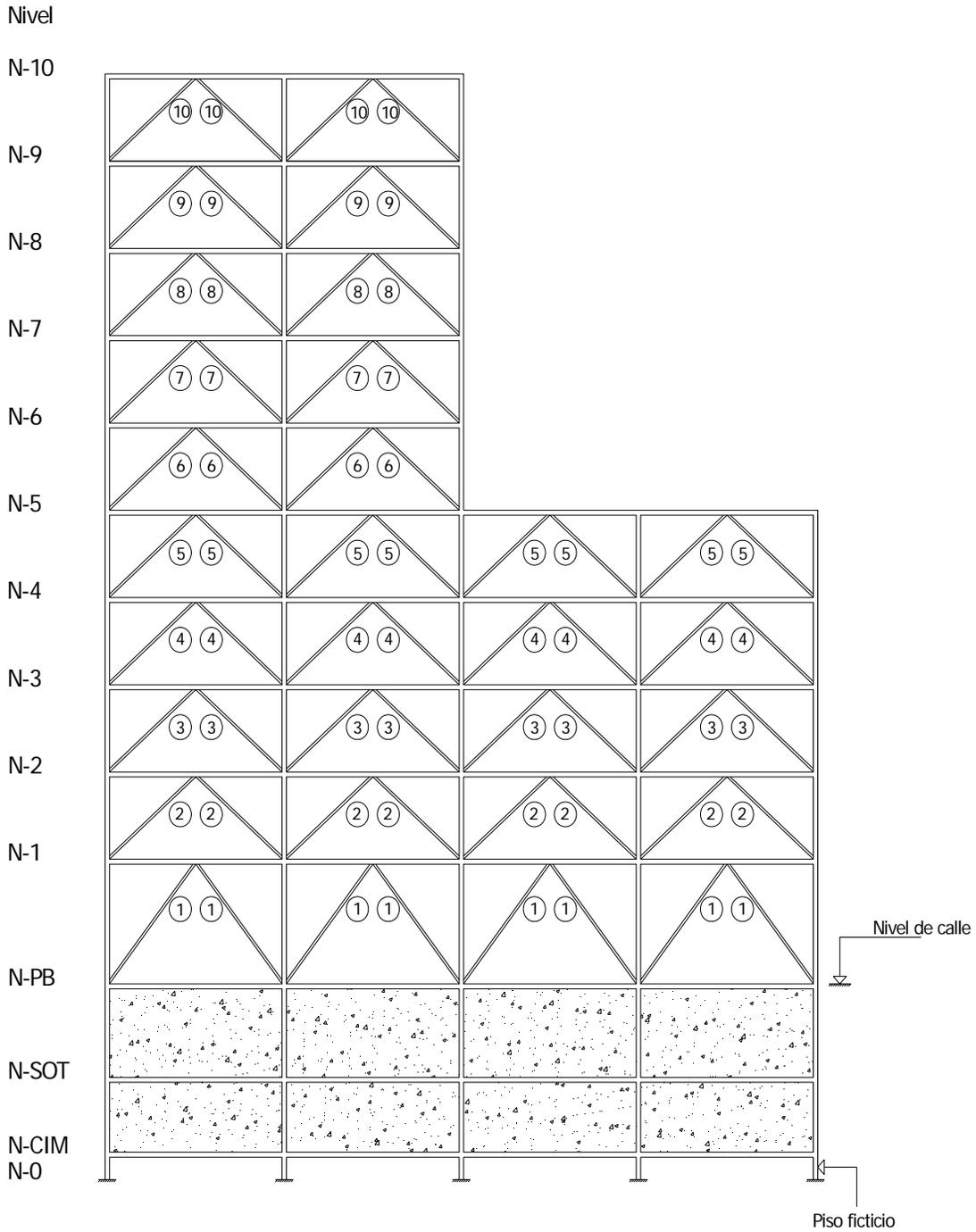


Fig 4.23.- Distribución de resistencias en diagonales del eje A, modelo de 10 niveles, caso B

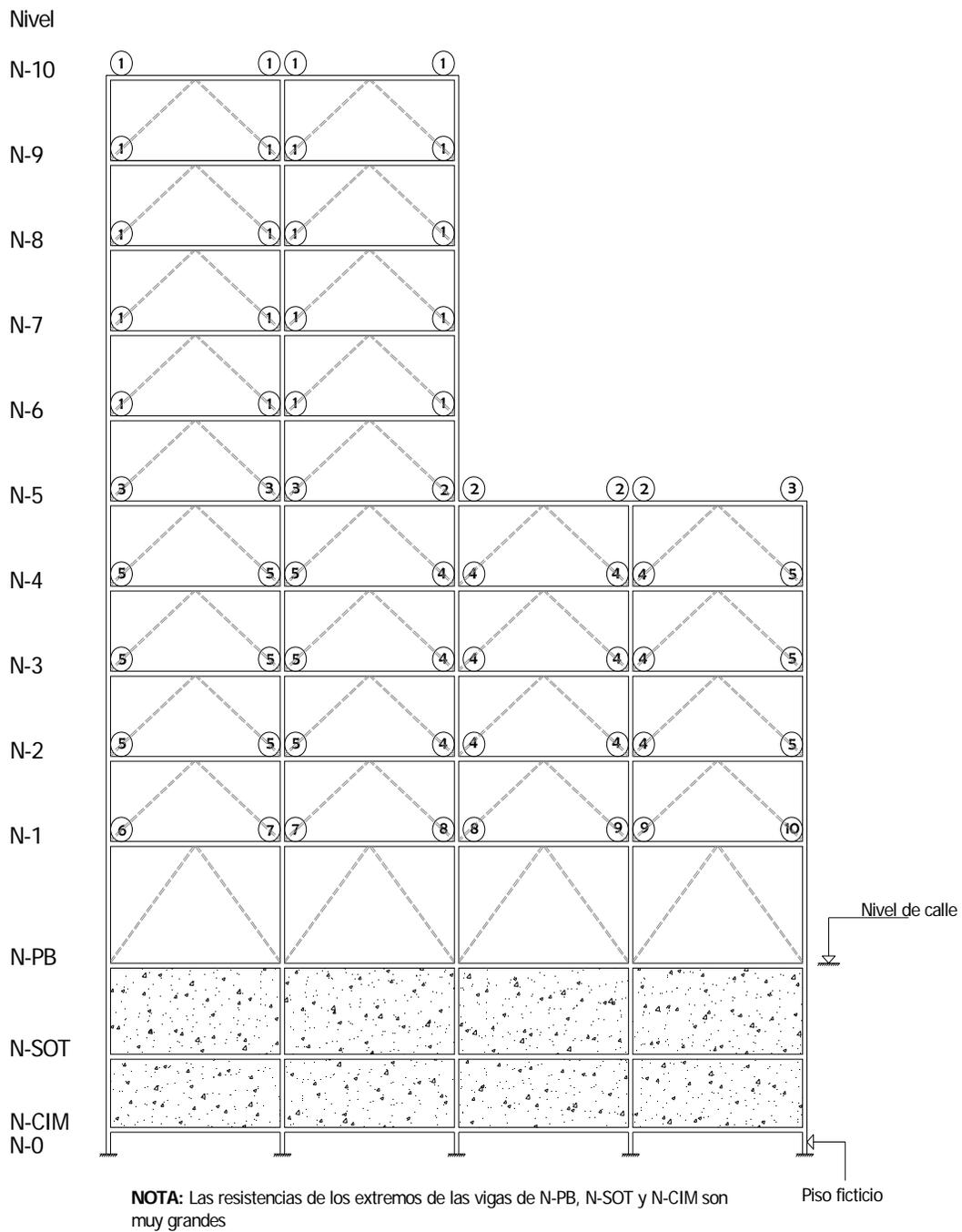


Fig 4.24.- Distribución de resistencias de extremos en vigas, eje A del modelo de 10 niveles, caso C

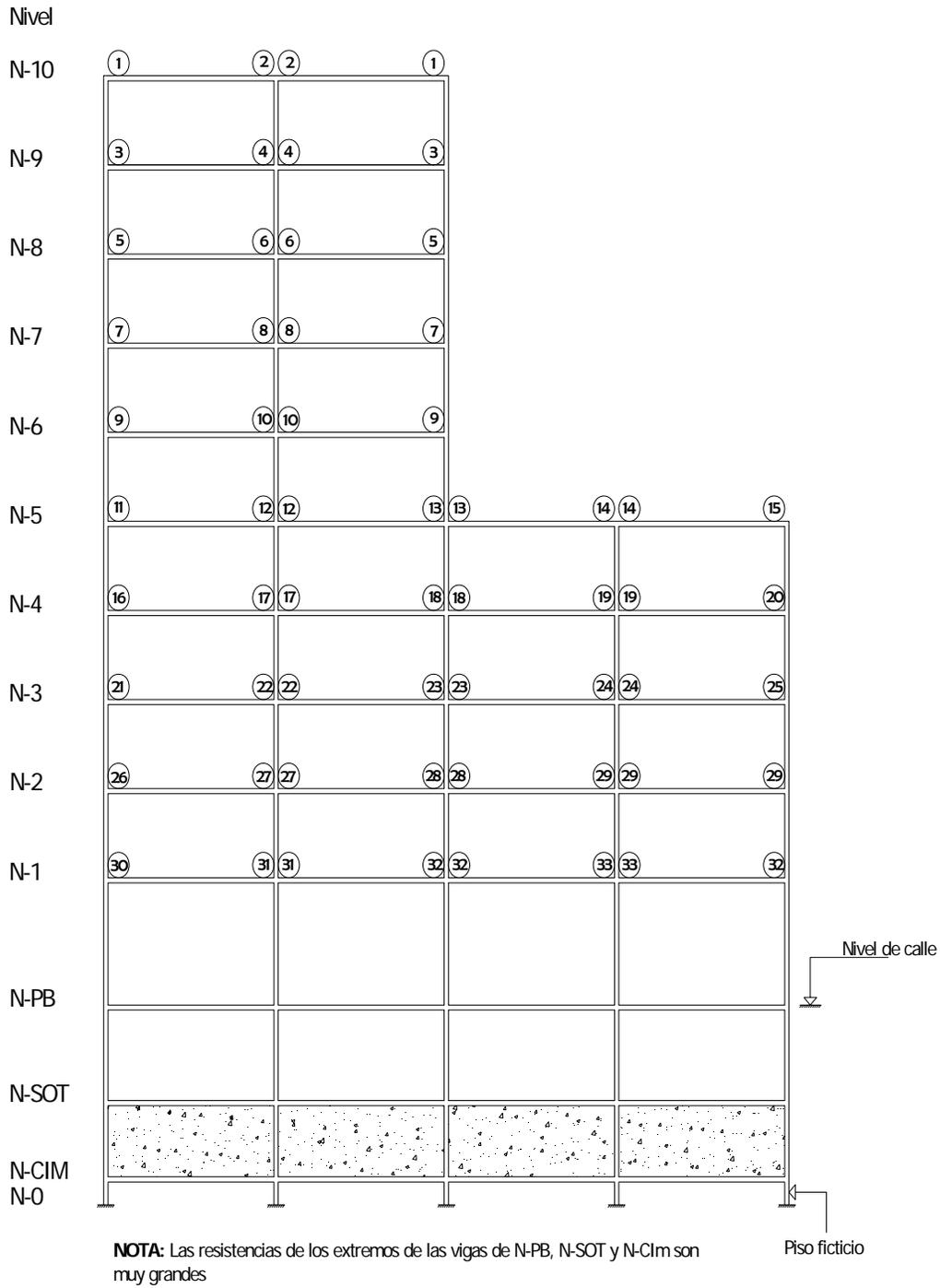


Fig 4.25.- Distribución de resistencias de extremos en vigas, eje C del modelo de 10 niveles, caso C

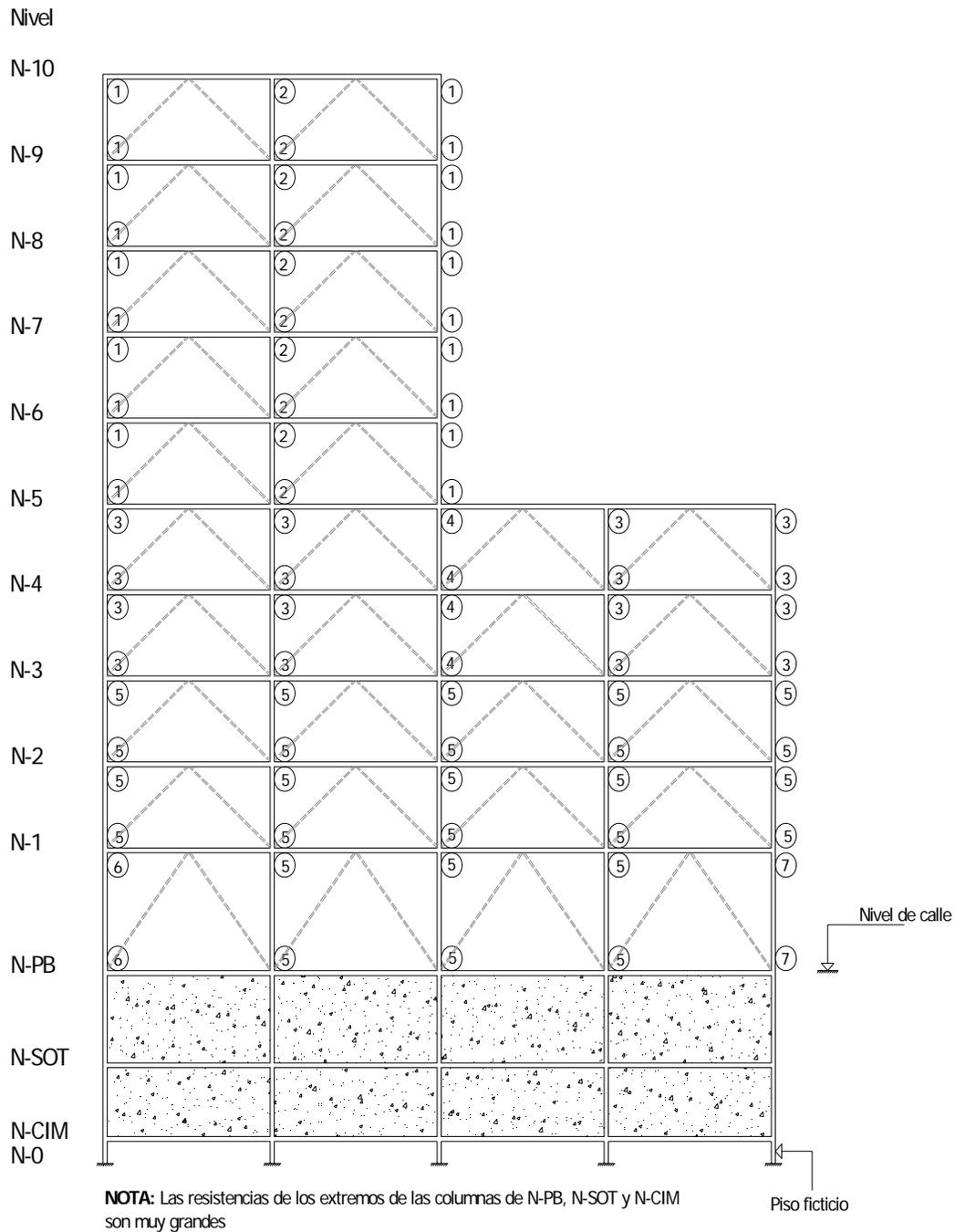


Fig 4.26.- Distribución de resistencias en los extremos de columnas, eje A del modelo de 10 niveles, caso C

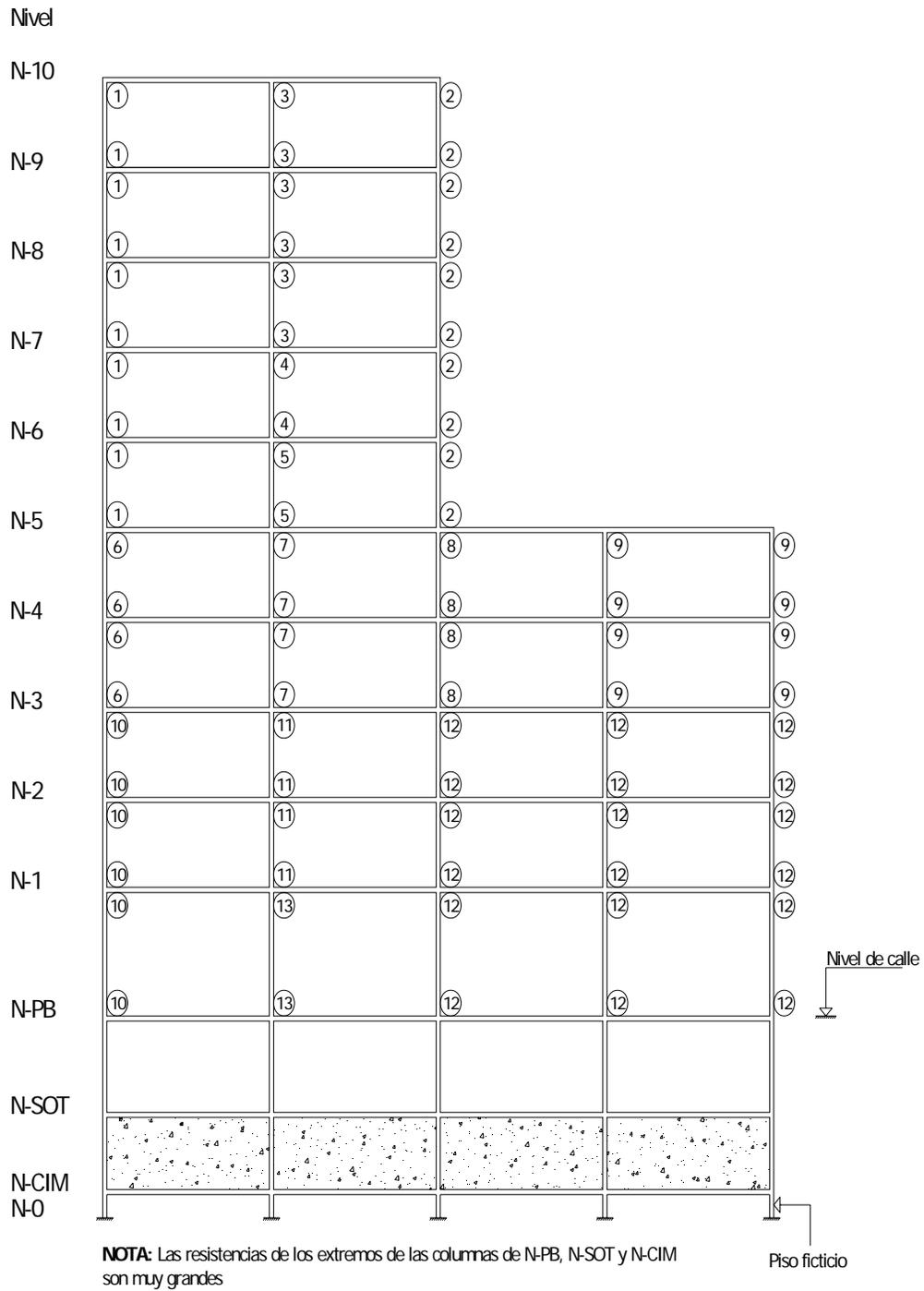


Fig 4.27.- Distribución de resistencias en los extremos de columnas, eje C del modelo de 10 niveles, caso C

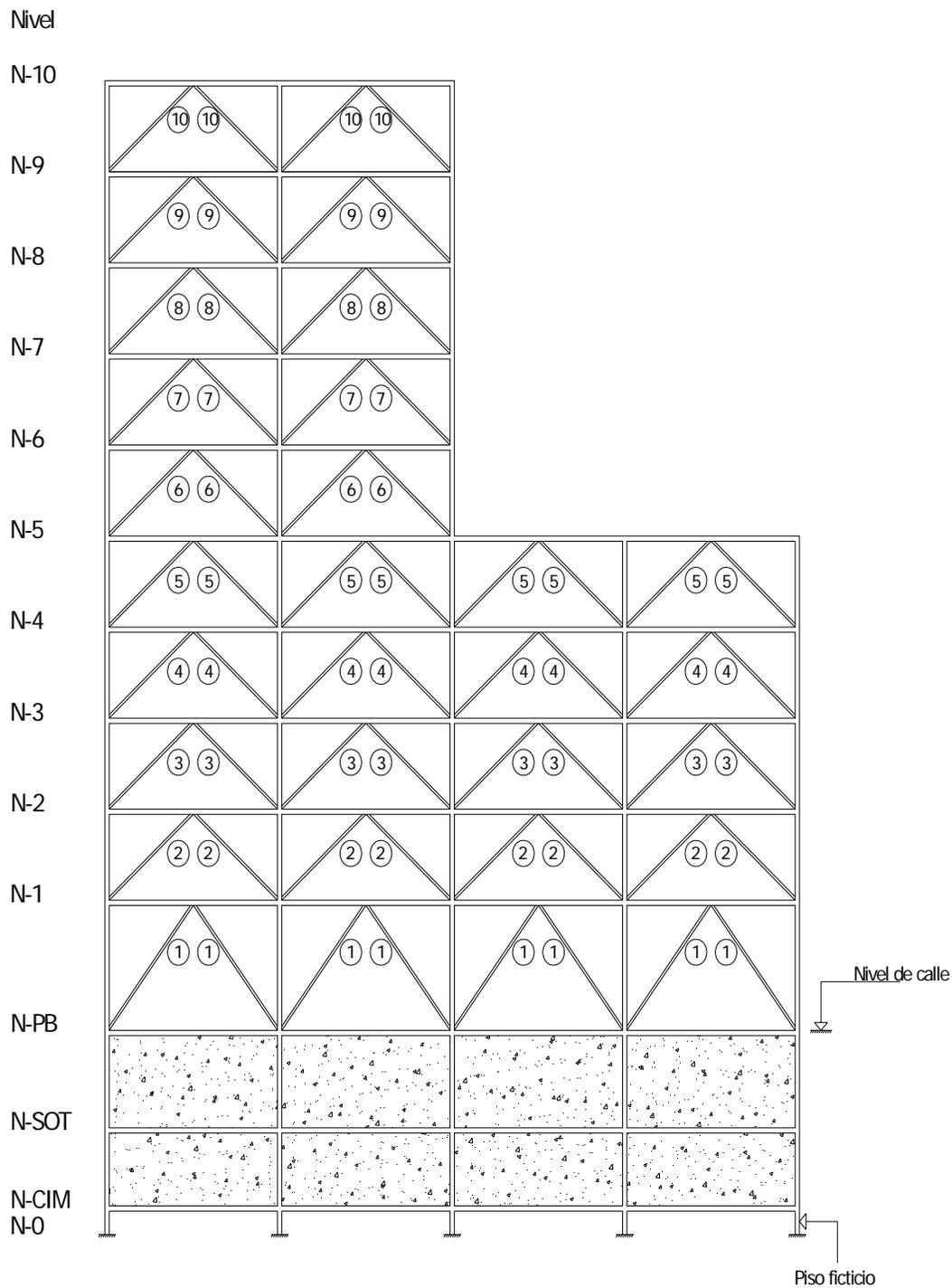


Fig 4.28.- Distribución de resistencias en diagonales del eje A, modelo de 10 niveles, caso C

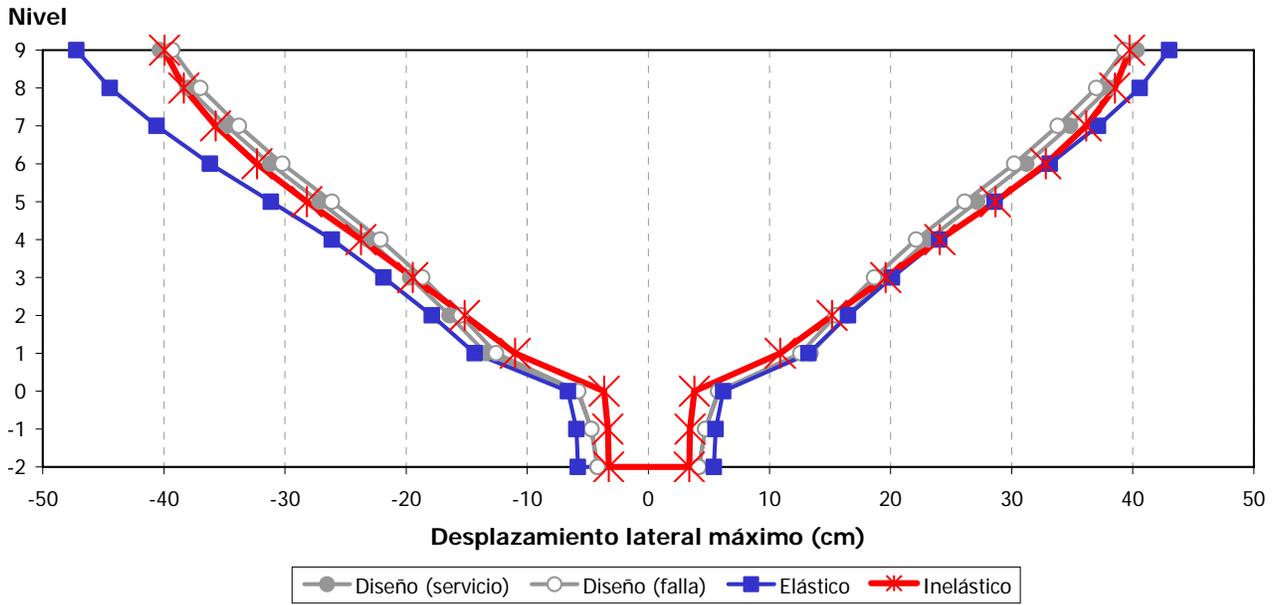


Fig 4.29.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso A, eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

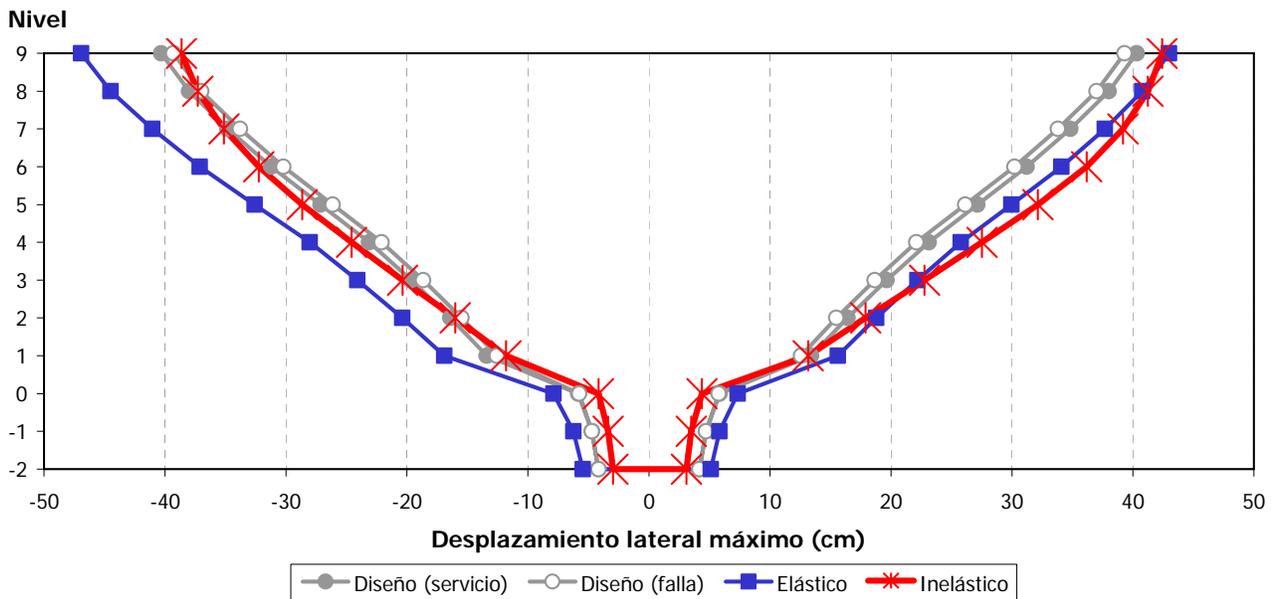


Fig 4.30.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso A, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

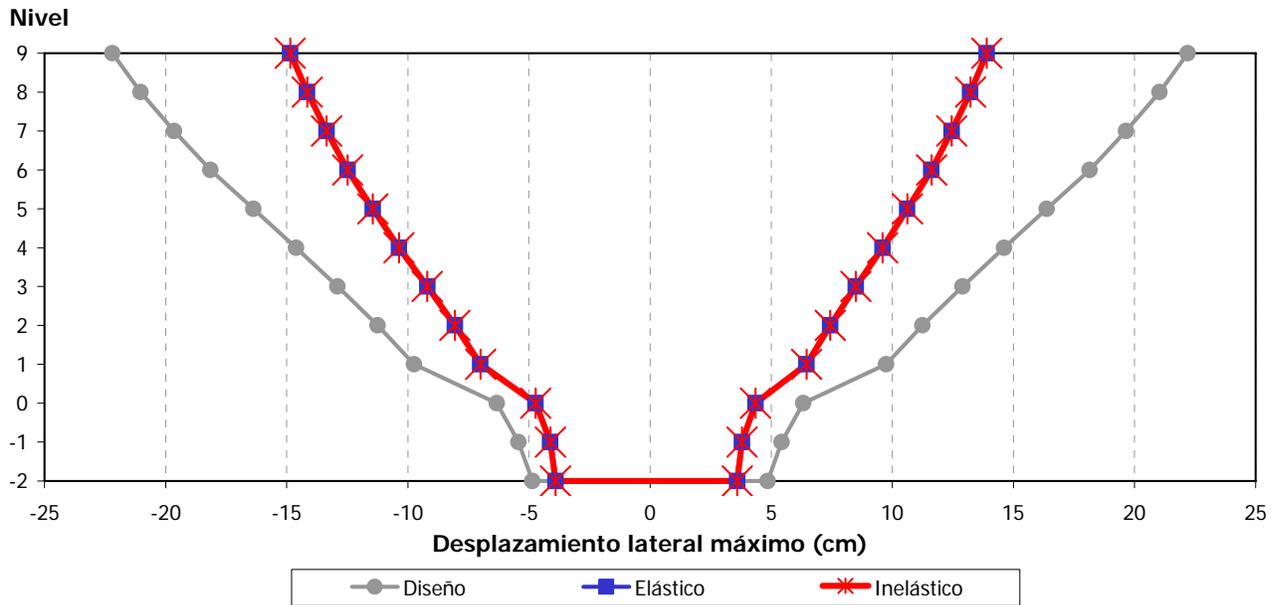


Fig 4.31.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso B, eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

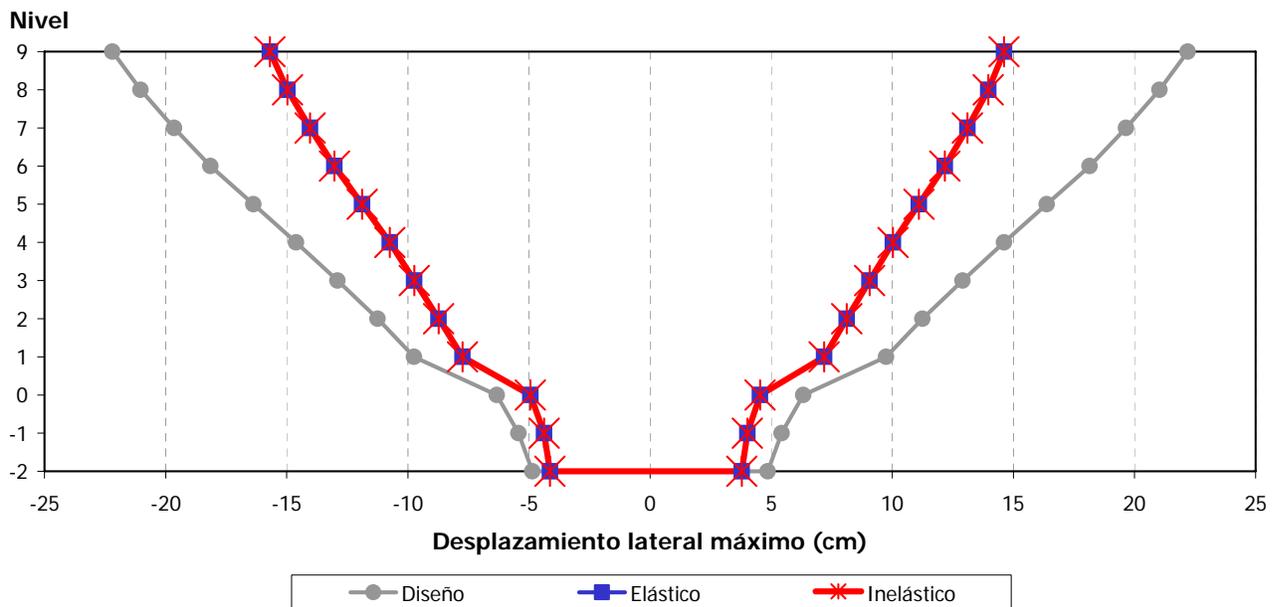


Fig 4.32.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso B, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

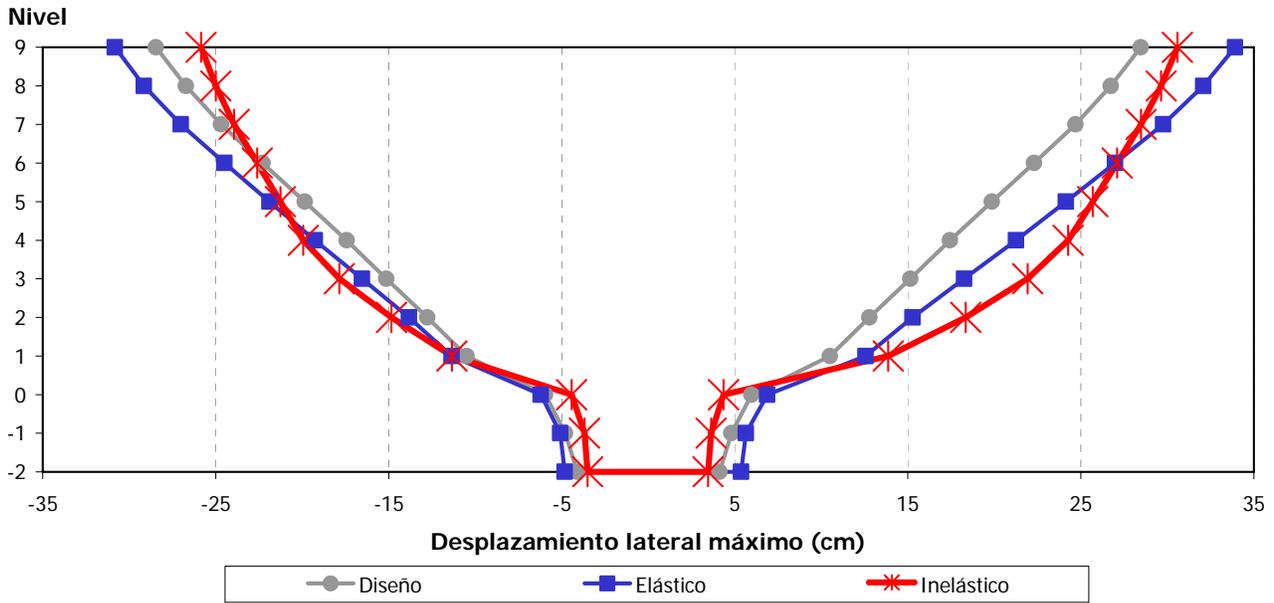


Fig 4.33.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso C, eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

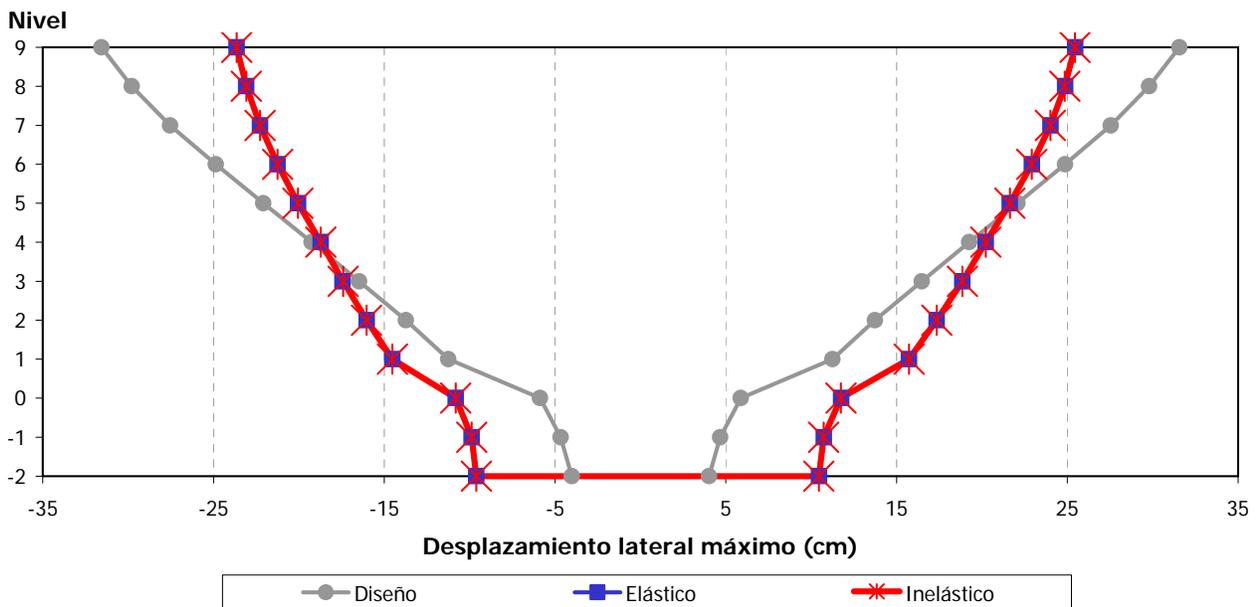


Fig 4.34.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso C, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

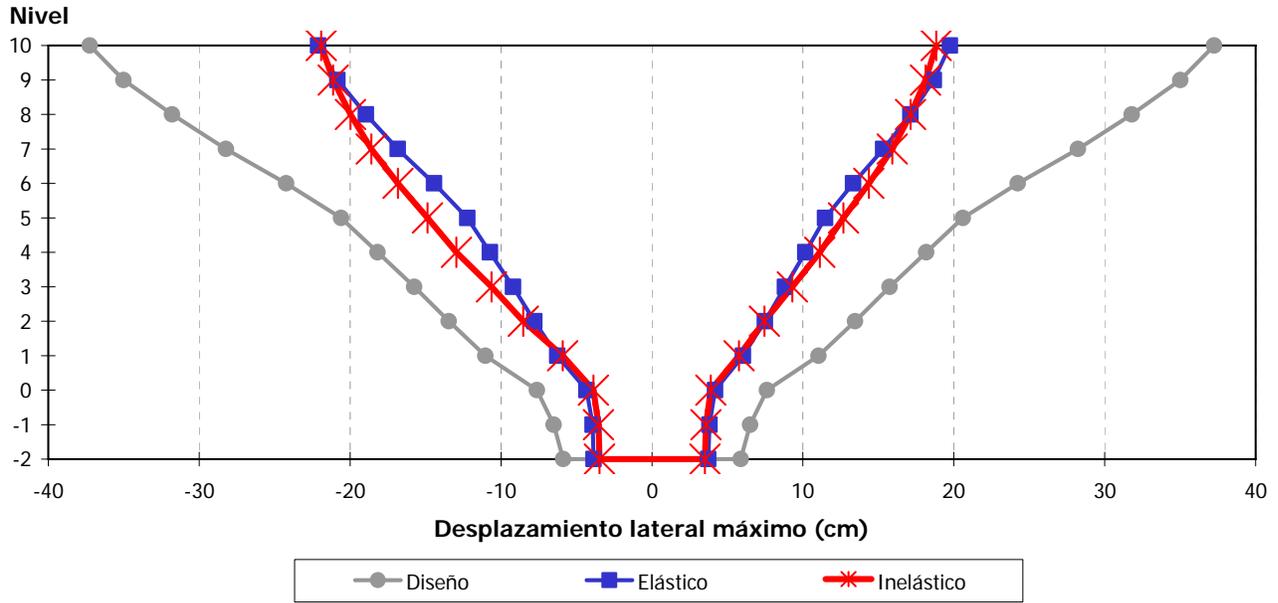


Fig 4.35.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso A, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

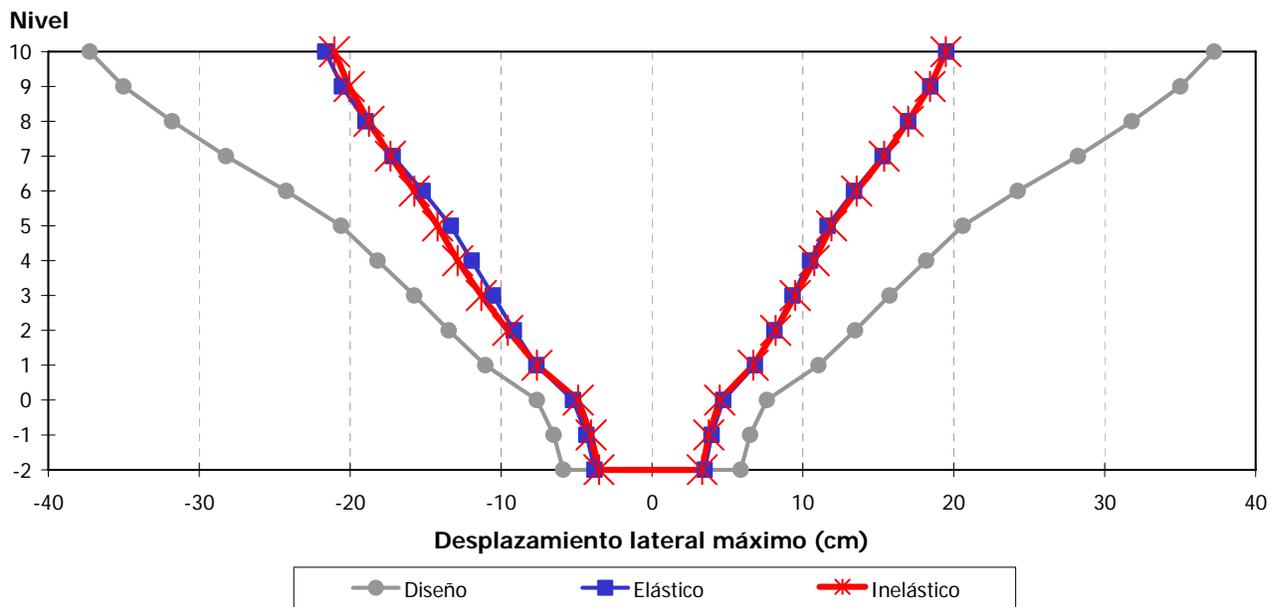


Fig 4.36.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso A, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

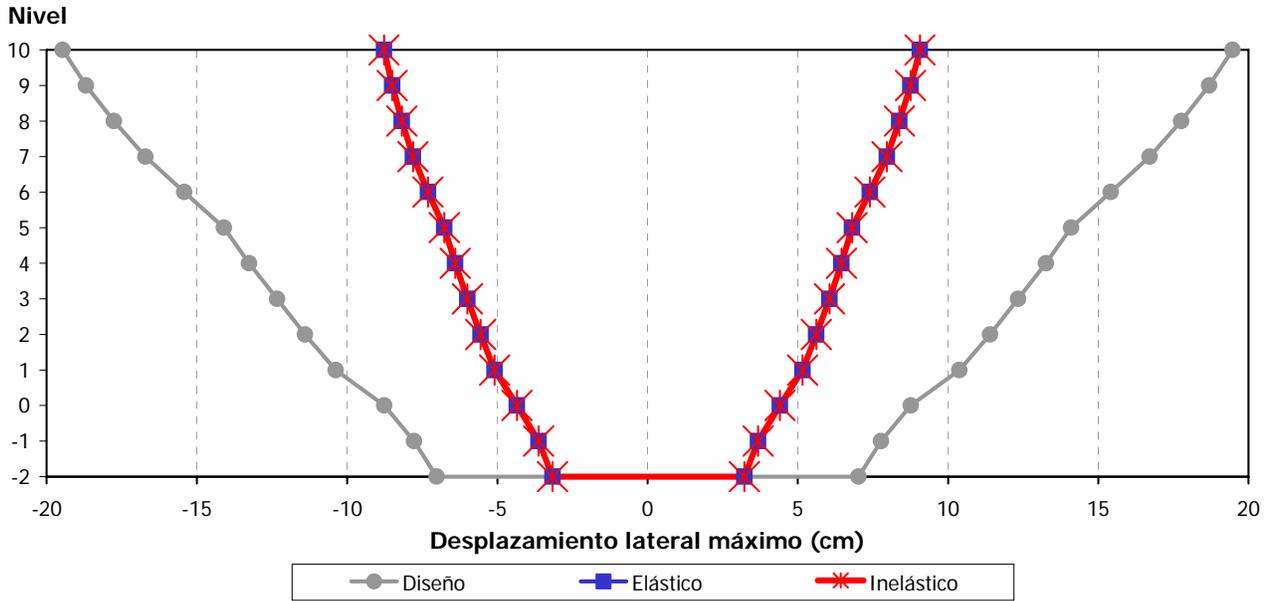


Fig 4.37.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso B, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

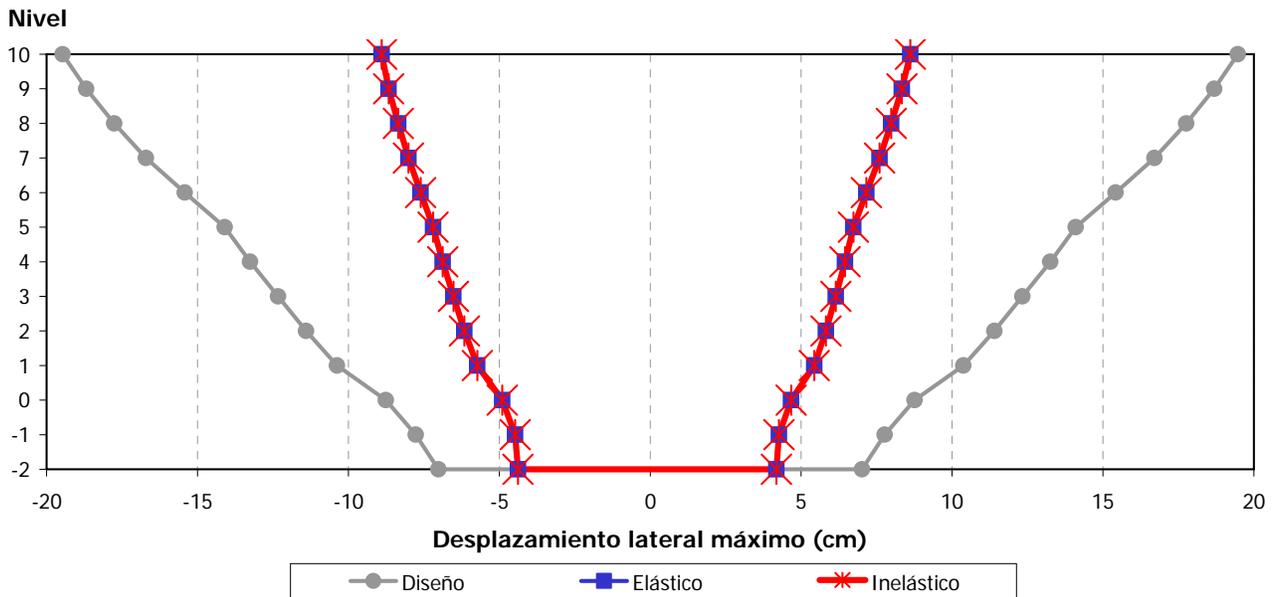


Fig 4.38.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso B, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

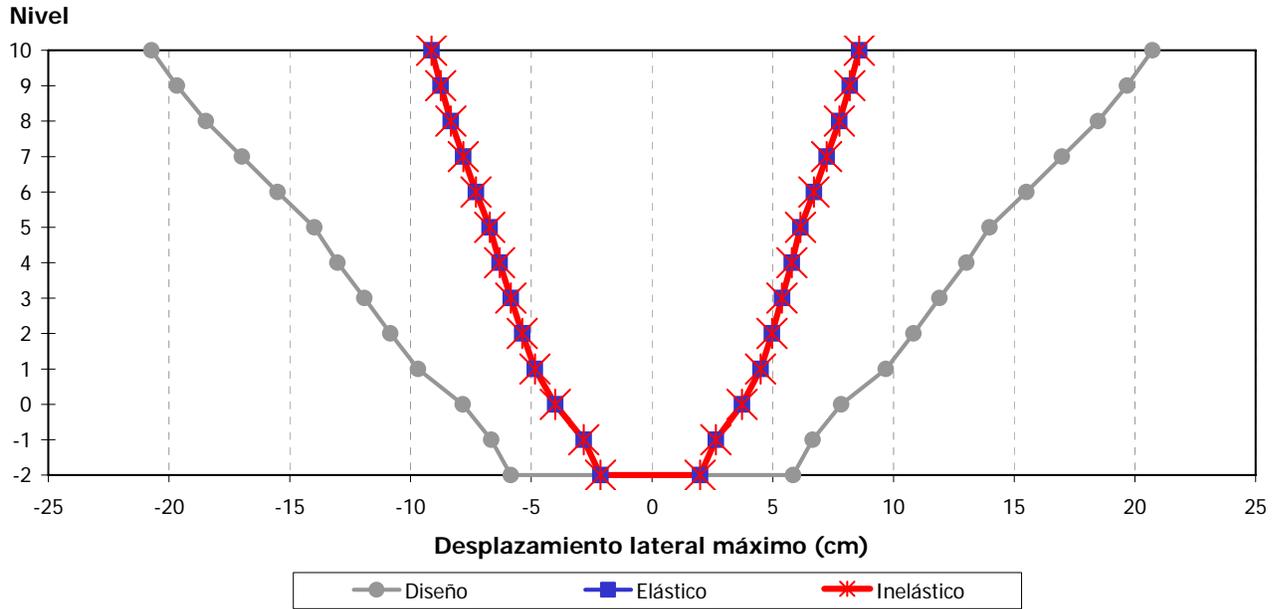


Fig 4.39.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso C, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

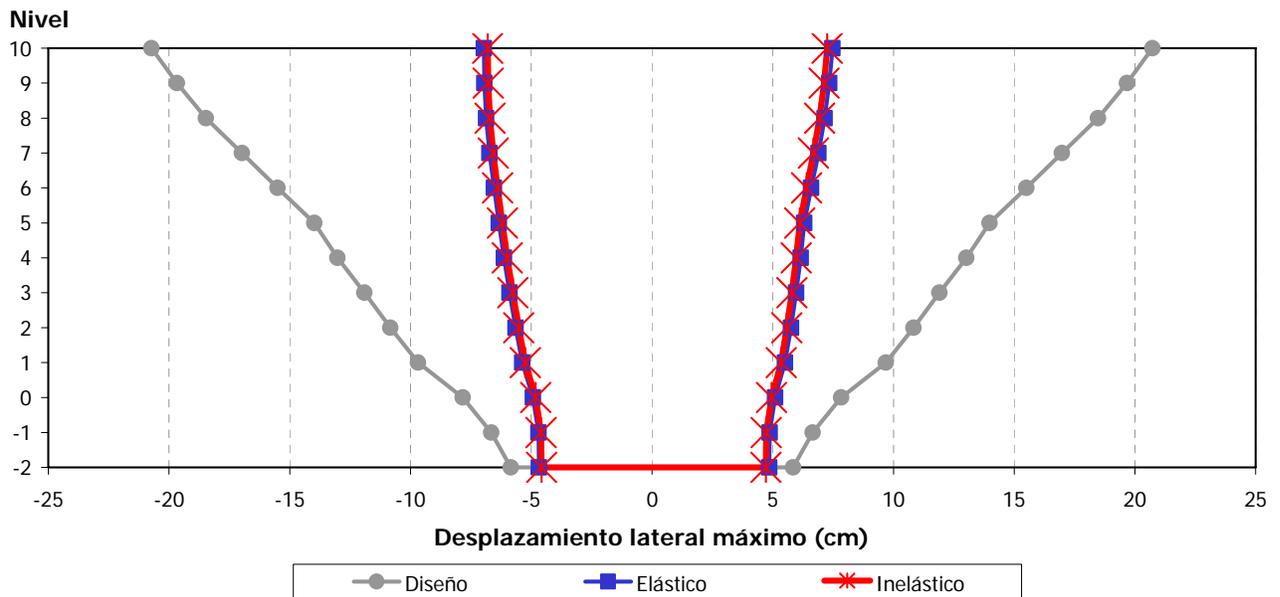


Fig 4.40.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del caso C, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

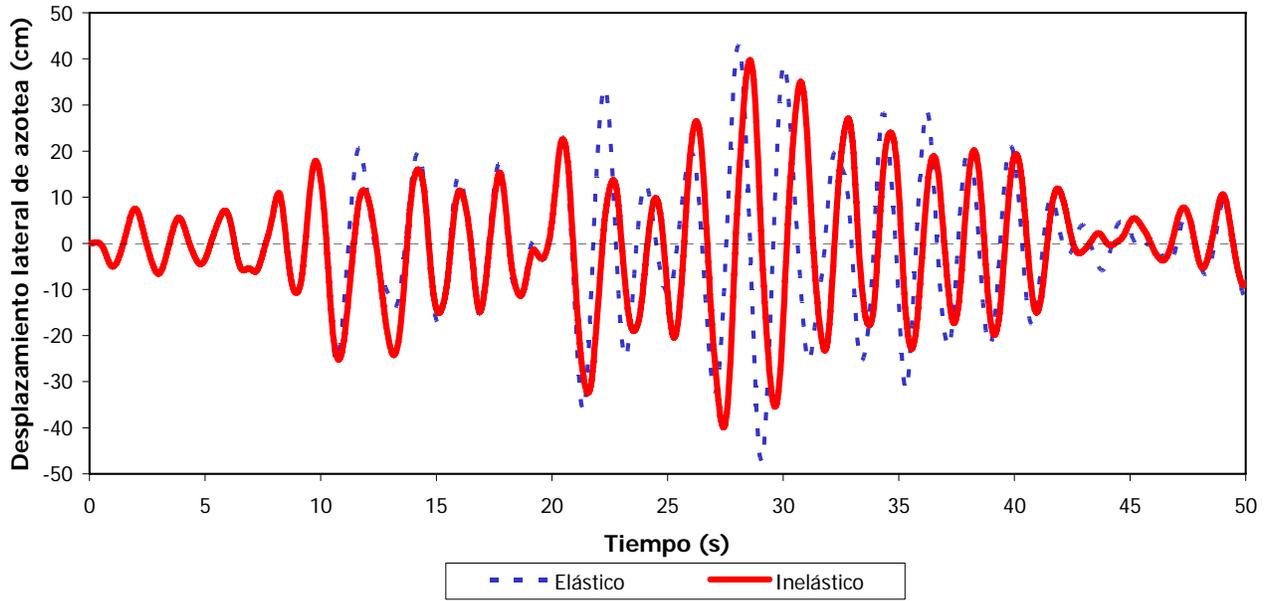


Fig 4.41.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso A, eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

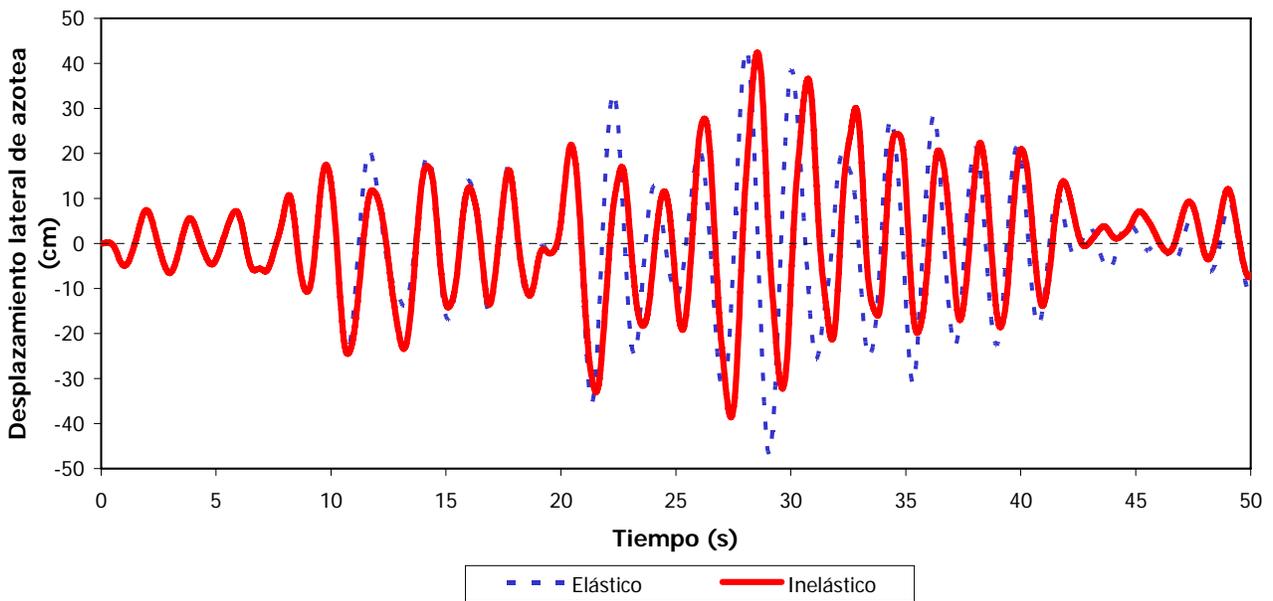


Fig 4.42.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso A, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

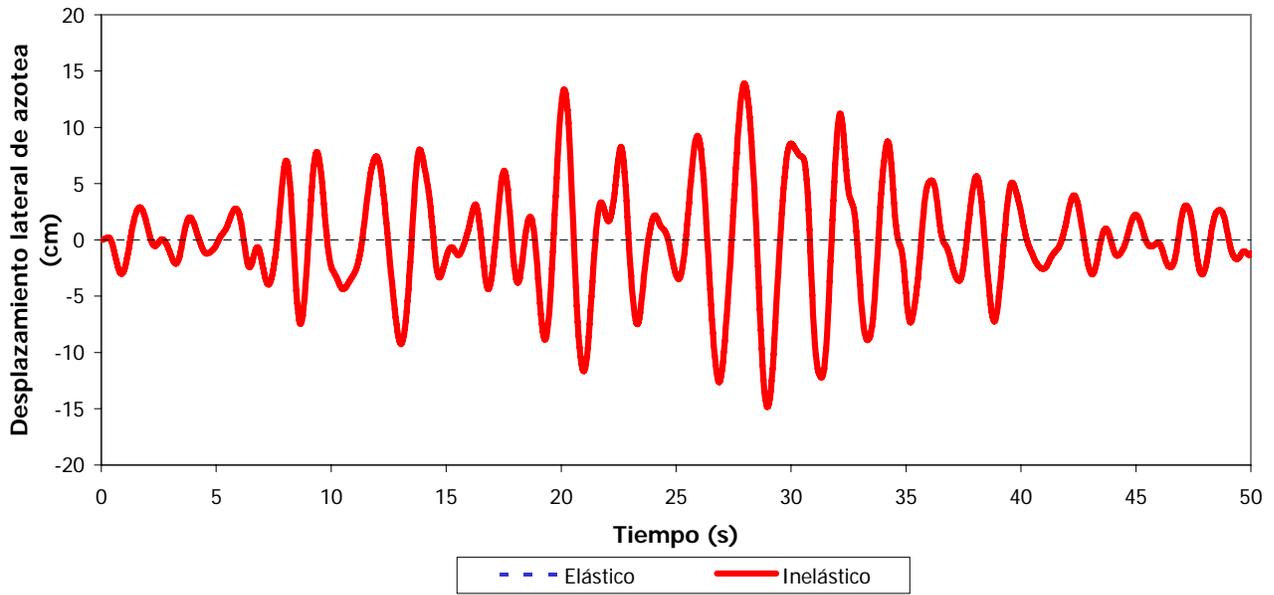


Fig 4.43.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea, caso B del eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

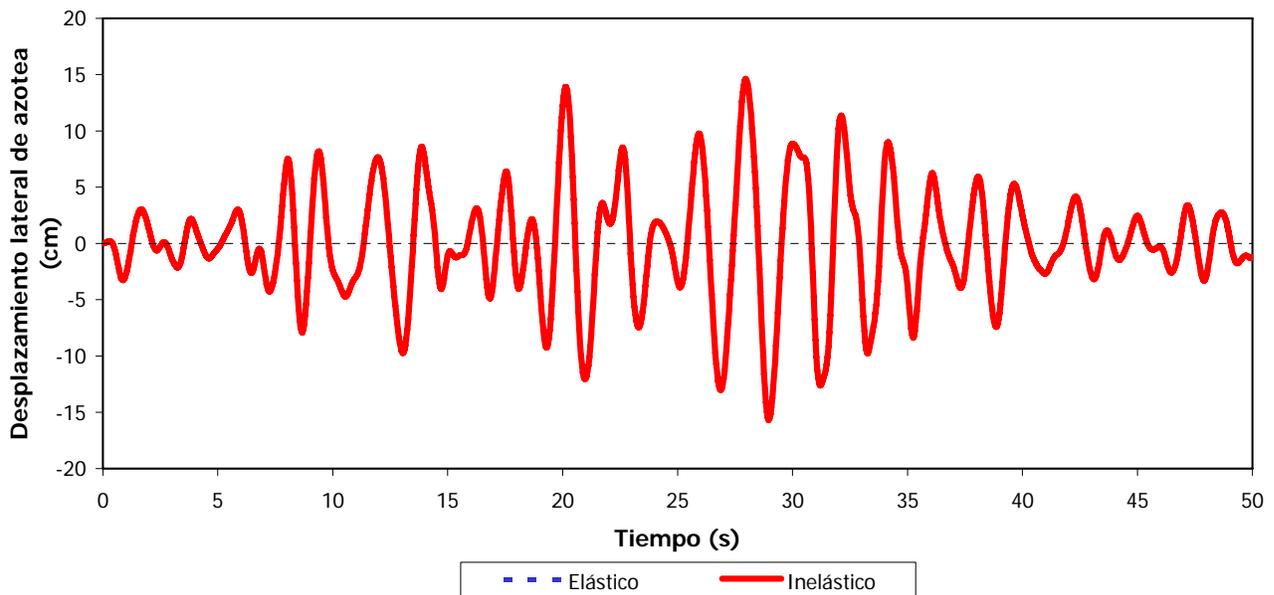


Fig 4.44.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso B, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

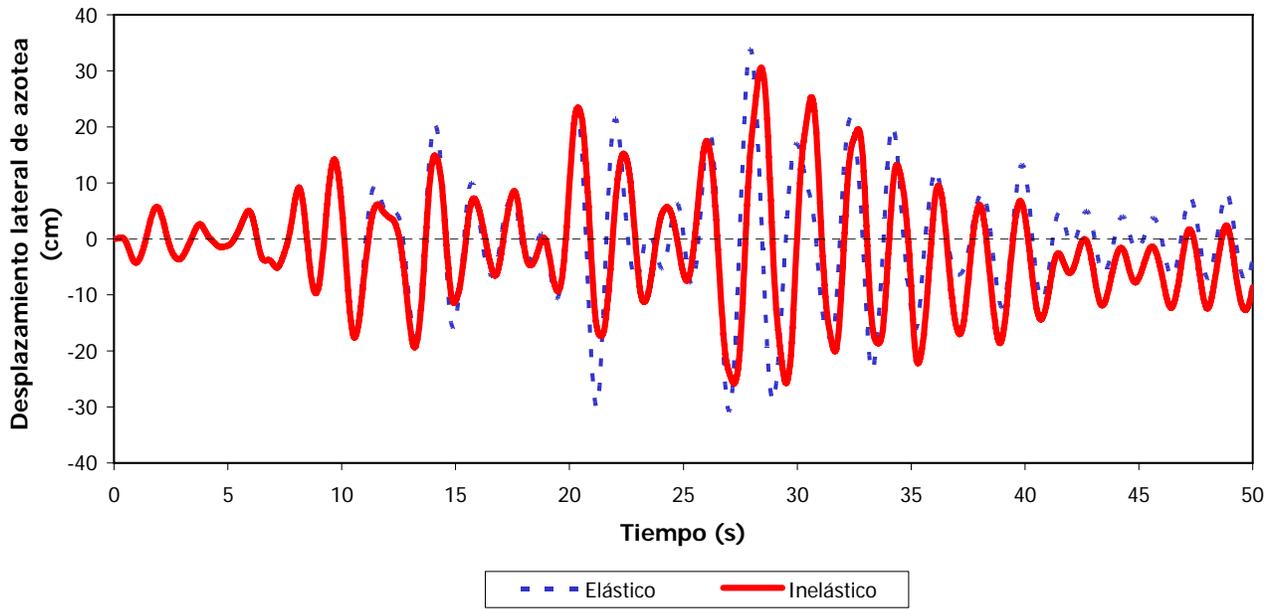


Fig 4.45.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso C, eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

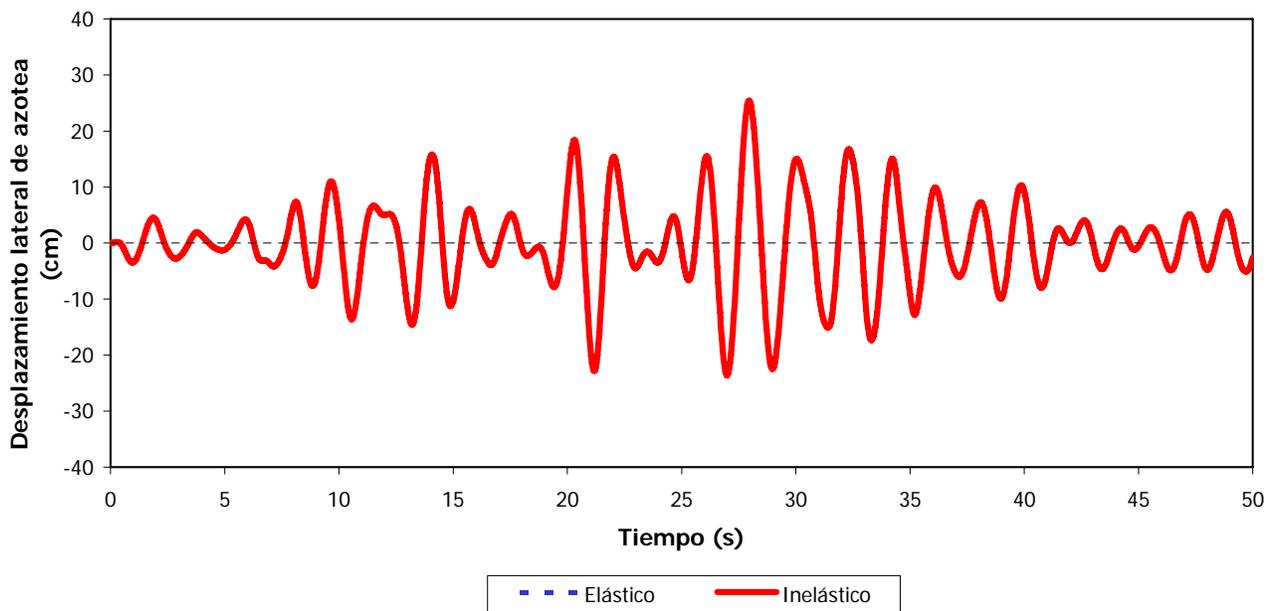


Fig 4.46.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso C, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

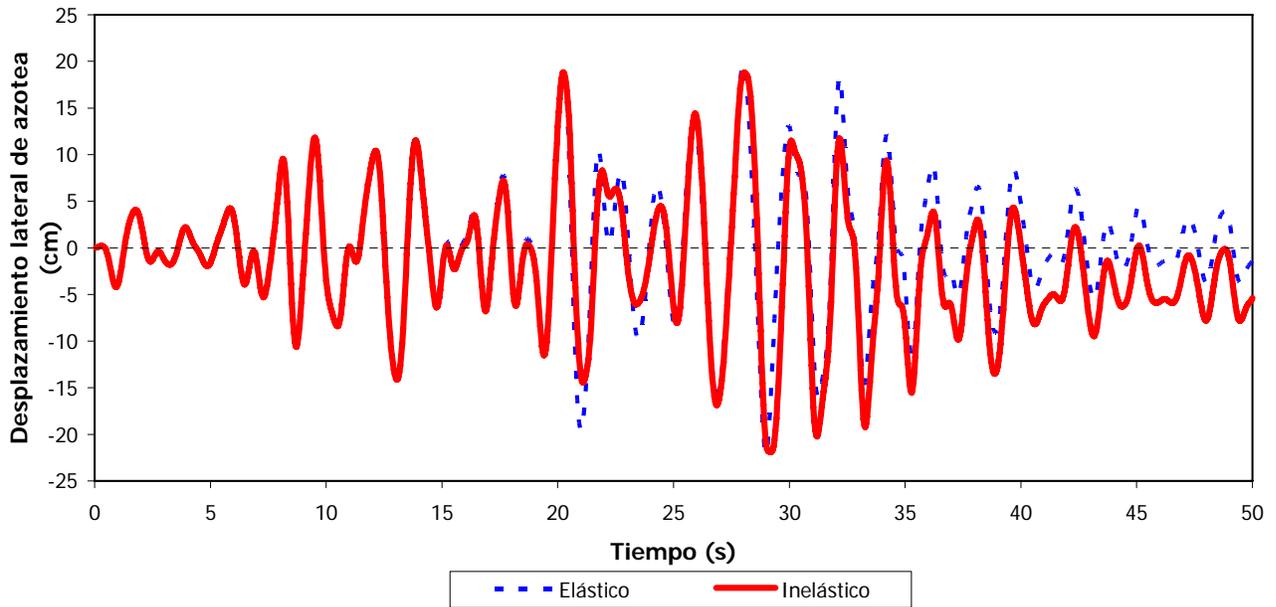


Fig 4.47.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso A, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

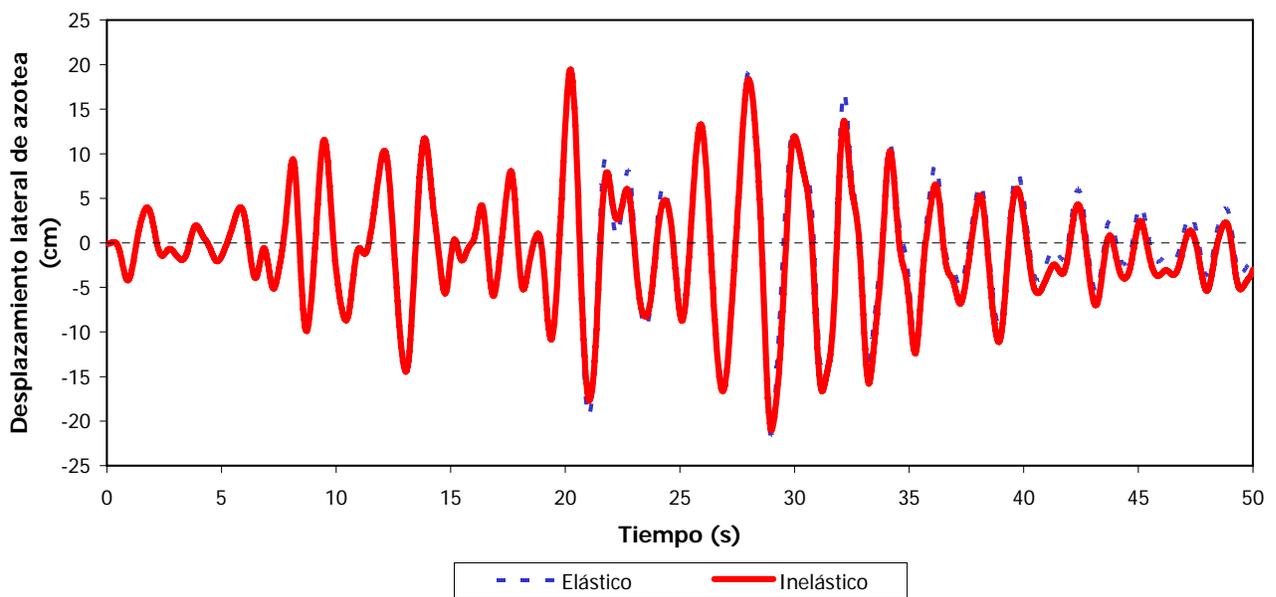


Fig 4.48.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso A, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

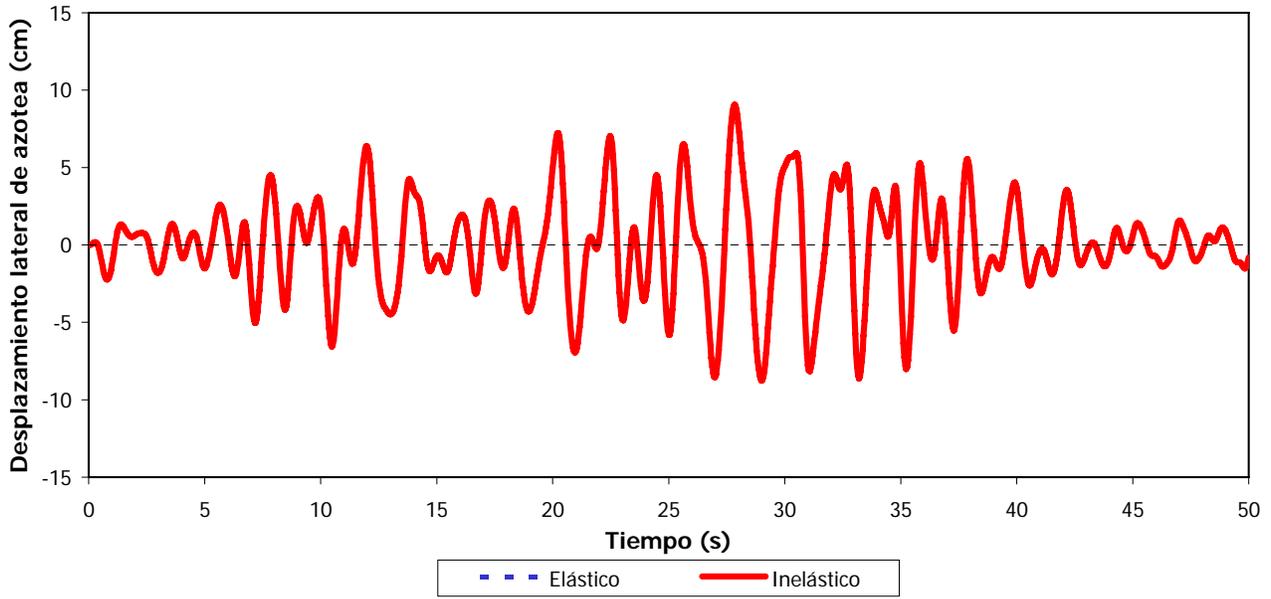


Fig 4.49.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso B, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

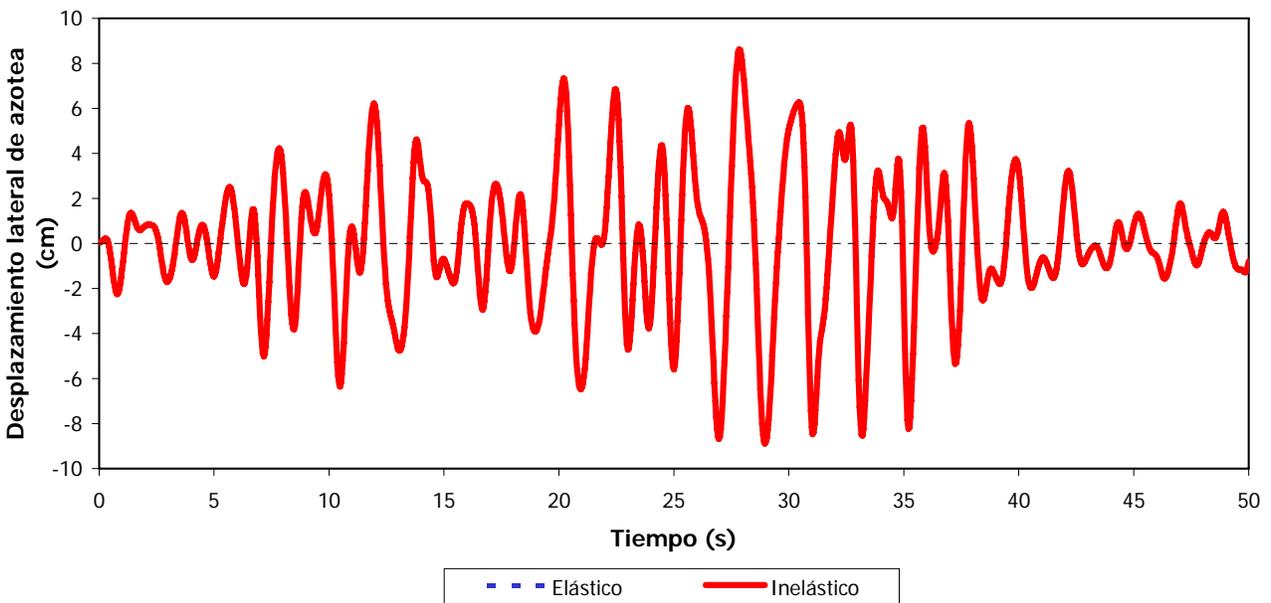


Fig 4.50.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso B, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

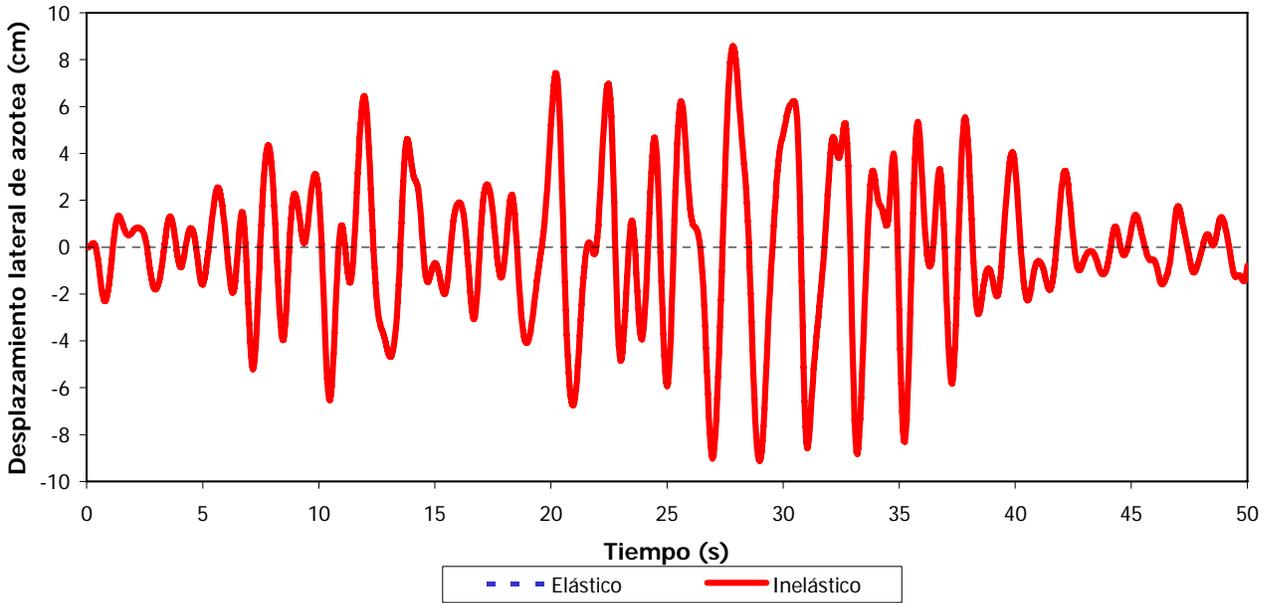


Fig 4.51.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso C, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

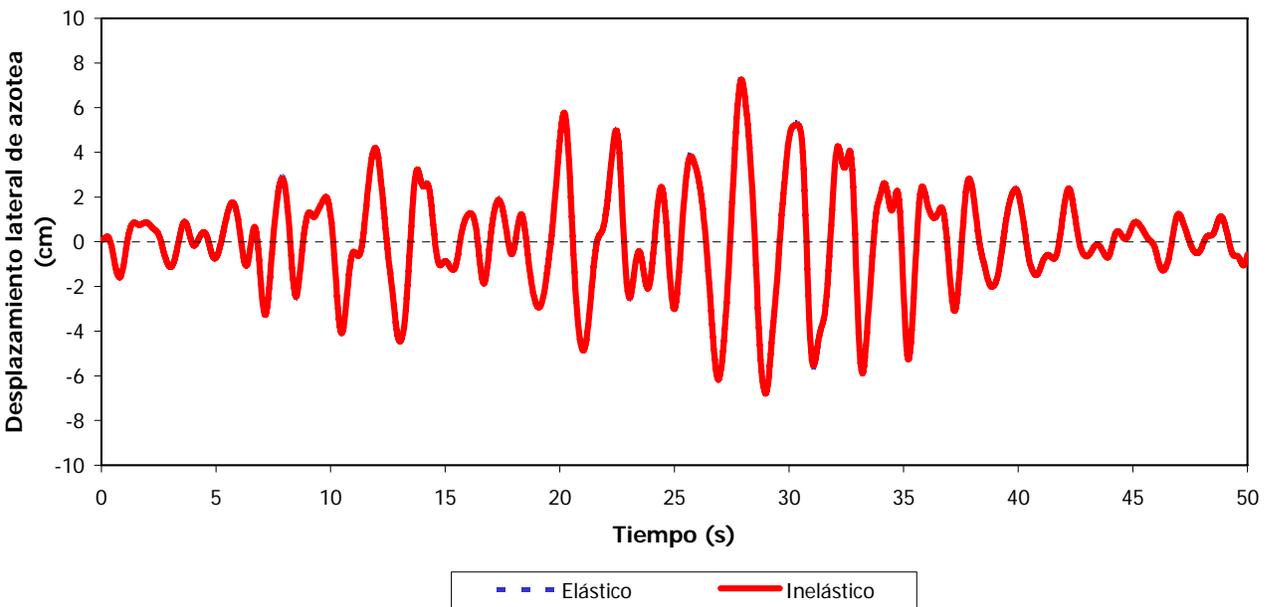


Fig 4.52.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del caso C, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

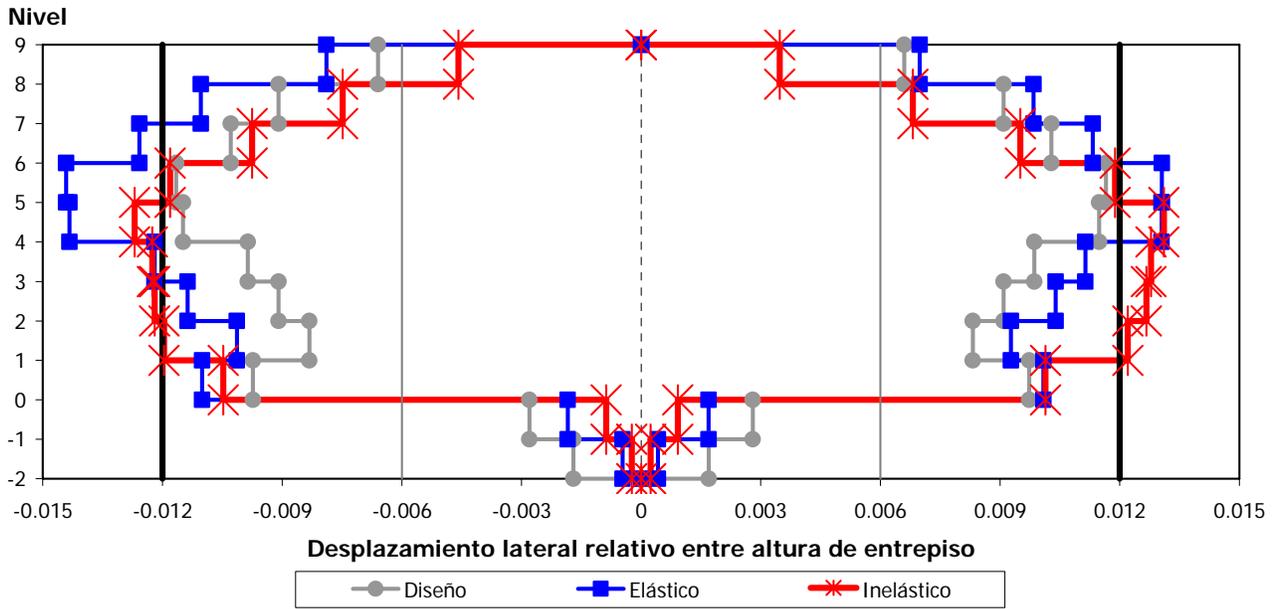


Fig 4.53.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entepiso del caso A, eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

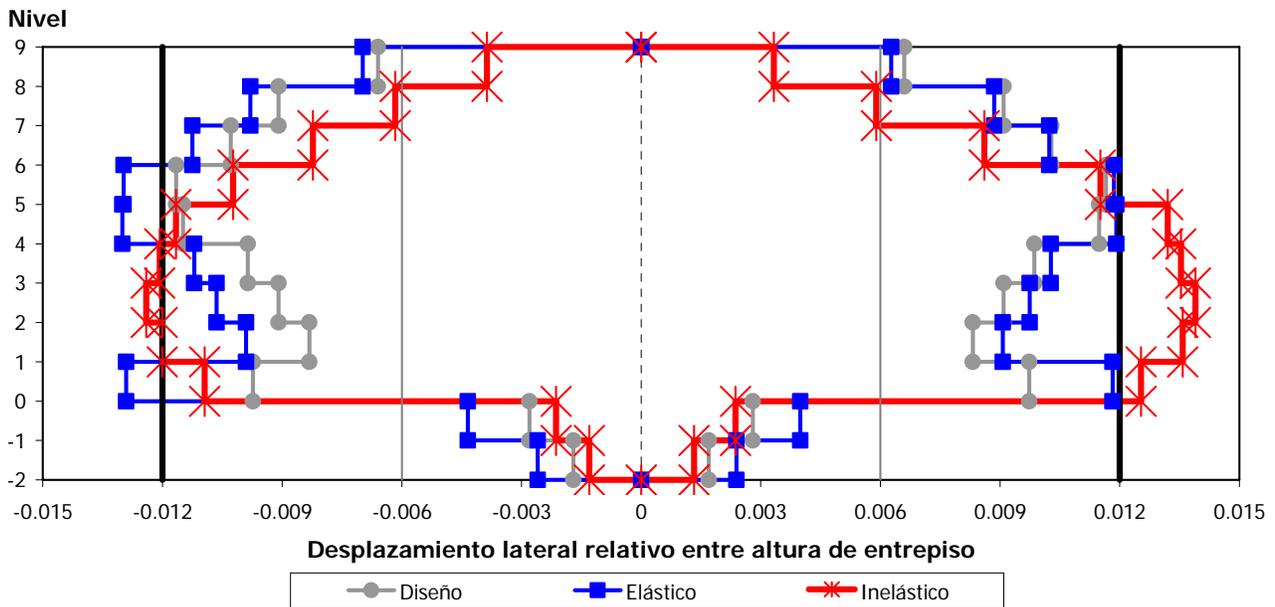


Fig 4.54.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entepiso del caso A, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

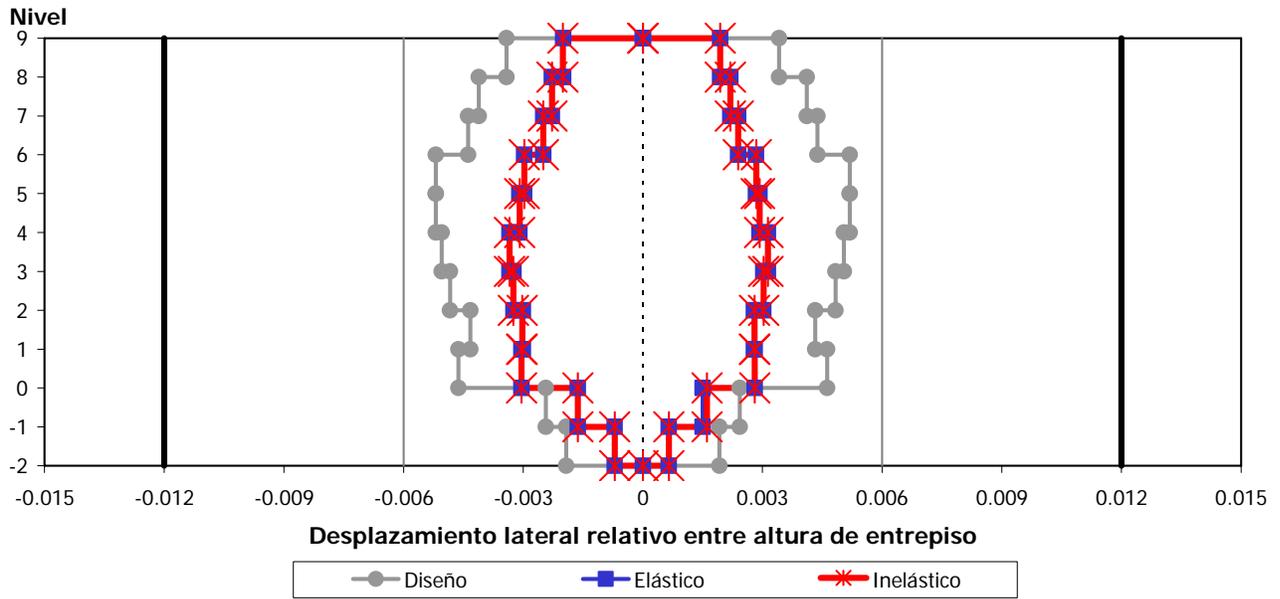


Fig 4.55.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso B, eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

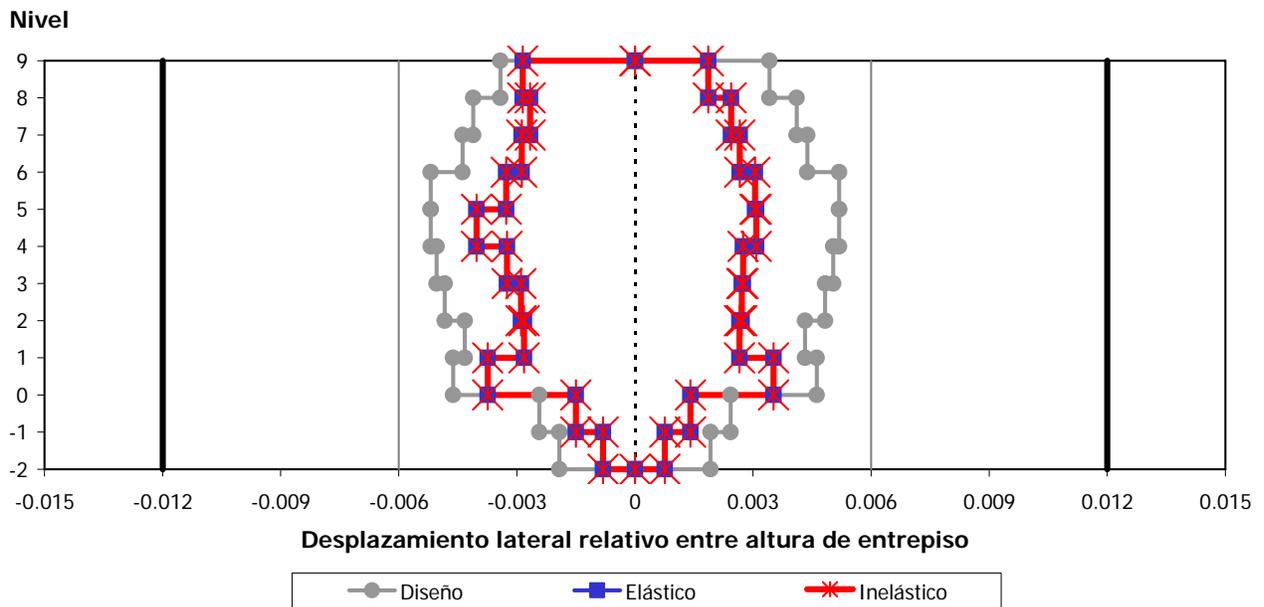


Fig 4.56.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso B, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

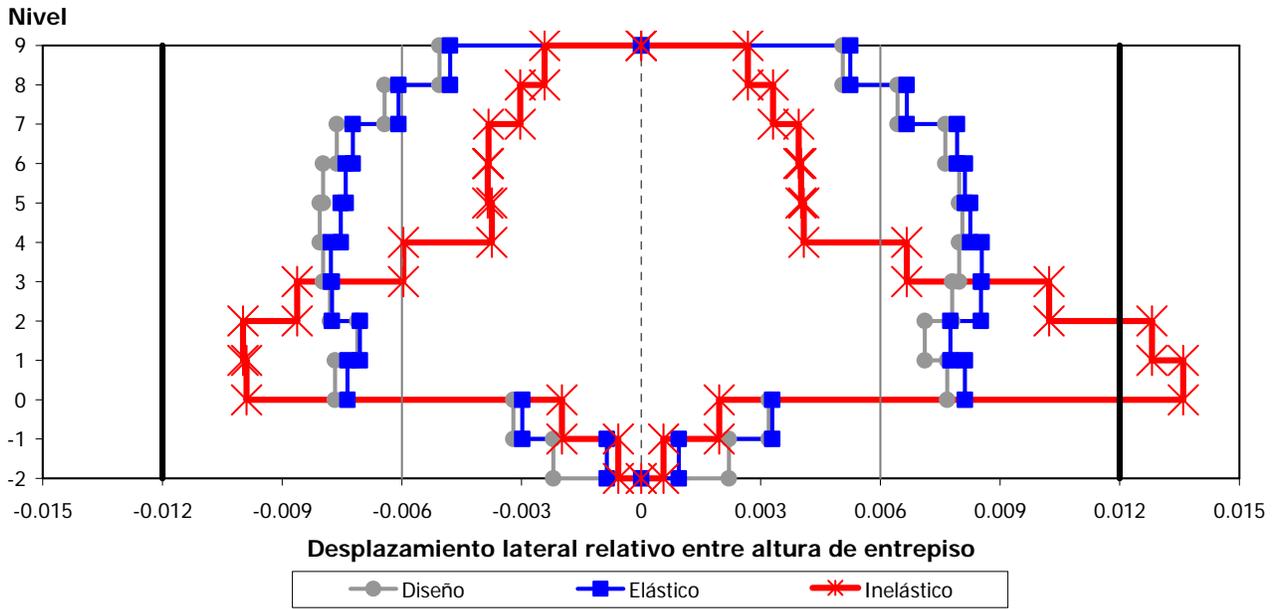


Fig 4.57.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entreciso del caso C, eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

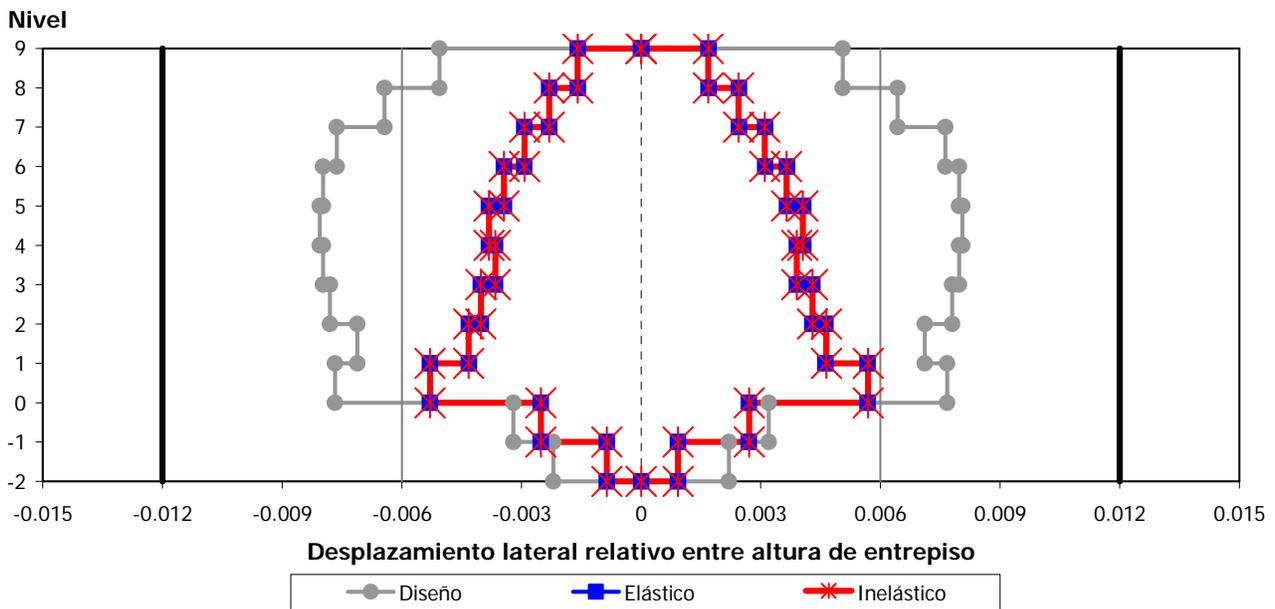


Fig 4.58.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entreciso del caso C, eje C del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

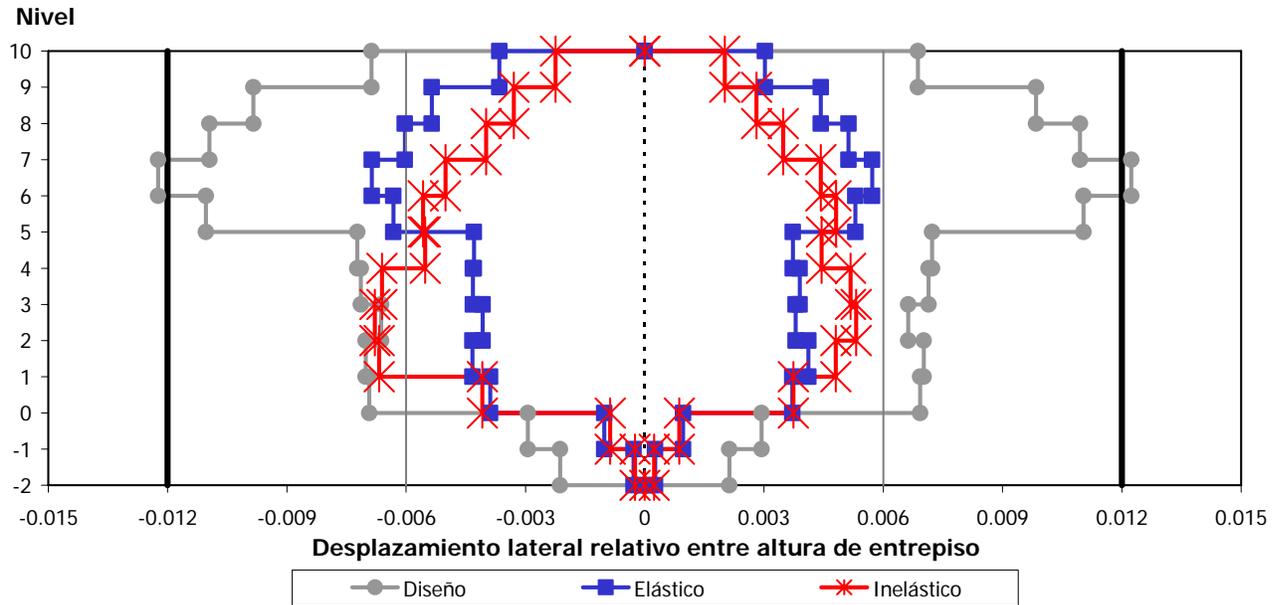


Fig 4.59.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso A, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

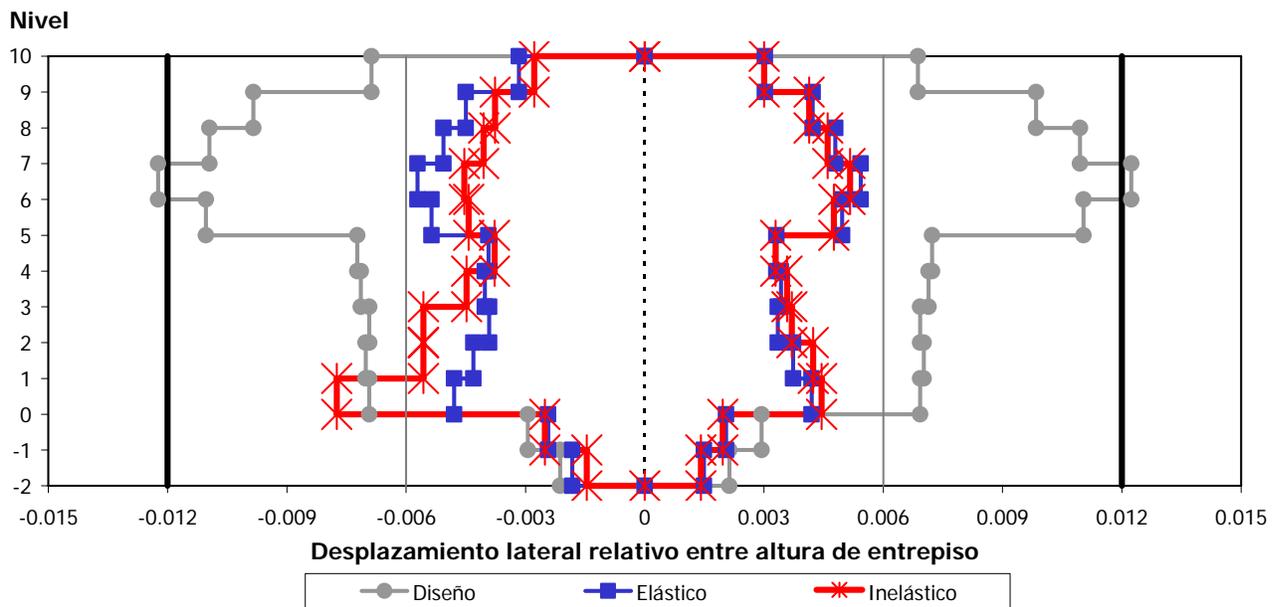


Fig 4.60.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso A, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

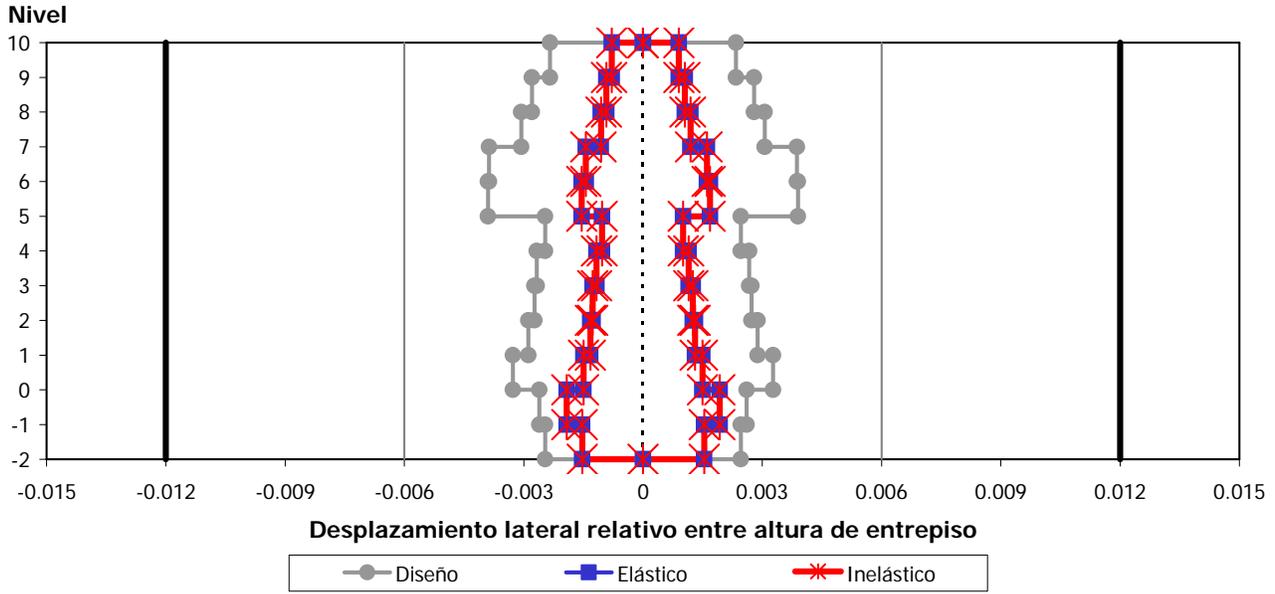


Fig 4.61.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso B, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

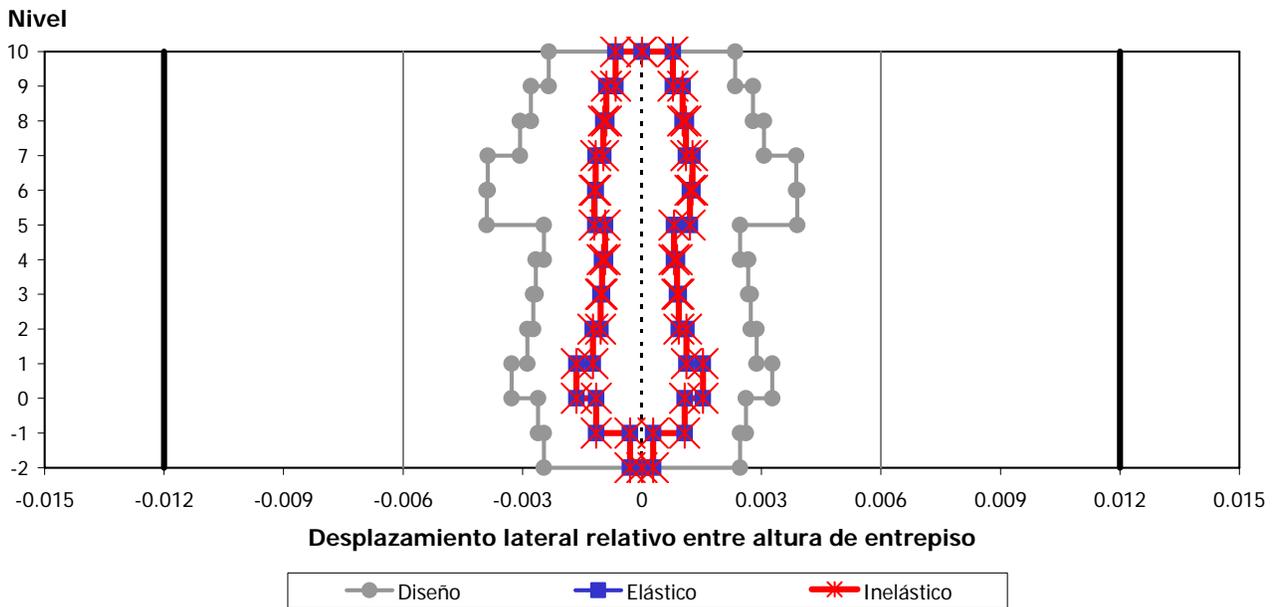


Fig 4.62.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso B, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

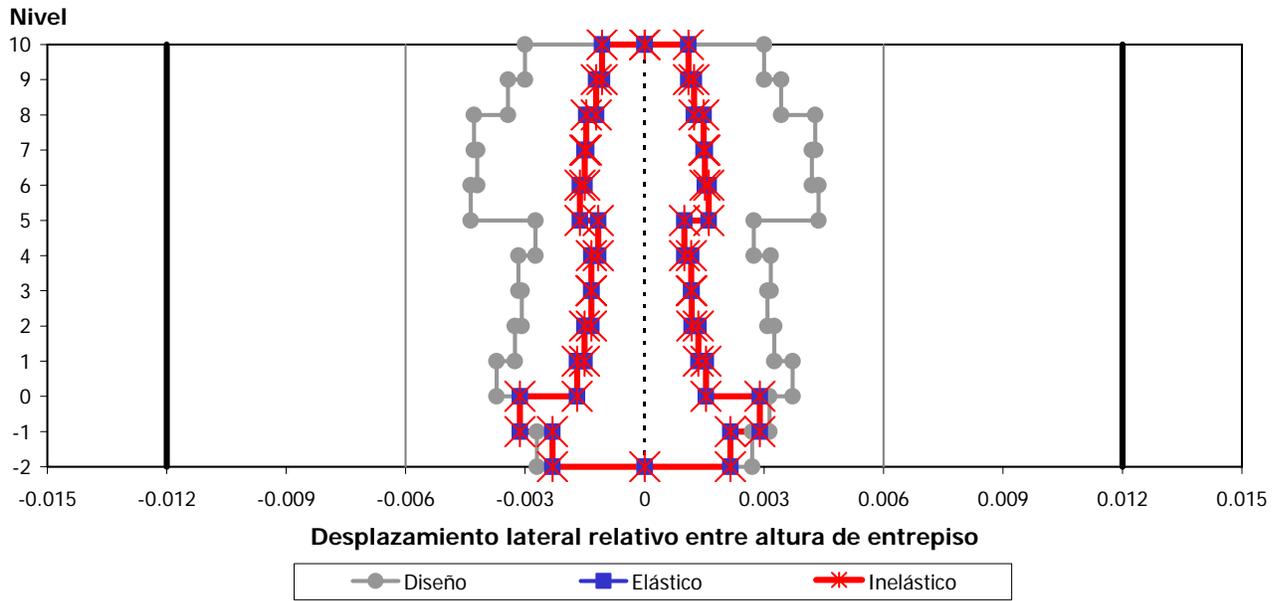


Fig 4.63.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso C, eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

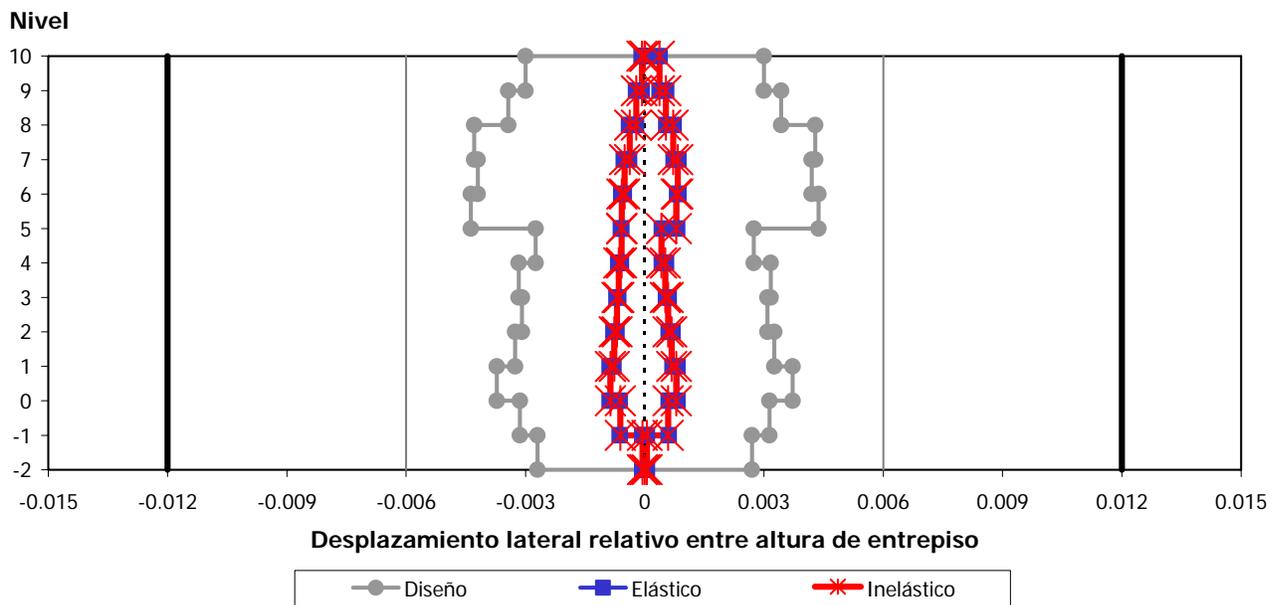


Fig 4.64.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso C, eje C del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico) y análisis sísmico modal espectral

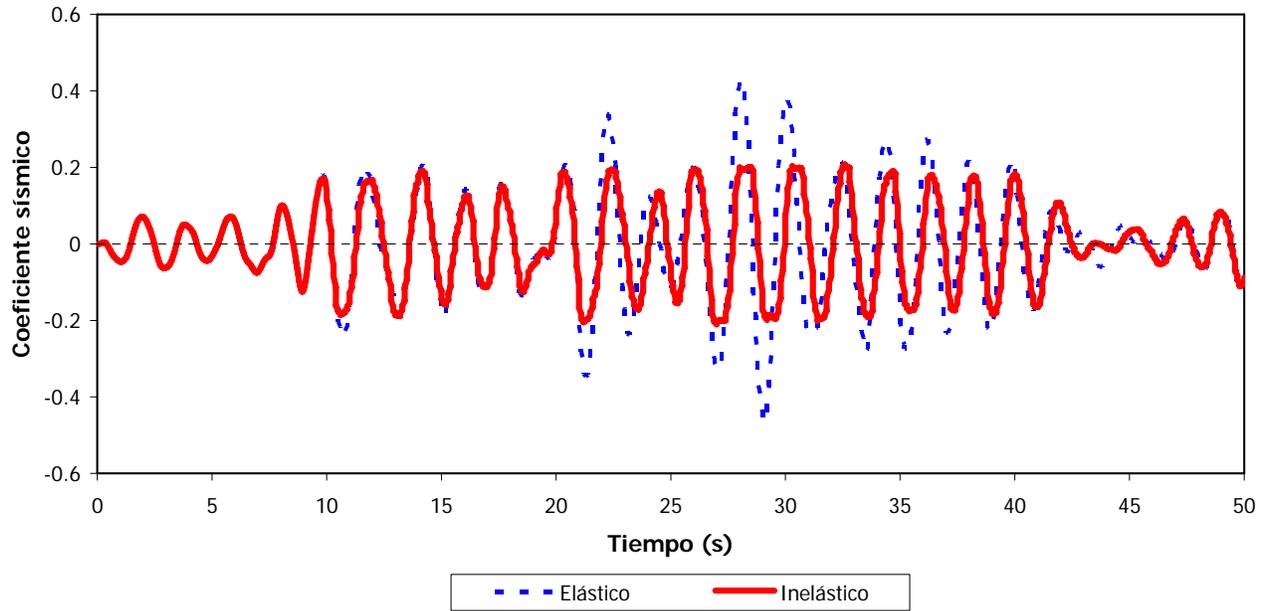


Fig 4.65.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso A análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje A del modelo de 9 niveles

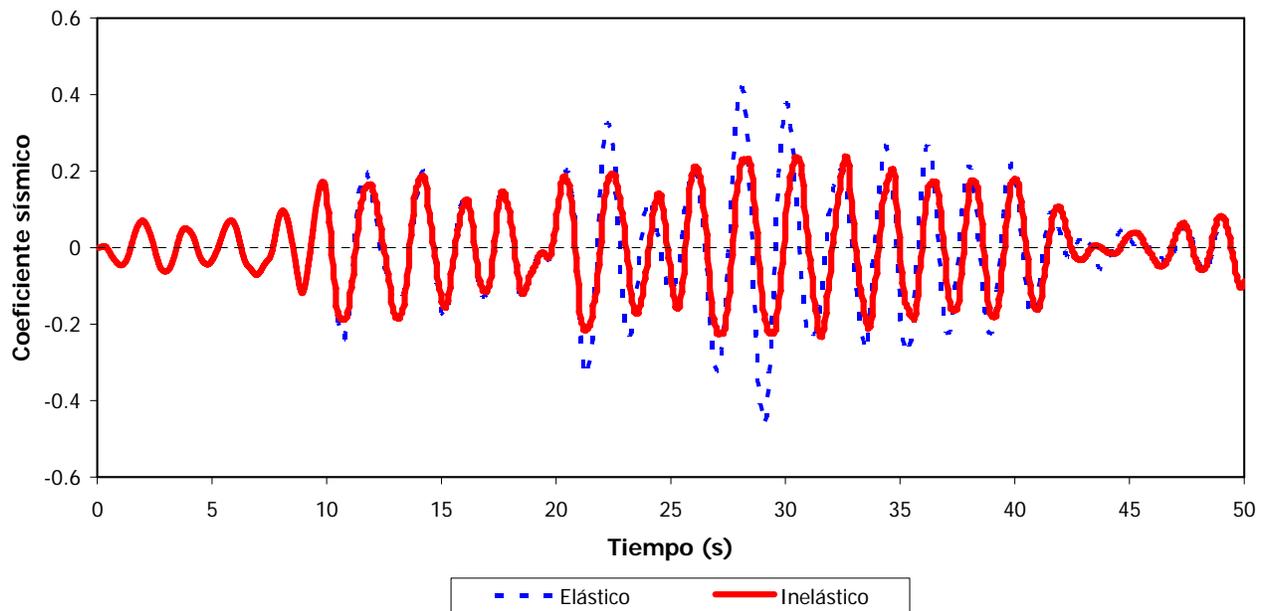


Fig 4.66.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso A análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje C del modelo de 9 niveles

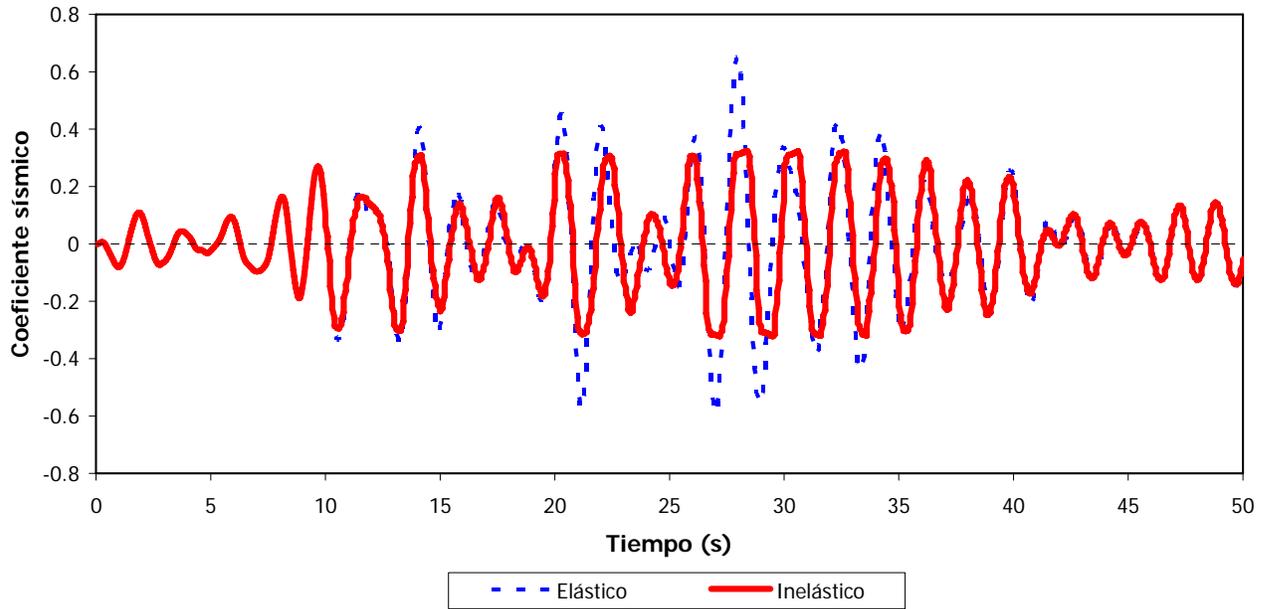


Fig 4.67.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso B análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje A del modelo de 9 niveles

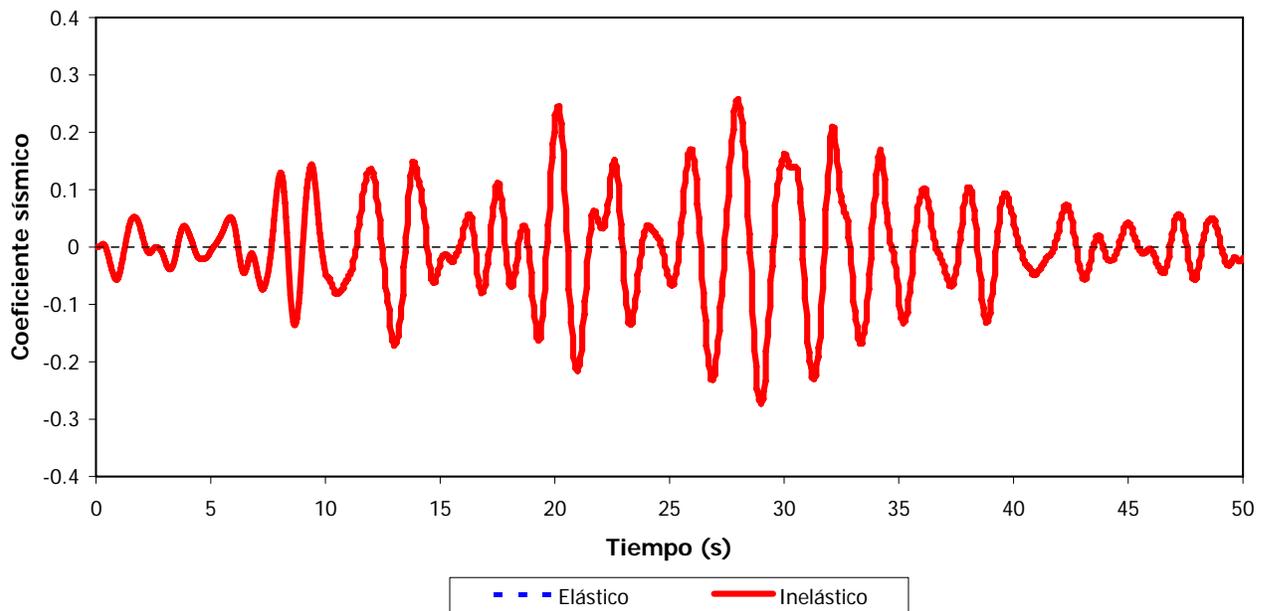


Fig 4.68.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso B análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje C del modelo de 9 niveles

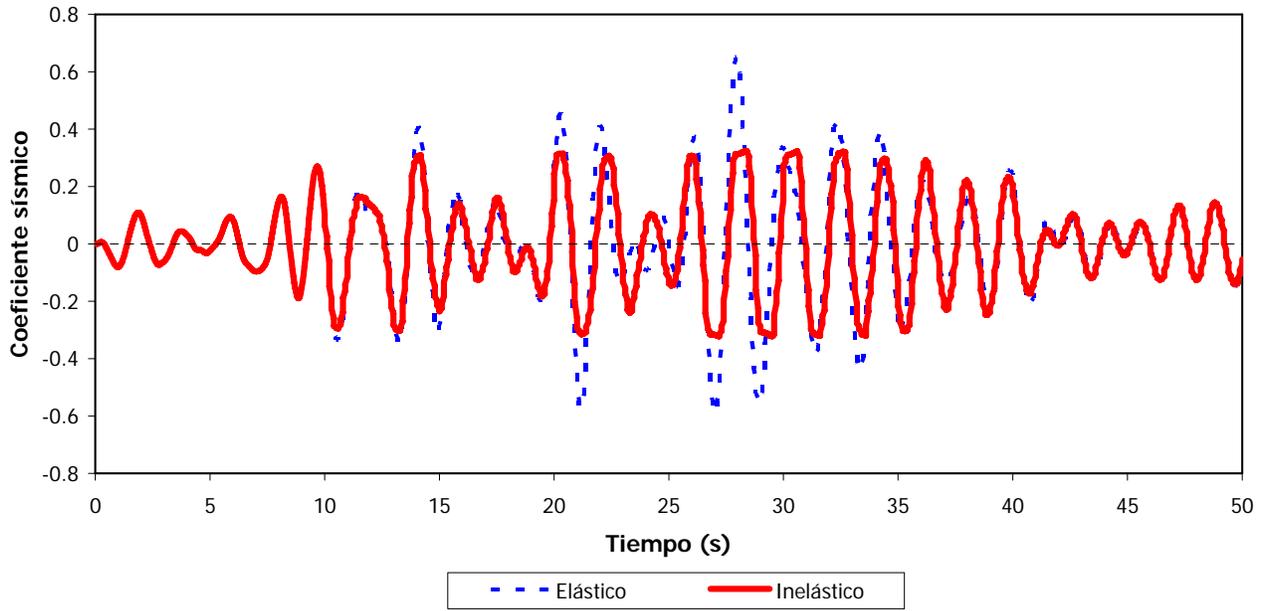


Fig 4.69.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso C análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje A del modelo de 9 niveles

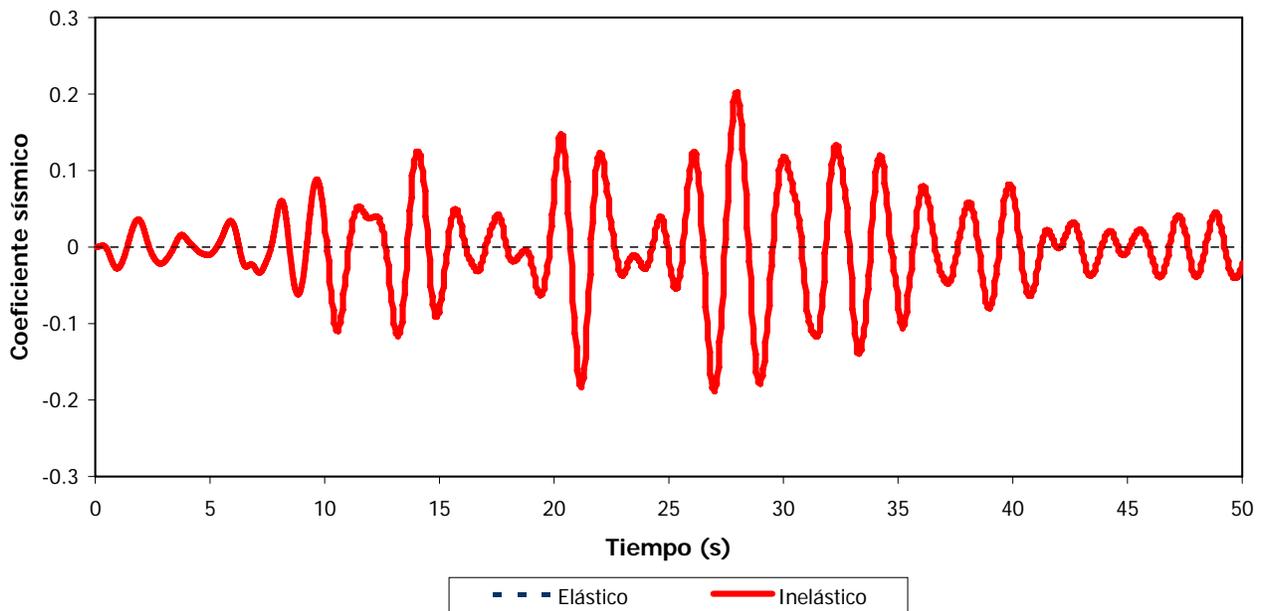


Fig 4.70.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso C análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje C del modelo de 9 niveles

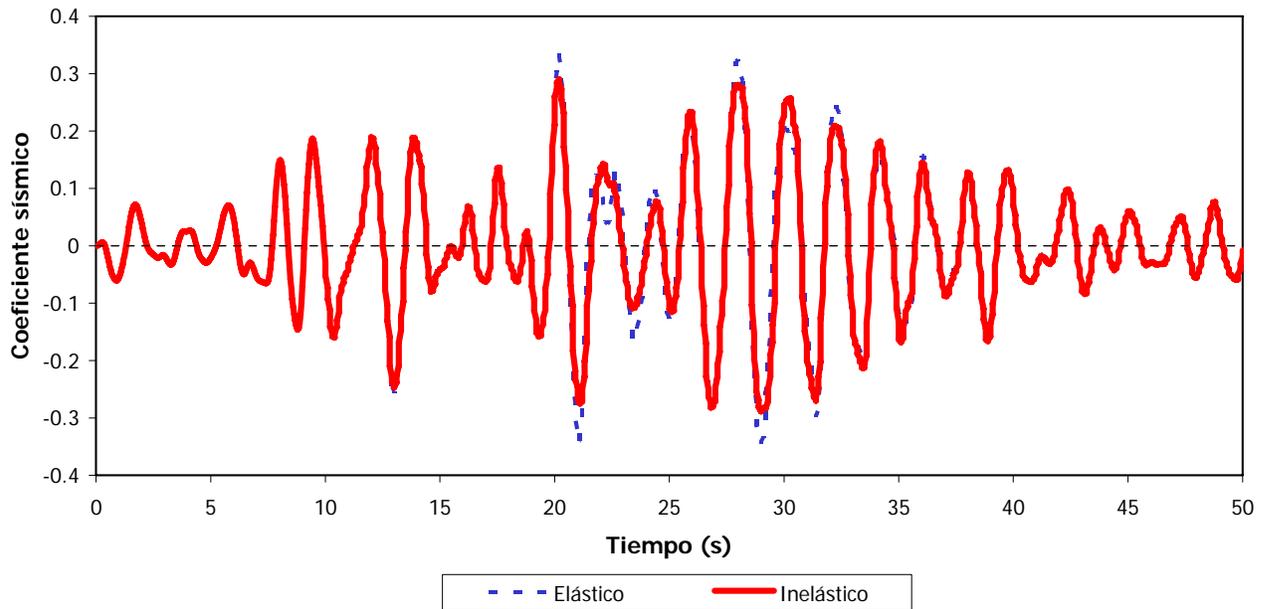


Fig 4.71.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso A análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje A del modelo de 10 niveles

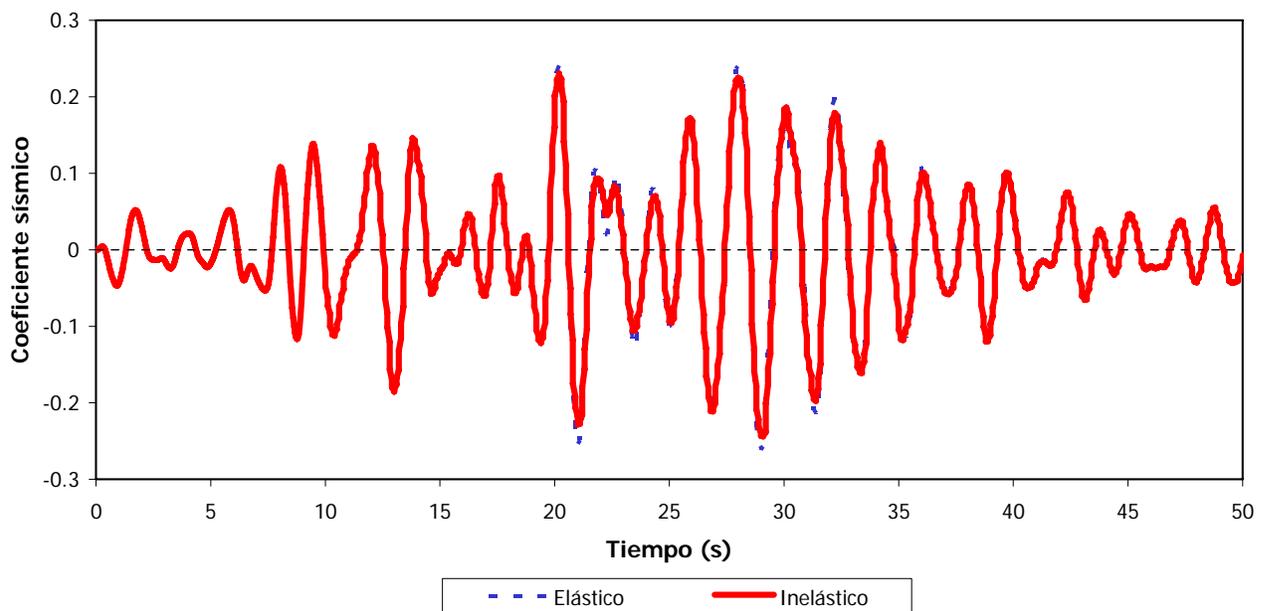


Fig 4.72.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso A análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje C del modelo de 10 niveles

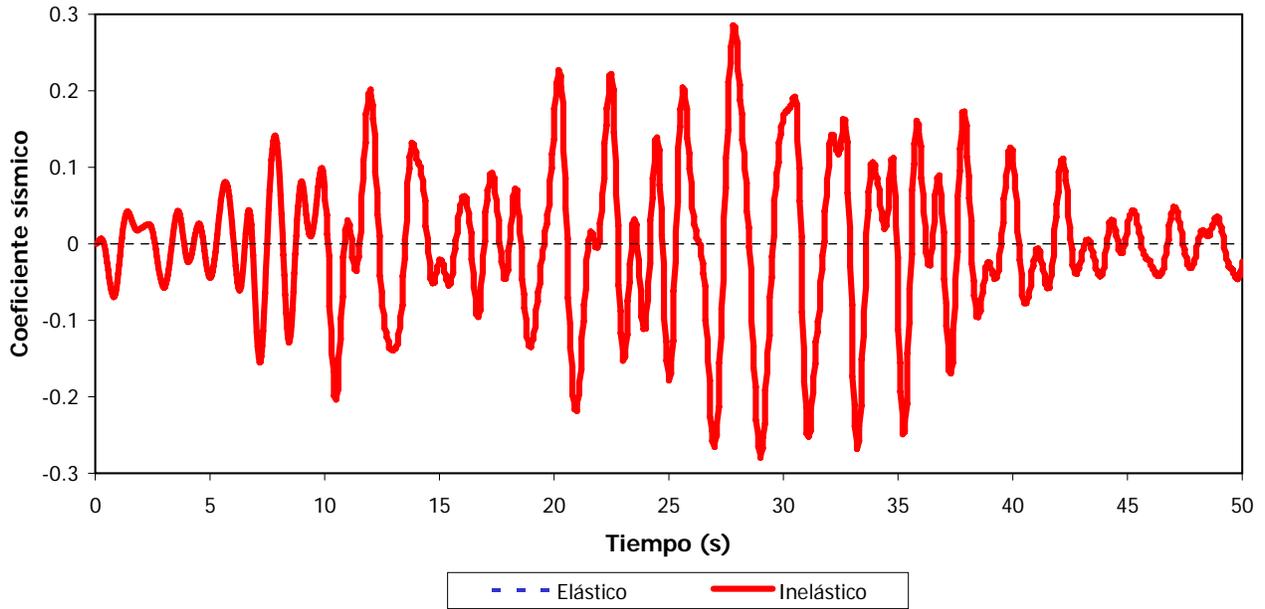


Fig 4.73.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso B análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje A del modelo de 10 niveles

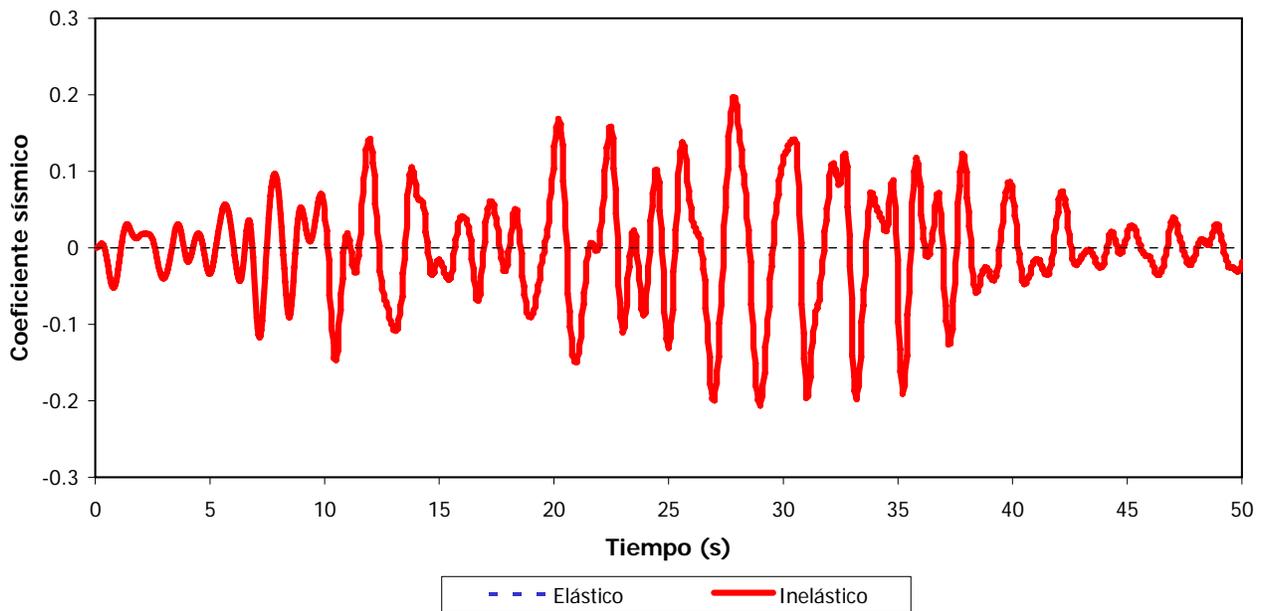


Fig 4.74.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso B análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje C del modelo de 10 niveles

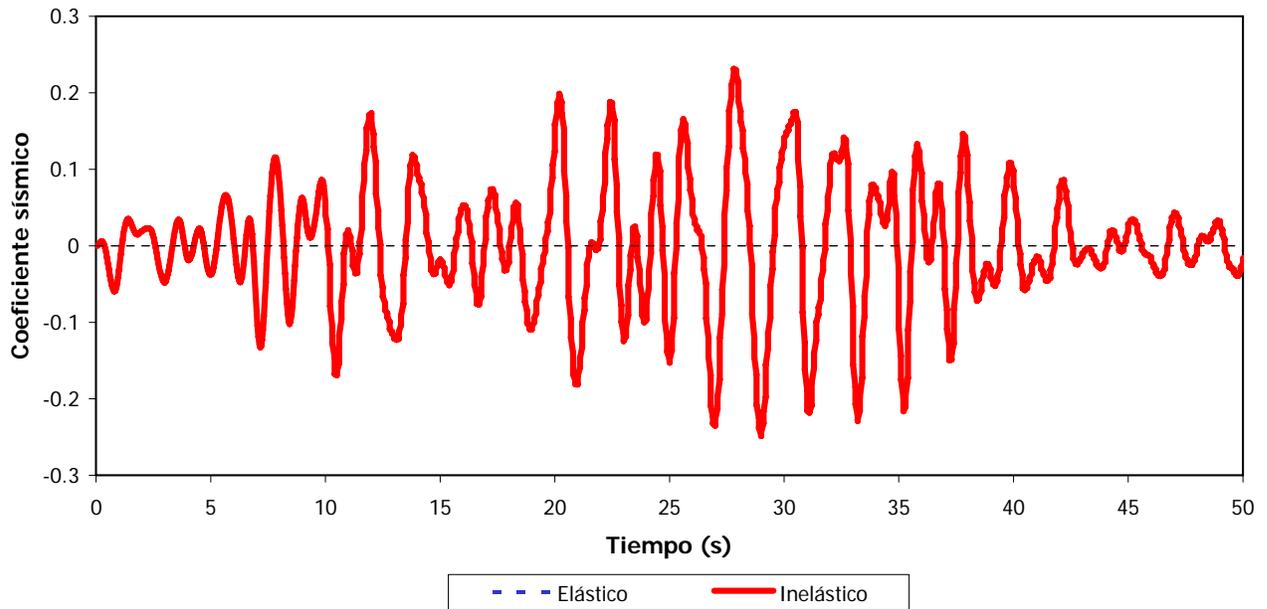


Fig 4.75.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso C análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje A del modelo de 10 niveles

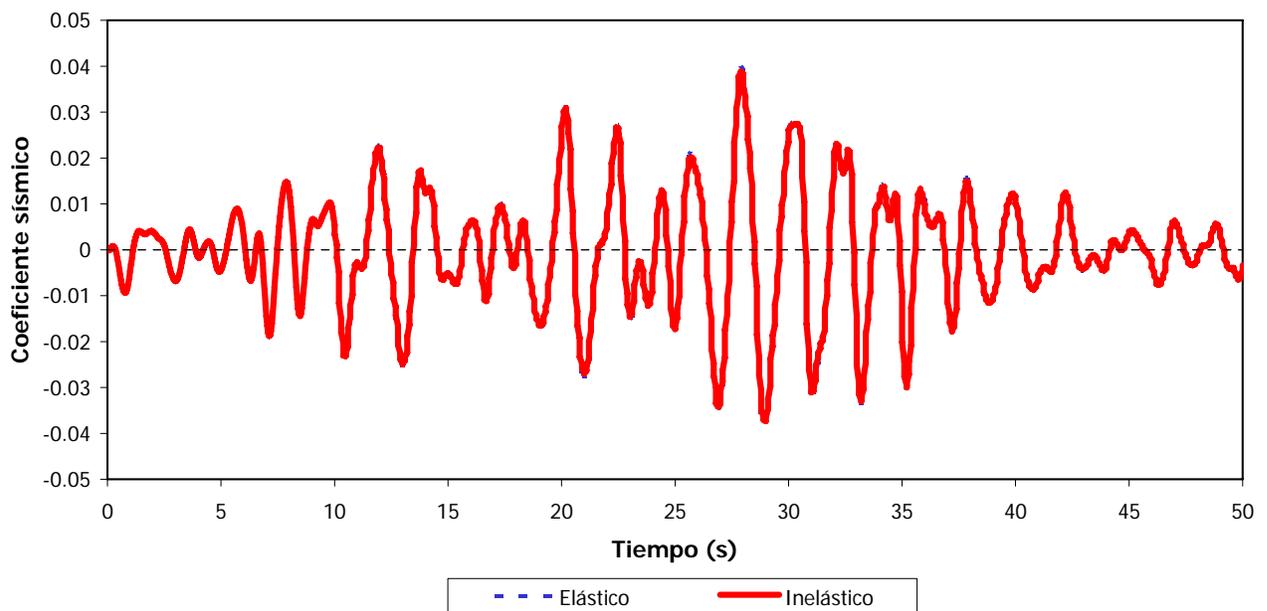


Fig 4.76.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del caso C análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico), eje C del modelo de 10 niveles

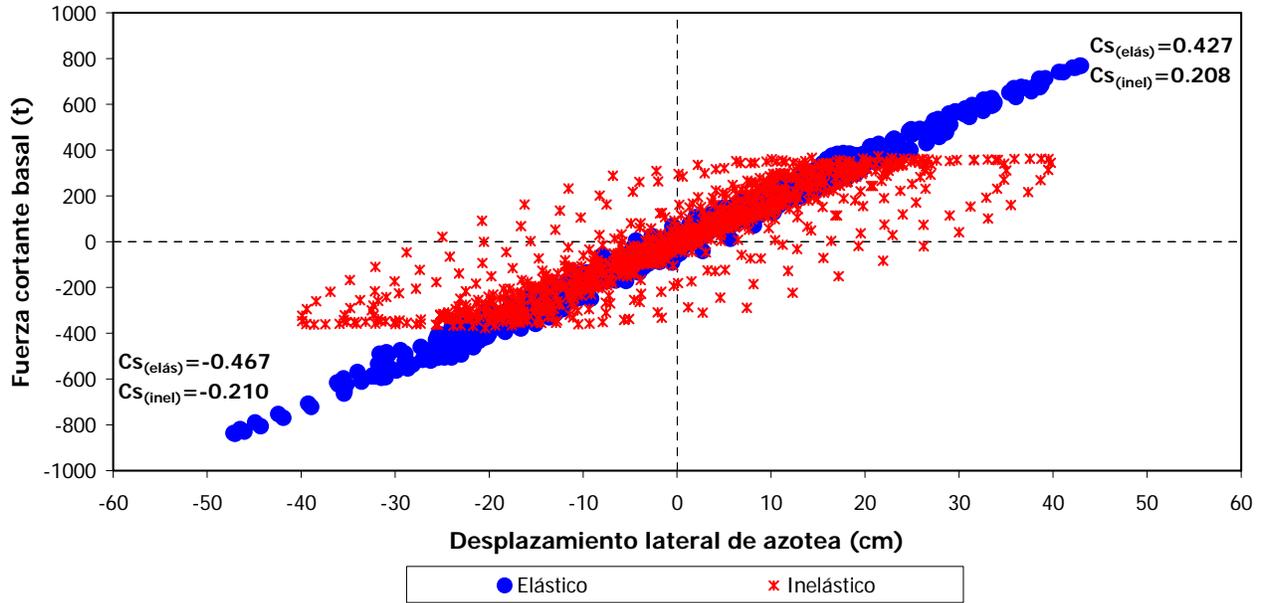


Fig 4.77.- Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso A, eje A del modelo de 9 niveles, casos elástico e inelástico

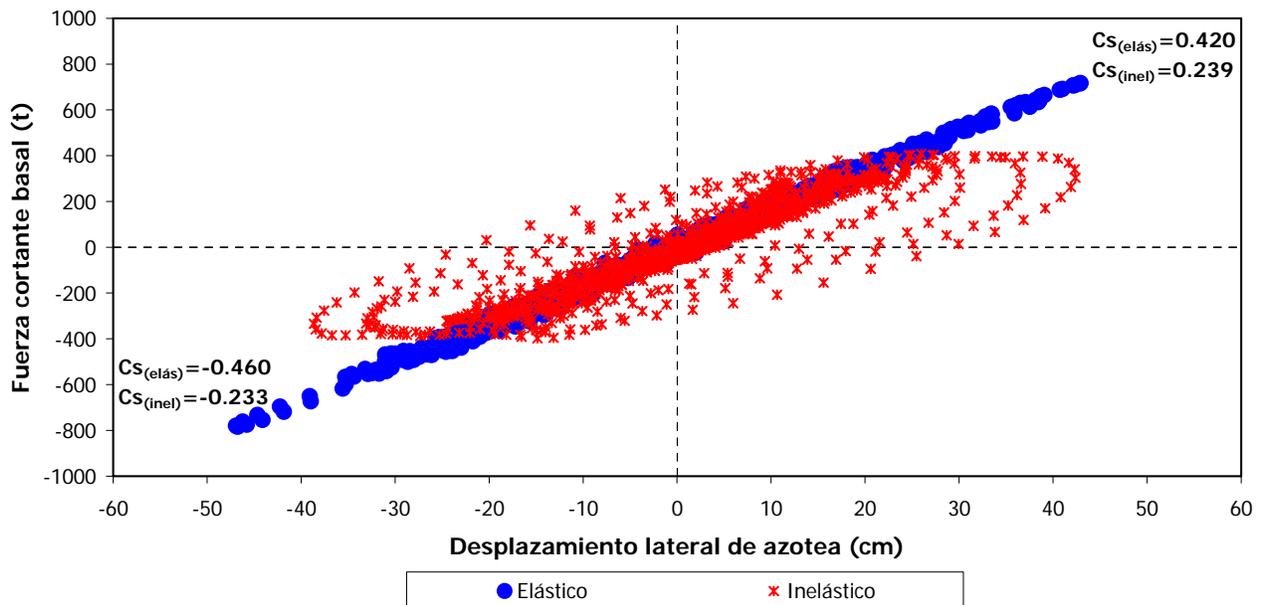


Fig 4.78.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso A, eje C del modelo de 9 niveles, casos elástico e inelástico

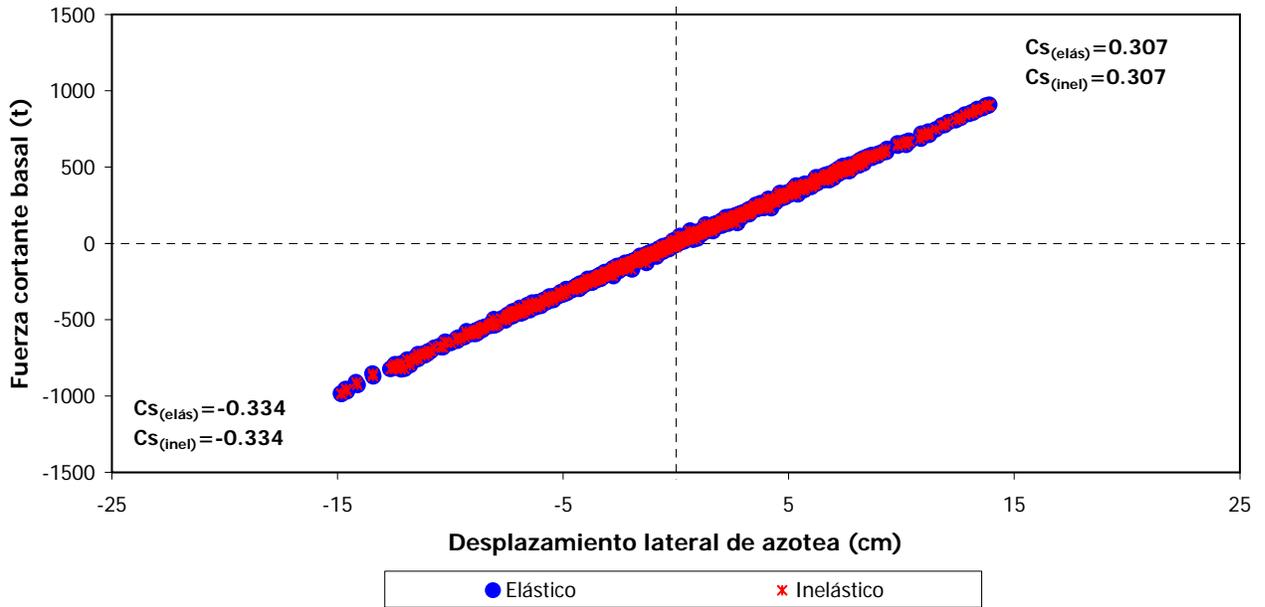


Fig 4.79.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso B, eje A del modelo de 9 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

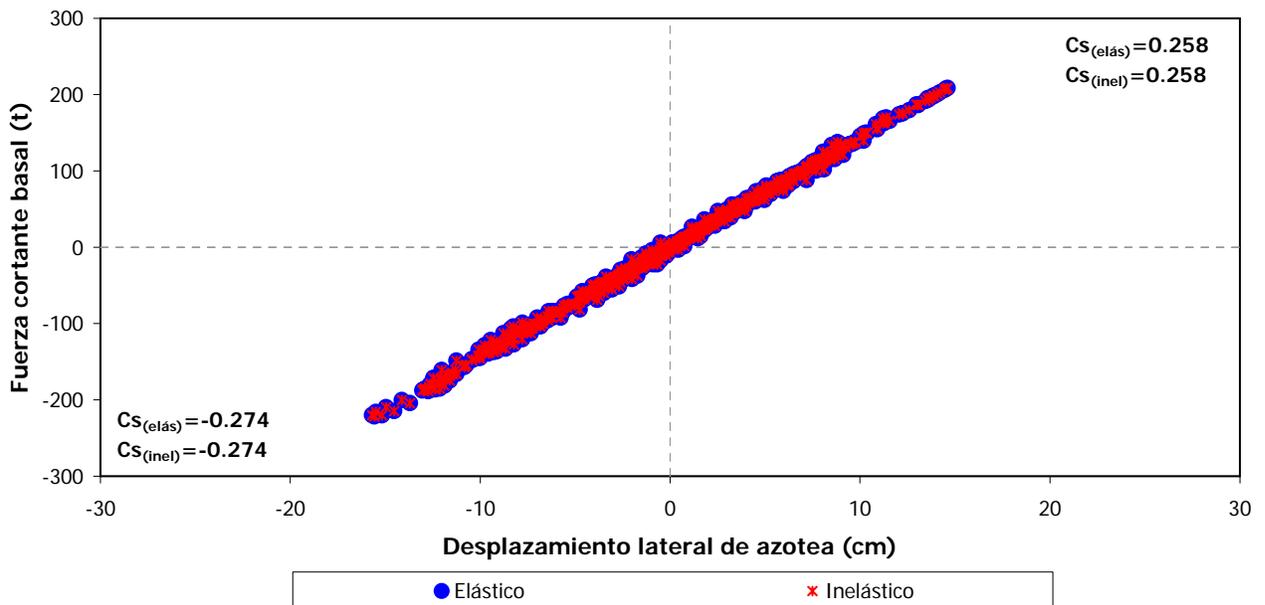


Fig 4.80.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso B, eje C del modelo de 9 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

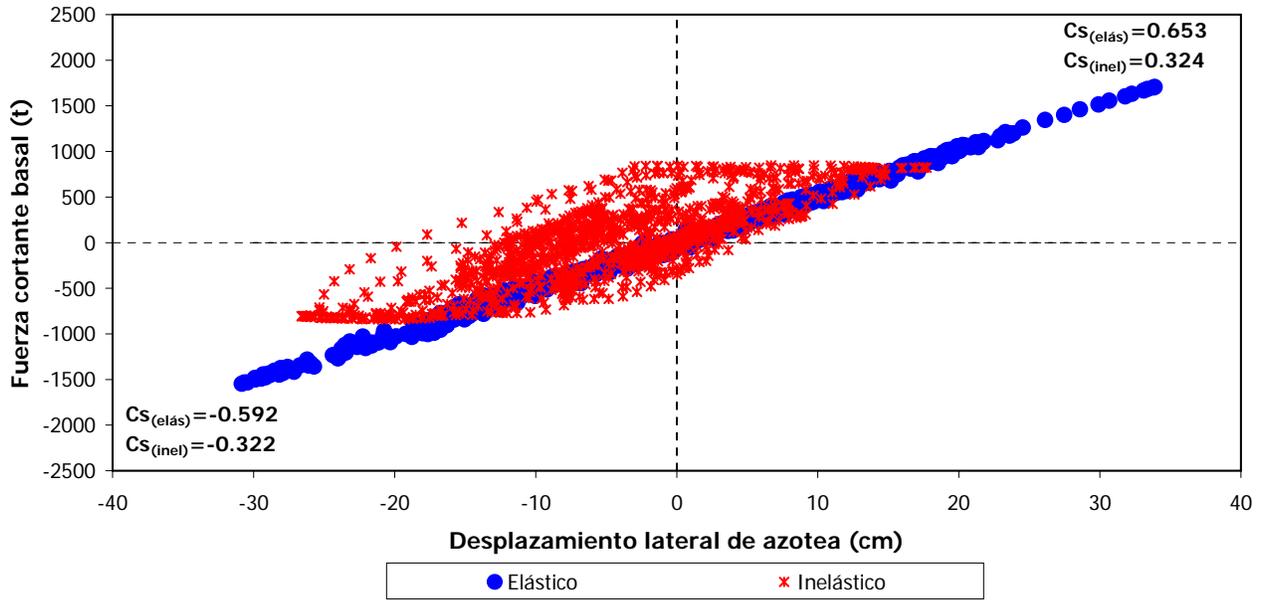


Fig 4.81.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso C, eje A del modelo de 9 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

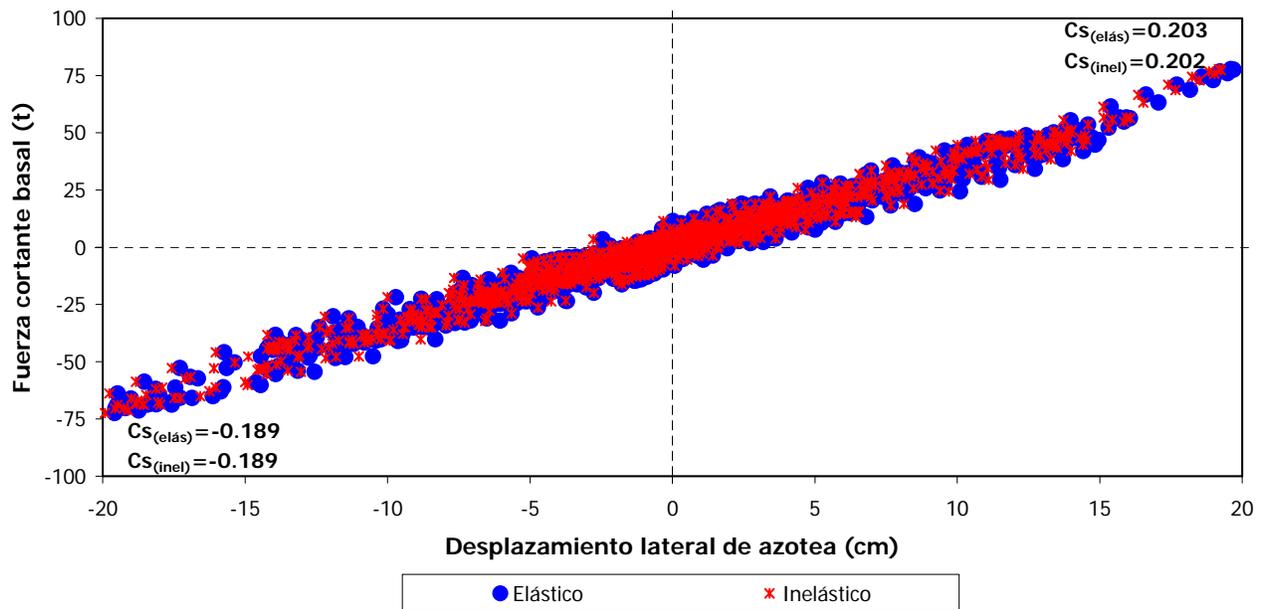


Fig 4.82.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso C, eje C del modelo de 9 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

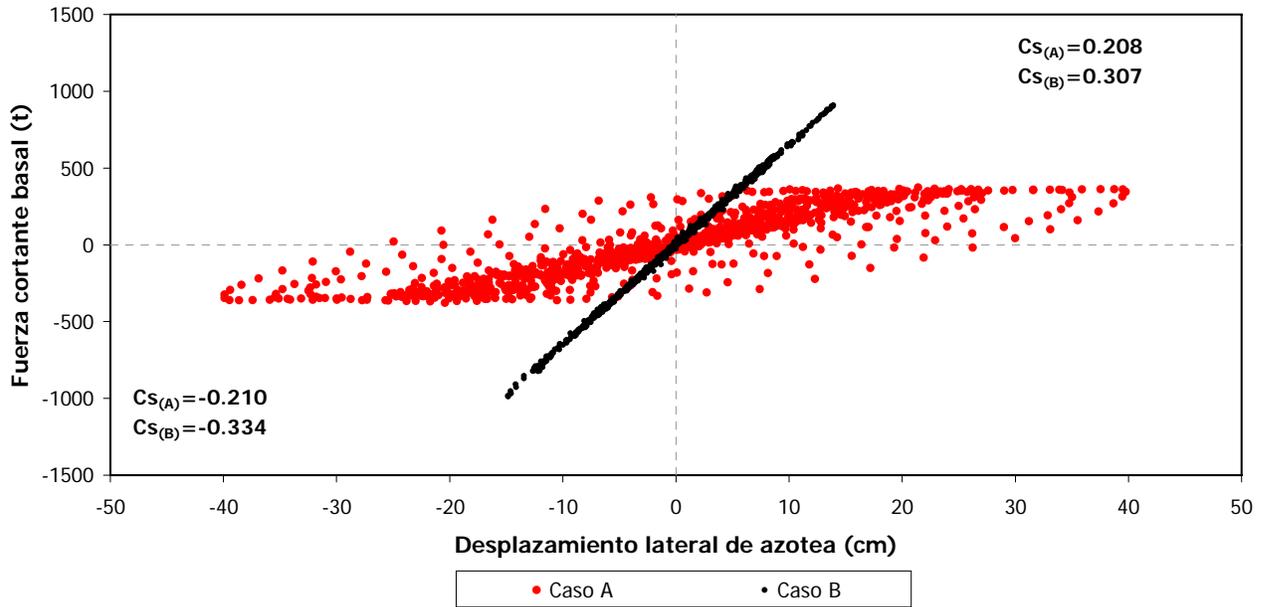


Fig 4.83.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A y B, eje A del modelo de 9 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

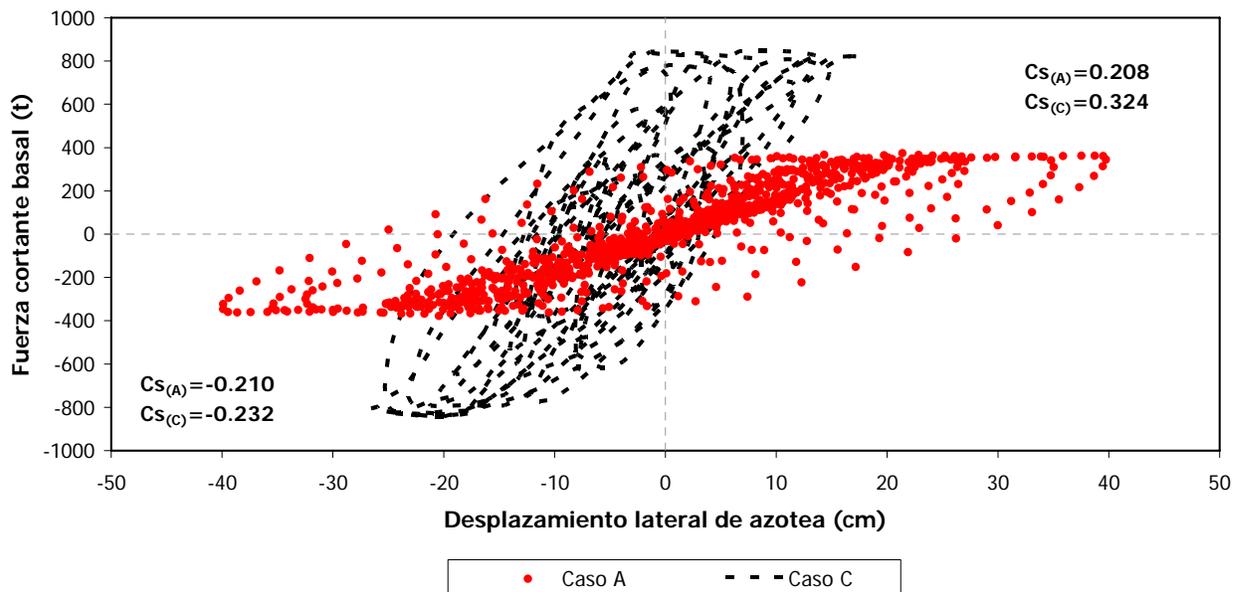


Fig 4.84.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A y C, eje A del modelo de 9 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

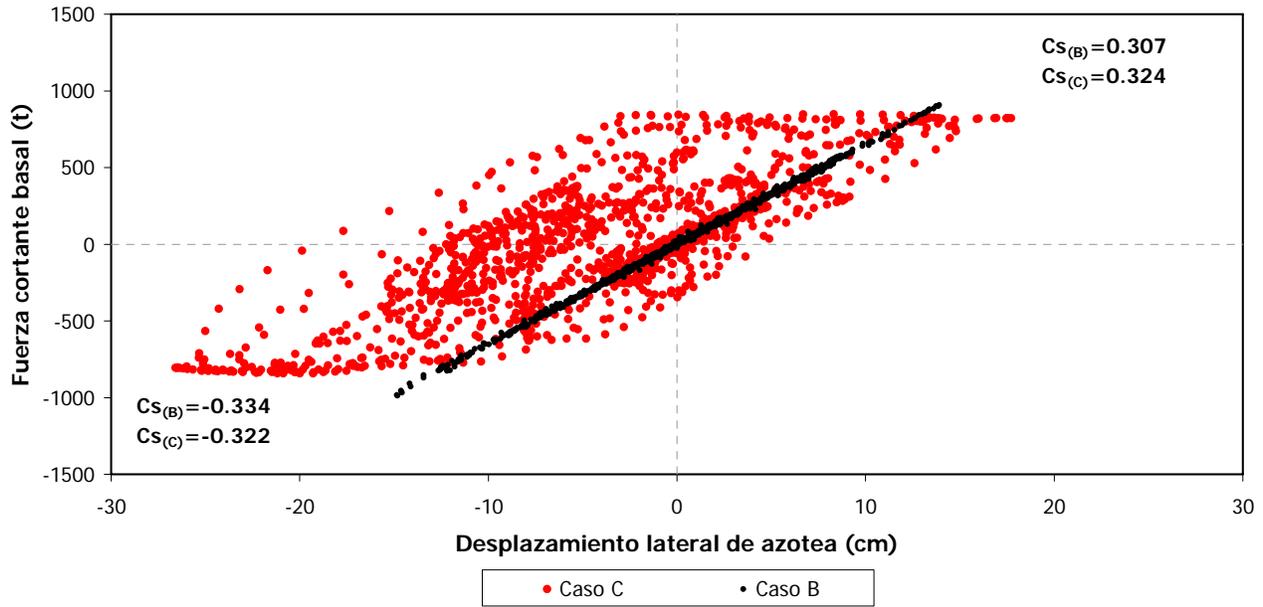


Fig 4.85.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos B y C, eje A del modelo de 9 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

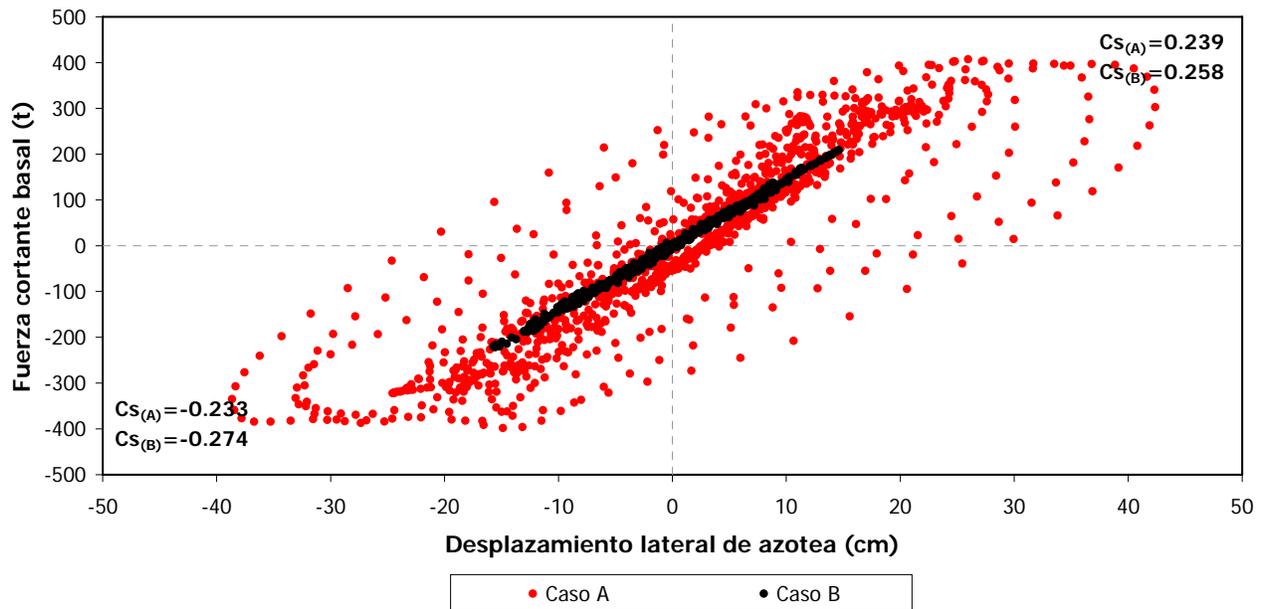


Fig 4.86.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A y B, eje C del modelo de 9 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

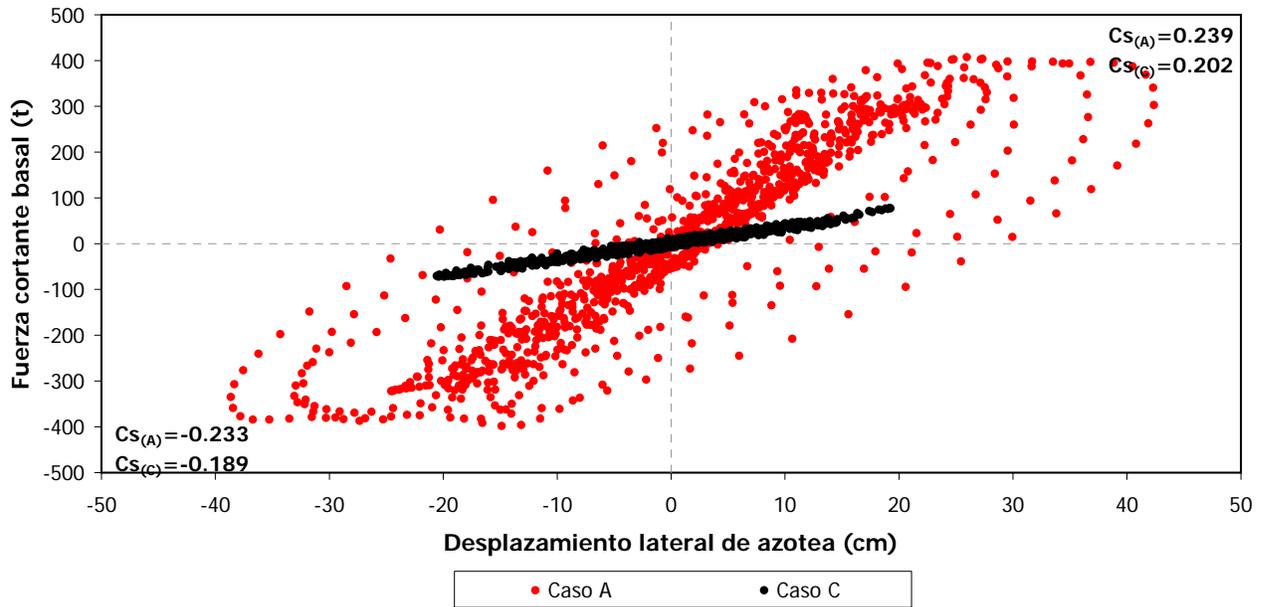


Fig 4.87.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A y C, eje C del modelo de 9 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

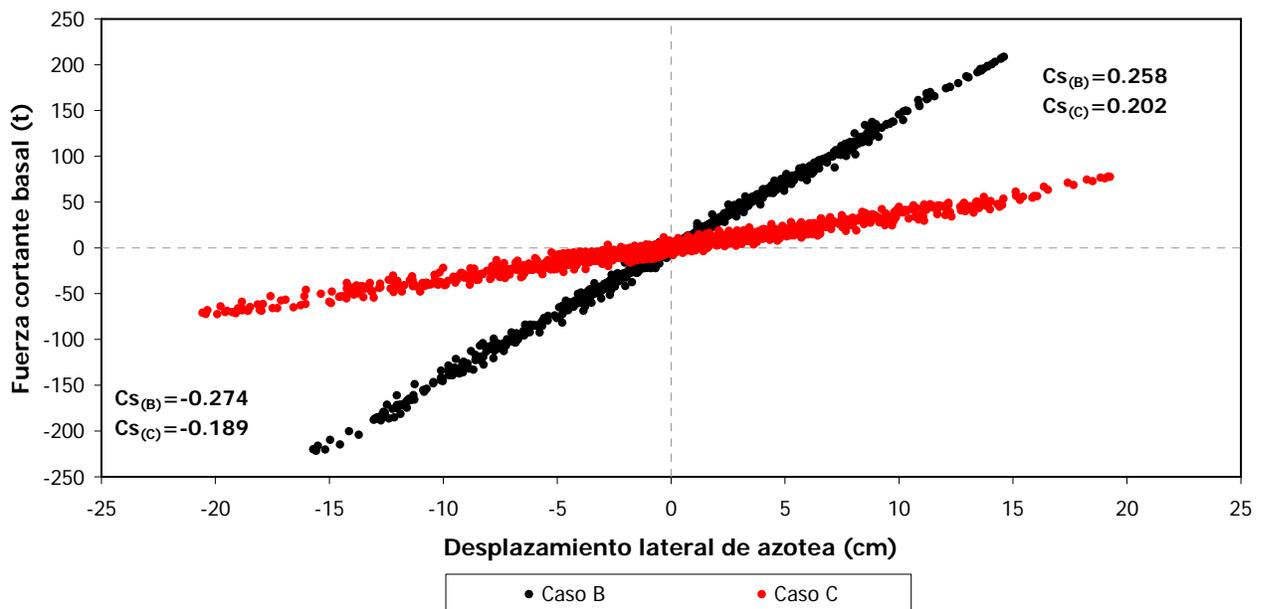


Fig 4.88.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos B y C, eje C del modelo de 9 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

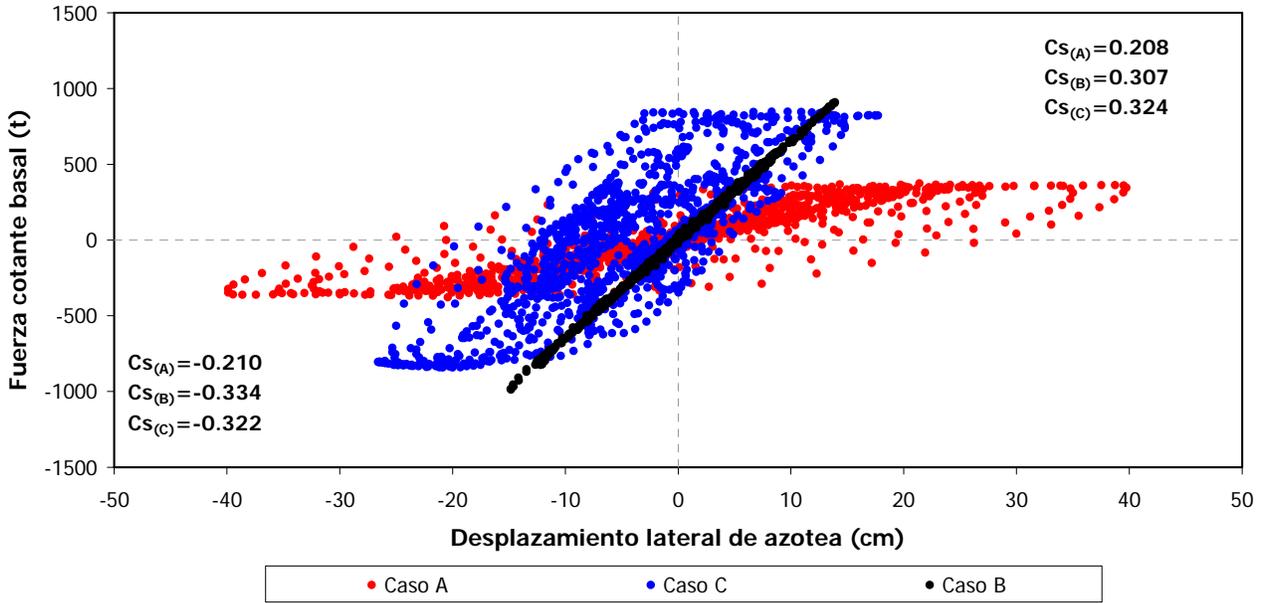


Fig 4.89.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A, B y C, eje A del modelo de 9 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

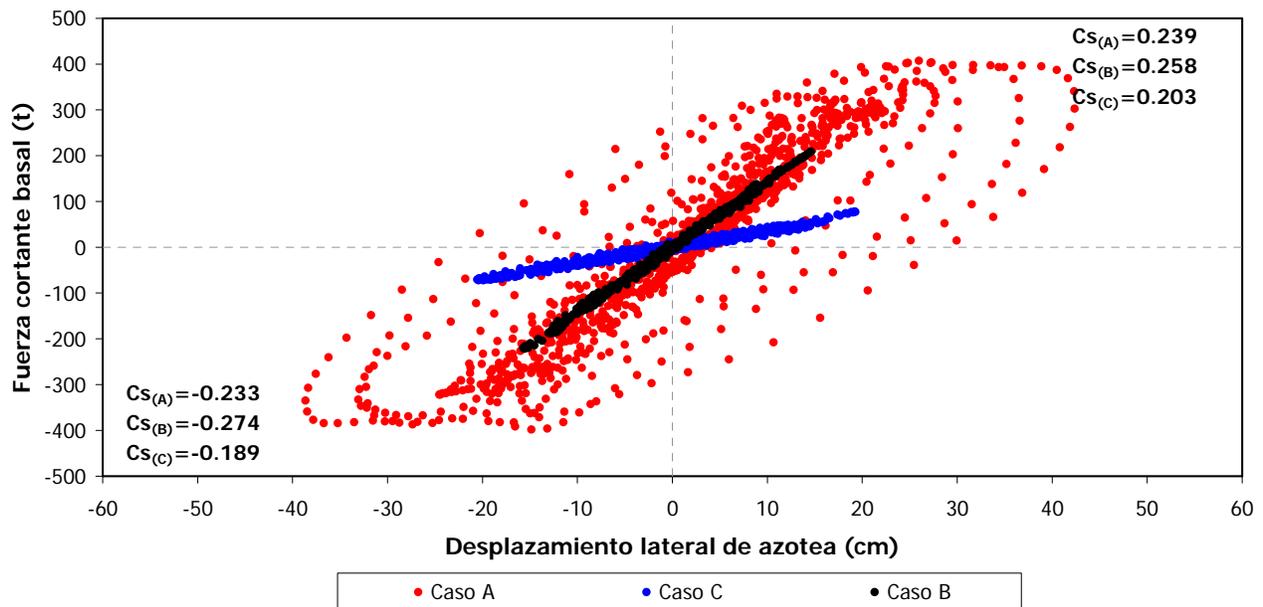


Fig 4.90.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A, B y C, eje C del modelo de 9 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

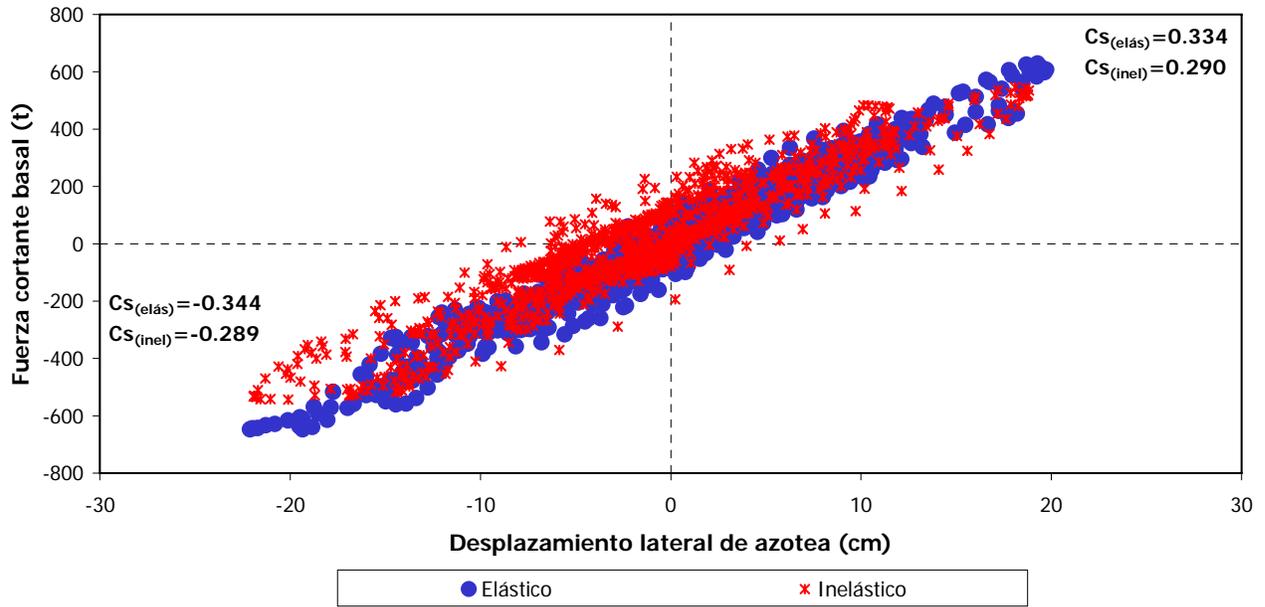


Fig 4.91- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso A, eje A del modelo de 10 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

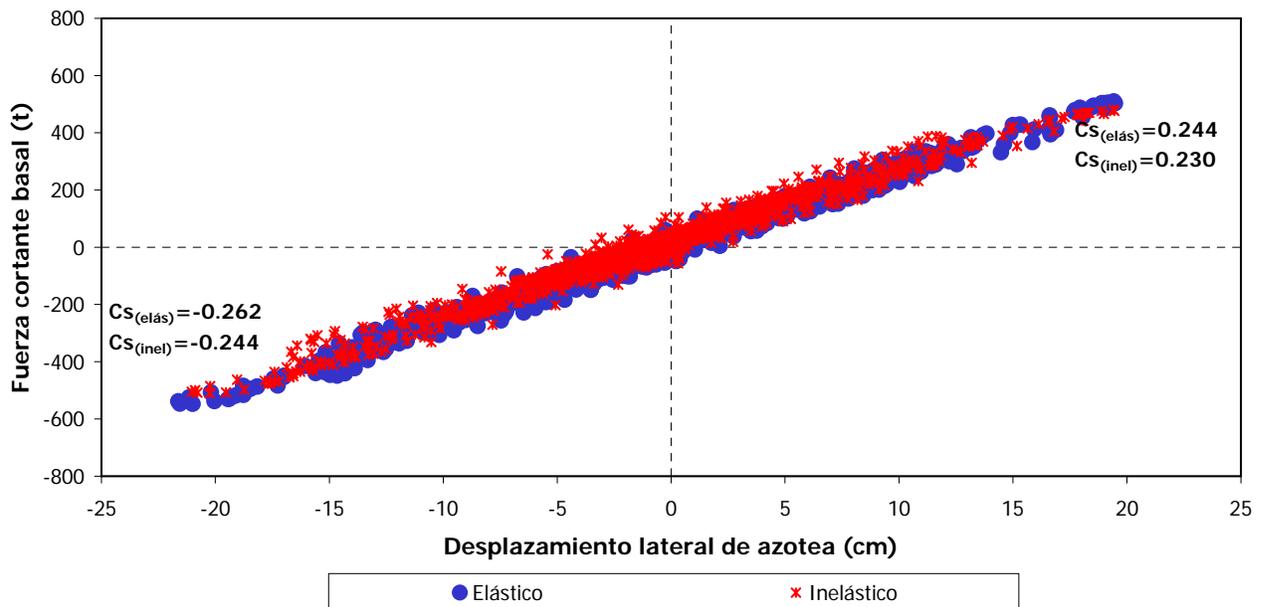


Fig 4.92.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso A, eje C del modelo de 10 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

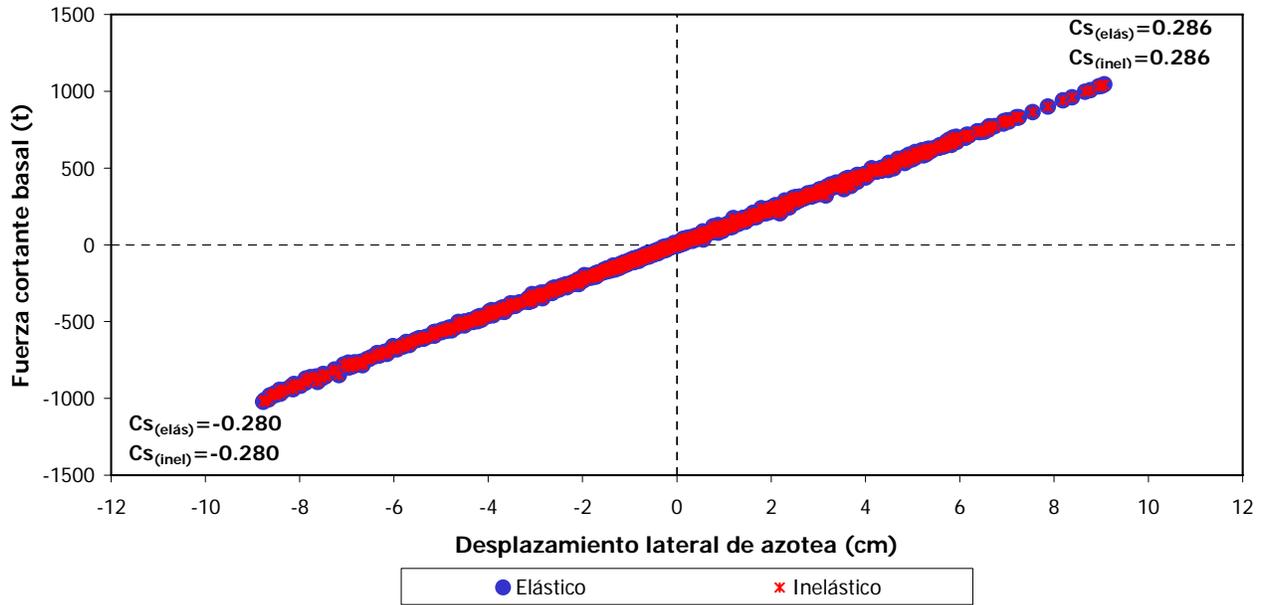


Fig 4.93.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso B, eje A del modelo de 10 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

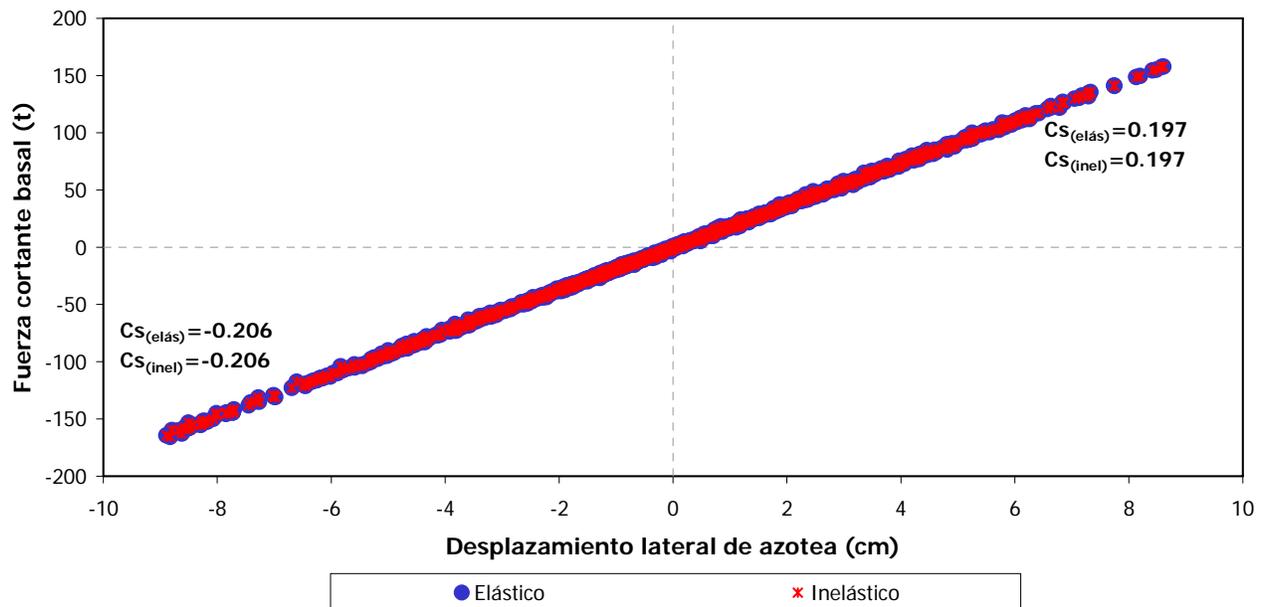


Fig 4.94.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso B, eje C del modelo de 10 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

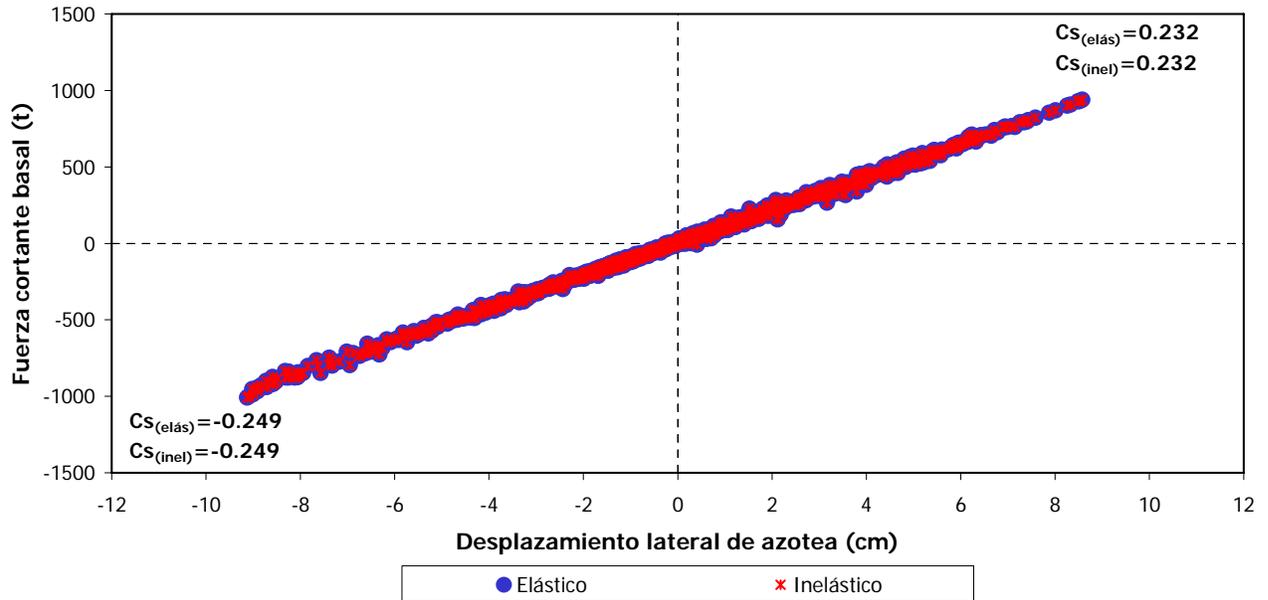


Fig 4.95.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso C, eje A del modelo de 10 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

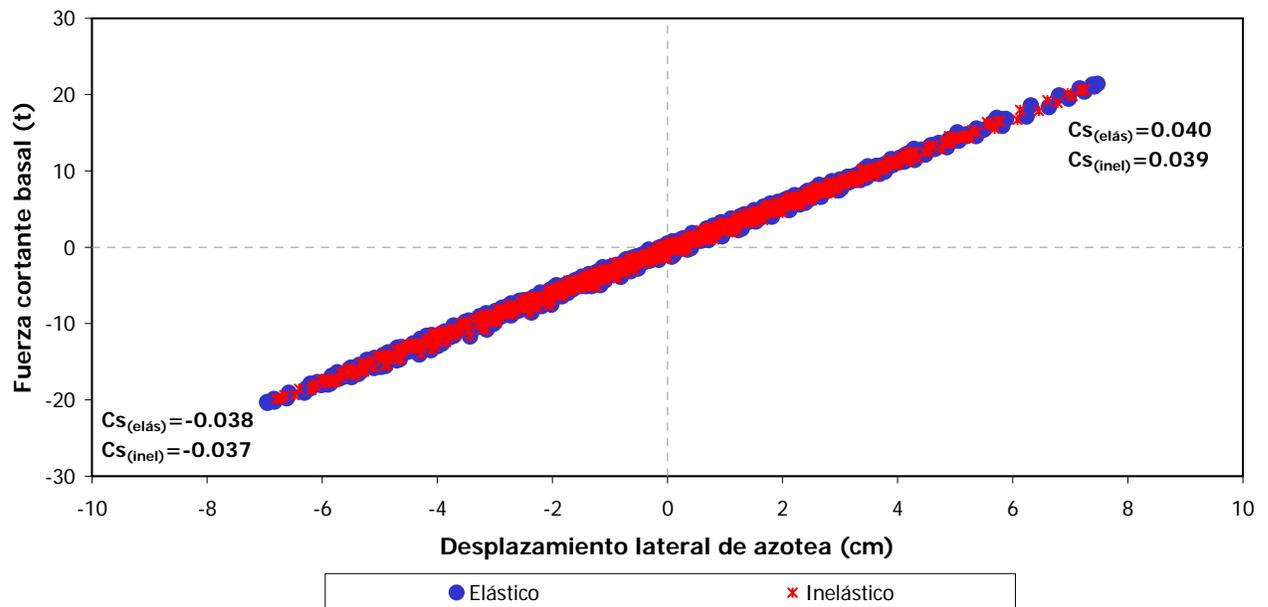


Fig 4.96.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del caso C, eje C del modelo de 10 niveles, casos elástico e inelástico (resistencias nominales)

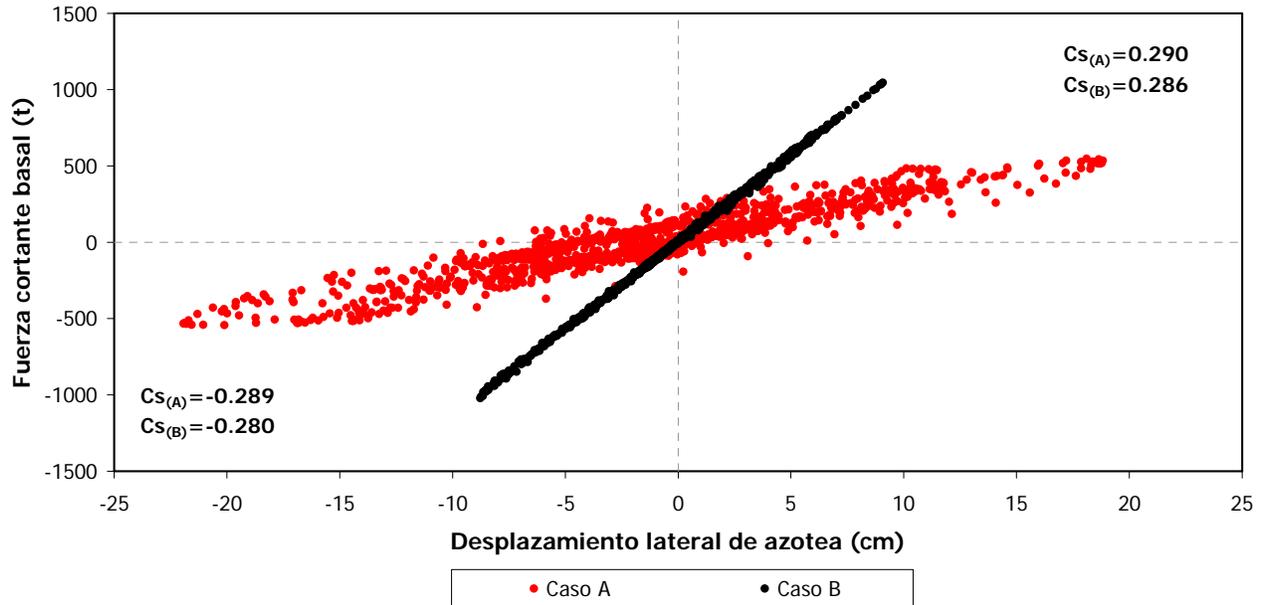


Fig 4.97.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A y B, eje A del modelo de 10 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

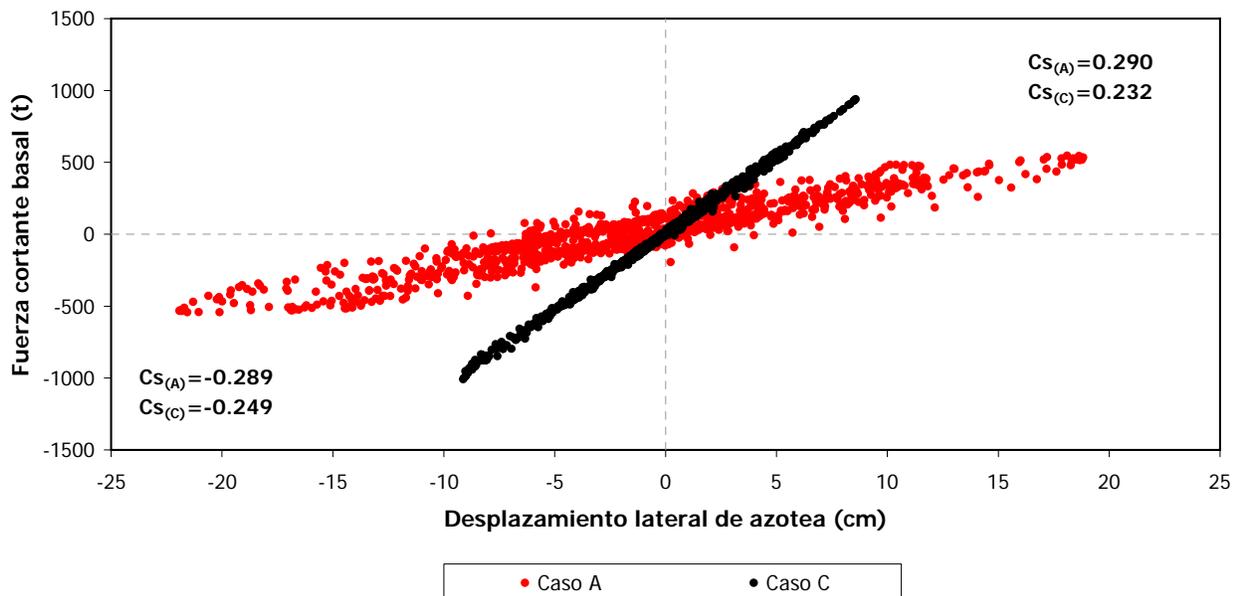


Fig 4.98.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A y C, eje A del modelo de 10 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

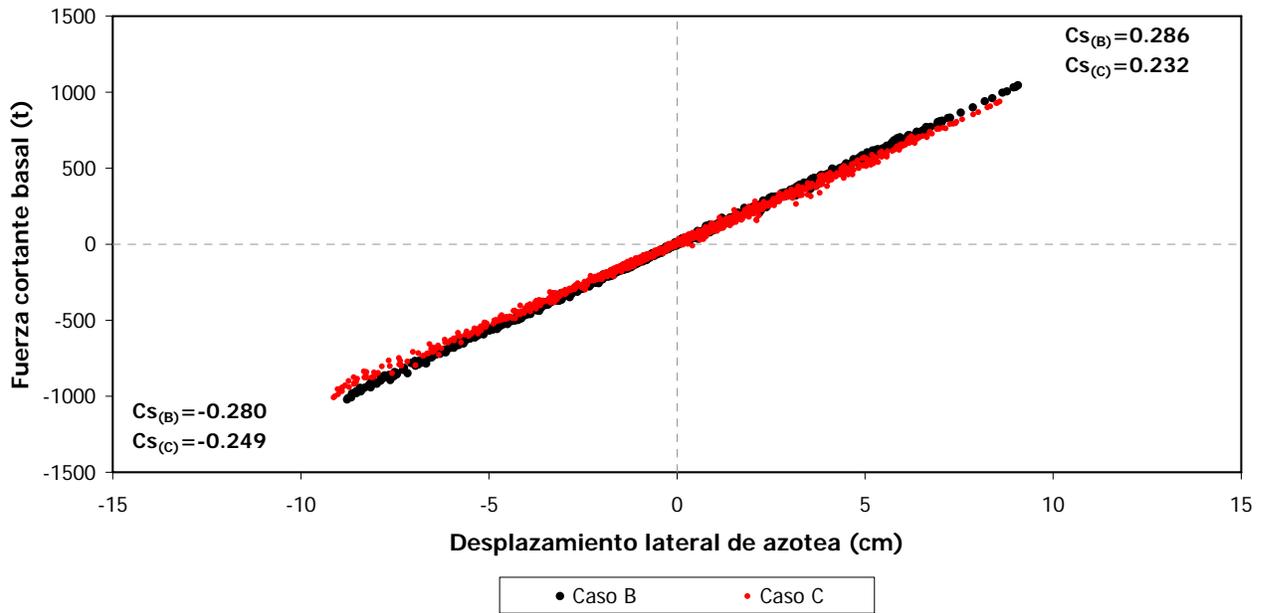


Fig 4.99.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos B y C, eje A del modelo de 10 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

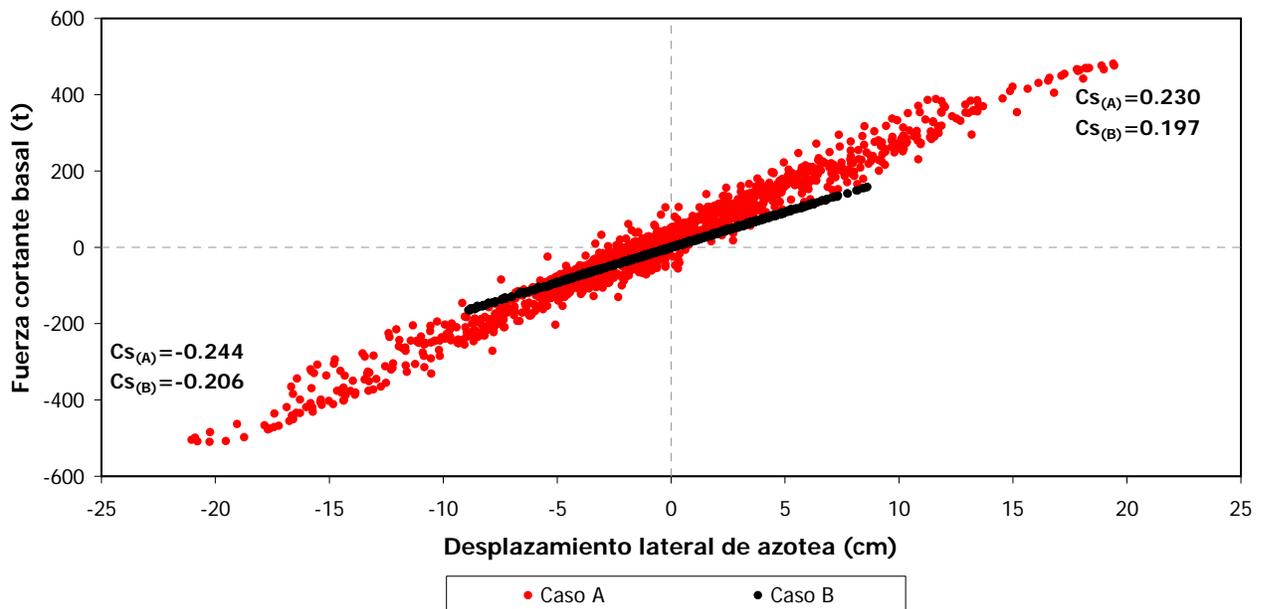


Fig 4.100.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A y B, eje C del modelo de 10 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

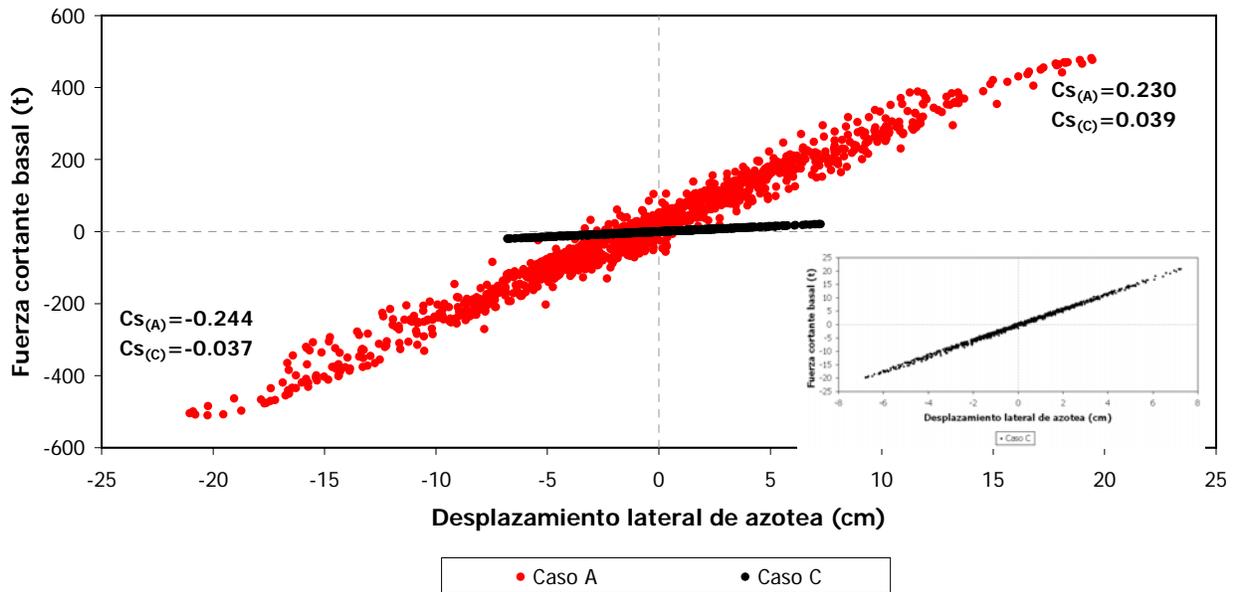


Fig 4.101.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A y C, eje C del modelo de 10 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

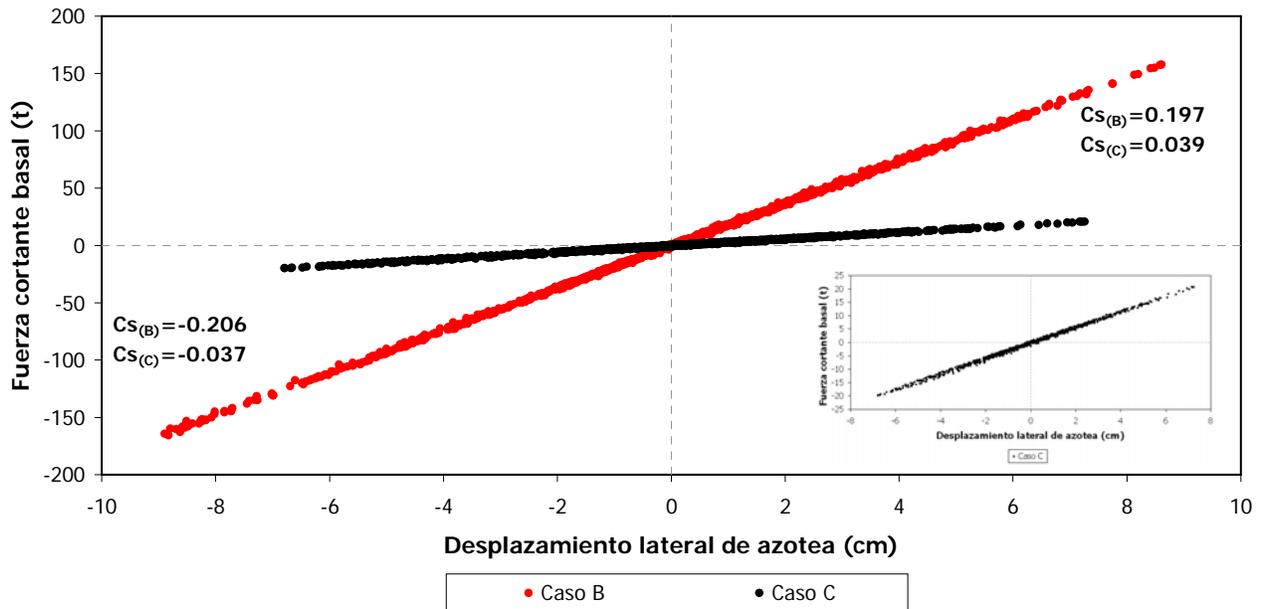


Fig 4.102.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos B y C, eje C del modelo de 10 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

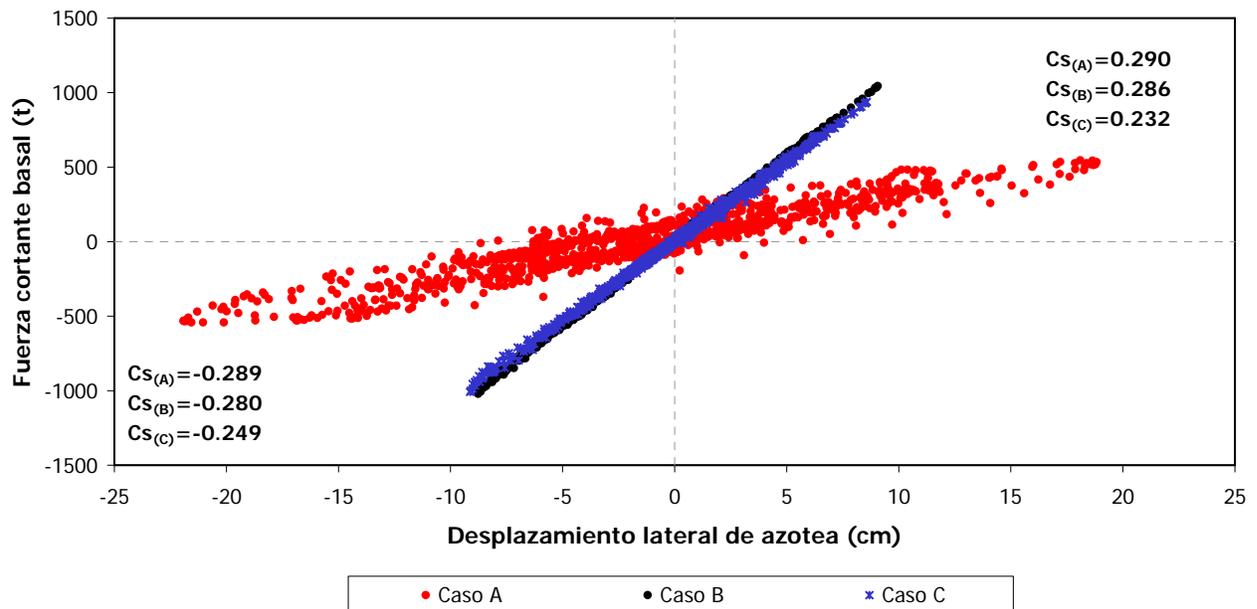


Fig 4.103.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A, B y C, eje A del modelo de 10 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

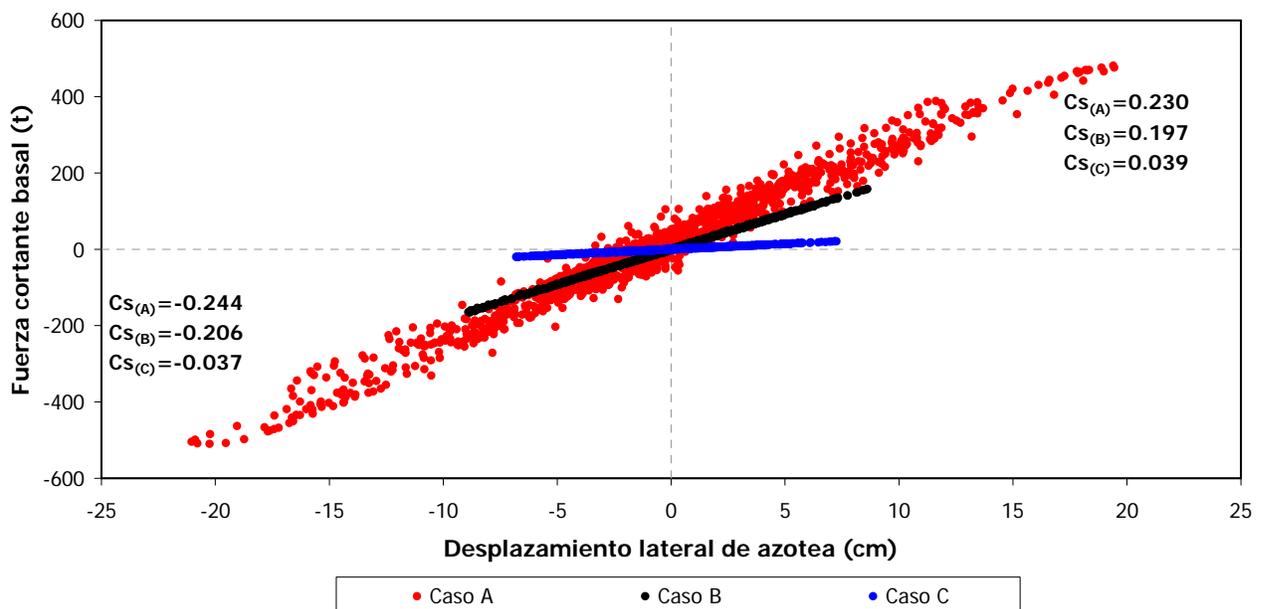


Fig 4.104.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea de los casos A, B y C, eje C del modelo de 10 niveles, caso inelástico (resistencias nominales)

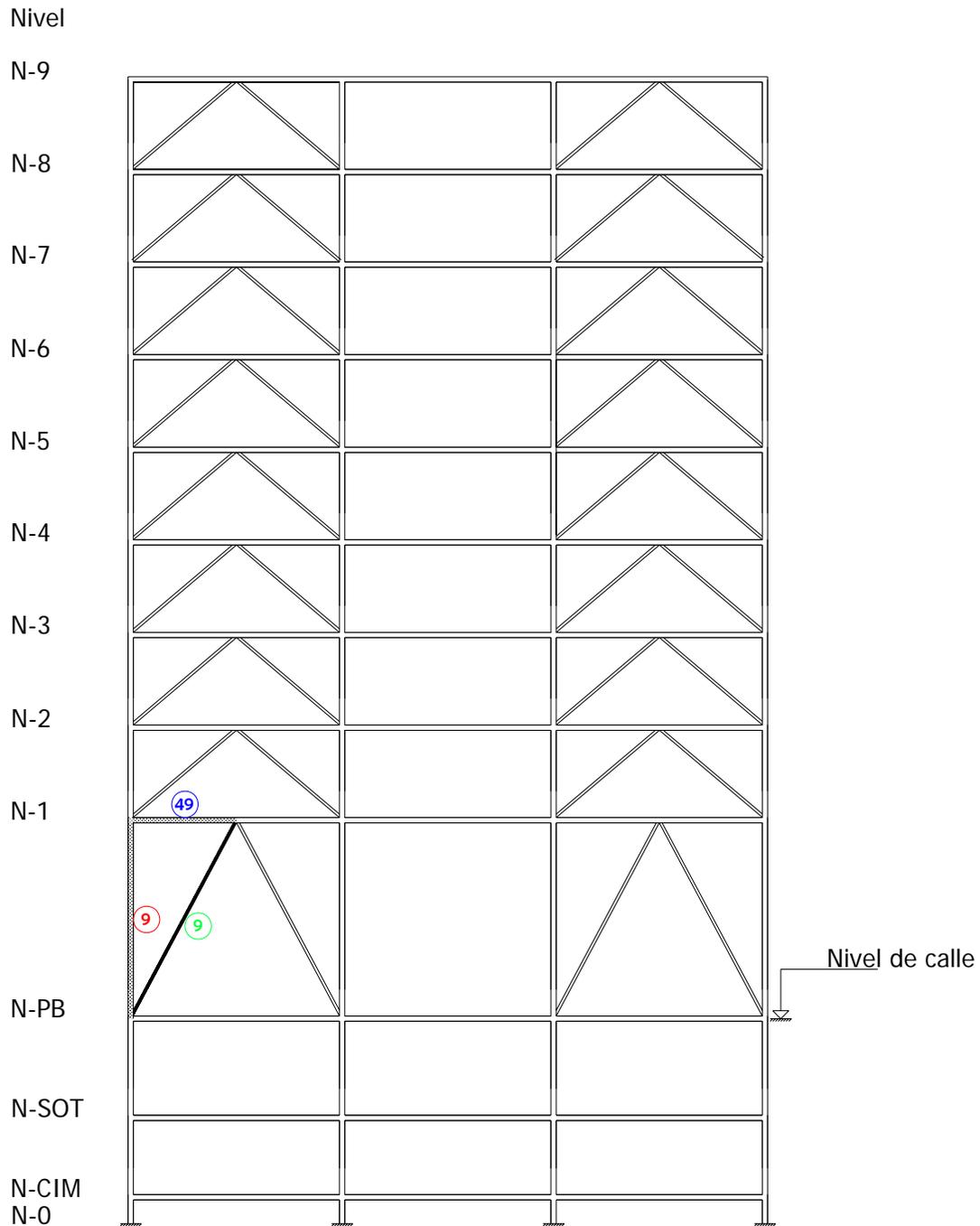


Fig 4.105.- Elementos estructurales de interés de los ejes A y C, modelo de 9 niveles

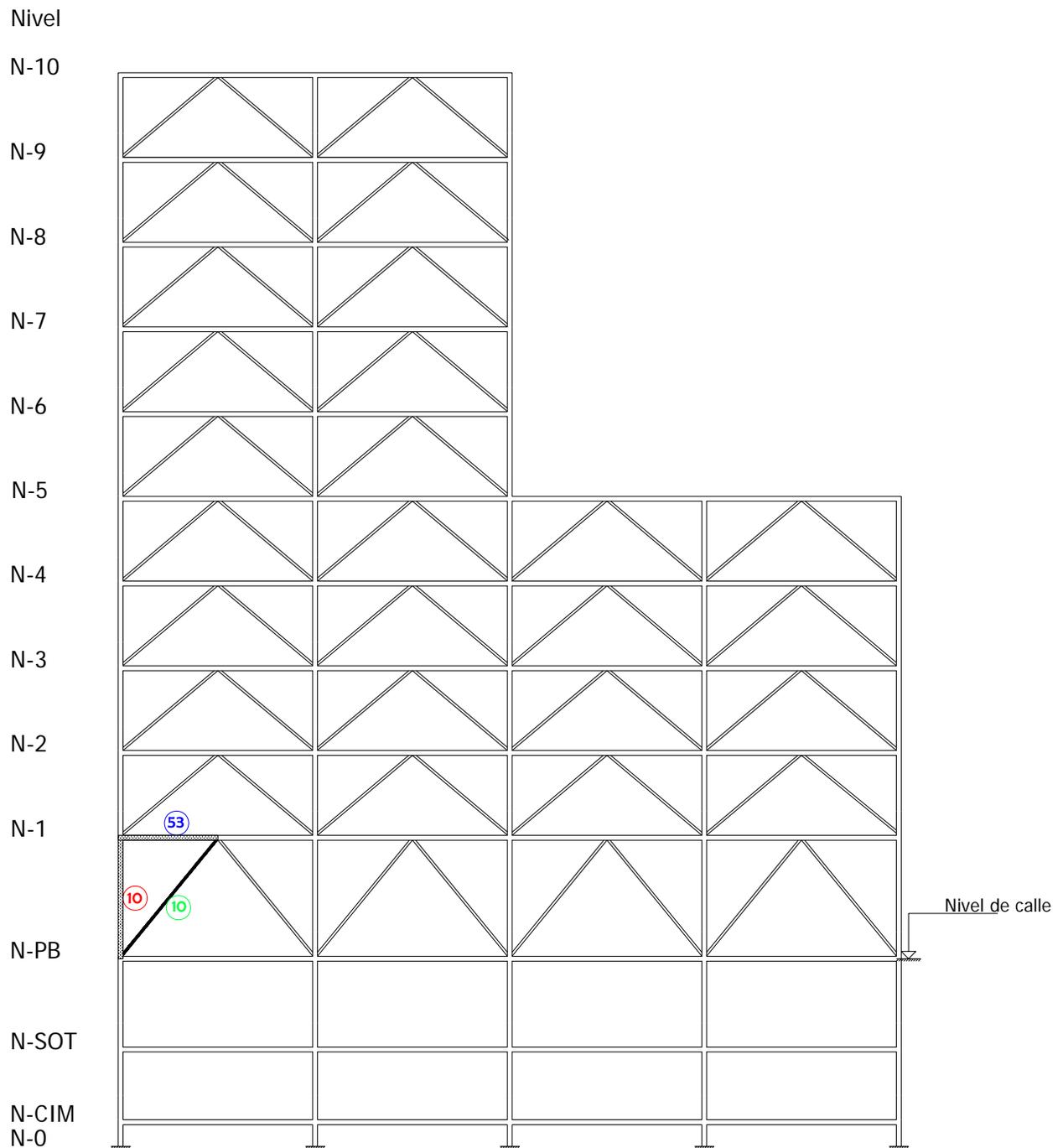


Fig 4.106.- Elementos estructurales de interés de los ejes A y C, modelo de 10 niveles

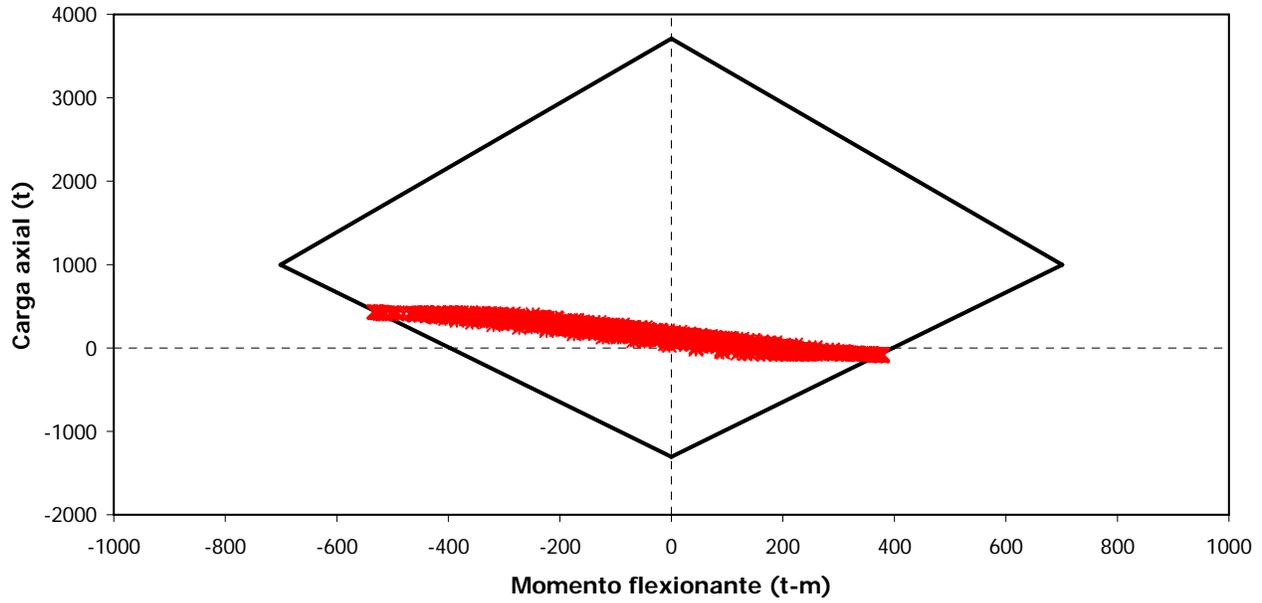


Fig 4.107.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A del modelo de 9 niveles, caso A

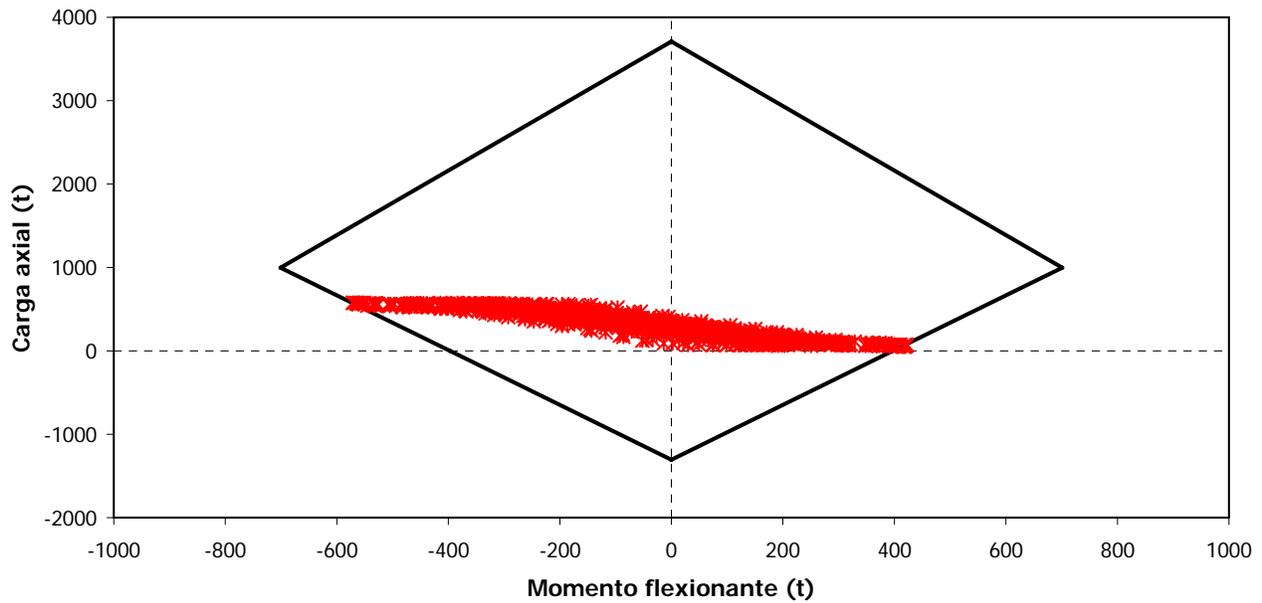


Fig 4.108- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje C del modelo de 9 niveles, caso A

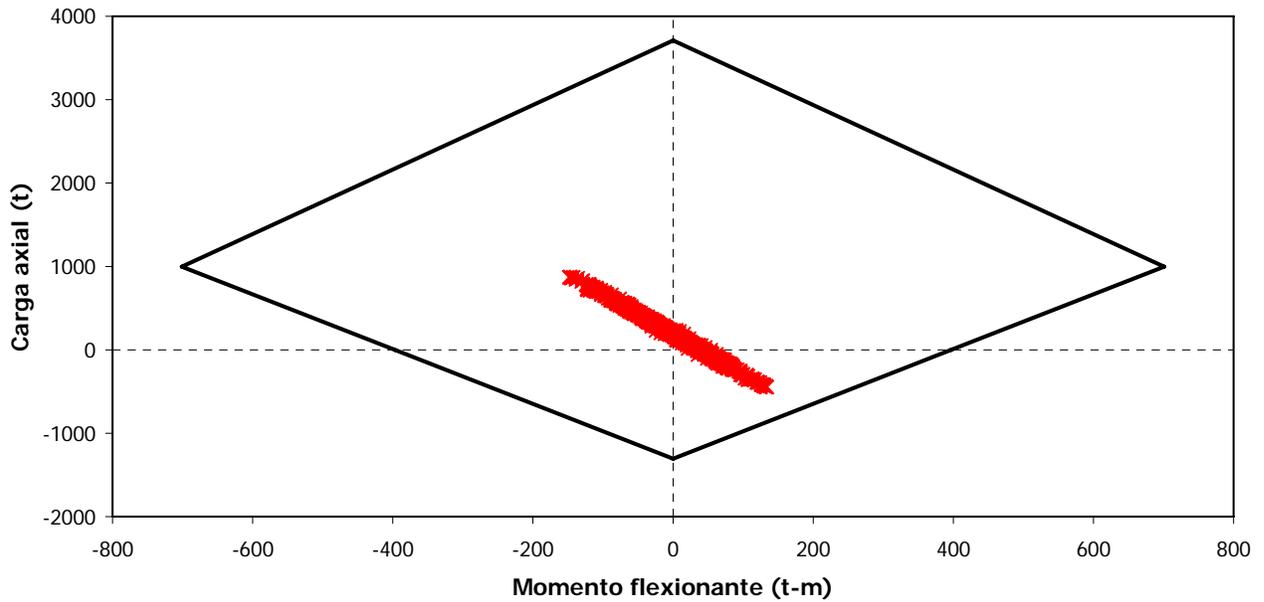


Fig 4.109.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A del modelo de 9 niveles, caso B

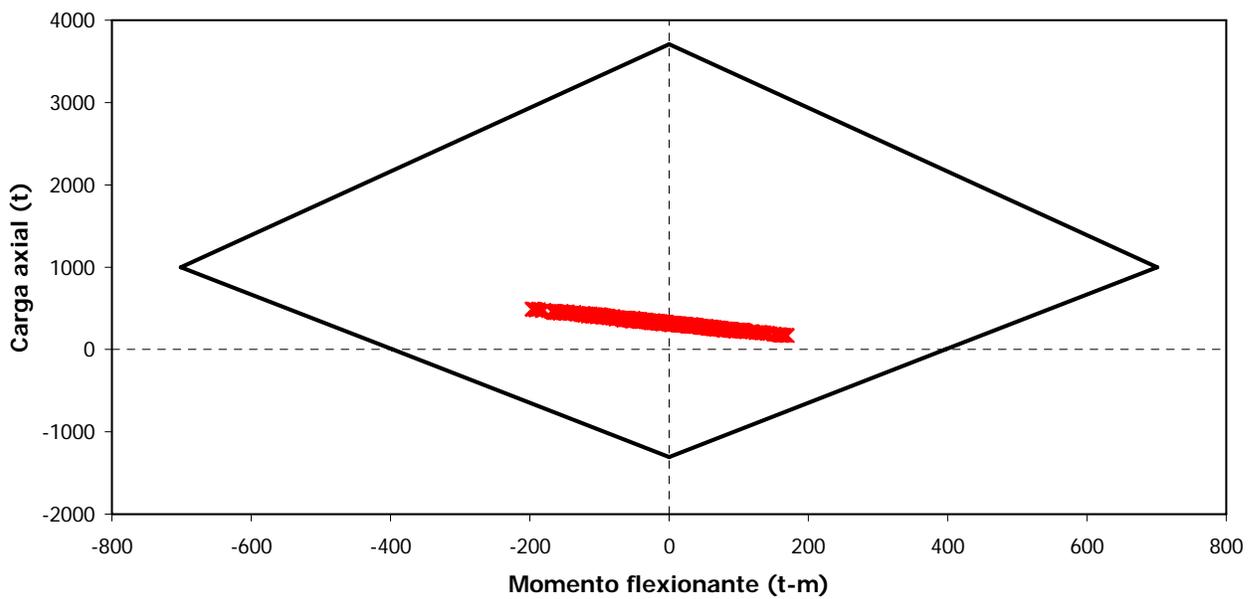


Fig 4.110.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje C del modelo de 9 niveles, caso B

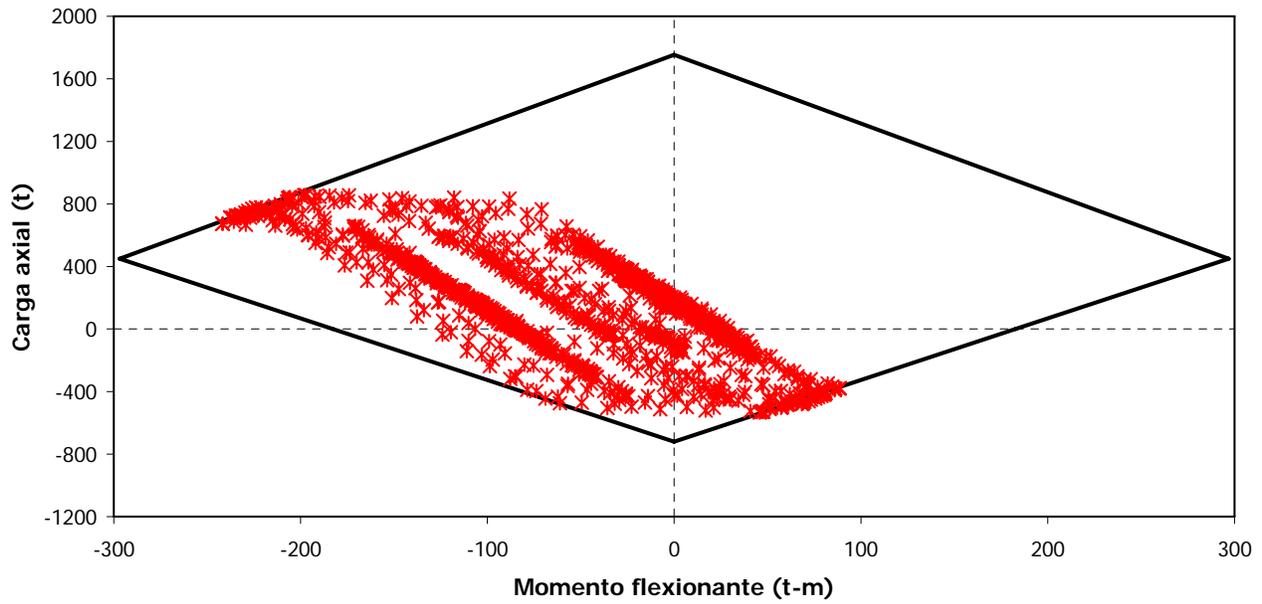


Fig 4.111.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A del modelo de 9 niveles, caso C

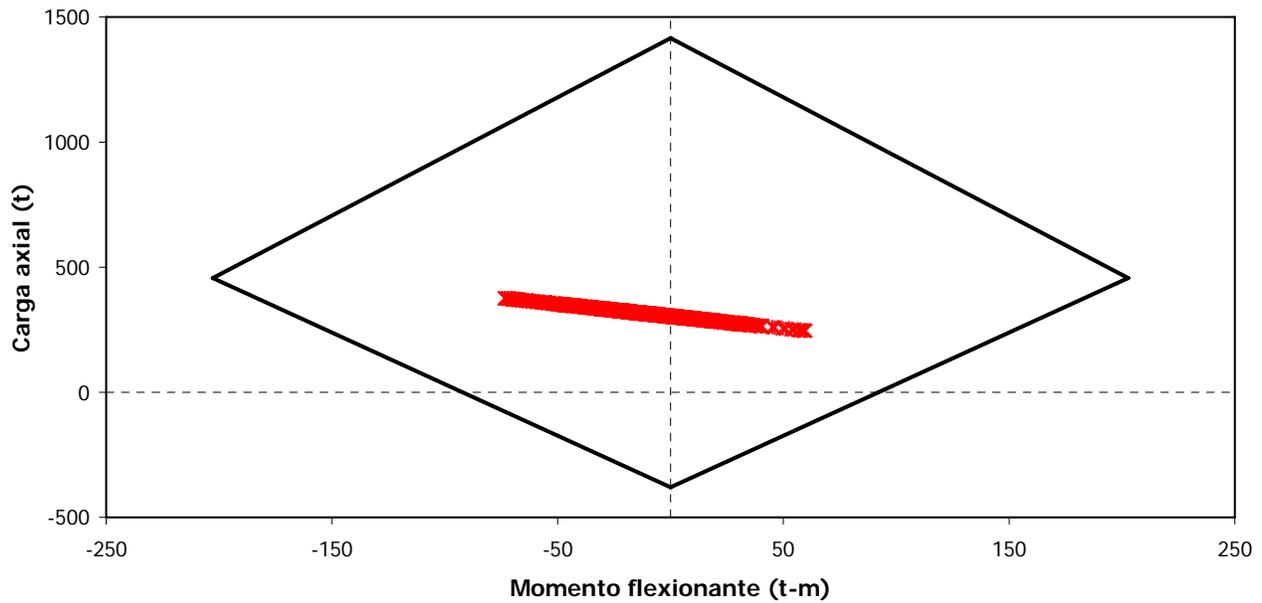


Fig 4.112.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje C del modelo de 9 niveles, caso C

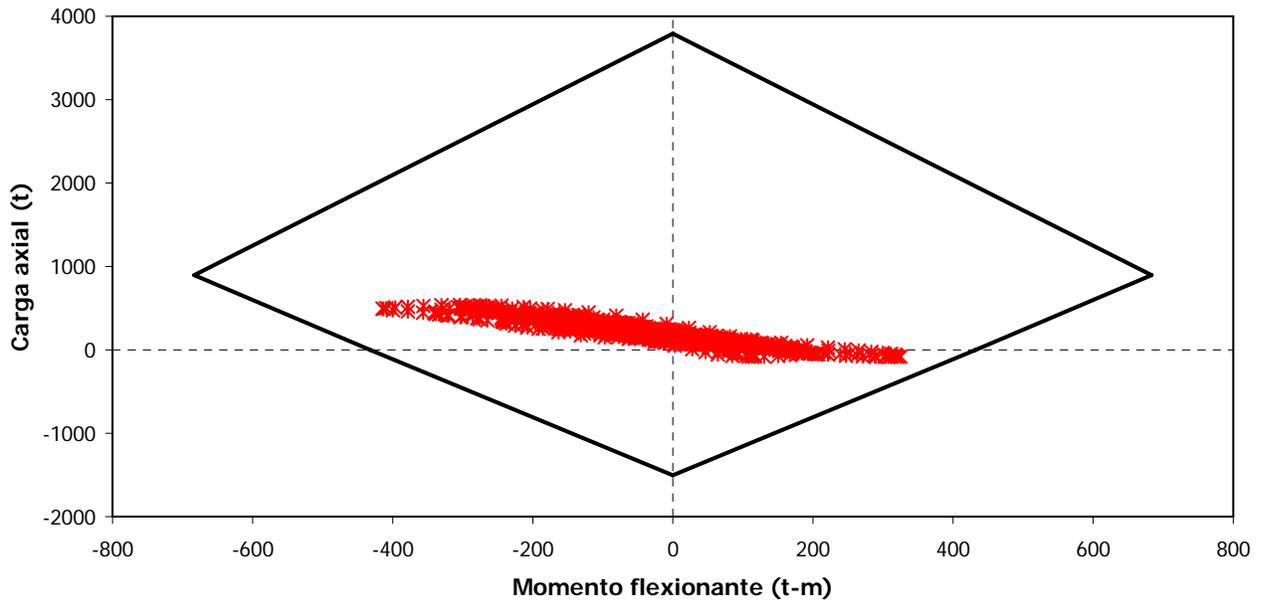


Fig 4.113.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A del modelo de 10 niveles, caso A

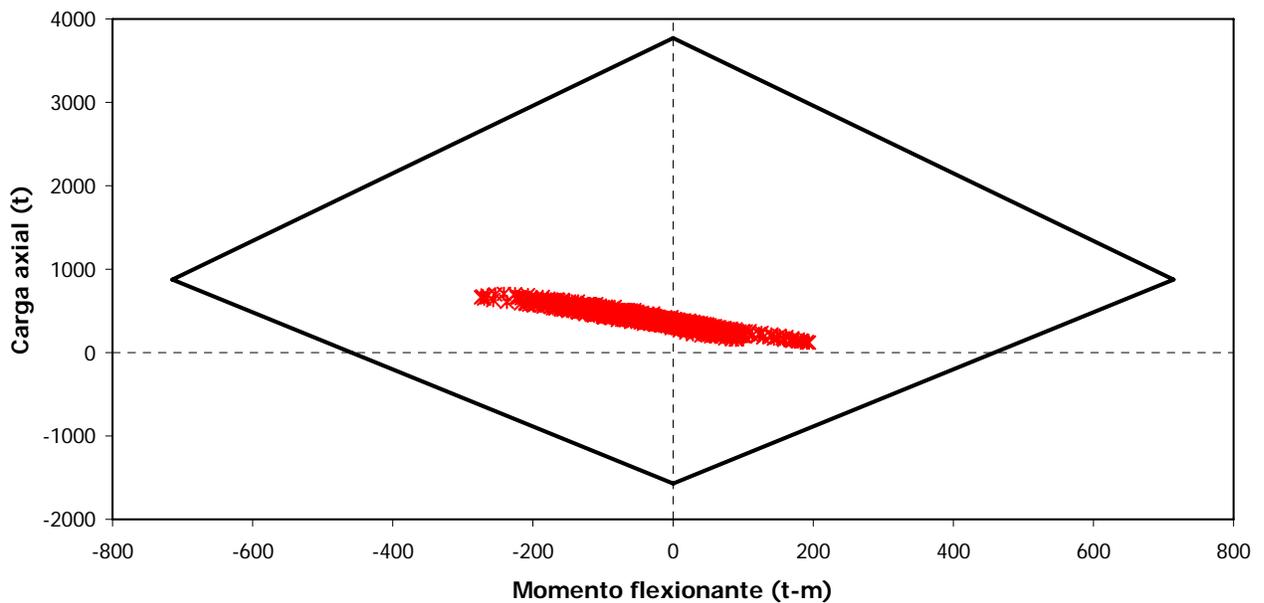


Fig 4.114.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje C del modelo de 10 niveles, caso A

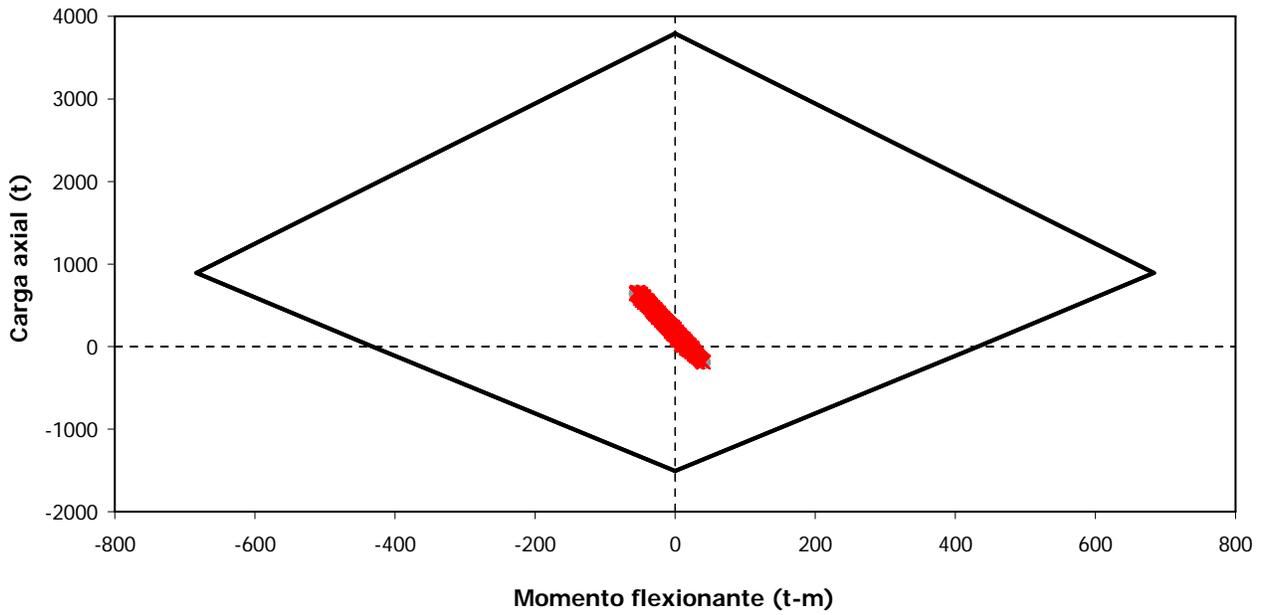


Fig 4.115.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A del modelo de 10 niveles, caso B

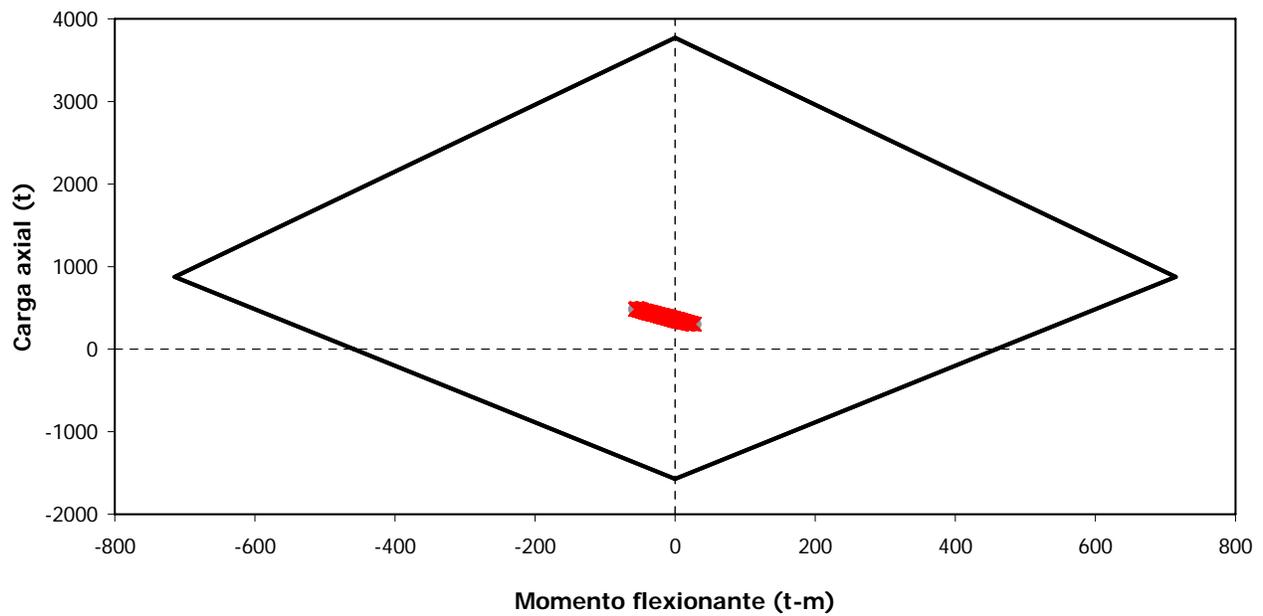


Fig 4.116.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje C del modelo de 10 niveles, caso B

---

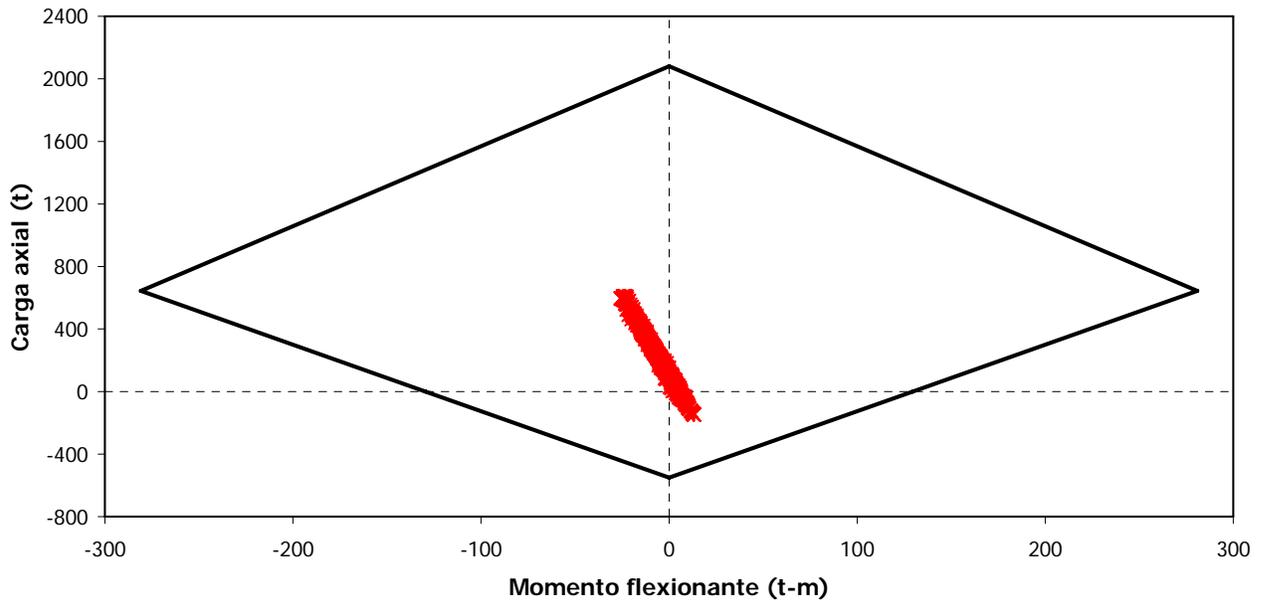


Fig 4.117.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A del modelo de 10 niveles, caso C

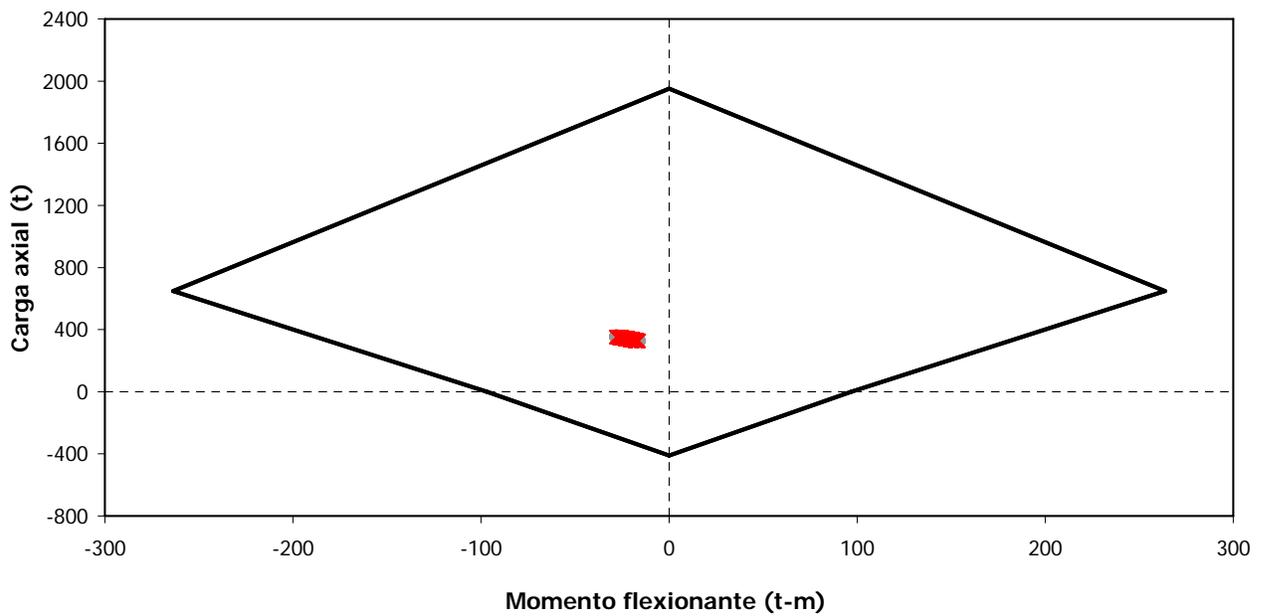


Fig 4.118.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje C del modelo de 10 niveles, caso C

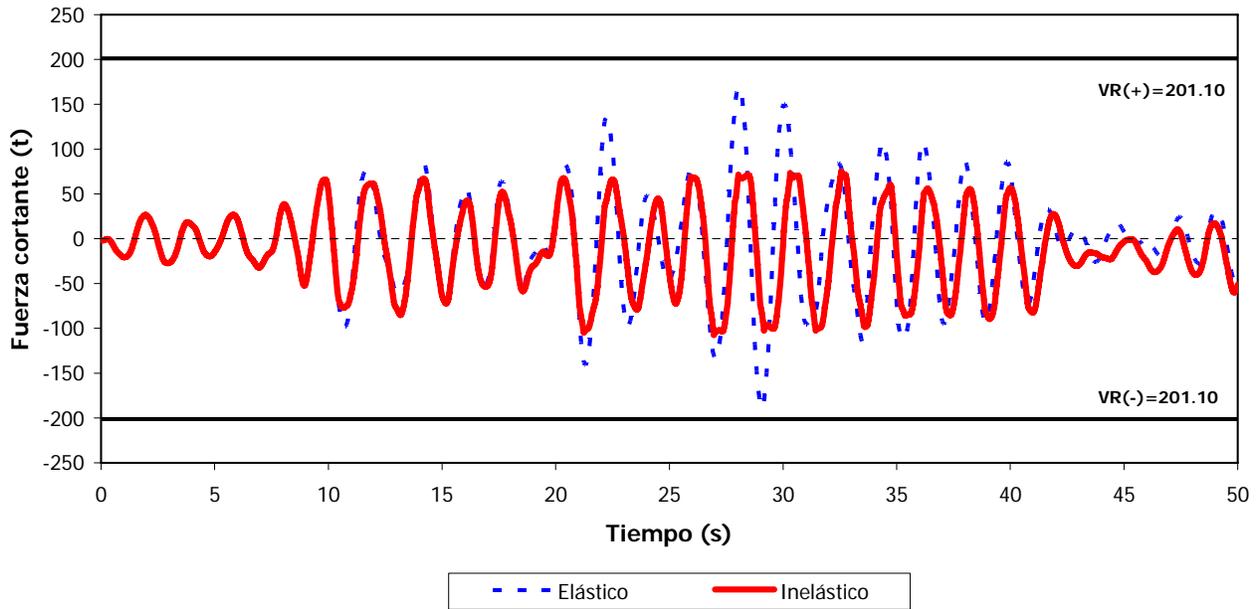


Fig 4.119.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A del modelo de 9 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

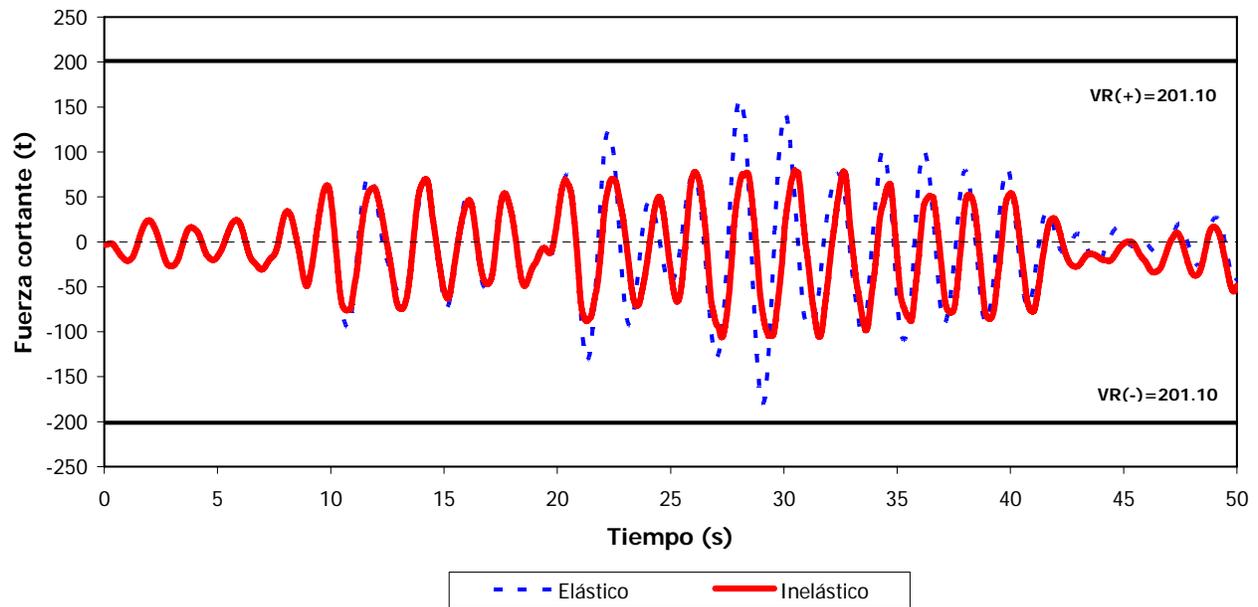


Fig 4.120.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje C del modelo de 9 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

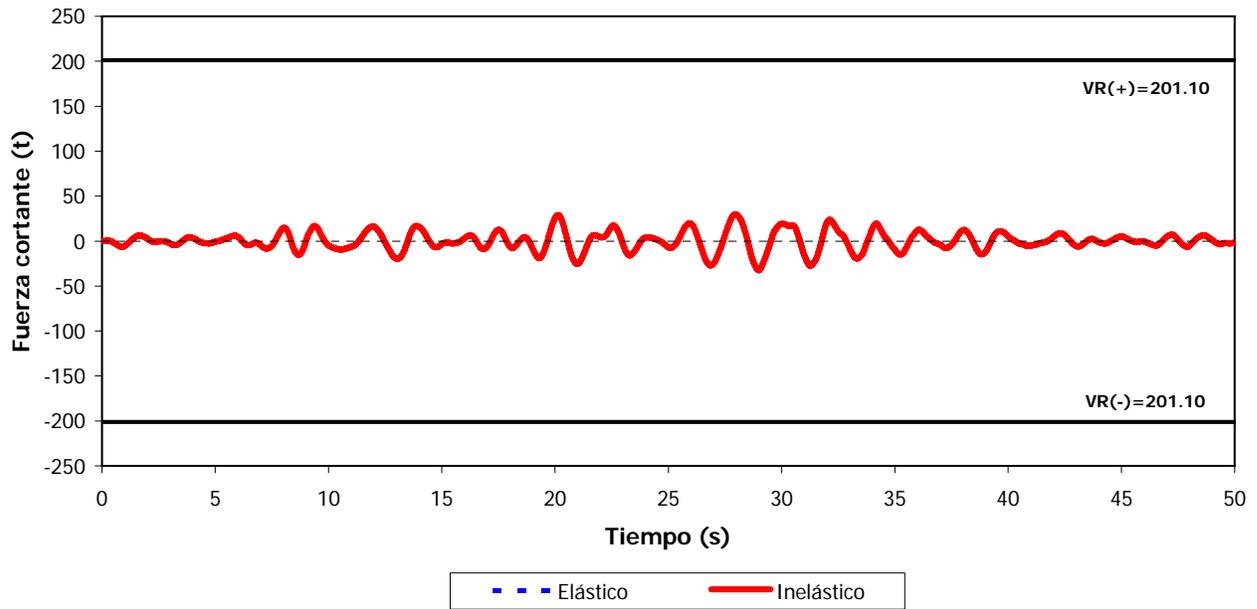


Fig 4.121.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A del modelo de 9 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

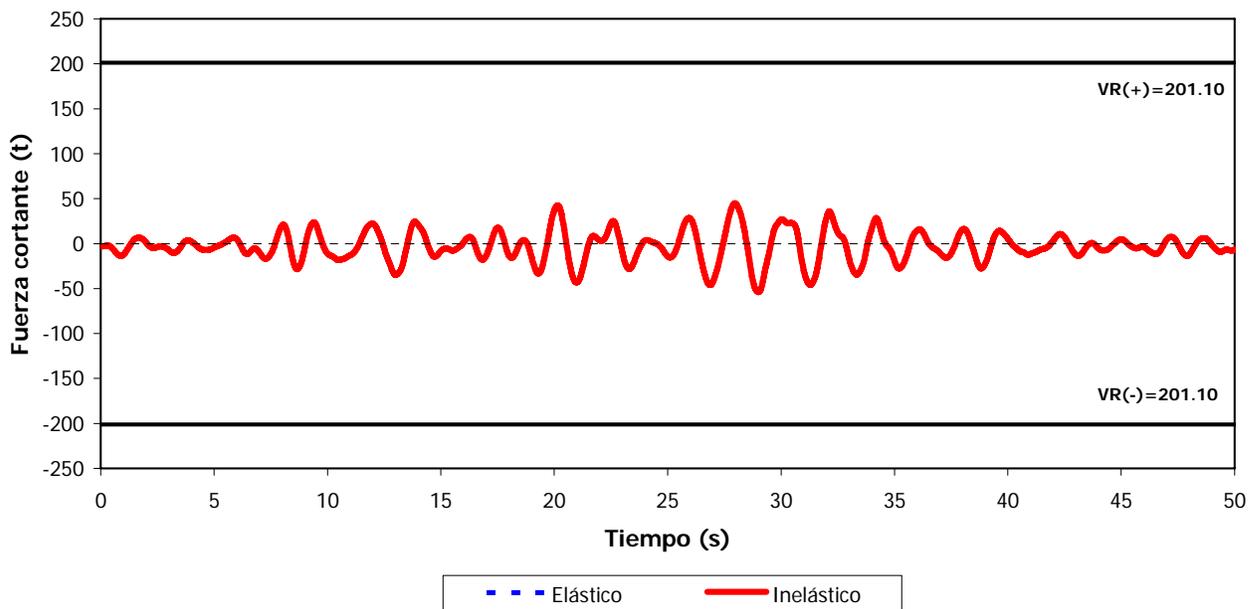


Fig 4.122.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje C del modelo de 9 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

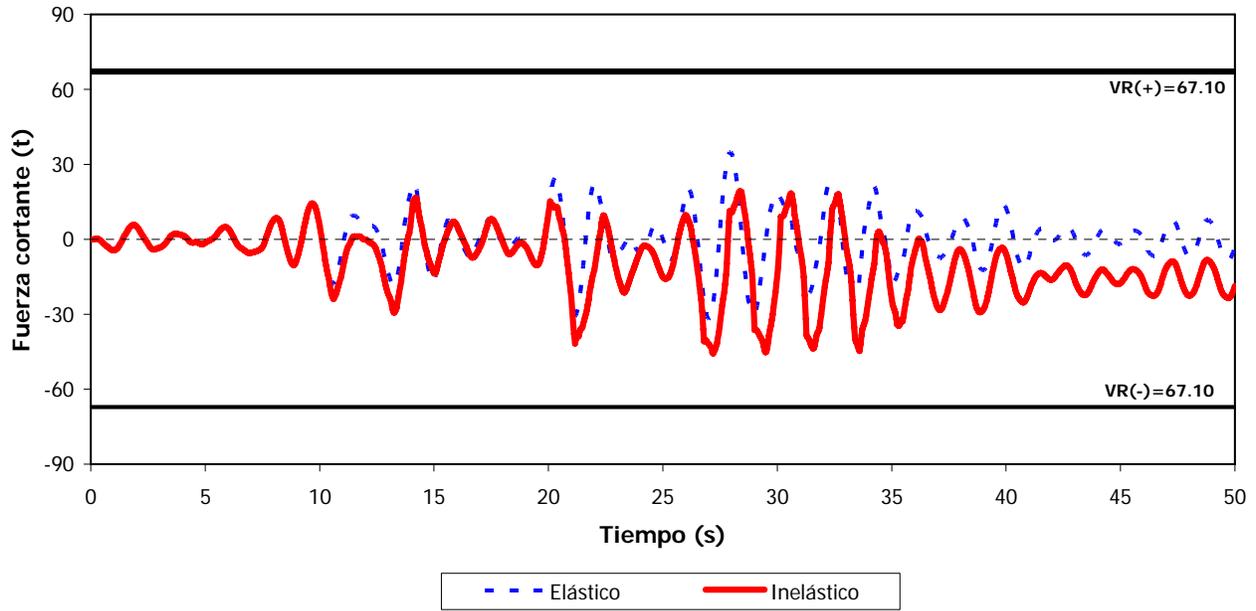


Fig 4.123.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A del modelo de 9 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

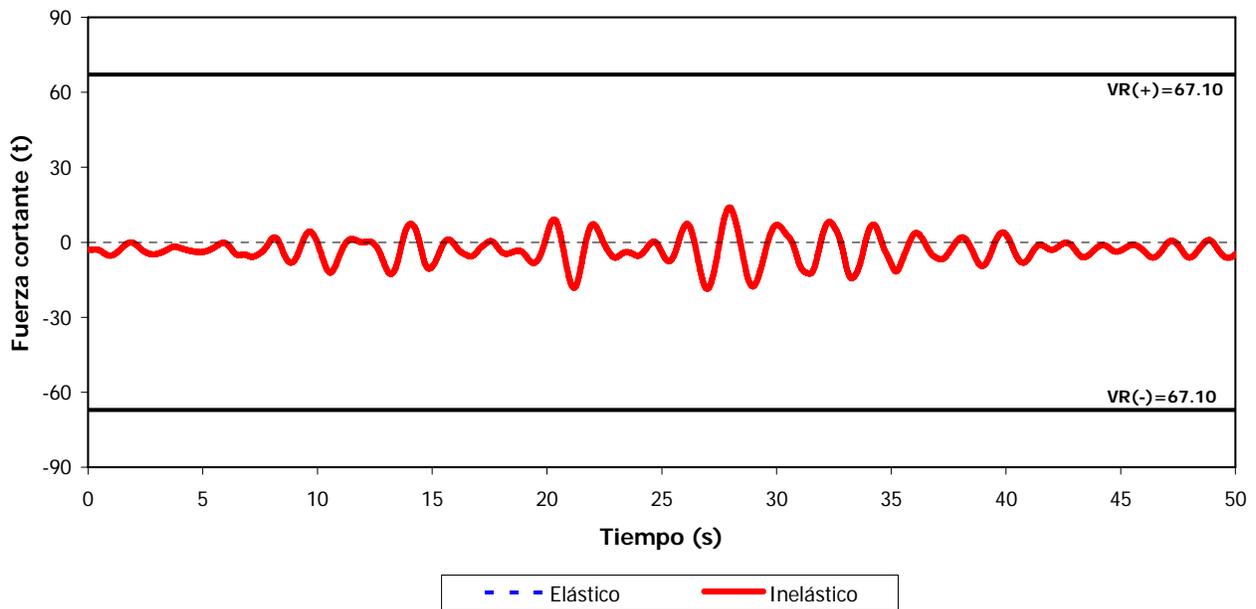


Fig 4.124.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje C del modelo de 9 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

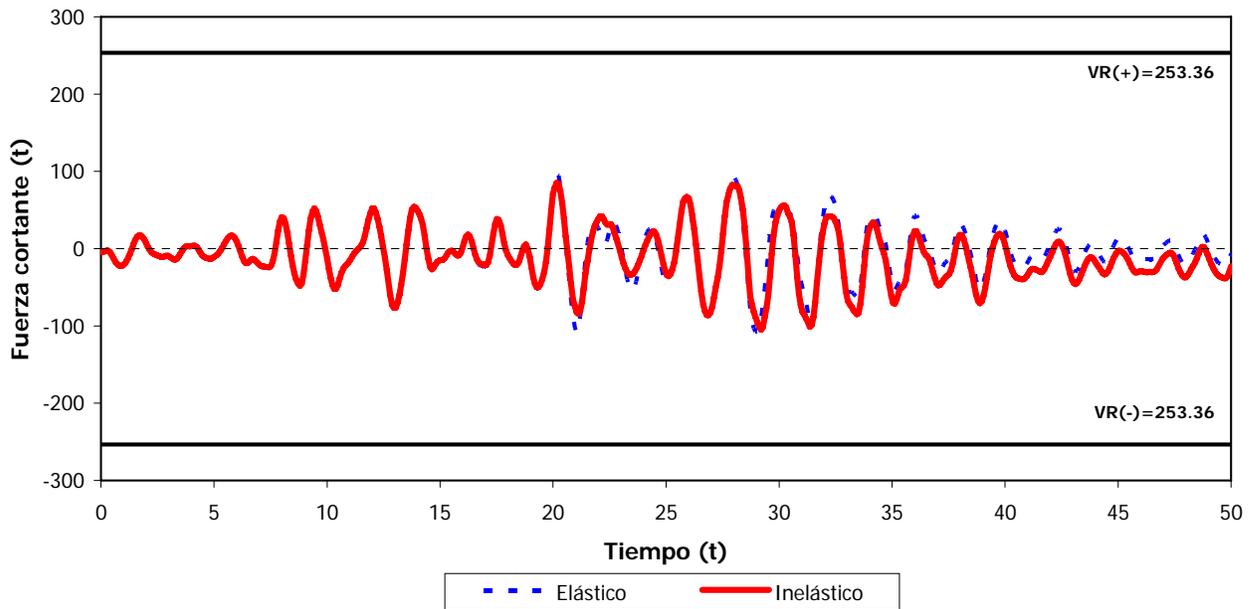


Fig 4.125.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A del modelo de 10 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con resistencias nominales)

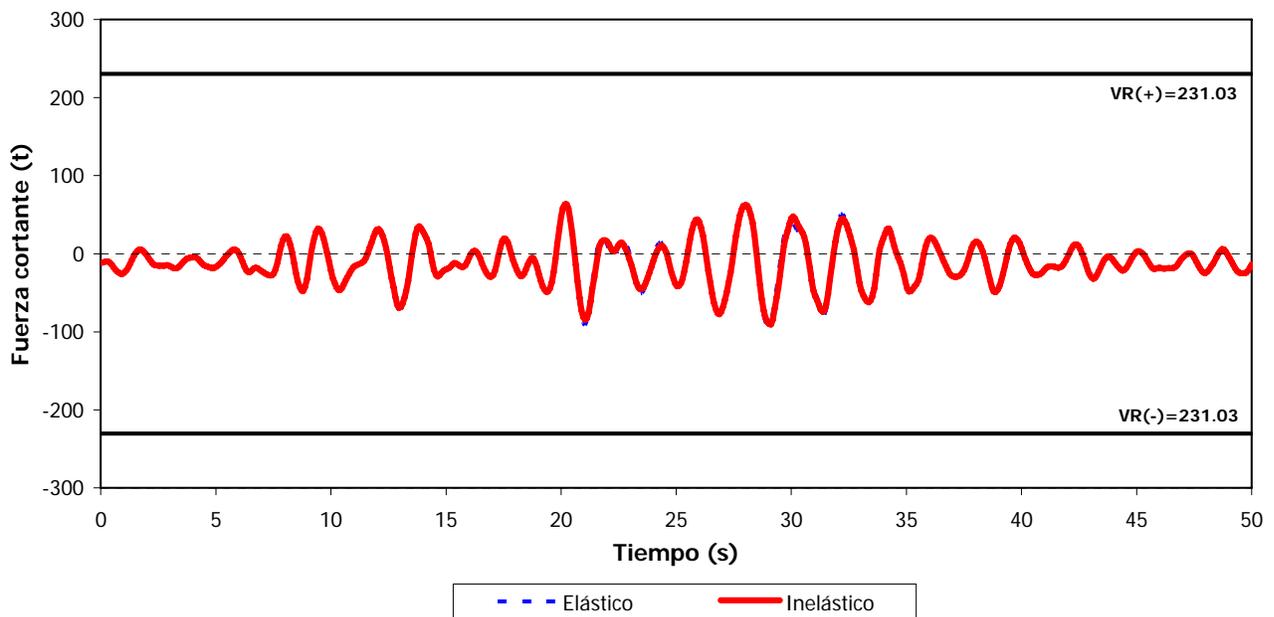


Fig 4.126.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 10 de PB del eje C del modelo de 10 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con resistencias nominales)

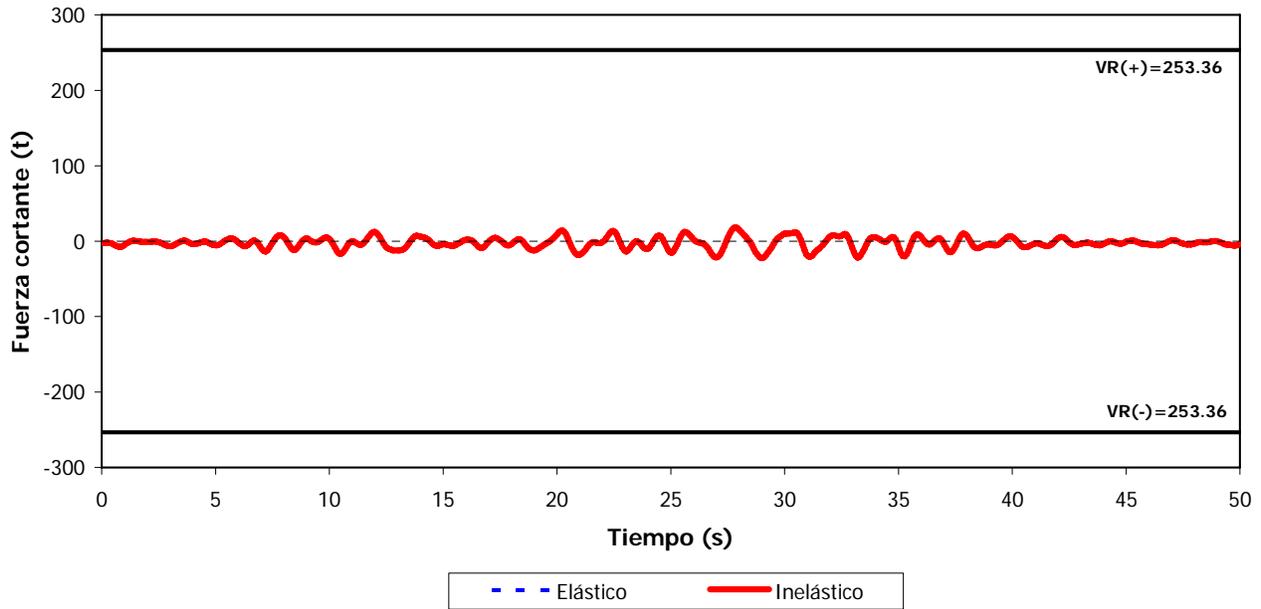


Fig 4.127.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A del modelo de 10 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

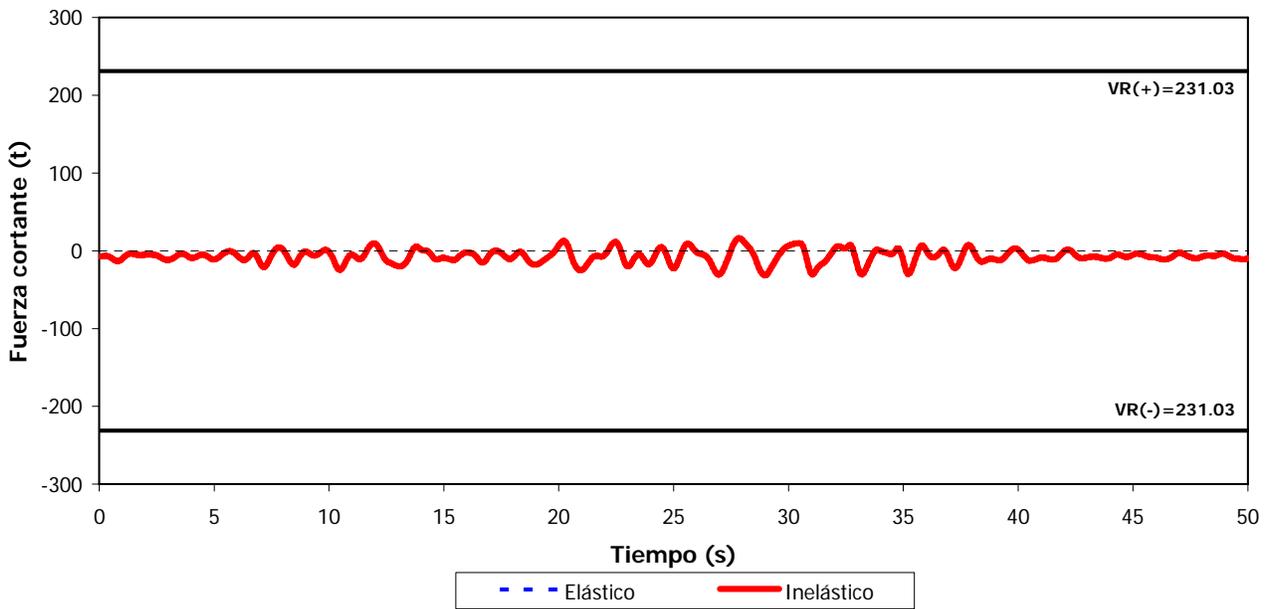


Fig 4.128.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 10 de PB del eje C del modelo de 10 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

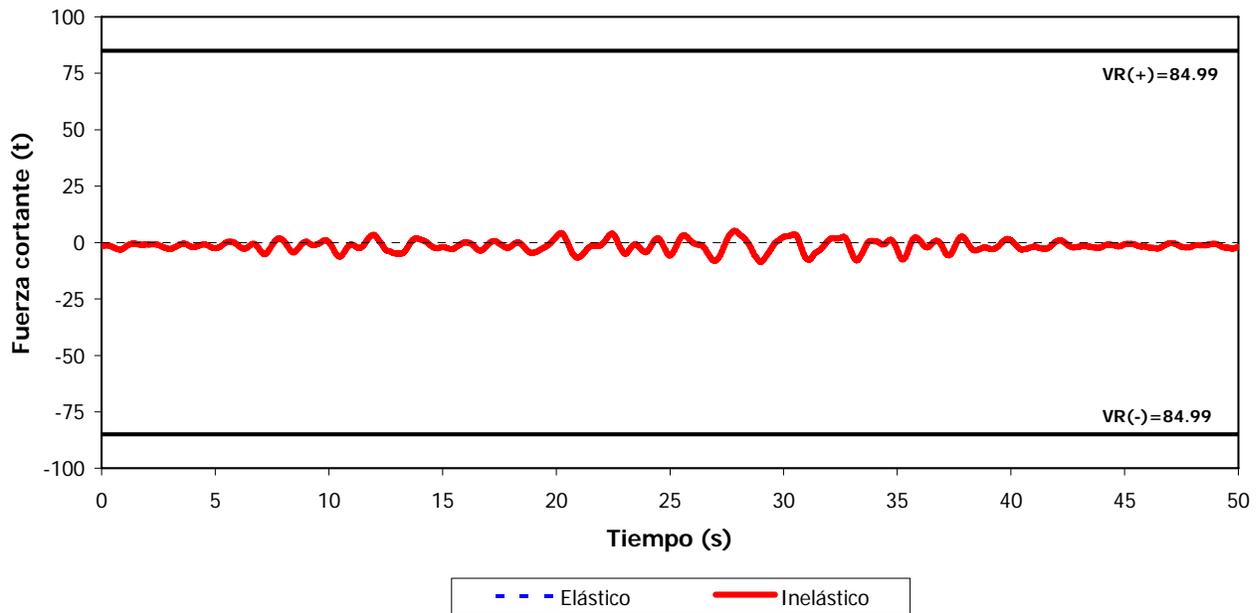


Fig 4.129.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A del modelo de 10 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

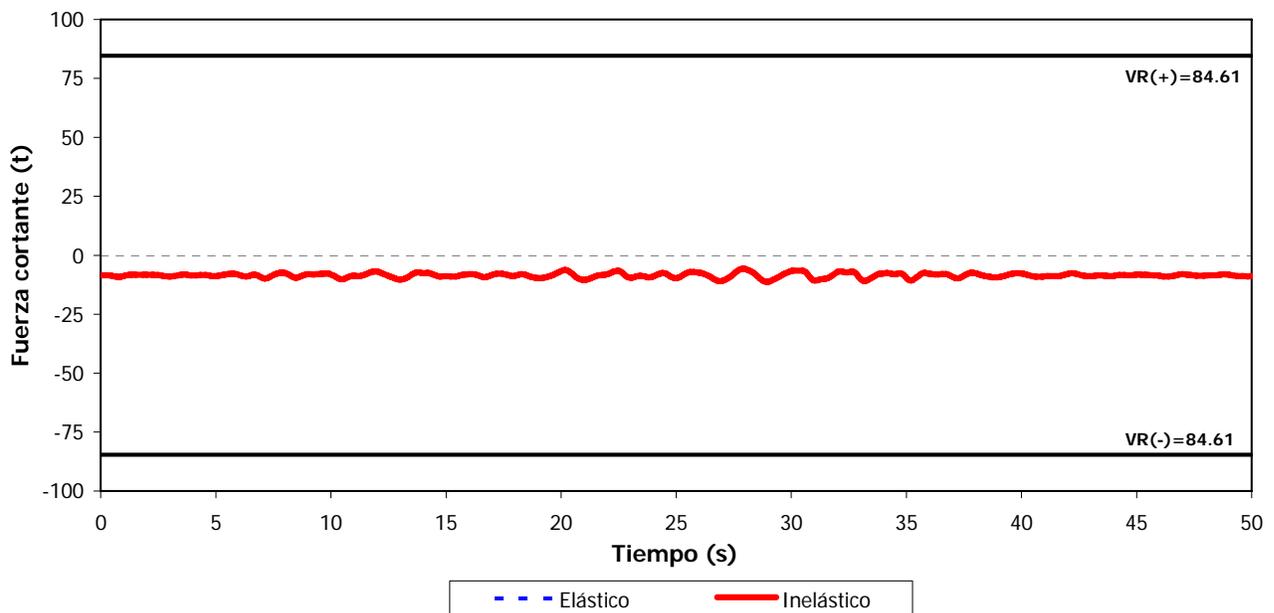


Fig 4.130.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 10 de PB del eje C del modelo de 10 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

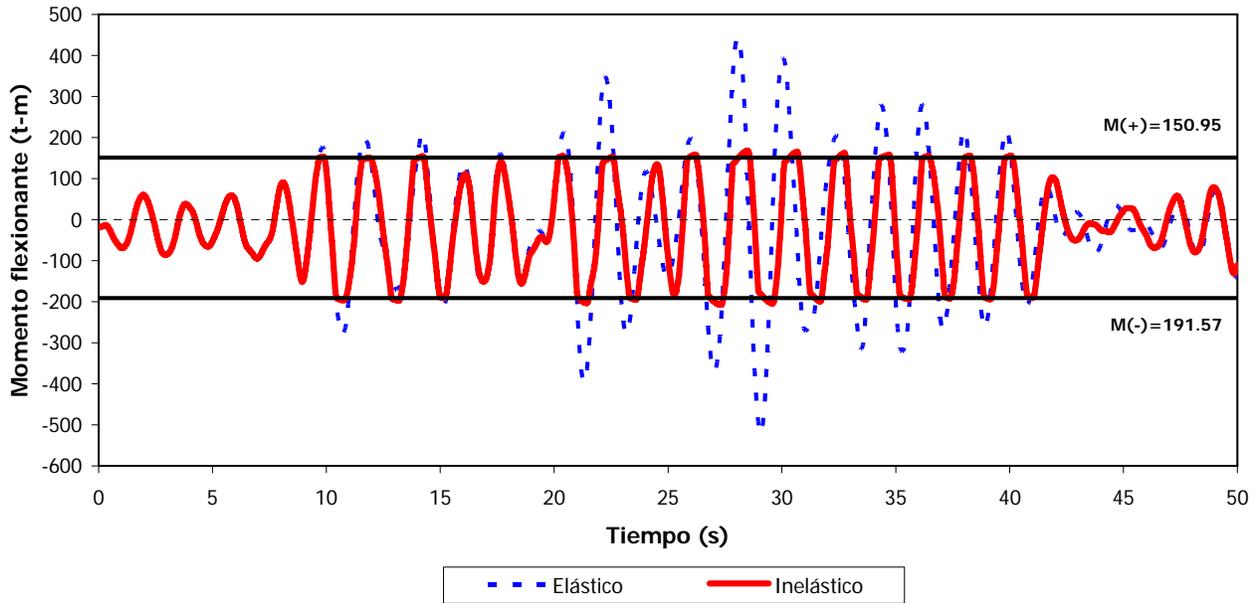


Fig 4.131.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

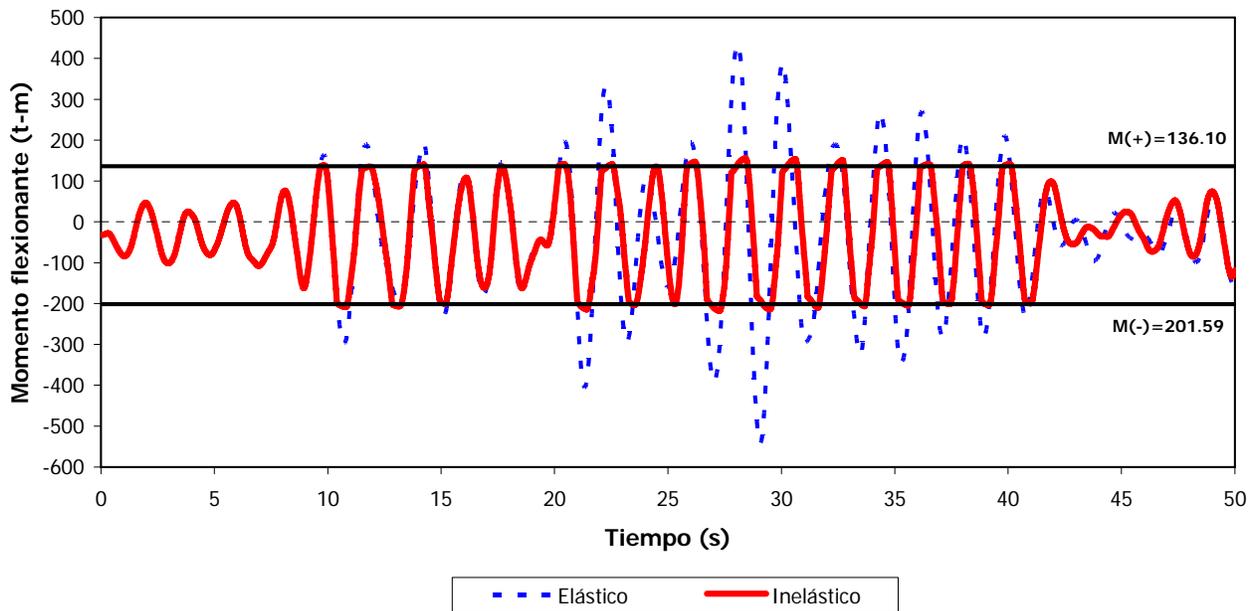


Fig 4.132.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 9 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

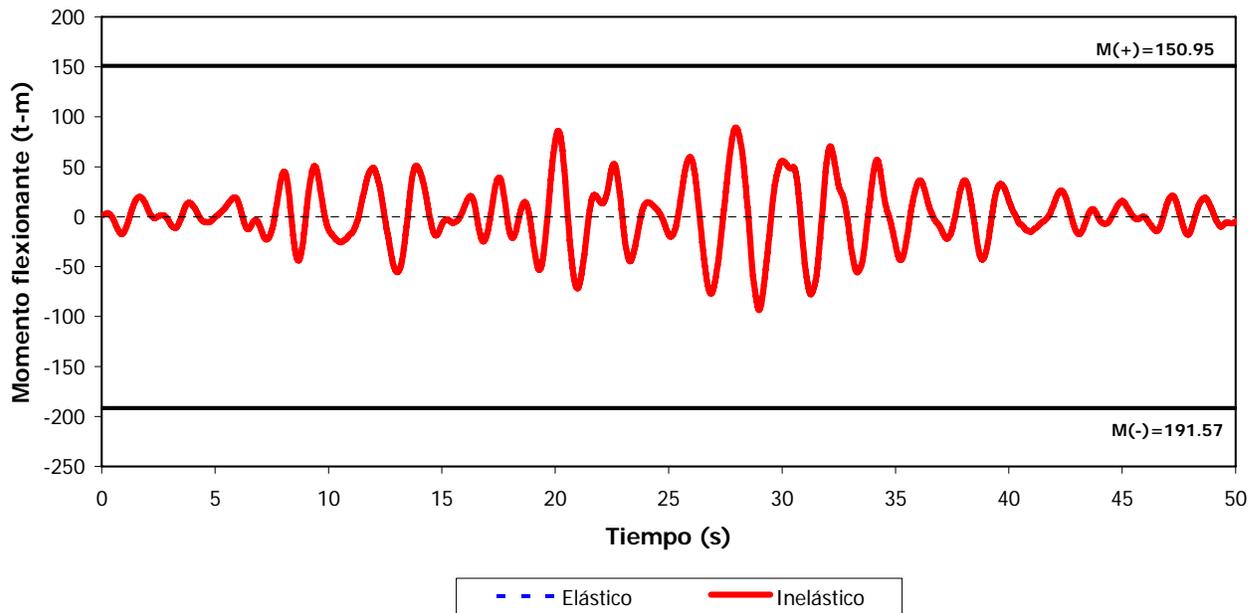


Fig 4.133.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

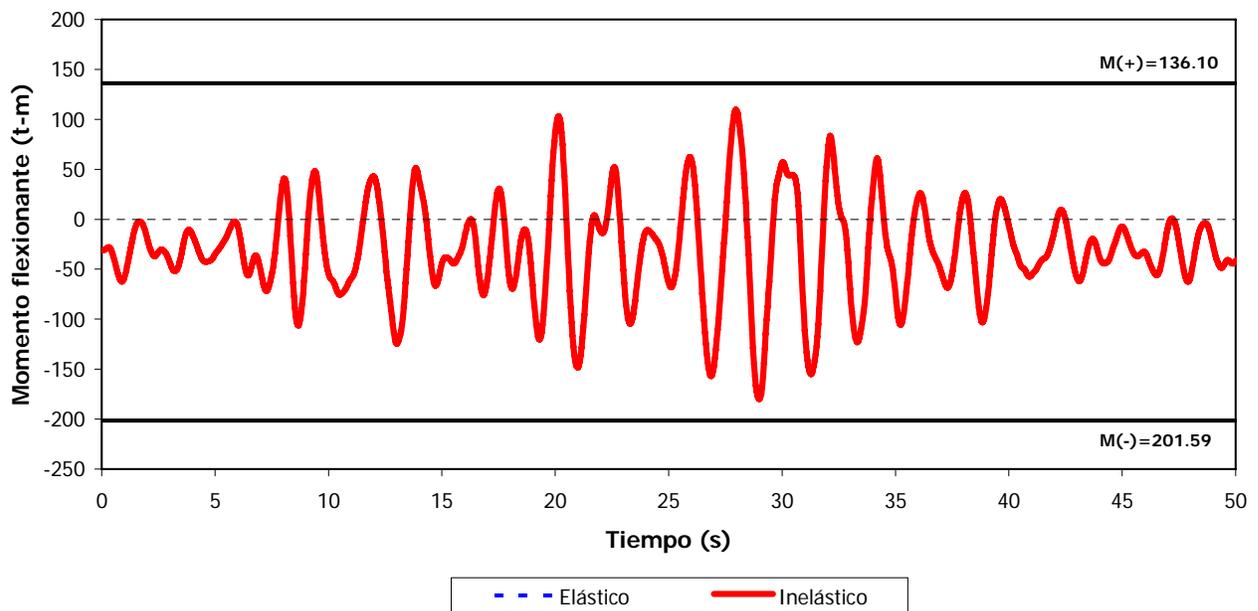


Fig 4.134.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 9 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

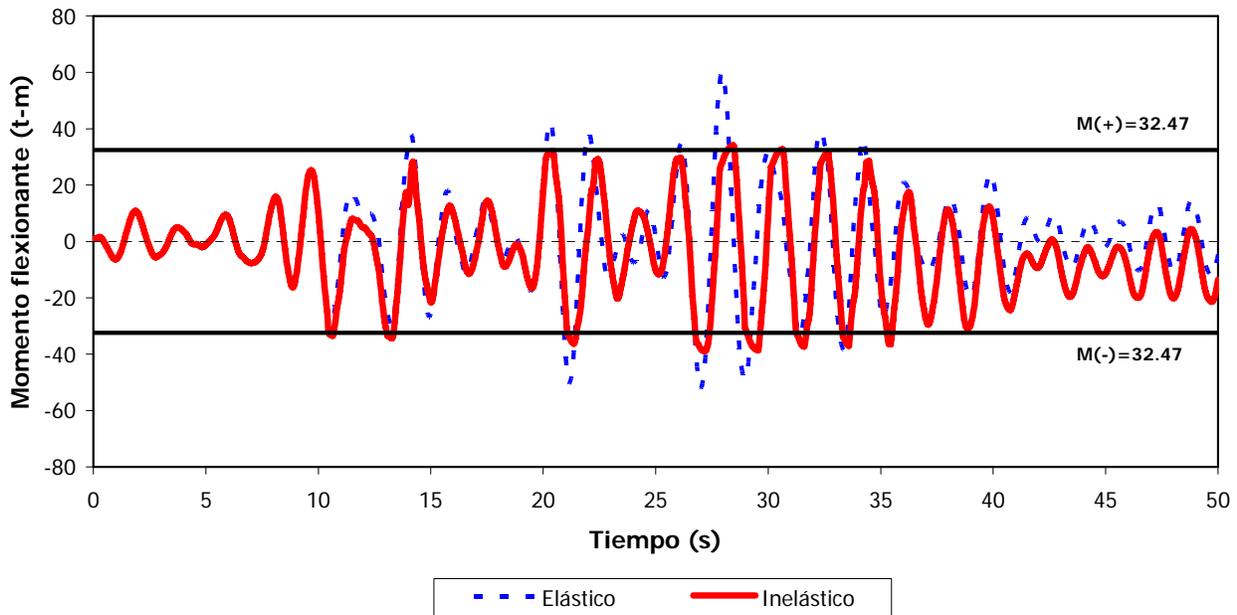


Fig 4.135.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

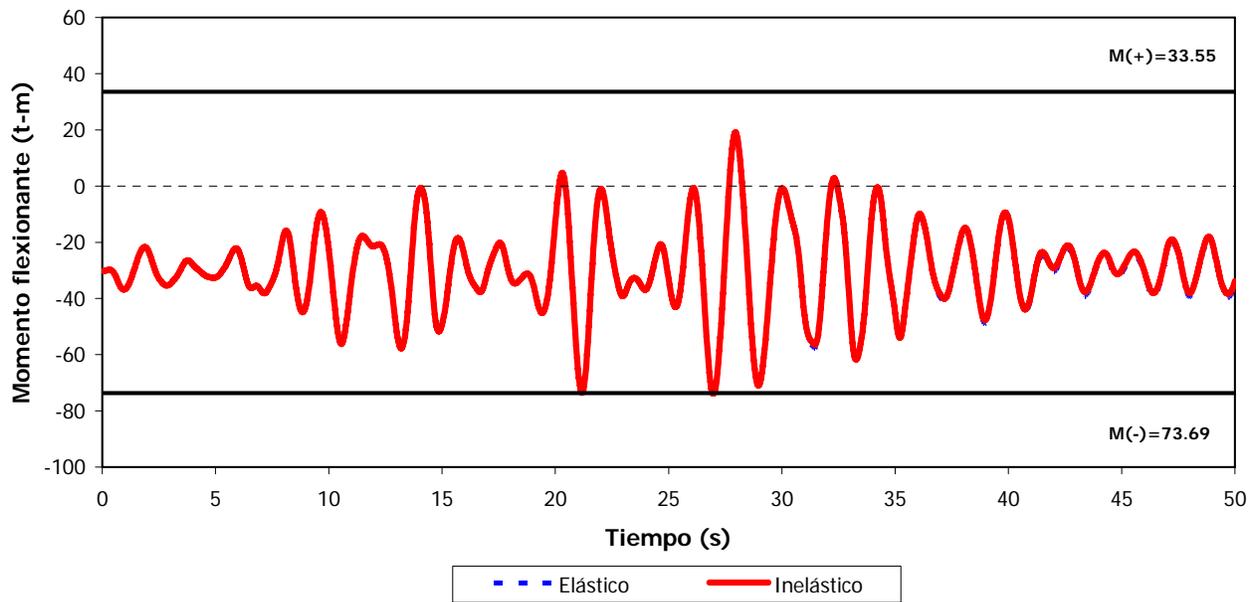


Fig 4.136.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 9 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

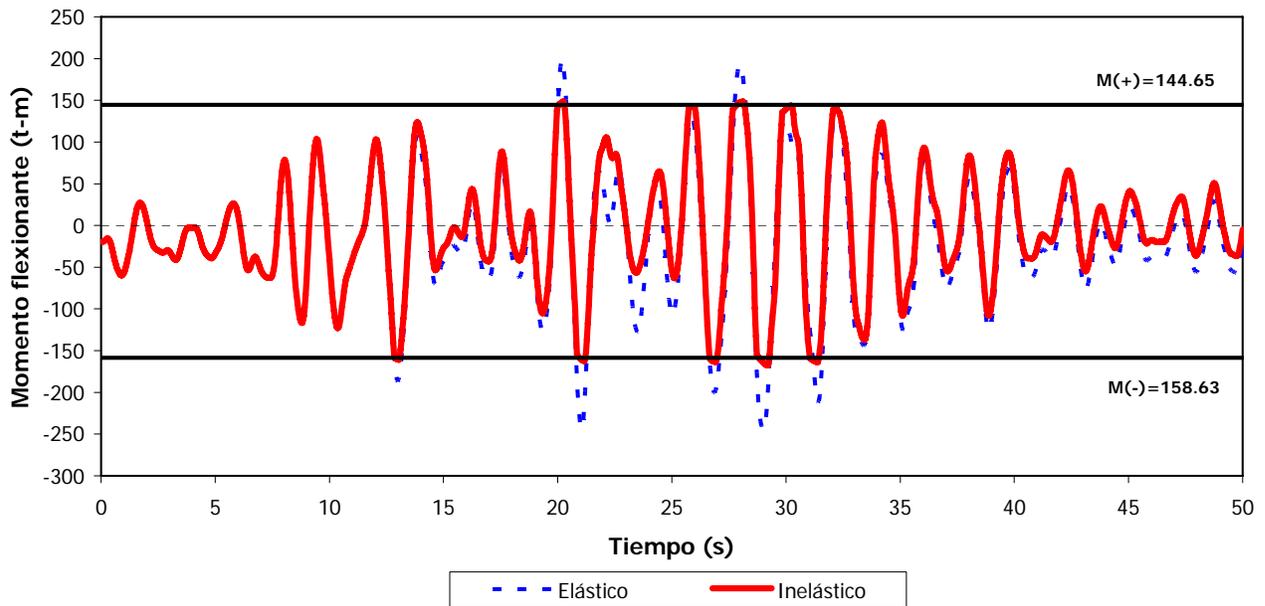


Fig 4.137.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

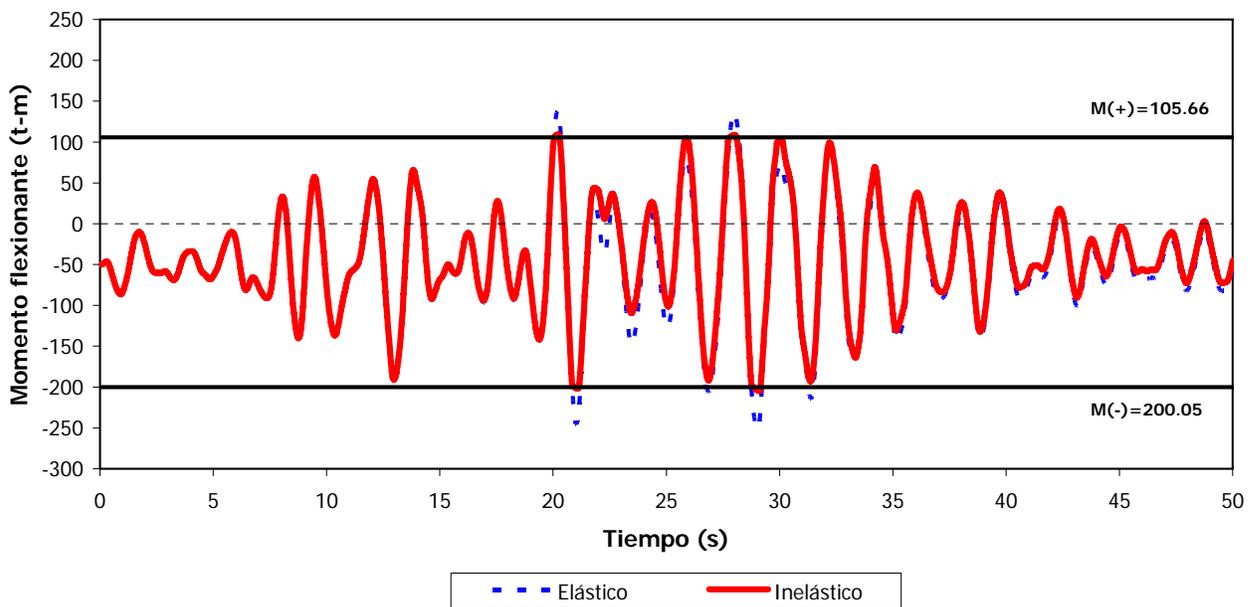


Fig 4.138.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 10 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

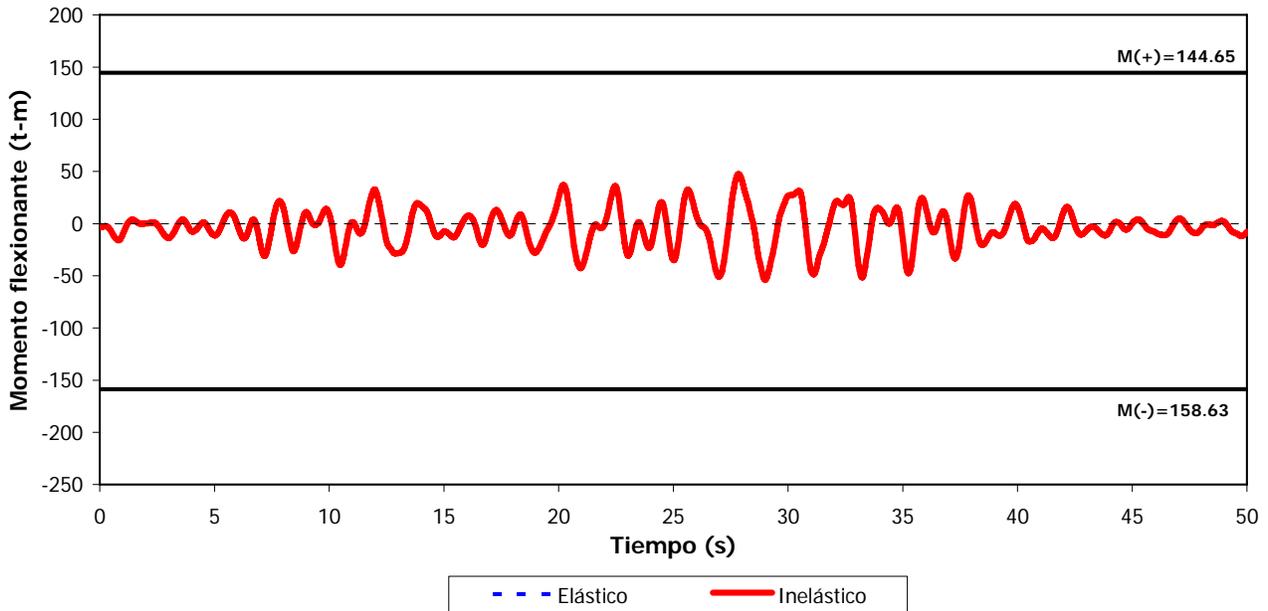


Fig 4.139.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

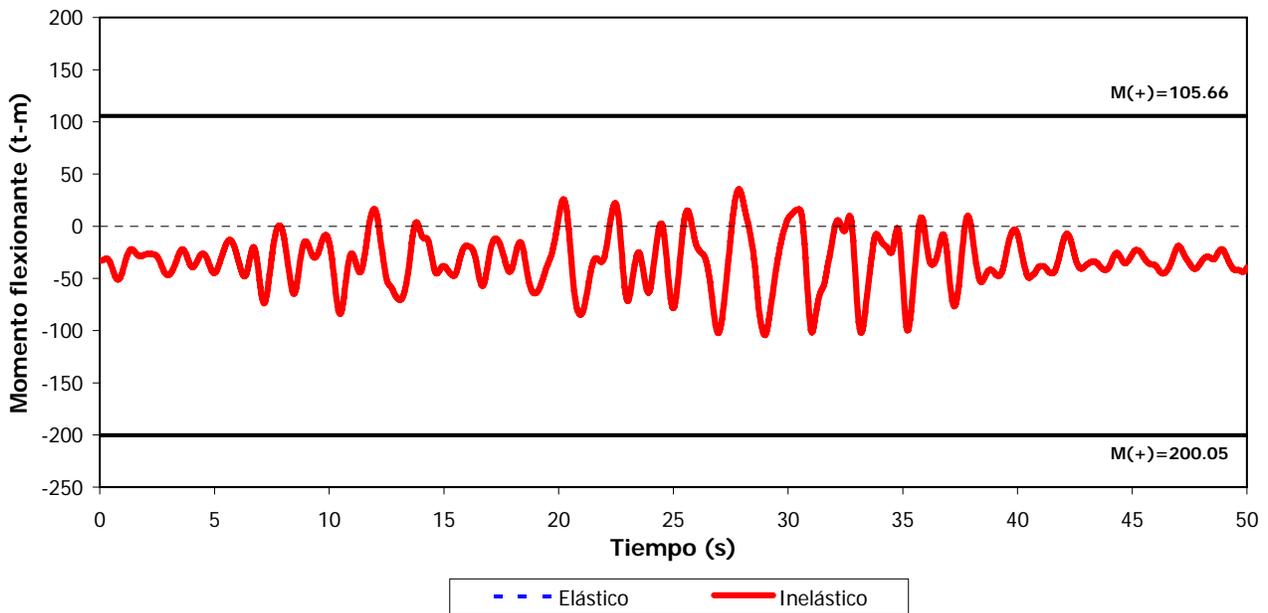


Fig 4.140.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 10 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

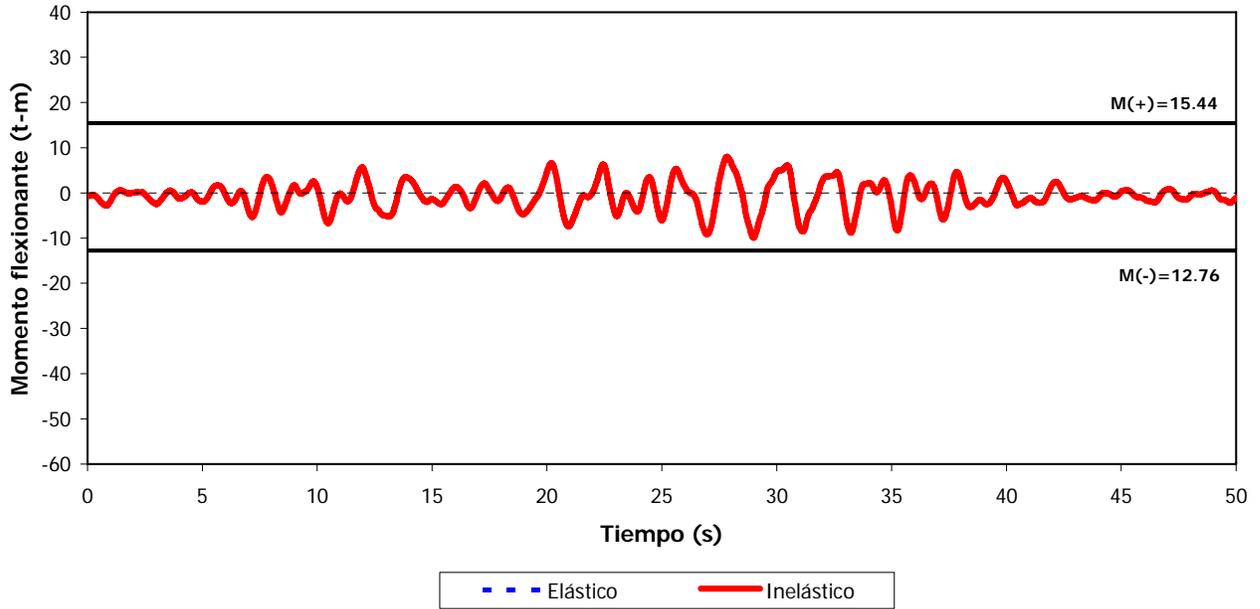


Fig 4.141.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

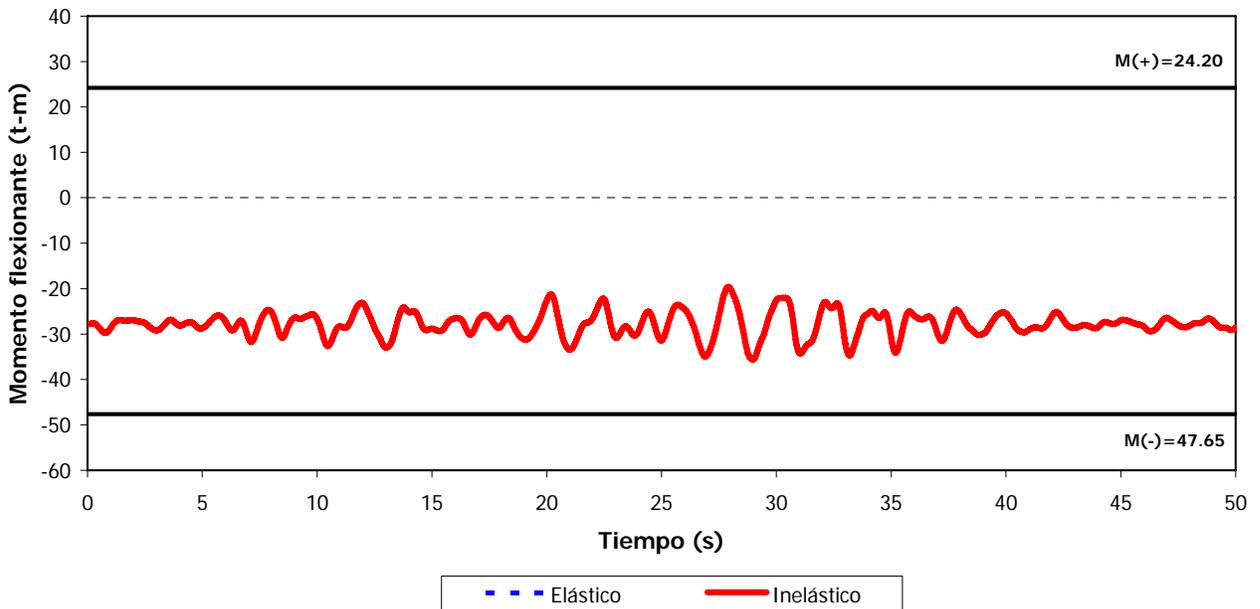


Fig 4.142.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 10 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

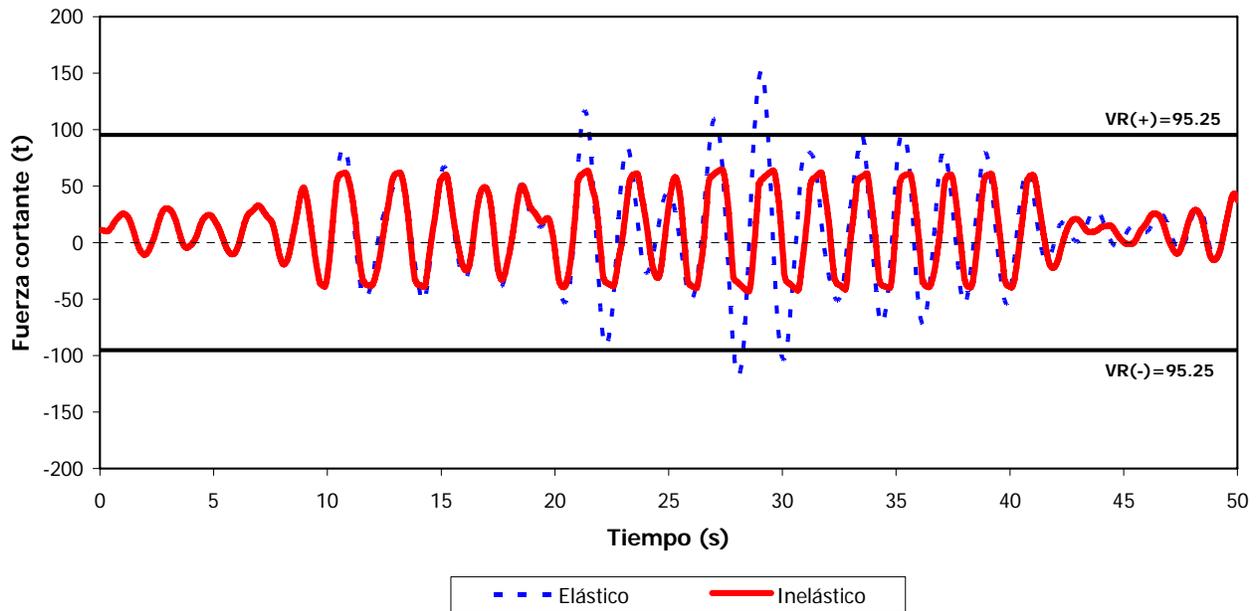


Fig 4.143.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

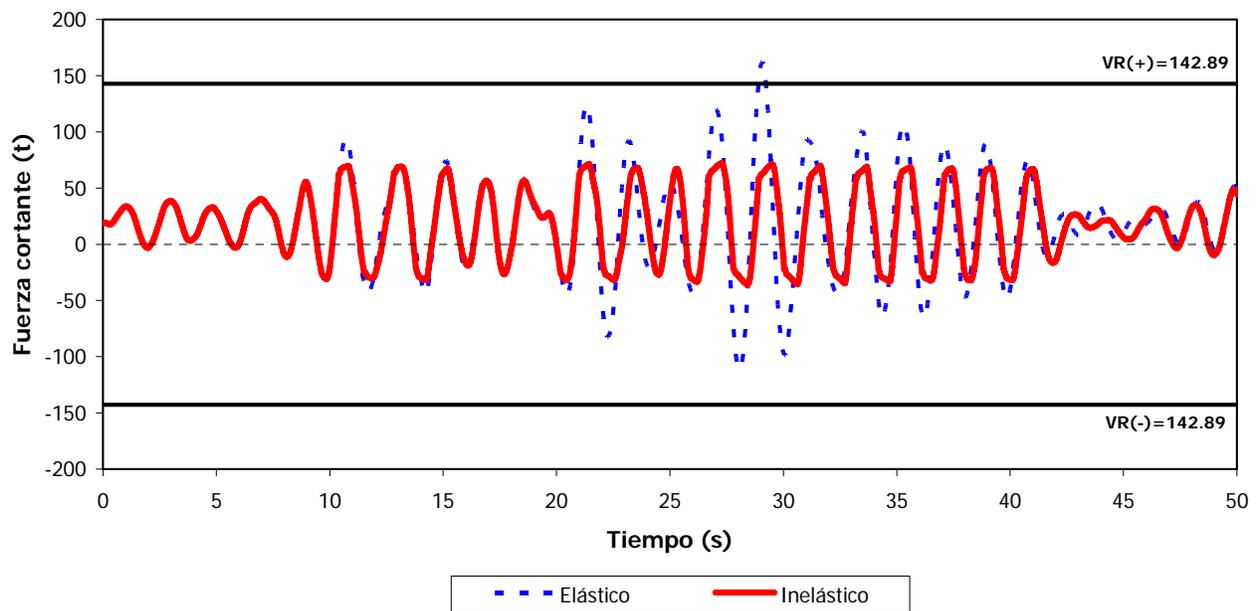


Fig 4.144.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 9 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

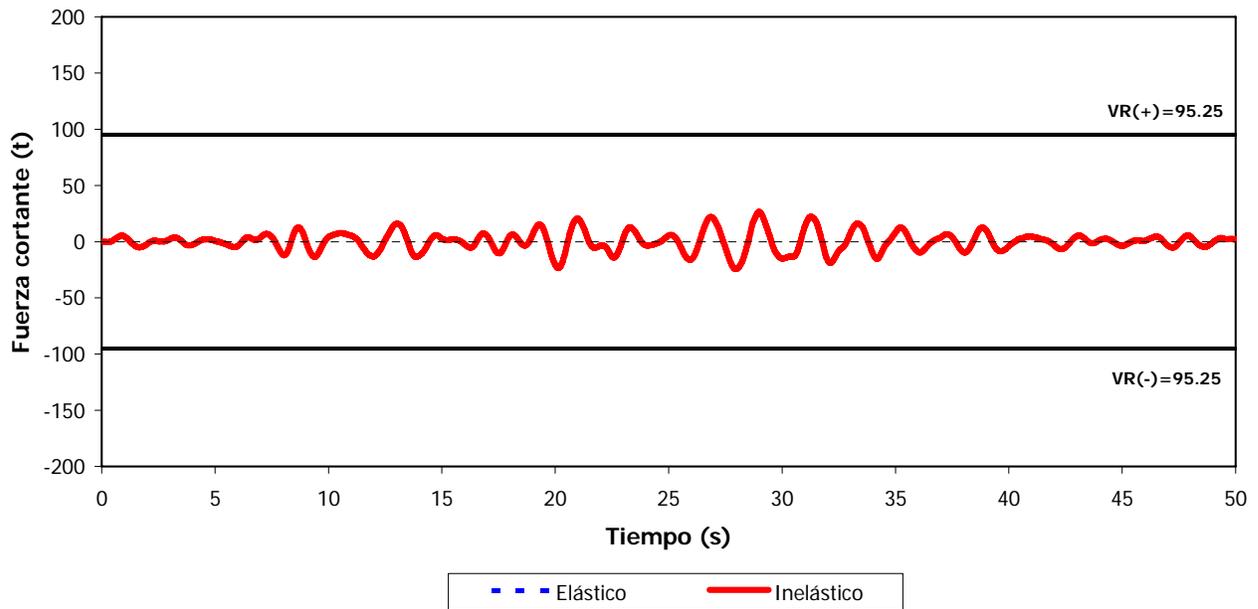


Fig 4.145.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

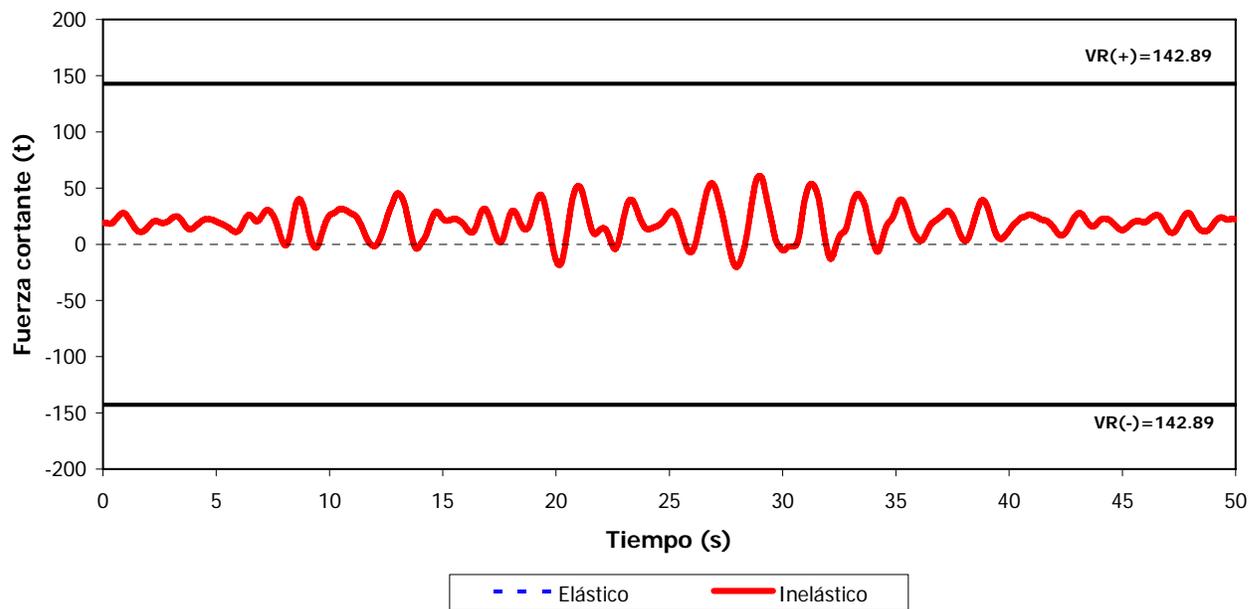


Fig 4.146.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 9 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

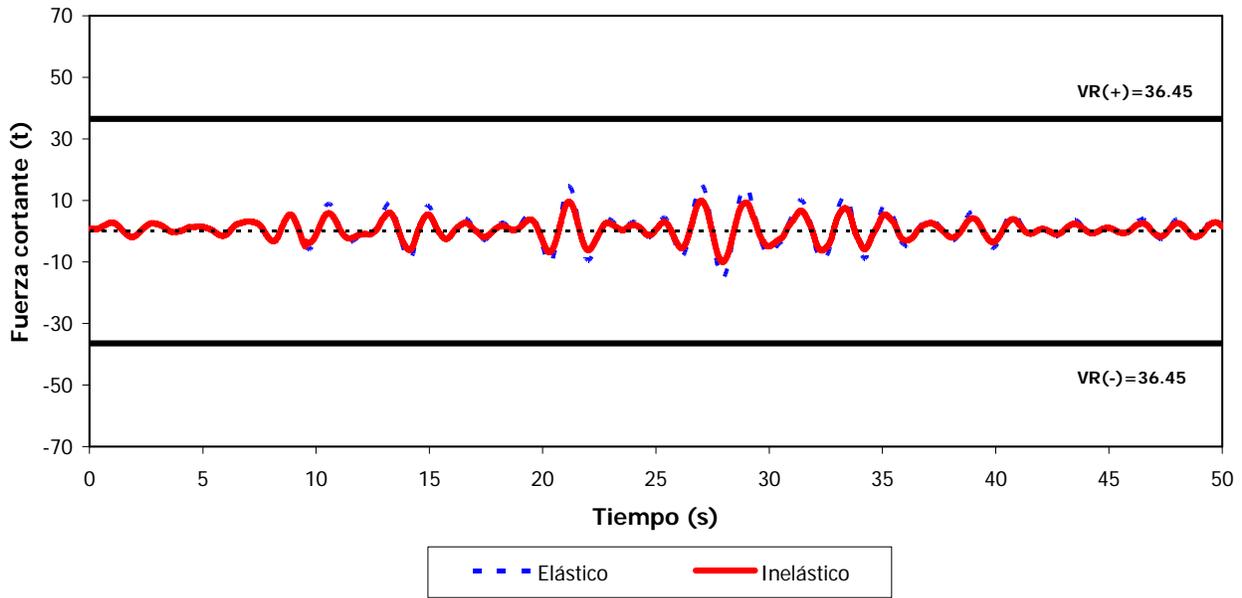


Fig 4.147.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

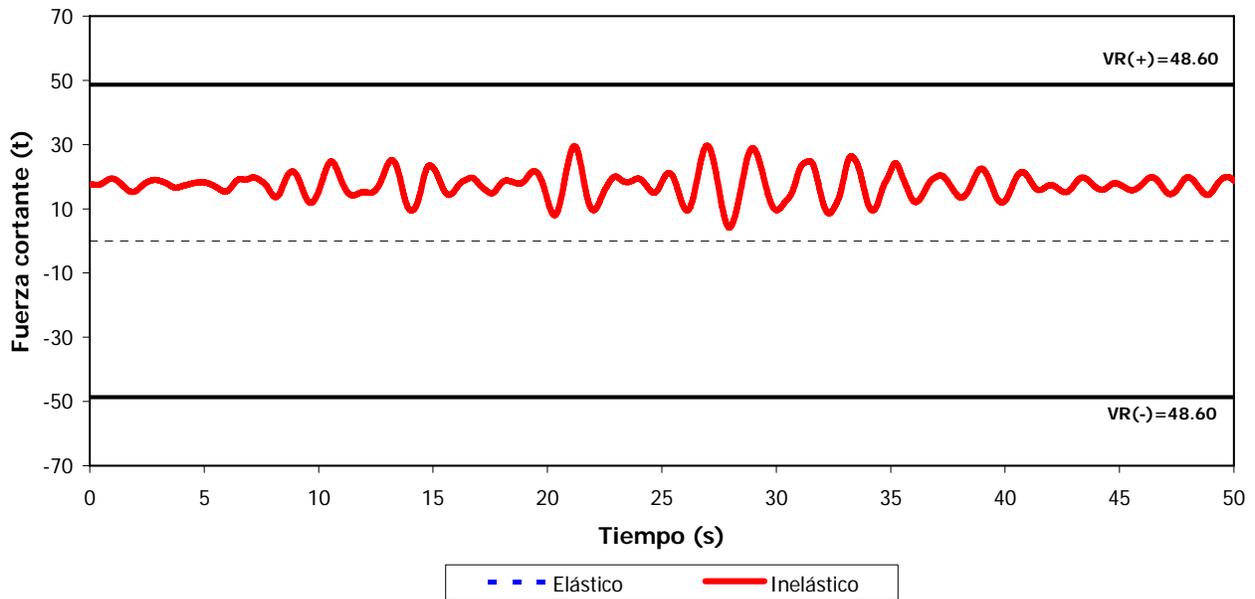


Fig 4.148.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 9 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

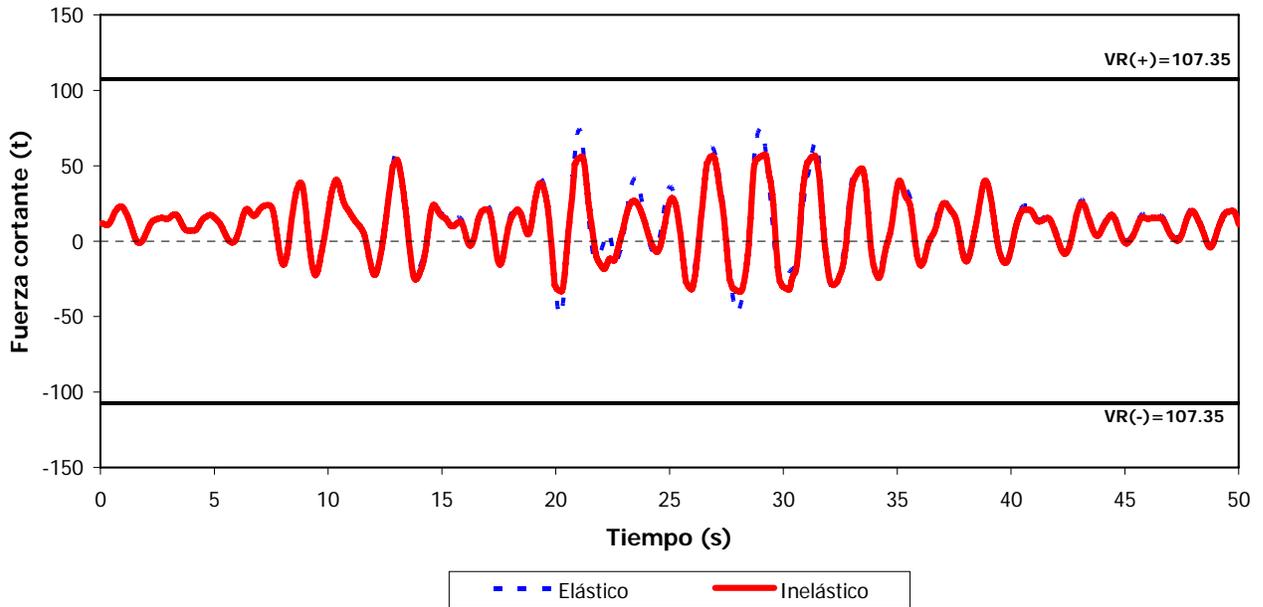


Fig 4.149.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

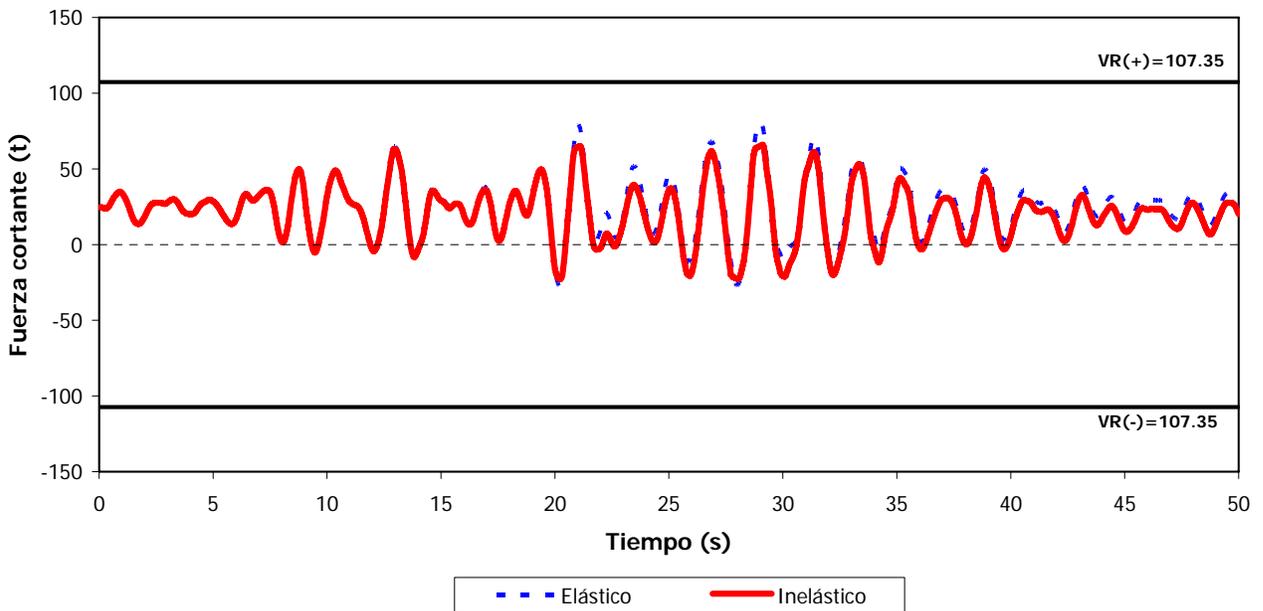


Fig 4.150.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 10 niveles, caso A, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

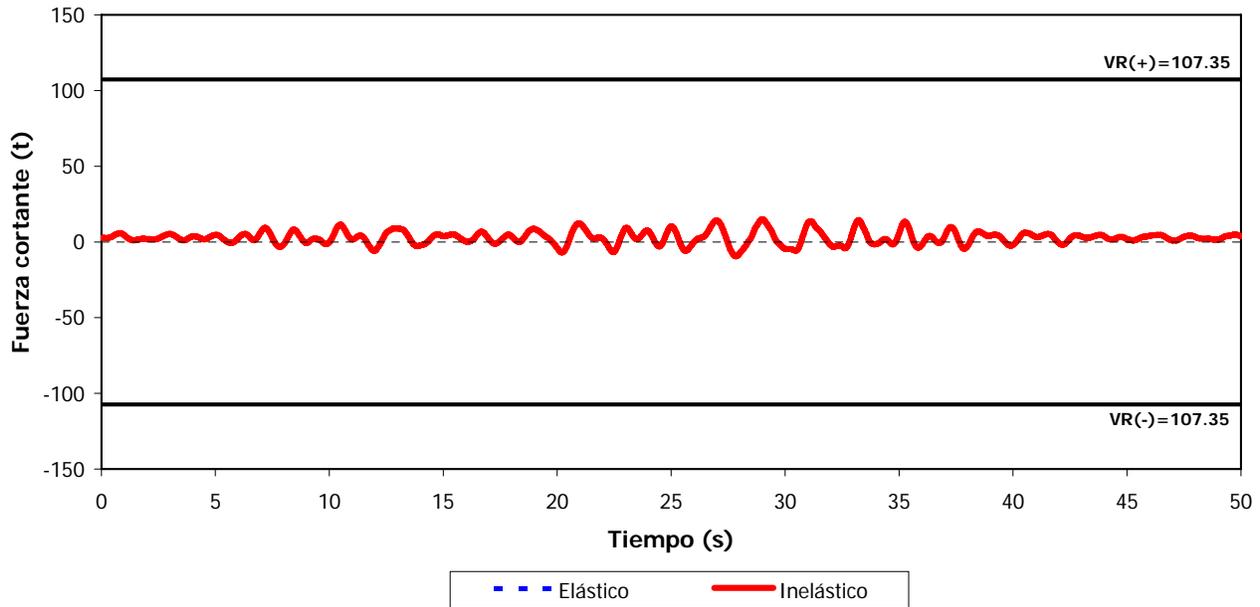


Fig 4.151.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

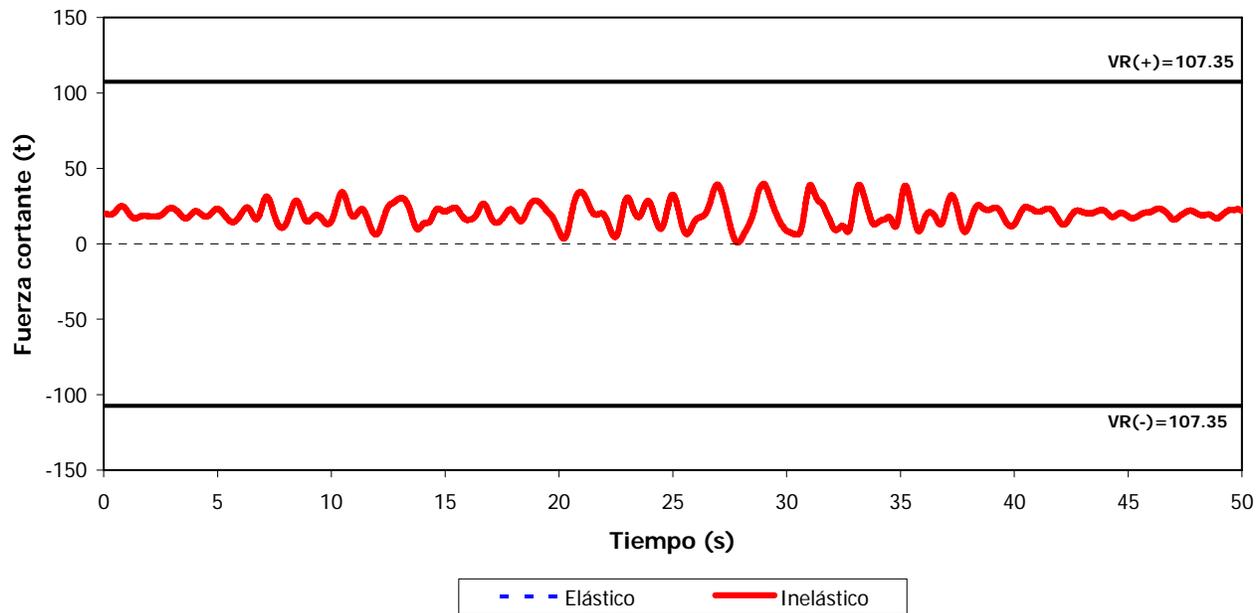


Fig 4.152.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 10 niveles, caso B, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

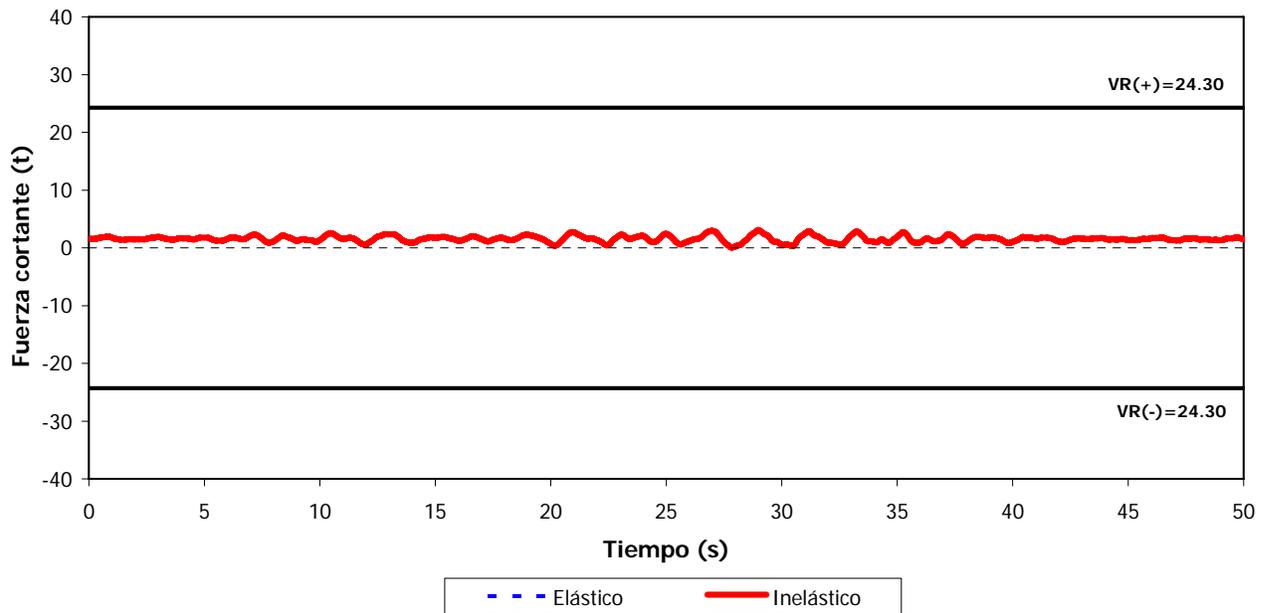


Fig 4.153.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

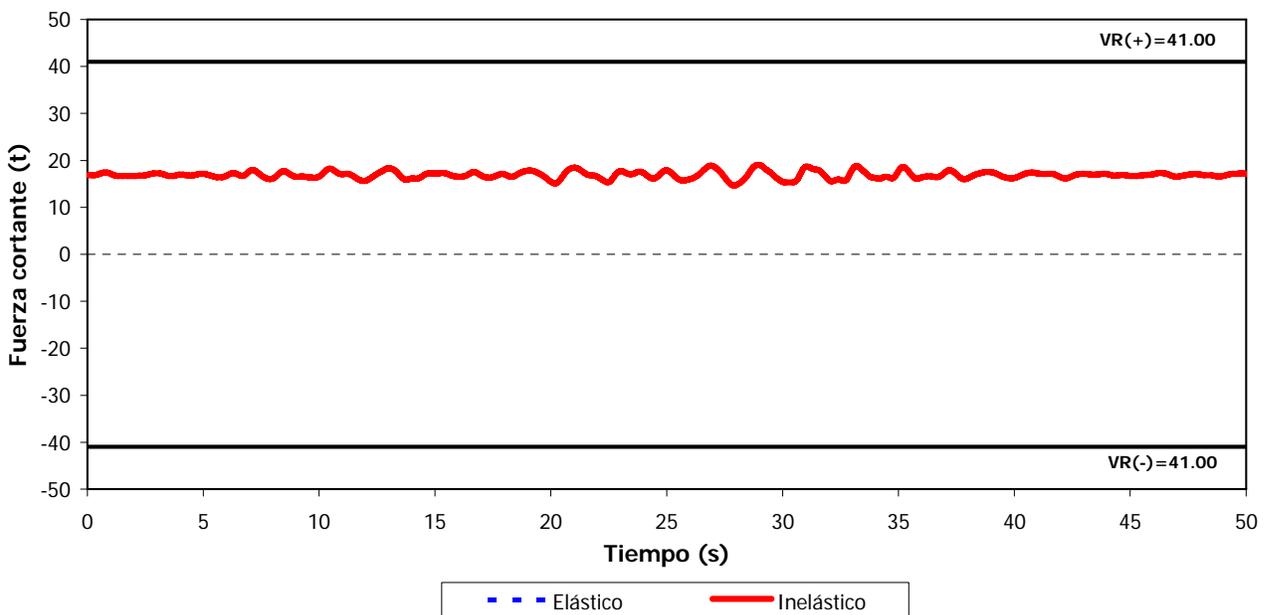


Fig 4.154.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje C del modelo de 10 niveles, caso C, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico)

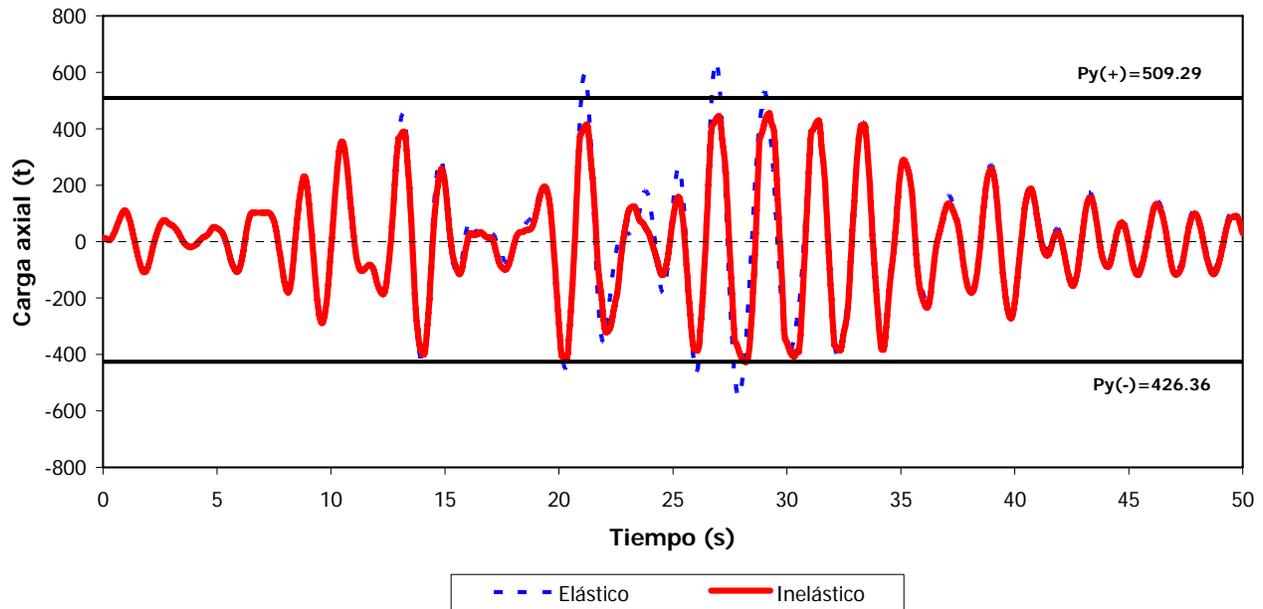


Fig 4.155.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes en la diagonal del primer nivel del eje A del modelo de 9 niveles, caso B, análisis paso a paso (elástico e inelástico)

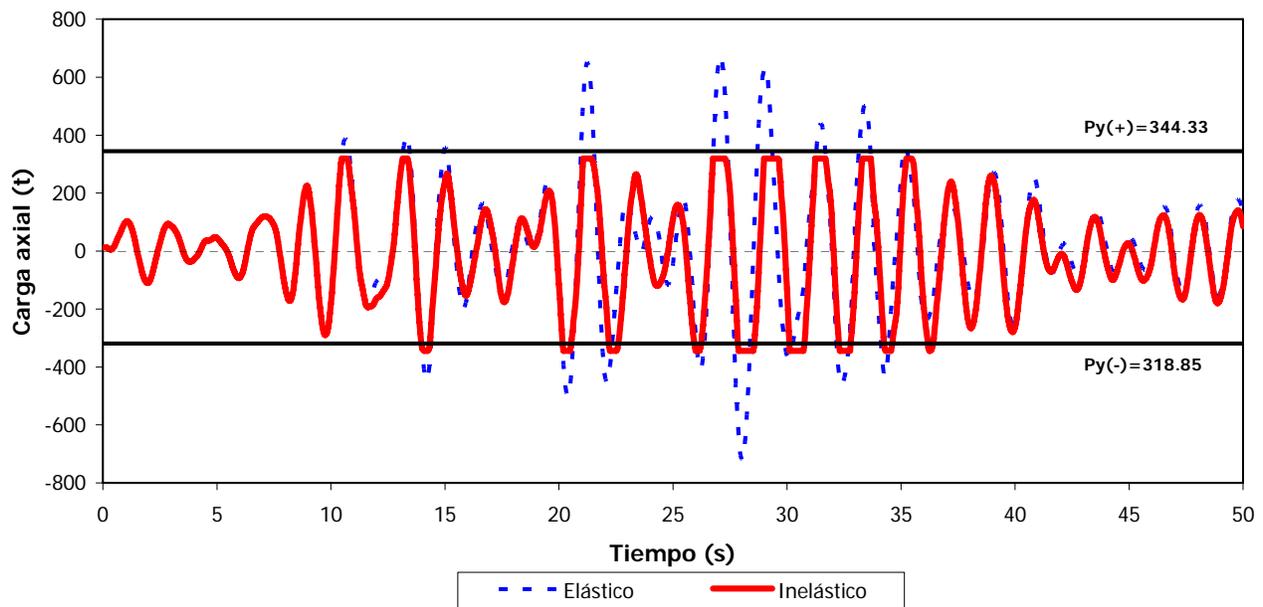


Fig 4.156.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes en la diagonal del primer nivel del eje A del modelo de 9 niveles, caso C, análisis paso a paso (elástico e inelástico)

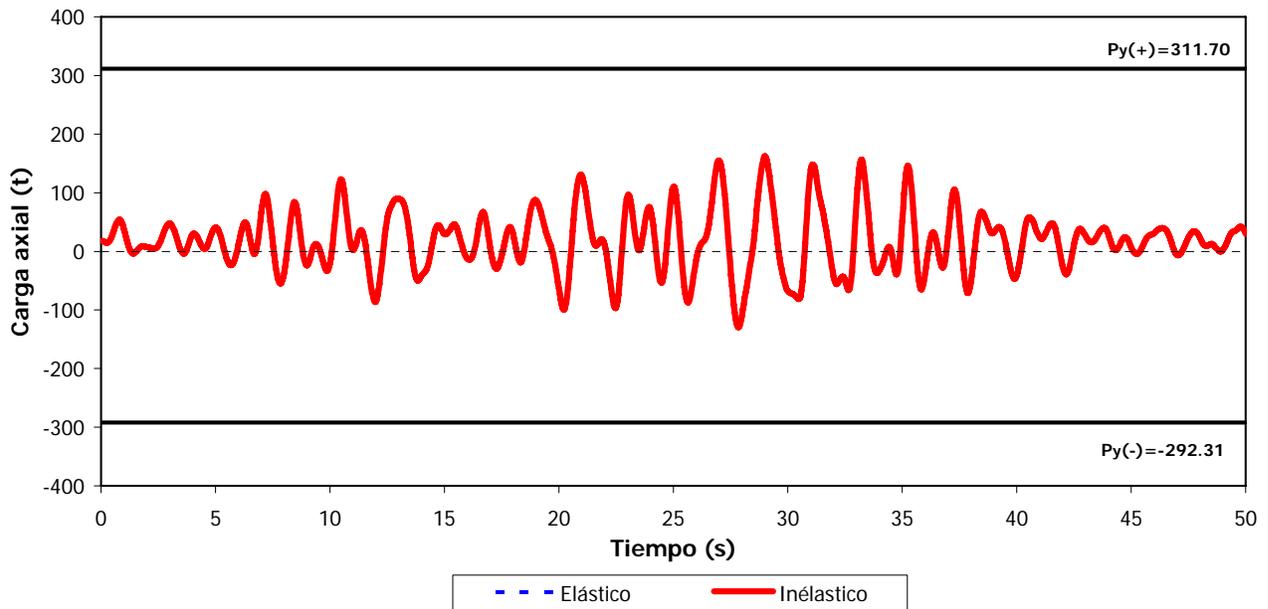


Fig 4.157.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes en la diagonal del primer nivel del eje A del modelo de 10 niveles, caso B, análisis paso a paso (elástico e inelástico)

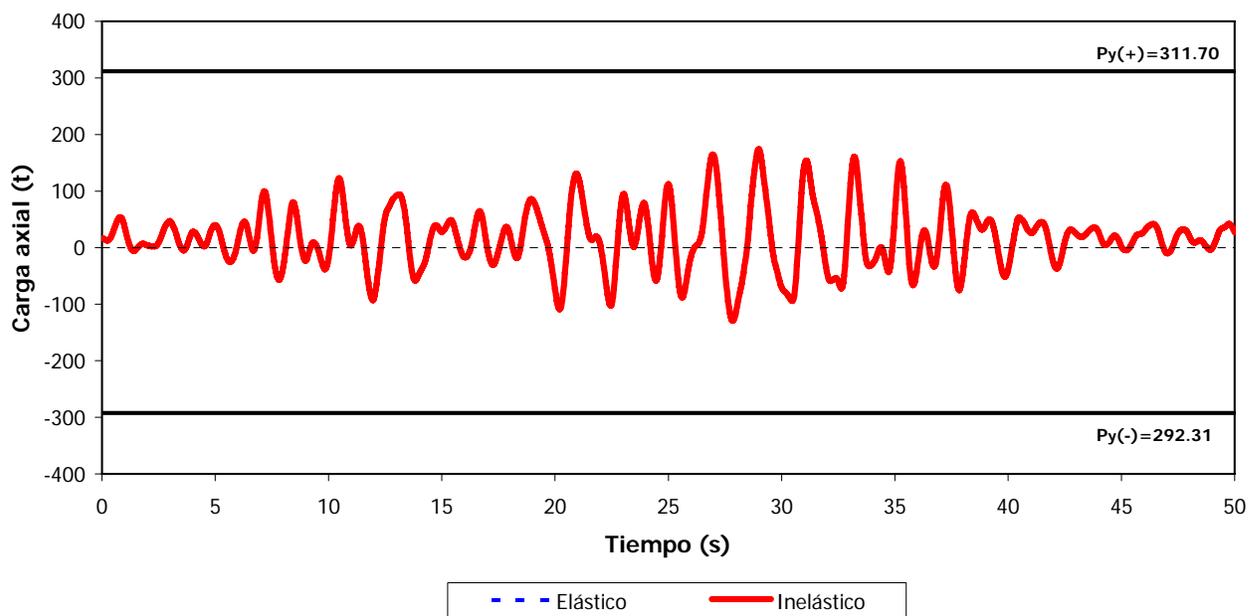


Fig 4.158.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes en la diagonal del primer nivel del eje A del modelo de 10 niveles, caso C, análisis paso a paso (elástico e inelástico)

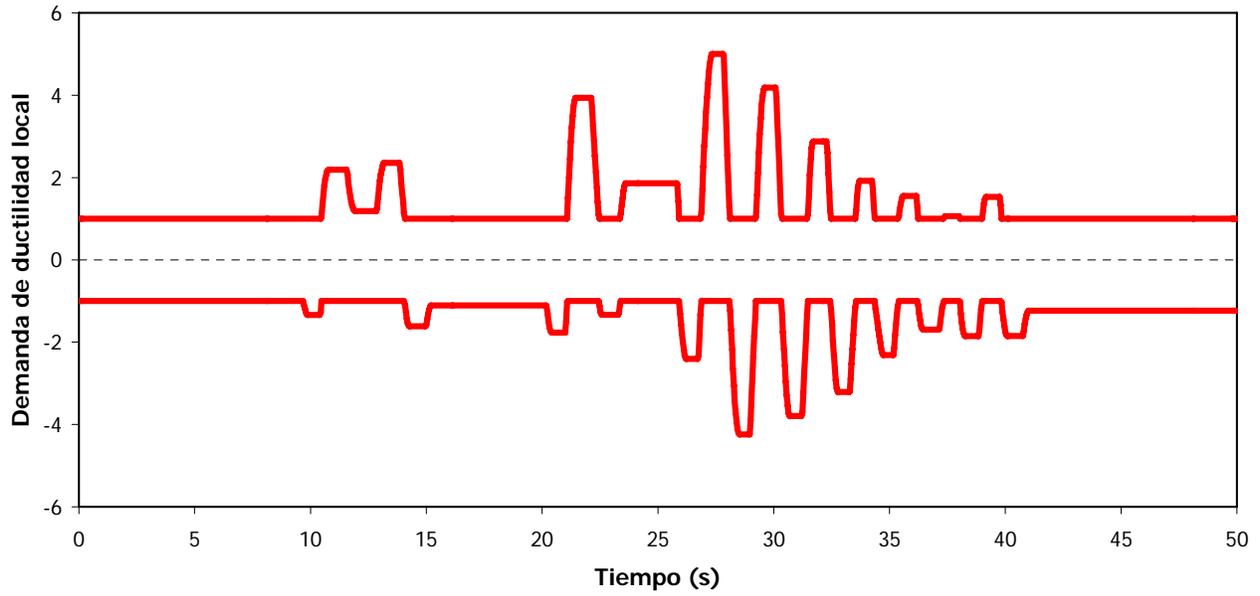


Fig 4.159.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso A

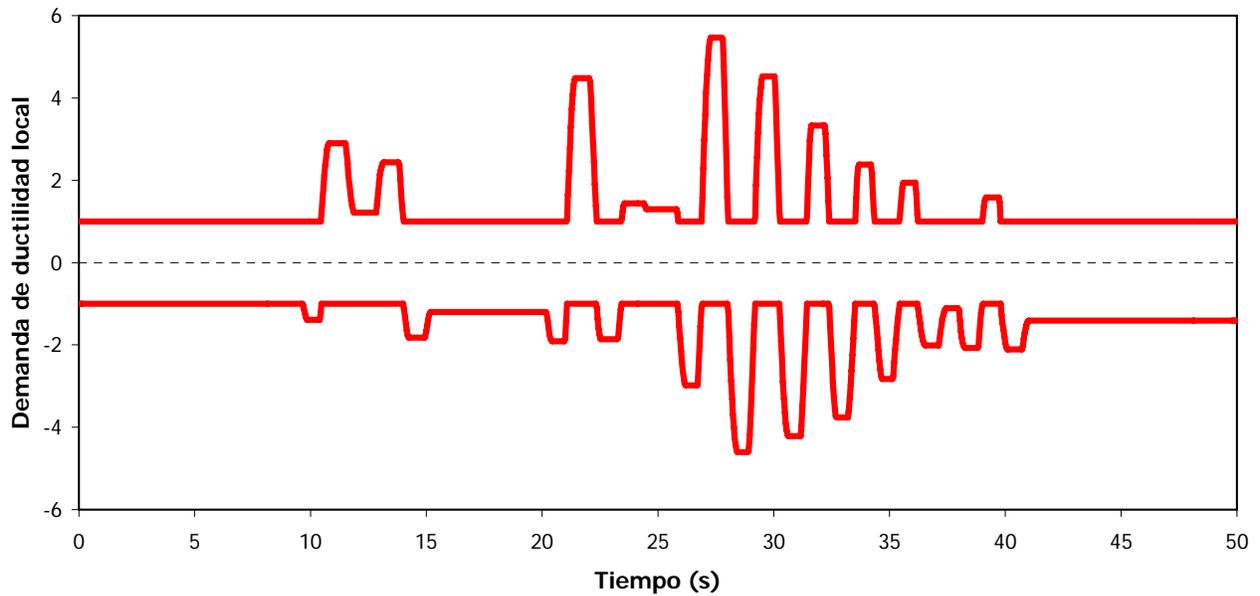


Fig 4.160.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje C del modelo de 9 niveles, caso A

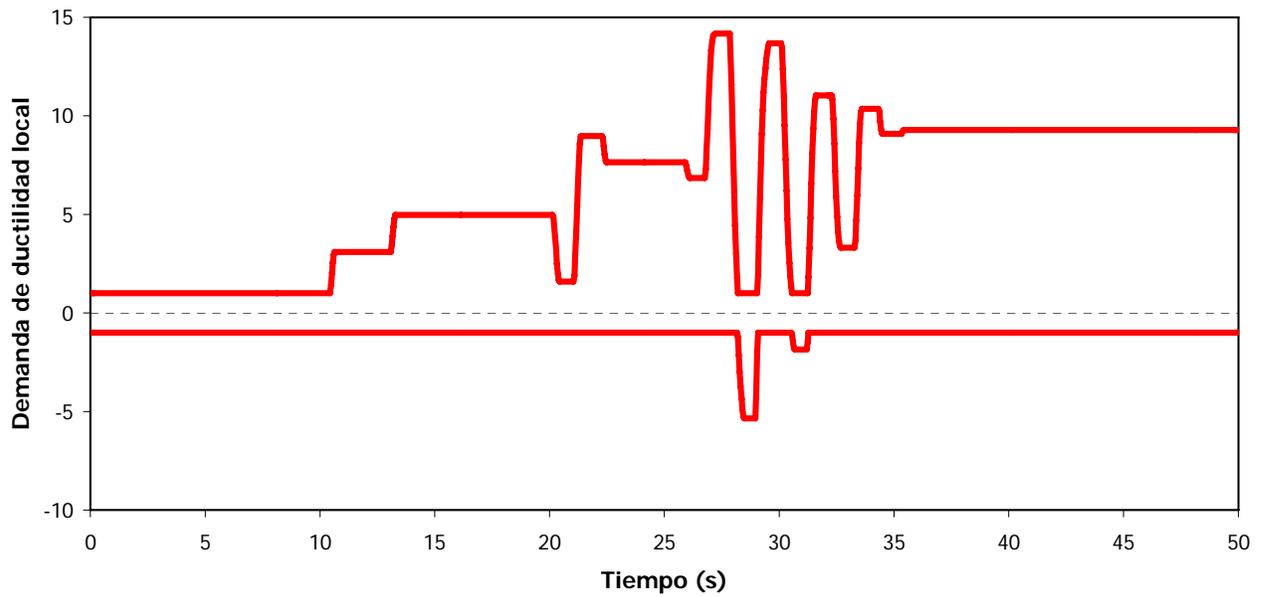


Fig 4.161.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso C

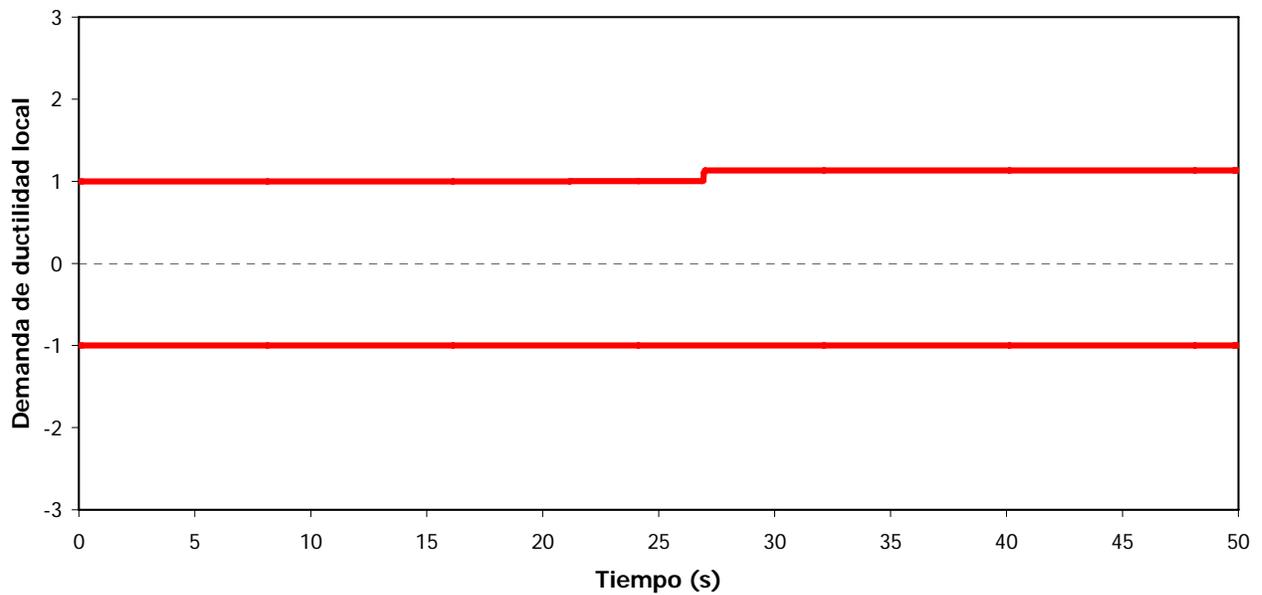


Fig 4.162.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje C del modelo de 9 niveles, caso C

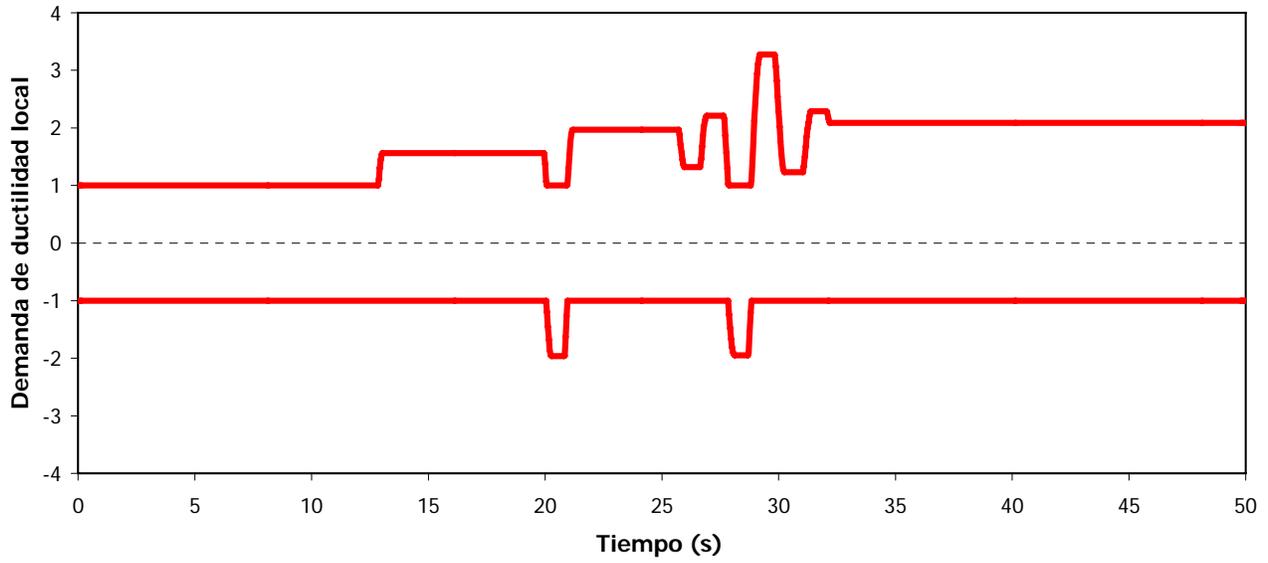


Fig 4.163.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso A

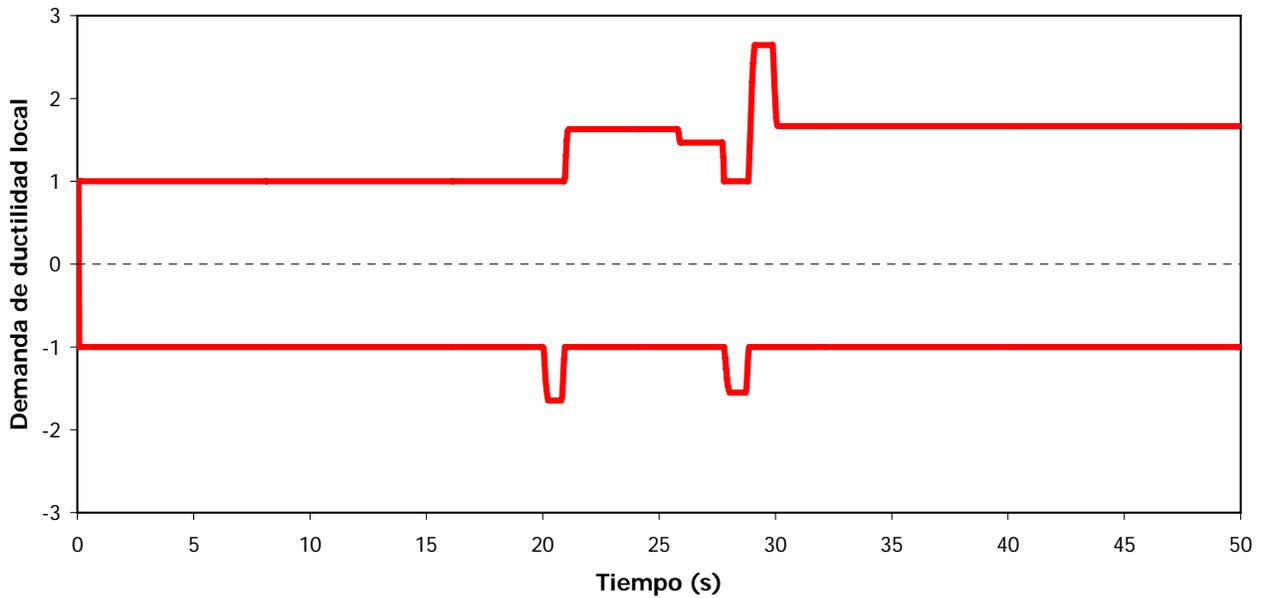


Fig 4.164.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje C del modelo de 10 niveles, caso A

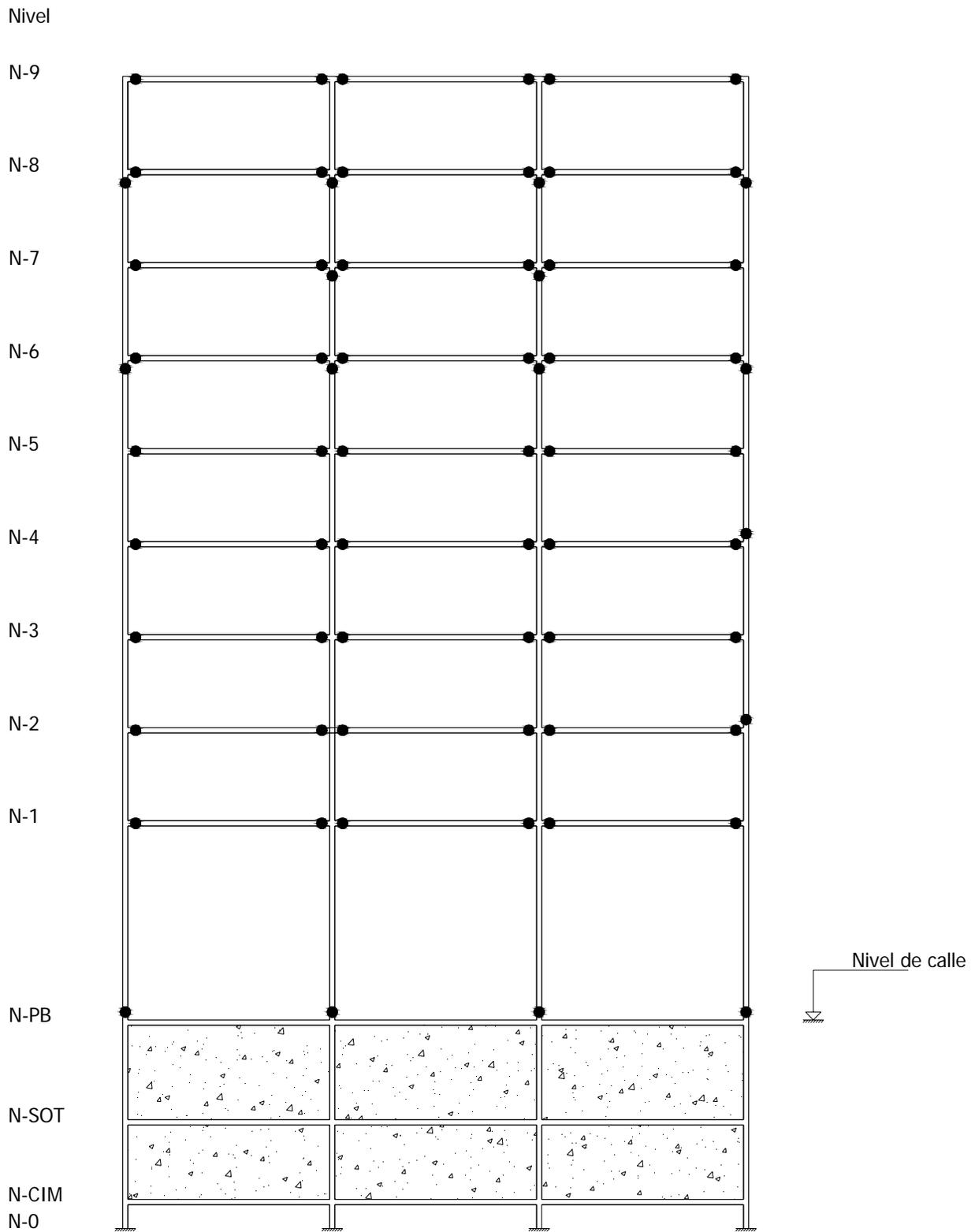


Fig 4.165.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A del modelo de 9 niveles, caso A

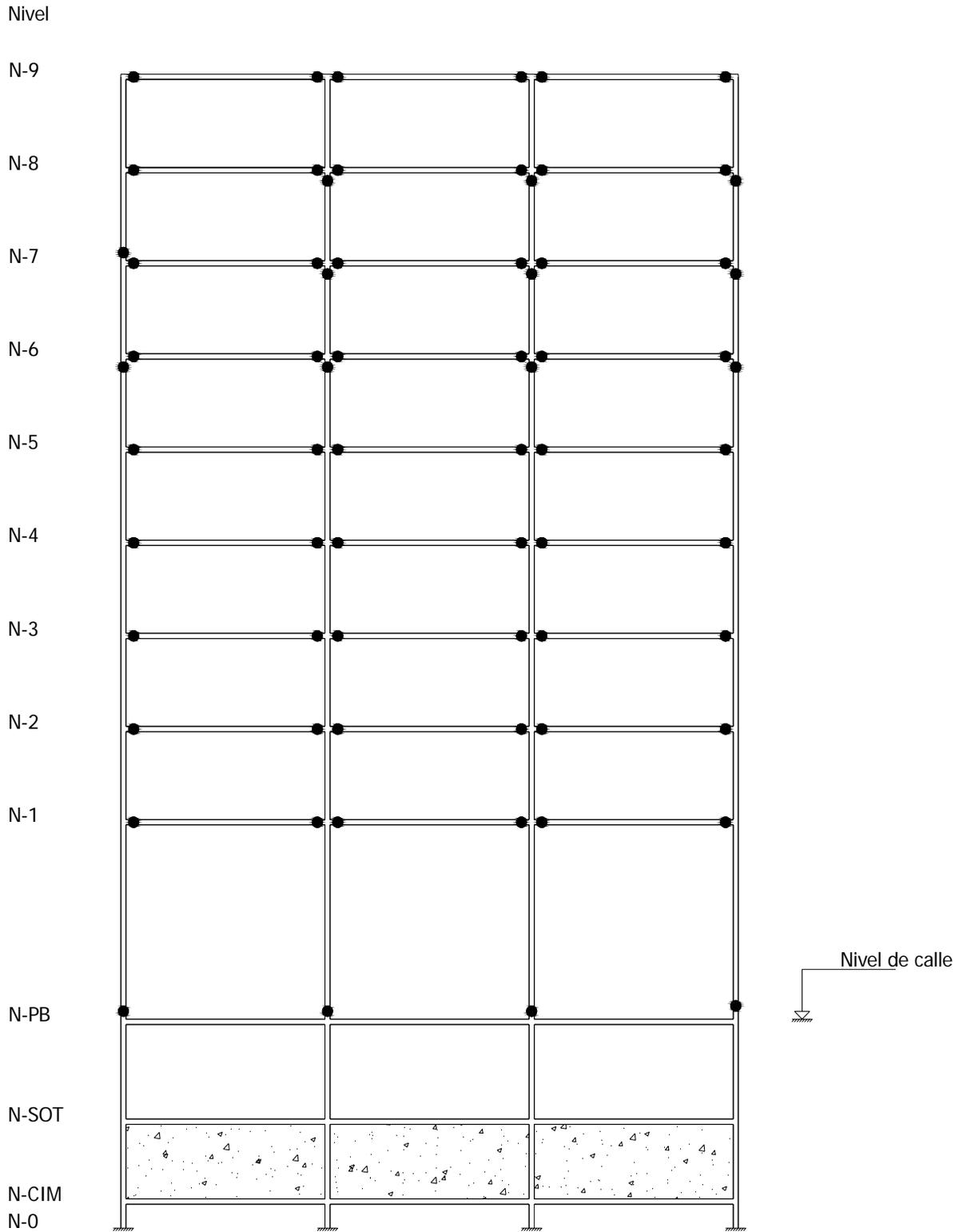


Fig 4.166.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje C del modelo de 9 niveles, caso A

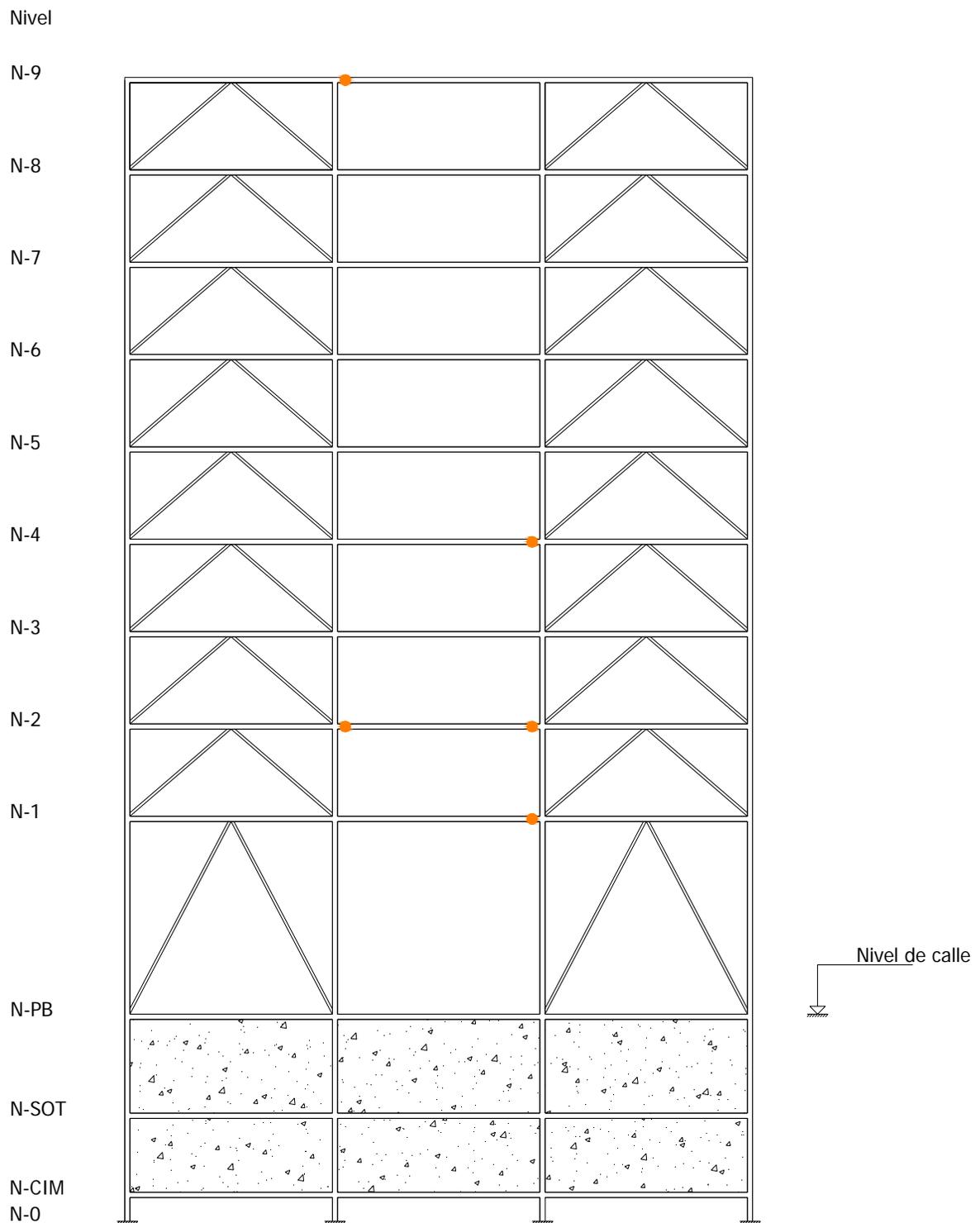


Fig 4.167.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A del modelo de 9 niveles, caso B

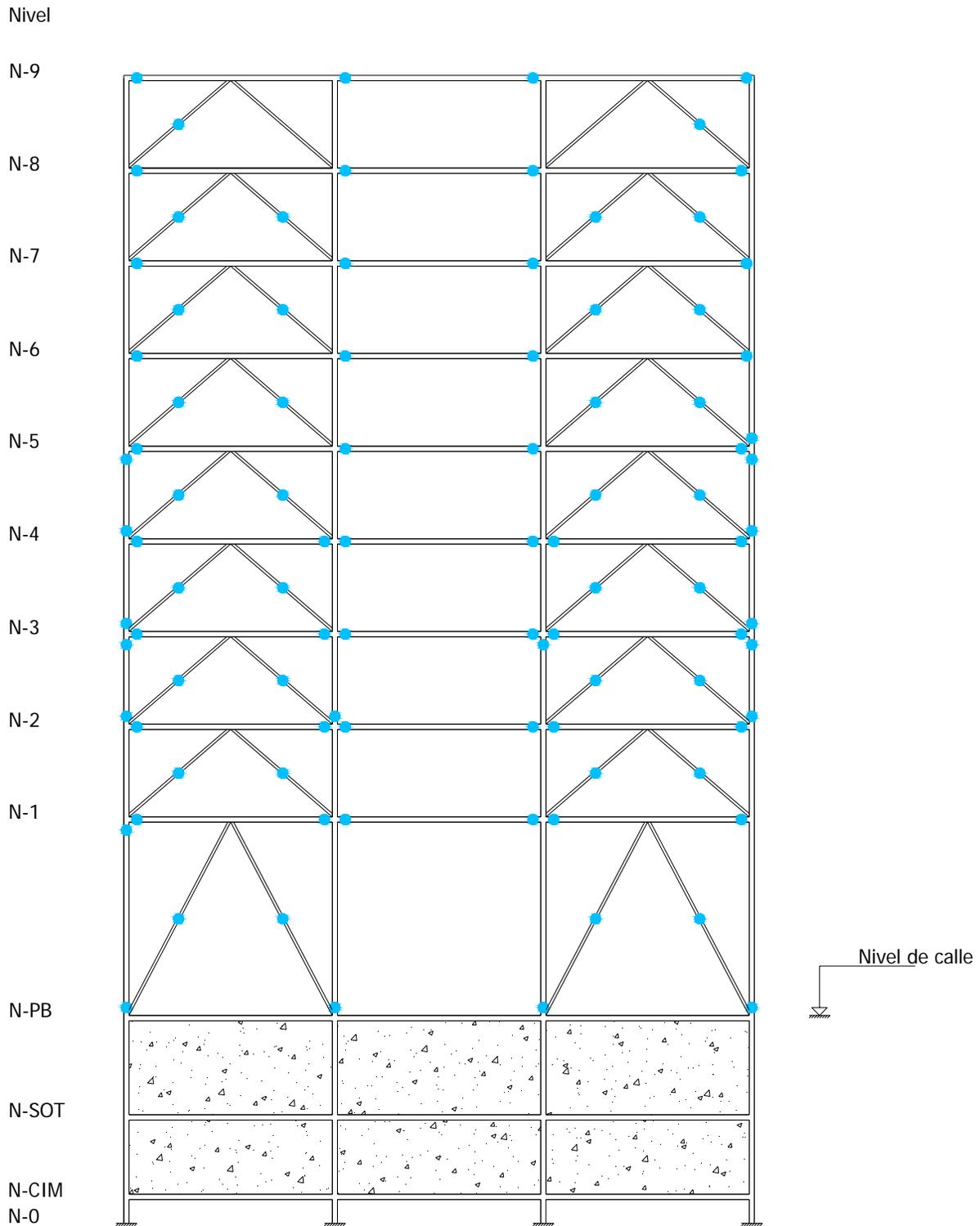


Fig 4.168.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A del modelo de 9 niveles, caso C

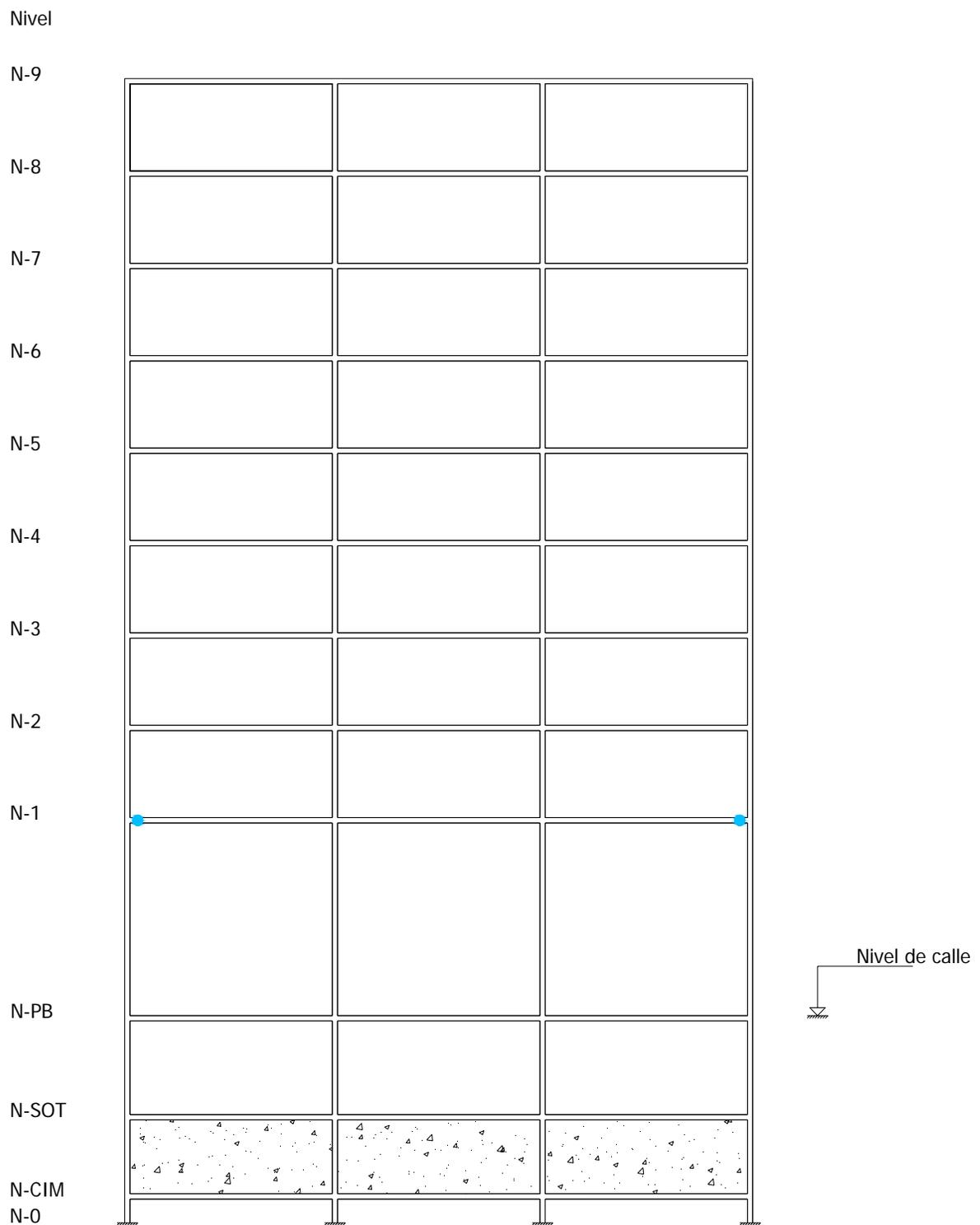


Fig 4.169.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje C del modelo de 9 niveles, caso C

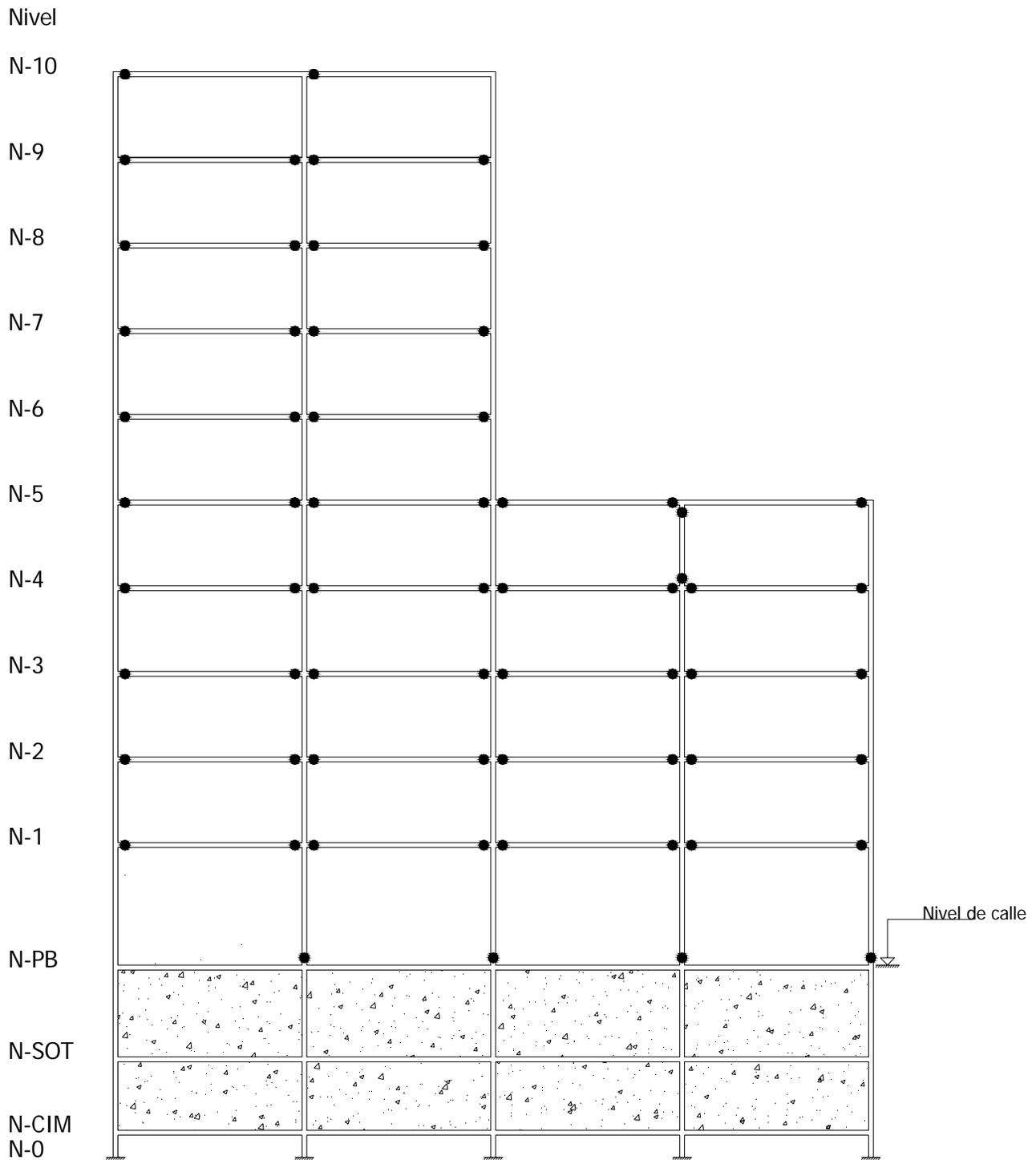


Fig 4.170.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A del modelo de 10 niveles, caso A

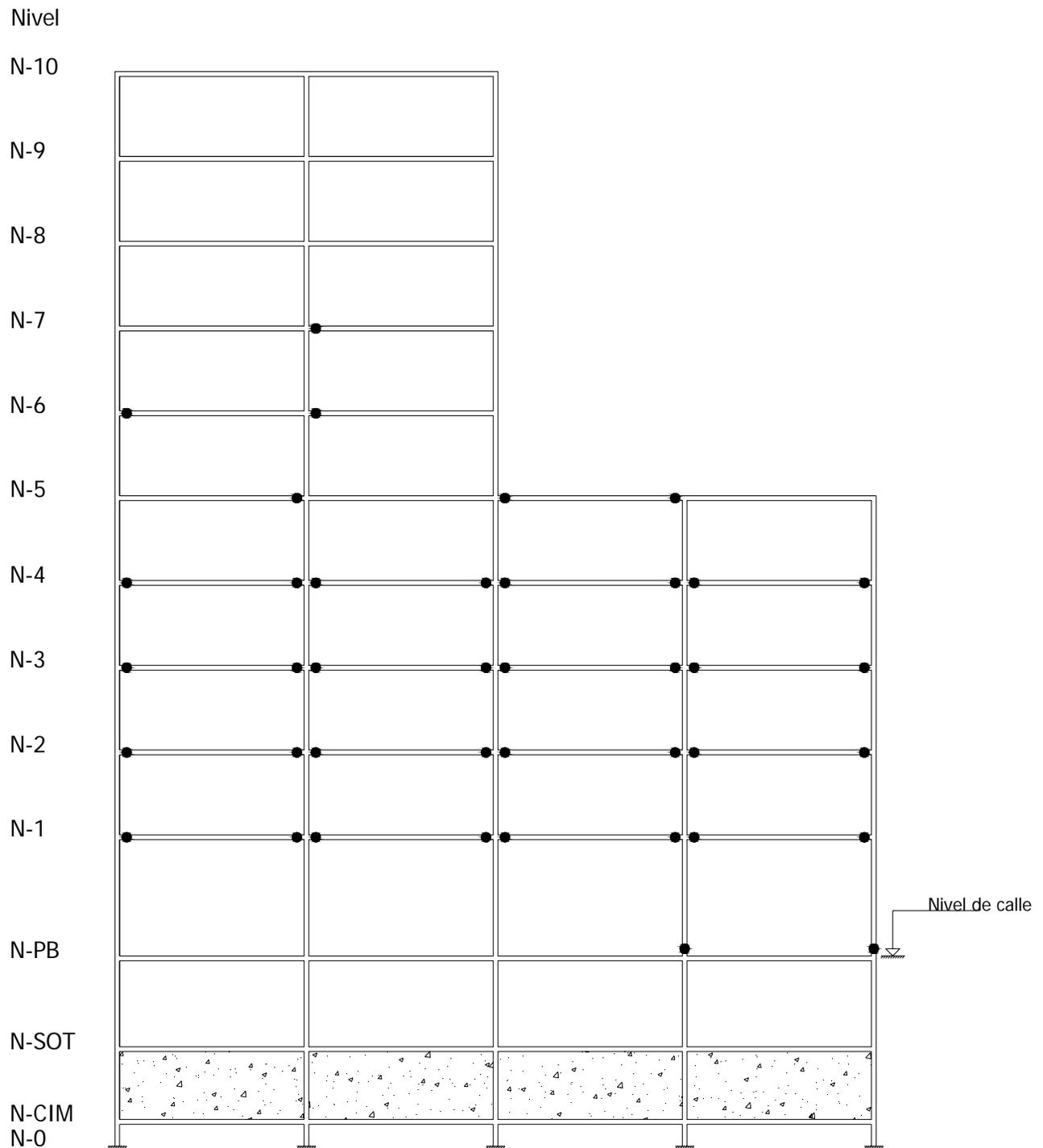


Fig 4.171- Distribución global de articulaciones plásticas, eje C del modelo de 10 niveles, caso A

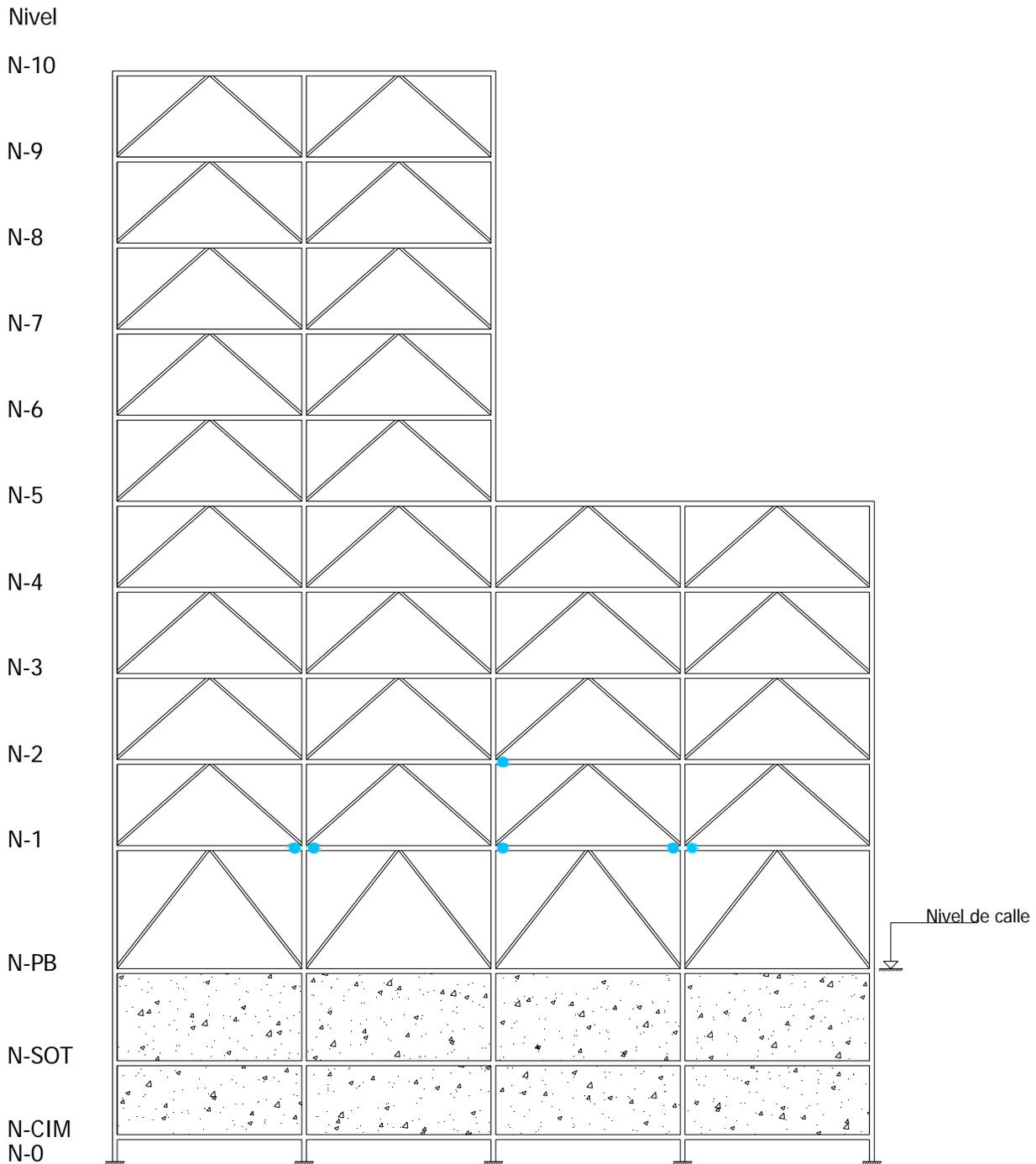


Fig 4.172.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A del modelo de 10 niveles, caso C

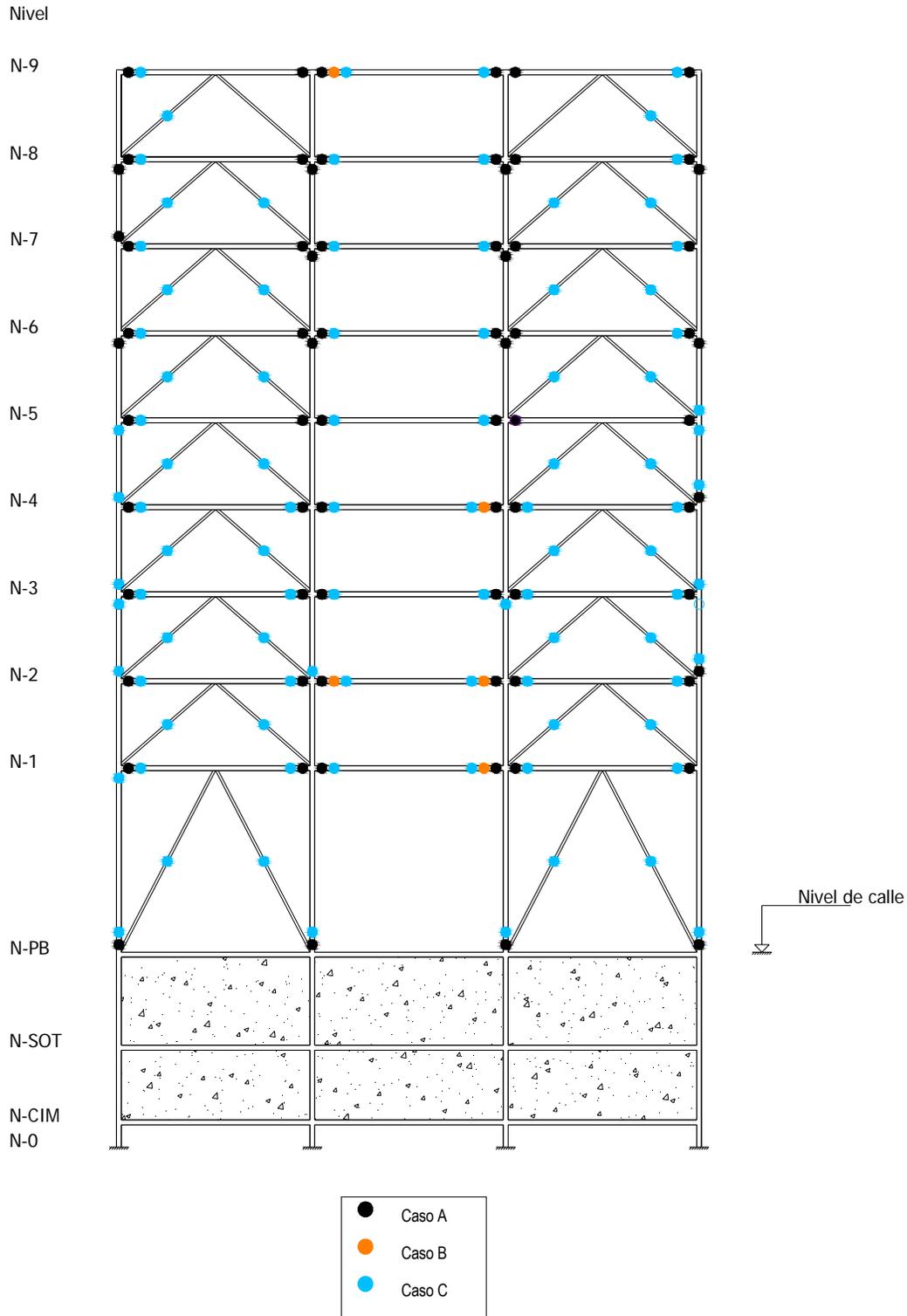


Fig 4.173- Comparación de distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje A del modelo 9 niveles, casos A, B y C

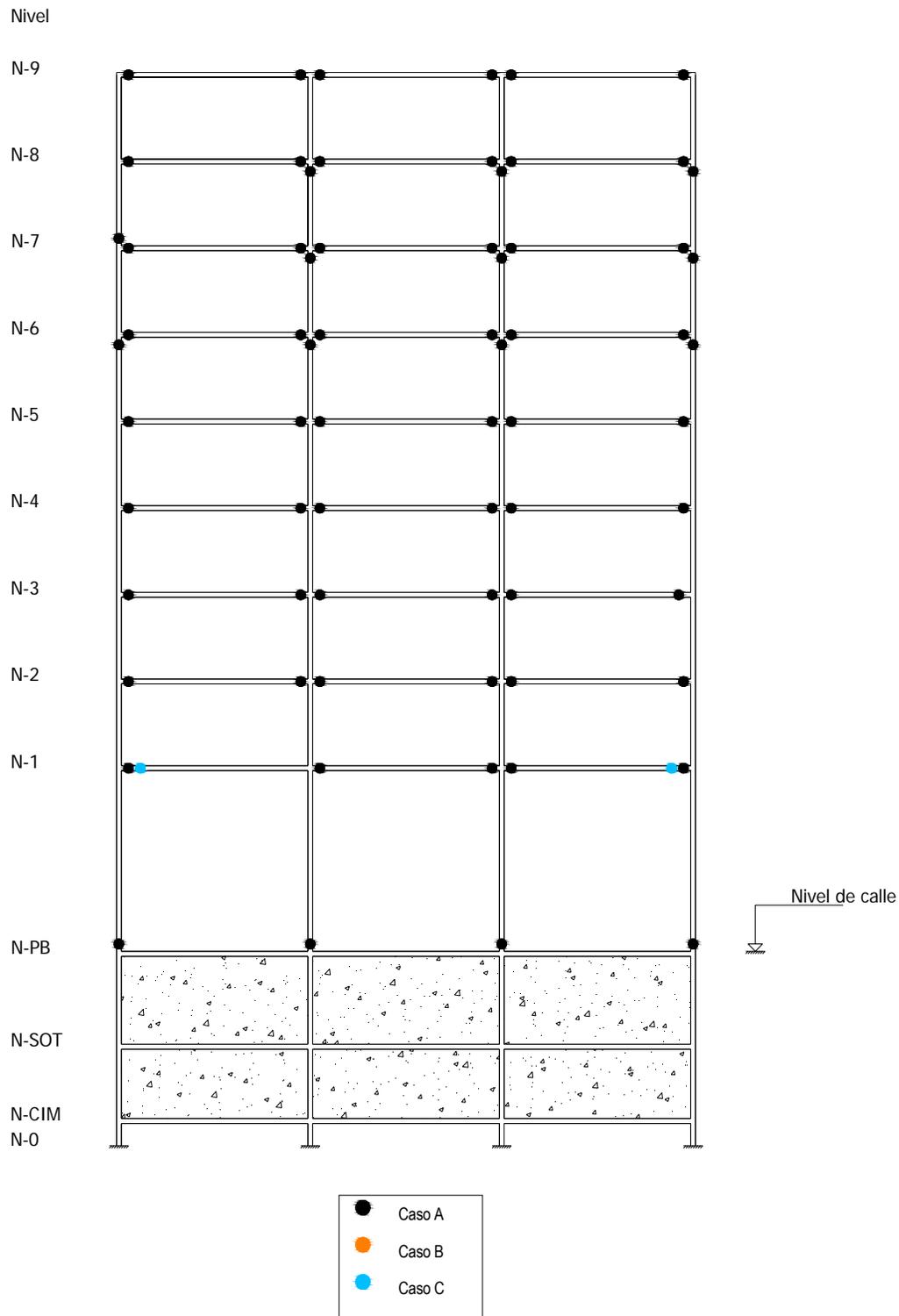


Fig 4.174.- Comparación de distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje C del modelo de 9 niveles, casos A, B y C

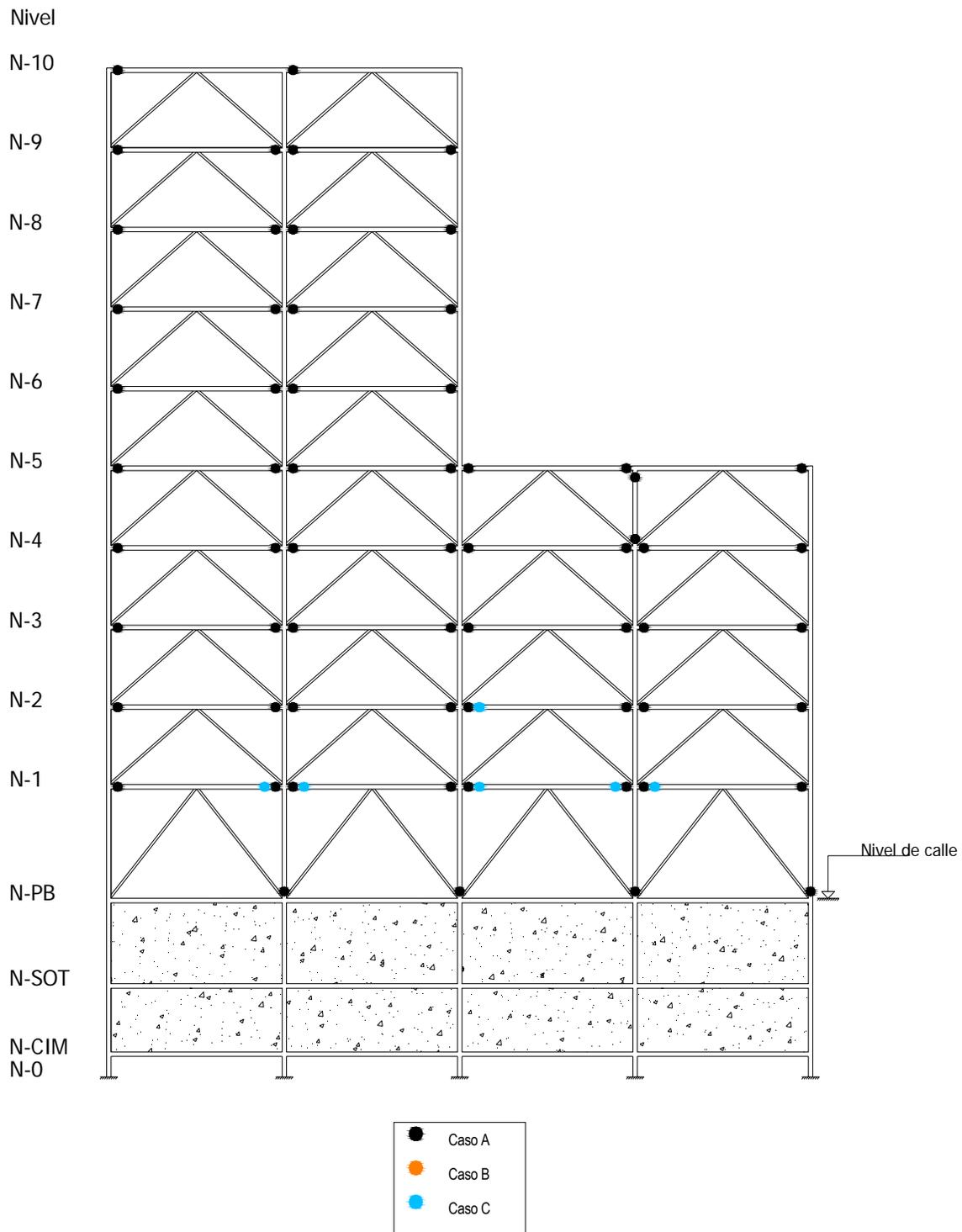


Fig 4.175.- Comparación de distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje A del modelo de 10 niveles, casos A, B y C

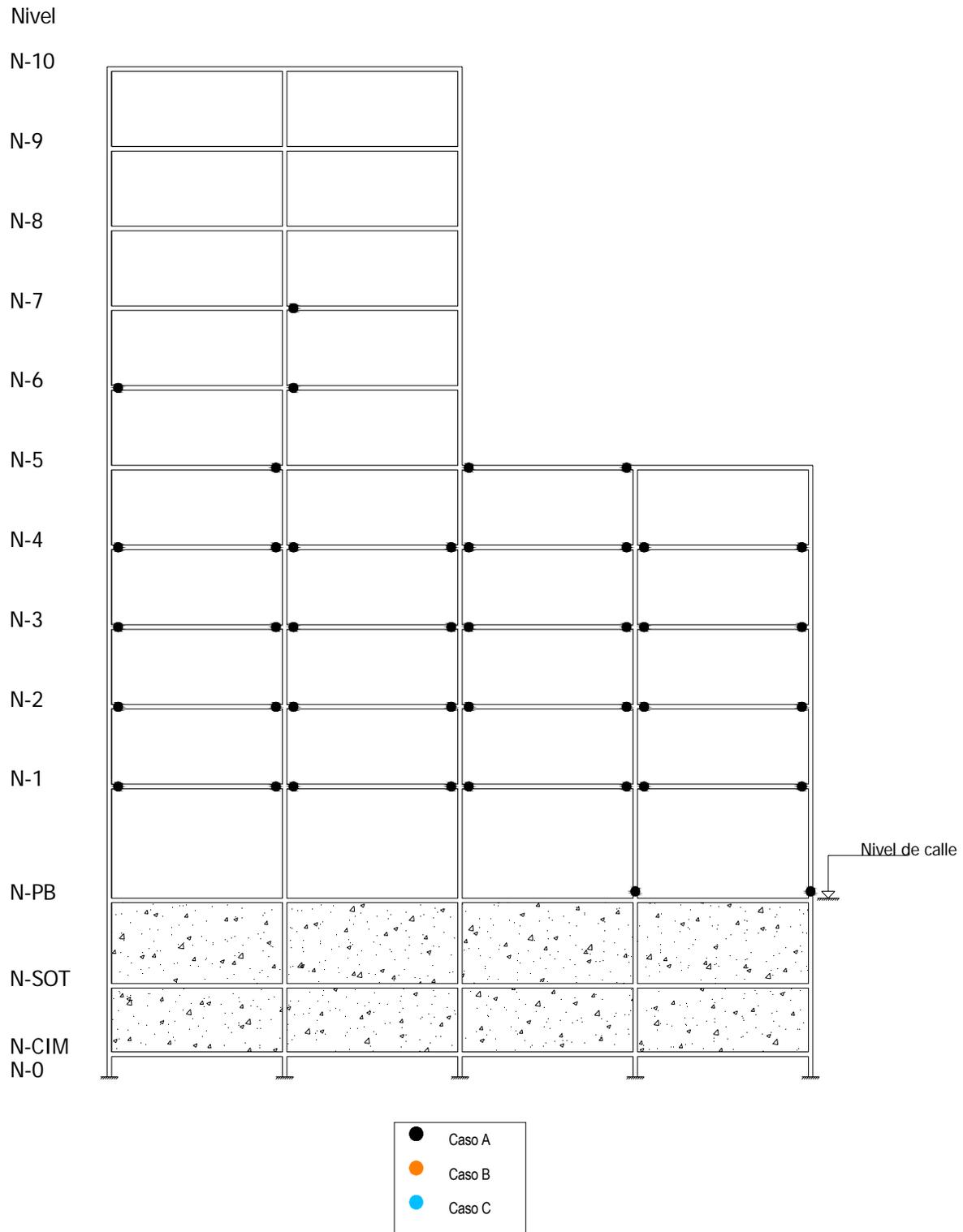


Fig 4.176.- Comparación de distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje C del modelo de 10 niveles, casos A, B y C

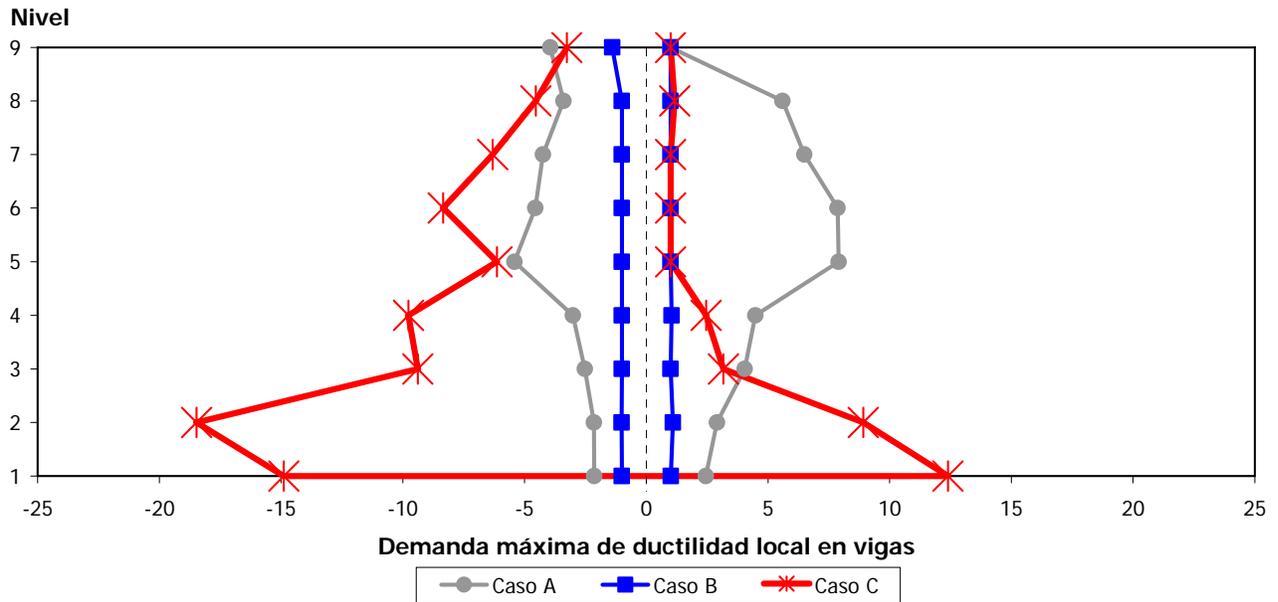


Fig 4.177- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje A del modelo de 9 niveles, casos A, B y C

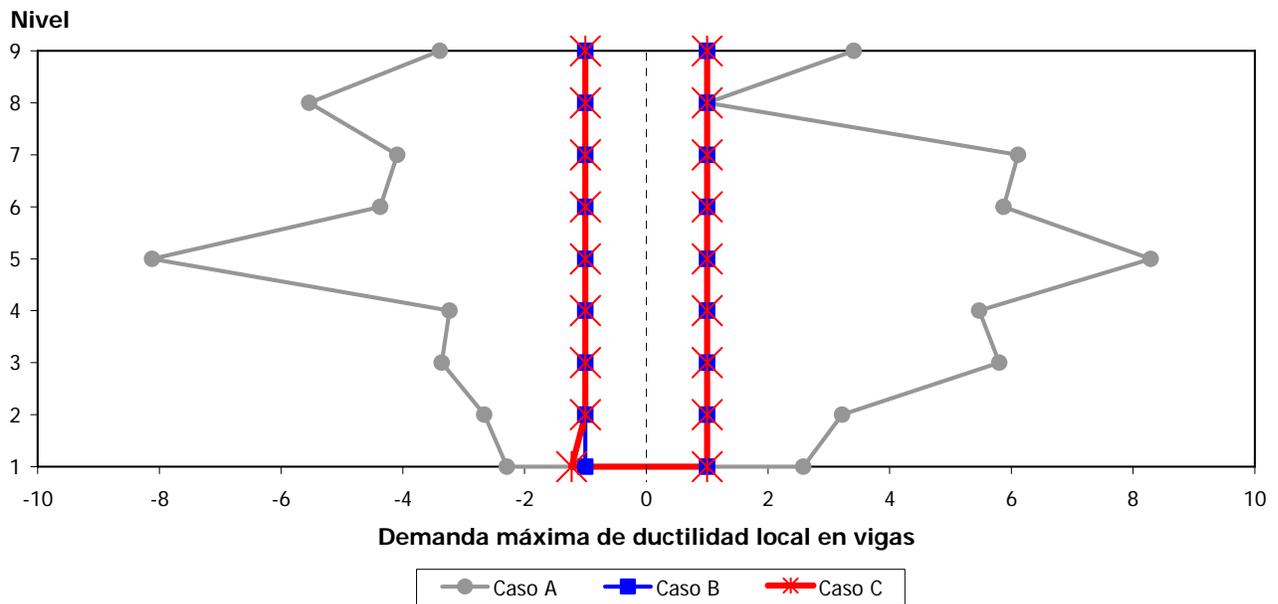


Fig 4.178- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje C del modelo de 9 niveles, casos A, B y C

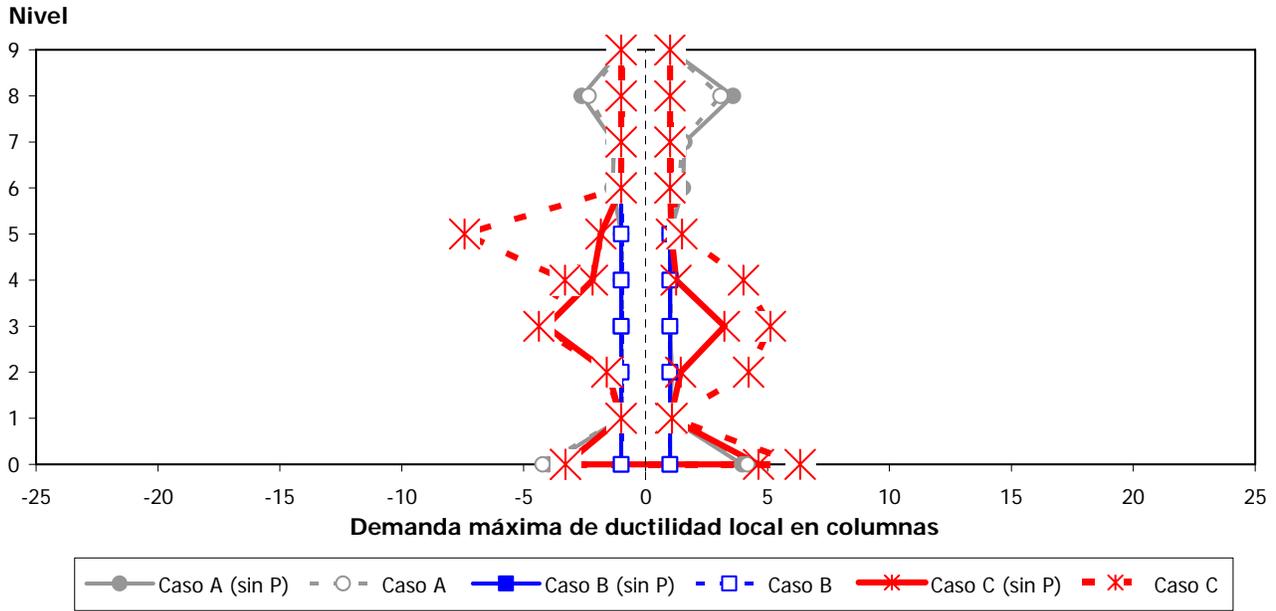


Fig 4.179- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje A del modelo de 9 niveles, casos A, B y C

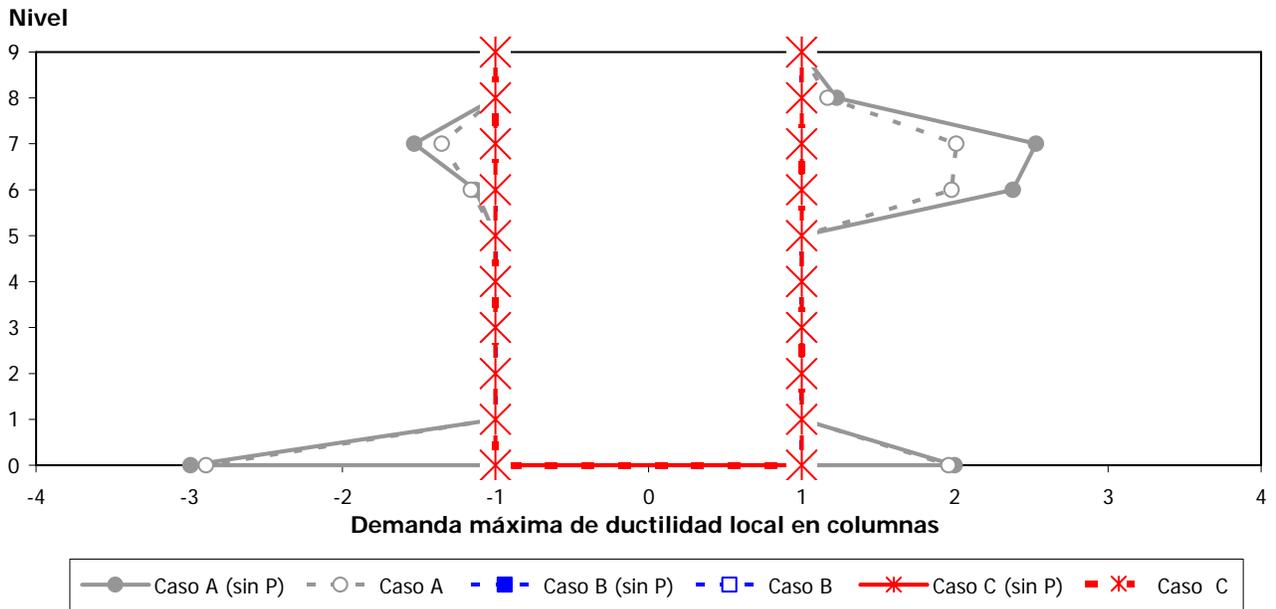


Fig 4.180.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje C del modelo de 9 niveles, casos A, B y C

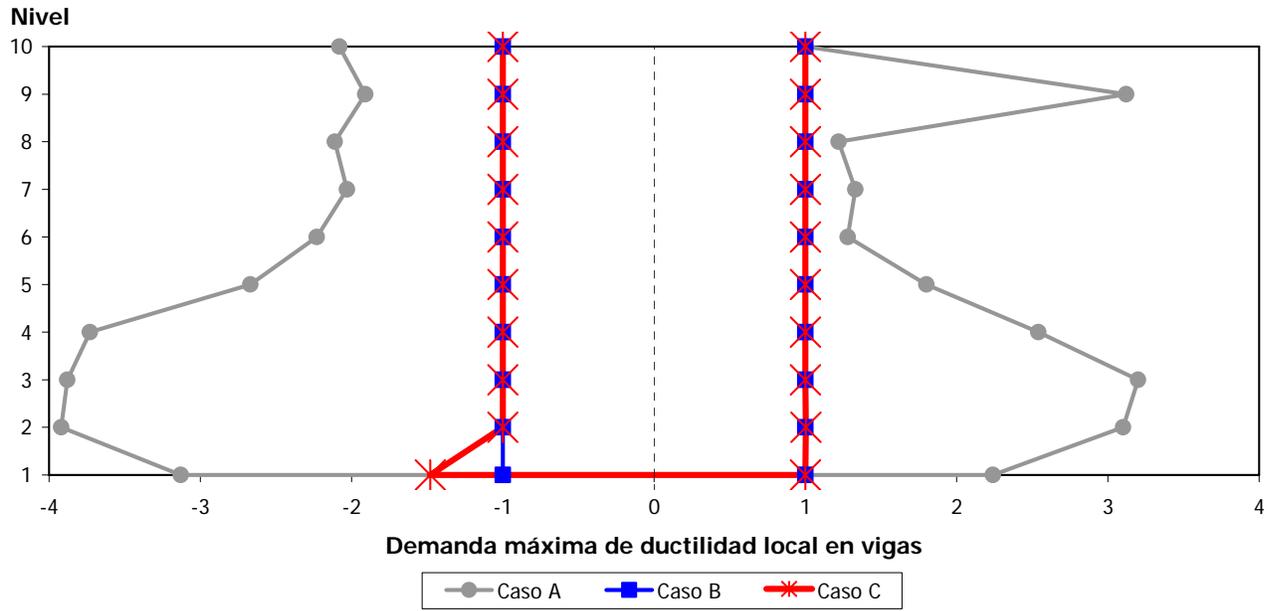


Fig 4.181.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje A del modelo de 10 niveles, casos A, B y C

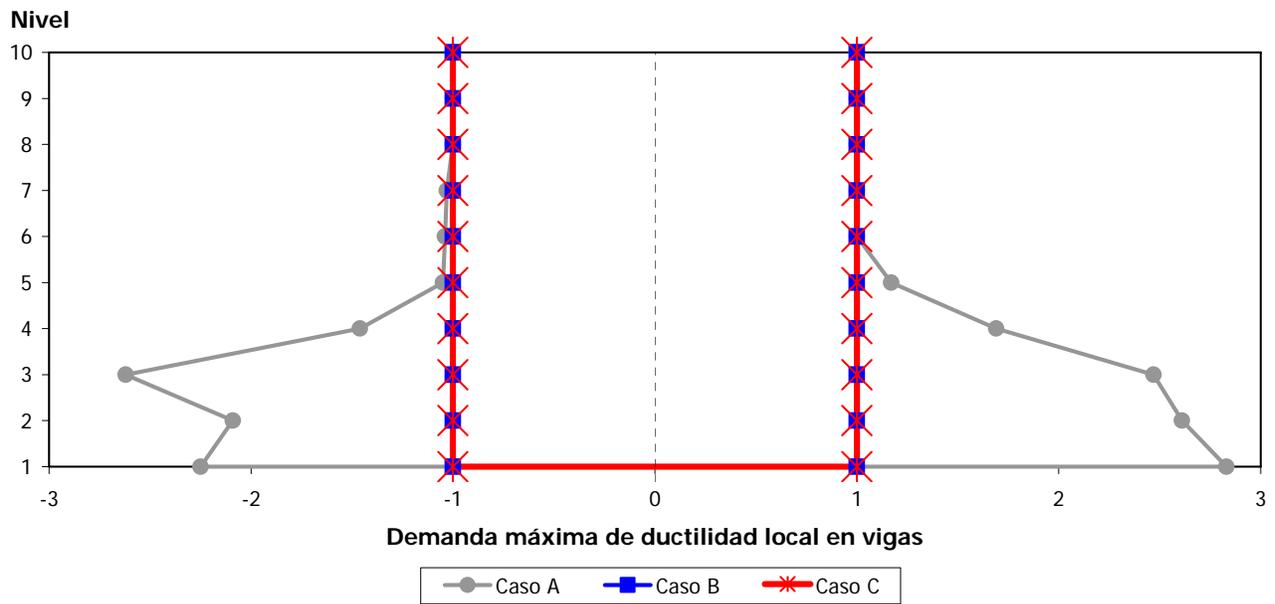


Fig 4.182- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje C del modelo de 10 niveles, casos A, B y C

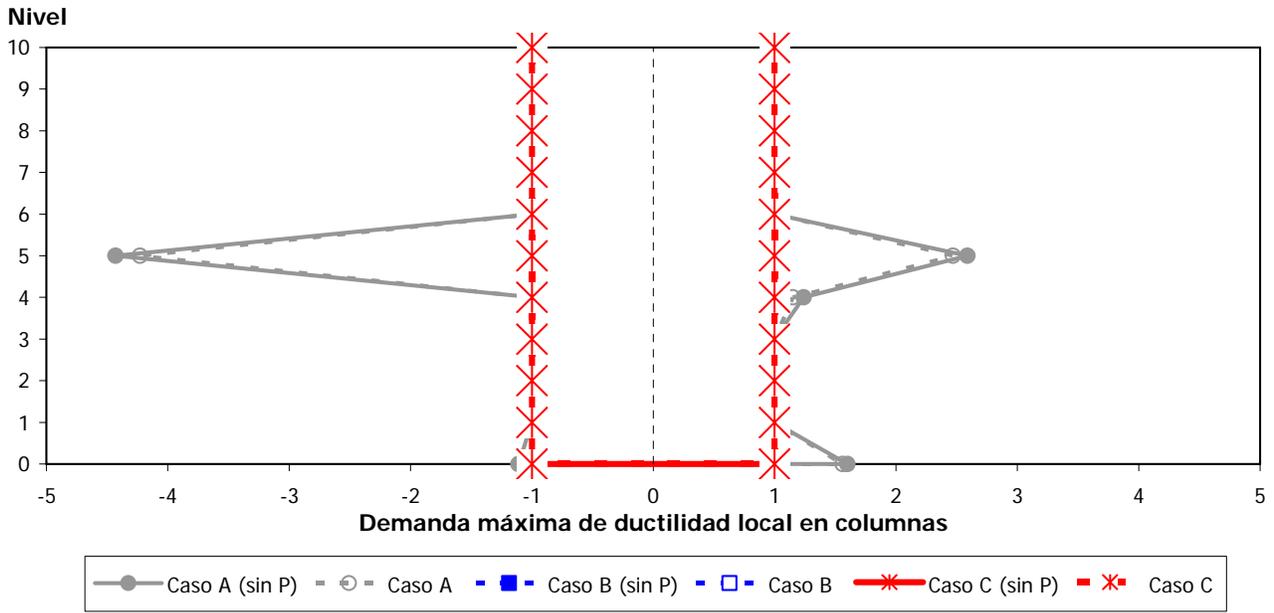


Fig 4.183- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje A del modelo de 10 niveles, casos A, B y C

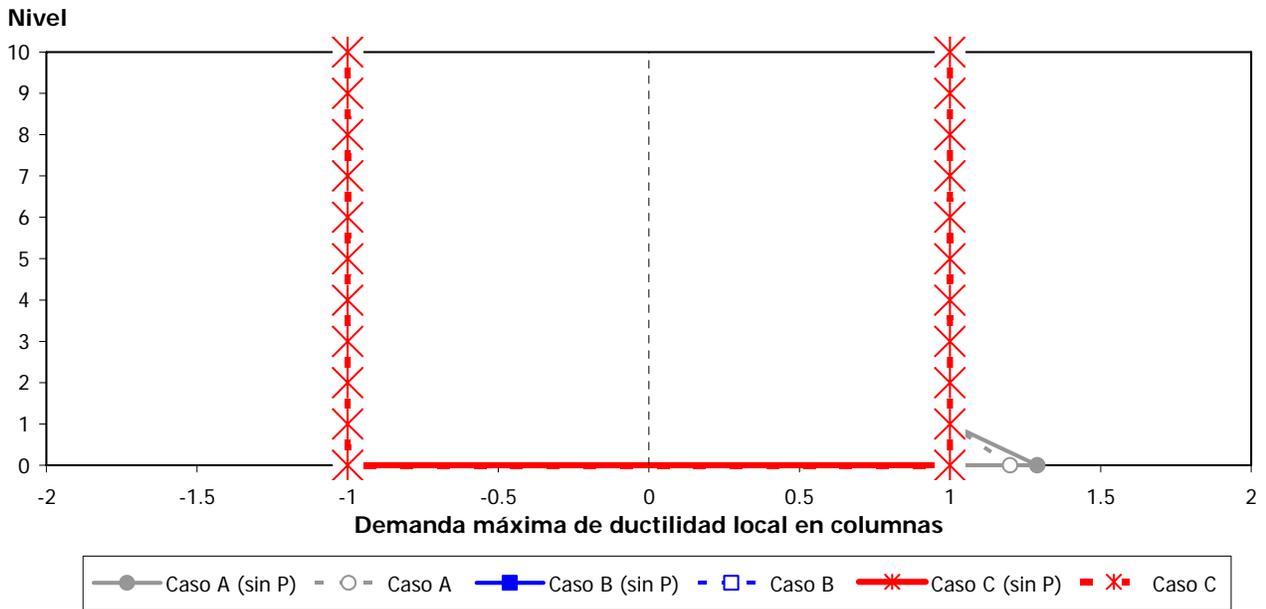


Fig 4.184- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje C del modelo de 10 niveles, casos A, B y C

### 5.- CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA

#### 5.1 Antecedentes

En este capítulo se muestran las respuestas inelásticas de los modelos estructurales de los casos B (caso A reforzado con diagonales) y C (edificio nuevo con diagonales), pero ahora con disipadores de energía tipo ADAS, con la finalidad de conocer las ventajas y/o desventajas de utilizar este tipo de dispositivos en estructuras similares a las de este trabajo; los análisis dinámicos paso a paso se hicieron con el programa de computadora Drain-2DX, con el registro de aceleraciones del sismo del 19 de septiembre de 1985 de la estación SCT, componente E-W. Para ambos edificios (9 y 10 niveles), los casos B y C se convierten en los casos D y E, respectivamente.

Los resultados que se muestran en este capítulo consideraron lo siguiente:

- a) La ductilidad máxima que se les permite a los disipadores es de 5, desde el punto de vista del diseño.
- b) Los dispositivos absorberán al menos el 50 por ciento del cortante de entrepiso.
- c) Los disipadores permiten ductilidades de hasta 14 sin degradación de rigidez y resistencia durante sus ciclos de histéresis.

Para el modelo de 9 niveles se realizaron análisis inelásticos con los tres criterios anteriormente citados, para fines de observar sus ventajas y desventajas. Para el modelo de 10 niveles sólo se consideraron las condiciones en que el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5 y cuando se absorbe el 50% del cortante de entrepiso. Los criterios preliminares de diseño con los disipadores ADAS se mencionaron en el cap 2.

Para los análisis dinámicos inelásticos con los disipadores de energía se utilizaron los mismos ejes estructurales exteriores de los análisis dinámicos paso a paso, como se mencionó en el cap 4. Se realizaron las pruebas necesarias de calibración, con la finalidad de certificar que los ejes estructurales reproduzcan adecuadamente la respuesta tridimensional del edificio en la dirección de interés (para este trabajo, solo la dirección X); estas pruebas se realizaron para los periodos de vibración, desplazamientos horizontales y elementos mecánicos en vigas, columnas y diagonales, ante las condiciones de cargas verticales y fuerzas sísmicas estáticas y se compararon con sus homólogos del modelo tridimensional determinados con el ETABS.

Se realizaron análisis paso a paso elásticos, con resistencias muy grandes, sin permitir que ocurriera alguna fluencia; después, se analizaron los modelos de interés de los casos en que los disipadores de energía pueden alcanzar su fluencia pero los elementos estructurales vigas, columnas y diagonales permanecerán en el rango elástico; y, al final se hicieron los análisis en que todos los elementos estructurales existentes, con sus resistencias reales (nominales), pueden llegar a comportarse en el rango inelástico. Todos estos tipos de análisis se hicieron para fines comparativos.

Las respuestas dinámicas inelásticas paso a paso que se presentan enseguida son:

- Desplazamientos horizontales máximos
- Historias de desplazamientos de azotea
- Demandas máximas de ductilidad global
- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
- Historia de coeficientes sísmicos
- Curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea
- Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas, columnas, diagonales y disipadores tipo contra las resistencias proporcionadas

- Demandas de ductilidad local
- Distribuciones globales de rótulas plásticas
- Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

## 5.2 Respuestas dinámicas inelásticas

### 5.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 5.1 a 5.7 presentan las envolventes de los desplazamientos laterales del eje A para los casos D y E de los modelos de 9 y 10 niveles. Se comparan los resultados de los comportamientos elástico, inelástico disipadores e inelástico.

Para el modelo de 9 niveles, caso D, los desplazamientos inelásticos tienden a ser mayores que los elásticos, con una diferencia mínima entre ellos, lo que nos indica que hubo muy poca incursión en el rango inelástico; para el caso E en que el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso se nota que el comportamiento mejora, no así en el caso en que el disipador desarrolla una ductilidad de 14, ya que los desplazamientos son muy grandes.

Para el modelo de 10 niveles, caso D, la respuesta elástica es ligeramente menor que la inelástica. Para el caso E, condición del disipador con ductilidad de 4 ó 5, se puede notar una incursión importante en el rango inelástico; para la condición de diseño en que el disipador absorberá el 50% del cortante, no existe comportamiento inelástico.

Las figs 5.8 a 5.11 comparan las historias de desplazamientos de azotea de los análisis paso a paso elástico, inelástico disipadores e inelástico del eje A, modelo de 9 niveles. Las figs 5.12 a 5.14 exhiben los resultados para el modelo de 10 niveles. Estas comparaciones en el tiempo corroboran lo observado anteriormente.

### 5.2.2 Demandas de ductilidad global

La tabla 5.1 presenta los valores máximos de las demandas de ductilidad calculadas para el eje A de los casos D y E, modelos de 9 y 10 niveles. Este tipo de respuesta confirma que el comportamiento inelástico de los casos analizados no fue de consideración. El caso D de la estructura de 9 niveles presenta una demanda de ductilidad de 1.02; los casos E, condición de diseño del disipador para desarrollar una ductilidad de 4 ó 5, presentan demandas de ductilidad global más severas. Para el modelo de 10 niveles ocurre algo similar; el caso citado anteriormente tiene un valor de 1.60. Esto es, se confirma que las estructuras de interés tendieron a comportarse casi en el rango elástico; en los casos E se presentó algo más de fluencia.

### 5.2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 5.15 a 5.21 muestran las envolventes de las relaciones máximas de los desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso del eje A de los casos D y E, modelos 9 y 10 niveles. Se comparan los resultados elásticos, inelásticos disipadores e inelásticos.

En el caso D del edificio de 9 niveles no se tienen diferencias importantes entre los casos de comportamiento inelástico y no rebasan el valor permisible; se presenta poca incursión en el rango no-lineal. Los casos E de la condición de diseño del disipador con ductilidad limitada de 4 ó 5 muestran un comportamiento inelástico importante, rebasando ligeramente el límite permisible de 0.012; para la condición de diseño en que el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso, los desplazamientos son menores y con poca fluencia sin rebasar el límite admisible, debido al incremento en la rigidez lateral del modelo. Para la condición en que el disipador puede desarrollar una ductilidad de 14, se tiene incursión en el rango inelástico y el estado límite de servicio no se cumple; esto es, esta condición de diseño no es conveniente debido a que se rebasan los estados límite preestablecidos.

Las respuestas del caso D del modelo de 10 niveles son muy similares entre sí; se presentan diferencias prácticamente nulas entre el diseño y los comportamientos elástico, inelástico disipadores e inelástico, por abajo del límite permisible del reglamento. El caso E que se diseñó para que el disipador desarrollara una ductilidad de 4 ó 5 sí presenta comportamiento inelástico; para el caso en que el disipador se

diseño para absorber el 50% del cortante de entrepiso, las respuestas tienden a ser muy pequeñas, con diferencias y un comportamiento inelástico casi nulos. En ningún caso se rebasó el estado límite permisible.

#### **5.2.4 Historias de coeficientes sísmicos**

Las figs 5.22 a 5.25 comparan las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso elásticos, inelásticos disipadores e inelásticos de los casos D y E del eje A del edificio de 9 niveles. Las figs 5.26 a 5.28 muestran las respuestas del modelo de 10 niveles.

Las respuestas de los análisis sísmicos paso a paso (elástico, inelástico disipadores e inelástico) del caso D del modelo de 9 niveles son casi iguales, para fines prácticos, lo que nos indica que este tipo de estructuras poco incurrieron más allá del rango elástico. El caso E para la condición de diseño en que el disipador puede desarrollar una ductilidad de 4 ó 5 sí presenta una incursión considerable en el rango inelástico; para la condición en que el disipador se diseñó para absorber el 50% del cortante basal existe comportamiento inelástico, pero menor que en el caso anterior; lo mismo ocurre para el caso en que el disipador fue diseñado para desarrollar una ductilidad de 14, donde el comportamiento inelástico tiende a ser menor.

El comportamiento inelástico del caso D del edificio de 10 niveles es casi nulo; en los casos E, se tiene una incursión considerable en el rango plástico.

#### **5.2.5 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea**

Las figs 5.29 a 5.36 presentan las curvas fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea de los análisis paso a paso elásticos, inelásticos disipadores e inelásticos, de los casos D y E del eje A del edificio de 9 niveles. Para el modelo de 10 niveles se muestran en las figs 5.37 a 5.42.

El caso D del modelo de 9 niveles tiene respuestas con poca incursión en el rango inelástico (ver figs 5.29 y 5.30). Para el caso E en que el disipador fue diseñado para desarrollar una ductilidad 4 ó 5 (figs 5.31 y

5.32) se muestra un claro comportamiento inelástico, donde el porcentaje de cortante que los disipadores absorben es del orden del 16%. Para el caso E en que el disipador se diseñó para absorber el 50% del cortante de entrepiso (ver figs 5.33 y 5.34) se presenta también comportamiento no-lineal, aunque de menor amplitud que el caso anterior, donde la ductilidad que desarrollan los disipadores es de poco menos de 2; para la condición de diseño en que el disipador debe desarrollar una ductilidad de 14 (ver figs 5.35 y 5.36) se presenta un incremento en el área de histéresis, lo que es congruente con la mayor fluencia que se tiene en este caso, debido a la disminución del número de placas de acero en cada disipador y a que la fuerza cortante que absorberán los disipadores sea menor, del orden de 9 a 11%, aproximadamente.

En el caso D del eje A del edificio de 10 niveles se aprecia un comportamiento elástico (figs 5.37 y 5.38). En el caso E, condición de diseño del disipador para desarrollar una ductilidad de 4 ó 5 (ver figs 5.39 y 5.40), el comportamiento inelástico observado se debe principalmente a la fluencia que se presenta en los disipadores, debido a que no hay diferencias importantes en las dos gráficas inelásticas mostradas en que se permite que fluyan sólo los disipadores y en que acepta que puedan además fluir los elementos estructurales del marco del eje A analizado. Para el caso E en que los disipadores se diseñaron para absorber el 50% del cortante de entrepiso (figs 5.41 y 5.42), la respuesta tiende a ser elástica.

### 5.2.6 Historias de elementos mecánicos en vigas, columnas y diagonales

Se revisó qué pasa con el comportamiento inelástico de los elementos estructurales tipo seleccionados previamente en el capítulo anterior. Se presentan las gráficas en la historia del tiempo de los elementos mecánicos actuantes y se comparan contra las resistencias disponibles correspondientes. Para las columnas se revisan los resultados de los diagramas de interacción M-P (combinaciones momento flexionante – carga axial) y las historias de fuerza cortante; para vigas se hace algo similar para las historias de momento flexionante y de fuerza cortante; y, en las diagonales se verifica qué pasa con las historias de la carga axial actuante.

**a) Combinaciones momento flexionante – carga axial contra resistencias en columnas**

Las figs 5.43 a 5.46 presentan las combinaciones momento flexionante–carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna seleccionada del eje A del edificio de 9 niveles, casos D y E, y las figs 5.47 y 5.49 las que pertenecen al modelo de 10 niveles. Los resultados anteriores se comparan contra las resistencias definidas por los diagramas de interacción M-P, calculados con los armados calculados en la etapa de diseño.

Sólo los casos E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5, el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso y el disipador desarrolla una ductilidad de 14) del modelo de 9 niveles presentan fluencia; en estos casos, en varios ciclos las combinaciones M-P llegan a alcanzar la fluencia. El comportamiento de la columna de interés del caso D tiende a permanecer en el rango elástico; lo anterior es casi evidente, debido a que este caso resultó del caso B (edificio nuevo de marcos de concreto, pero después rigidizado con diagonales de acero), más los disipadores de energía. Cabe recordar, además, que el caso E es el resultado del reforzamiento de un edificio nuevo (igual al caso C de marcos de concreto y diagonales de acero), con disipadores de energía.

Para el modelo de 10 niveles, sólo el caso E, en que el disipador se diseñó para desarrollar una ductilidad de 4 ó 5, presenta fluencia.

Para ambas estructuras, 9 y 10 niveles, lo anterior es congruente; el caso D tiene más resistencia que el caso E, por tratarse de una reestructuración, con una tendencia mayor hacia el comportamiento elástico.

**b) Historias de fuerzas cortantes contra resistencias en columnas tipo**

Las figs 5.50 a 5.56 muestran las historias de fuerzas cortantes de las columnas tipo de los modelos de 9 y 10 niveles que se revisaron ante los efectos de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelásticos; se comparan contra las resistencias proporcionadas.

Las fuerzas cortantes actuantes en la columna de interés tienden a ser muy pequeñas en los casos D, independientemente del número de niveles de la estructura, muy por debajo de la resistencia proporcionada al

---

---

corte. En los casos E, aunque las respuestas tienden a ser mayores nunca llegan a alcanzar la capacidad disponible, de acuerdo a los diseños hechos previamente. Esto es, con base en este tipo de resultados se corrobora que se tiene una reserva adecuada ante los efectos de cortante, así como también que no se presentarán fallas frágiles prematuras.

### c) Historia de momentos flexionantes contra resistencias en vigas tipo

Las figs 5.57 a 5.63 comparan las historias en el tiempo de los momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga tipo del primer nivel del eje A de los modelos de 9 y 10 niveles, con base en los resultados de los análisis elásticos e inelásticos, contra las resistencias de diseño.

En el caso D del edificio de 9 niveles el comportamiento es elástico, sin alcanzar la resistencia. Sin embargo, la viga de interés de los casos E si presenta fluencia en un buen número de ciclos.

La viga del caso D del modelo de 10 niveles solo presenta fluencia en algunos ciclos. En cambio, la respuesta de los casos E muestra un número considerable de ciclos en que se alcanza la capacidad a la flexión de la viga de interés.

Estos resultados, en general, son congruentes con el tipo de estructuración disponible en cada caso, según se hizo ver cuando se presentaron las respuestas en el tiempo de las combinaciones M-P y se hizo la comparación contra las resistencias disponibles correspondientes.

### d) Historia de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 5.64 a 5.67 muestran las historias de fuerzas cortantes actuantes de la viga seleccionada tipo del modelo de 9 niveles y las figs 5.68 a 5.70 para el modelo de 10 niveles. Este tipo de respuesta se compara contra la resistencia proporcionada al corte.

Para el caso D del modelo de 9 niveles no se alcanza la resistencia; ocurre algo similar con las respuestas de los casos E.

Los resultados de los diferentes casos del modelo de 10 niveles muestran que en ningún instante la respuesta no-lineal sobrepasa la resistencia suministrada.

Esto es, independientemente del tipo y caso de estructura, se asegura que la resistencia suministrada al corte es suficiente para que no se presenten fallas frágiles y, entonces, dominen los modos de falla dúctiles.

#### e) Historia de carga axial en diagonales

Las figs 5.71 a 5.74 presentan las historias en el tiempo de la carga axial actuante en la diagonal seleccionada del eje A del edificio de 9 niveles; las figs 5.75 a 5.77 hacen lo mismo para el modelo de 10 niveles. En los casos D y E (el dissipador puede desarrollar una ductilidad de 14) del modelo de 9 niveles no se alcanza la resistencia proporcionada, al contrario de las condiciones en que el dissipador se diseñó para desarrollar una ductilidad de 4 o 5 y para absorber el 50% del cortante. El caso D tiene una reserva considerable de resistencia, debido a que se trata de una estructura nueva a base de marcos de concreto rigidizada posteriormente con diagonales de acero y al final reforzada con dissipadores de energía. En el caso E en que el dissipador puede llegar a desarrollar una ductilidad de 14, se comprueba que el dispositivo ADAS es el que realmente trabaja y “descarga” a la estructura convencional.

Las diagonales existentes en el modelo de 10 niveles tienen un comportamiento estructural similar, con respecto de lo observado en los modelos de 9 niveles; la fuerza axial actuante de la diagonal tipo del caso D es inferior que la resistencia disponible y en los casos E sí se llega a alcanzar la fluencia.

### f) Curvas fuerza cortante – desplazamiento lateral de los disipadores de energía

Las figs 5.78 a 5.82 presentan las curvas fuerza cortante-desplazamiento lateral de uno de los disipadores de energía colocados en los niveles N\*9, N\*7, N\*5, N\*3 y N\*1 del eje A del caso D del modelo de 9 niveles, para fines comparativos. Como puede observarse todos los disipadores tienen un área importante de histéresis, mostrándose los máximos y mínimos del desplazamiento lateral y la fuerza cortante que se presenta en cada uno de ellos. Las figs 5.83 a 5.87 muestran este tipo de resultados para el caso E cuando el disipador se diseñó para desarrollar una ductilidad de 4 ó 5; las respuestas son superiores a las del caso D. Las figs 5.88 a 5.92 muestran las graficas del caso E cuando el disipador es capaz de absorber el 50% de la fuerza cortante de entrepiso; para esta condición de diseño el dispositivo ADAS toma una fuerza cortante bastante alta, pero el área de histéresis de la respuesta tiende a ser pequeña, con poca ductilidad; esto es, se corrobora que cuando se obliga al disipador a absorber el 50% del cortante de entrepiso se desarrollarán ductilidades pequeñas, no mayores a 2. Las figs 5.93 a 5.97 presentan los resultados de la condición en que disipador se diseñó para desarrolla una ductilidad de 14, con áreas de histéresis bastante mayores que los casos anteriores, como era de esperarse.

Las figs 5.98 a 5.104 muestran ahora el comportamiento de un disipador del caso D del modelo de 10 niveles, en los niveles N\*10, N\*8, N\*6, N\*5, N\*4, N\*2 y N\*1; se hace esta presentación para revisar qué pasa en dos niveles consecutivos, debido a la irregularidad que presenta esta estructura en los niveles N\*6 y N\*5. En el caso E en que el disipador se diseñó para desarrollar una ductilidad de 4 ó 5 (figs 5.105 a 5.111), se tienen respuestas superiores a los del caso D. Las figs 5.112 a 5.118 presentan los resultados del caso E en donde el disipador se diseñó para absorber el 50% del cortante de entrepiso; los diagramas de histéresis presentan una fluencia menor, debido a que para este modelo se incrementó el número de placas de los disipadores, presentándose un comportamiento inelástico pequeño.

g) Historia de demanda de ductilidad local desarrollada en vigas

Las figs 5.119 a 5.124 presentan las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local desarrolladas en las vigas que se consideraron anteriormente para los modelos de 9 y 10 niveles.

Los resultados de la viga seleccionada del caso D del edificio de 9 niveles no se muestran, debido a que no ocurrió fluencia alguna. Para los casos E sí se presentó un incursionamiento importante en el rango no-lineal.

En la viga seleccionada del caso D del modelo de 10 niveles, se presenta muy poca fluencia. El caso E de la condición en que el disipador se diseño para desarrollar una ductilidad de 4 ó 5 presenta mayores demandas de ductilidad local a comparación de la condición en que el disipador se diseño para absorber el 50% del cortante.

### 5.2.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

#### Distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 5.125 a 5.128 muestran la distribución global de articulaciones plásticas de los diferentes casos del modelo de 9 niveles. En el caso D se presentan pocas articulaciones plásticas, sólo en algunas vigas de los niveles N\*1 a N\*4. Para los casos E en que el disipador puede desarrollar una ductilidad de 4 ó 5, casi todos los elementos estructurales fluyen; ocurre algo similar para la condición en que el disipador se diseño para absorber el 50% del cortante de entrepiso; en cambio, para la condición en que el disipador se diseño para desarrollar una ductilidad de 14 sólo las vigas y algunas columnas se articulan. La fig 5.129 muestra la comparación de la distribución de articulaciones plásticas de los casos anteriormente citados.

Las figs 5.130 y 5.132 presentan las distribuciones globales de articulaciones plásticas de los diferentes casos del modelo de 10 niveles. En el caso D sólo algunas vigas del los niveles N\*4 a N\*1 se articularon, así como dos columnas de PB. En los casos E, diseño del disipador para desarrollar una ductilidad

de 4 ó 5, se tiene una distribución uniforme de rótulas plásticas en las vigas de todos los niveles y sólo fluye una de las columnas del nivel N\*5, en donde se presenta la irregularidad en elevación. Para la condición de diseño en que el dissipador tomará el 50% del cortante, sólo en las vigas se alcanza la resistencia. La fig 5.133 compara los resultados de los diferentes casos.

### Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

Las figs 5.134 y 5.135 muestran las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas y columnas del eje A del modelo de 9 niveles; las figs 5.136 y 5.137 lo hacen, pero para el modelo de 10 niveles.

En el caso D del modelo de 9 niveles solamente las vigas de los niveles N\*1 al N\*4 se articulan, con fluencias pequeñas, del orden de 1.03 a 1.6; del nivel N\*5 al N\*10 permanecen en el rango elástico. En cambio, para los casos E, condición de diseño del dissipador para desarrollar una ductilidad de 4 ó 5, los valores de las demandas locales máximas varían entre 1.8 y 7.3; para la condición de diseño en que el dissipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso, los valores son del orden de 1.1 y 5.8; para la condición en que el dissipador desarrolla una ductilidad de 14 los resultados están entre 6.4 y 22.5, siendo esta la condición en que las vigas presentan mayor comportamiento inelástico. Las columnas del caso D no muestran fluencia; pero en los casos E sí se llegan a presentar fluencias importantes, ante efectos del tipo tensión.

En el modelo de 10 niveles, sólo algunas vigas de los niveles N\*1 a N\*4 del caso D registran fluencias con un máximo de 2.2 en el N\*2; en los casos E, para la condición de diseño en que el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5 se presentan demandas máximas de ductilidad local entre 2.1 y 23.8. Cuando el dissipador absorbe el 50% del cortante, las demandas de ductilidad local disminuyeron, del orden de 3.9 a 10.1. Las columnas del caso D no muestran fluencias; para los casos E, cuando se diseño el dissipador para desarrolla una ductilidad de 4 ó 5, se tienen valores de 5 a 6 como máximos y sólo se presentan en el entrepiso N\*4-N\*5 (donde se presenta la irregularidad en elevación) y en el entrepiso de planta baja. En los casos D y E, cuando el dissipador absorbe el 50% del cortante, el comportamiento estructural es elástico.

Tabla 5.1.- Ductilidad global máxima desarrollada en los ejes A de los casos D y E con disipadores

Modelo	Caso	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x\ inel}$ (cm)	$\mu_G$
9 niveles	D	14.02	14.35	1.02
	E Ductilidad del disipador 4 ó 5	14.59	33.97	2.33
	E 50% del cortante de entrepiso	25.74	28.01	1.09
	E Ductilidad del disipador 14 ó 15	38.39	41.58	1.08
10 niveles	D	15.14	15.14	1.00
	E Ductilidad del disipador 4 ó 5	14.44	23.06	1.60
	E 50% del cortante de entrepiso	13.15	13.28	1.01

$\Delta_y =$  Desplazamiento lateral del instante en el que se presenta la primera fluencia

$\Delta_{m\acute{a}x\ inel} =$  Desplazamiento lateral máximo inelástico

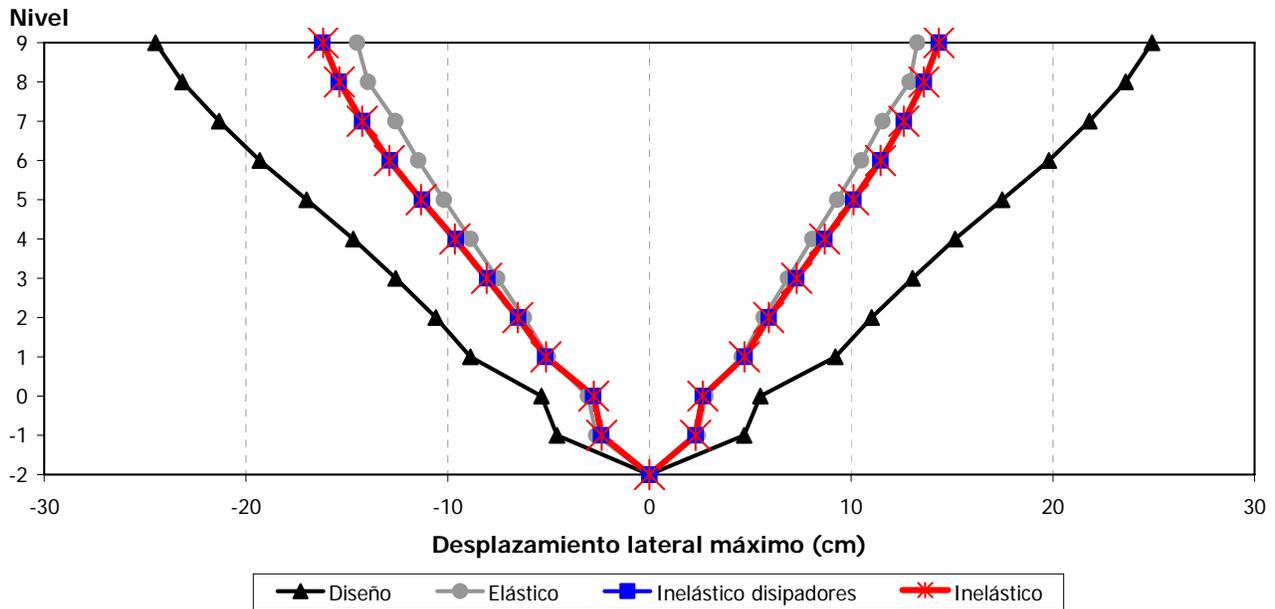


Fig 5.1- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso D

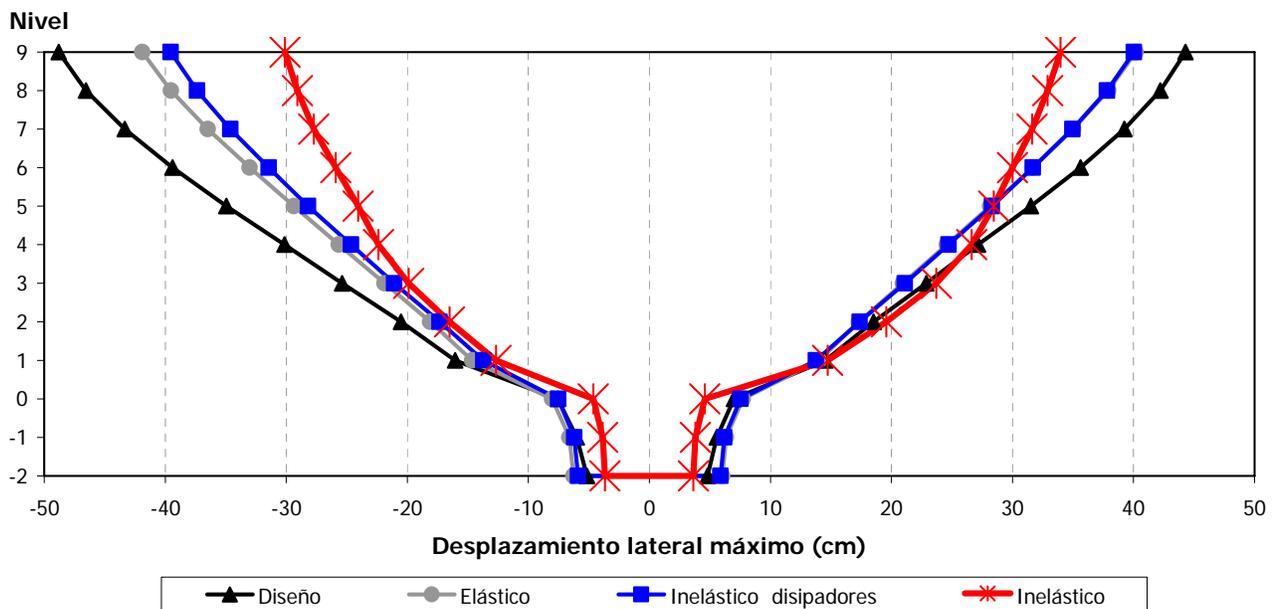


Fig 5.2- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

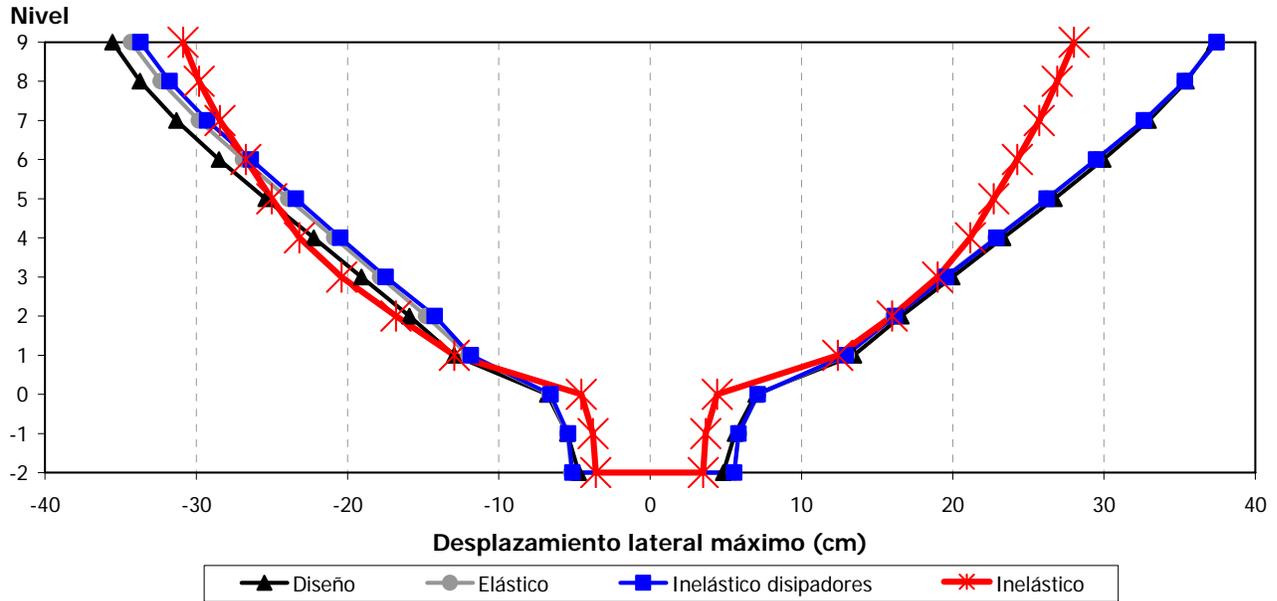


Fig 5.3- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso)

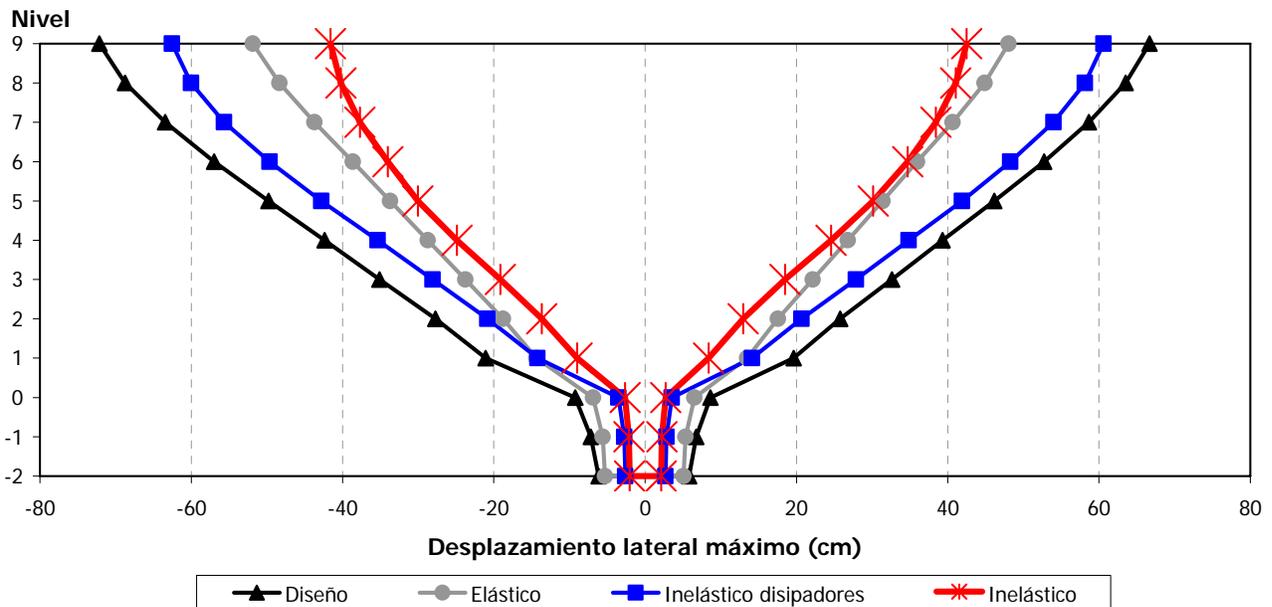


Fig 5.4- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

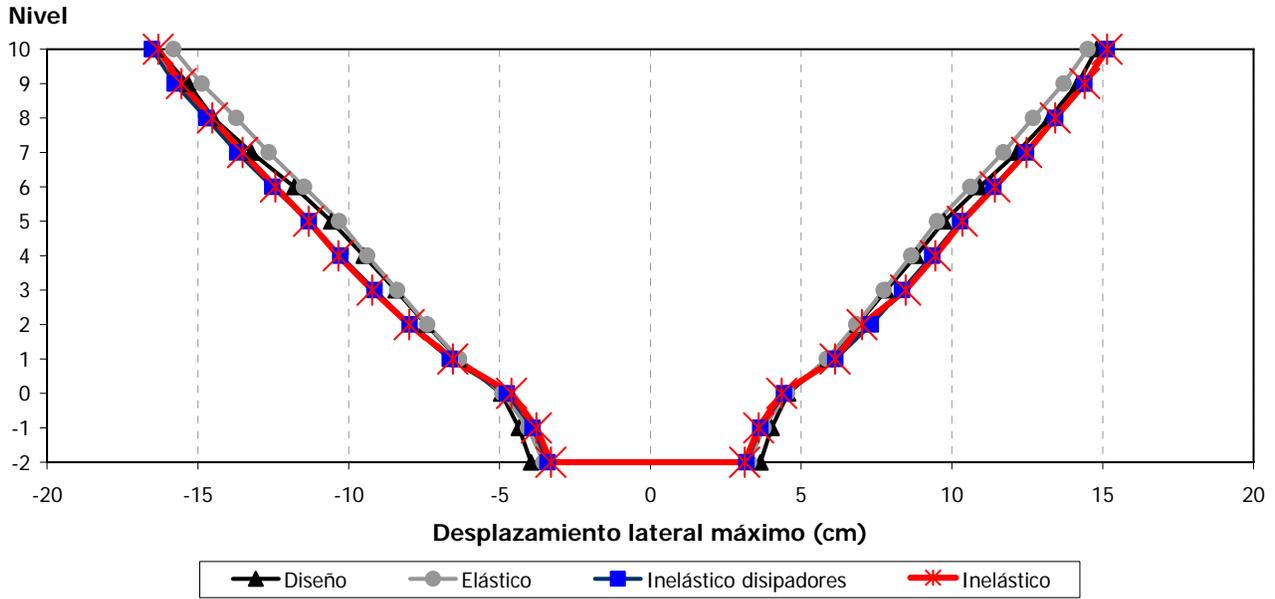


Fig 5.5- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso D

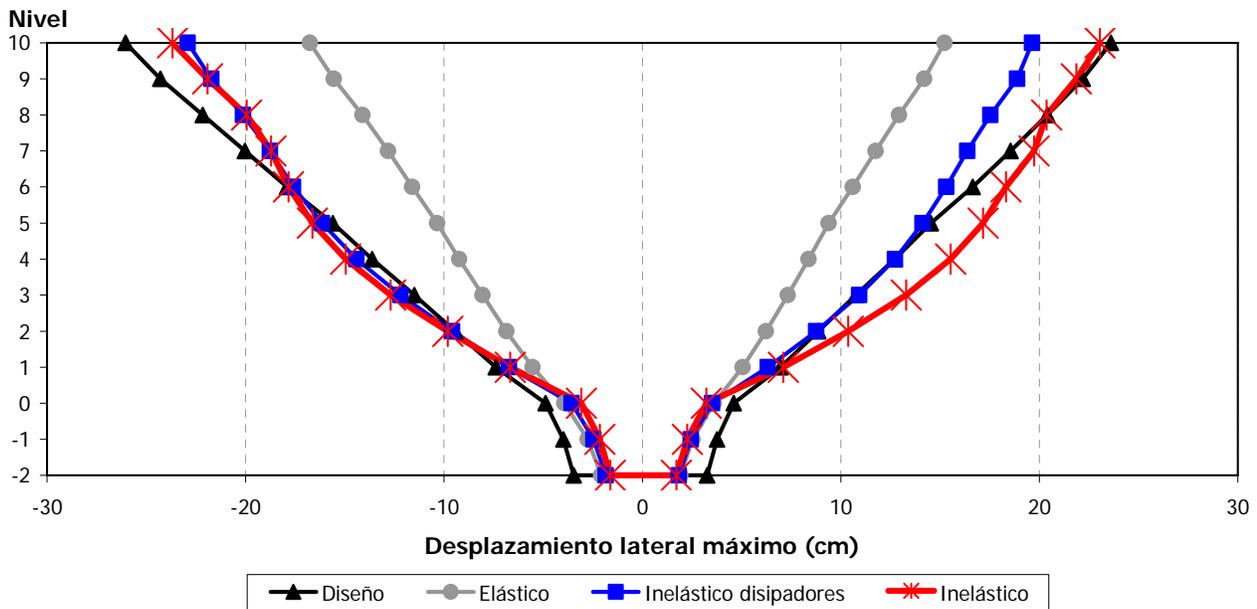


Fig 5.6- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

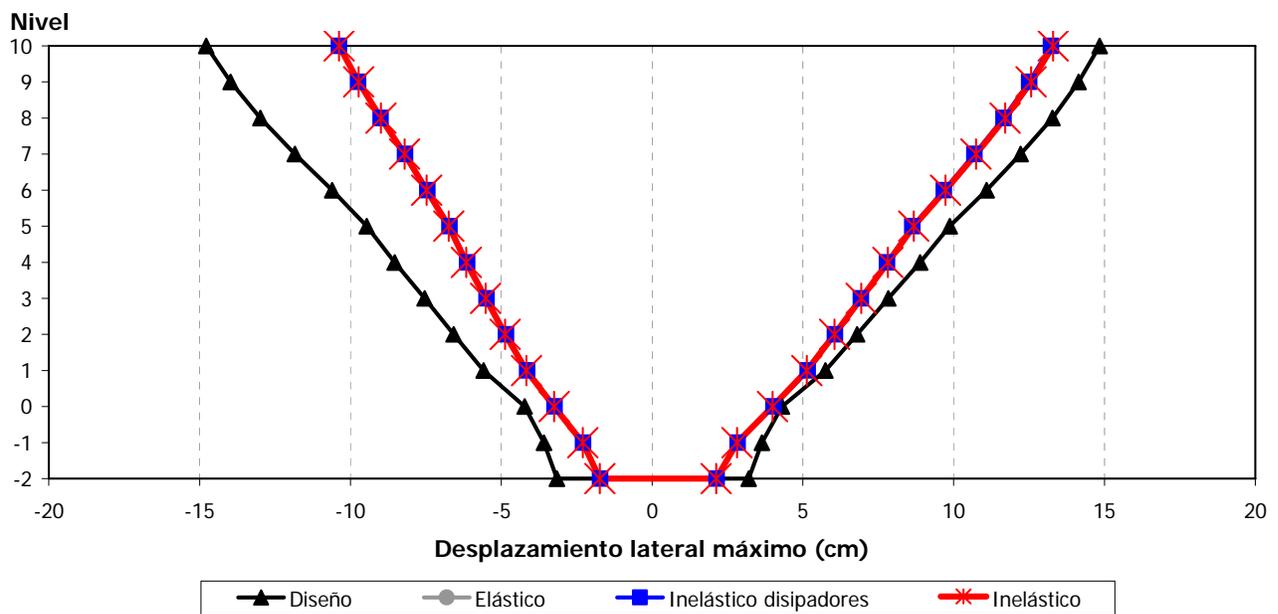


Fig 5.7- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso)

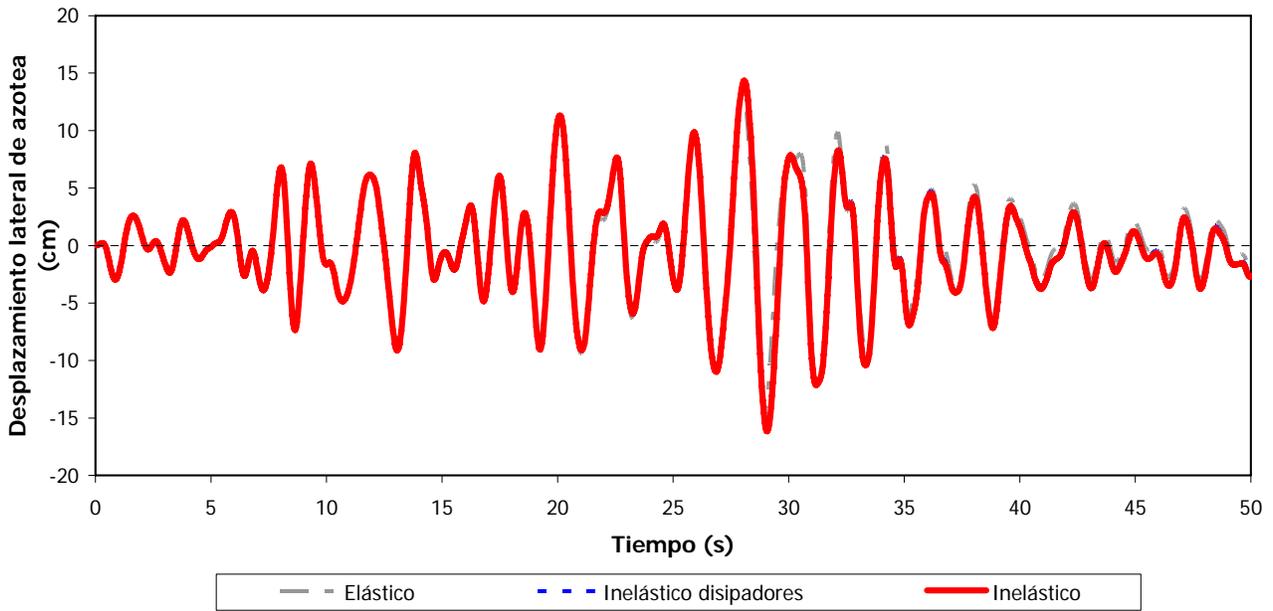


Fig 5.8.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

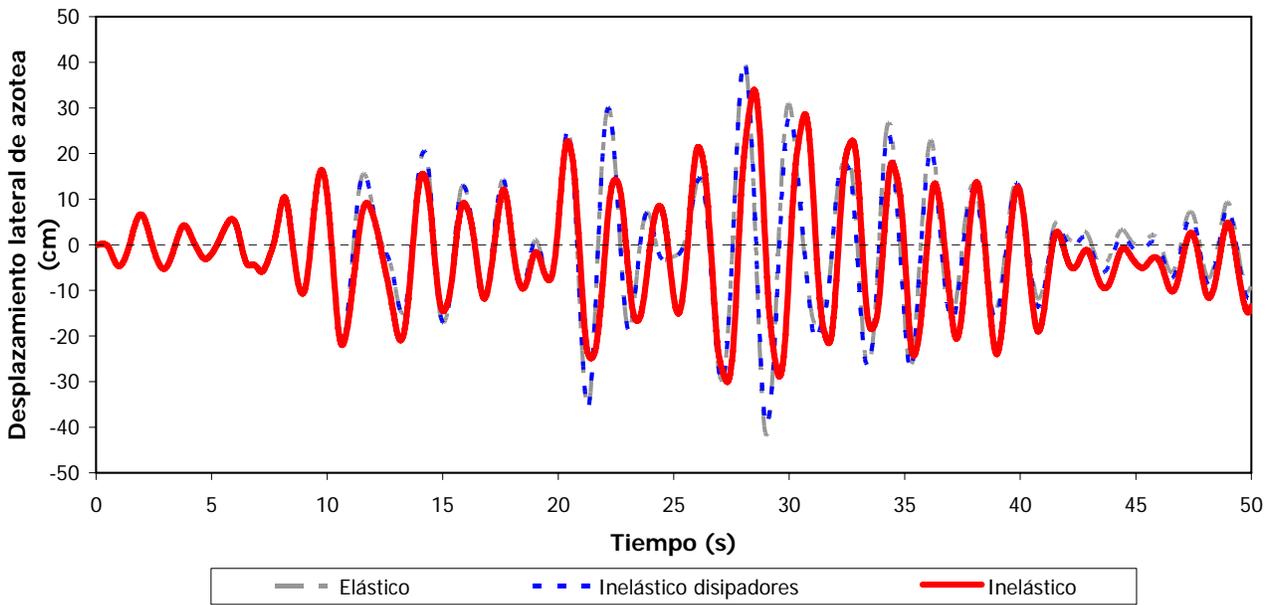


Fig 5.9.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

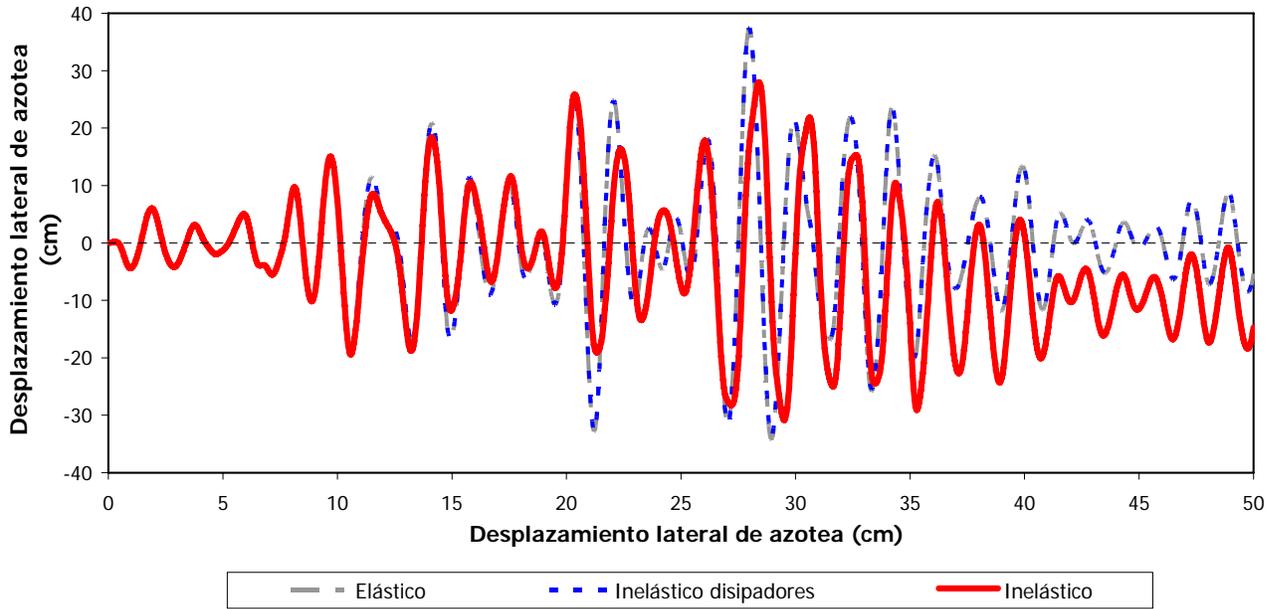


Fig 5.10.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso)

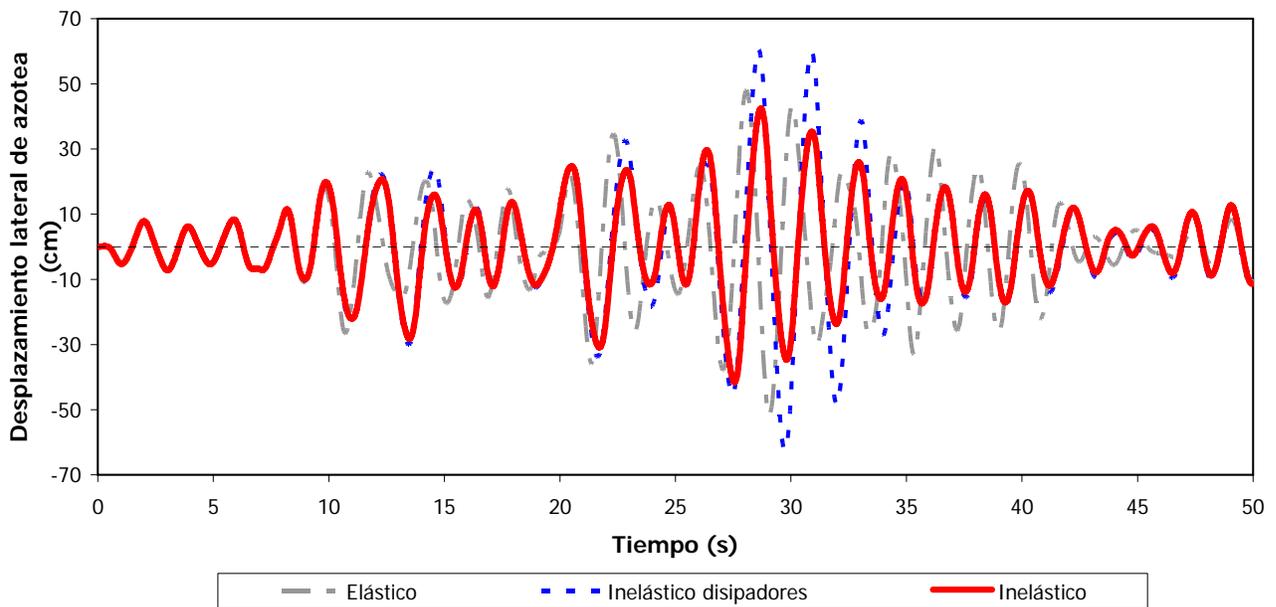


Fig 5.11.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

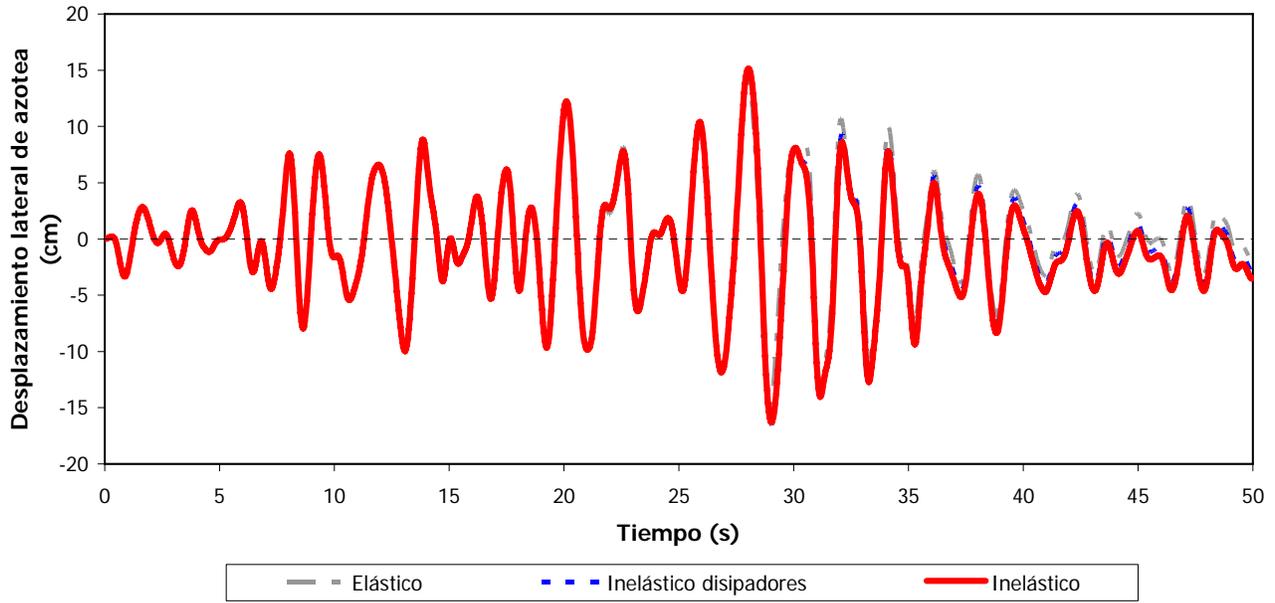


Fig 5.12.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

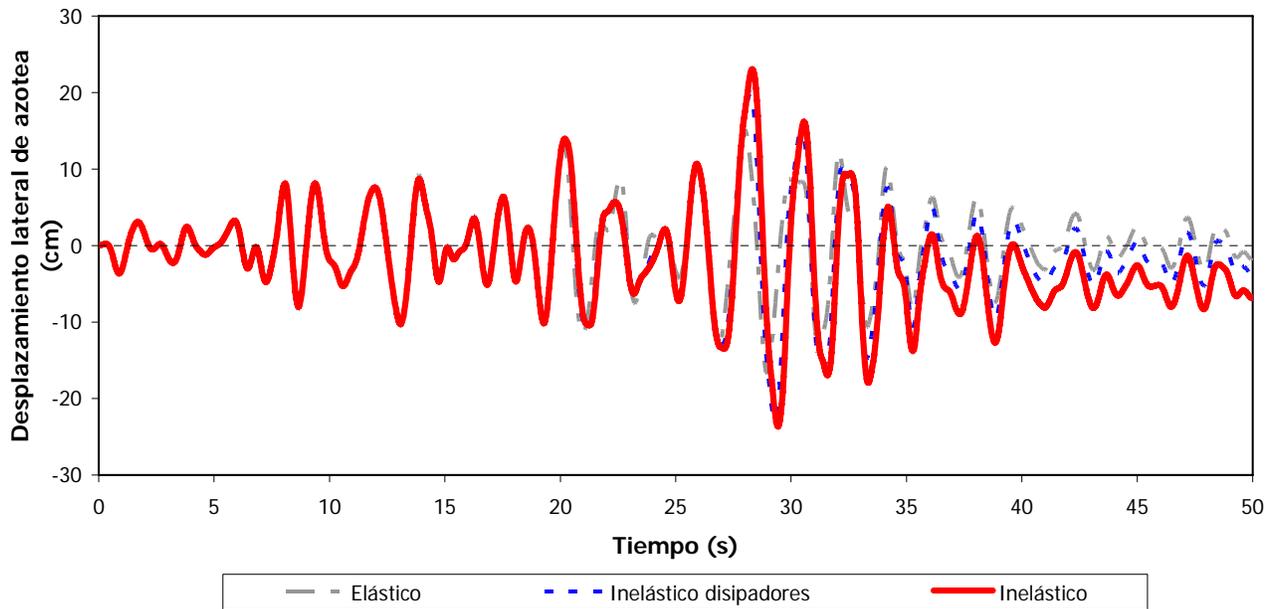


Fig 5.13.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

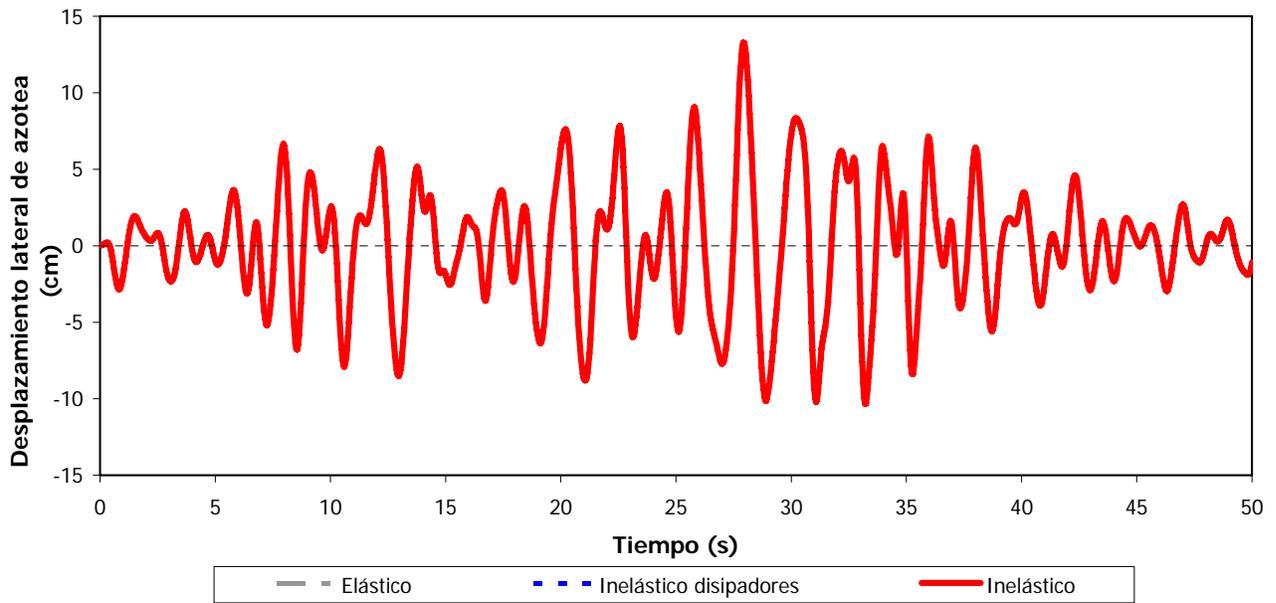


Fig 5.14.- Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso)

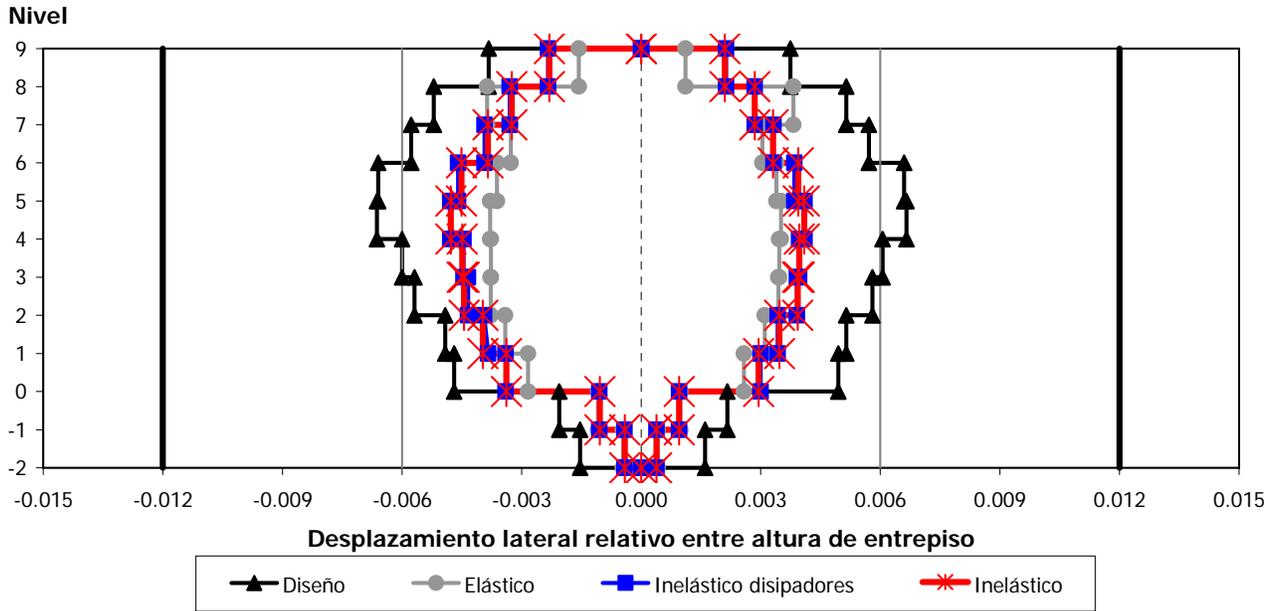


Fig 5.15.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso D

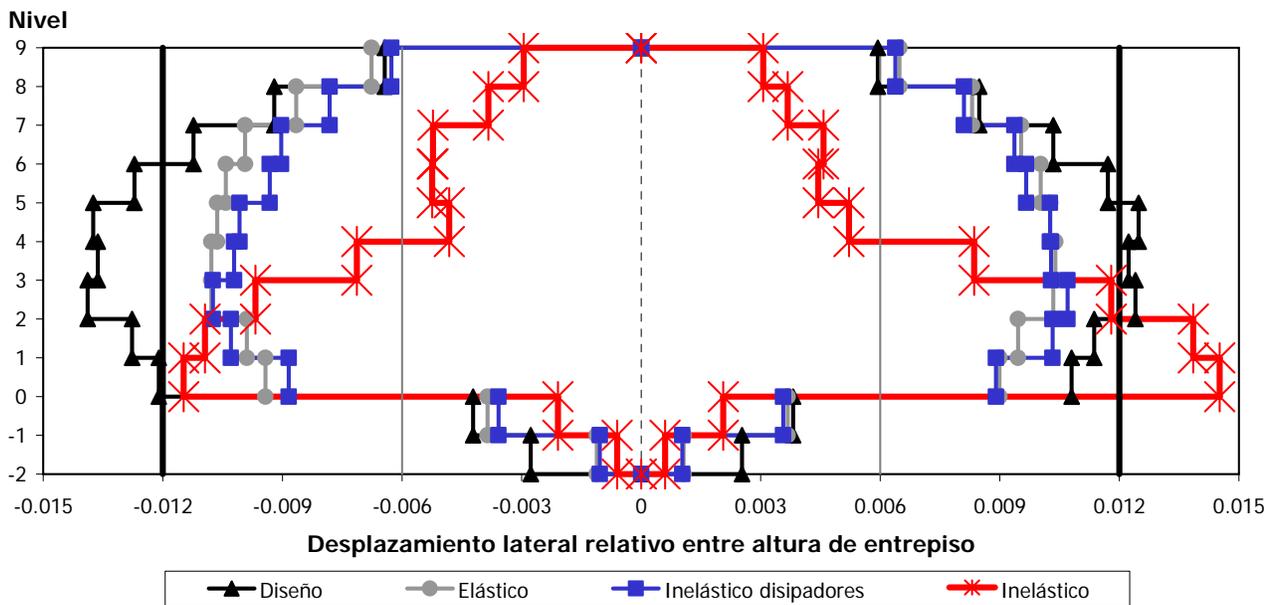


Fig 5.16.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

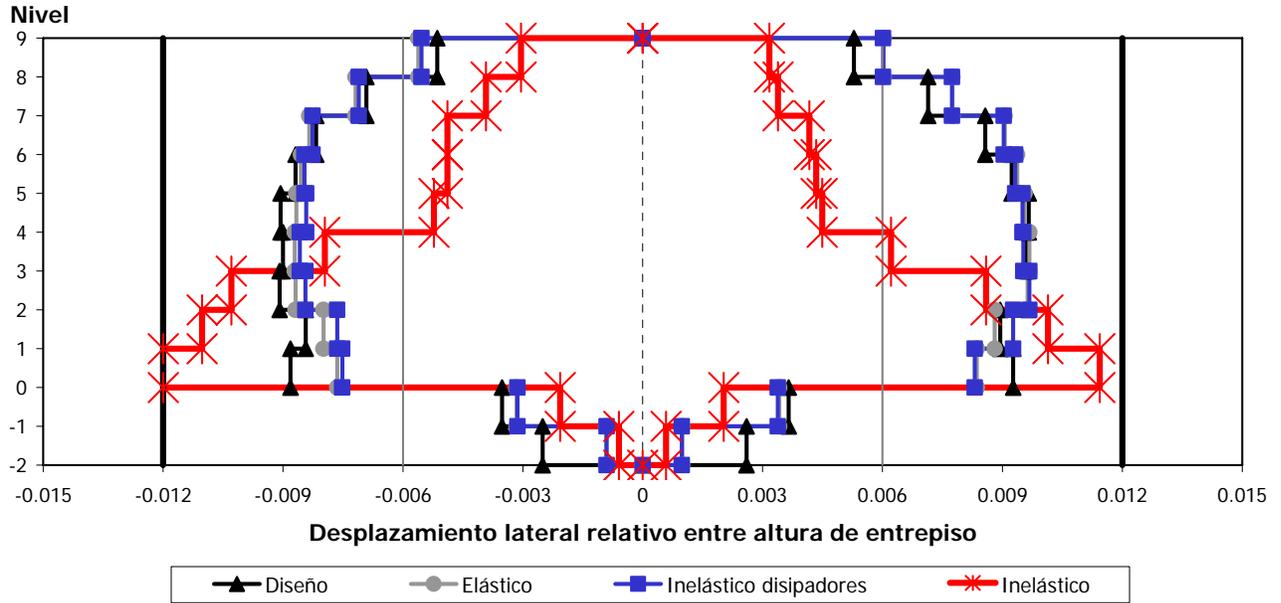


Fig 5.17.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso)

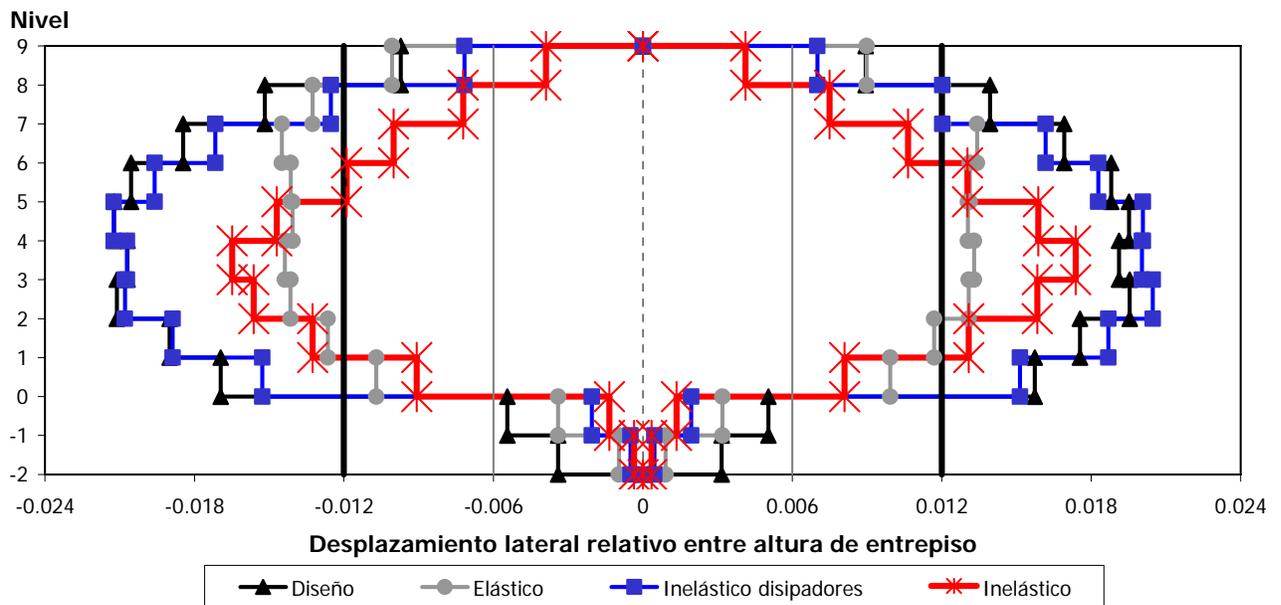


Fig 5.18.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

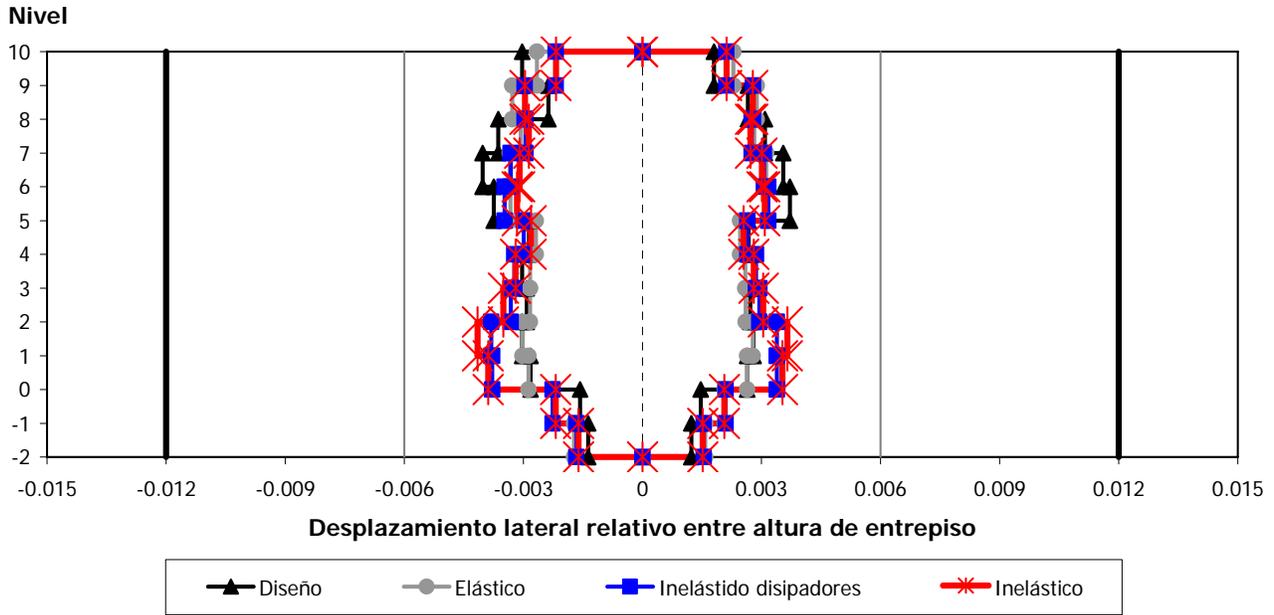


Fig 5.19.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso D

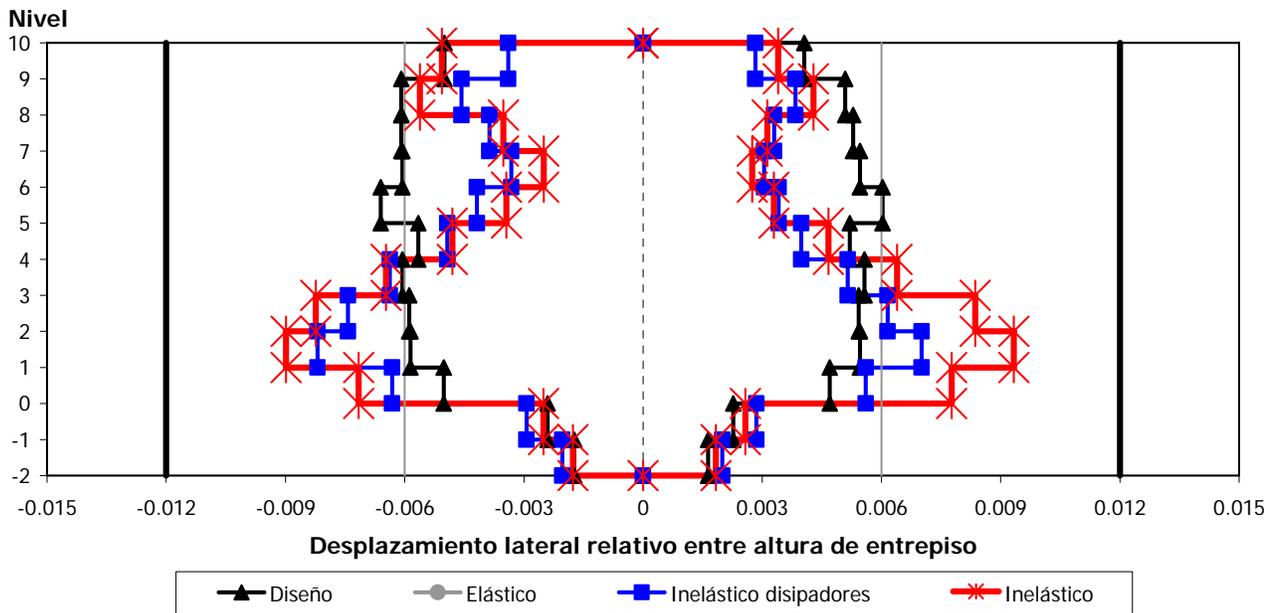


Fig 5.20.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

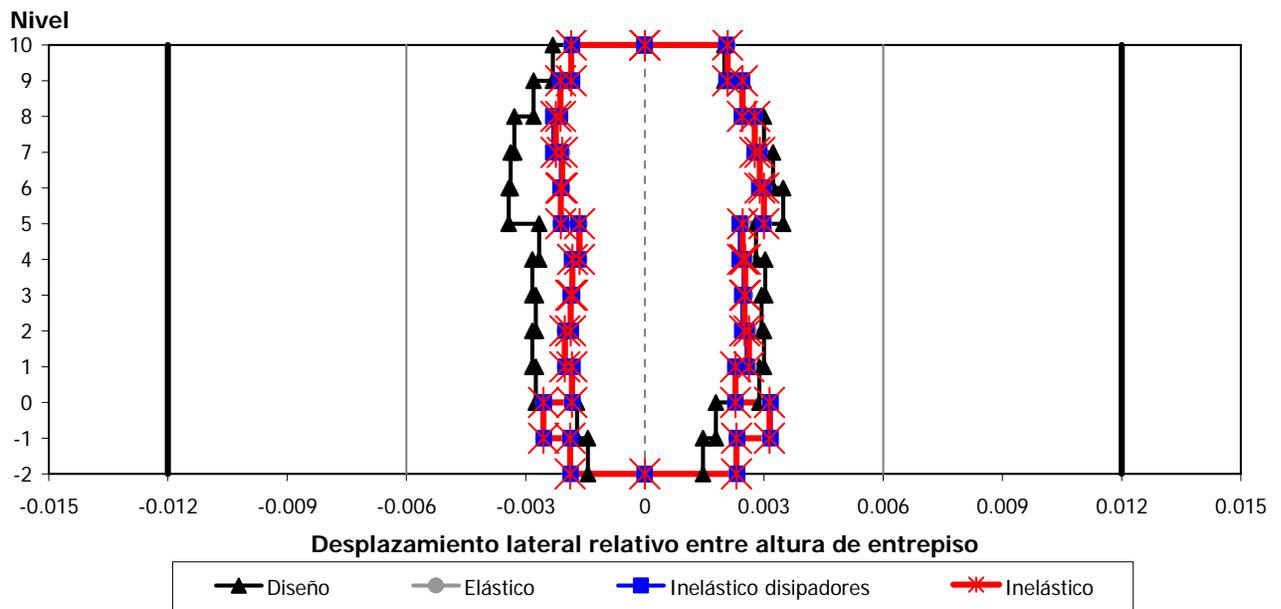


Fig 5.21.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) y análisis sísmico modal espectral (diseño), caso E (el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso)

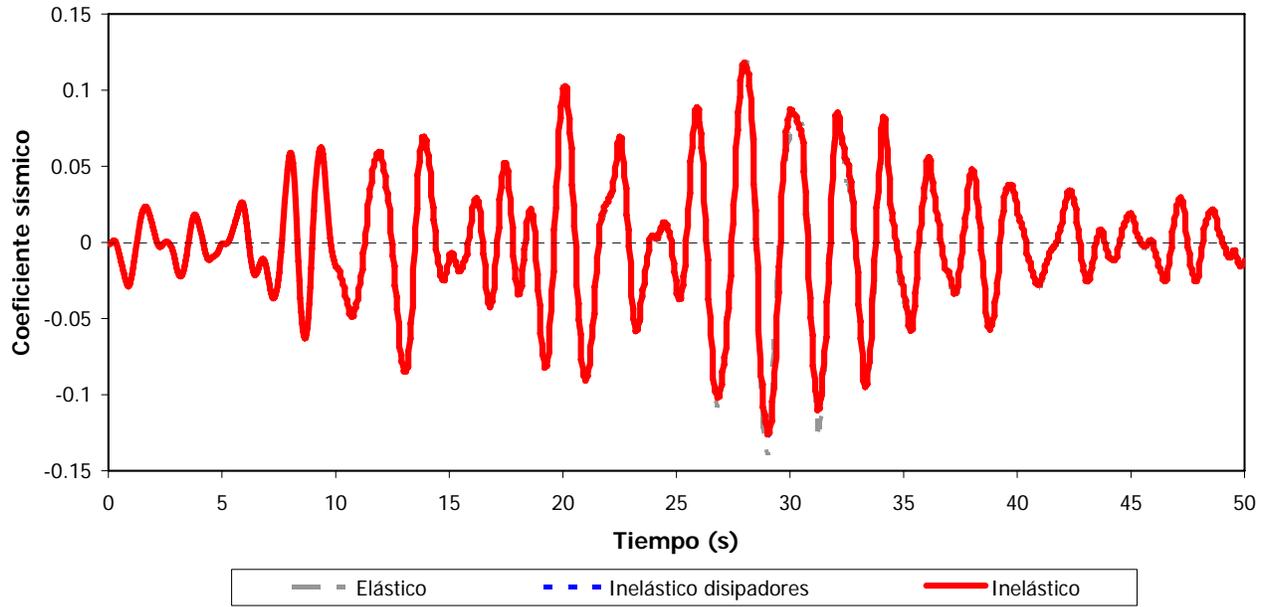


Fig 5.22.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

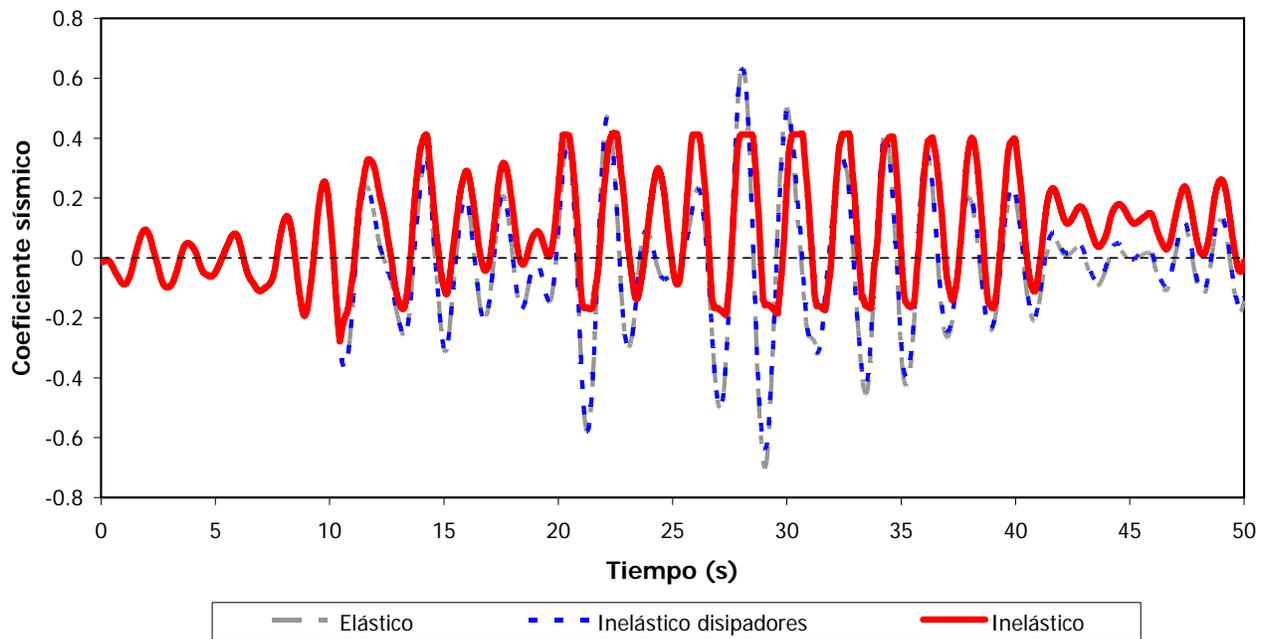


Fig 5.23.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

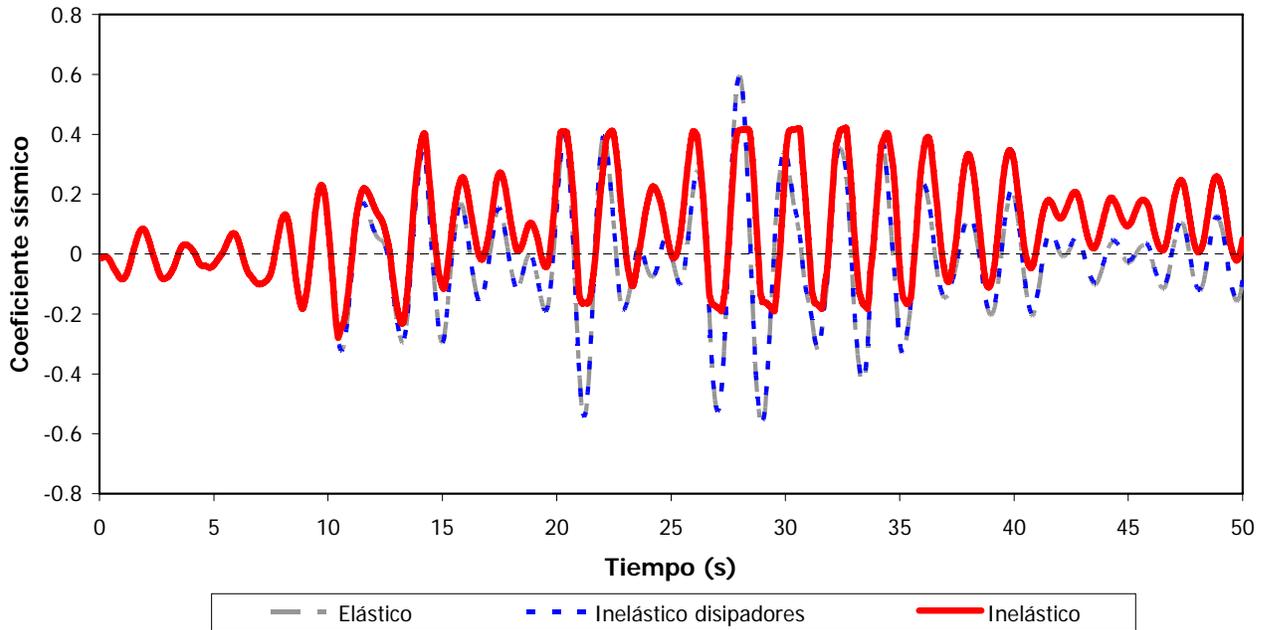


Fig 5.24.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

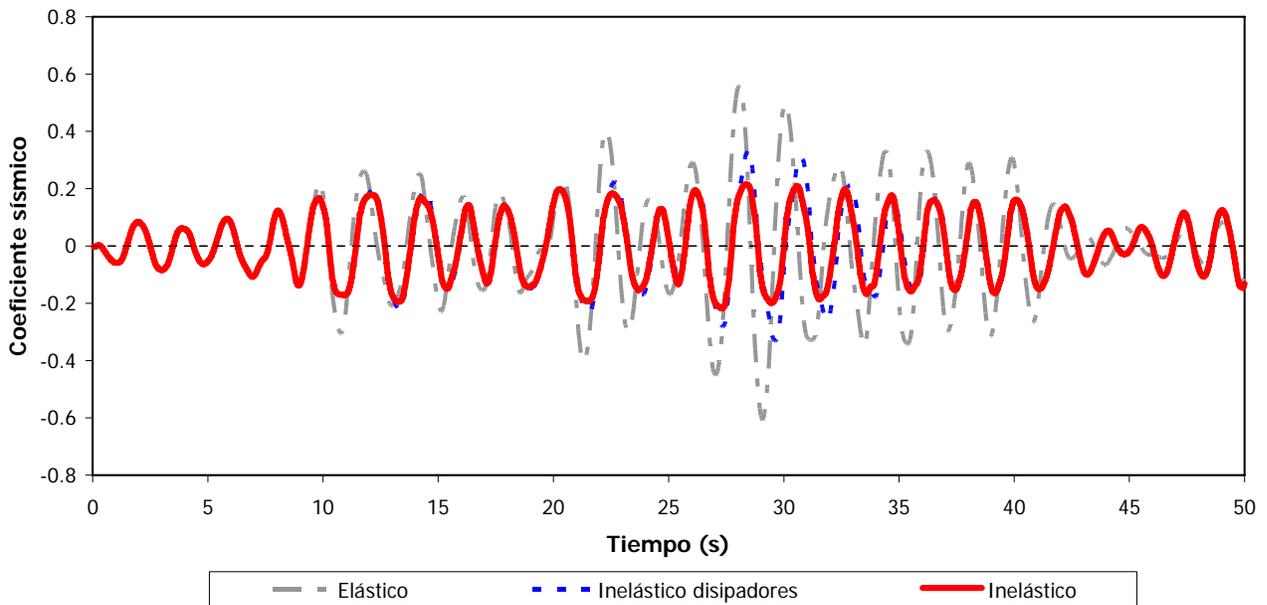


Fig 5.25.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

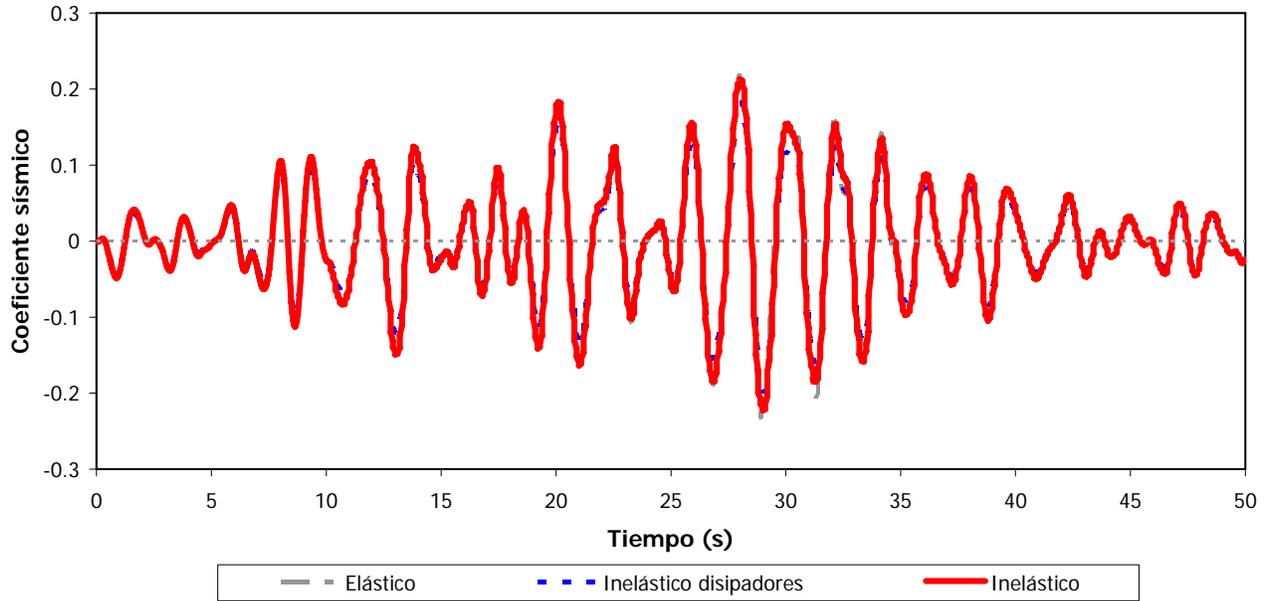


Fig 5.26.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

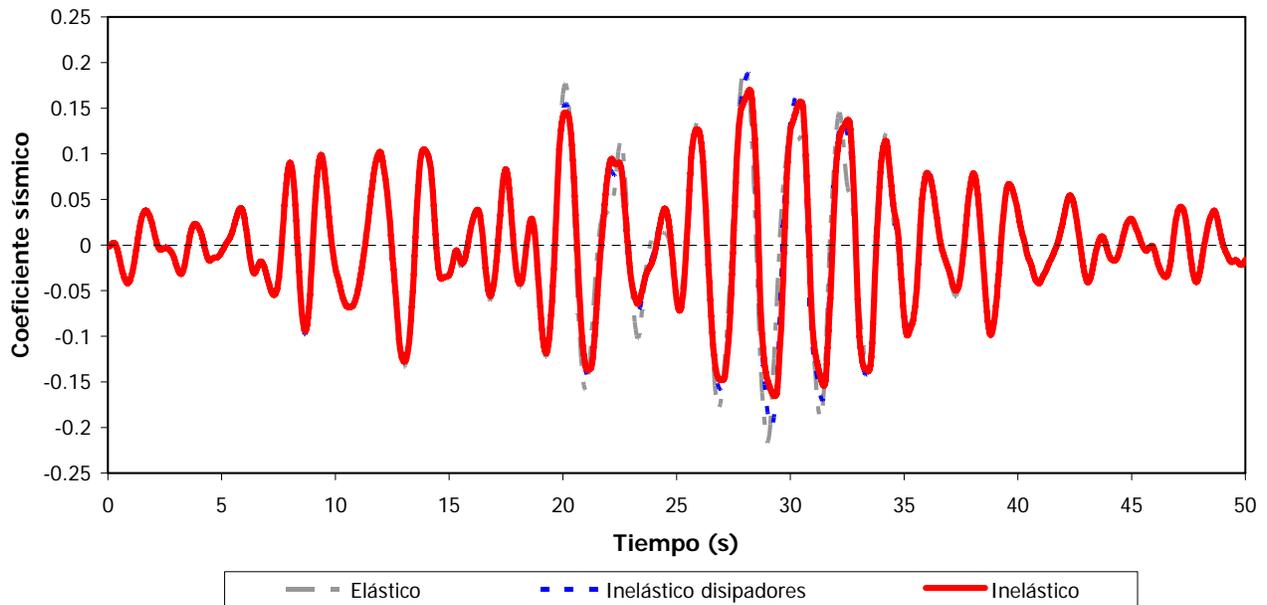


Fig 5.27.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

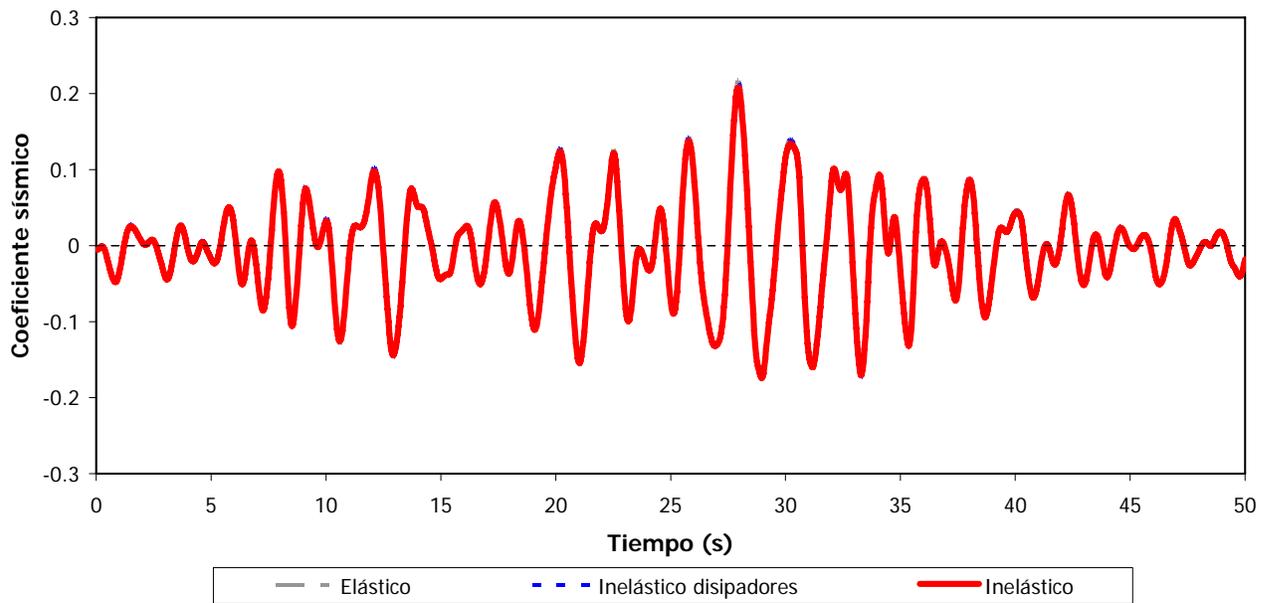


Fig 5.28.- Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

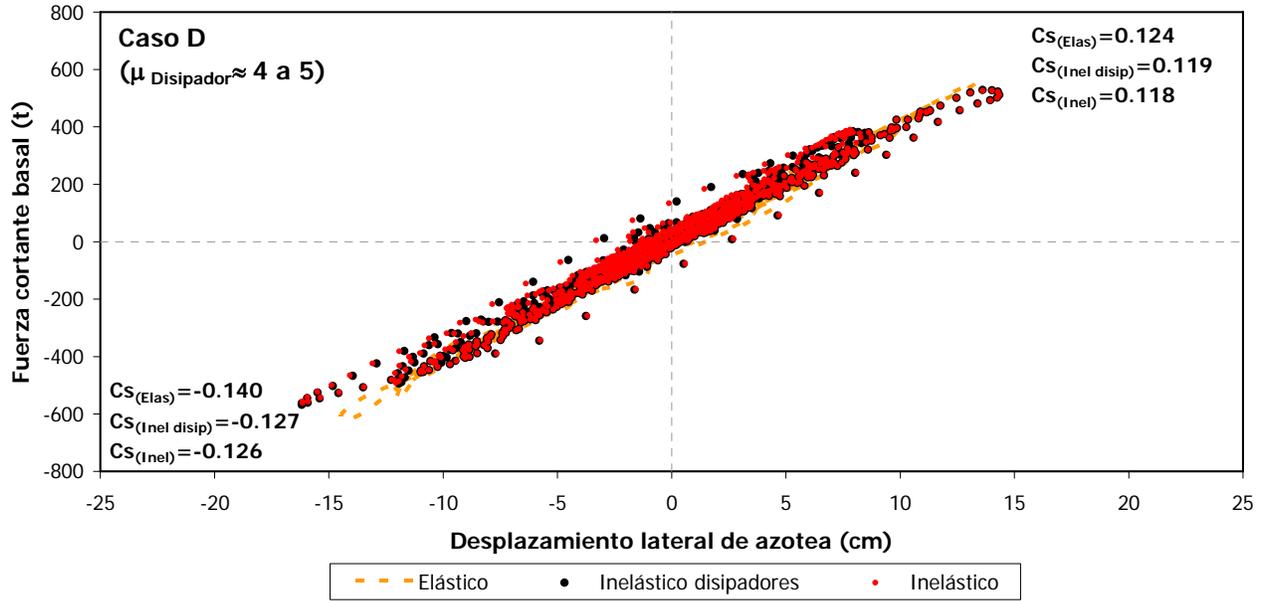


Fig 5.29.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A de 9 niveles, comportamientos elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso D

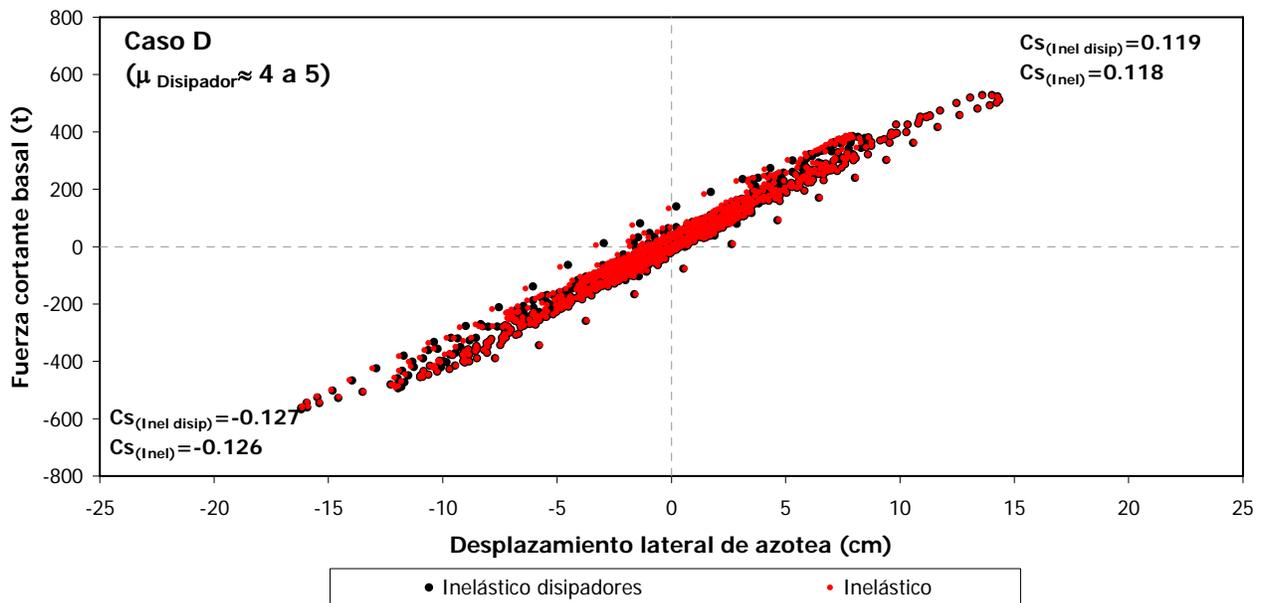


Fig 5.30.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A de 9 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso D

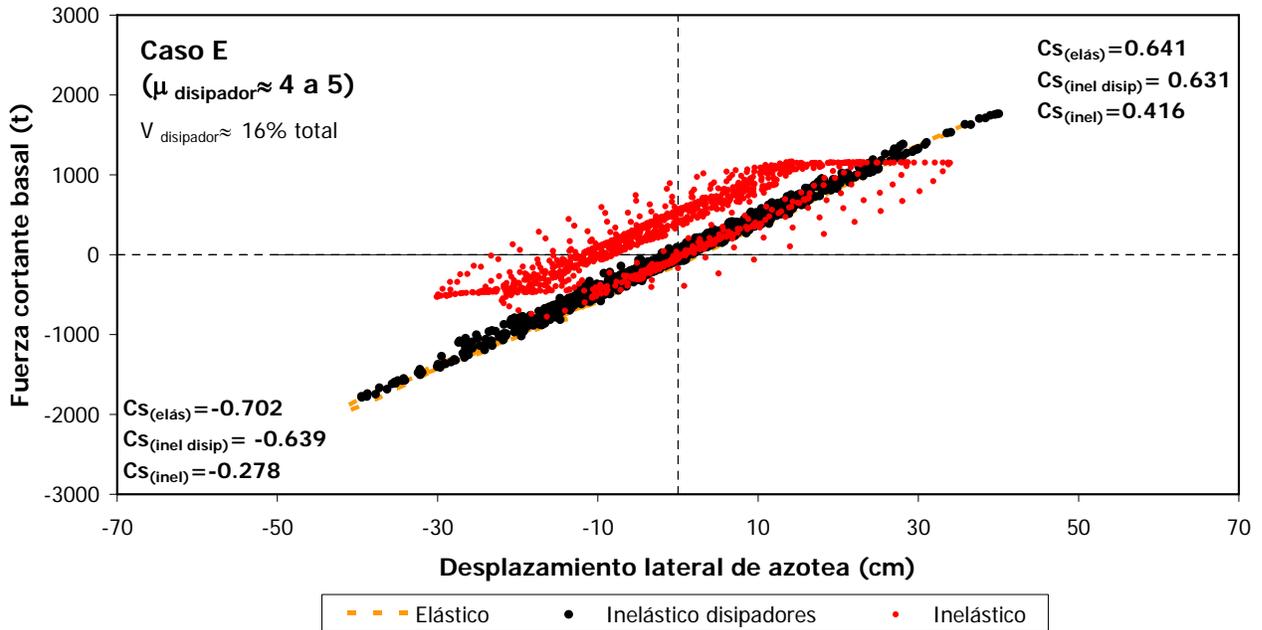


Fig 5.31.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A de 9 niveles, comportamientos elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

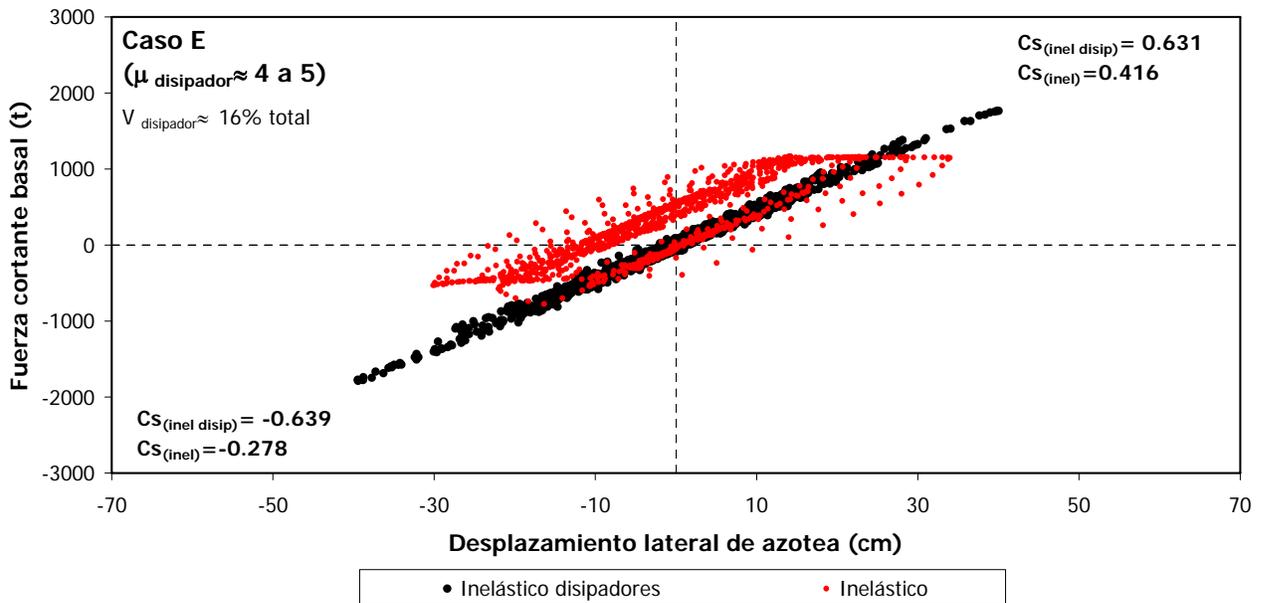


Fig 5.32.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A de 9 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

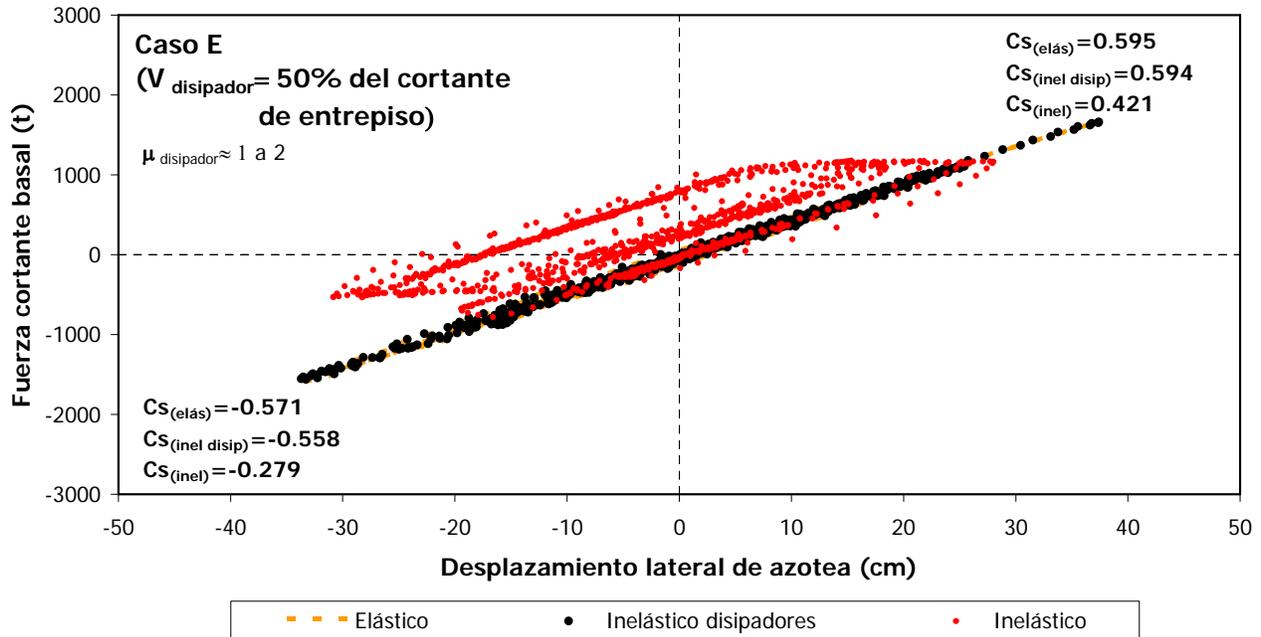


Fig 5.33.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 9 niveles, comportamientos elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

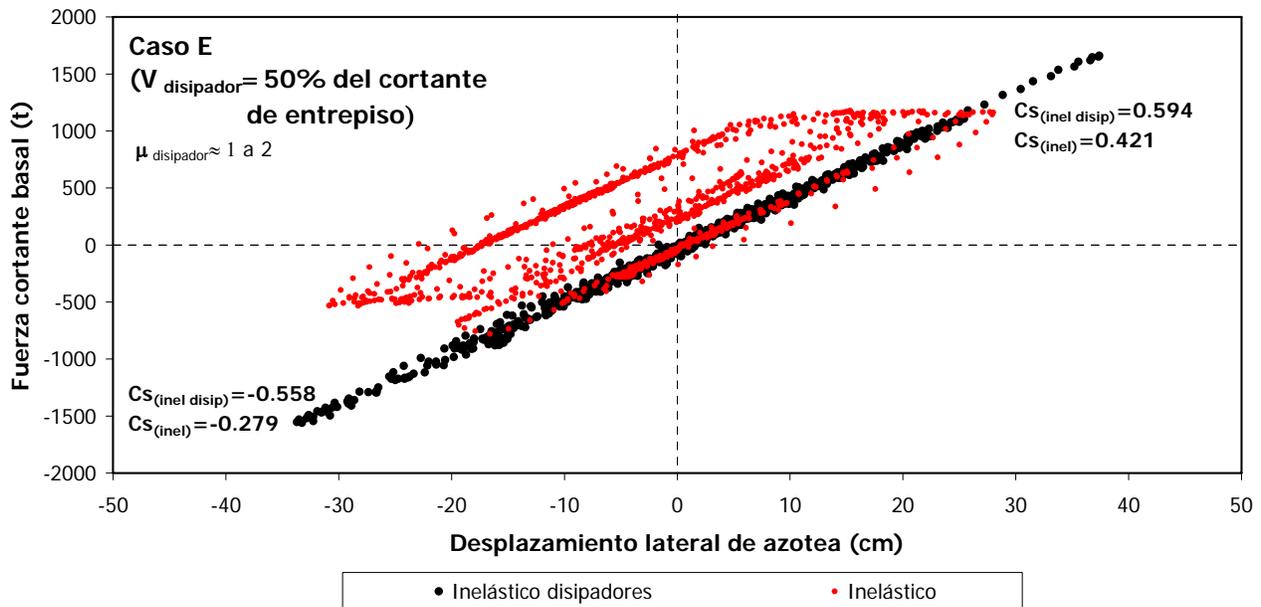


Fig 5.34.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 9 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

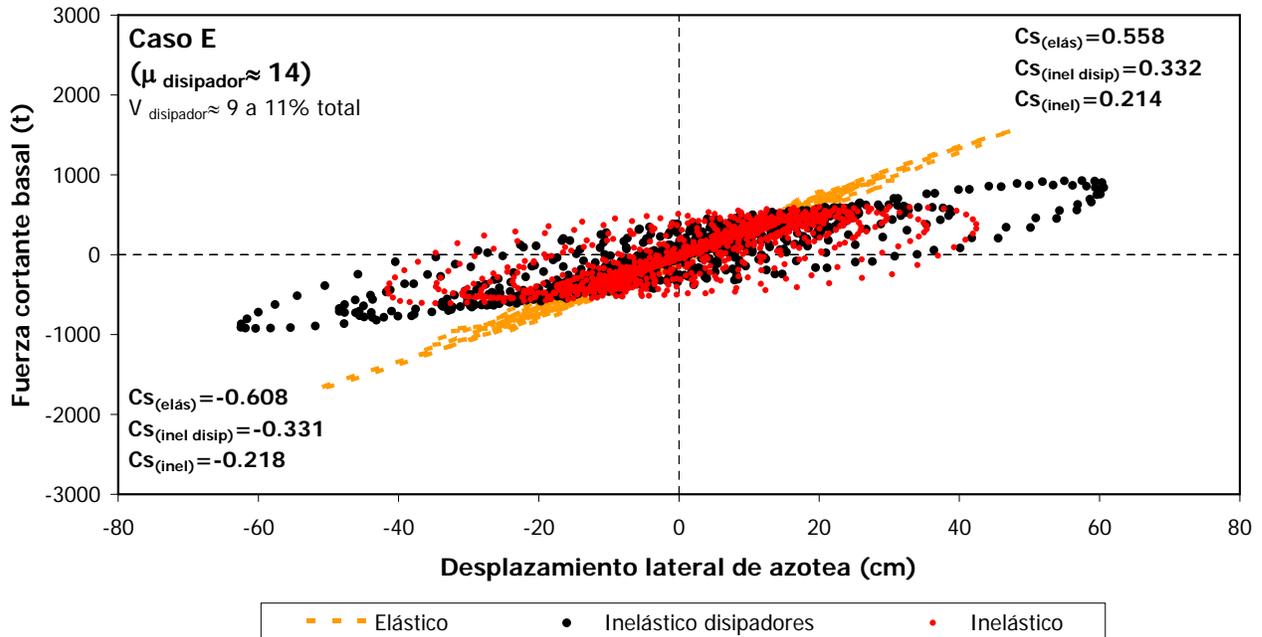


Fig 5.35.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 9 niveles, comportamientos elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

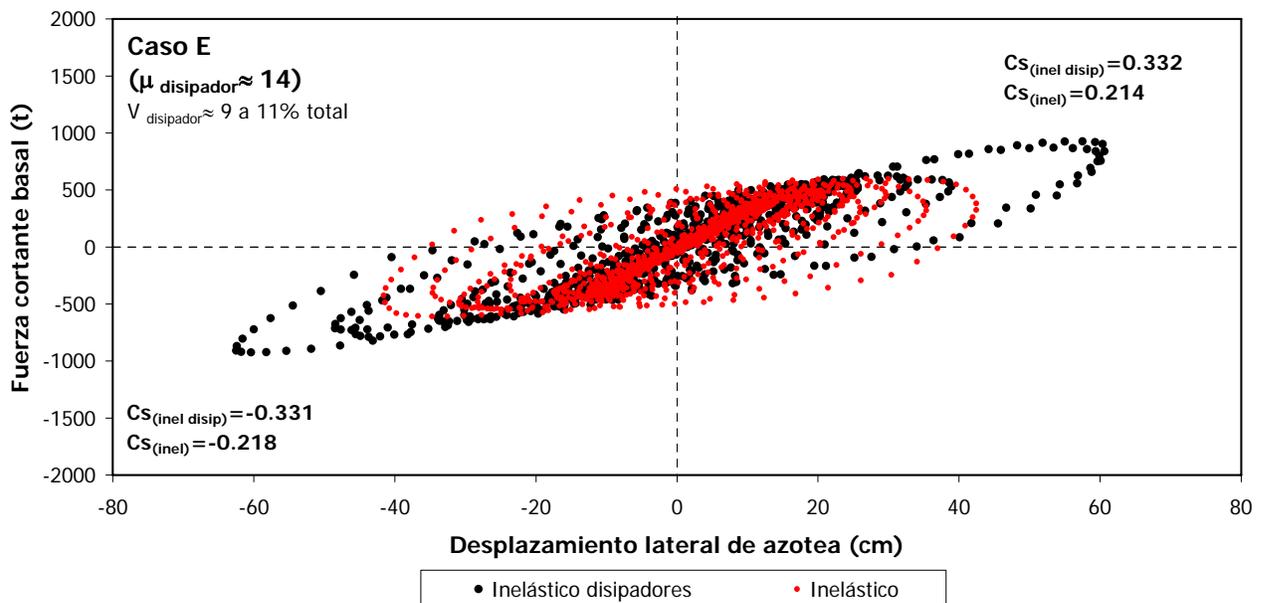


Fig 5.36.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 9 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

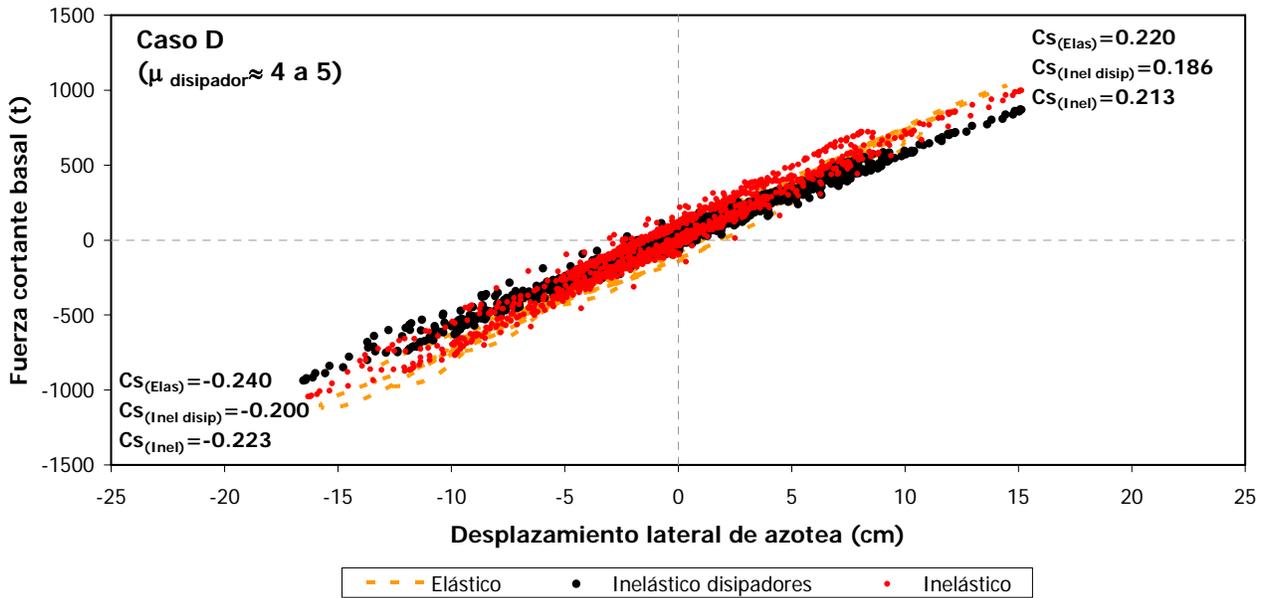


Fig 5.37.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 10 niveles, comportamientos elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso D

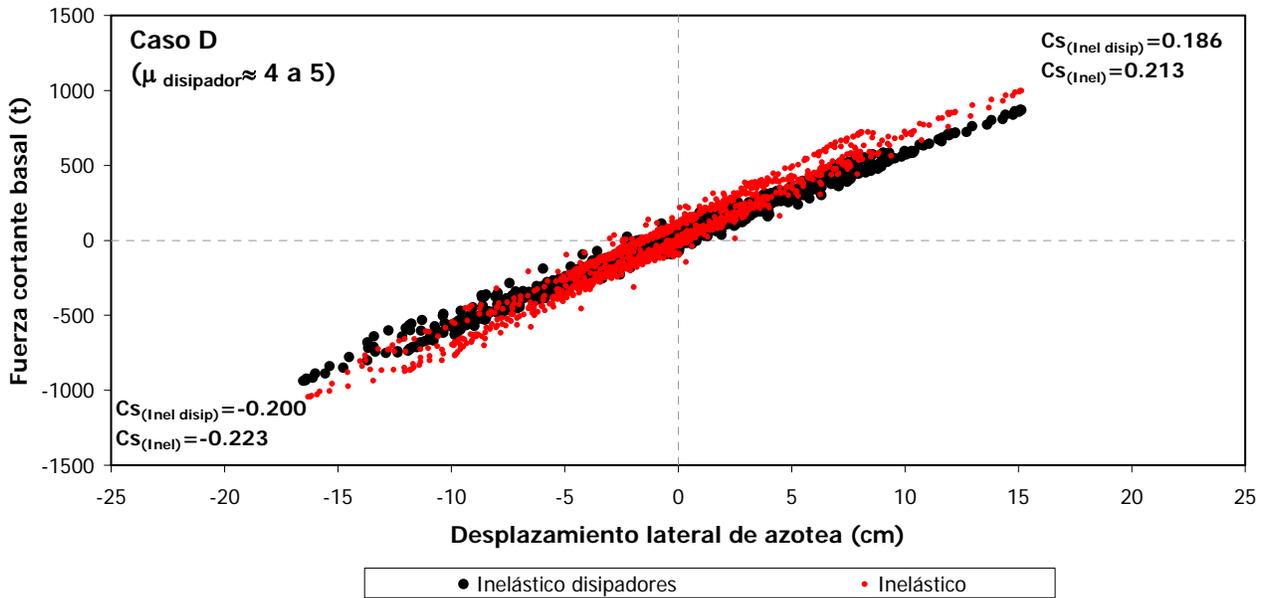


Fig 5.38.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 10 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso D

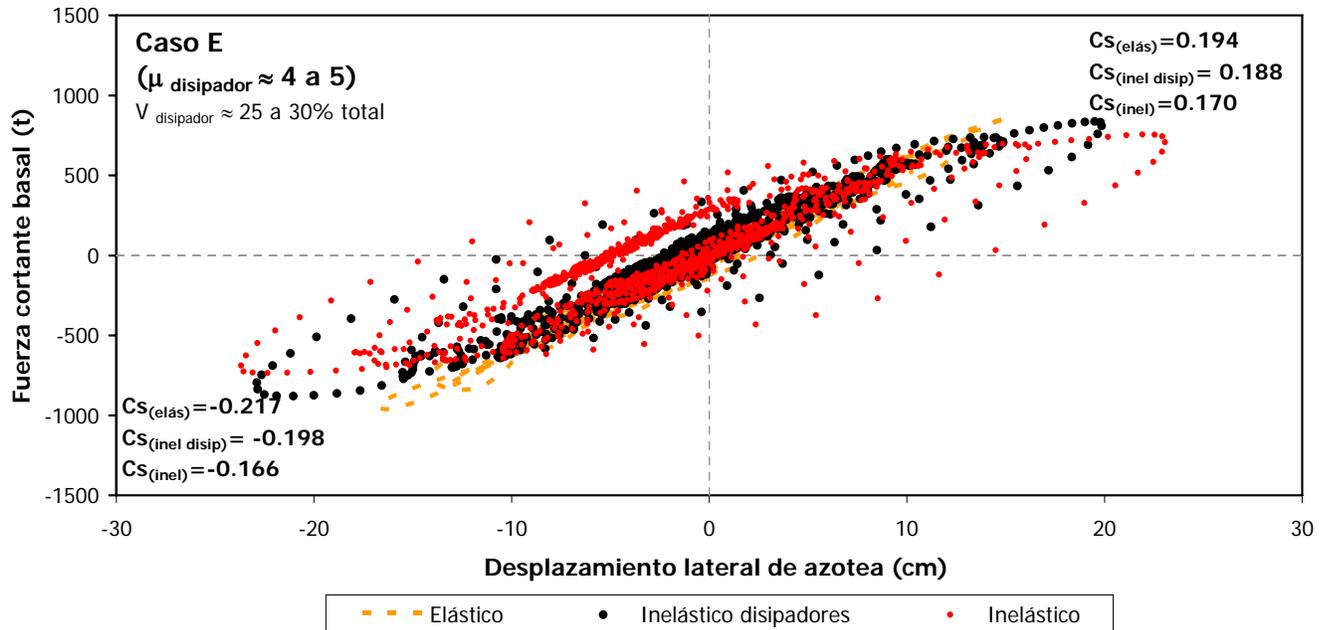


Fig 5.39.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 10 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

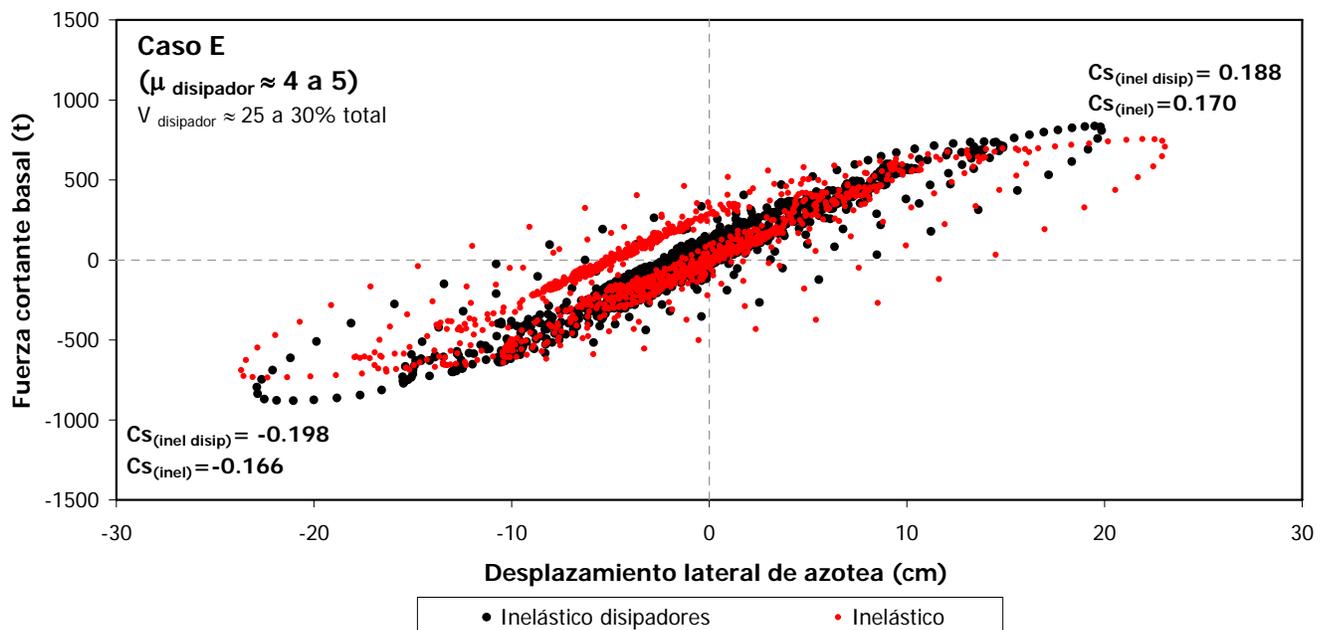


Fig 5.40.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 10 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

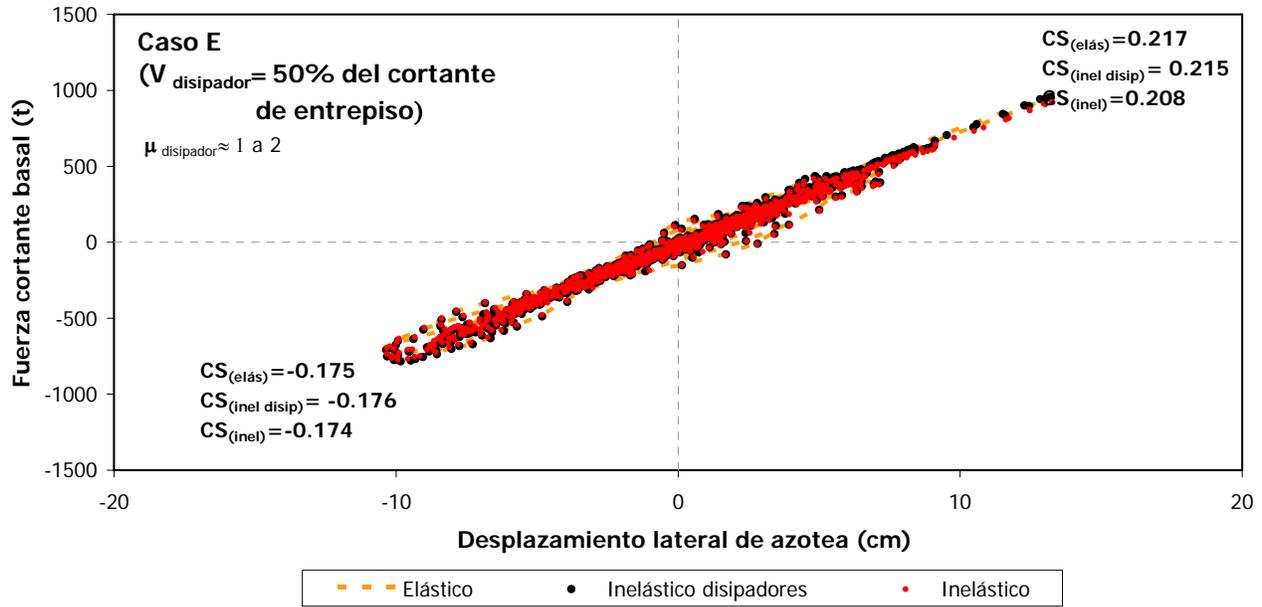


Fig 5.41.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 10 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

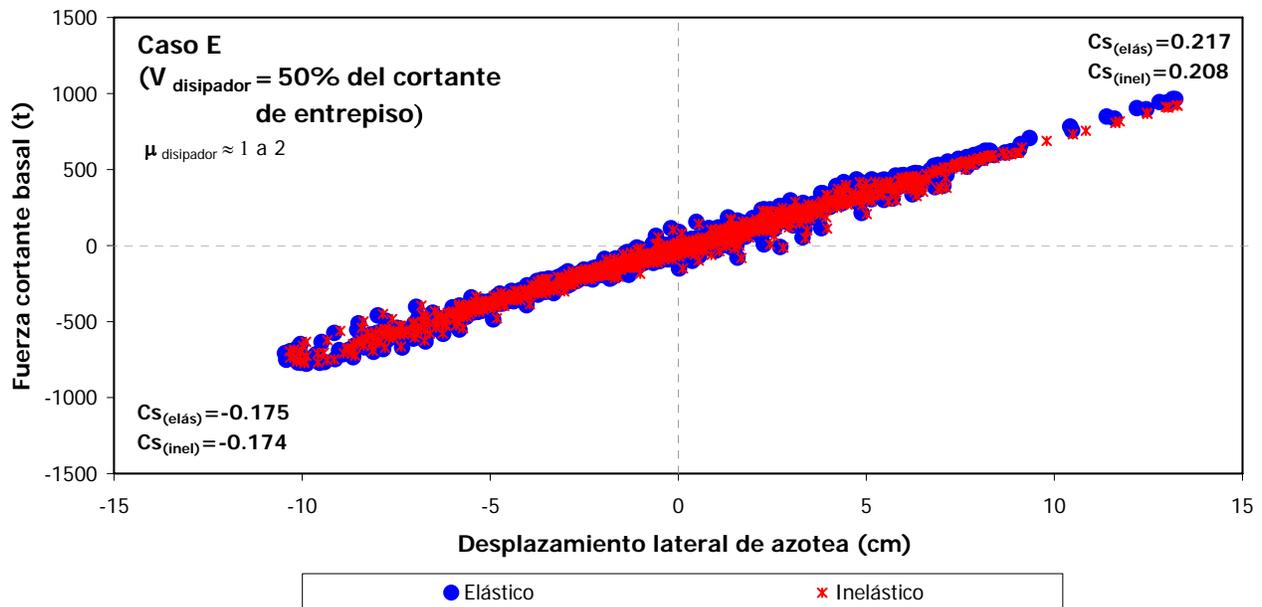


Fig 5.42.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal máximo de azotea del eje A del modelo de 10 niveles, comportamientos inelástico sólo en disipadores e inelástico, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

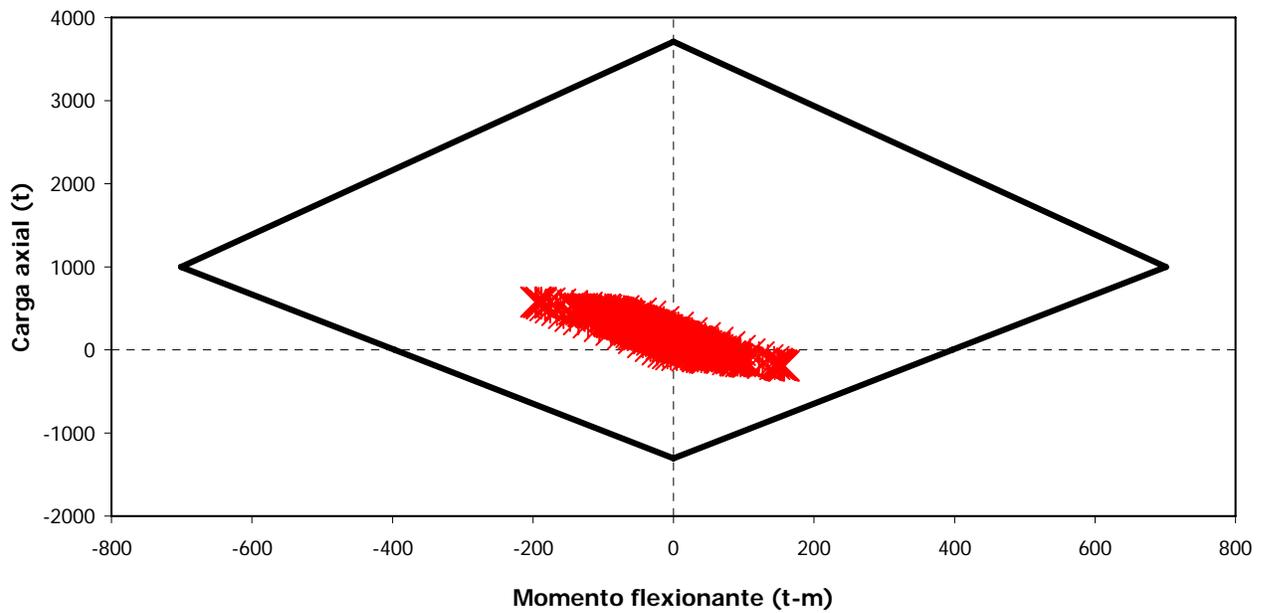


Fig 5.43.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 9 niveles, caso D

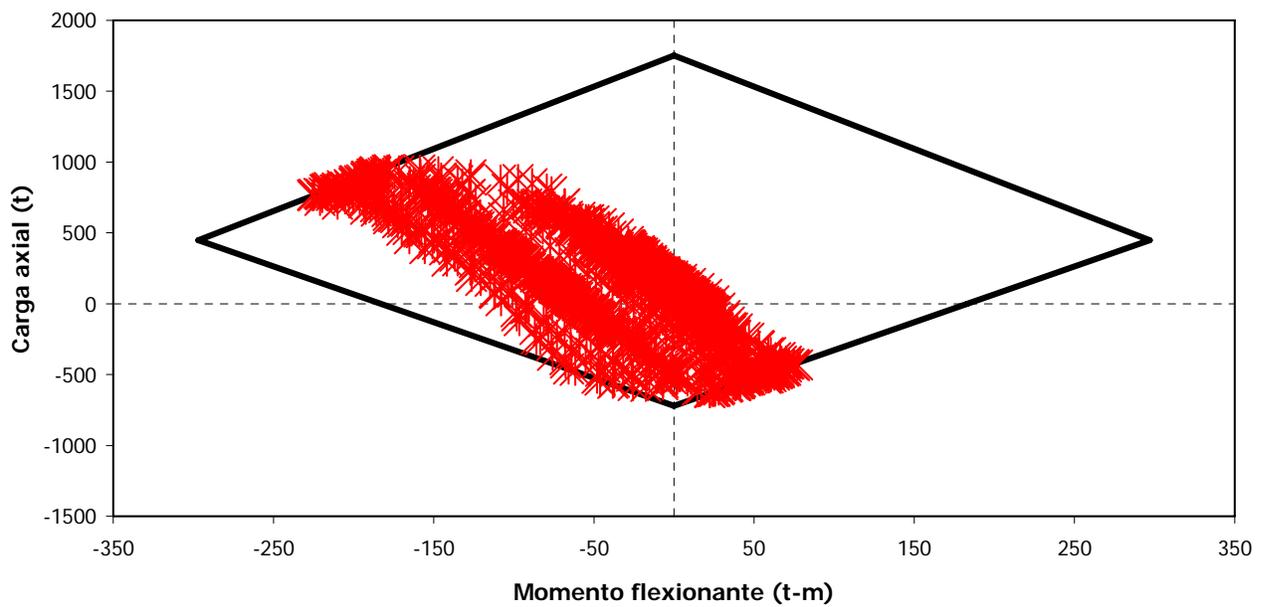


Fig 5.44.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 9 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

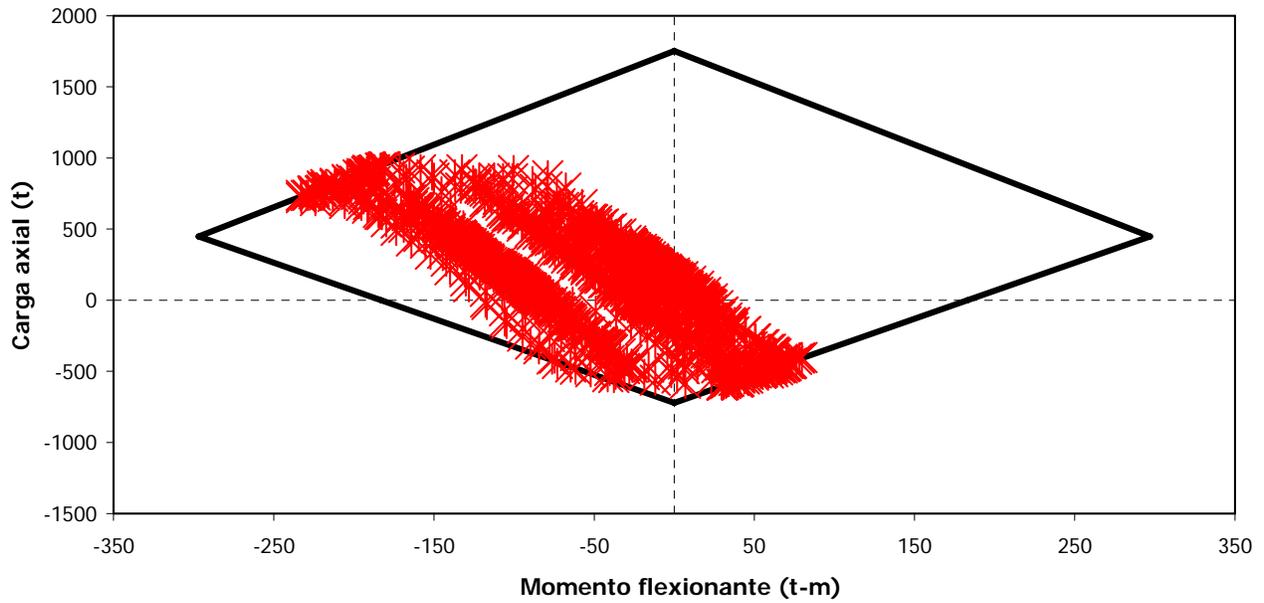


Fig 5.45.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 9 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

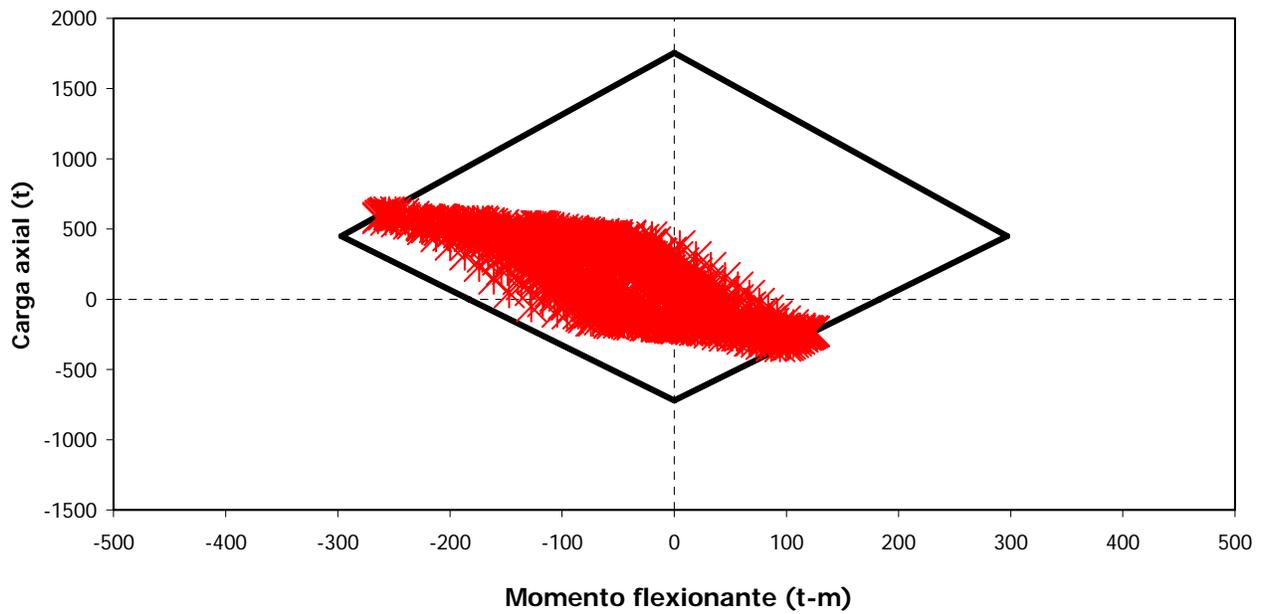


Fig 5.46.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 9 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

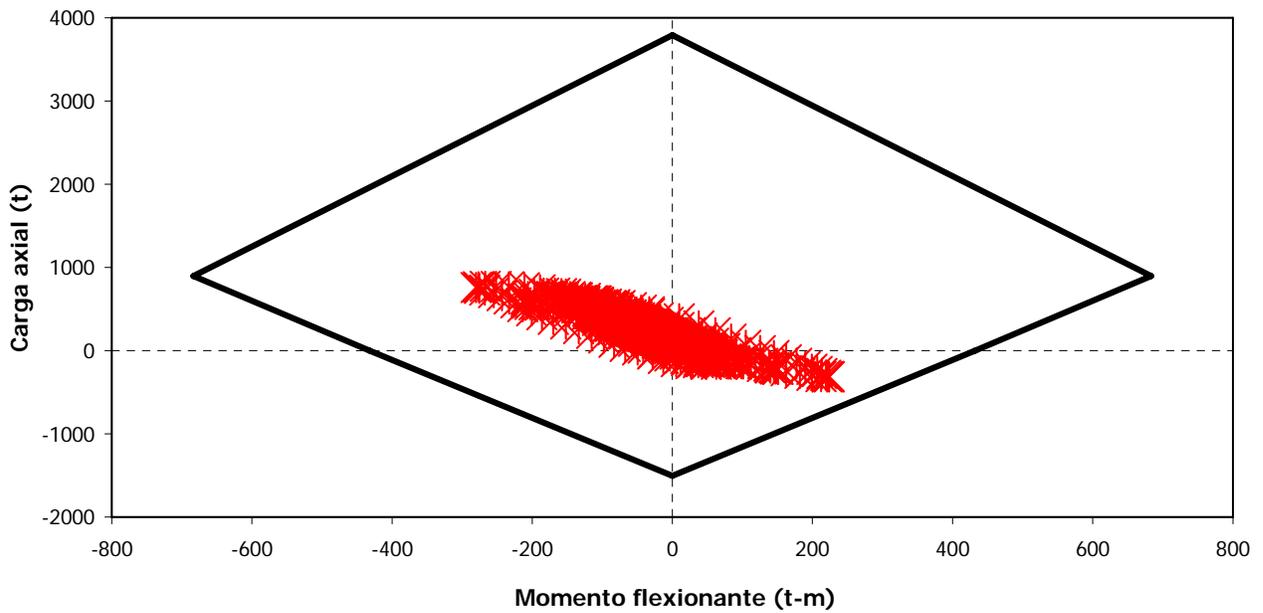


Fig 5.47.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A de 10 niveles, caso D

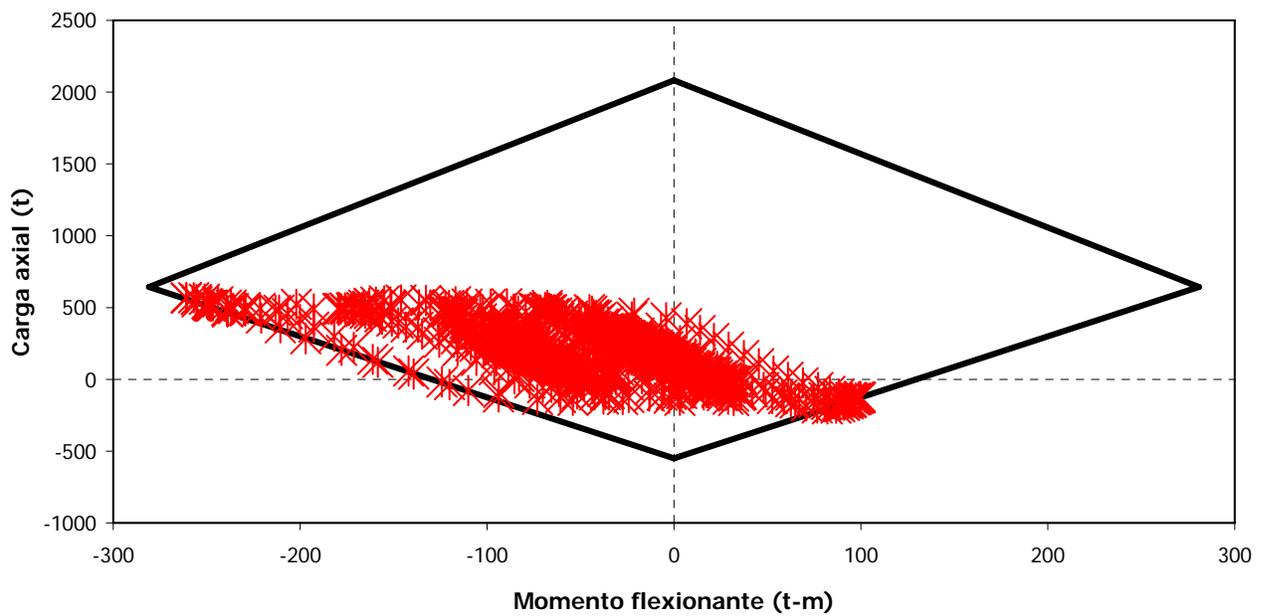


Fig 5.48.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A de 10 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

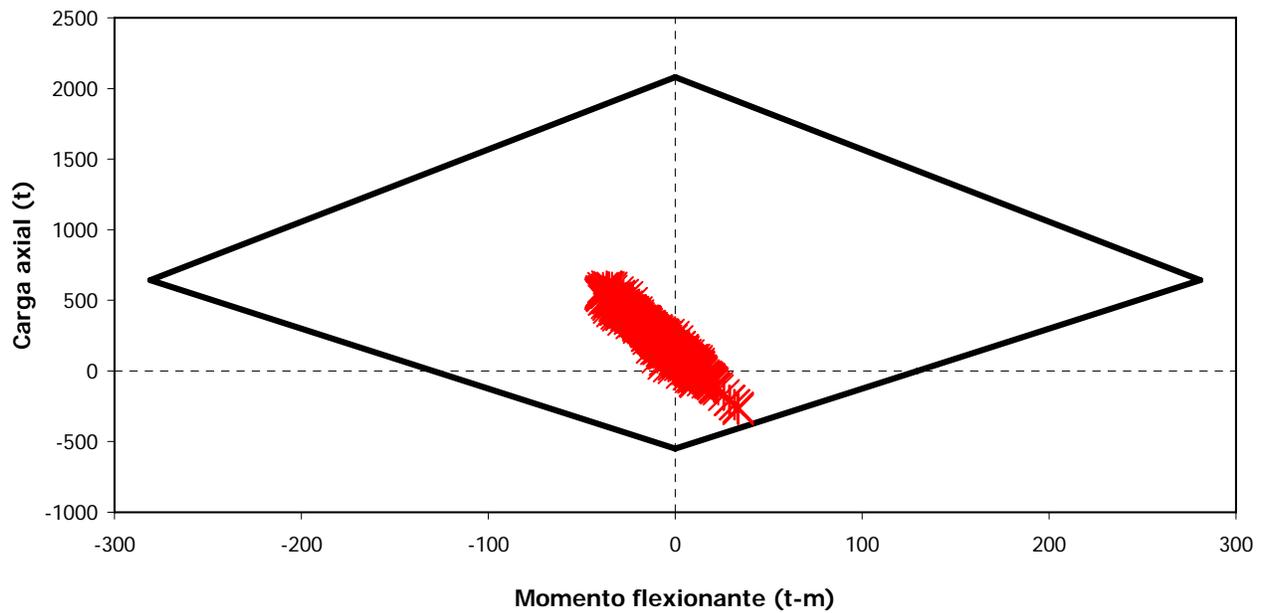


Fig 5.49.- Combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A de 10 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

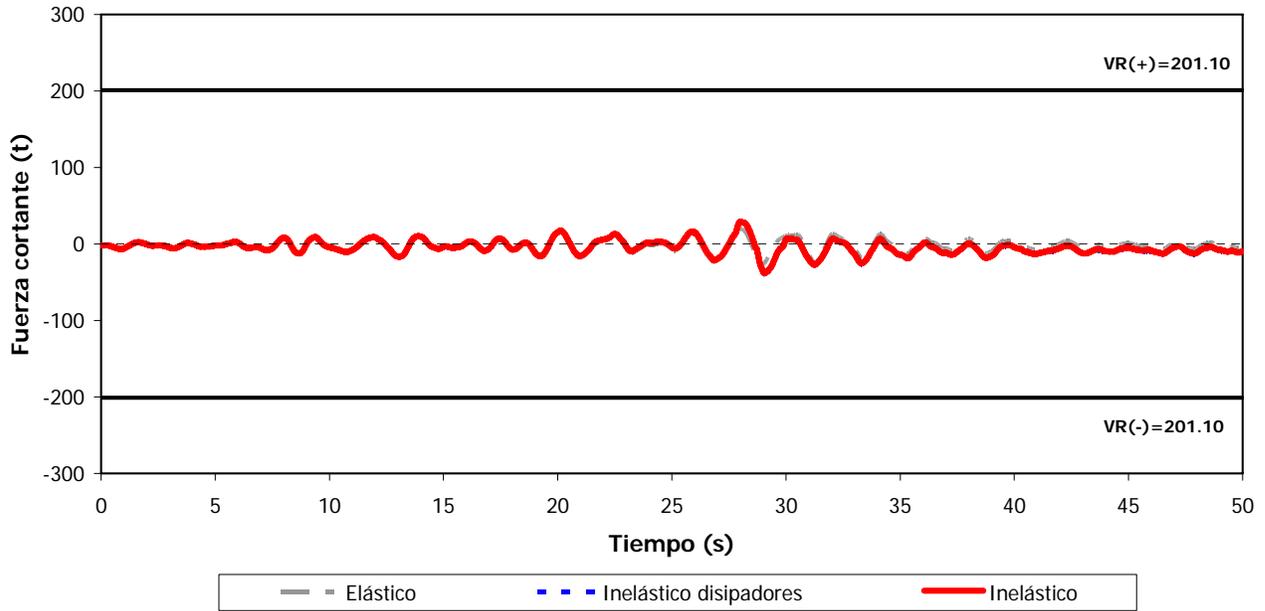


Fig 5.50.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

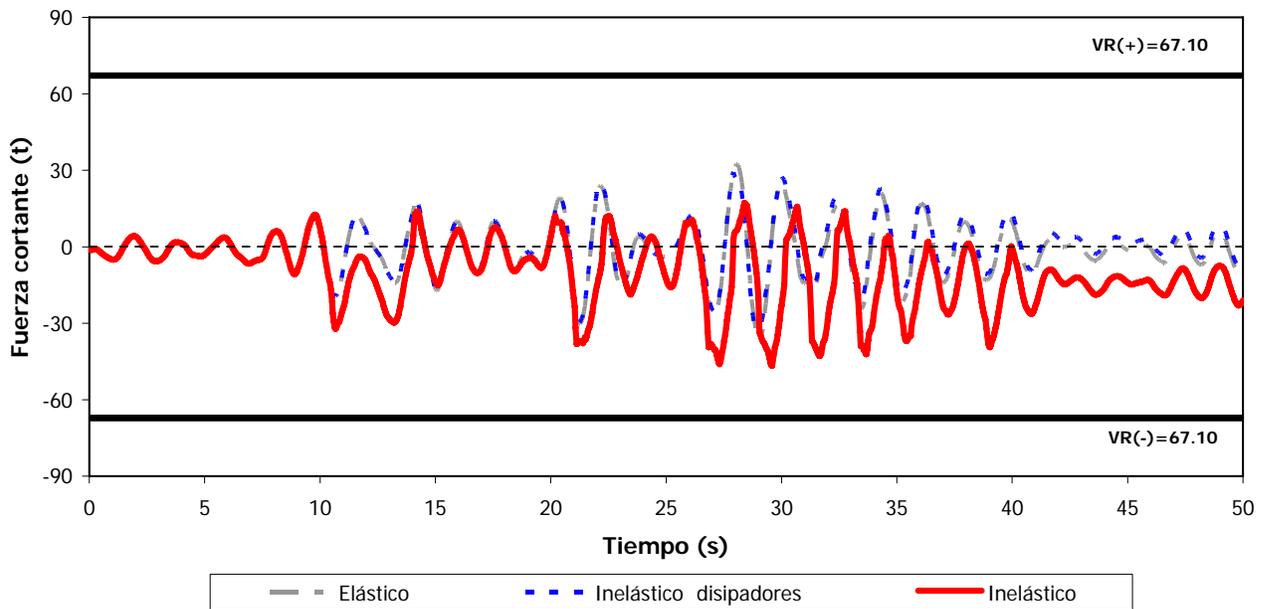


Fig 5.51.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

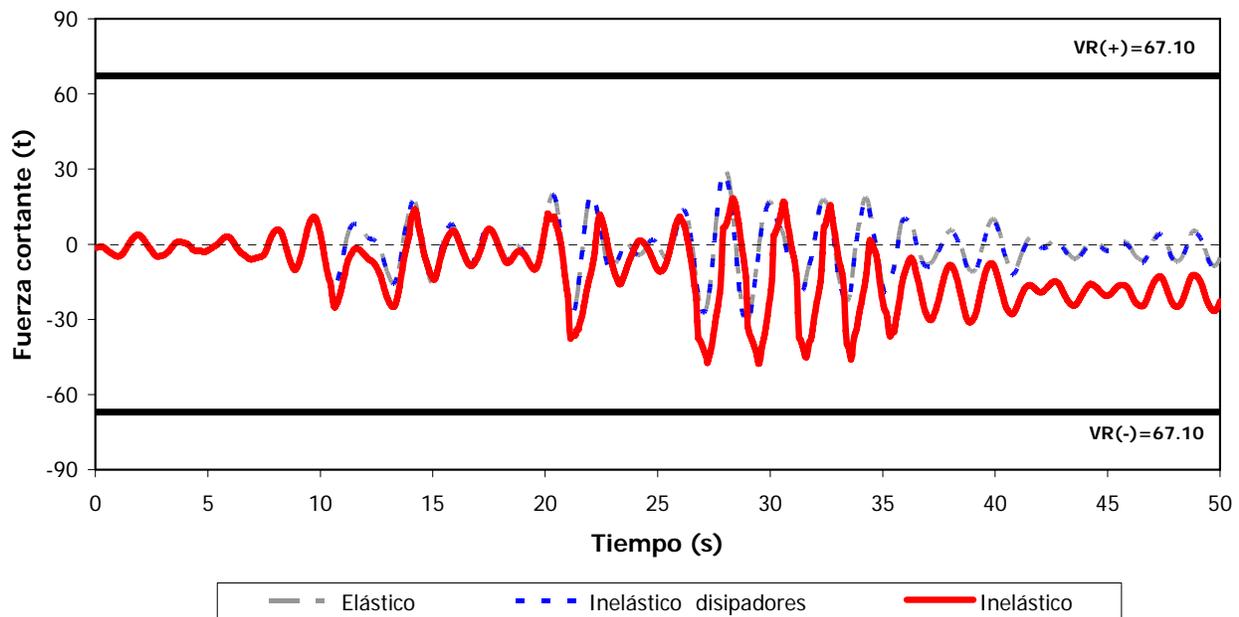


Fig 5.52.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

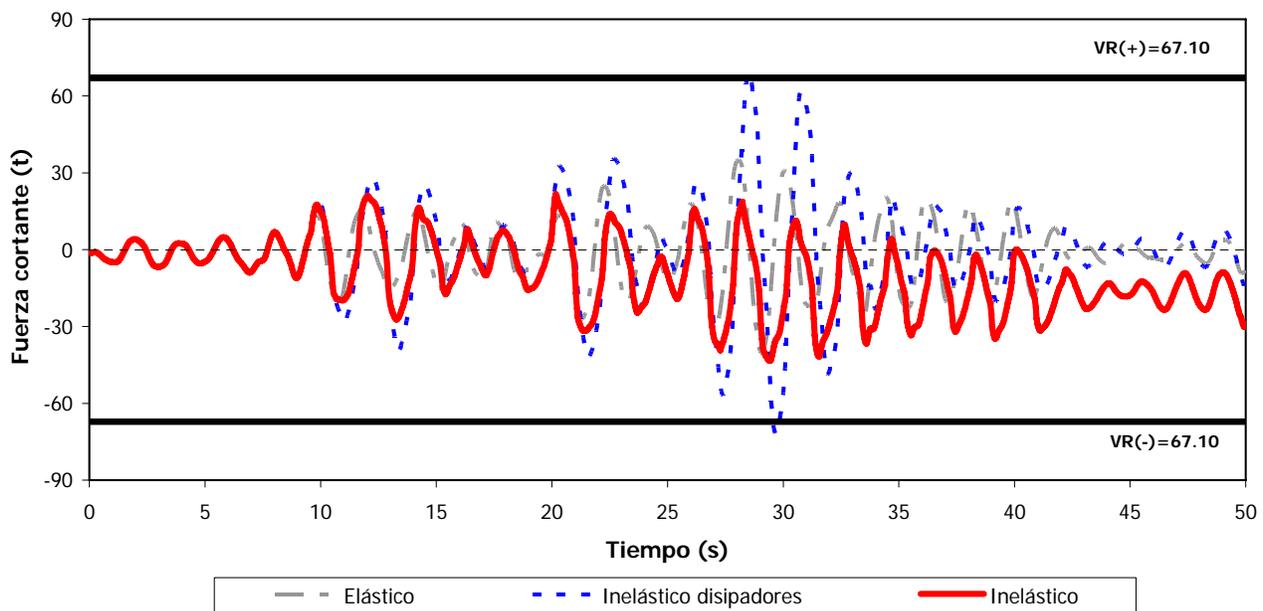


Fig 5.53.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

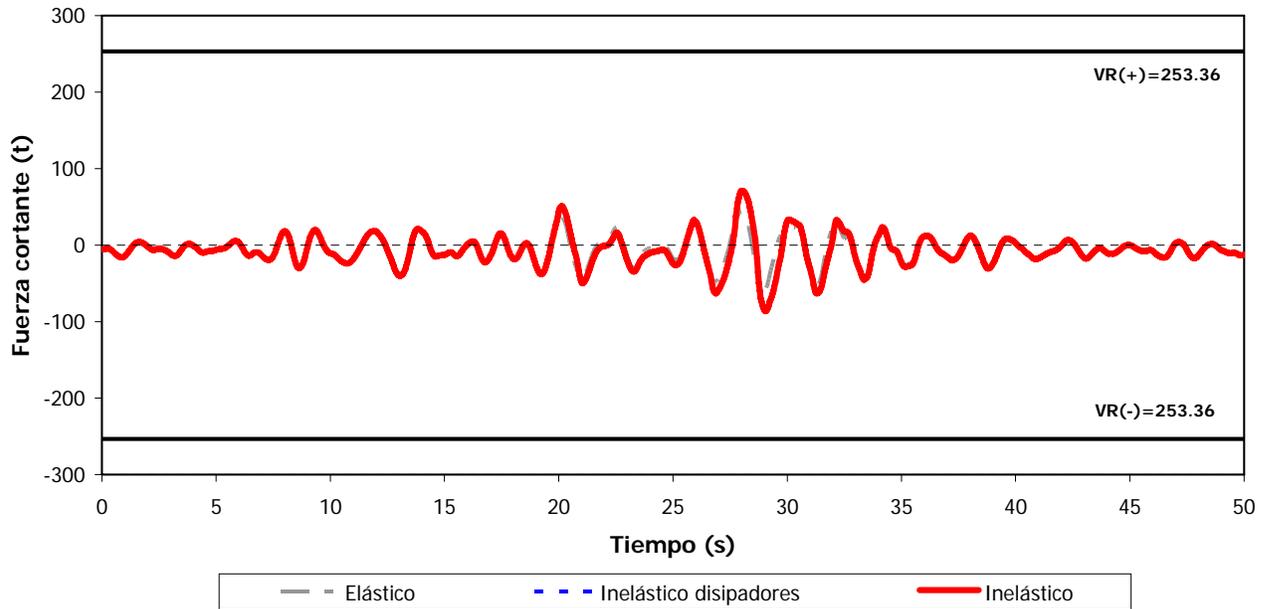


Fig 5.54.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

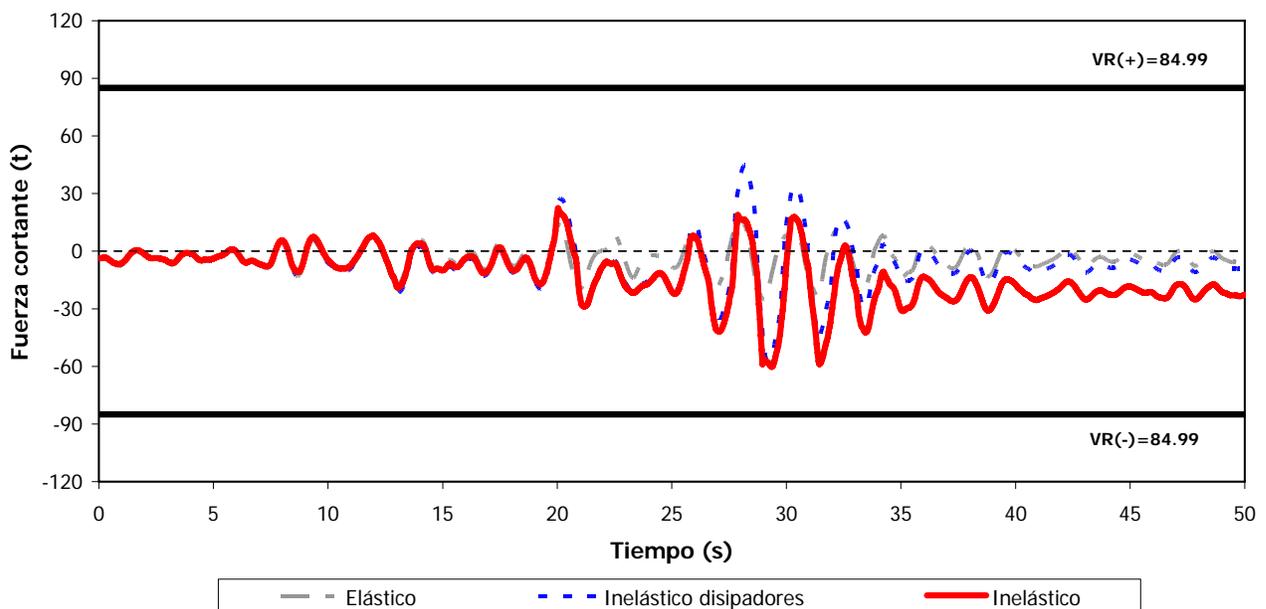


Fig 5.55.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 10 de PB del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

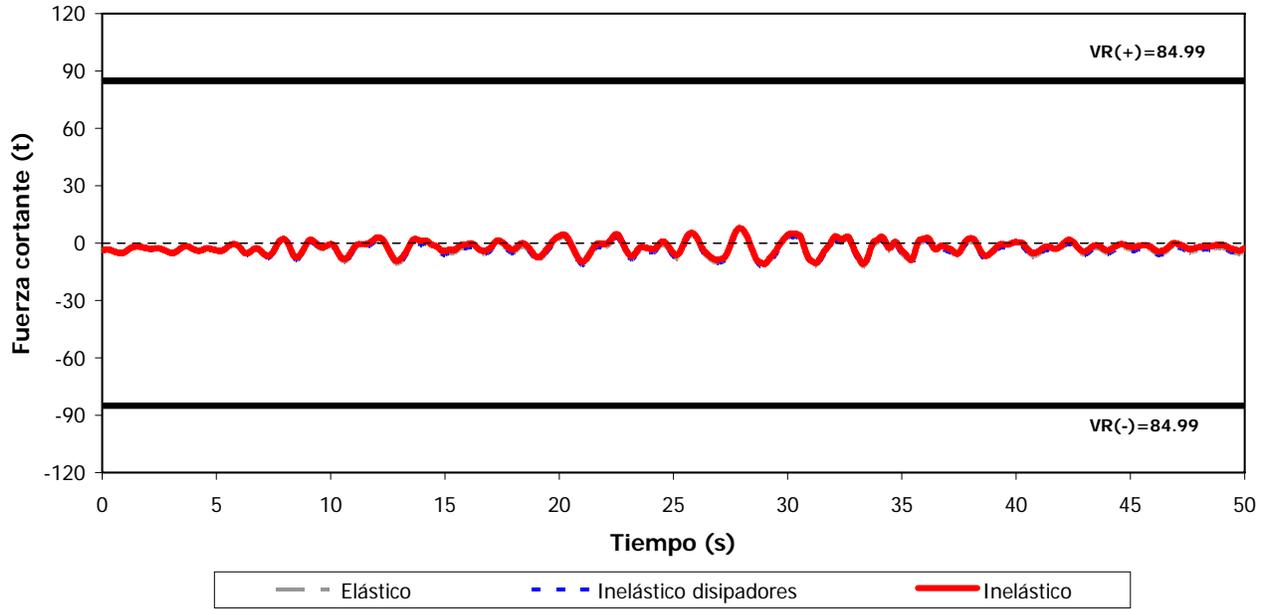


Fig 5.56.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

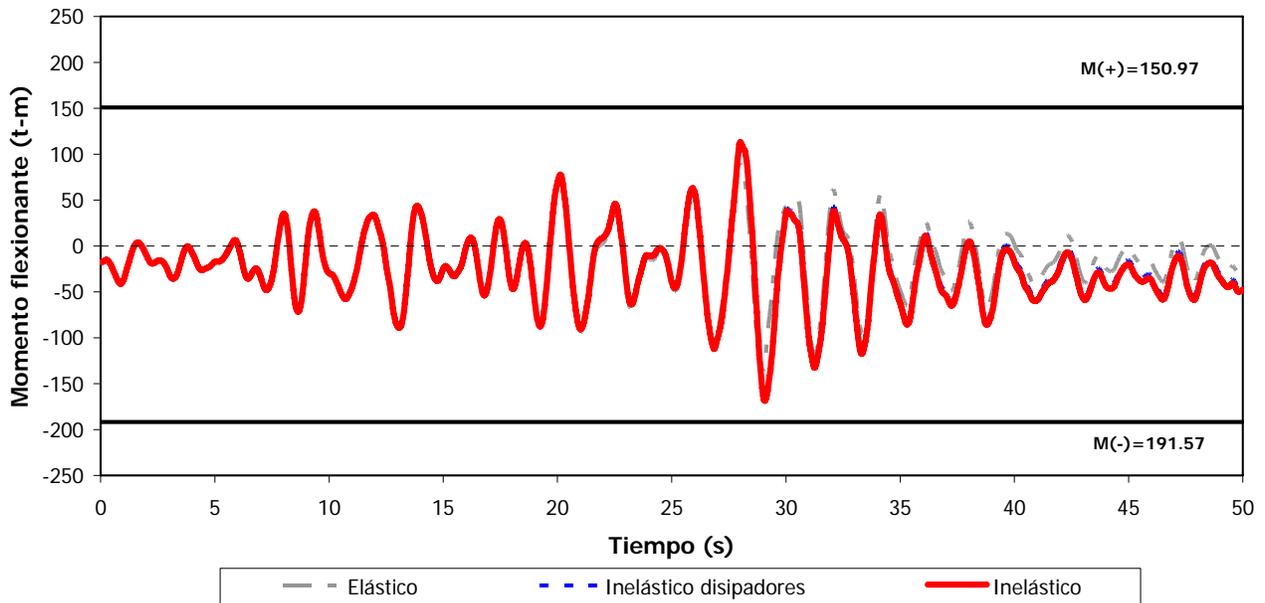


Fig 5.57.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

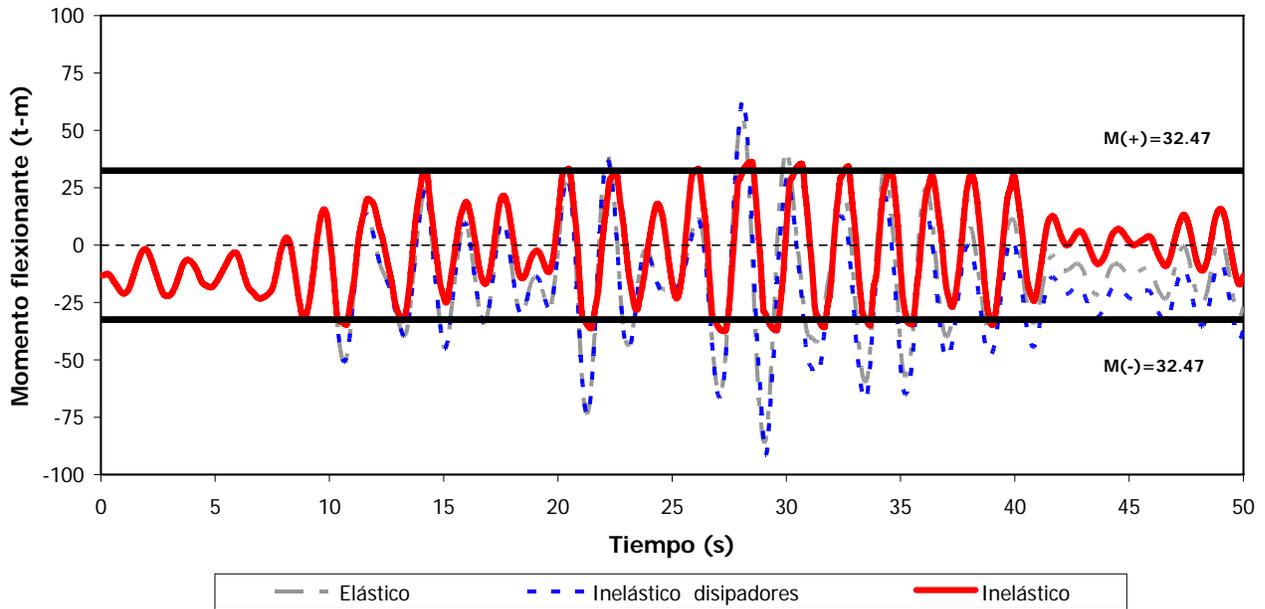


Fig 5.58.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

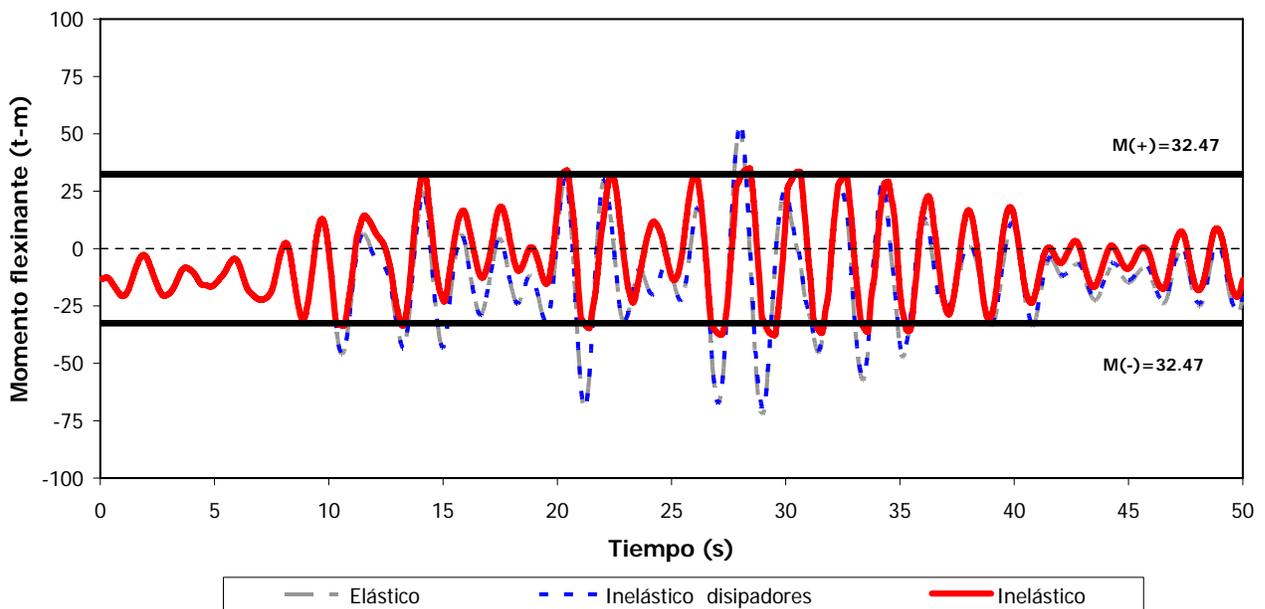


Fig 5.59.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

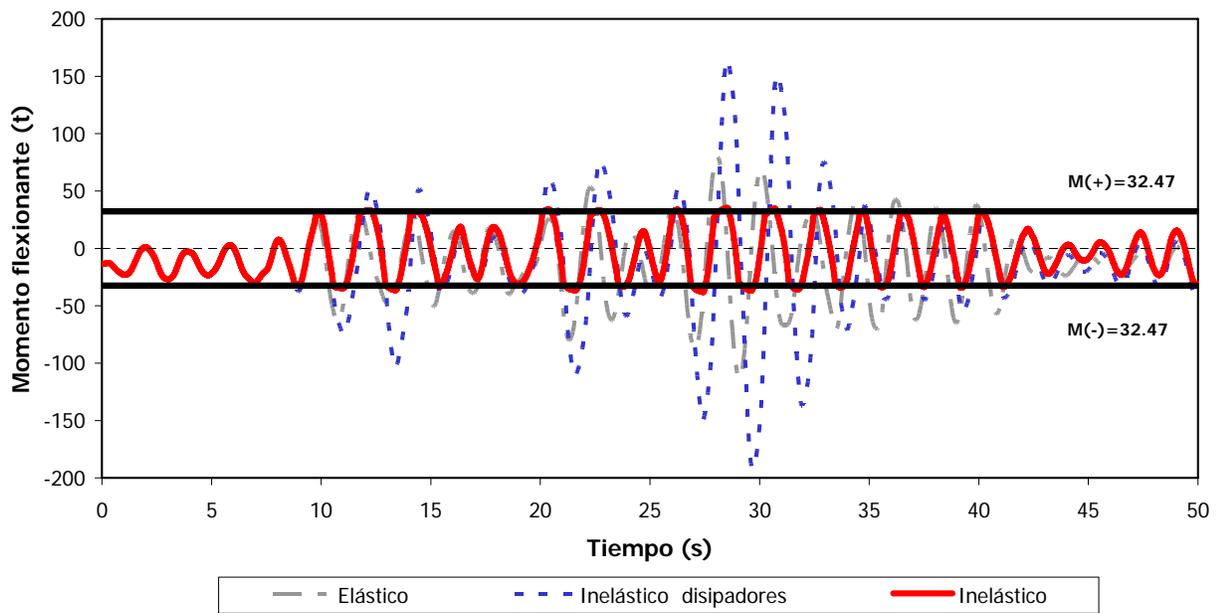


Fig 5.60.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

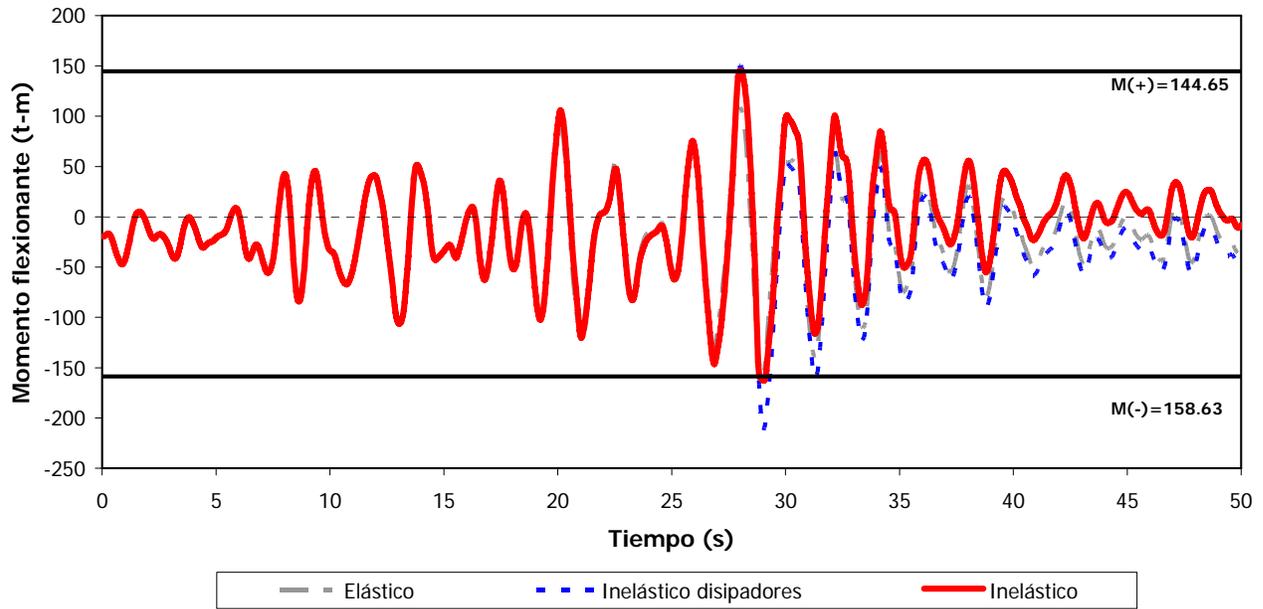


Fig 5.61.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

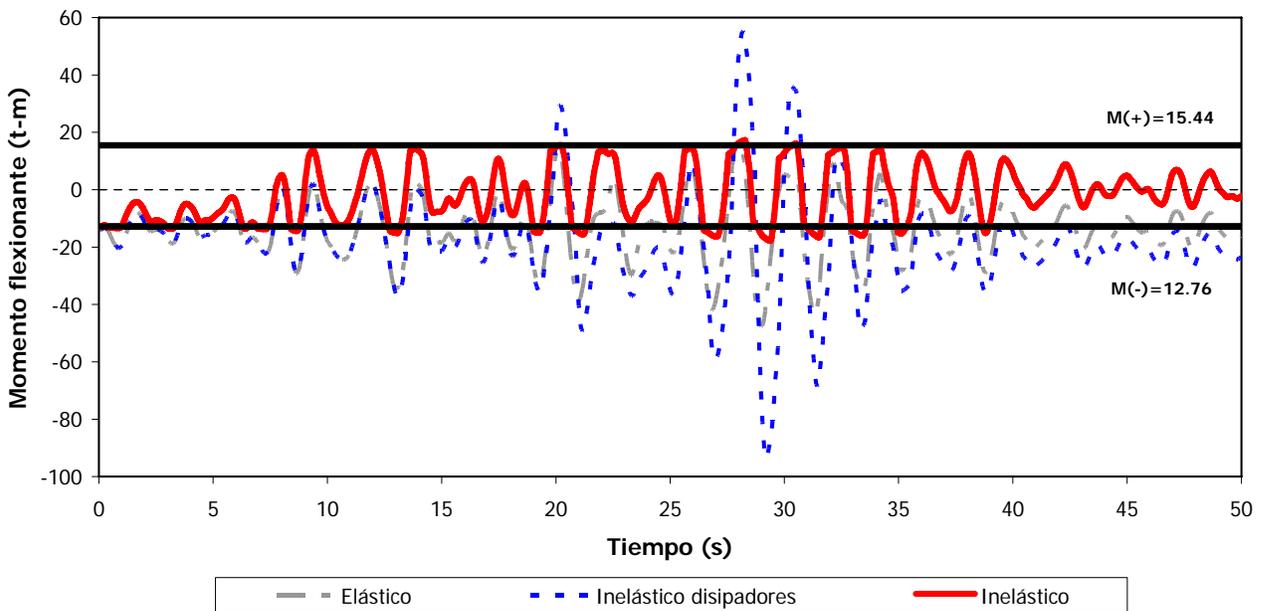


Fig 5.62.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

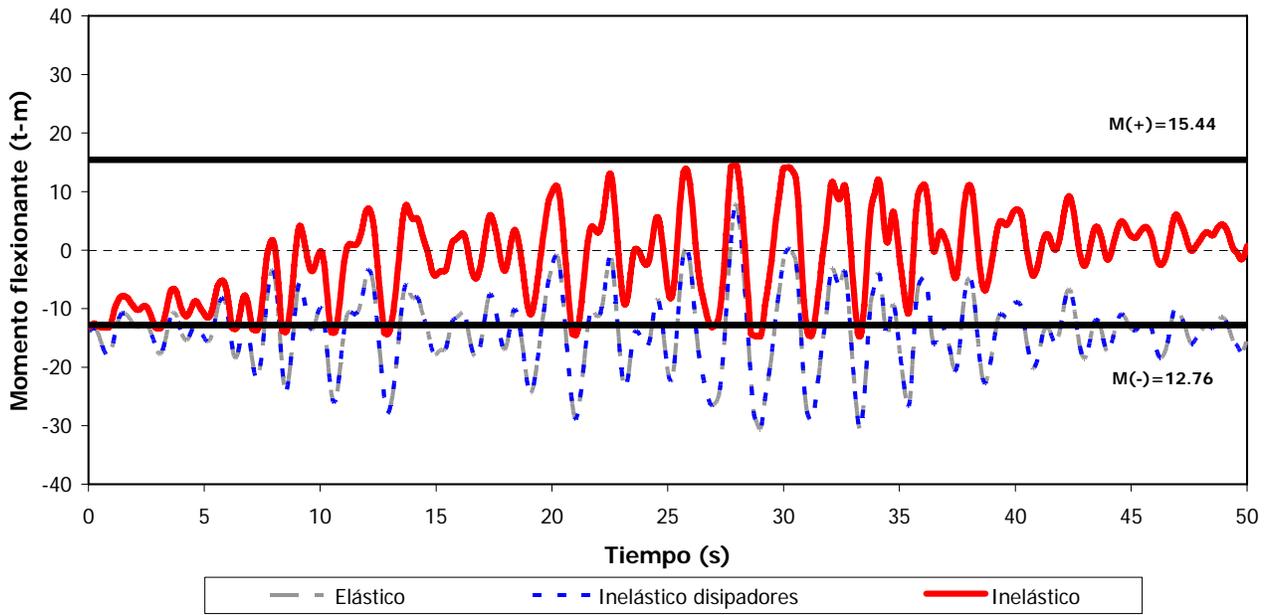


Fig 5.63.- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

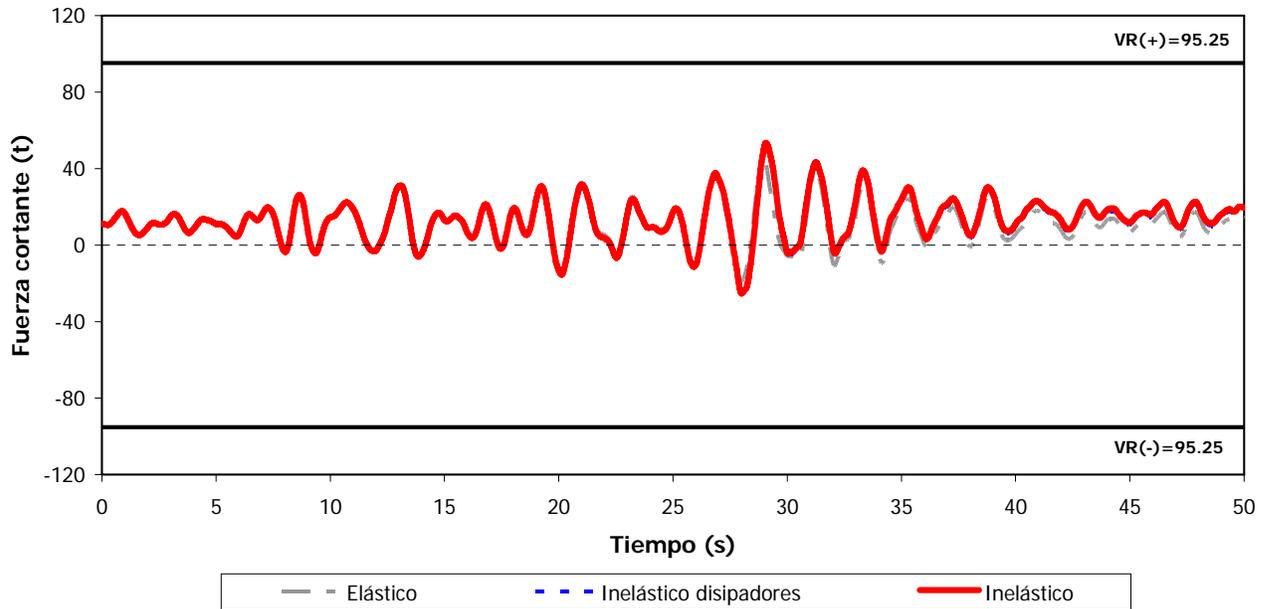


Fig 5.64.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

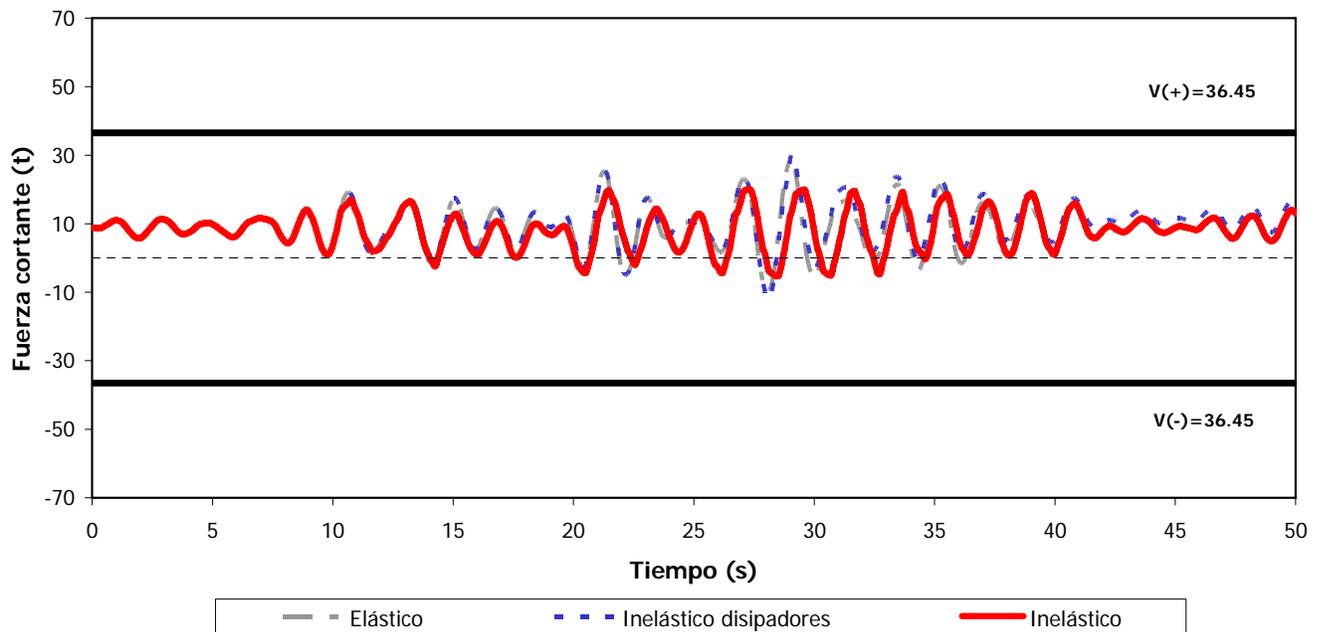


Fig 5.65.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

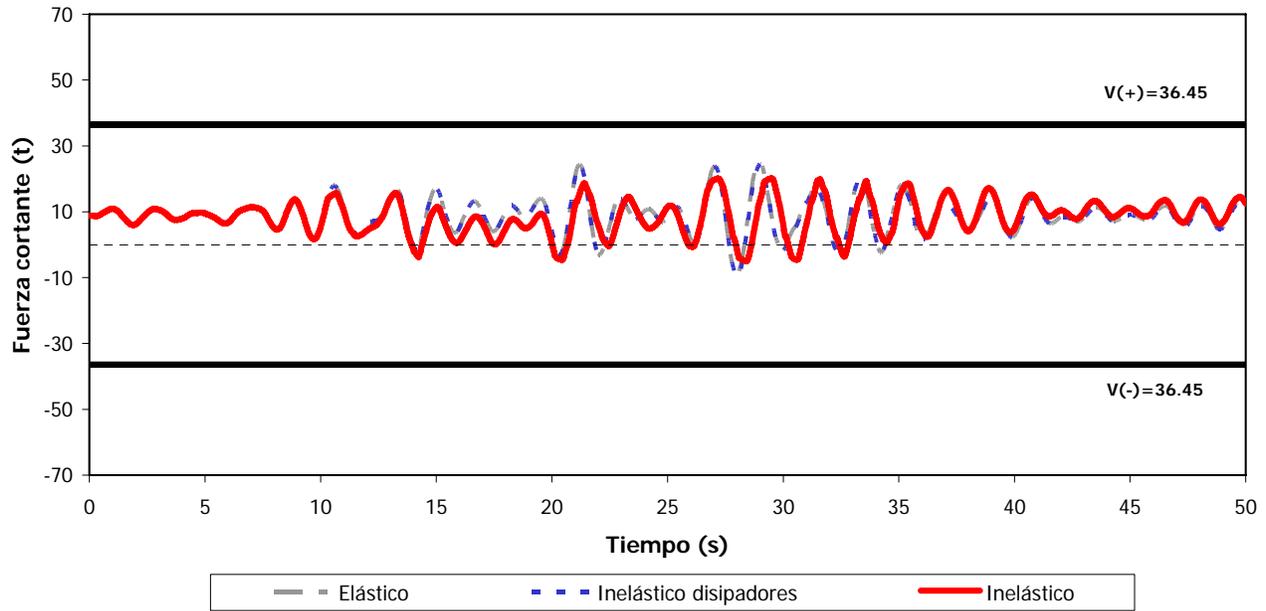


Fig 5.66.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

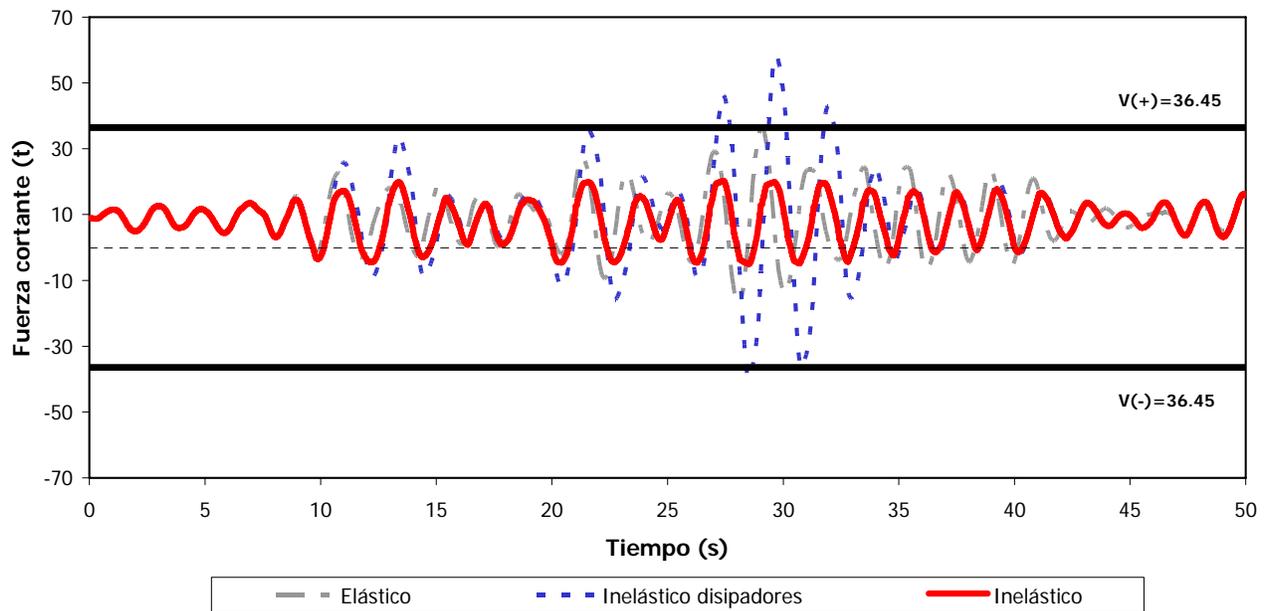


Fig 5.67.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 9 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

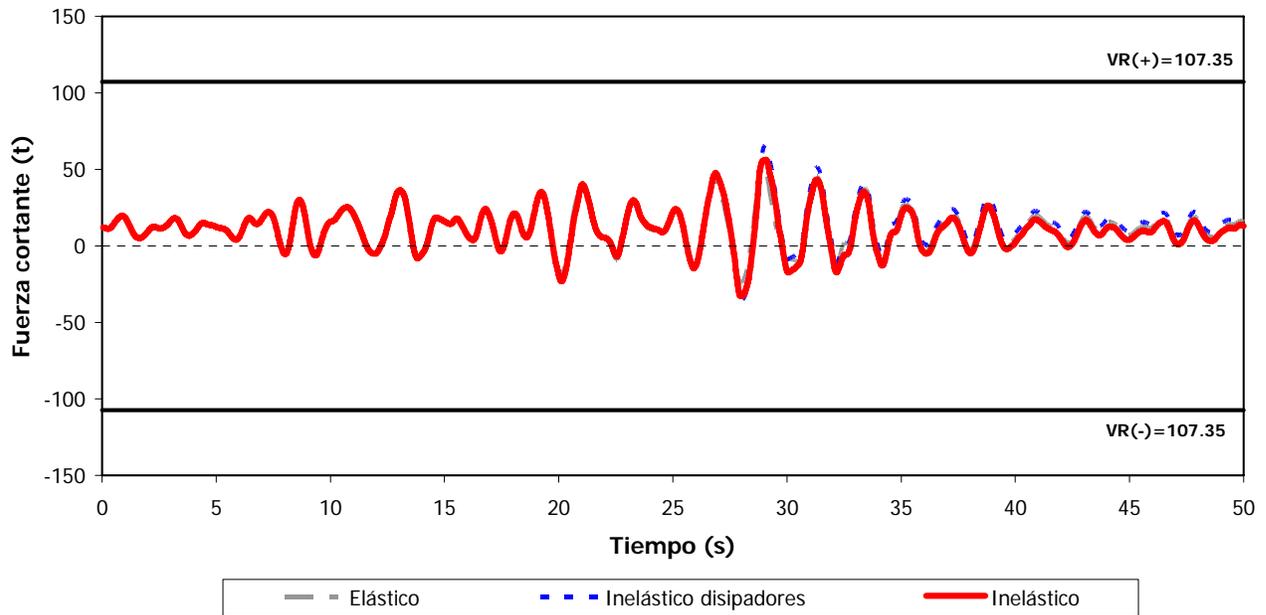


Fig 5.68.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso D

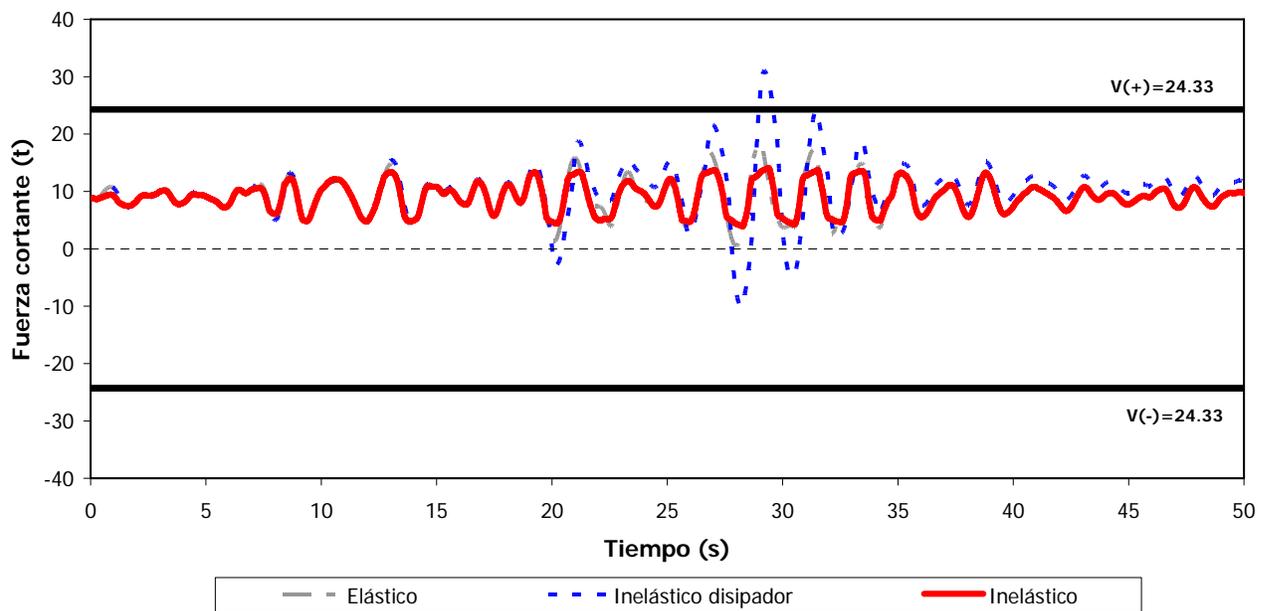


Fig 5.69.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

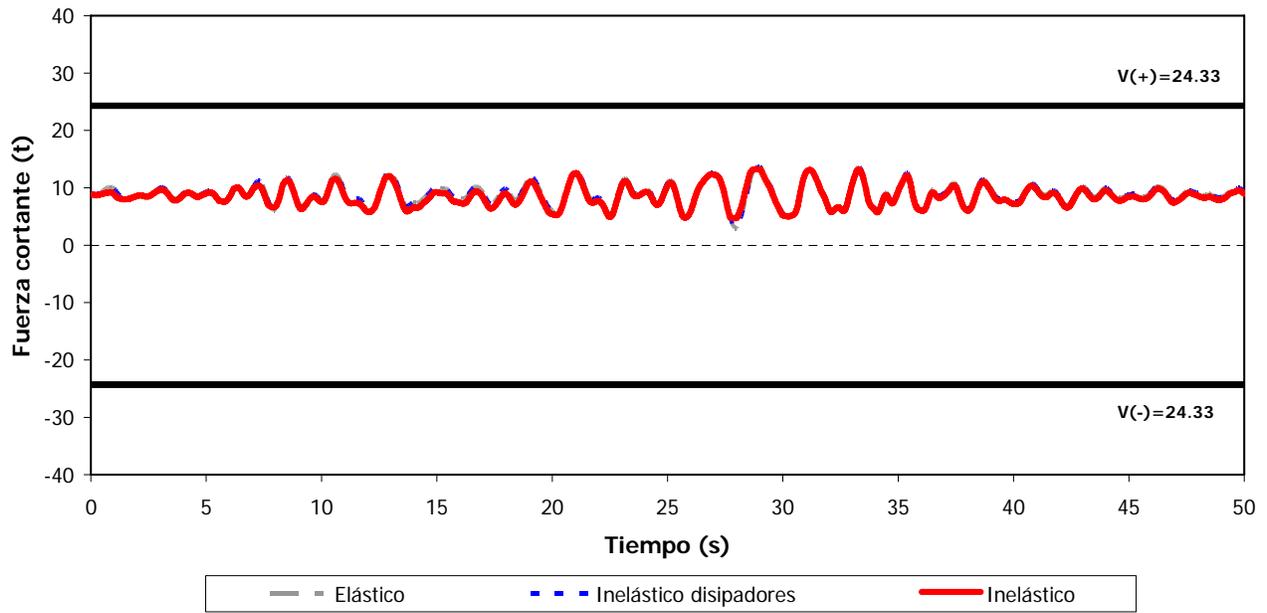
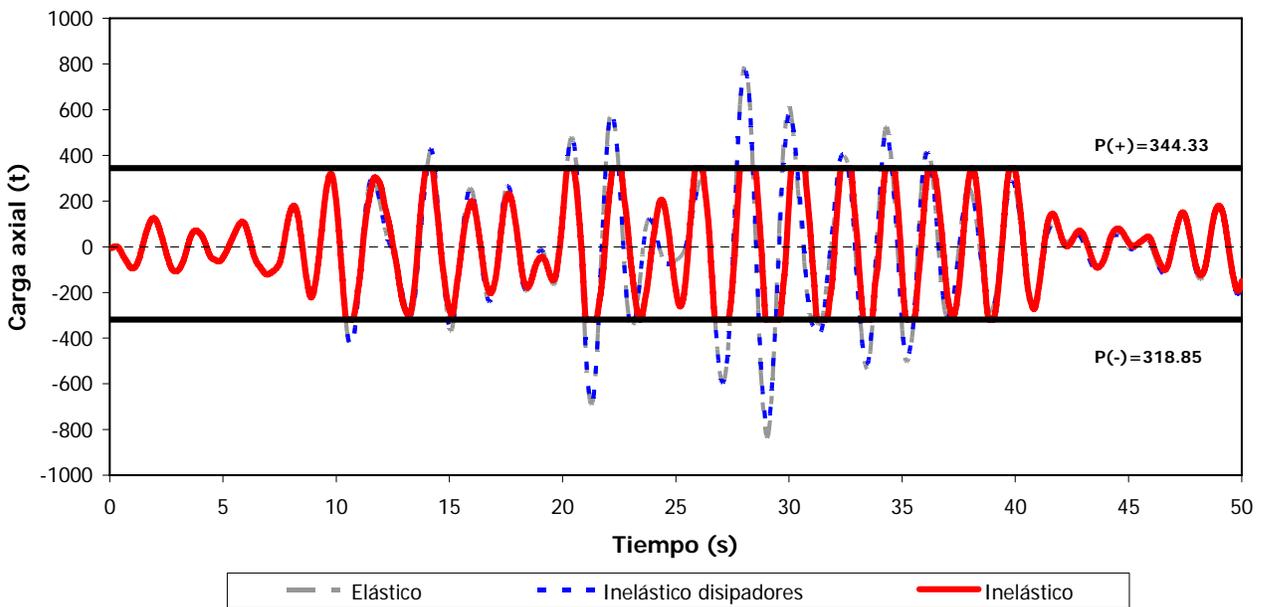
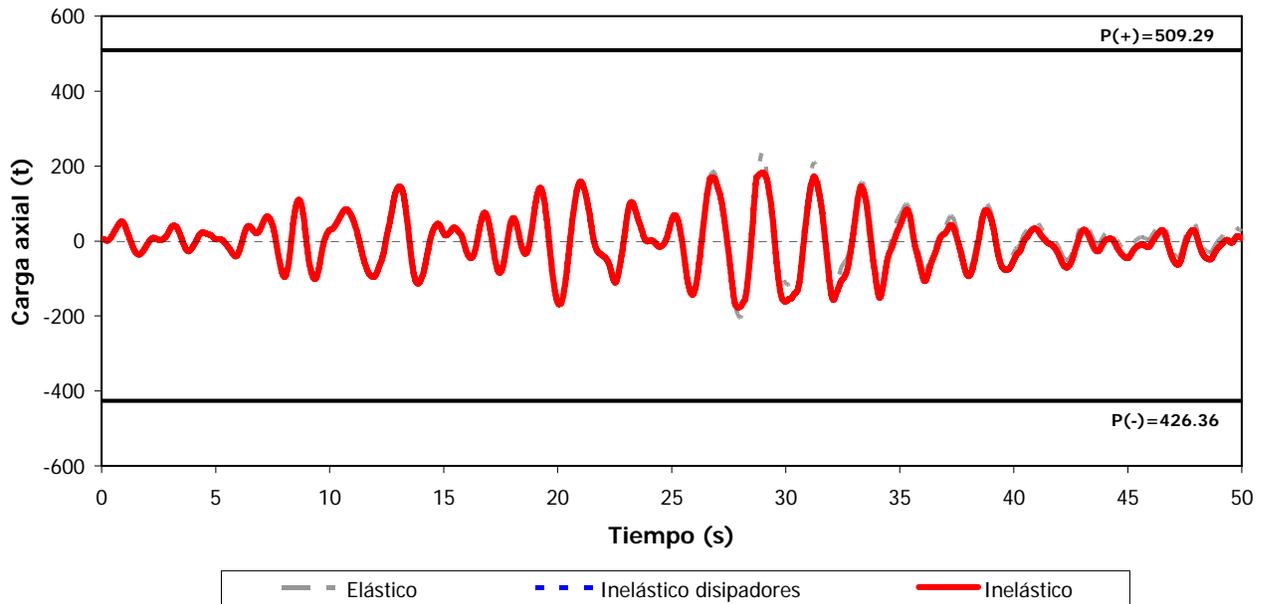


Fig 5.70.- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje A del modelo de 10 niveles, análisis sísmico paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)



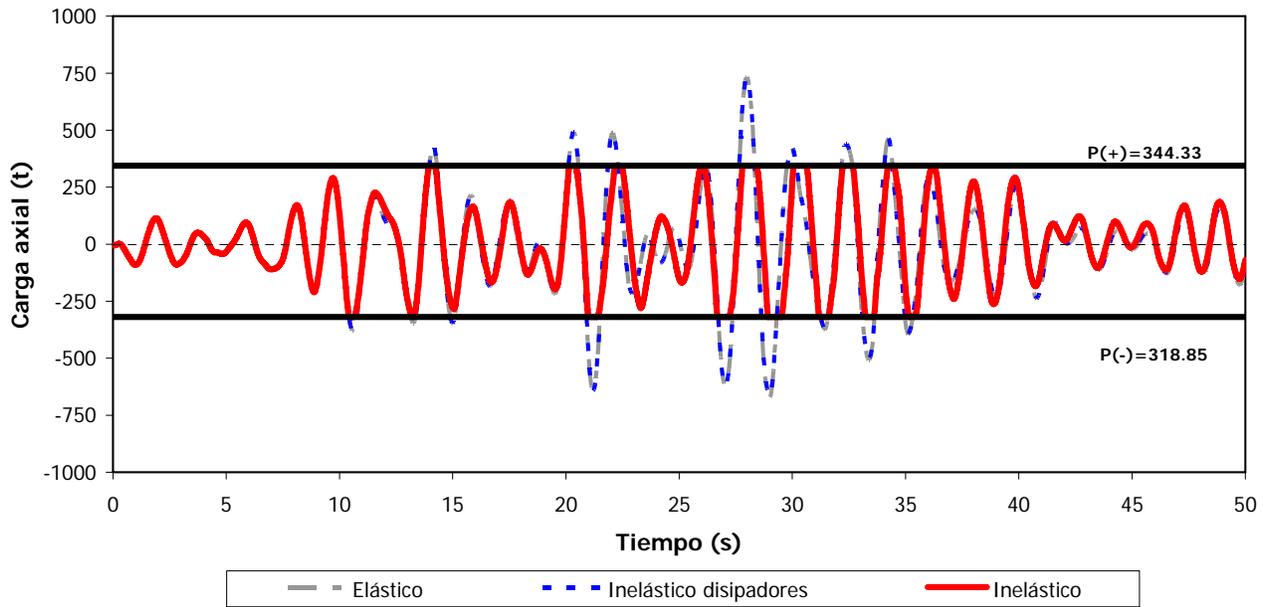


Fig 5.73.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes del primer nivel del eje A del modelo de 9 niveles, análisis paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

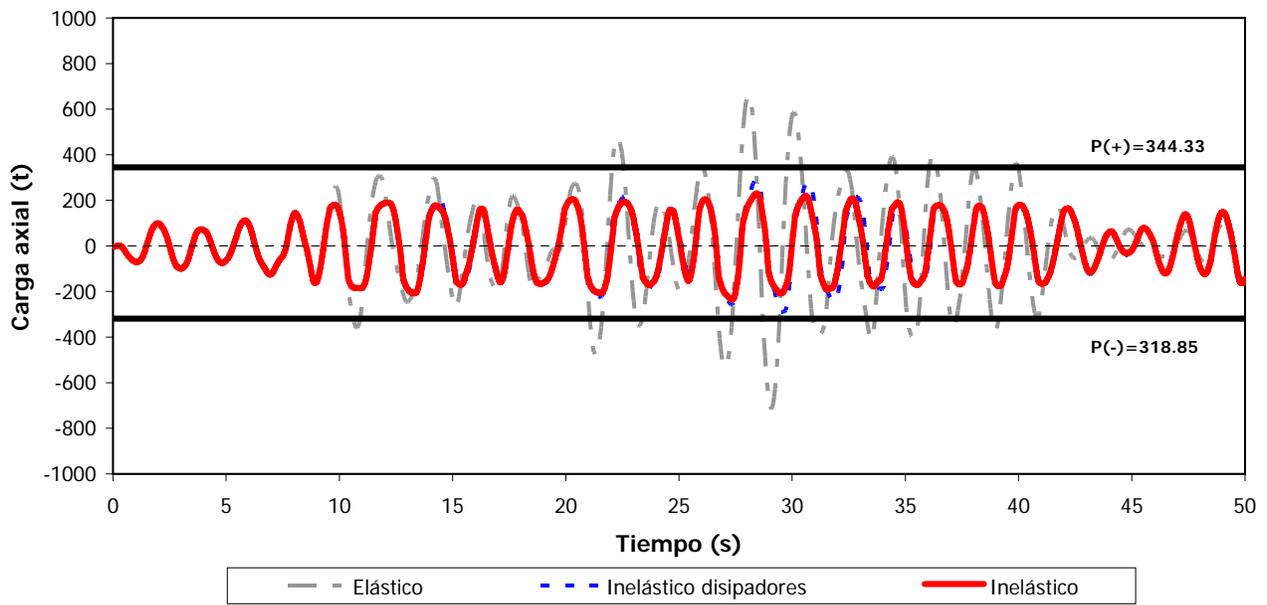


Fig 5.74.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes del primer nivel del eje A del modelo de 9 niveles, análisis paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 14)

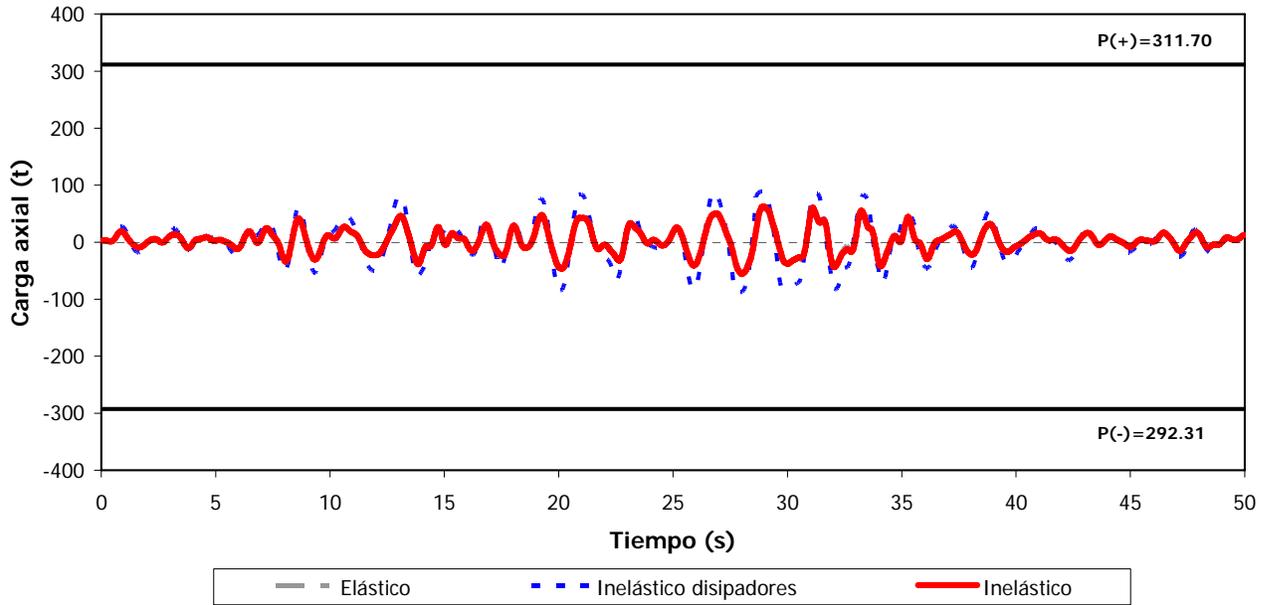


Fig 5.75.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes del primer nivel del eje A del modelo de 10 niveles, análisis paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico) caso D

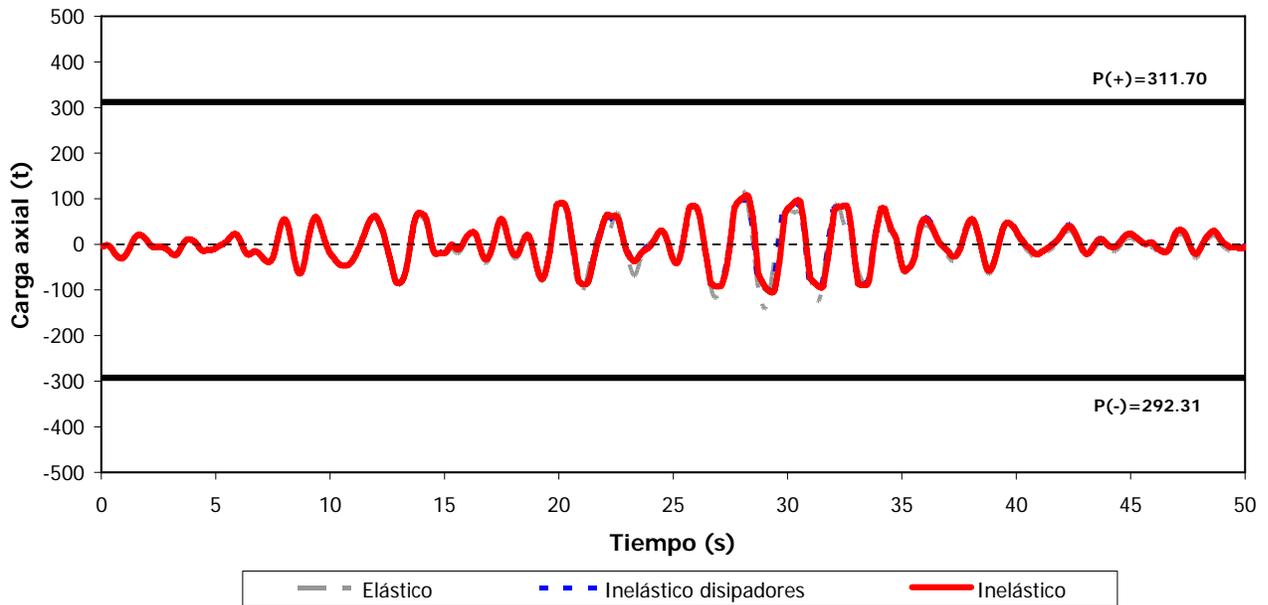


Fig 5.76.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes del primer nivel del eje A del modelo de 10 niveles, análisis paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

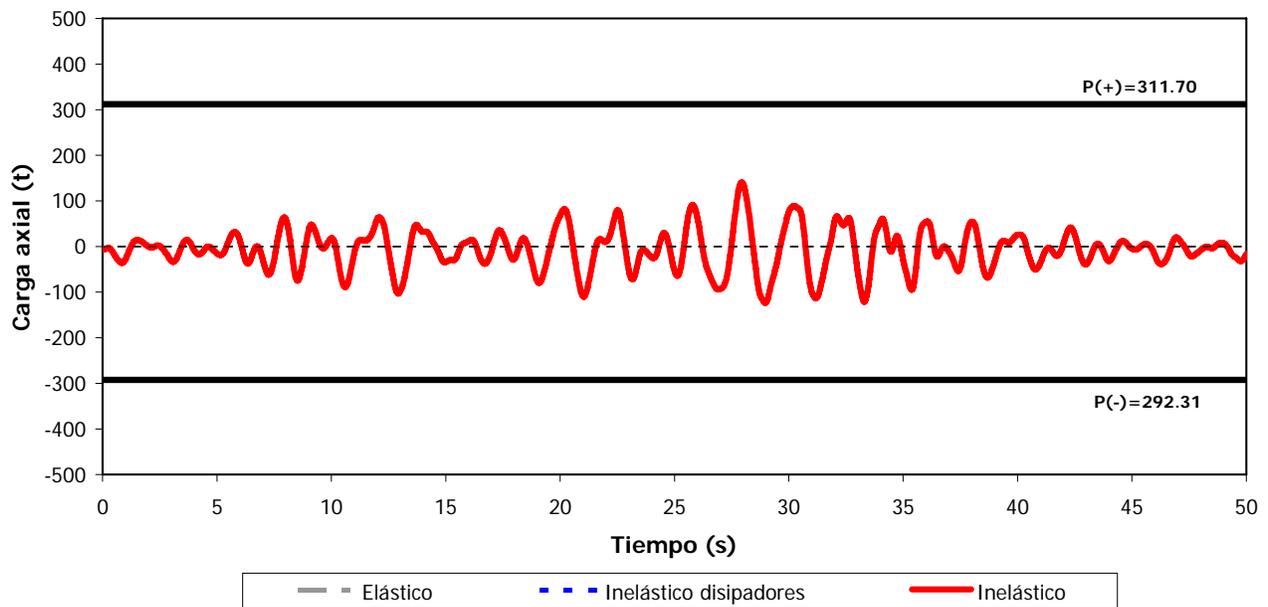


Fig 5.77.- Comparación de historias de cargas axiales actuantes del primer nivel del eje A del modelo de 10 niveles, análisis paso a paso (elástico, inelástico sólo en disipadores e inelástico), caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

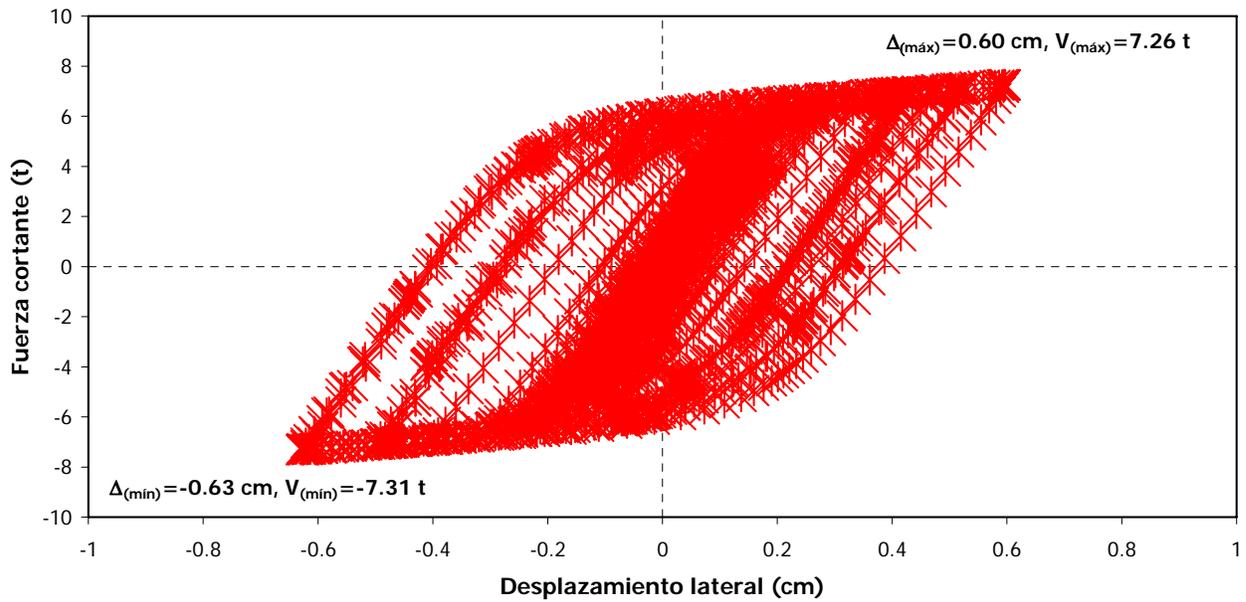


Fig 5.78.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*9, eje A del modelo de 9 niveles, caso D

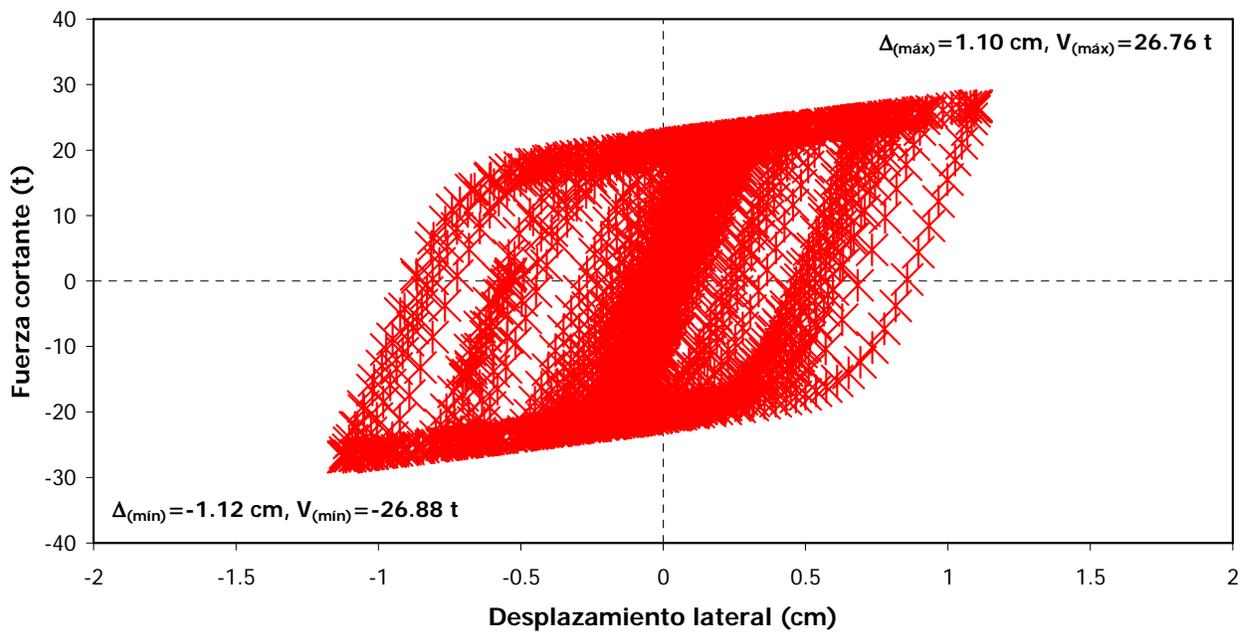


Fig 5.79.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*7, eje A del modelo de 9 niveles, caso D

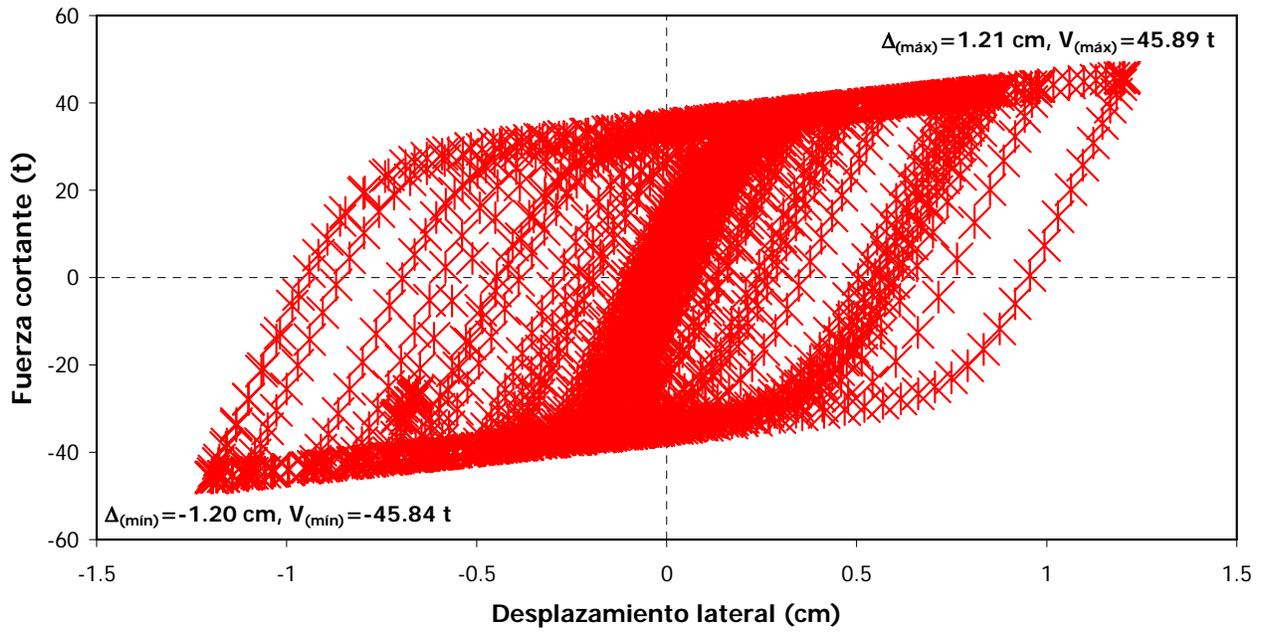


Fig 5.80.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*5, eje A del modelo de 9 niveles, caso D

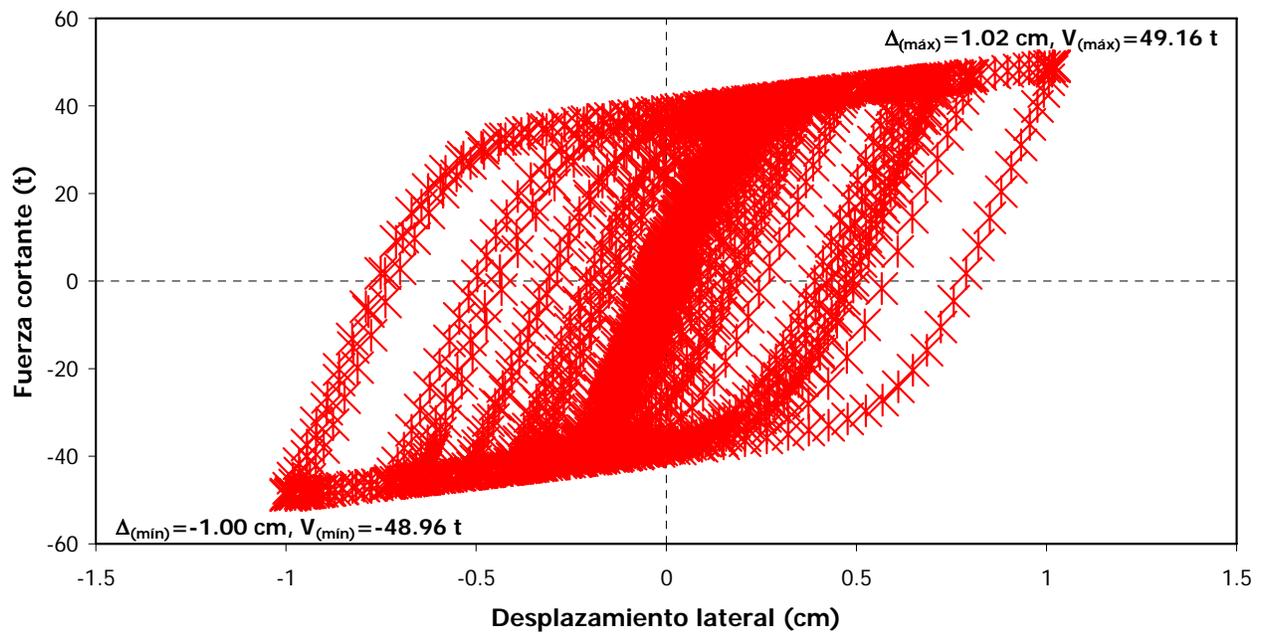


Fig 5.81.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*3, eje A del modelo de 9 niveles, caso D

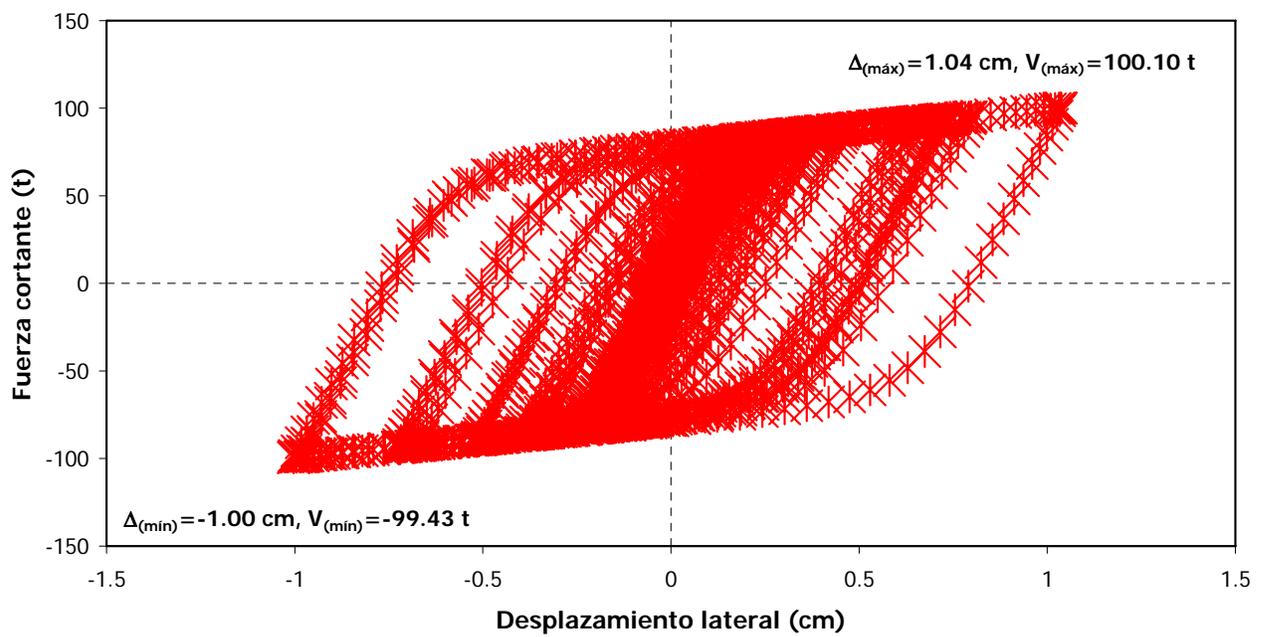


Fig 5.82.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N\*1, eje A del modelo de 9 niveles, caso D

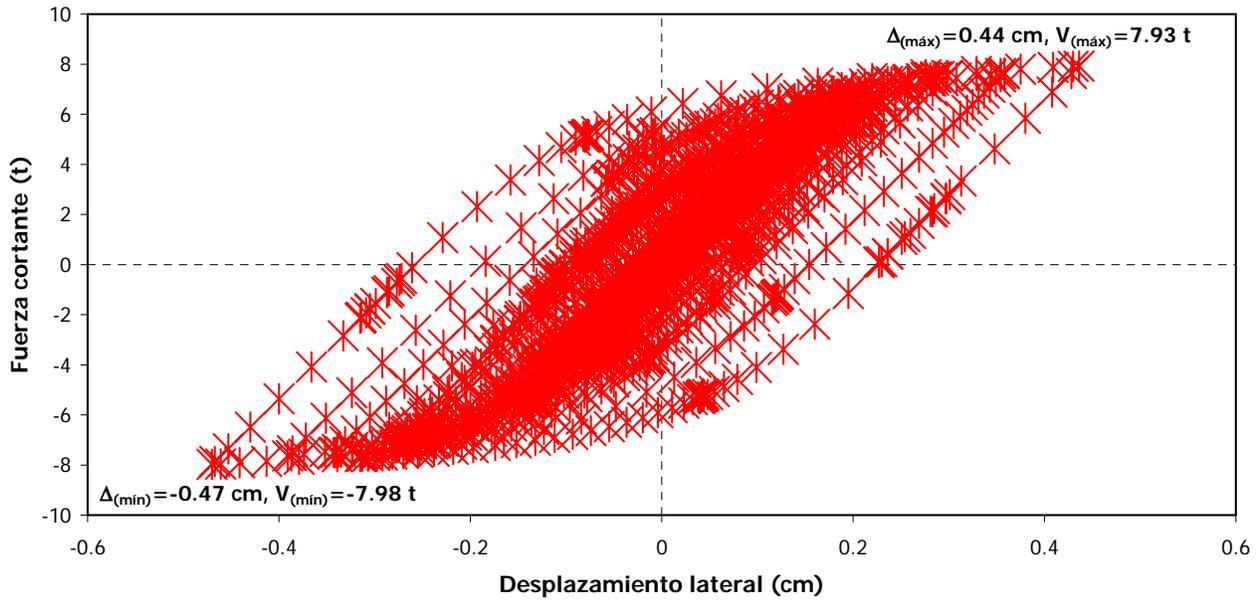


Fig 5.83.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°9, eje A del modelo de 9 niveles, caso E, caso en que el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5

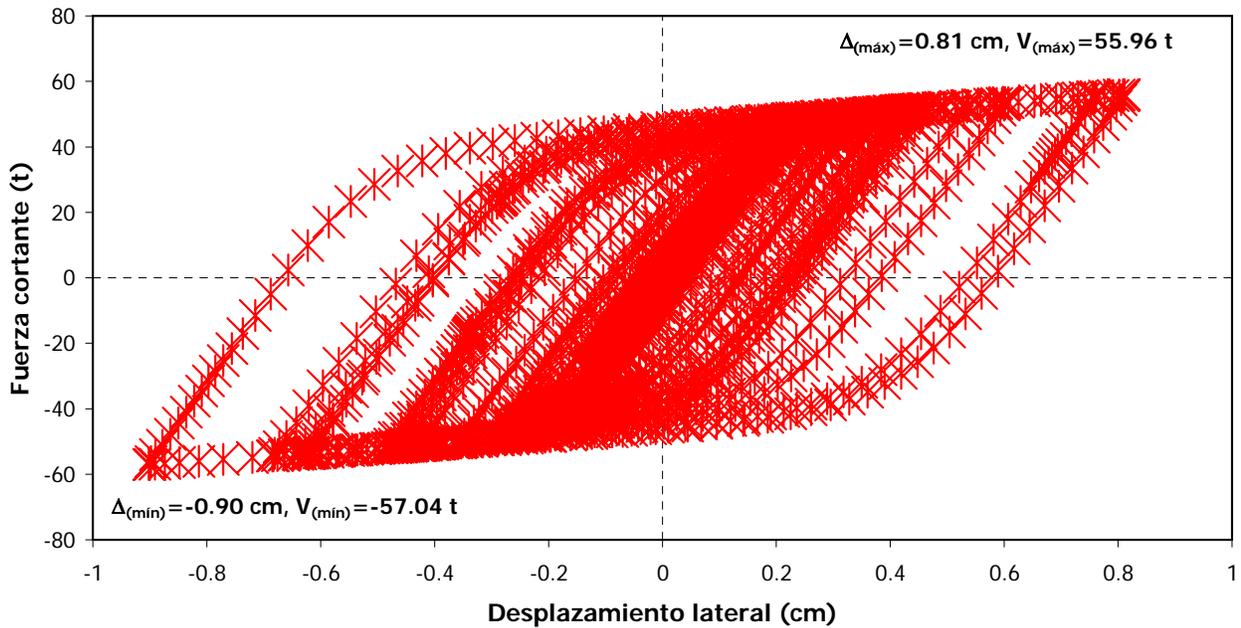


Fig 5.84.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°7, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

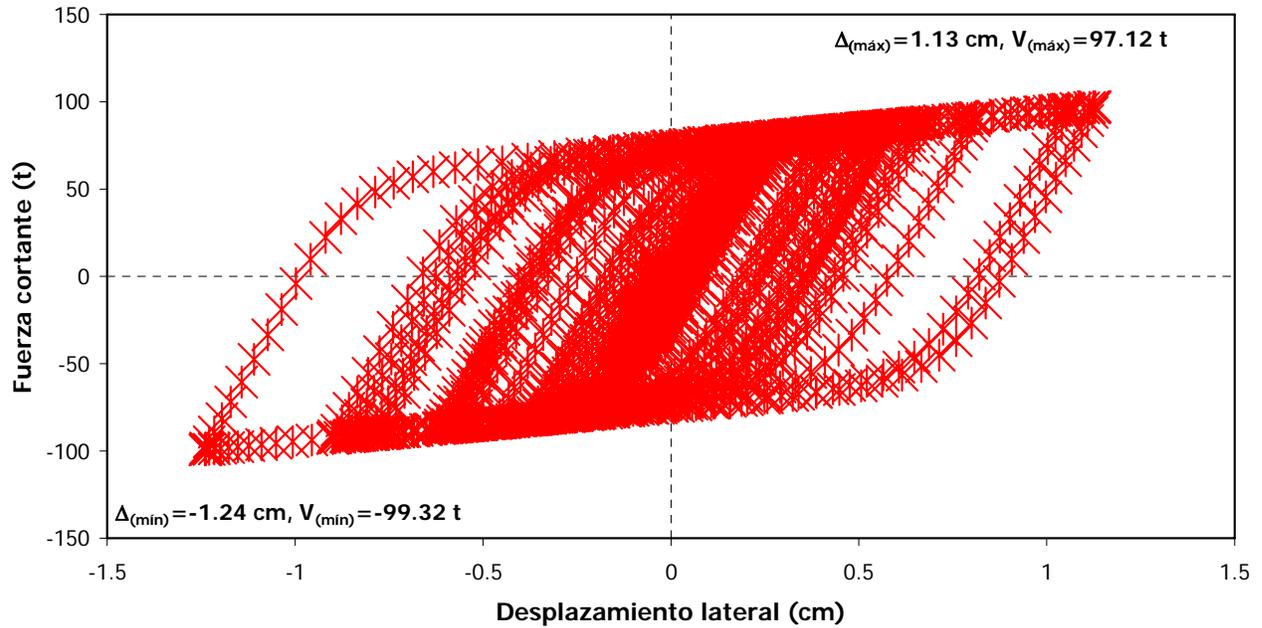


Fig 5.85.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N°5, eje A del modelo de 9 niveles, caso E, (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

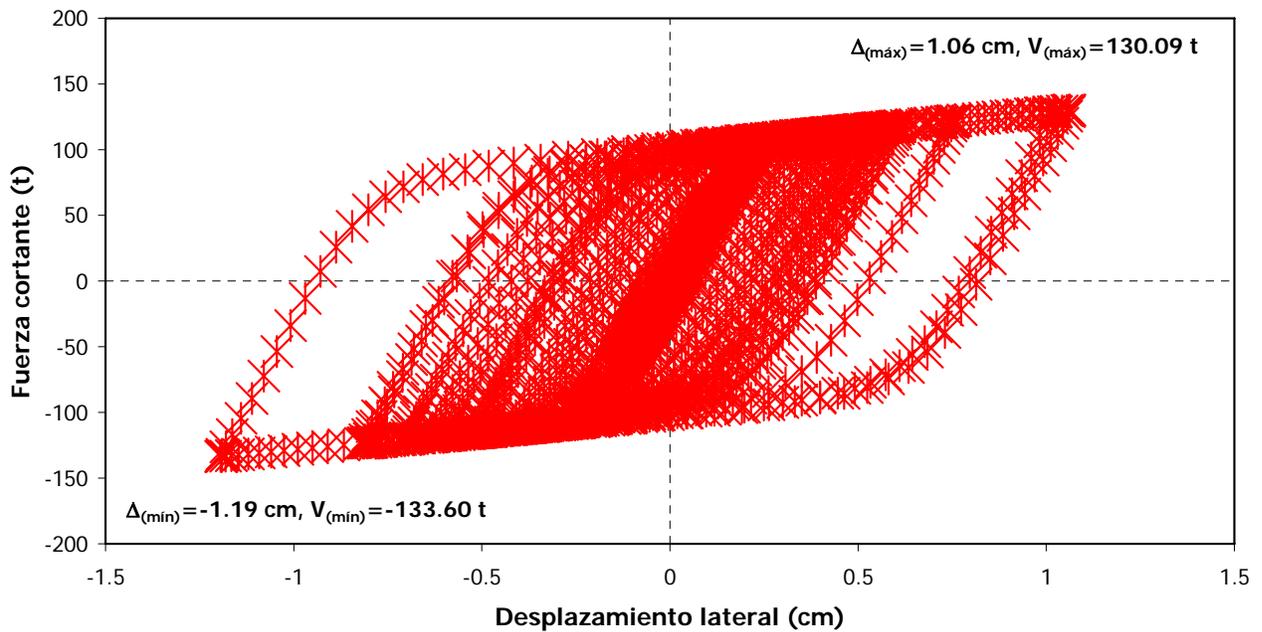


Fig 5.86.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N°3, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

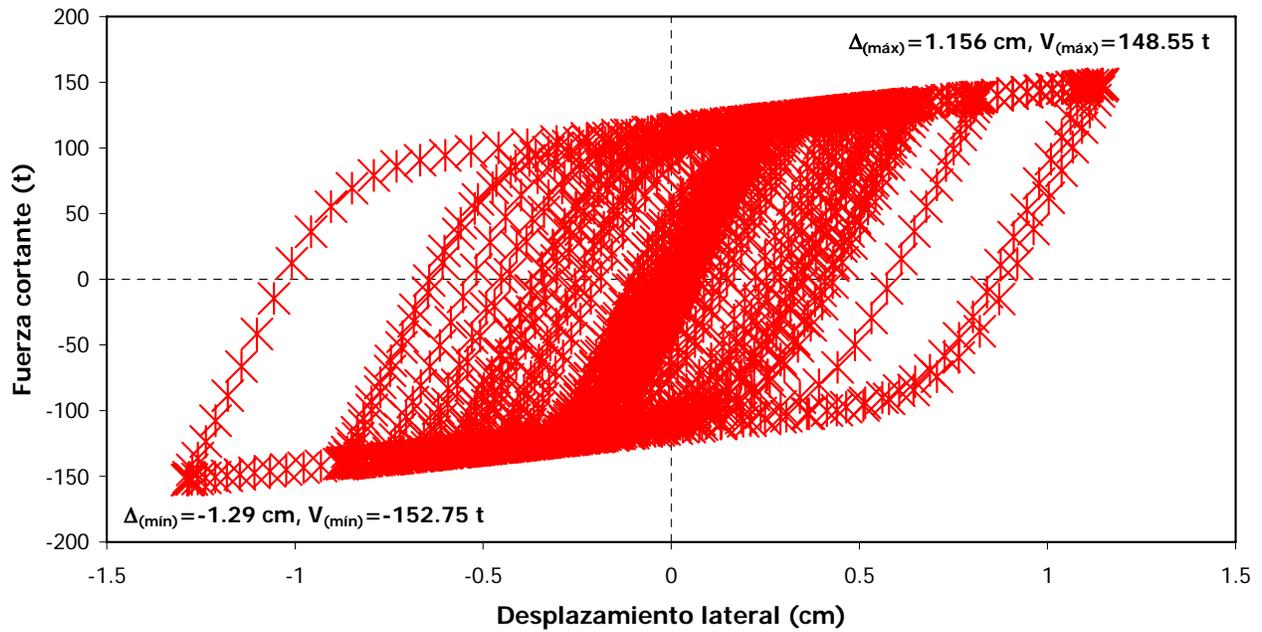


Fig 5.87.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*1, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

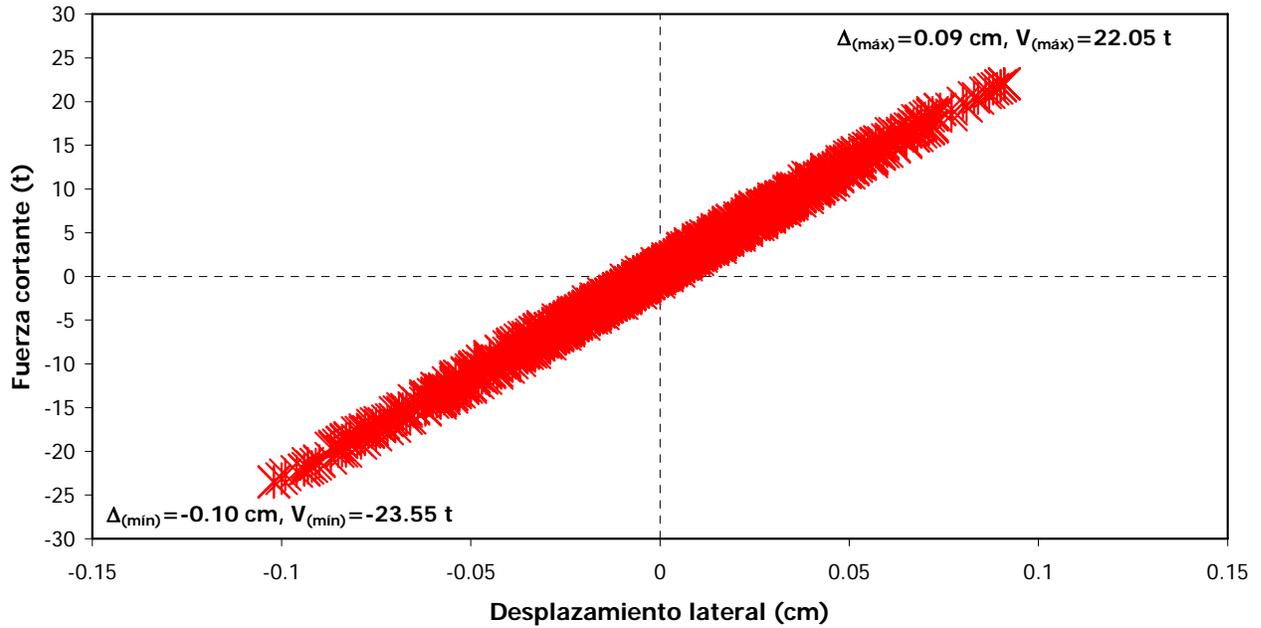


Fig 5.88.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N°9, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

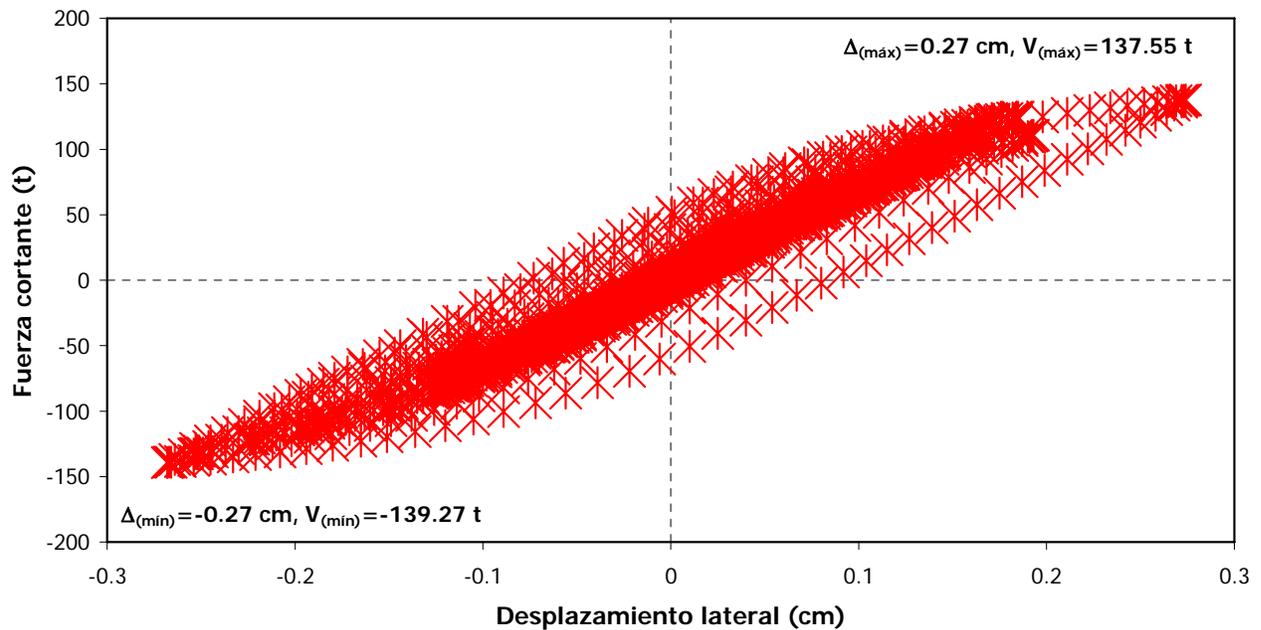


Fig 5.89.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N°7, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

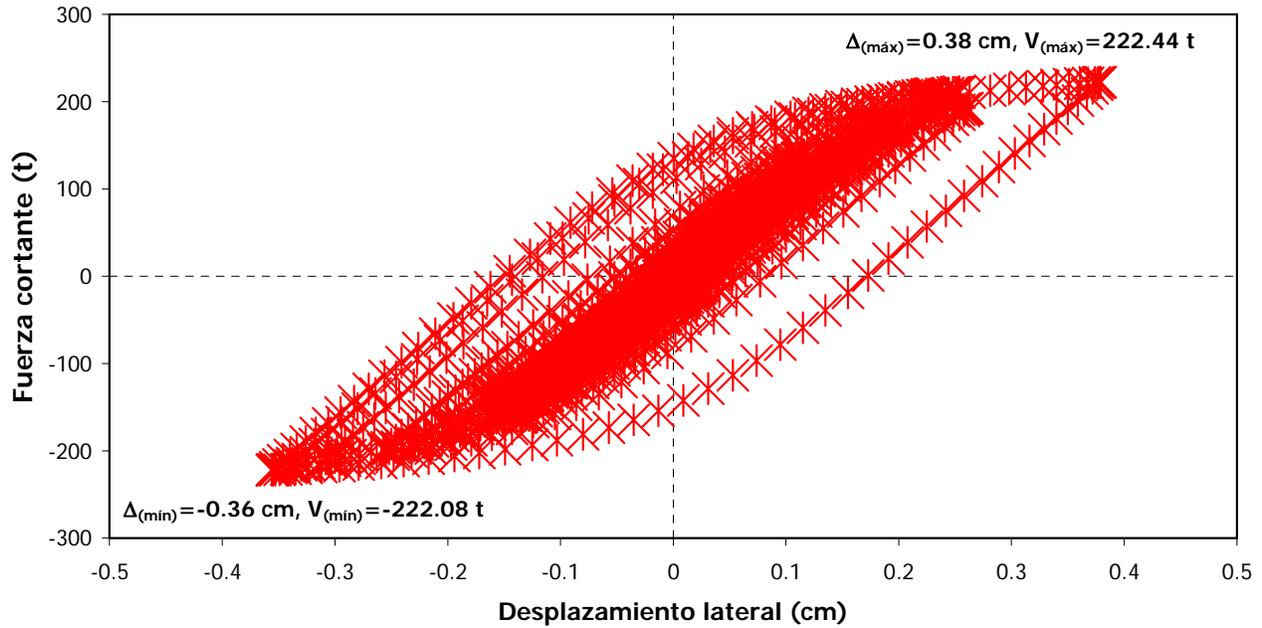


Fig 5.90.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°5, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

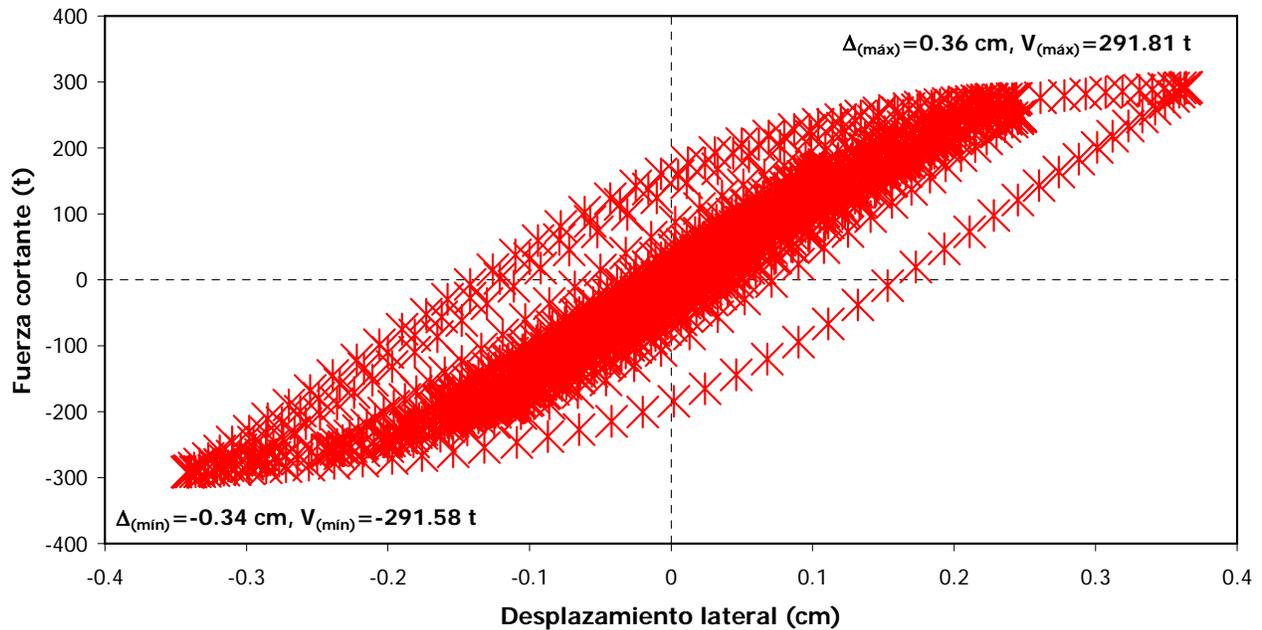


Fig 5.91.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°3, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

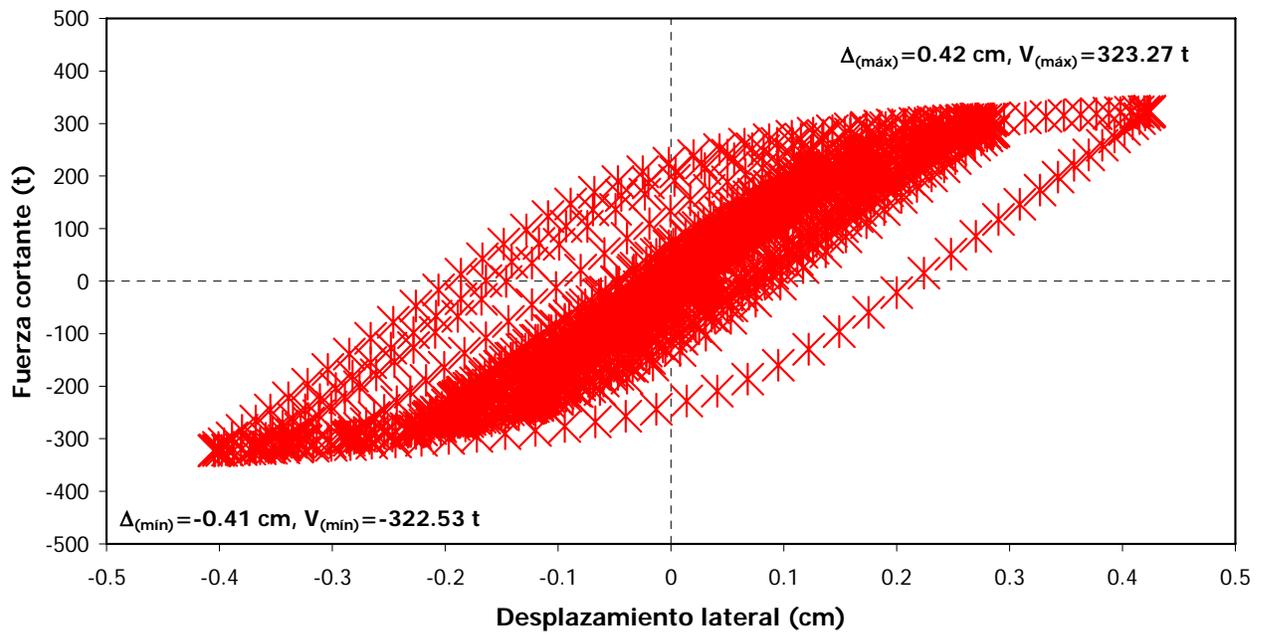


Fig 5.92.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*1, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

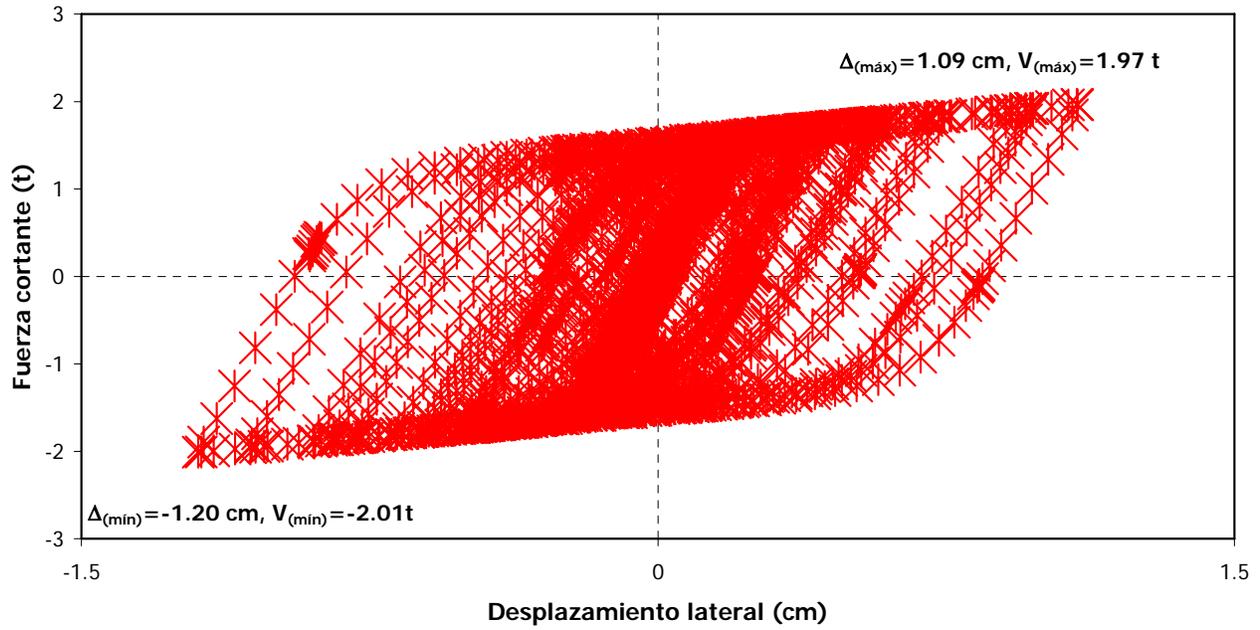


Fig 5.93.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°9, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 14)

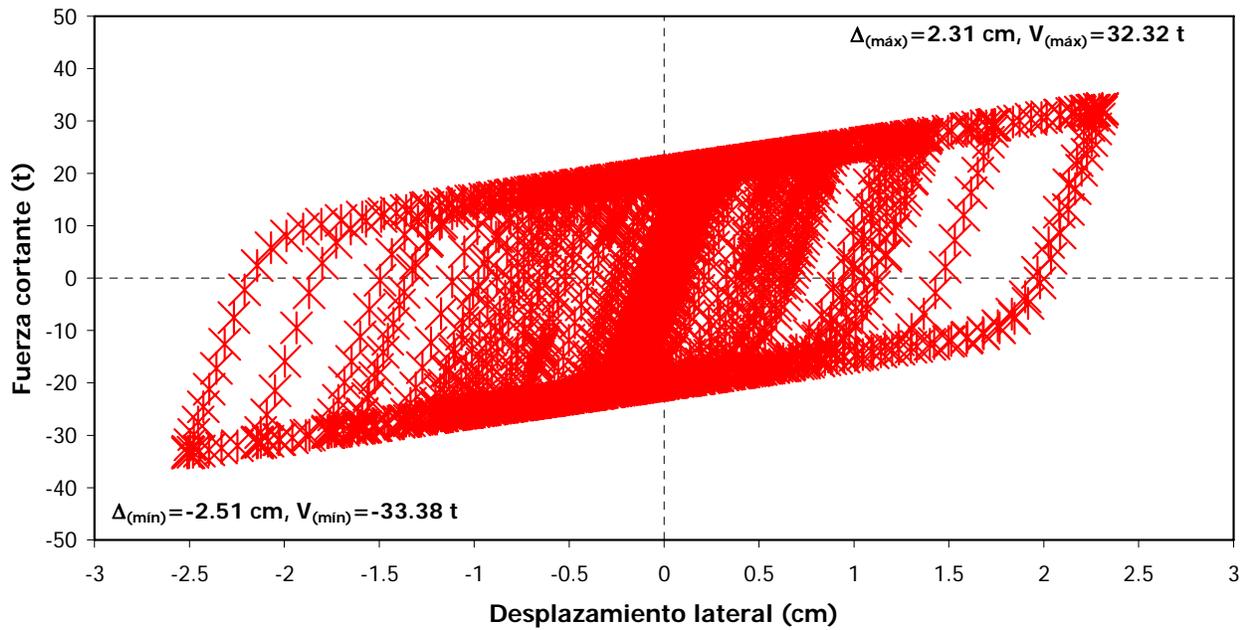


Fig 5.94.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°7, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 14)

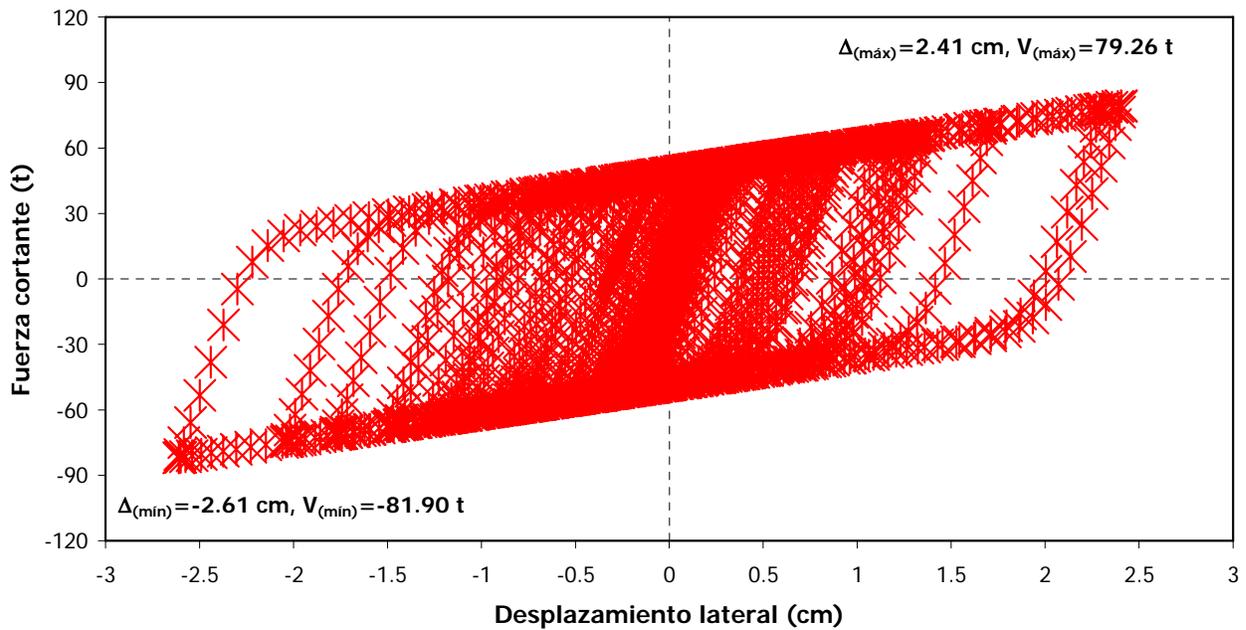


Fig 5.95.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N\*5, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 14)

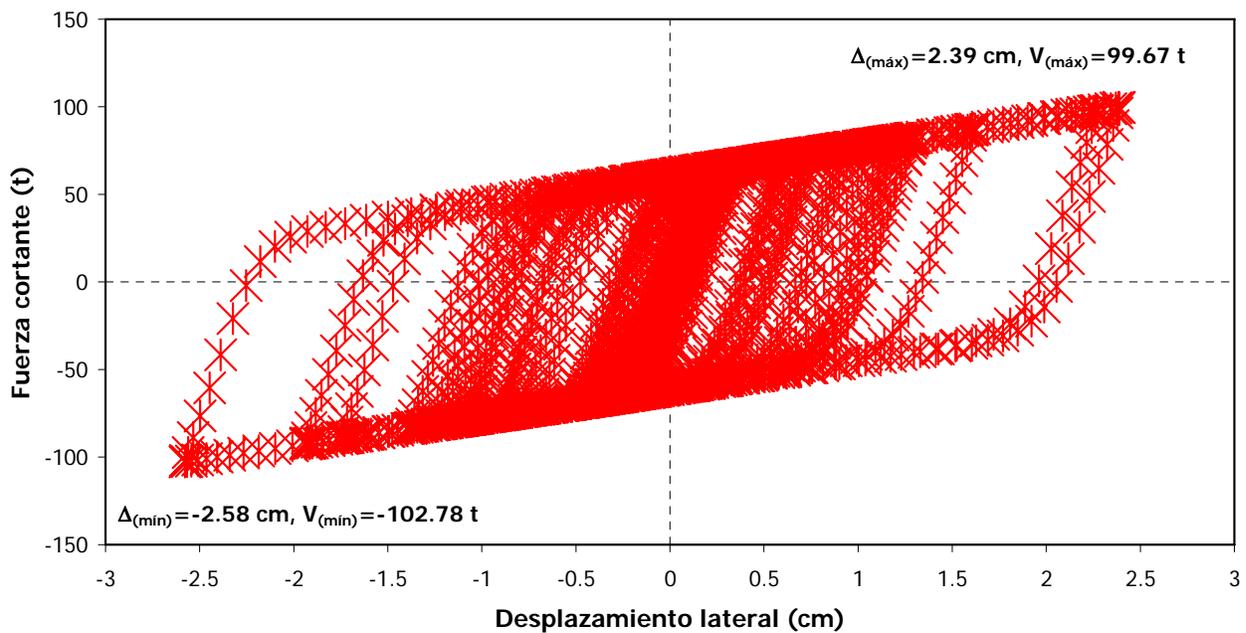


Fig 5.96.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N\*3, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 14)

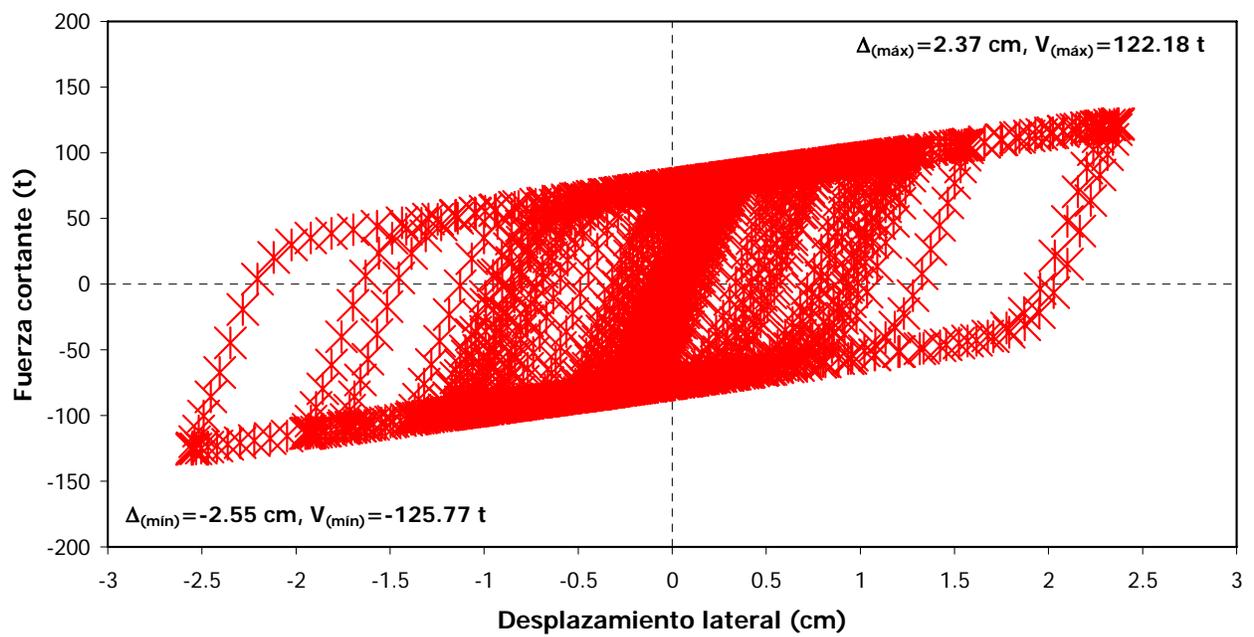


Fig 5.97.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N\*1, eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 14)

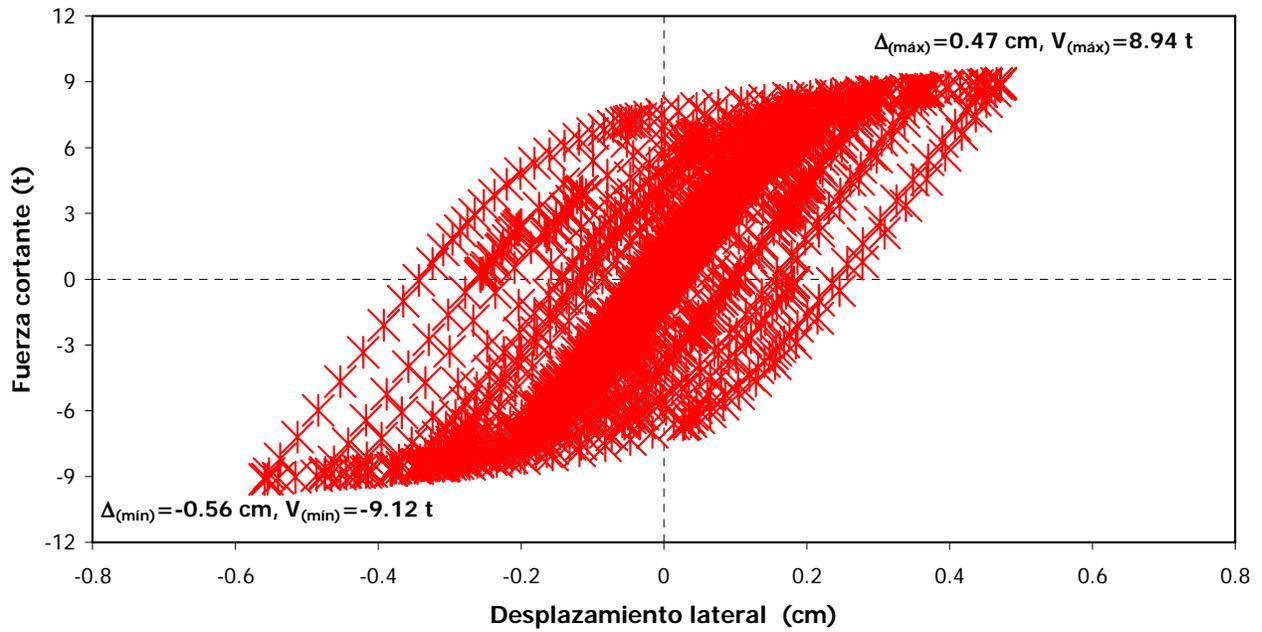


Fig 5.98.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°10, eje A del modelo de 10 niveles, caso D

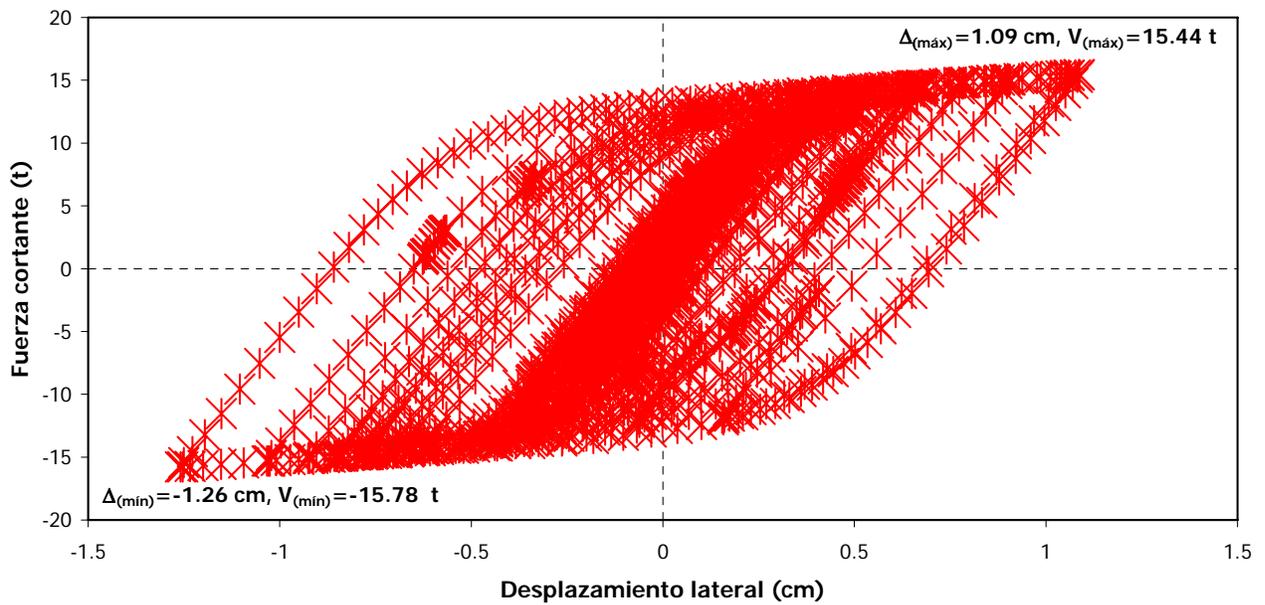


Fig 5.99.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°8, eje A del modelo de 10 niveles, caso D

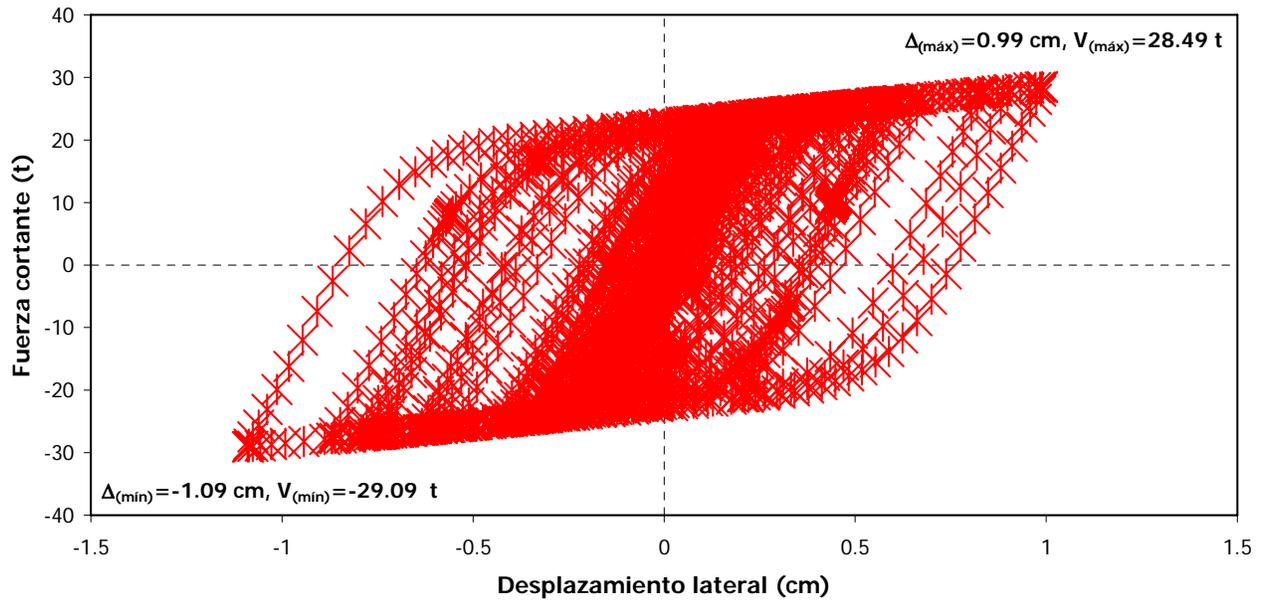


Fig 5.100.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*6, eje A del modelo de 10 niveles, caso D

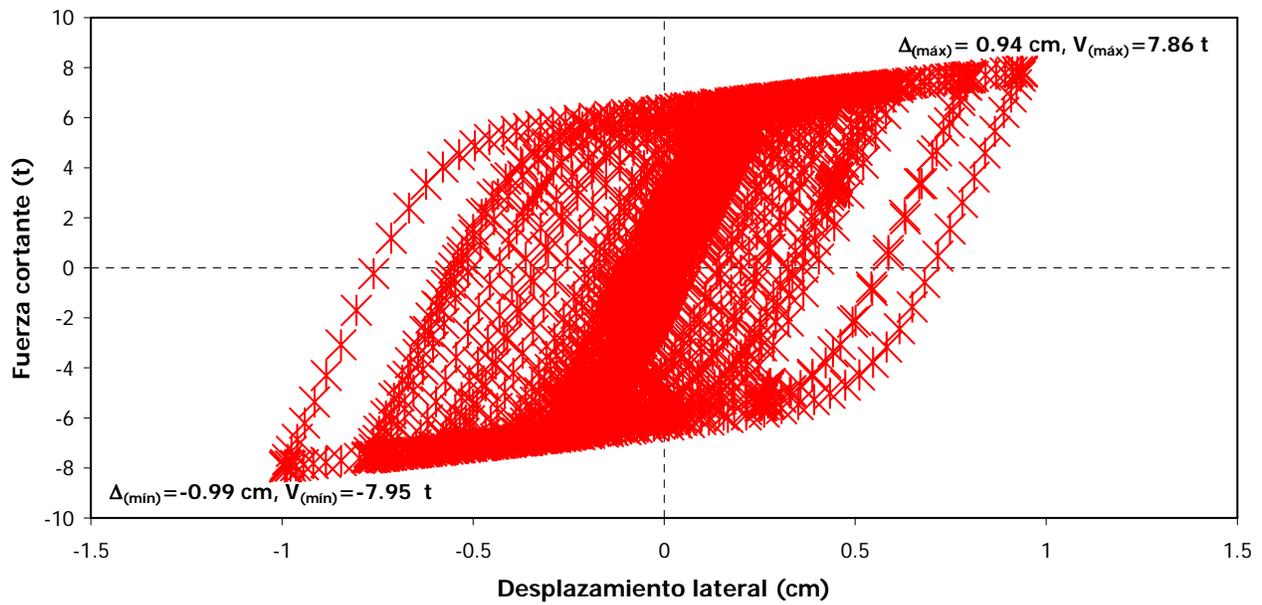


Fig 5.101.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*5, eje A del modelo de 10 niveles, caso D

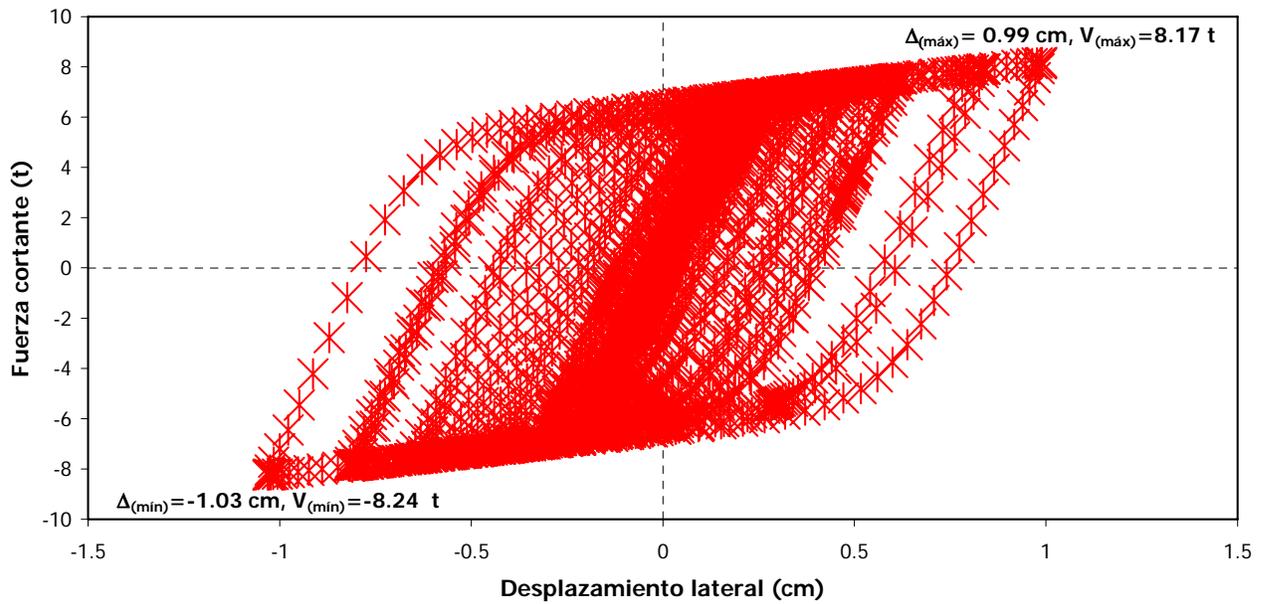


Fig 5.102.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*4, eje A del modelo de 10 niveles, caso D

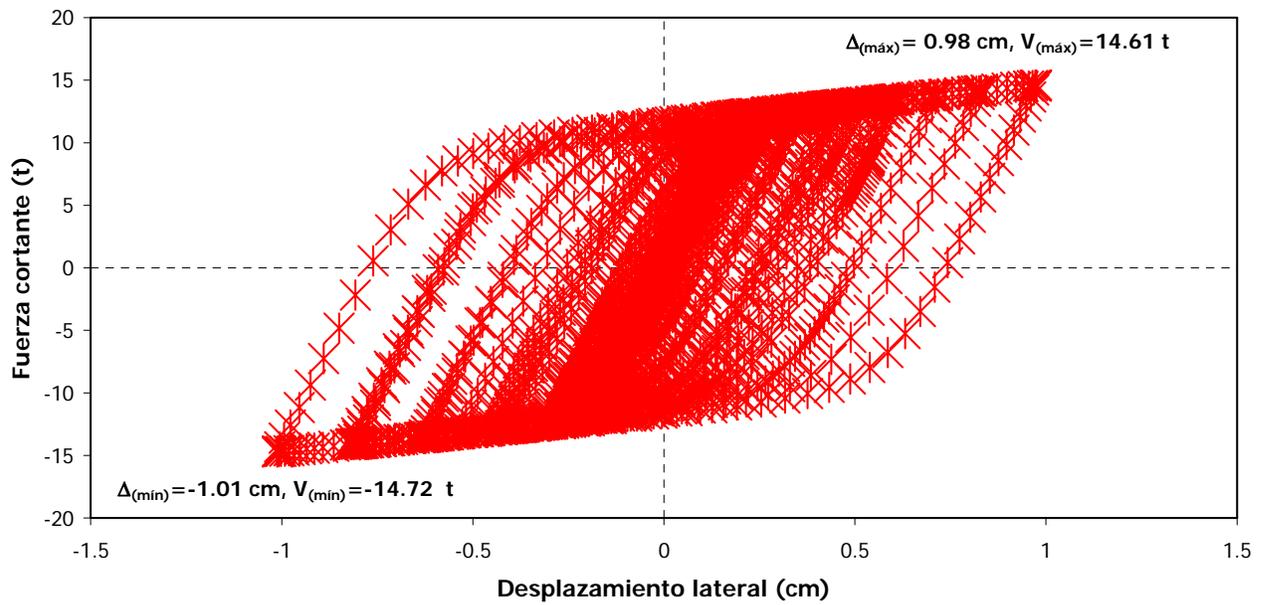


Fig 5.103.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*2, eje A del modelo de 10 niveles, caso D

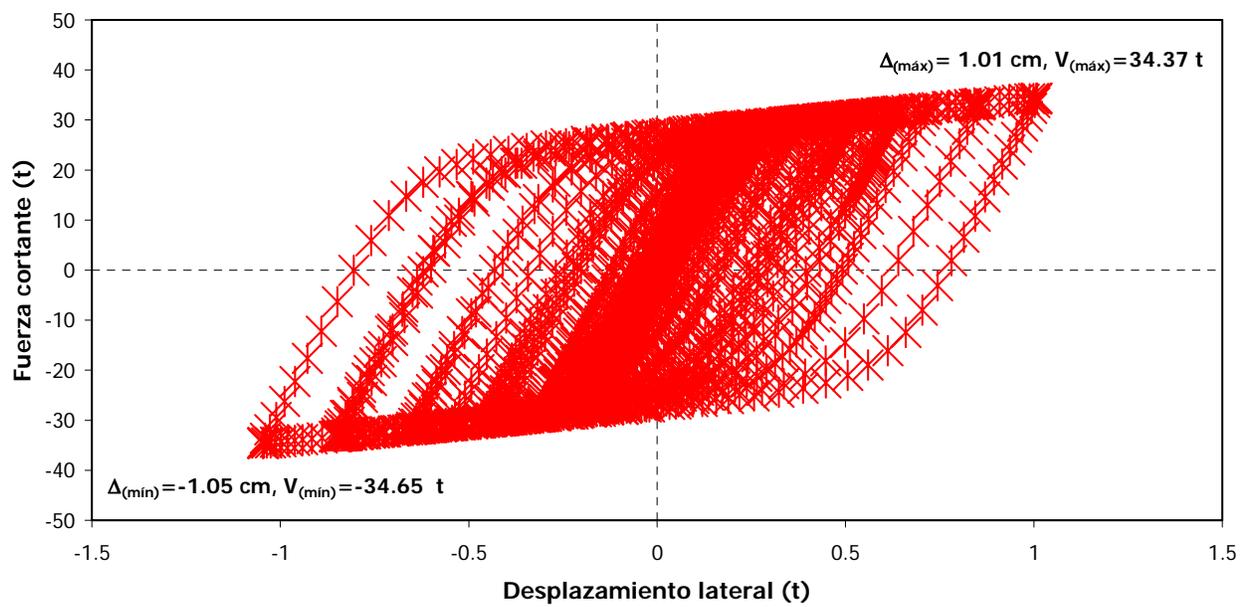


Fig 5.104.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*1, eje A del modelo de 10 niveles, caso D

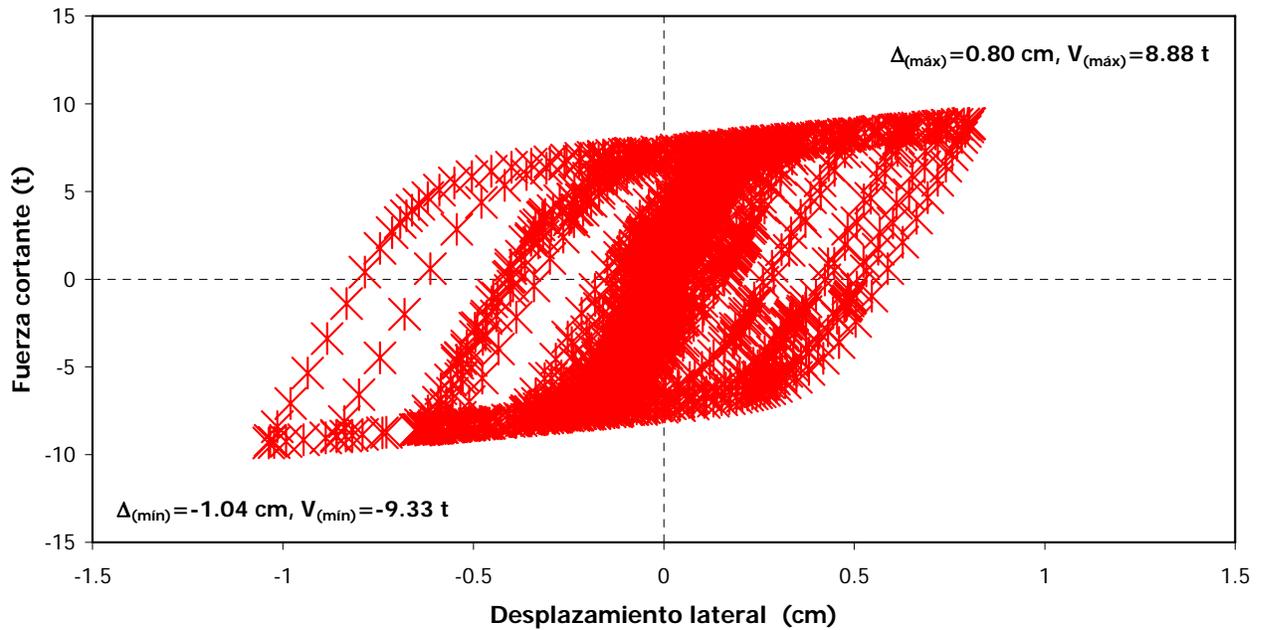


Fig 5.105.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°10, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

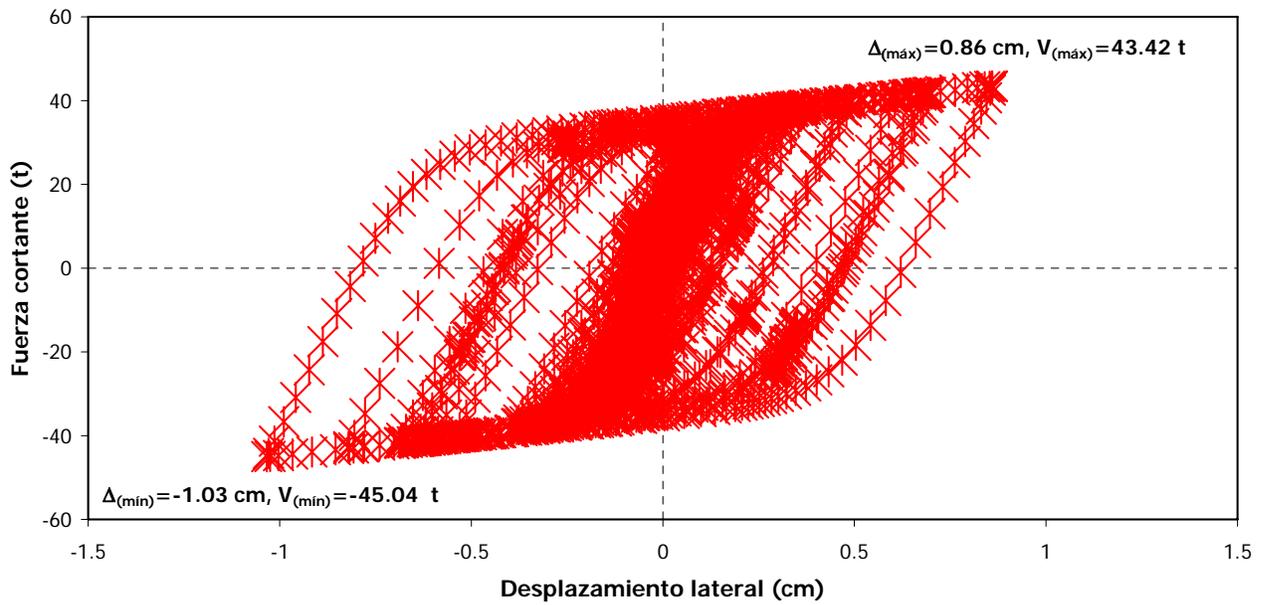


Fig 5.106.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°8, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

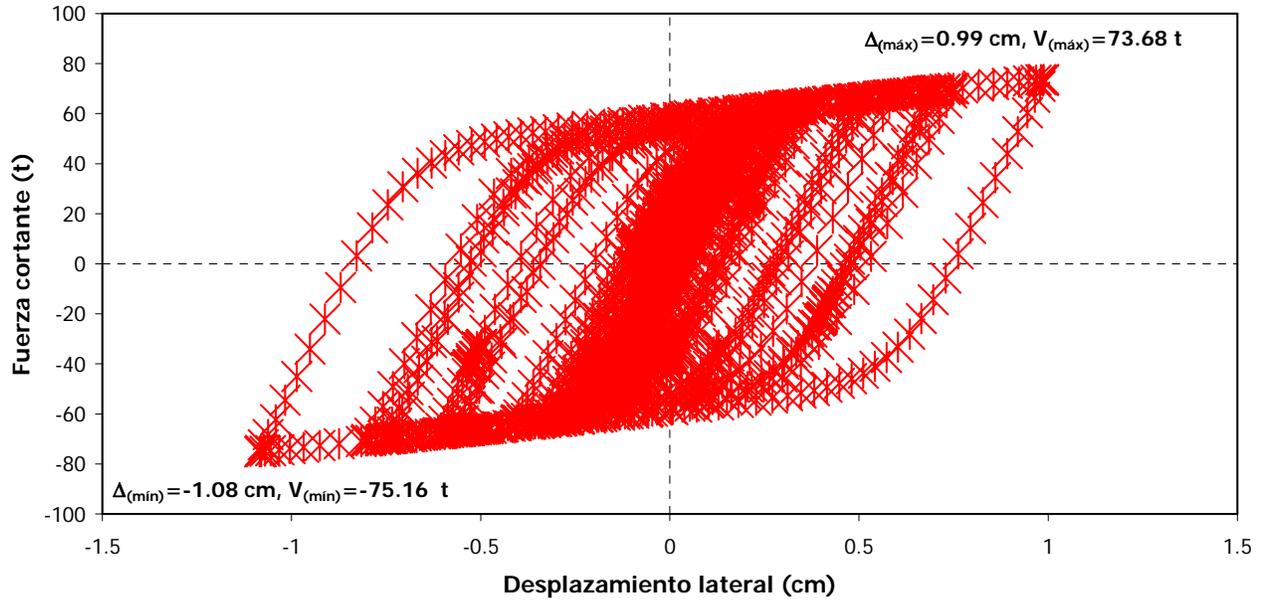


Fig 5.107.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°6, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (caso en que el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

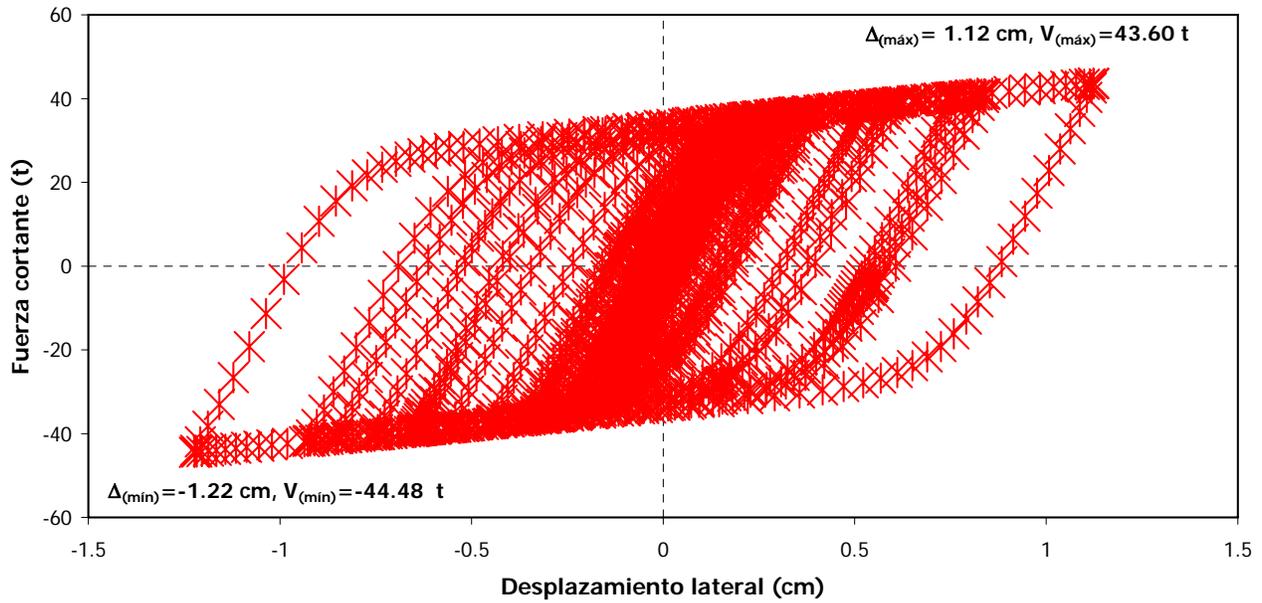


Fig 5.108.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°5, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

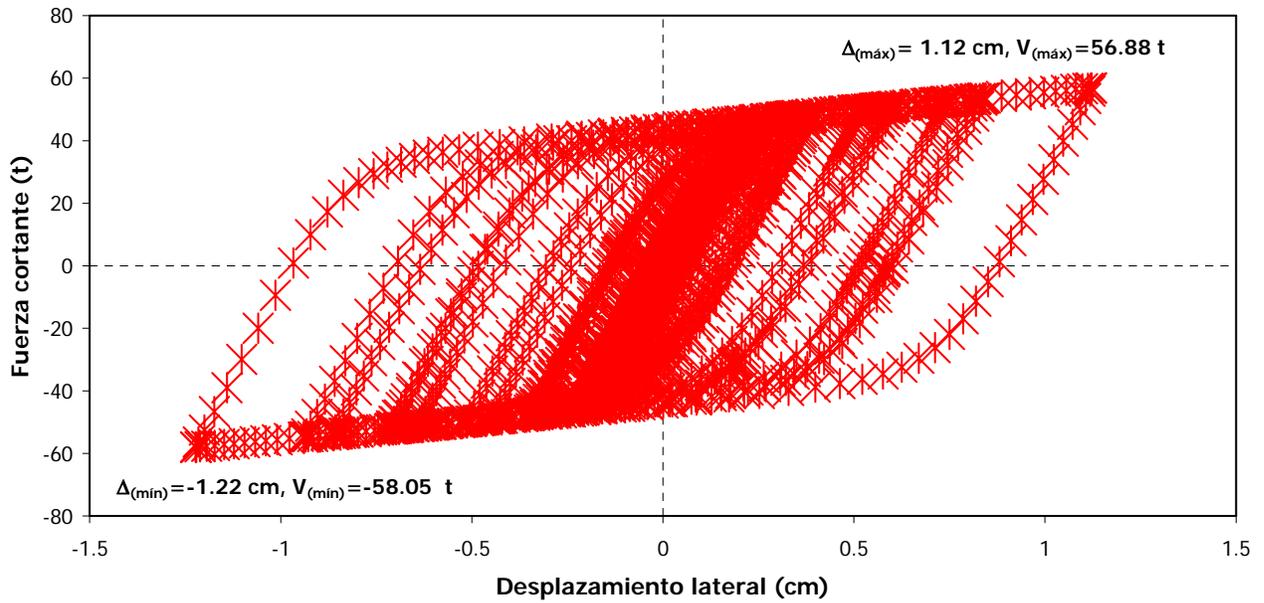


Fig 5.109.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*4, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

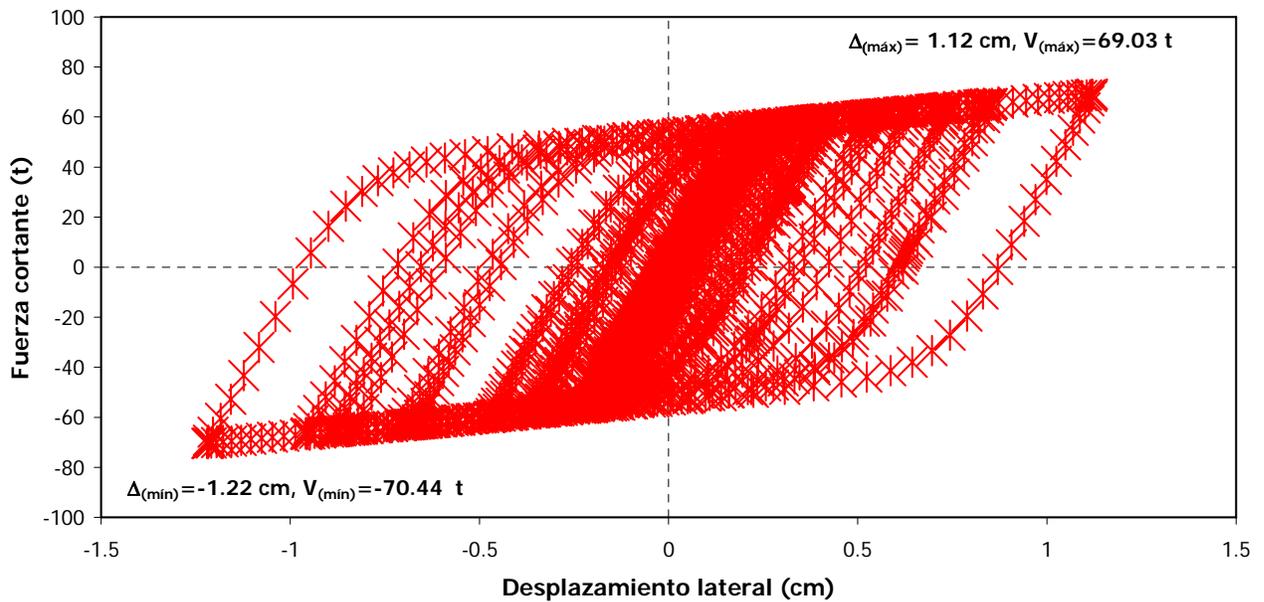


Fig 5.110.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*2, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

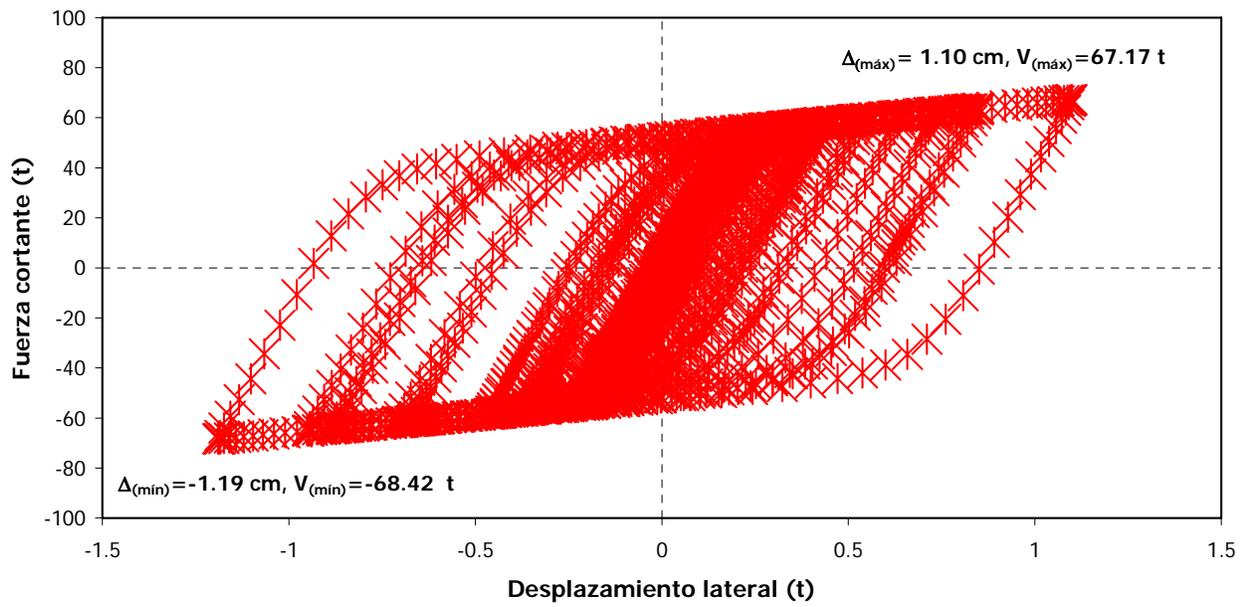


Fig 5.111.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*1, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

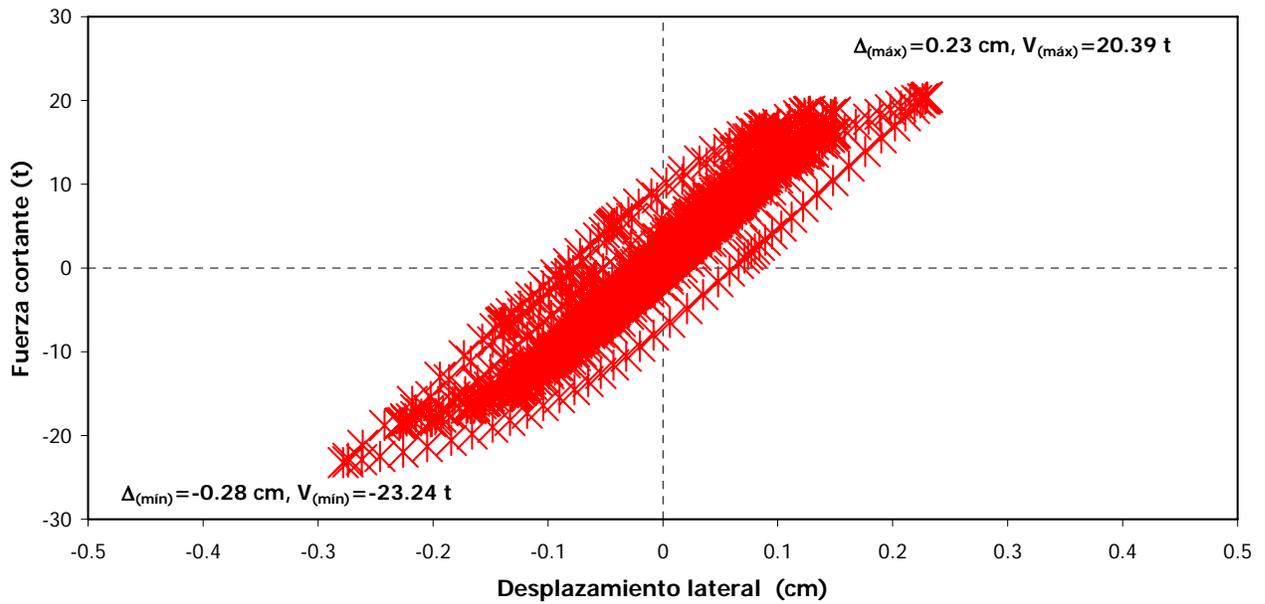


Fig 5.112.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°10, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el dissipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

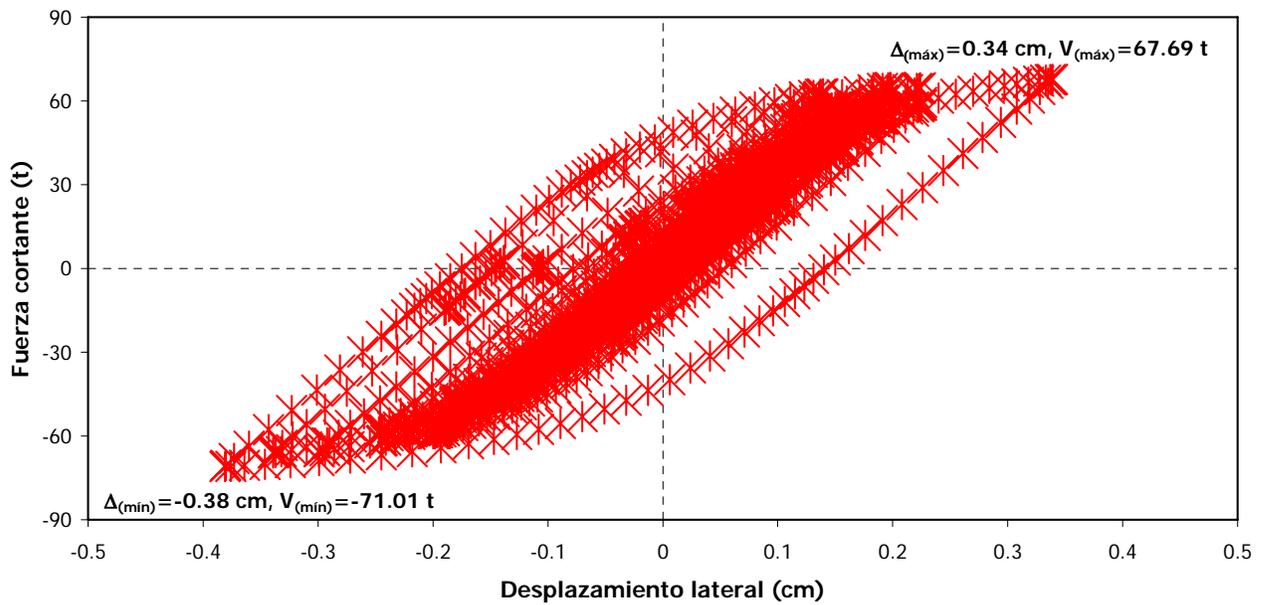


Fig 5.113.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N°8, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el dissipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

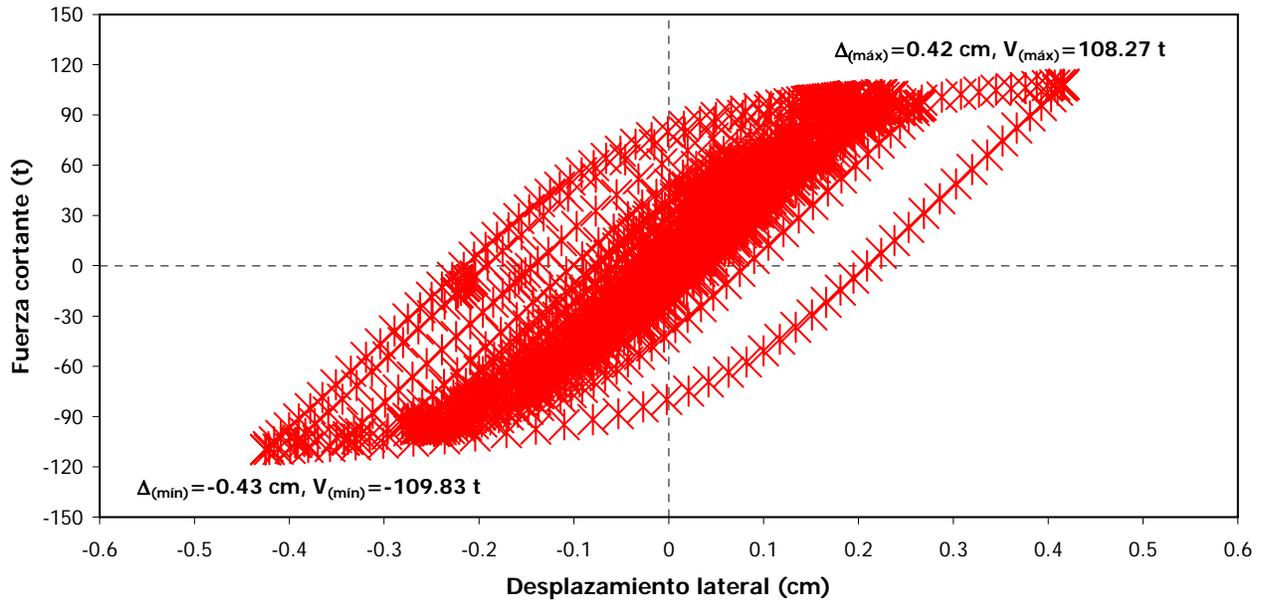


Fig 5.114.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N\*6, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el dissipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

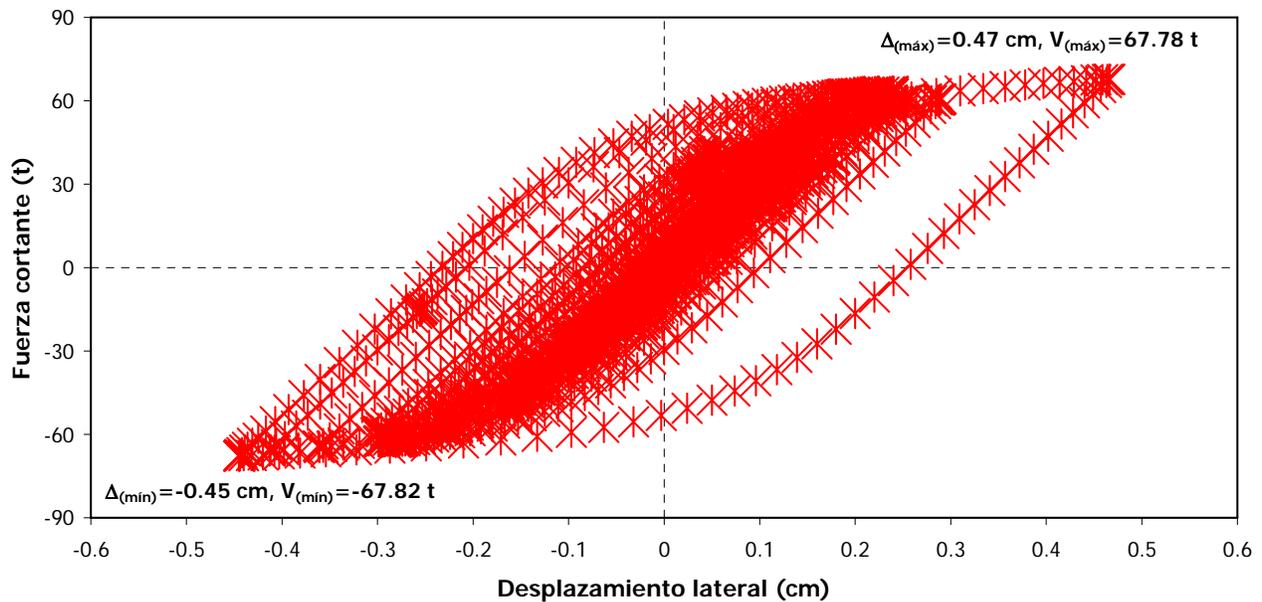


Fig 5.115.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del dissipador del N\*5, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el dissipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

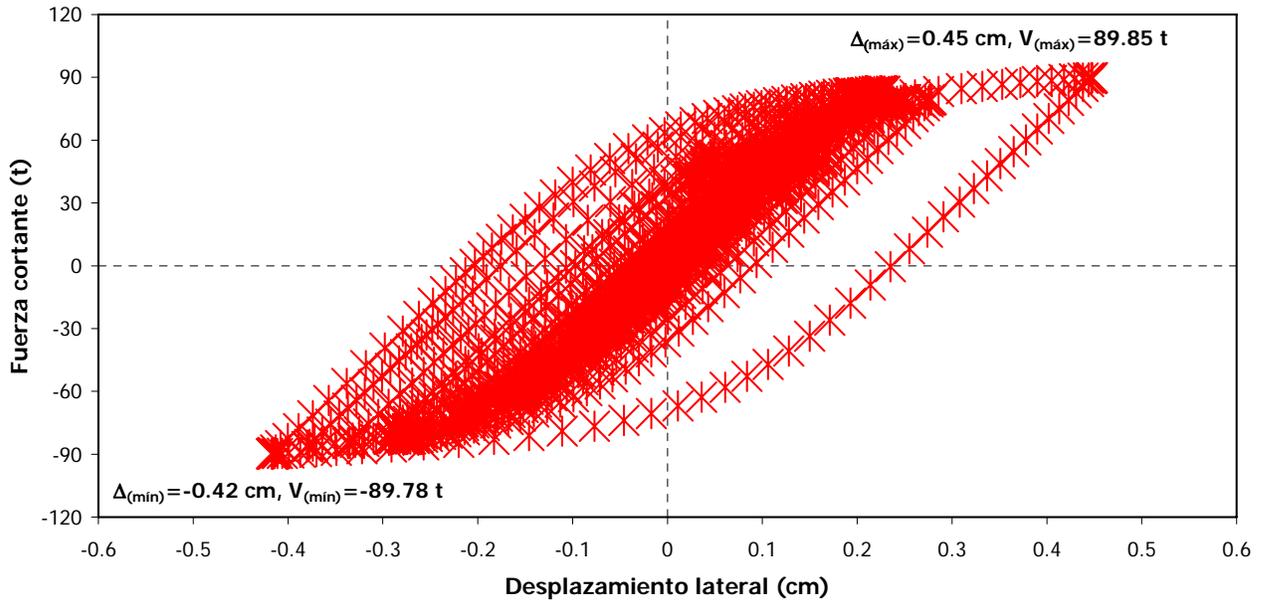


Fig 5.116.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*4, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

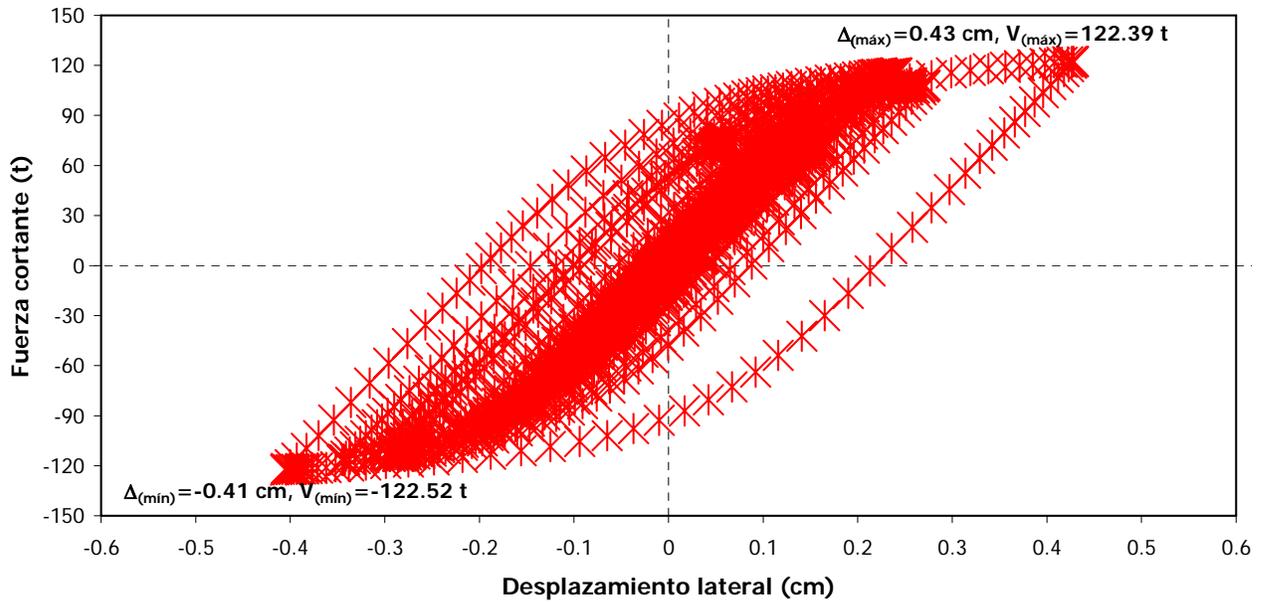


Fig 5.117.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*2, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

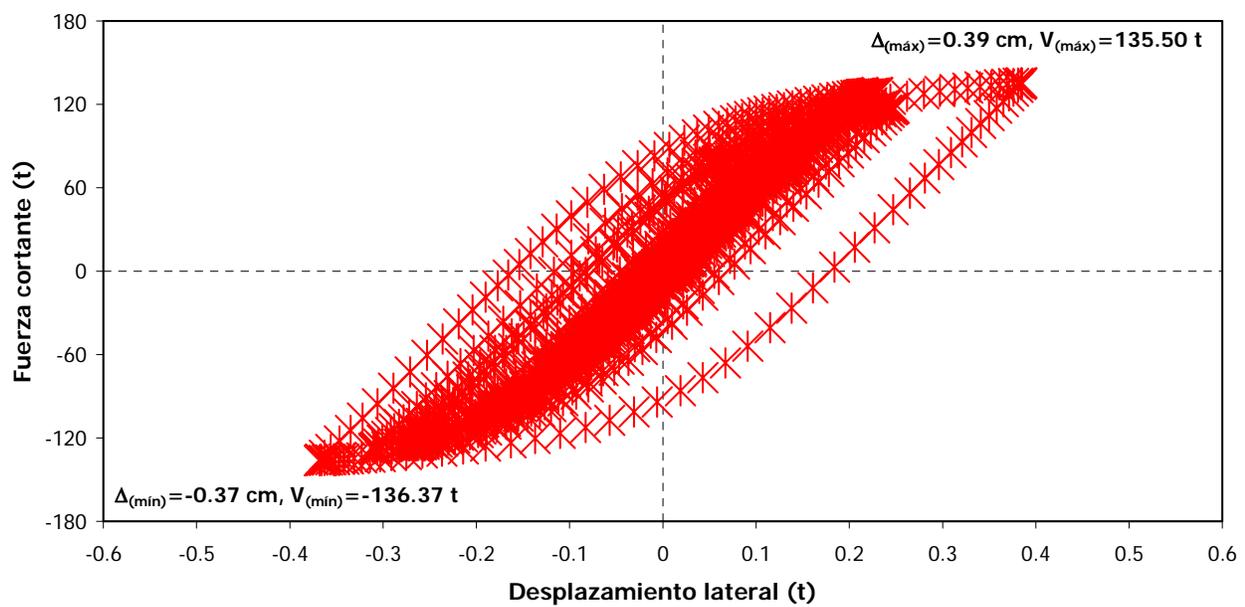


Fig 5.118.- Relación fuerza cortante-desplazamiento lateral del disipador del N\*1, eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

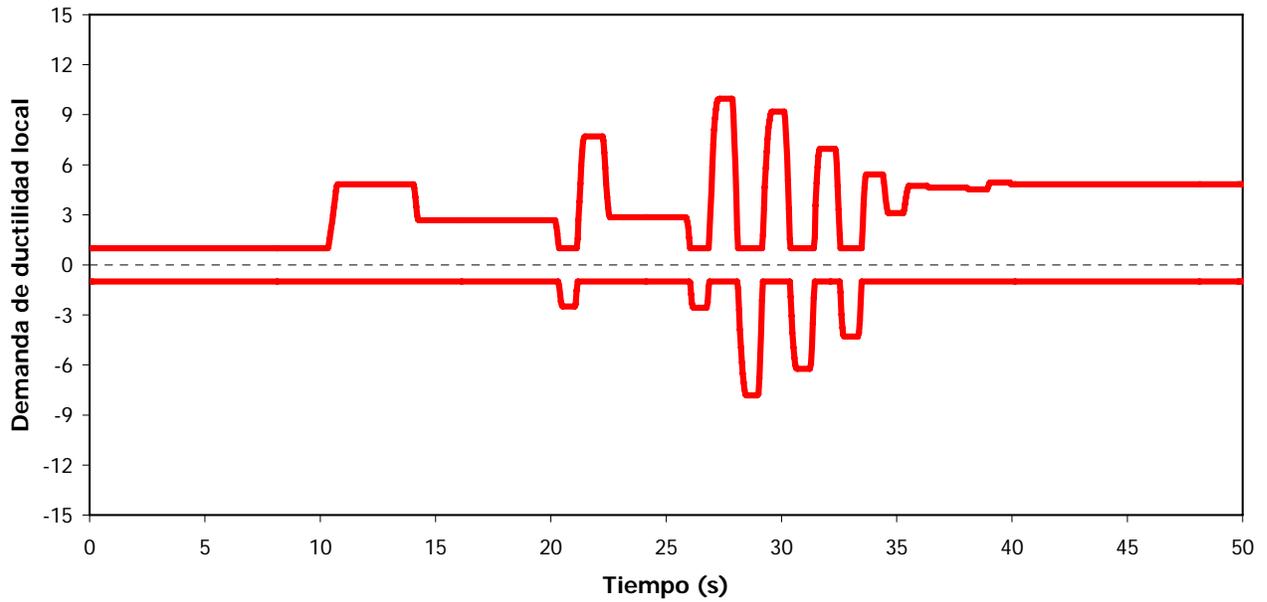


Fig 5.119.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

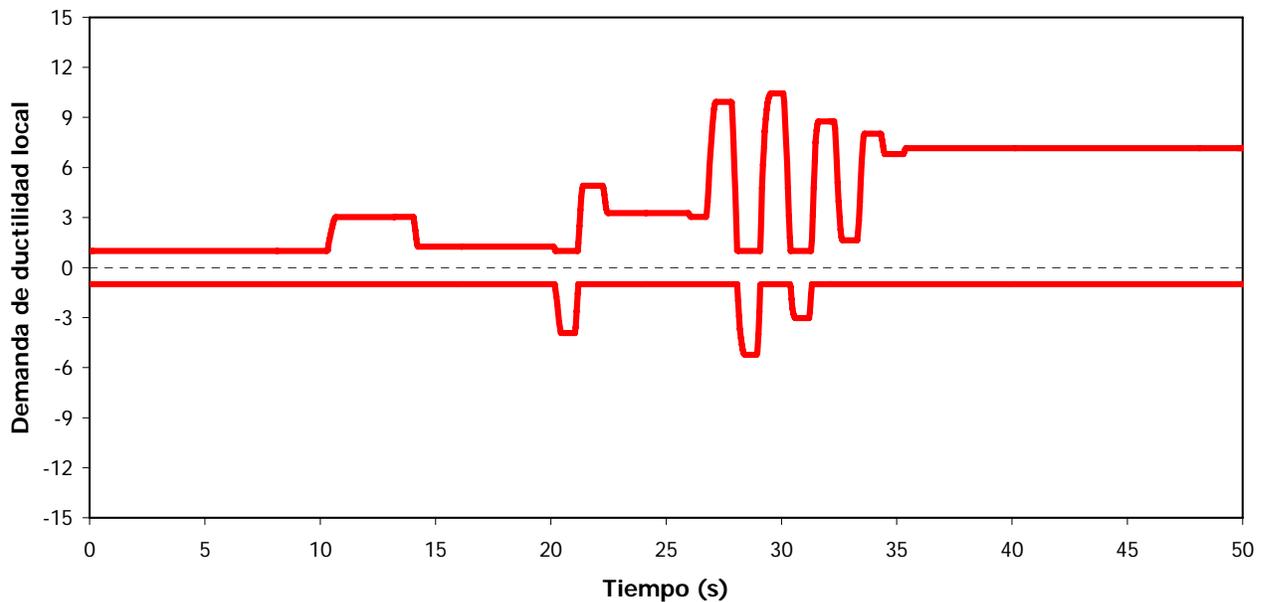


Fig 5.120.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

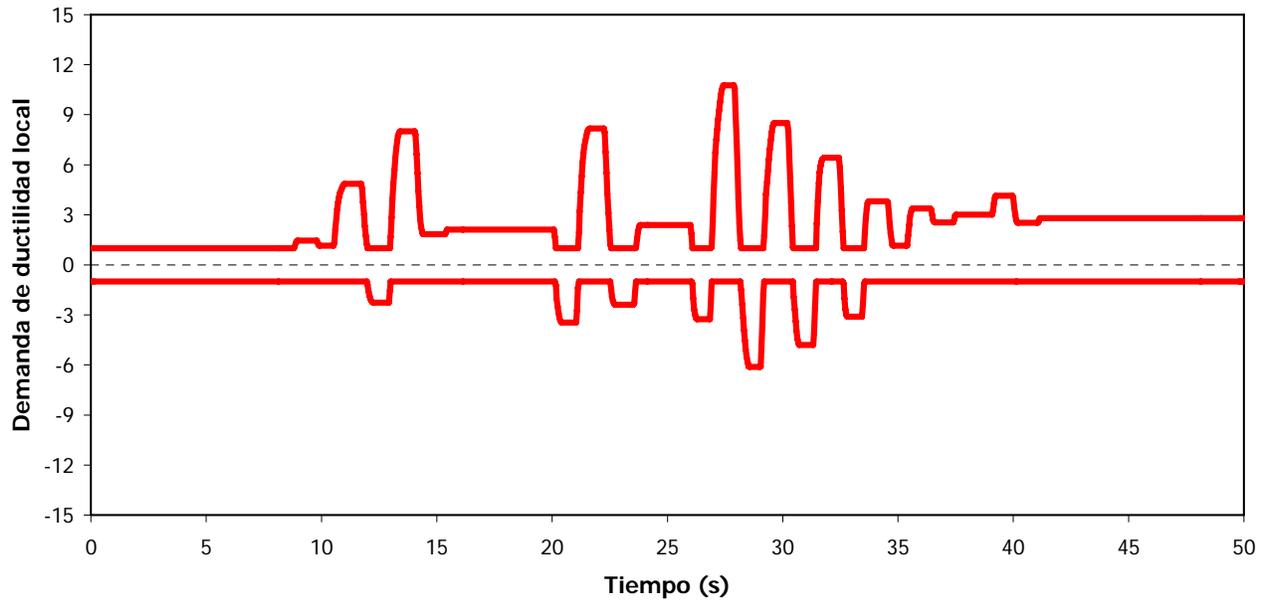


Fig 5.121.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 9 niveles, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 14)

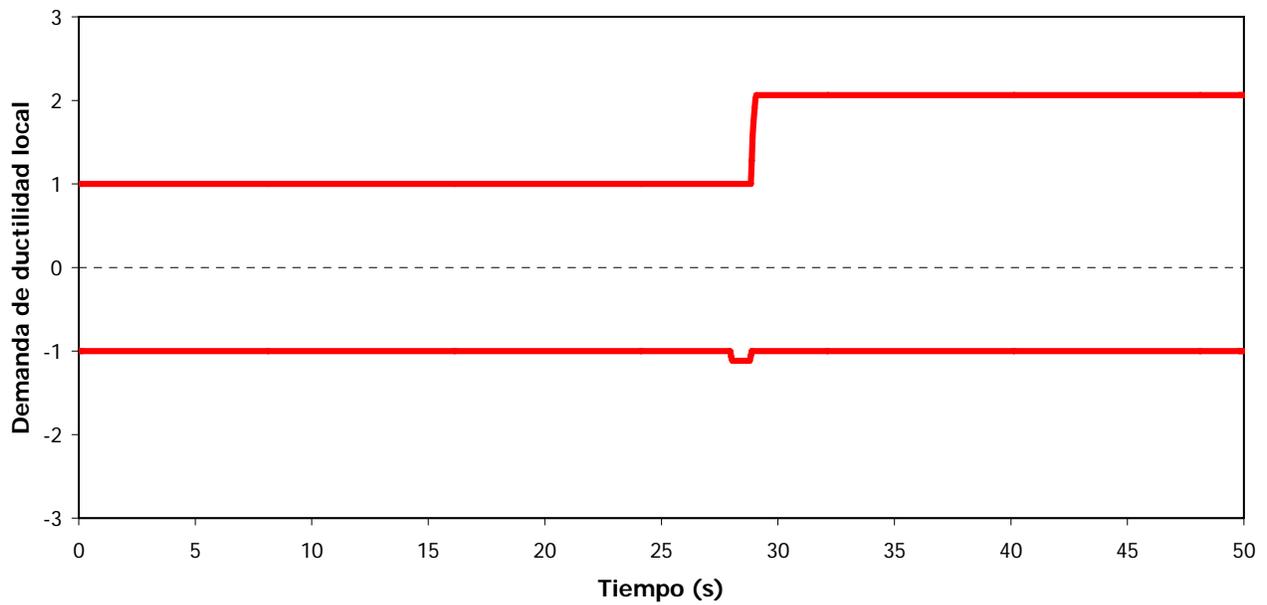


Fig 5.122.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso D

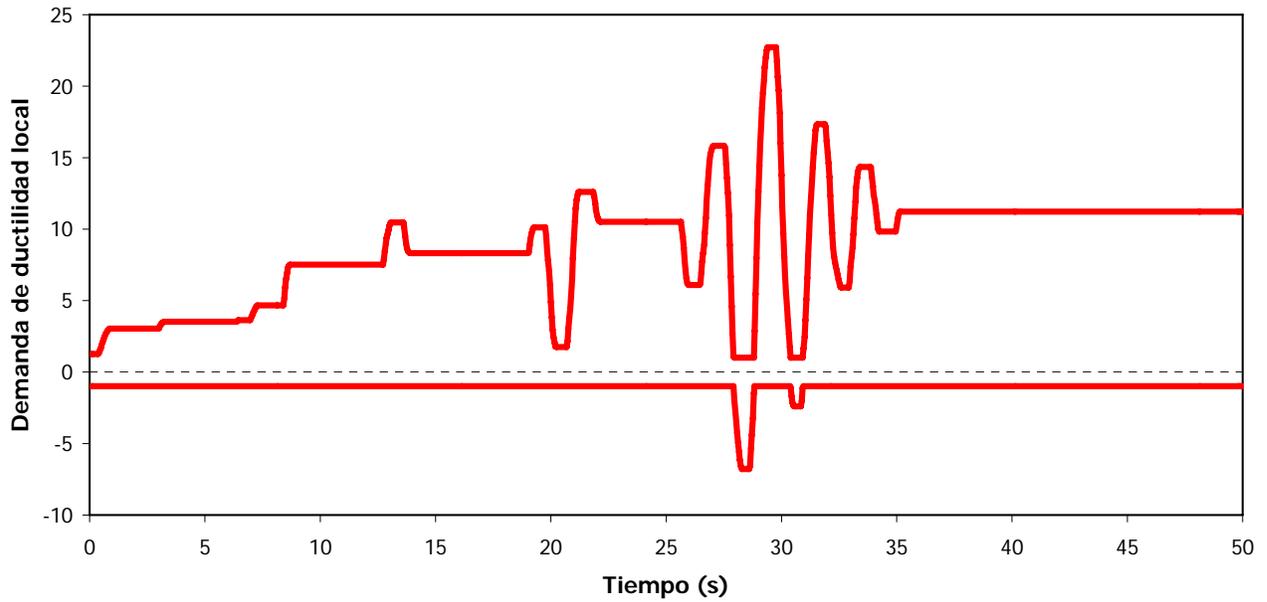


Fig 5.123.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5)

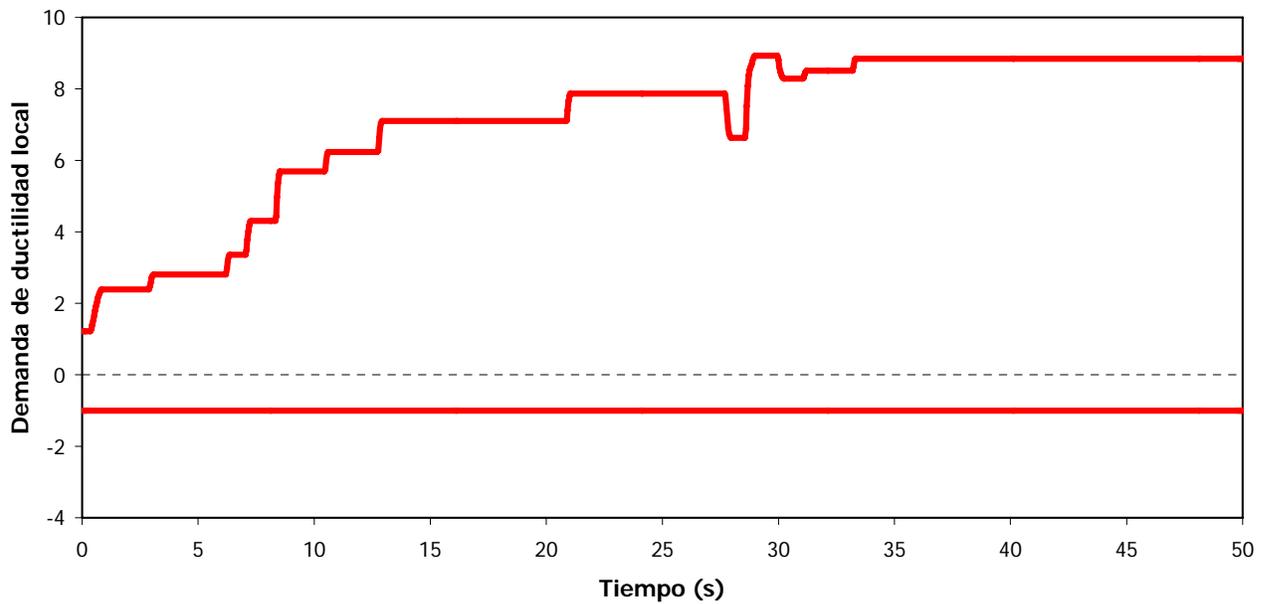


Fig 5.124.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje A del modelo de 10 niveles, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso)

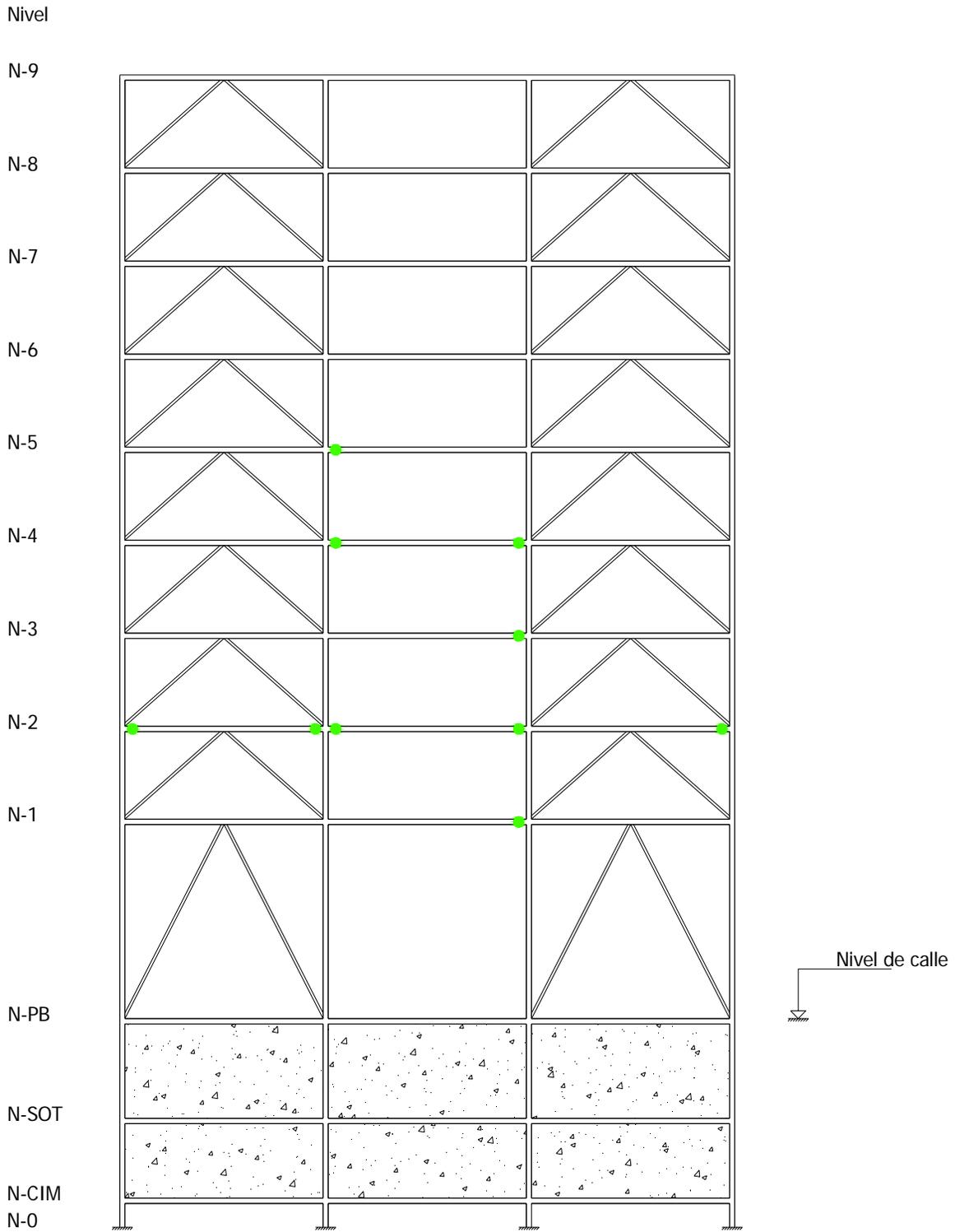


Fig 5.125.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, caso D, modelo 9 niveles

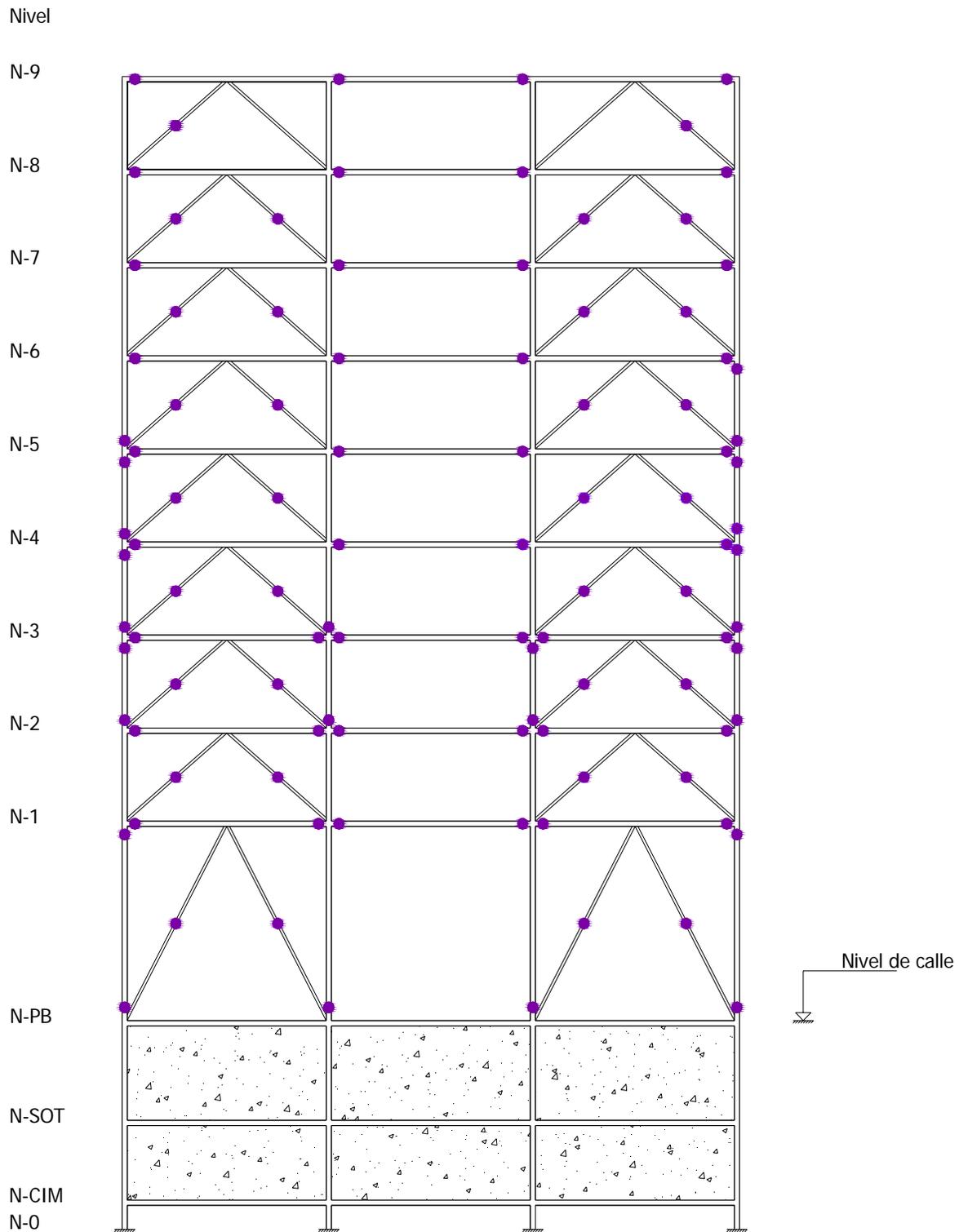


Fig 5.126.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, caso E (el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5), modelo 9 niveles

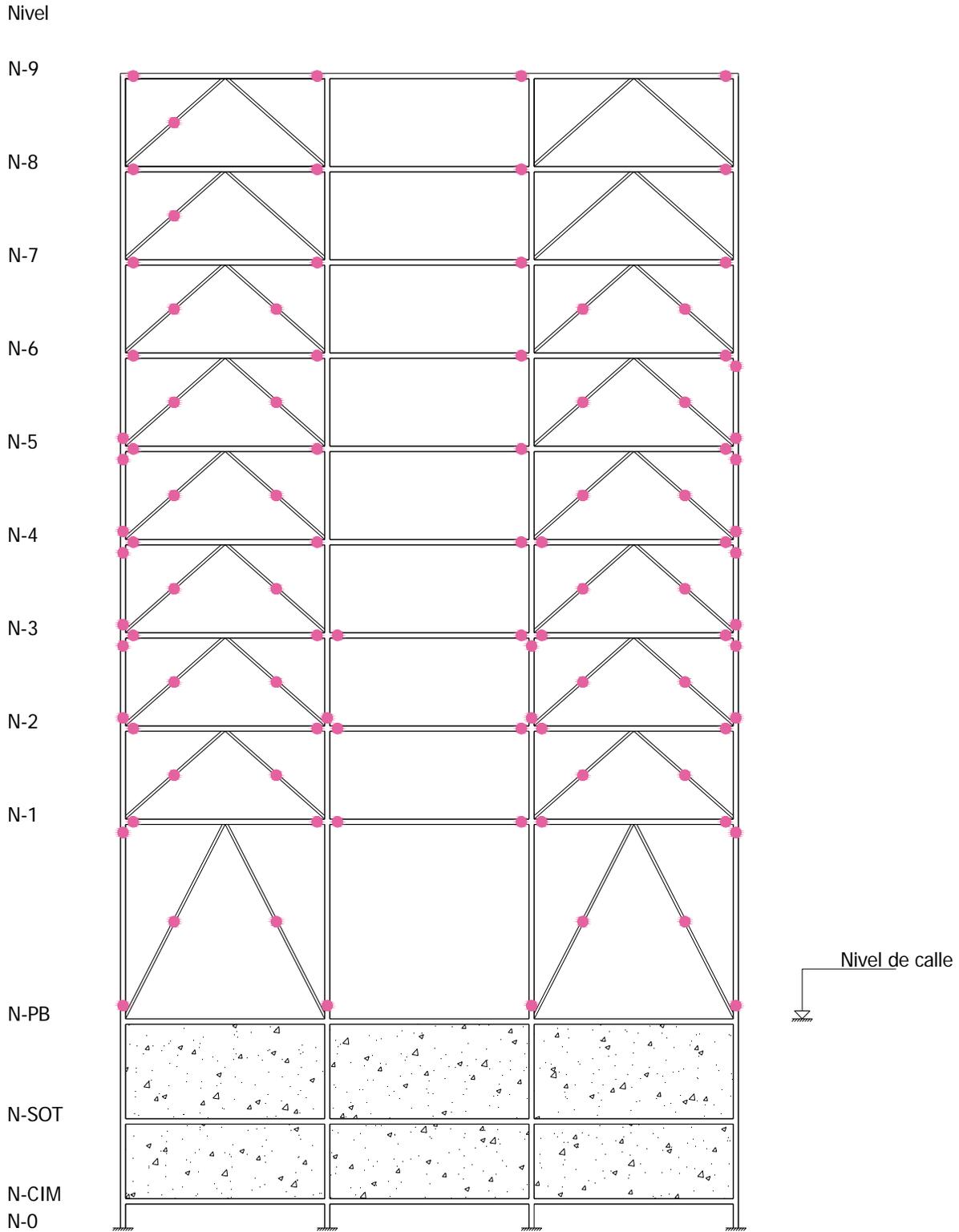


Fig 5.127.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, caso E (el dissipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso), modelo 9 niveles

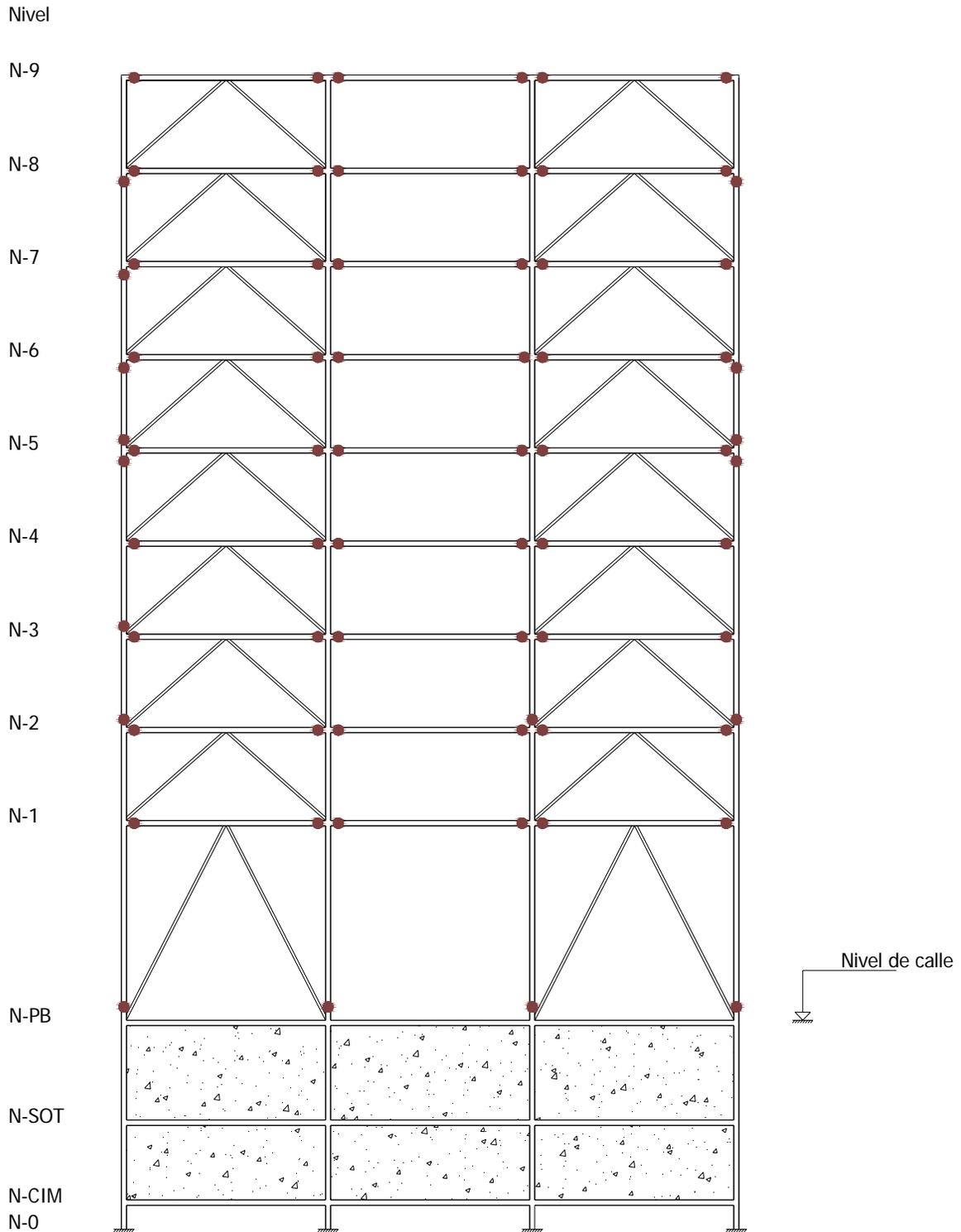


Fig 5.128.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 14), modelo 9 niveles

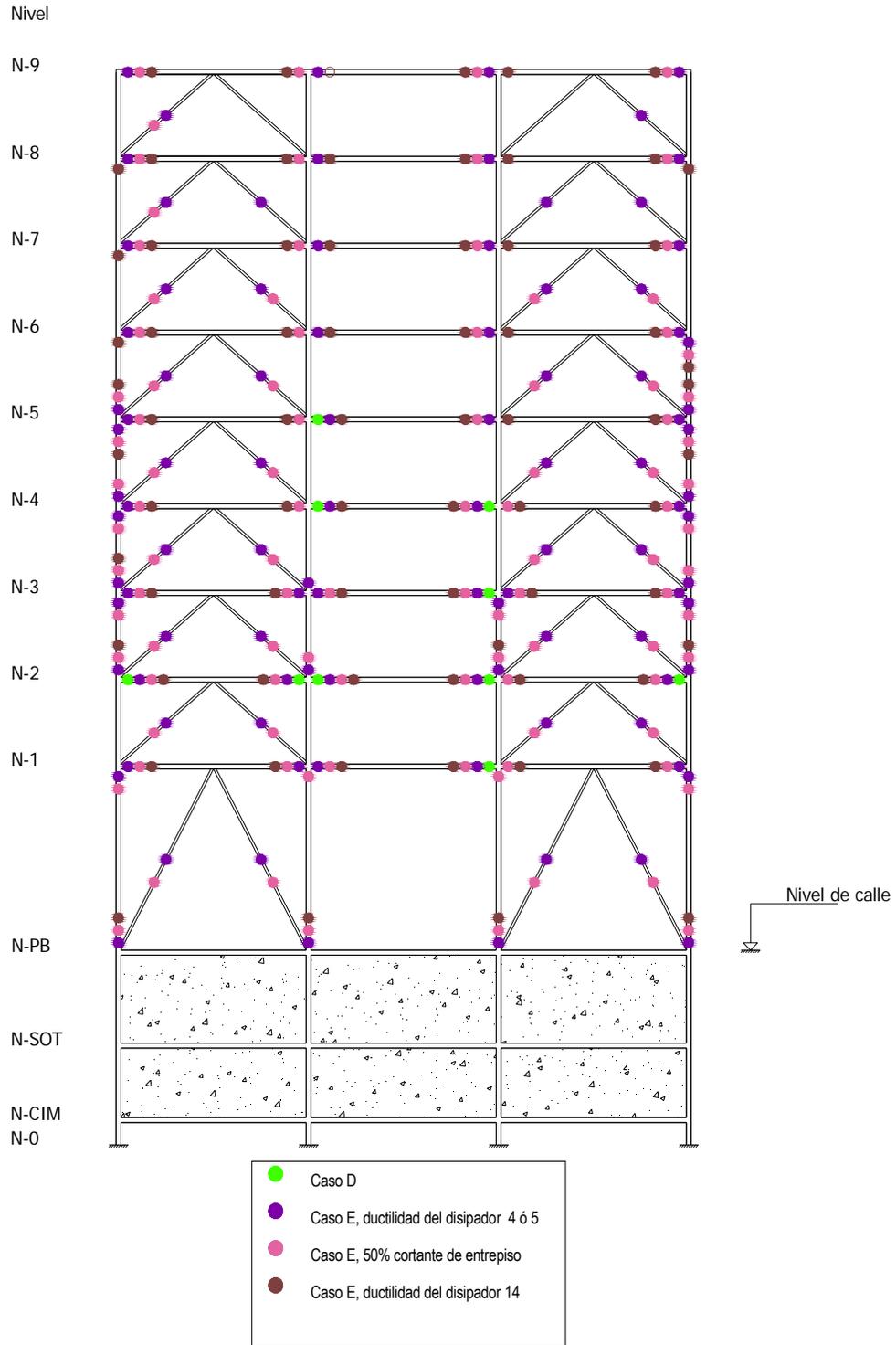


Fig 5.129.- Comparación de distribución de articulaciones plásticas, modelo 9 niveles, eje A

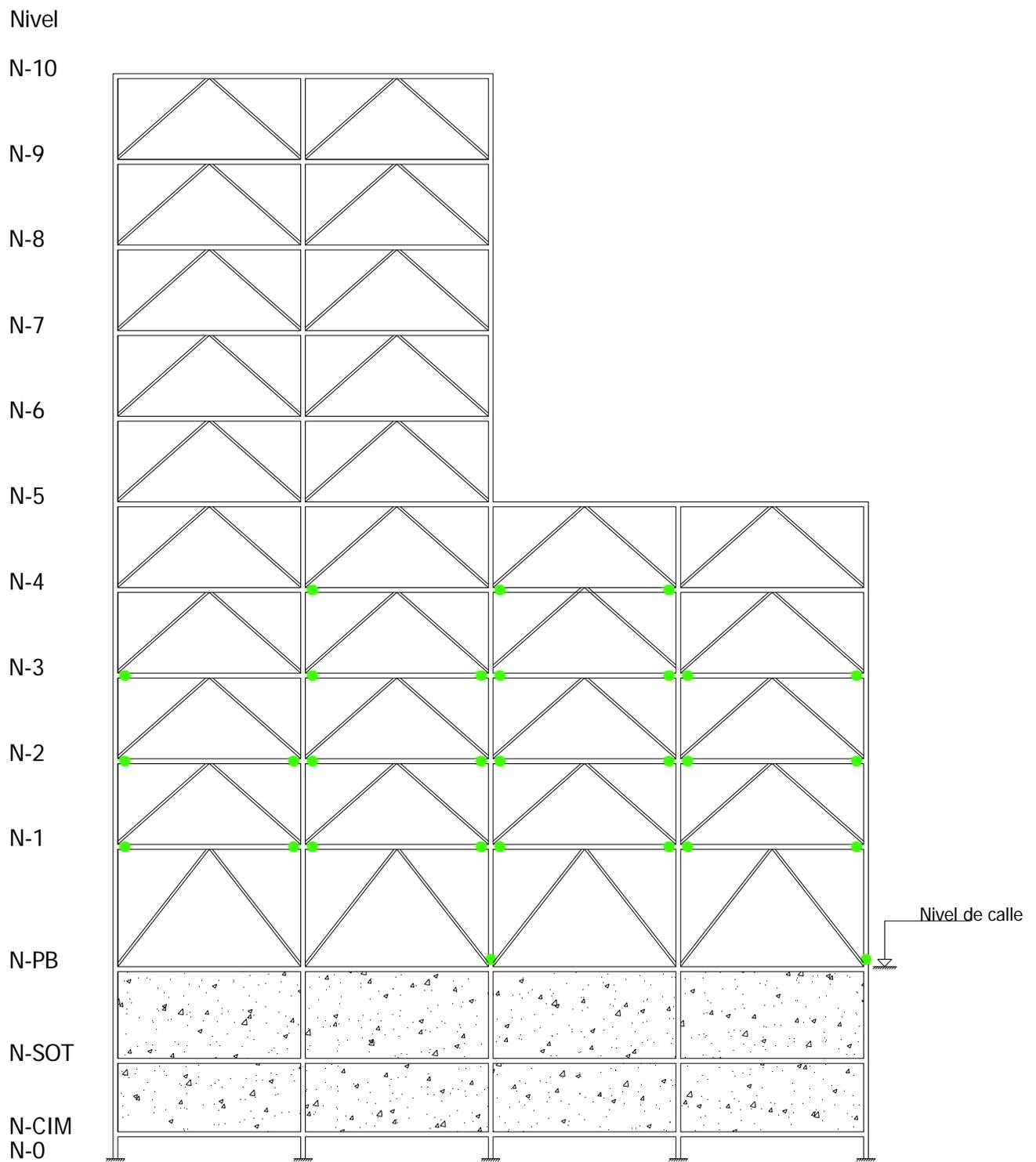


Fig 5.130.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, caso D, modelo 10 niveles

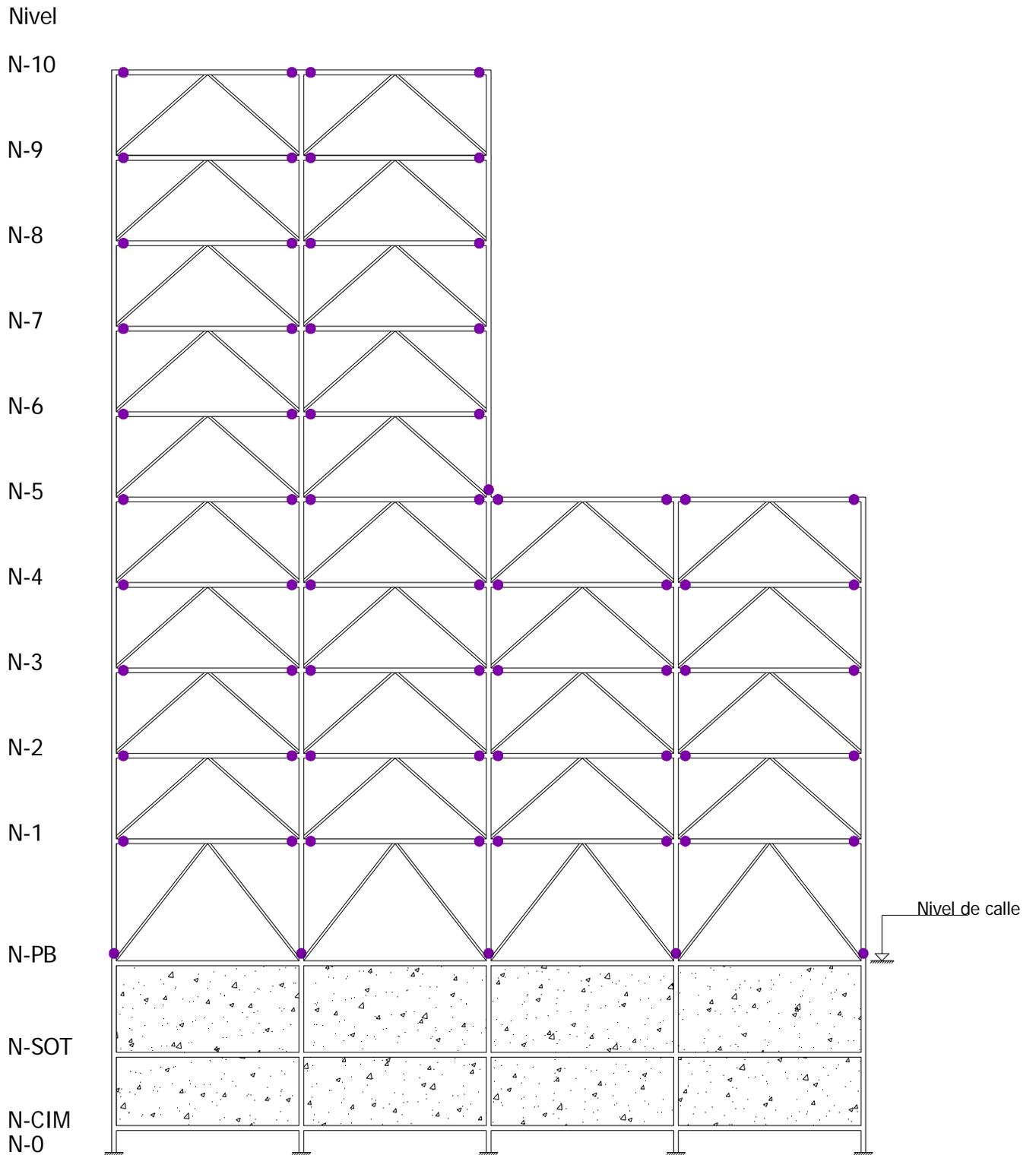


Fig 5.131.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, caso E (el dissipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5), modelo 10 niveles

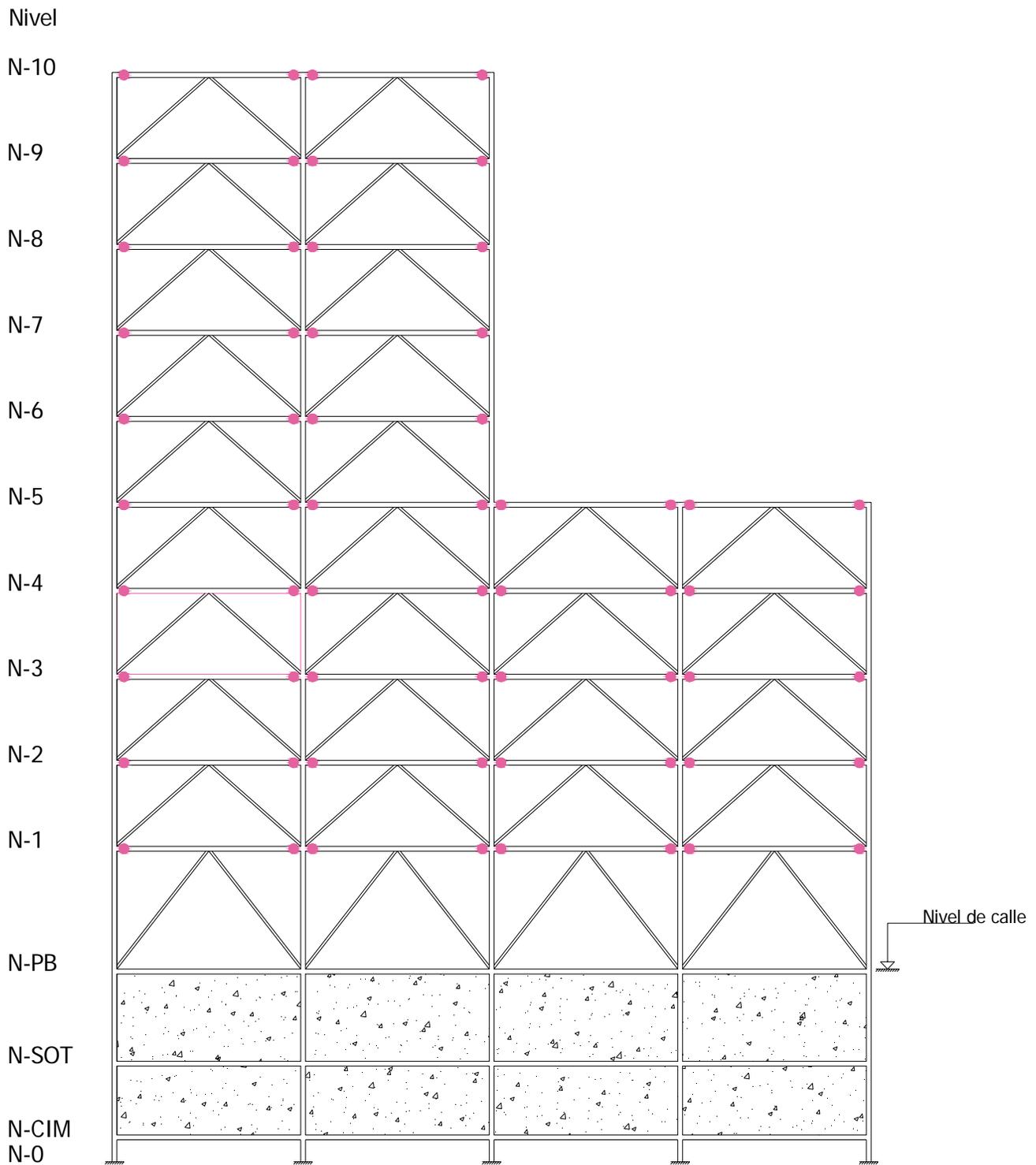


Fig 5.132.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, caso E (el disipador absorbe el 50% de cortante de entrepiso), modelo 10 niveles

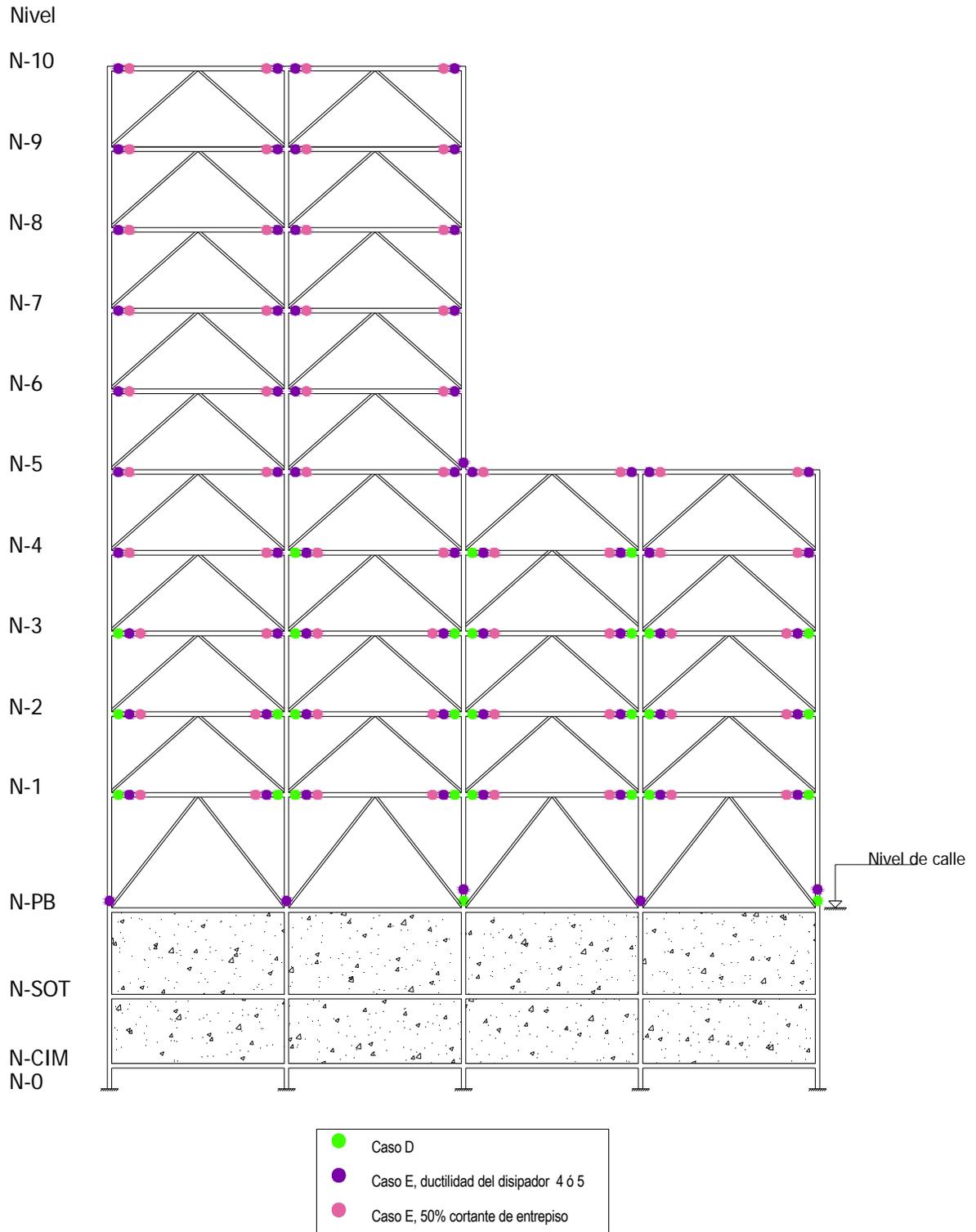


Fig 5.133.- Comparación de distribución de articulaciones plásticas, modelo 10 niveles, eje A

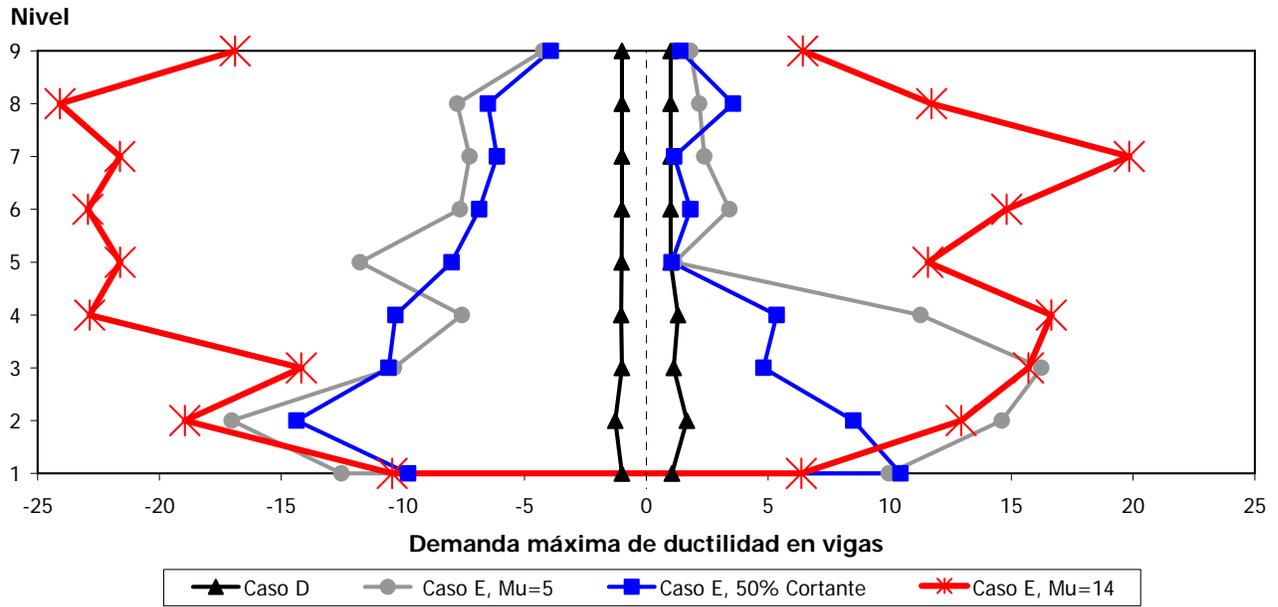


Fig 5.134.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje A, modelo 9 niveles

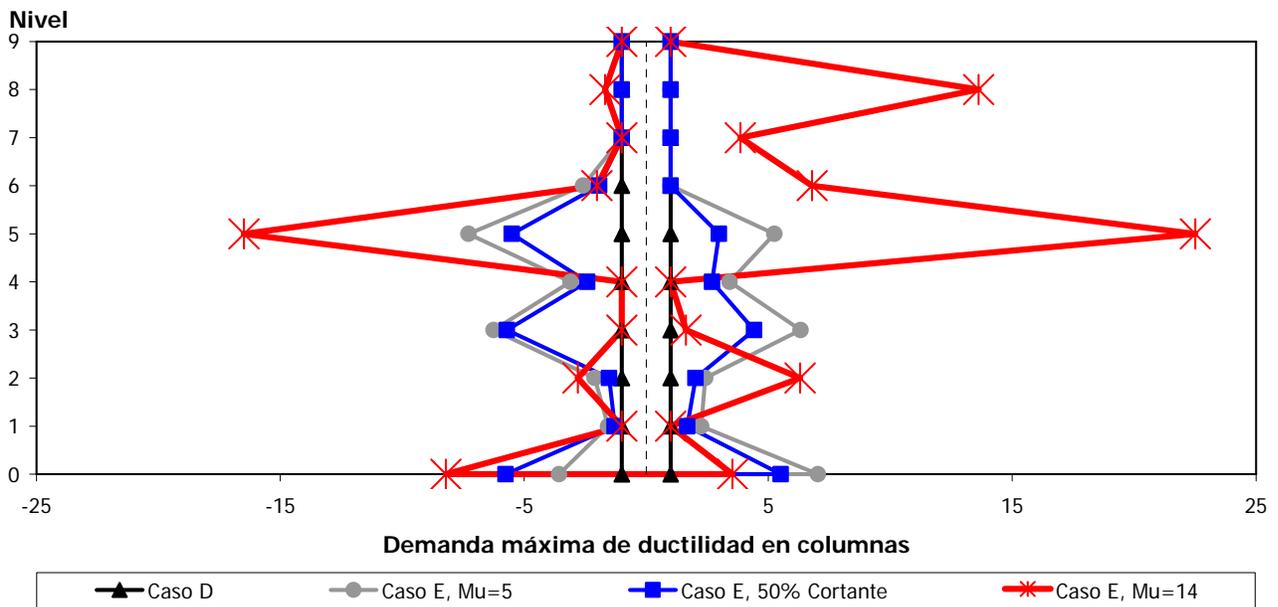


Fig 5.135.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje A, modelo 9 niveles

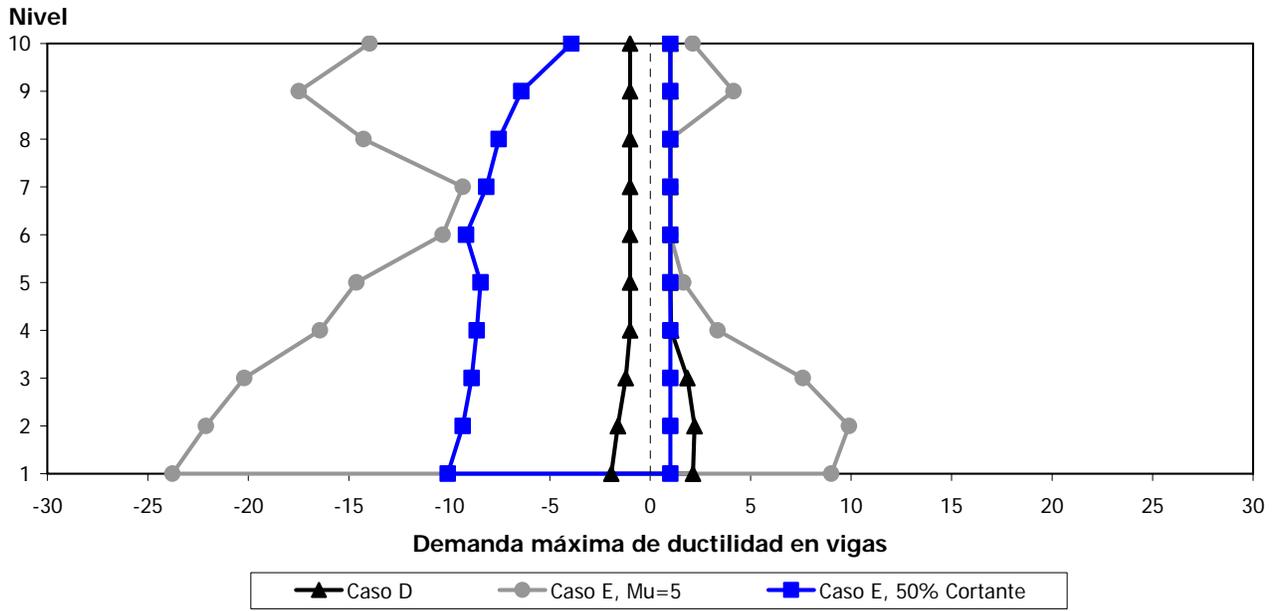


Fig 5.136.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje A, modelo 10 niveles

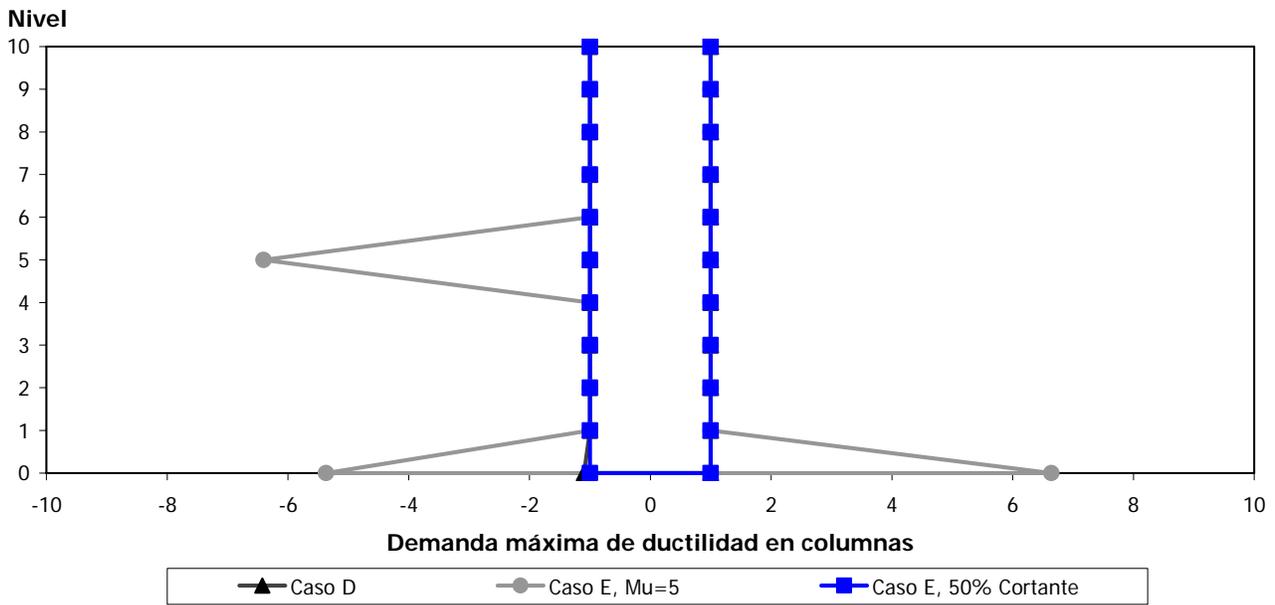


Fig 5.137.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje A, modelo 10 niveles

### 6. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

#### 6.1 Introducción

En este capítulo se hacen las comparaciones de los principales resultados calculados de los dos edificios (9 y 10 niveles) y las cinco alternativas de estructuración propuestas para cada uno, para fines de establecer las principales diferencias, y así definir las ventajas y desventajas entre los distintos tipos de estructuraciones propuestas.

Cabe recordar lo siguiente: la estructuración del caso A es de marcos en ambas direcciones; el caso B es el mismo caso A, pero rigidizado con diagonales de acero; el caso C es un edificio diseñado desde sus inicios con marcos y diagonales; la estructura del caso D es la misma que en el caso B, pero adicionándole disipadores de energía; y, el caso E es el mismo caso C con disipadores de energía. Para el caso E del modelo de 9 niveles se analizaron tres posibles condiciones de diseño de los disipadores de energía, a saber: a) el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5; b) el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso; y, c) el disipador desarrolla una ductilidad de 14. Para el modelo de 10 niveles sólo se consideraron las condiciones a) y b), debido a que se observó que cuando el disipador desarrolla una ductilidad de 14, los desplazamientos laterales que se generan son tan grandes que se rebasa por mucho el estado límite de servicio. Los dos

edificios tienen características estructurales similares en dimensiones geométricas, materiales, uso (grupo B, oficinas), ubicación en zona sísmica III<sub>b</sub> (compresible) según las NTC-Sismo del RCDF-04, etc. La revisión del estado límite de servicio se hizo para que los desplazamientos laterales relativos máximos de entrepiso no excediera el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso; para el diseño de las cuantías de acero de refuerzo se tomó en cuenta el factor de comportamiento sísmico  $Q=3$ , satisfaciendo los requisitos generales y de marcos dúctiles de las NTC-Concreto y NTC-Metálicas del RCDF-04. Se determinó el comportamiento sísmico dinámico paso a paso elástico e inelástico, a nivel global y local, ante la acción del acelerograma SCT, componente EW, sismo del 19 de septiembre de 1985. Los análisis hechos incluyeron los efectos de la flexibilidad de la base de cada caso de estructura de interés.

### 6.2 Análisis sísmicos elásticos para diseño

Los resultados que se muestran en esta sección se obtuvieron a partir de los análisis dinámicos modales espectrales.

#### 6.2.1 Comparación de las dimensiones definitivas de los miembros estructurales

Las tablas 6.1 a 6.6 comparan las dimensiones definitivas de los miembros estructurales de los diferentes casos de estructuración (A, B, C, D y E) de los edificios 9 y 10 niveles. Son el resultado de satisfacer los estados límite de servicio y de falla definidos en las NTC-Sismo del RCDF-04.

Los elementos estructurales de los casos A y B (igual al caso A más diagonales de acero como refuerzo adicional) son siempre mayores que en el caso C, debido a que en éste último se asumió que los contraventeos metálicos existentes fueron proporcionados desde el proyecto inicial y no como un refuerzo adicional.

## 6.2.2 Periodos de vibración

Las tablas 6.7 y 6.8 comparan los periodos de los tres modos de vibración en las direcciones X, Y y  $\theta$  de los casos A, B, C, D y E de las estructuras tridimensionales de los edificios de 9 y 10 niveles, respectivamente. Las figs 6.1 y 6.2 muestran su ubicación con respecto de los espectros elásticos e inelásticos (ductilidad igual a 3) de diseño y de respuesta del registro SCT-EW85, para fines comparativos.

En general, todos los periodos fundamentales de vibración de los diferentes casos, ambos modelos, caen en la zona de la meseta del espectro de diseño de las NTC-Sismo del RCDF-04.

Con respecto de su ubicación en los espectros de respuesta del acelerograma utilizado, el edificio de 9 niveles, ambas direcciones, se encuentra más cercano de la zona crítica del espectro elástico; por lo que se refiere a su ubicación con respecto del espectro inelástico, se puede observar que las ordenadas espectrales son similares, independientemente del caso y tamaño de estructura. El caso A (estructura a base de marcos sin contraventeos) la estructura proporcionada por resistencia es sutilmente más rígida, y escasamente más flexible en la dirección X, con un periodo fundamental de vibración de 1.628 s y 1.572s para las direcciones X y Y, respectivamente; en el caso B por tratarse de la misma estructura con diagonales, resulta más rígida como era de esperarse, con periodos fundamentales similares en ambas direcciones, de 1.24 s, esto debido a que en la dirección X de las tres crujías que se tienen, las crujías extremas están contraventeadas y en la dirección Y de las cuatro crujías que presenta el modelo, de igual manera se rigidizan con diagonales las crujías extremas.; en el caso C se presentan valores intermedios, debido a que también la estructuración se encuentra entre los dos casos anteriores, ya que se trata de un edificio nuevo con diagonales desde su proyecto inicial y las secciones resultantes tienen tamaños menores que las del caso B lo que resulta en periodos un poco más flexibles, la dirección Y tiene un periodo de 1.39 s y de 1.47 s en la dirección X; el caso D presenta periodos del primer modo de vibración de 1.363 s y 1.341 s en las direcciones X y Y, respectivamente; esto debido a que como se trata de la estructura del caso B adicionando disipadores de energía donde el disipador debe desarrollar una ductilidad de 4 ó 5, los periodos tienden a ser más cortos, ya que los disipadores aportan un poco de rigidez a la estructura; en los casos E de 1.583 s y 1.514 s para la condición de diseño en que los disipadores de energía pueden desarrollar una ductilidad entre 4 y 5, de 1.518 s y 1.514 s para cuando los disipadores absorbe el 50% del cortante de entrepiso y, por último, de 1.641 s y 1.514 s para la condición en que el disipador desarrolla una ductilidad de 14, estas diferencias se dan debido a

## Capítulo 6

---

la rigidez adicional que proporcionan los disipadores , como puede observarse en los datos anteriores, cuando se requiere que el disipador desarrolle una ductilidad de 14, entonces el número de placas que conforma al disipador disminuirá, lo que lleva a una empobrecimiento en la rigidez; en cambio, si se requiere que el disipador absorba al menos el 50% del cortante de entrepiso, entonces será necesario aumentar el número de placas, lo que resulta en un incremento en la rigidez.

Al revisar la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los diferentes casos del modelo de 10 niveles, con respecto de los espectros de respuesta del registro SCT-EW85, se corrobora que para este edificio se está más lejos de la zona de máximas ordenadas espectrales; esto es, las diferentes estructuraciones del modelo de 10 niveles resultaron con mayor rigidez lateral. El caso A tiene un periodo de 1.300 s y 1.318 s en las direcciones X y Y, respectivamente, esto debido a que aunque se trata de un edificio a base de sólo marcos, se tiene una reducción de dos crujías en los niveles 6 a 10 en la dirección X; para el caso B como en el modelo anterior, se trata de la misma estructura rigidizada, pero debido a la distribución de las diagonales, ya que en la dirección X se rigidizan las cuatro crujías y en la dirección Y sólo las crujías extremas los periodos varían a 1.019 s y 1.120 s; para el caso C, debido a que se trata de una estructuración intermedia entre los dos casos anteriores, como era de esperarse se tienen periodos son de 1.020 s y 1.225 s, los cuales son valores intermedios entre los casos A y B; en el caso D, ya que se trata del caso B con disipadores de energía que desarrollaron una ductilidad de 4 ó 5, estos tienden a adicionar rigidez al sistema por lo que se tiene valores de 1.198 s y 1.254 s; y para los casos E: condición de diseño del disipador para desarrollar una ductilidad de 4 ó 5, de 1.215 s y 1.483 s; y para la condición en que el disipador pueda absorber el 50% de cortante de entrepiso, los valores son de 1.130 s y 1.477 s; como se explicó para el modelo de 9 niveles, los periodos son menores cuando se requiere que el disipador absorba al menos el 50% del cortante de entrepiso, debido al aumento de rigidez que aportan las placas de cada disipador. La dirección Y de todos los casos resultó más flexible, siendo el caso E el más desfavorable; este trabajo se centró principalmente en el comportamiento estructural de todos los casos de la dirección X.

El periodo fundamental de torsión de los modelos de 9 y 10 niveles presentó, en general, reducciones, tomando como base la estructuración del caso A, a saber: para el modelo de 9 niveles con 1.113 s para el caso A, 0.629 s para el caso B, 0.697 s para el caso C, 0.777 s para el caso D y 0.822 s para el caso E; para el modelo de 10 niveles con 0.812 s para el caso A, 0.424 s en el caso B, 0.452 s para el caso C, 0.704 s en el caso D, y en el caso E de 0.623 s. Las reducciones anteriores con respecto del caso A (solo

marcos en ambas direcciones) se deben a la participación importante de la rigidez torsionante que proporcionan las diagonales colocadas adecuadamente en los ejes de la periferia de cada estructura.

Las estructuras del caso B, edificios de 9 y 10 niveles, son más rígidas por la presencia de las diagonales, conservando las mismas dimensiones de las vigas y columnas; en el caso C se puede apreciar un poco más de flexibilidad debido a que se trata de una estructura concebida como nueva e intermedia entre los casos A y B; los casos D y E tienen periodos mayores que los de sus correspondientes casos B y C, debido a que los disipadores inducen un poco de flexibilidad al conjunto.

### 6.2.3 Desplazamientos horizontales máximos

Las tablas 6.9 y 6.10 comparan los desplazamientos laterales máximos de azotea de los casos A, B, C, D y E de los dos edificios en estudio; solamente se muestran las respuestas cuando el sismo actúa en la dirección X (ver figs 6.3 y 6.4). Estas respuestas son congruentes con los resultados de los periodos de vibración presentados anteriormente; los valores coinciden con el nivel de fuerza sísmica que se introduce en cada caso de estructura, con respecto a la ubicación de su periodo fundamental de vibración en el espectro de diseño utilizado. Por ejemplo, los casos A y C, del modelo de 9 niveles, tienen respuestas máximas de 39.30 cm y 28.47 cm, y los periodos fundamentales de vibración ( $T_1$ ) son de 1.63 s y 1.47 s, respectivamente. El caso D (con disipadores) alcanza un valor de 24.91 cm con un periodo de 1.36 s. En los casos E se tienen respuestas de 44.29 cm ( $T_1= 1.58$  s), 37.30 cm ( $T_1= 1.52$  s) y 66.66 cm ( $T_1= 1.64$  s) para las condiciones de diseño en que el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5, el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso y el disipador desarrolla una ductilidad de 14, respectivamente.

En el caso A del modelo de 10 niveles se presenta un desplazamiento lateral máximo de 37.26 cm, para un  $T_1= 1.30$  s. Los casos B y C tienen desplazamientos laterales similares de 19.47 cm y 20.73 cm, respectivamente, con un periodo fundamental de vibración de 1.02 s. La respuesta máxima del caso D es de 14.80 cm, cuando el periodo fundamental de vibración fue de 1.20 s. Para el caso E, cuando el disipador desarrolla una ductilidad de 4 ó 5 el desplazamiento lateral máximo tiene un valor de 23.60 cm y para el caso en que el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso se presenta una respuesta máxima de 14.84 cm; los periodos fundamentales son de 1.21 s y 1.13 s, respectivamente.

### 6.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\frac{\Delta_{ri}}{h_i}$

Las tablas 6.11 y 6.12 comparan los valores máximos de este tipo de respuesta, tomando en cuenta las cinco alternativas de estructuración de los edificios de 9 y 10 niveles, respectivamente. Solamente en el caso E ( $\mu= 14$ ) del modelo de 9 niveles se excedió el límite permisible de 0.012 del estado de servicio; lo anterior es congruente porque el disipador fue diseñado para desarrollar demasiada ductilidad, de acuerdo a la condición previamente establecida (ver figs 6.5 y 6.6). Las respuestas de los casos del edificio de 10 niveles tienden a ser menores que en los casos correspondientes del edificio de 9 niveles; son estructuras ligeramente más rígidas, con periodos de vibración más pequeños, como se había mencionado anteriormente.

### 6.2.5 Fuerzas cortantes basales

Las tablas 6.13 y 6.14 comparan las fuerzas cortante basales (entrepiso N\*1–PB) de los dos edificios de interés, casos A, B, C, D y E (ver figs 6.7 y 6.8). Los casos en que se presenta mayor fuerza cortante basal son aquellos que cuentan con elementos estructurales que aportan rigidez lateral adicional; lo anterior ocurre para los casos D y E, con diagonales y disipadores.

En el caso B, modelo de 9 niveles, la fuerza cortante basal es superior un 5.17% a la del caso A; este tipo de respuesta del caso C resulta inferior en 13.10%, con respecto del caso B. Después de comparar los resultados de los casos B y D, se observan importantes diferencias; en el primero se presenta una fuerza cortante basal de 1,147.58 t y en el segundo de 3,060.13 t. Lo mismo sucede si comparamos los casos C y E (con disipadores para tomar el 50% cortante de entrepiso); en el caso C se tiene una respuesta de 997.46 t y el caso E de 3,582.22 t.

Si comparamos las respuestas de los casos A y B, modelo de 10 niveles, en el caso B la fuerza cortante basal resulta superior en 10.14%; la respuesta del caso B es mayor en un 18% con respecto de lo que actúa en el caso C. Nuevamente se presentan diferencias considerables, después de comparar las respuestas máximas de los casos B y D; el caso con disipadores tiene una fuerza cortante mayor un 66.32%, con respecto de las 1,775.57 t que actúan en el modelo estructural del caso B. Algo semejante ocurre entre los

casos C y E (con disipadores para tomar el 50% cortante de entrepiso); la fuerza cortante basal actuante en el modelo con disipadores es superior en 76.09% con respecto de las 1,513.02 t del caso C.

### 6.3 Comparación de resultados inelásticos

En esta sección se comparan los resultados de los análisis sísmicos paso a paso de los casos A, B, C, D y E de las estructuras de 9 y 10 niveles, considerando el comportamiento elástico e inelástico; se utilizó el programa de computadora DRAIN-2DX y el acelerograma SCT-EW85. Sólo se muestran los resultados del eje A de cada estructura de interés.

La respuesta paso a paso elástica e inelástica de cada estructura se determina proporcionando resistencias muy grandes y las resistencias nominales de diseño, respectivamente; con este tipo de análisis es posible determinar el comportamiento sismorresistente más cercano a la realidad, así como localizar las zonas en los miembros estructurales donde se llegan a alcanzar las resistencias.

Con base en los análisis de cada caso de los edificios de 9 y 10 niveles se comparan los desplazamientos horizontales máximos, las demandas máximas de ductilidad global, las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, las relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, la distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local. La comparación de historias en el tiempo de elementos mecánicos se presentaron en el cap 4 para los casos A, B y C, y en el cap 5 para los casos D y E.

#### 6.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales, historias de desplazamientos de azotea y demandas máximas de ductilidad global

Las figs 6.9 y 6.10 comparan las envolventes de los desplazamientos horizontales inelásticos de los diferentes casos de los modelos de 9 y 10 niveles, respectivamente. El caso A del modelo de 9 niveles, con estructuración a base de sólo marcos en ambas direcciones, presenta la respuesta máxima (39.75 cm), en comparación del caso B (mismo caso A, pero rigidizado con diagonales metálicas) con 13.90 cm, y el caso C

## Capítulo 6

---

(estructura nueva, diseñada a base de marcos y diagonales de acero estructural) con 33.92 cm. En cuanto a los resultados de los casos con disipadores, caso D (mismo caso B, pero con disipadores) contra los casos E (caso C con disipadores), es evidente que el primero tendrá menor respuesta debido a la estructuración con la que fue concebido. El caso E de la condición de diseño para que los disipadores pudieran desarrollar una ductilidad  $\mu=14$ , es el que presenta desplazamientos mayores, lo que es congruente porque los disipadores fueron diseñados para desarrollar una ductilidad grande.

Para el caso del modelo de 10 niveles, el caso A, por tratarse de una estructura a base de sólo marcos, tiene una respuesta máxima de (18.83 cm) que contrasta con el caso B (caso A con diagonales de acero) con 9.07 cm, y para el caso C que se trata de una estructura a base de marcos y diagonales de acero desde el proyecto tiene una respuesta de 8.58 cm. Para los casos con disipadores de energía presentan el mismo comportamiento mencionado en el párrafo anterior por lo que el caso D tiene un desplazamiento máximo de 15.14 cm, el caso E en donde el disipador absorbe el 50% del cortante de entrepiso tiene una respuesta máxima de 13.30 cm.

Las figs 6.11 a 6.17 comparan las historias en el tiempo de los desplazamientos laterales elásticos e inelásticos de cada uno de los casos de estructuración del modelo de 9 niveles. El caso A (a base de marcos) presenta algunas diferencias entre los desplazamientos elásticos e inelásticos, lo que indica que dicha estructura incurrió en el rango no-lineal. En el caso B no hubo fluencias, debido a la contribución importante de las diagonales metálicas colocadas como un refuerzo en el caso A. El caso C sí muestra incursión en el rango inelástico. El caso D presenta ligero comportamiento no-lineal, tanto para la condición en que se asume que solamente pueden fluir los disipadores (gráfica con leyenda: Inelástico disipadores), así como también para la condición en que se diseñó para que pudieran fluir los disipadores y los elementos estructurales existentes convencionales (gráfica: Inelástico); las diferencias en las dos curvas inelásticas anteriores es poco perceptible, lo que se implica que el comportamiento no-lineal desarrollado fue regido por los disipadores de energía. En los casos E ( $\mu=4$  ó 5) y E (50% cortante de entrepiso) se presenta algo similar al caso D. En el caso E ( $\mu=14$ ) sí se detecta que los elementos estructurales convencionales presentaron algo de fluencia, además de los disipadores.

Las figs 6.18 a 6.23 tienen ahora la comparación de las historias en el tiempo de los desplazamientos horizontales elásticos e inelásticos de los diferentes casos del eje A del modelo de 10 niveles. El caso A sí

---

presenta una pequeña incursión en el rango no-lineal. En los casos B y C no hay fluencias. En el caso D se nota poca incursión en el rango no-lineal. El caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) presenta un poco más de comportamiento inelástico, no así para el caso E (50% cortante de entrepiso) en que el comportamiento es elástico.

Las tablas 6.15 y 6.16 presentan las demandas máximas de ductilidad global ( $\mu_G$ ) del eje A de los edificios de 9 y 10 niveles (casos de A, B, C, D y E), respectivamente; este tipo de respuesta se determinó como el cociente  $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_y$ , con base en los resultados de los desplazamientos laterales inelásticos máximos ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ) y del instante en que se presentó la primera fluencia ( $\Delta_y$ ) en azotea. Los resultados muestran que el caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) de la estructura de 9 niveles presenta la mayor respuesta, con una demanda máxima de ductilidad global de 2.33; los casos B y D permanecen prácticamente elásticos, como era de esperarse. Los casos B, C y D del modelo de 10 niveles no incursionan en el rango inelástico; el caso A prácticamente, también, se mantiene en el rango elástico, para fines prácticos. El caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) es el que desarrolló mayor ductilidad global, de 1.60; el otro caso E (50% cortante de entrepiso) permanece elástico.

### 6.3.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso $\frac{\Delta_{ri}}{h_i}$

Las tablas 6.17 y 6.18 comparan los máximos y mínimos de los resultados de las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  inelásticas de los modelos de 9 y 10 niveles (casos A, B, C, D y E), respectivamente. Las figs 6.24 y 6.25 muestran su distribución con respecto de la altura. El caso A (estructura a base de marcos) del modelo de 9 niveles es el que presenta la respuesta mayor, con un máximo de 0.01311, ligeramente por arriba del límite permisible; el caso B (mismo caso A, pero rigidizado con diagonales metálicas) muestra resultados bastante pequeños (por debajo de 0.006); las respuestas del caso C (diseño nuevo con vigas, columnas y diagonales) son inferiores al límite admisible de 0.012. De los modelos con disipadores de energía, las respuestas del caso D están ligeramente por encima del caso B, bastante pequeñas; el caso E ( $\mu=14$ ) presenta la mayor respuesta, como era de esperarse, con un máximo de 0.01738, muy por arriba del límite permisible de 0.012, que corrobora que esta condición de diseño de los disipadores no es adecuada. Además, en el caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) la respuesta máxima fue de 0.01451. Esto es, el caso E que mejor se comporta es aquel en que los disipadores se diseñaron para absorber hasta el 50% de la fuerza cortante de entrepiso, con un valor máximo de 0.01139.

Las respuestas calculadas en los diferentes casos del modelo de 10 niveles tienden, en general, a ser inferiores que el límite permisible preestablecido de diseño de 0.012; esto es, se verifica que los diferentes casos (sin y con disipadores de energía) del modelo de 10 niveles muestran un comportamiento sismorresistente más favorable, con respecto de los respectivos casos de 9 niveles. El caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) es el más flexible, con un valor máximo de 0.00933; el caso E (50% cortante de entrepiso) presenta respuestas inferiores al resultado anterior.

### 6.3.3 Coeficientes sísmicos

Las tablas 6.19 y 6.20 muestran los coeficientes sísmicos máximos (positivos y negativos) calculados en el eje A de los modelos de 9 y 10 niveles (casos A, B, C, D y E), respectivamente, considerando los comportamientos elástico e inelástico. Las figs 6.26 a 6.38 tienen las historias en el tiempo de este tipo de respuesta. Las figuras de los casos D y E, con disipadores, presentan y comparan las respuestas de los comportamientos inelásticos, asumiendo que solamente el disipador pudiera llegar a su fluencia (gráfica con leyenda: Inelástico disipadores) y, también, que pudiera haber fluencia en el resto de estructura (gráfica Inelástico), además de los disipadores; lo anterior se hizo con fines de detectar la influencia de los disipadores de energía en la posible reducción de respuesta de la estructura convencional.

En los casos A, C y E del modelo de 9 niveles sí hubo incursión en el rango inelástico; el caso D se comporta elásticamente, para fines prácticos; la respuesta del caso B es elástica. El caso E con sus tres condiciones de diseño consideradas de los disipadores de energía muestran deformaciones inelásticas con diferente variación, dependiendo en gran medida de la filosofía de diseño de dichos dispositivos. En el caso E (condición de diseño para que los disipadores puedan desarrollar un ductilidad  $\mu= 4$  ó  $5$ ) solamente hubo fluencia en los disipadores; las curvas con leyenda Elástico (no se permite que fluyan los elementos estructurales) e Inelástico disipadores (sólo los disipadores pueden fluir) no presentan diferencias entre sí. En el caso E en que los disipadores absorberán el 50% de la fuerza cortante de entrepiso (diseño de cada disipador de energía con un número importante de placas) y asumiendo que sólo los disipadores pueden fluir y la estructura convencional tiene resistencias muy grandes (curva tipo Inelástico disipadores), el comportamiento es prácticamente elástico; cuando todos los elementos estructurales tienen resistencia finita sí se observa comportamiento inelástico, lo que implica que los elementos estructurales convencionales (vigas

y columnas) son los que realmente entran al rango no-lineal. En el caso E de la condición de diseño de los disipadores para desarrollar una ductilidad muy grande ( $\mu= 14$ ), sí se presenta comportamiento inelástico en los disipadores y en la estructura convencional; se tiene una reducción importante de respuesta con respecto de lo que ocurre cuando no se tienen fluencias; en la gráfica Inelástico se puede notar que todos los elementos (vigas, columnas, diagonales y disipadores) tienen influencia en el comportamiento total de la estructura.

El caso A del modelo de 10 niveles muestra poco comportamiento inelástico, casi se mantuvo en el rango elástico. En los casos B, C y D el comportamiento fue elástico. El caso E ( $\mu= 4$  ó 5) presenta poco comportamiento inelástico; los disipadores fluyen muy poco (curva Inelástico disipadores); cuando todos los elementos estructurales, incluyendo los disipadores de energía, participan con sus respectivas resistencias (curva Inelástico), sí se observa un poco más de deformaciones inelásticas. Los resultados del caso E (50% cortante de entrepiso), cuando sólo los disipadores pudieran fluir (curva Inelástico disipadores), muestran que los disipadores realmente no llegan a fluir, debido a la resistencia elevada con que tuvieron que ser proporcionados para poder absorber el 50% del cortante necesario en cada uno de los entrepisos. En cambio, para la condición en que los elementos estructurales tuvieron sus resistencias nominales finitas (curva Inelástico), sí se observa que hubo incursión en el rango no lineal.

#### **6.3.4 Curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea**

Con base en los resultados mostrados por las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea se puede observar cómo es la variación de las respuestas sísmicas, tales como: desplazamiento lateral, fuerza cortante basal, rigidez lateral de la dirección de análisis, así como los niveles de disipación de energía histerética del comportamiento inelástico. Cuando la estructura no presenta fluencias (comportamiento elástico), las gráficas de respuestas de este tipo tienden a mostrarse como líneas rectas, solamente con la disipación de energía debido al amortiguamiento viscoso, supuesto en este trabajo del 5% del crítico. Cuando se presenta comportamiento inelástico, a medida que la estructura disipa mayor cantidad de energía sísmica, las curvas tienen mayor área de histéresis, con reducciones importantes de la fuerza cortante basal y de los desplazamientos laterales. Las tablas 6.21 y 6.22 comparan los valores máximos y mínimos de los desplazamientos laterales de azotea y fuerzas cortantes basales de los comportamientos elásticos e

inelásticos de las estructuras analizadas; las figs 6.39 a 6.51 muestran gráficamente cómo varía este tipo de respuesta, tomando en cuenta cada caso analizado de los edificios de 9 y 10 niveles.

El caso A del modelo de 9 niveles muestra una importante incursión en el rango inelástico, con una área de histéresis considerable y una reducción en los desplazamientos laterales máximos de azotea y de las fuerzas cortantes basales, así como también de los coeficientes sísmicos inelásticos con respecto de la respuesta elástica. Se corrobora que en el caso B (caso A reforzado con diagonales de acero) el comportamiento es elástico. El caso C presenta, también, incursión en el comportamiento inelástico, menor de lo que ocurre en el caso A. Con base en este tipo de gráficas se puede observar que el caso D (caso B con disipadores) incursiona muy poco en el rango no lineal. En el caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) se muestra un comportamiento no-lineal de consideración, debido a la fluencia que se llega a presentar en las columnas, vigas, diagonales y disipadores; el caso E (50% cortante de entrepiso) muestra un comportamiento inelástico similar al caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ). Se comprueba que el caso E ( $\mu= 14$ ) presenta una incursión mayor en el rango inelástico, debido principalmente a la condición de diseño con que fueron proporcionados dichos disipadores de energía; cabe recordar que esta condición de diseño se logra reduciendo el número de placas de cada disipador, por lo que todos los elementos estructurales convencionales tienen una influencia más importante en el comportamiento total de la estructura.

El caso A del modelo de 10 niveles tiene poco comportamiento inelástico. El caso B, al igual que el modelo de 9 niveles, el comportamiento es elástico, congruente con el tipo de estructuración con que fue concebido este caso. Ocurre algo similar con el caso C. El caso D se comporta prácticamente en el rango elástico. En el caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) se tiene comportamiento no lineal de consideración; se muestran diferencias importantes con respecto del comportamiento elástico. Y por último, los resultados del caso E (50% cortante de entrepiso) muestran un comportamiento casi elástico, donde los coeficientes sísmicos máximos elásticos e inelásticos muestran diferencias pequeñas entre sí; la gráfica inelástica tiende a parecerse a una línea recta.

---

### 6.3.5 Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas, columnas y diagonales

Con base en los elementos estructurales del eje A, seleccionados previamente, de los casos A, B, C, D y E de los edificios de 9 y 10 niveles, enseguida se compara la respuesta de las acciones internas que se determinaron con los análisis dinámicos elásticos e inelásticos.

#### 6.3.5.1 Columnas

Las figs 4.107, 4.109 y 4.111 compararon las combinaciones momento flexionante – carga axial (M-P) contra la resistencia proporcionada del extremo inferior de la columna izquierda del entrepiso de planta baja del eje A del modelo de 9 niveles, casos A, B y C; las figs 5.43 a 5.46 presentaron los resultados de los casos D y E. En los casos A, C y E sí se tuvieron fluencias; las columnas de los casos B y D se comportaron elásticamente. Después de revisar las historias de las fuerzas cortantes actuantes y compararlas contra las resistencias de diseño, se pudo verificar que en ninguno de los casos fue alcanzada la resistencia, es decir, siempre se tuvo una reserva de resistencia al corte, más notoria en los casos B y D debido a la estructuración de los modelos (las figs 4.119, 4.121 y 4.123 mostraron los resultados de los casos A, B y C, y las figs 5.50 a 5.53 de los casos D y E).

Con respecto del modelo de 10 niveles, las figs 4.113, 4.115 y 4.117 mostraron los resultados a flexo-compresión de los casos A, B y C y las figs 5.47 a 5.49 de los casos D y E. Como se hizo ver previamente, las columnas de los casos A, B, C, D y E (50% cortante de entrepiso) se comportaron elásticamente; en cambio, la columna seleccionado del caso E ( $\mu = 4$  ó  $5$ ) si incursionó en el rango no-lineal, debido a que se permitió que los disipadores introdujeran un poco de comportamiento inelástico a la estructura convencional. Al revisar los efectos de las fuerzas cortantes actuantes se verificó, nuevamente, que la resistencia suministrada según las reglas de las NTC-Concreto del RCDF-04 nunca fue superada; esto es, se está asegurando que no se presenten fallas frágiles por tensión diagonal. Esta reserva de resistencia se debió principalmente a que rigió el requisito por confinamiento, después de haber satisfecho los requisitos de marcos dúctiles por haber diseñado para un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ ; esta observación aplica, también, para los diferentes casos del modelo de 9 niveles.

### 6.3.5.2 Vigas

Las figs. 4.131, 4.133 y 4.135 presentaron las historias en el tiempo de los momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga seleccionada del eje A del modelo de 9 niveles para los casos A, B y C, respectivamente, y las figs 5.57 a 5.60 hicieron lo mismo, pero para los casos D y E. Como se hizo ver anteriormente, en los casos A, C y todos los casos E, en varios ciclos se alcanzó la resistencia suministrada; en los casos B y D permanecieron en el rango elástico, debido a la reserva de resistencia que previamente se había suministrado en los casos A y C, respectivamente.

Las figs 4.137, 4.139 y 4.141 mostraron los resultados de la viga seleccionada del eje A del modelo de 10 niveles, para los casos A, B y C; las figs 5.61 a 5.63 lo hicieron para los casos D y E. En los casos A y D si se presenta comportamiento inelástico; en el caso D sólo en dos ciclos se alcanza la resistencia suministrada.

En las vigas de todos los casos de los edificios de 9 y 10 niveles, al comparar las historias de fuerzas cortantes contra las resistencias proporcionadas, se verificó que no rigieron los modos de falla frágil; esto es, se comprobó que la fuerza cortante inelástico actuante nunca superó al cortante resistente, lo que garantiza que se presentarán los modos de falla dúctiles, en caso de que así ocurrieran.

### 6.3.5.3 Diagonales

Las figs 4.155 y 4.156 mostraron las historias en el tiempo de la carga axial actuante en la diagonal metálica, previamente seleccionada, del entrepiso de planta baja del eje A del edificio de 9 niveles, casos B y C, respectivamente; las figs 5.71 a 5.74 hicieron lo mismo, pero para los casos D y E del mismo modelo. La diagonal revisada de los casos D y E ( $\mu=14$ ) no alcanzó la resistencia suministrada; en el caso D lo anterior ocurre porque se trata de una estructuración que proviene de una condición en la que fue proporcionada una resistencia adicional de la necesaria a base de marcos previamente diseñados (caso C); en el caso E ( $\mu=14$ ) es porque el dissipador se diseñó para desarrollara una ductilidad grande, descargando al resto de elementos estructurales disponibles.

Las figs 4.157 y 4.158 presentaron los resultados de la diagonal seleccionada del eje A del modelo de 10 niveles, casos B y C; las figs 5.75 a 5.77 hicieron lo mismo, pero para los casos D y E. Únicamente las diagonales de los casos E incursionan en el rango inelástico; en el caso E ( $\mu = 4$  ó  $5$ ) los disipadores al igual que los demás elementos estructurales presentan ligero comportamiento inelástico; en el caso E (condición de diseño para que los disipadores absorbieran el 50% de la fuerza cortante de entrepiso), los disipadores formados por muchas placas disponen de una “sobre-resistencia” obligan a que las diagonales lleguen a su fluencia.

### 6.3.6 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas y distribución global de articulaciones plásticas

Para la obtención de las demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ), desarrolladas en vigas y columnas, se consideró una longitud plástica efectiva de un peralte efectivo  $\ell_p = d$ . Las figs 6.52 a 6.54 comparan las respuestas del eje A de los edificios de 9 y 10 niveles, casos A, B, C, D y E.

Se comprueba que el caso E ( $\mu = 14$ ) del modelo de 9 niveles presenta mayor comportamiento inelástico en las vigas de concreto reforzado, debido a la poca contribución de los disipadores que fueron diseñados para una gran ductilidad; esto es, los disipadores no aportan y los elementos estructurales convencionales se ven más esforzados. Las columnas más demandadas inelásticamente corresponden al caso E ( $\mu = 14$ ), debido a que la carga axial que se presenta en estas columnas, cuando se alcanza la fluencia, tiende a ser de tensión, con demandas locales de ductilidad muy altas. En los casos B y D el comportamiento estructural es elástico, como era de esperarse. El caso E ( $\mu = 4$  ó  $5$ ) del edificio de 10 niveles presenta el mayor comportamiento inelástico a nivel local, debido a la influencia de los disipadores; las columnas de este caso presentan demandas mayores, ya que como se mencionó para el modelo de 9 niveles, la fluencia se presentó ante una carga de tensión, lo que hace que incremente la ductilidad, ya que la carga axial no contribuye a frenar el giro en la articulación

La distribución global de las articulaciones plásticas de cada una de las estructuraciones del modelo de 9 niveles fue como sigue: en el caso A se presenta la fluencia en todas las vigas y sólo en algunas

## Capítulo 6

---

columnas de los entresijos N\*8-N\*7, N\*7-N\*6, N\*6-N\*5, N\*4-N\*3, N\*2-N\*1 Y N\*1-N\*PB; en el caso B, sólo se articulan cinco vigas; para el caso C fluyen todas las vigas y algunas columnas de los entresijos N\*5-N\*4, N\*4-N\*3, N\*3-N\*2, N\*2-N\*1, N\*1-N\*PB; en el caso D se llegan a presentar rótulas plásticas en algunas vigas de los niveles N\*5 al N-1; para el caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) se tiene fluencia en casi todas las vigas y diagonales, y algunas columnas de los entresijos N\*5-N\*4 al N\*1- N\*PB; en el caso E (50% cortante de entresijo) ocurre algo similar; y, para el caso E ( $\mu= 14$ ) todas las vigas se articularon y algunas columnas de los entresijos N\*8-N\*7 hasta N\*1- N\*PB.

En el caso A del modelo de 10 niveles se articulan casi todas las vigas y algunas columnas de los entresijos N\*5-N\*4, N\*4-N\*3 y N\*1-N\*PB. En el caso B no se presentan fluencias. En el caso C, sólo algunas vigas de los niveles N\*2 y N\*1. Para el caso D, sólo se alcanzó la resistencia en las vigas de los niveles N\*4 a N\*1 y dos columnas del entresijo inferior N\*1-N\*PB. En el caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) se articularon todas las vigas, una de las columnas del entresijo N\*5-N\*4, donde se presenta la irregularidad en elevación, y las columnas del entresijo de planta baja. Todas las vigas del caso E (50% cortante de entresijo) presentan fluencia.

Tabla 6.1.- Comparación de secciones transversales de vigas, casos A, B y C del modelo de 9 niveles

Nivel	Tamaños de vigas (cm)			
	Casos A y B (resistencia)		Caso C	
	Interior	Exterior	Interior	Exterior
9	60 x 30	60 x 30	60 x 30	60 x 30
8	60 x 30	60 x 30	60 x 30	60 x 30
7	70 x 30	70 x 30	60 x 30	60 x 30
6	70 x 30	70 x 30	60 x 30	60 x 30
5	70 x 30	70 x 30	60 x 30	60 x 30
4	85 x 30	85 x 30	60 x 30	60 x 30
3	85 x 30	85 x 30	60 x 30	60 x 30
2	95 x 35	95 x 35	60 x 30	60 x 30
1	95 x 35	95 x 35	60 x 30	60 x 30
PB	187.5 x 50	187.5 x 50	187.5 x 50	187.5 x 50
SOT	337.5 x 50	337.5 x 50	337.5 x 50	337.5 x 50
CIM	150 x 30	150 x 50	150 x 30	150 x 50

Tabla 6.2.- Comparación de secciones transversales de vigas, casos A, B y C del modelo de 10 niveles

Nivel	Tamaños de vigas (cm)			
	Casos A y B		Caso C	
	Interior	Exterior	Interior	Exterior
10	70 x 35	70 x 35	60 x 30	60 x 30
9	70 x 35	70 x 35	60 x 30	60 x 30
8	80 x 35	80 x 35	60 x 30	60 x 30
7	80 x 35	80 x 35	60 x 30	60 x 30
6	80 x 35	80 x 35	60 x 30	60 x 30
5	85 x 40	85 x 40	60 x 30	60 x 30
4	85 x 40	85 x 40	60 x 30	60 x 30
3	95 x 40	95 x 40	60 x 30	60 x 30
2	95 x 40	95 x 40	60 x 30	60 x 30
1	95 x 40	95 x 40	60 x 30	60 x 30
PB	187.5 x 50	187.5 x 50	187.5 x 50	187.5 x 50
SOT	337.5 x 50	337.5 x 50	337.5 x 50	337.5 x 50
CIM	150 x 30	150 x 50	150 x 30	150 x 30

Tabla 6.3.- Comparación de secciones transversales de columnas, casos A, B y C del modelo de 9 niveles

Entrepiso	Tamaños de columnas (cm)	
	Casos A y B (resistencia)	Caso C
9	65 x 65	50 x 50
8	65 x 65	50 x 50
7	75 x 75	50 x 50
6	75 x 75	50 x 50
5	75 x 75	50 x 50
4	85 x 85	65 x 65
3	85 x 85	65 x 65
2	100 x 100	80 x 80
1	100 x 100	80 x 80
PB	100 x 100	80 x 80
SOT	100 x 100	80 x 80
CIM	FICTICIO	FICTICIO

Tabla 6.4.- Comparación de secciones transversales de columnas, casos A, B y C del modelo de 10 niveles

Entrepiso	Tamaños de columnas (cm)	
	Casos A y B (resistencia)	Caso C
10	65X65	50X50
9	65 x 65	50 x 50
8	65 x 65	50 x 50
7	75 x 75	50 x 50
6	75 x 75	50 x 50
5	75 x 75	50 x 50
4	85 x 85	65 x 65
3	85 x 85	65 x 65
2	95X95	80 x 80
1	95X95	80 x 80
PB	95X95	80 x 80
SOT	95X95	80 x 80
CIM	FICTICIO	FICTICIO

Tabla 6.5.- Comparación de perfiles en diagonales, casos B y C del modelo de 9 niveles

Entrepiso	Tamaños de diagonales (tipo perfil, peralte en mm y peso en kg/m)	
	Caso B	Caso C
9	IR 203 X 35.9 IR 254 X 32.9	IR 152 X 22.4 IR 152 X 22.4
8	IR 305 X 52.2 IR 356 X 56.7	IR 203 X 41.8 IR 203 X 41.8
7	IR 406 X 74.4 IR 305 X 59.8	IR 203 X 46.2 IR 203 X 46.2
6	IR 203 X 52.2 IR 203 X 52.2	IR 203 X 52.2 IR 203 X 52.2
5	IR 203 X 71.4 IR 203 X 71.4	IR 203 X 71.4 IR 203 X 71.4
4	IR 203 X 59.3 IR 203 X 59.3	IR 203 X 71.4 IR 203 X 71.4
3	IR 203 X 71.4 IR 203 X 71.4	IR 254 X 72.9 IR 254 X 72.9
2	IR 305 X 79.0 IR 305 X 66.9	IR 305 X 79.0 IR 254 X 72.9
1	IR 305 X 158.0 IR 305 X 142.8	IR 356 X 134.2 IR 356 X 134.2

Tabla 6.6.- Comparación de perfiles en diagonales, casos B y C del modelo 10 niveles

Entrepiso	Tamaños de diagonales (tipo perfil, peralte en mm y peso en kg/m)	
	Caso B	Caso C
10	IR 152 X 29.7 IR 203 X 31.2	IR 152 X 29.7 IR 254 X 38.5
9	IR 356 X 56.7 IR 356 X 44.8	IR 203 X 59.3 IR 406 X 53.7
8	IR 406 X 74.4 IR 406 X 59.8	IR 203 X 52.2 IR 356 X 63.8
7	IR 203 X 59.3 IR 254 X 67.4	IR 305 X 74.4 IR 356 X 63.8
6	IR 203 X 59.3 IR 203 X 59.3	IR 254 X 72.9 IR 305 X 74.4
5	IR 305 X 74.4 IR 254 X 58.2	IR 254 X 72.9 IR 305 X 79.0
4	IR 203 X 71.4 IR 305 X 79.0	IR 254 X 72.9 IR 305 X 96.7
3	IR 305 X 74.4 IR 254 X 72.9	IR 305 X 86.1 IR 305 X 96.7
2	IR 203 X 86.6 IR 254 X 80.0	IR 356 X 90.7 IR 305 X 106.9
1	IR 305 X 96.7 IR 305 X 106.9	IR 305 X 96.7 IR 356 X 134.2

Tabla 6.7.- Comparación de periodos de vibración de los casos A, B, C, D y E, modelo de 9 niveles

Dirección X							
Periodo (s)	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso E		
					$\mu = 4 \text{ ó } 5$	50% cortante de entrepiso	$\mu = 14$
T <sub>1</sub>	1.628	1.235	1.475	1.363	1.583	1.518	1.641
T <sub>2</sub>	0.641	0.479	0.542	0.550	0.584	0.558	0.615
T <sub>3</sub>	0.388	0.275	0.335	0.336	0.370	0.349	0.392
Dirección Y							
Periodo (s)	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso E		
					$\mu = 4 \text{ ó } 5$	50% cortante de entrepiso	$\mu = 14$
T <sub>1</sub>	1.572	1.240	1.393	1.341	1.514	1.514	1.514
T <sub>2</sub>	0.625	0.478	0.517	0.544	0.563	0.563	0.563
T <sub>3</sub>	0.382	0.277	0.310	0.333	0.355	0.355	0.355
Dirección $\theta$							
Periodo (s)	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso E		
					$\mu = 4 \text{ ó } 5$	50% cortante de entrepiso	$\mu = 14$
T <sub>1</sub>	1.113	0.629	0.738	0.777	0.840	0.791	0.870
T <sub>2</sub>	0.428	0.218	0.257	0.297	0.307	0.281	0.325
T <sub>3</sub>	0.237	0.123	0.144	0.176	0.183	0.162	0.195

## Capítulo 6

Tabla 6.8.- Comparación de periodos de los casos A, B, C, D y E, modelo de 10 niveles

Dirección X						
Periodo (s)	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso E	
					$\mu = 4 \text{ ó } 5$	50% cortante de entrepiso
T <sub>1</sub>	1.300	1.019	1.020	1.198	1.215	1.130
T <sub>2</sub>	0.640	0.440	0.466	0.580	0.582	0.538
T <sub>3</sub>	0.368	0.248	0.270	0.339	0.359	0.323
Dirección Y						
Periodo (s)	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso E	
					$\mu = 4 \text{ ó } 5$	50% cortante de entrepiso
T <sub>1</sub>	1.318	1.120	1.225	1.254	1.483	1.477
T <sub>2</sub>	0.600	0.533	0.566	0.573	0.722	0.707
T <sub>3</sub>	0.361	0.280	0.318	0.342	0.400	0.398
Dirección $\theta$						
Periodo (s)	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso E	
					$\mu = 4 \text{ ó } 5$	50% cortante de entrepiso
T <sub>1</sub>	0.812	0.424	0.452	0.704	0.623	0.575
T <sub>2</sub>	0.425	0.233	0.240	0.357	0.342	0.310
T <sub>3</sub>	0.245	0.125	0.190	0.200	0.200	0.183

Tabla 6.9.- Comparación de los desplazamientos horizontales máximos de azotea, sismo en dirección X, análisis dinámico modal espectral de los casos A, B, C, D y E del modelo de 9 niveles

Caso	Desplazamiento máximo de azotea (cm)
A	39.30
B	22.20
C	31.56
D	24.91
E ( $\mu = 4$ ó $5$ )	44.29
E (50% cortante de entrepiso)	37.30
E ( $\mu = 14$ )	66.66

Tabla 6.10.- Comparación de los desplazamientos horizontales máximos de azotea, sismo en dirección X, análisis dinámico modal espectral de los casos A, B, C, D y E del modelo de 10 niveles

Caso	Desplazamiento máximo de azotea (cm)
A	37.26
B	19.47
C	20.73
D	14.80
E ( $\mu = 4$ ó $5$ )	23.60
E (50% cortante de entrepiso)	14.84

Tabla 6.11.- Comparación de las distorsiones angulares máximas de entrepiso, sismo en dirección X, análisis dinámico modal espectral de los casos A, B, C, D y E del modelo de 9 niveles

Caso	Entrepiso	$\left[ \frac{\Delta_{rj}}{h_j} \right]_{\max}$
A	6 – 5	0.01166
B	6 – 5	0.00506
C	5 – 4	0.00806
D	6 – 5	0.00666
E ( $\mu = 4$ ó 5)	5 – 4	0.01249
E (50% cortante de entrepiso)	5 – 4	0.00966
E ( $\mu = 14$ )	3 - 2	0.01954

Tabla 6.12.- Comparación de las distorsiones angulares máximas de entrepiso, sismo en dirección X, análisis dinámico modal espectral de los casos A, B, C, D y E del modelo de 10 niveles

Caso	Entrepiso	$\left[ \frac{\Delta_{rj}}{h_j} \right]_{\max}$
A	7 – 6	0.01140
B	6 – 5	0.00377
C	6 – 5	0.00437
D	6 – 5	0.00371
E ( $\mu = 4$ ó 5)	6 – 5	0.00603
E (50% cortante de entrepiso)	6 – 5	0.00349

Tabla 6.13.- Comparación de las fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección X, análisis dinámico modal espectral de los casos A, B, C, D y E del modelo de 9 niveles

Caso	Fuerza cortante basal (t)
A	1,091.18
B	1,147.58
C	997.46
D	3,060.13
E ( $\mu = 4$ ó 5)	3,581.77
E (50% cortante de entrepiso)	3,582.22
E ( $\mu = 14$ )	4,512.38

Tabla 6.14.- Comparación de las fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección X, análisis dinámico modal espectral de los casos A, B, C, D y E del modelo de 10 niveles

Caso	Fuerza cortante basal (t)
A	1,612.05
B	1,775.57
C	1,513.02
D	2,953.04
E ( $\mu = 4$ ó 5)	2,664.27
E (50% cortante de entrepiso)	2,596.18

Tabla 6.15-. Demandas de ductilidad global, sismo en dirección X, análisis dinámico paso a paso de los casos A, B, C, D y E del modelo de 9 niveles

Caso	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	$\mu_G$
A	35.90	39.90	1.11
B	13.90	13.90	1.00
C	23.42	30.83	1.32
D	14.02	14.35	1.02
E ( $\mu= 4$ ó $5$ )	14.59	33.97	2.33
E (50% cortante de entrepiso)	25.74	28.01	1.09
E ( $\mu = 14$ )	38.39	41.58	1.08

Tabla 6.16-. Demandas de ductilidad global, sismo en dirección X, análisis dinámico paso a paso de los casos A, B, C, D y E del modelo de 10 niveles

Caso	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	$\mu_G$
A	18.83	18.83	1.00002
B	9.07	9.07	1.00
C	8.58	8.58	1.00
D	15.14	15.14	1.00
E ( $\mu= 4$ ó $5$ )	14.44	23.06	1.60
E (50% cortante de entrepiso)	13.15	13.28	1.01

Tabla 6.17.- Comparación de relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  máximas inelásticas, casos A, B, C, D y E, modelo 9 niveles

Caso	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	
	$\frac{\Delta_{ri}}{h_i}$	
	Máximo (+)	Mínimo (-)
A	0.01311	0.01270
B	0.00314	0.00334
C	0.00854	0.00778
D	0.00410	0.00477
E ( $\mu= 4$ ó $5$ )	0.01451	0.01147
E (50% cortante de entrepiso)	0.01139	0.01199
E ( $\mu=14$ )	0.01738	0.01649

Tabla 6.18.- Comparación de relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  máximas inelásticas, casos A, B, C, D y E, modelo 10 niveles

Caso	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	
	$\frac{\Delta_{ri}}{h_i}$	
	Máximo (+)	Mínimo (-)
A	0.00531	0.00746
B	0.00193	0.00192
C	0.00290	0.00313
D	0.00414	0.00416
E ( $\mu= 4$ ó $5$ )	0.00933	0.00899
E (50% cortante de entrepiso)	0.00314	0.00255

Tabla 6.19.- Comparación de coeficientes sísmicos máximos, elásticos e inelásticos, sismo en dirección X, análisis dinámico paso a paso de los casos A, B, C, D y D del modelo de 9 niveles

Caso	Elástico		Inelástico	
	(+)	(-)	(+)	(-)
A	0.427	0.467	0.208	0.210
B	0.307	0.334	0.307	0.334
C	0.653	0.592	0.324	0.322
D	0.124	0.140	0.118	0.126
E ( $\mu=4$ ó $5$ )	0.641	0.702	0.416	0.278
E (50% cortante de entrepiso)	0.595	0.571	0.421	0.279
E ( $\mu=14$ )	0.558	0.608	0.214	0.218

Tabla 6.20.- Comparación de coeficientes sísmicos máximos, elásticos e inelásticos, sismo en dirección X, análisis dinámico paso a paso de los casos A, B, C, D y D del modelo de 10 niveles

Caso	$c_s$ (elástico)		$c_s$ (inelástico)	
	(+)	(-)	(+)	(-)
A	0.334	0.344	0.290	0.289
B	0.286	0.280	0.286	0.280
C	0.232	0.249	0.232	0.249
D	0.220	0.240	0.213	0.223
E ( $\mu=4$ ó $5$ )	0.194	0.217	0.170	0.166
E (50% cortante de entrepiso)	0.217	0.175	0.208	0.174

Tabla 6.21.- Comparación de desplazamientos en azotea y fuerza cortante basal máximos y mínimos, elásticos e inelásticos, casos A, B, C, D y E, modelo de 9 niveles

Caso	Tipo de Análisis	Desplazamiento lateral de azotea y fuerza cortante basal, elástico e inelástico, máximo y mínimo			
		$\Delta_{\text{máx}} (+)$ (cm)	$V_{\text{máx}} (+)$ (t)	$\Delta_{\text{mín}} (-)$ (cm)	$V_{\text{mín}} (-)$ (t)
A	Elástico	42.97	768.50	47.19	840.30
	Inelástico	39.75	373.88	39.90	377.95
B	Elástico	13.90	908.75	14.84	989.02
	Inelástico	13.90	908.31	14.84	987.89
C	Elástico	33.88	1705.25	30.83	1547.02
	Inelástico	17.71	847.53	26.58	842.37
D	Elástico	13.29	551.80	14.46	622.27
	Inelástico	14.35	526.13	16.15	561.48
E ( $\mu=4$ ó $5$ )	Elástico	40.18	1790.34	41.86	1962.86
	Inelástico	33.97	1163.71	30.11	776.30
E (50% cortante de entrepiso)	Elástico	37.42	1663.90	34.31	1596.78
	Inelástico	28.01	1177.37	30.85	779.78
E ( $\mu=14$ )	Elástico	48.03	1559.77	51.79	1698.46
	Inelástico	42.44	599.00	41.58	609.60

Tabla 6.22.- Comparación de desplazamientos en azotea y fuerza cortante basal máximos y mínimos, elásticos e inelásticos, casos A, B, C, D y E, modelo de 10 niveles

Caso	Tipo de Análisis	Desplazamiento lateral de azotea y fuerza cortante basal, elástico e inelástico, máximo y mínimo			
		$\Delta_{\text{máx (+)}}$ (cm)	$V_{\text{máx (+)}}$ (t)	$\Delta_{\text{mín (-)}}$ (cm)	$V_{\text{mín (-)}}$ (t)
A	Elástico	19.74	628.50	22.11	647.50
	Inelástico	18.83	545.88	21.92	543.35
B	Elástico	9.07	1044.24	8.77	1022.49
	Inelástico	9.07	1044.24	8.77	1022.49
C	Elástico	8.58	938.65	9.13	1008.25
	Inelástico	8.58	938.62	9.13	1008.32
D	Elástico	14.49	1032.91	15.76	1123.02
	Inelástico	15.14	998.04	16.31	1044.46
E ( $\mu= 4 \text{ ó } 5$ )	Elástico	15.19	863.39	16.76	961.92
	Inelástico	23.06	754.97	23.68	734.73
E (50% cortante de entrepiso)	Elástico	13.22	963.50	10.45	777.76
	Inelástico	13.28	923.01	10.33	772.55

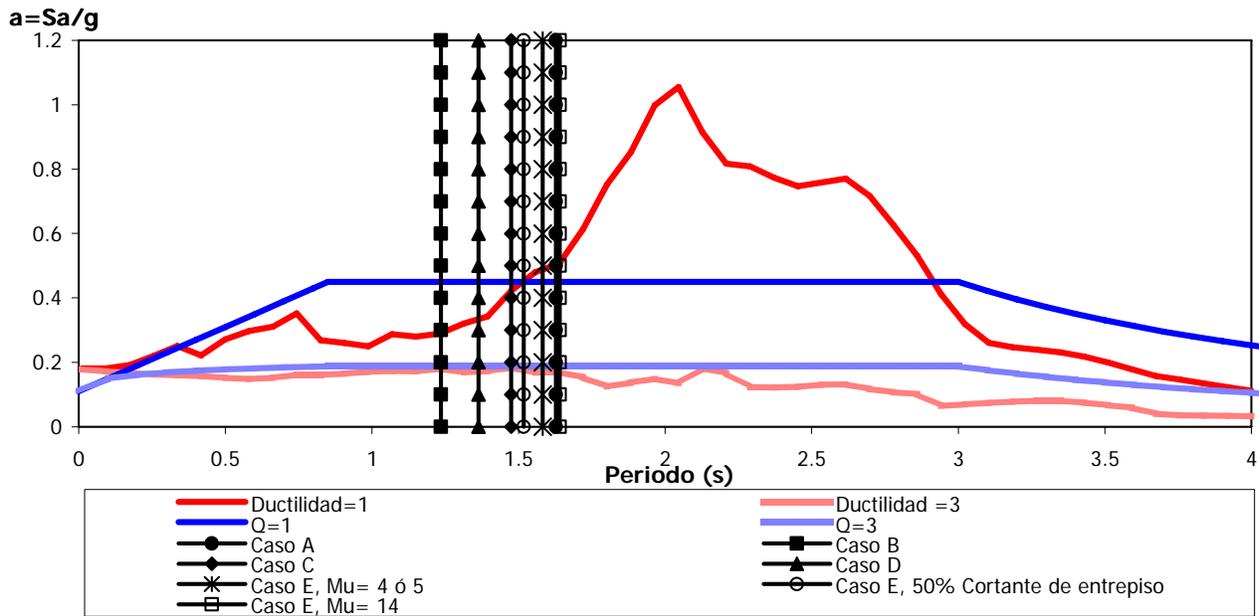


Fig. 6.1.- Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 9 niveles, casos A, B, C, D y E, dirección X, con respecto de los espectros de diseño y de respuesta (SCT-EW- 1985)

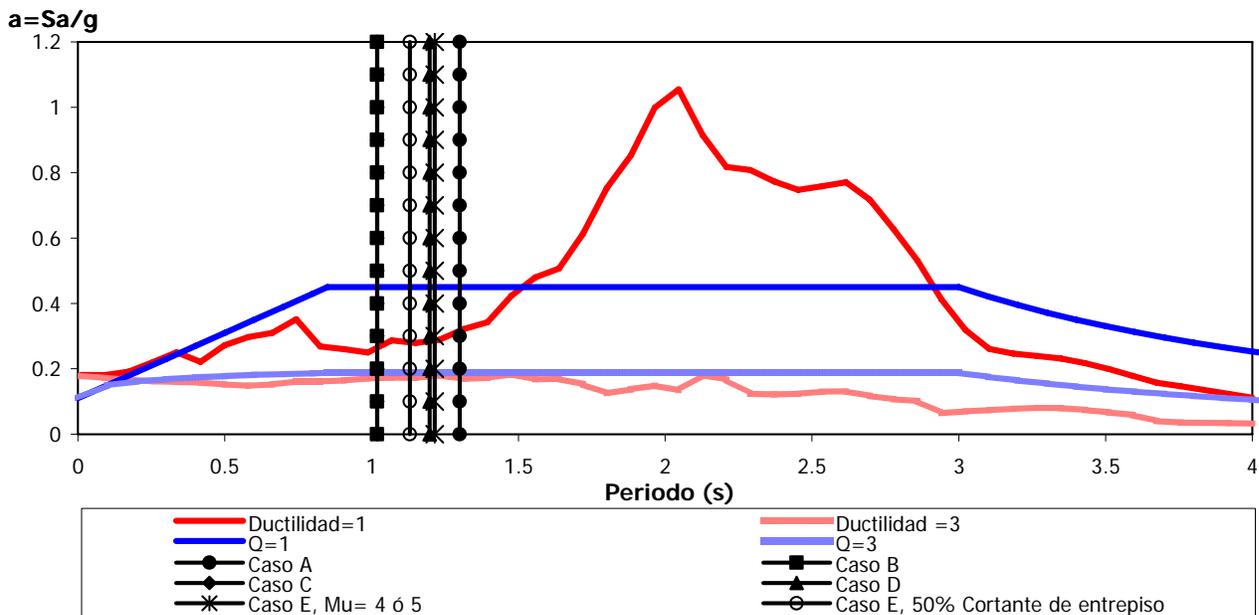


Fig. 6.2.- Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 10 niveles, casos A, B, C, D y E, dirección X, con respecto de los espectros de diseño y de respuesta (SCT-EW- 1985)

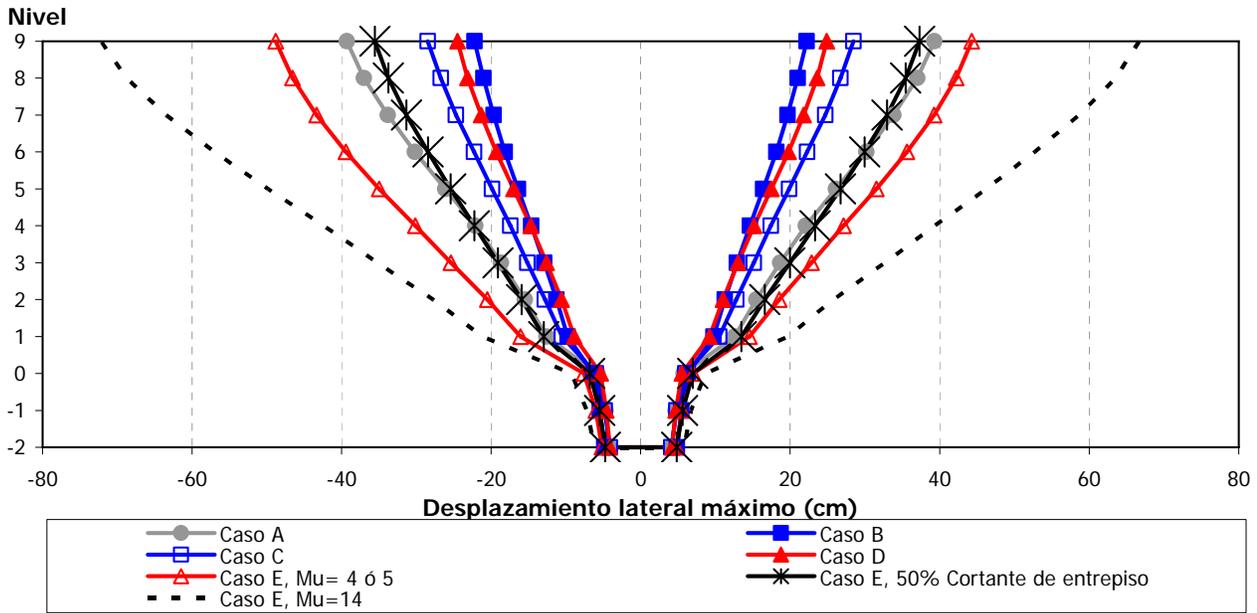


Fig. 6.3.- Comparación de desplazamientos laterales máximos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis dinámico modal espectral (casos A, B y C) y análisis dinámico paso a paso (casos D y E)

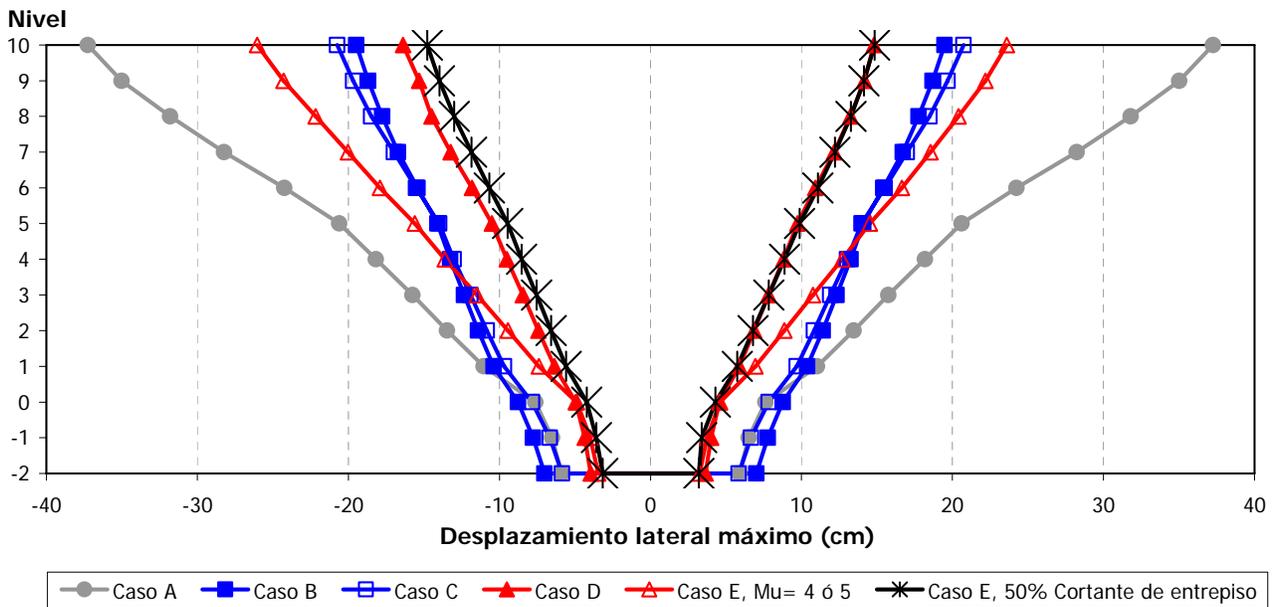


Fig. 6.4.- Comparación de desplazamientos laterales máximos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis dinámico modal espectral (casos A, B y C) y análisis dinámico paso a paso (casos D y E)

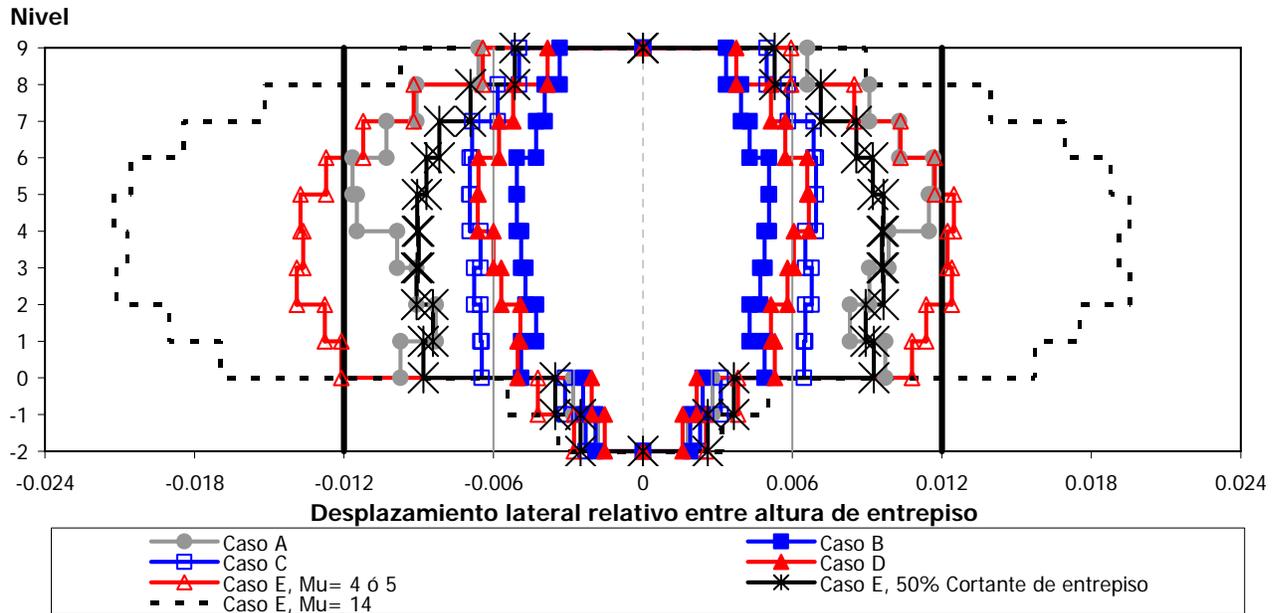


Fig. 6.5.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso inelásticos, sismo en la dirección X, modelo 9 niveles, casos A, B, C, D y E

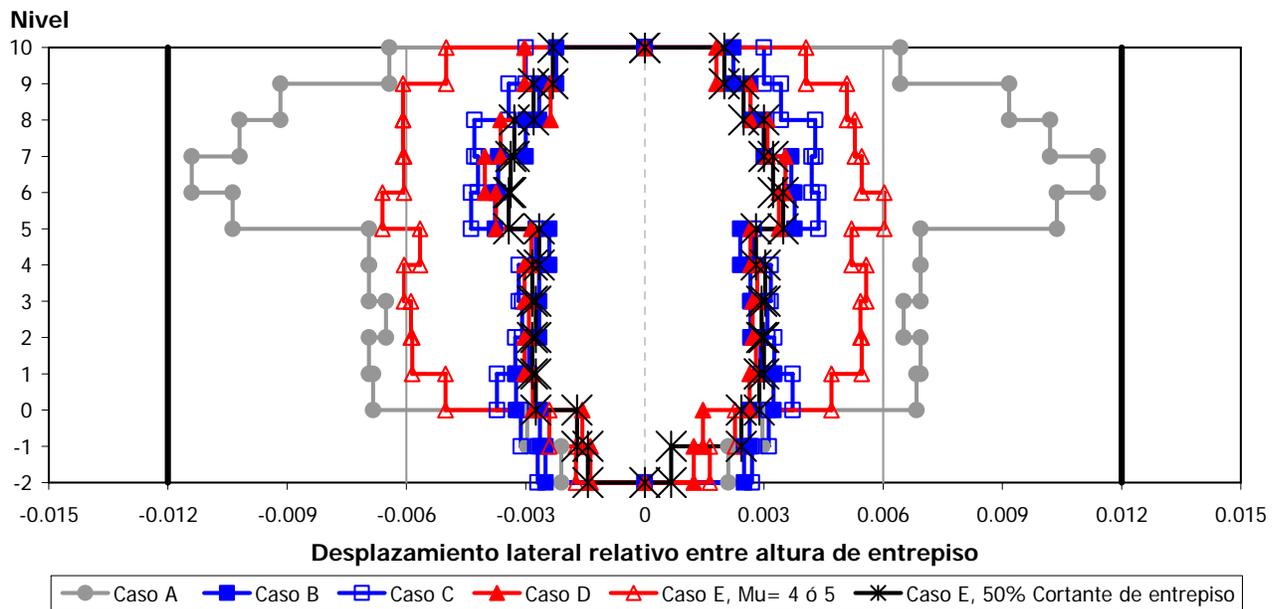


Fig. 6.6.- Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso inelásticos, sismo en la dirección X, modelo 10 niveles, casos A, B, C, D y E

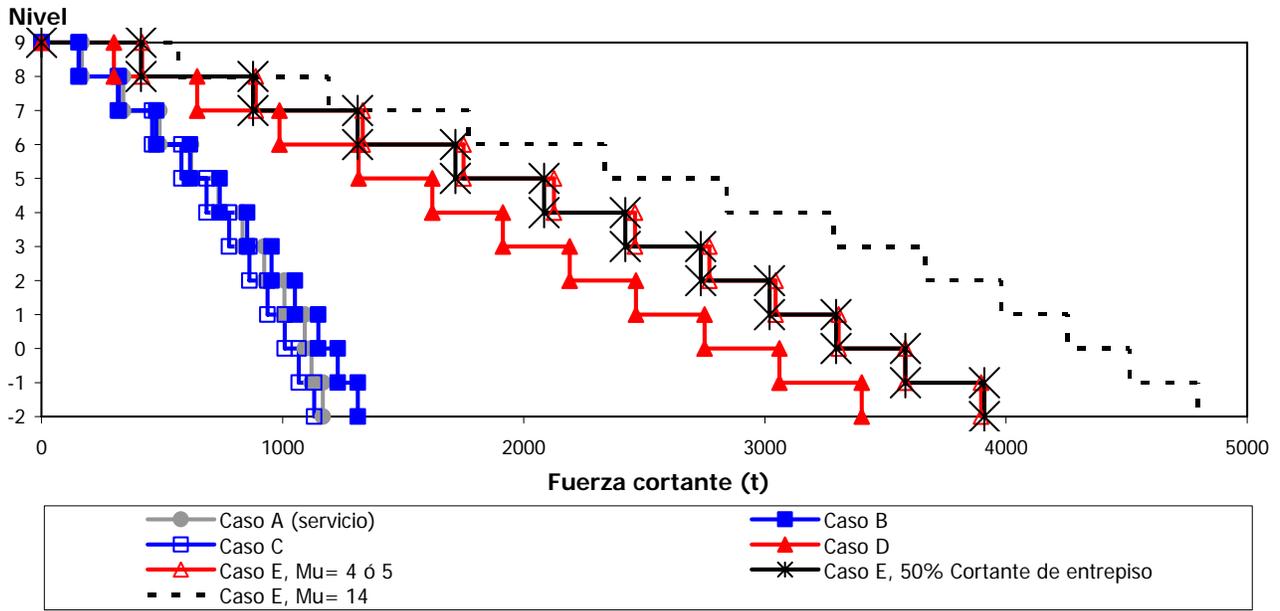


Fig. 6.7.- Comparación de fuerzas cortantes de entreciso, sismo en la dirección X, modelo 9 niveles, casos A, B, C, D y E

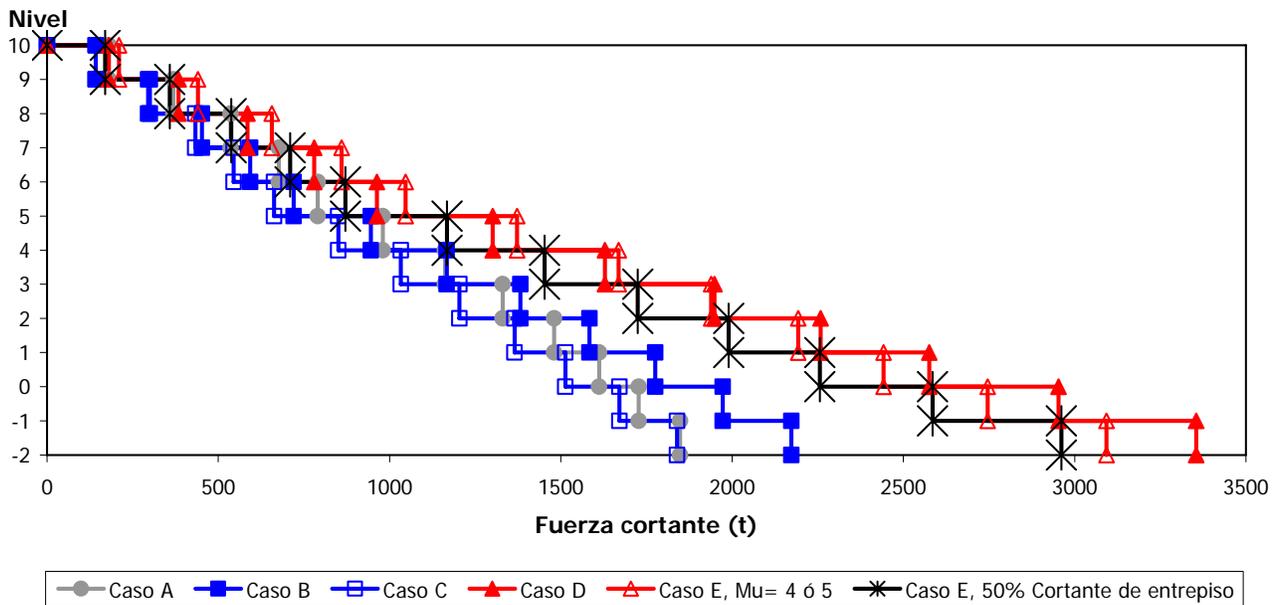


Fig. 6.8.- Comparación de fuerzas cortantes de entreciso, sismo en la dirección X, modelo 10 niveles, casos A, B, C, D y E

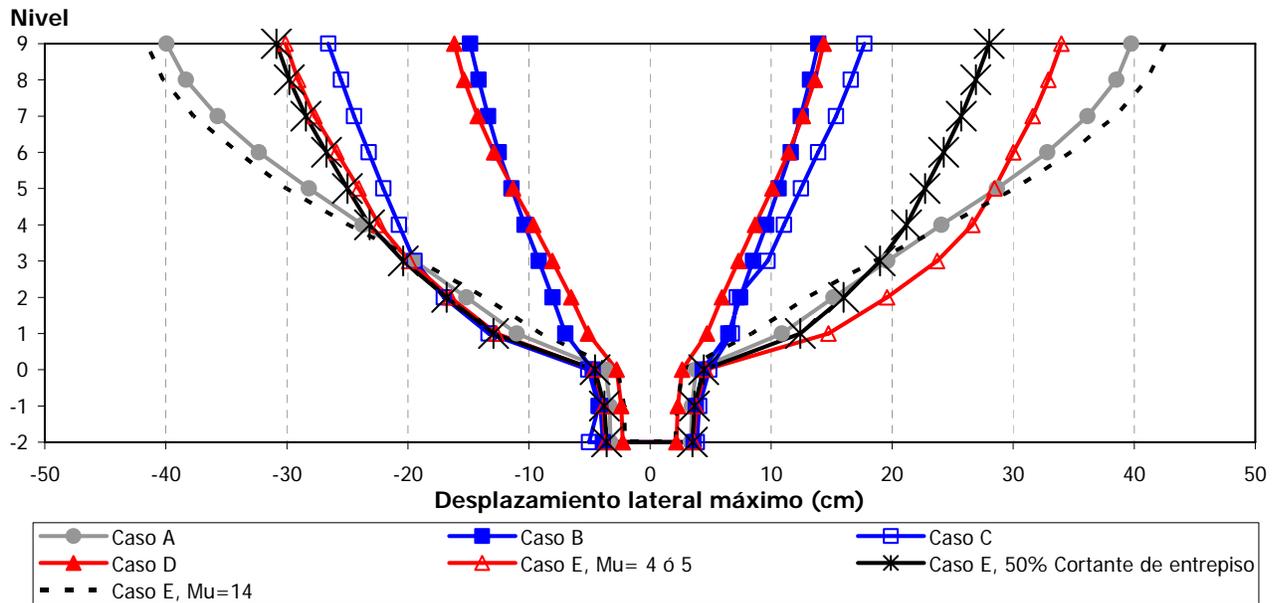


Fig. 6.9.- Comparación de desplazamientos laterales máximos inelásticos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, casos A, B, C, D y E

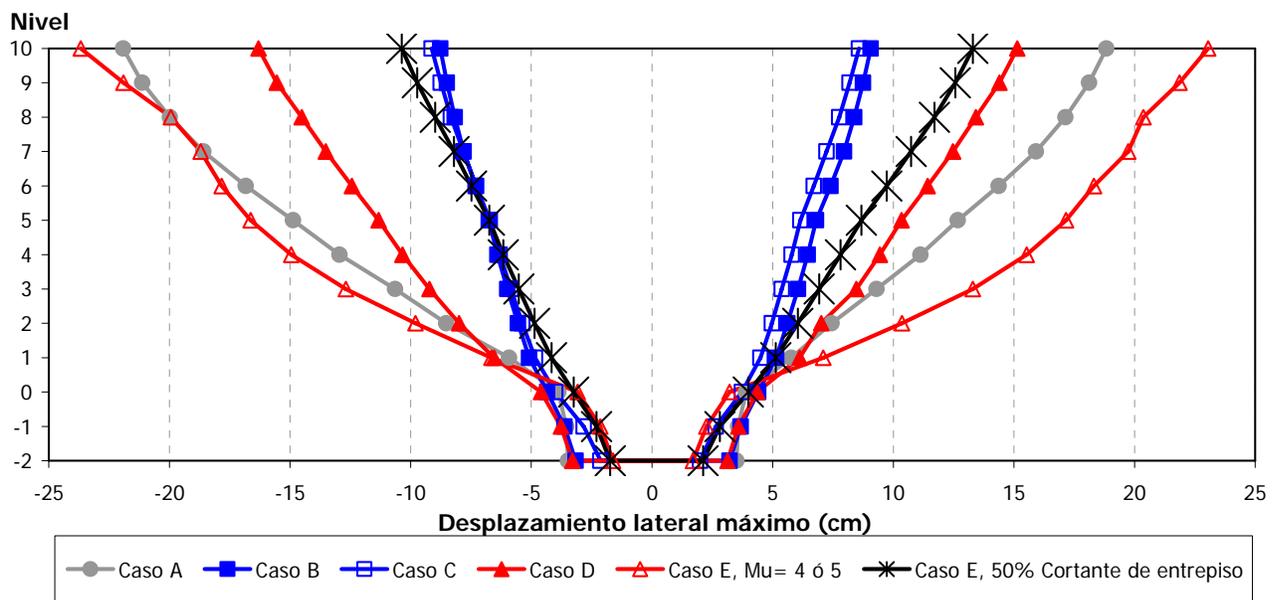


Fig. 6.10.- Comparación de desplazamientos laterales máximos inelásticos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, casos A, B, C, D y E

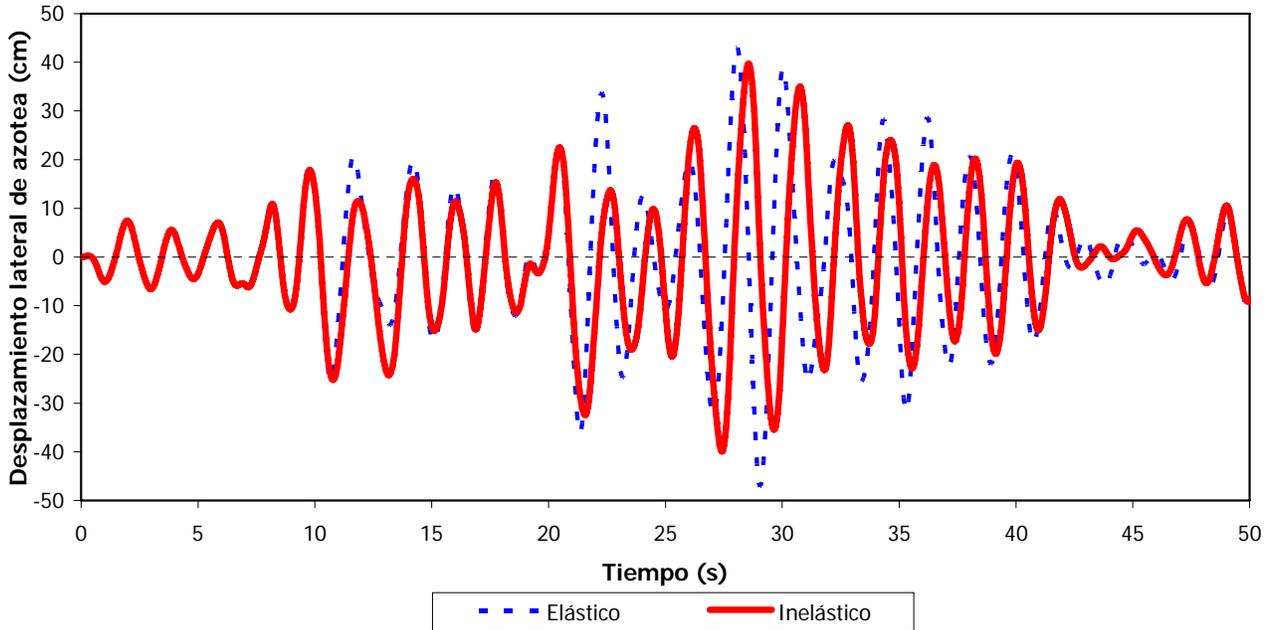


Fig. 6.11 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 9 niveles, caso A

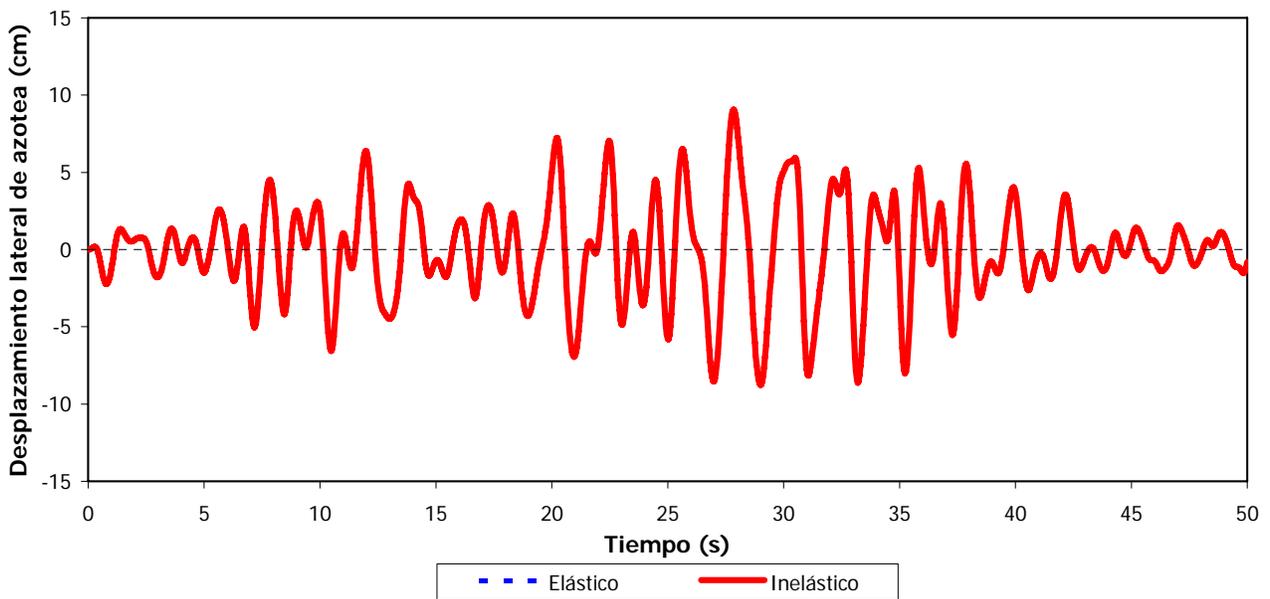


Fig. 6.12 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 9 niveles, caso B

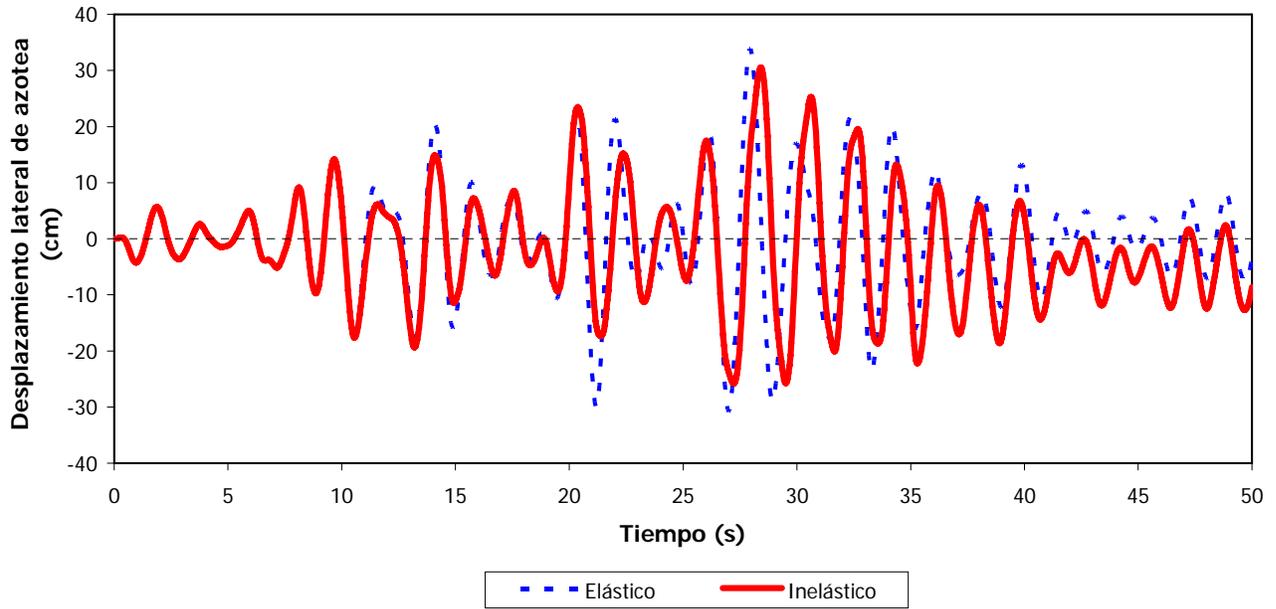


Fig. 6.13 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 9 niveles, caso C

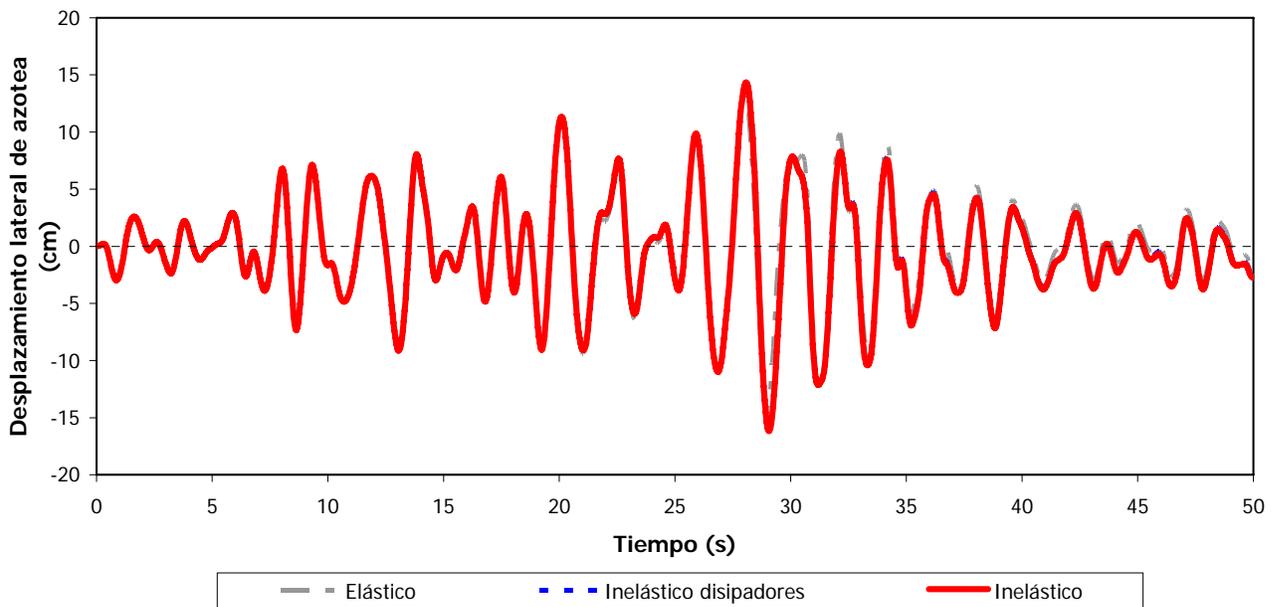


Fig. 6.14 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 9 niveles, caso D

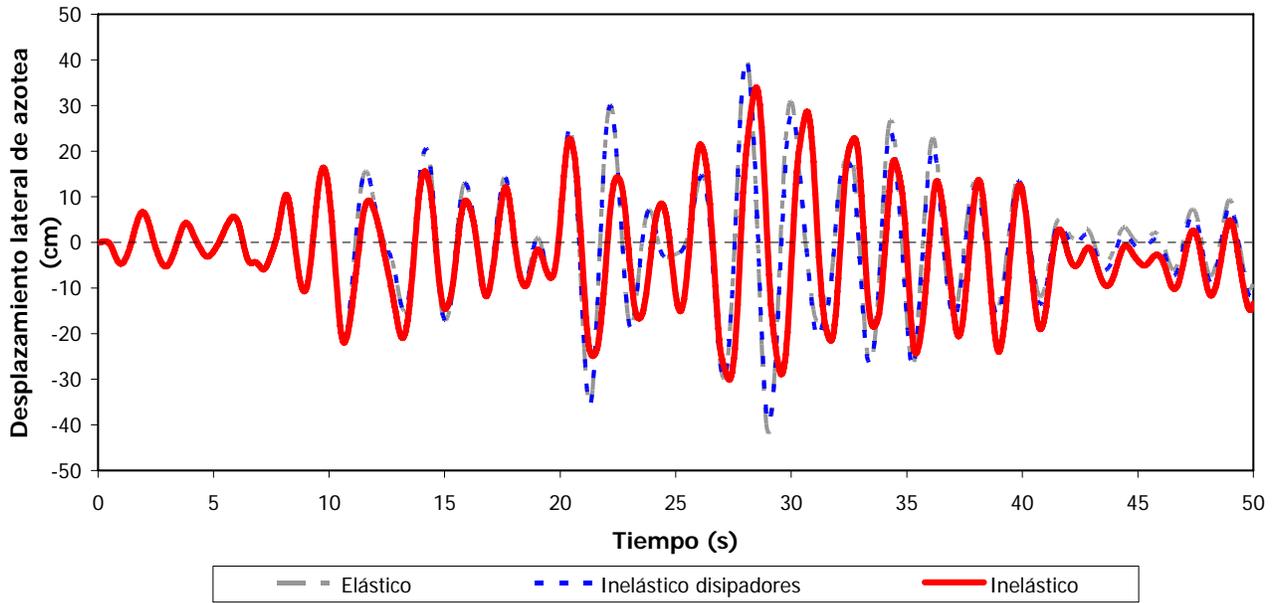


Fig. 6.15 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 9 niveles, caso E ( $\mu=4$  ó  $5$ )

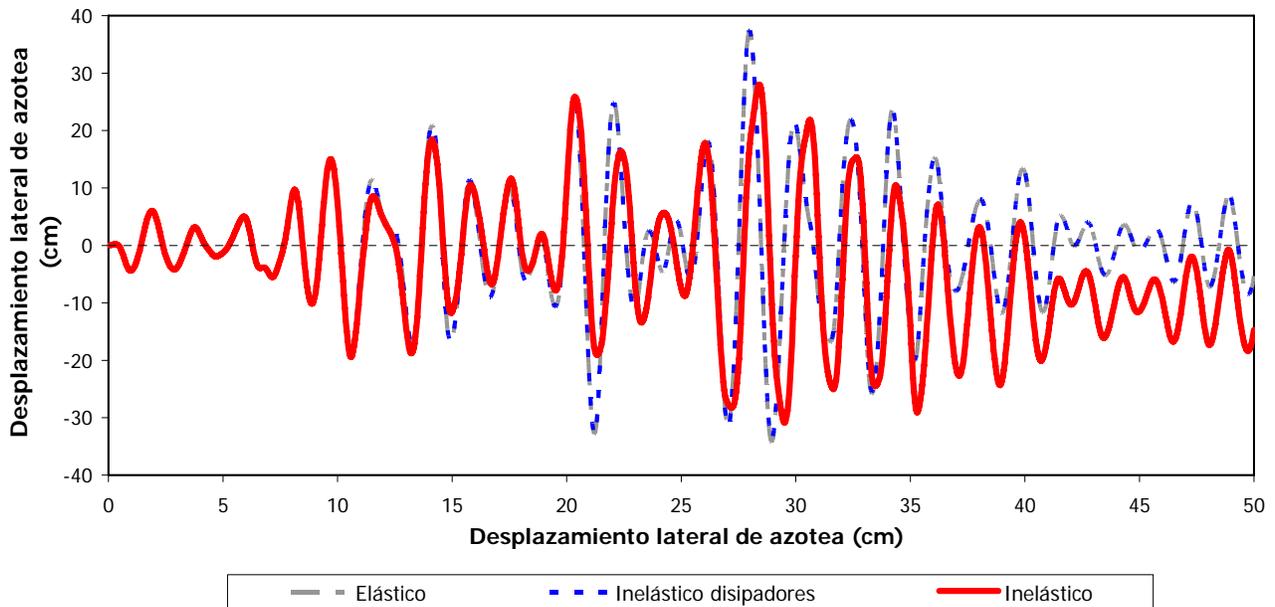


Fig. 6.16 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 9 niveles, caso E (50% cortante de entrepiso)

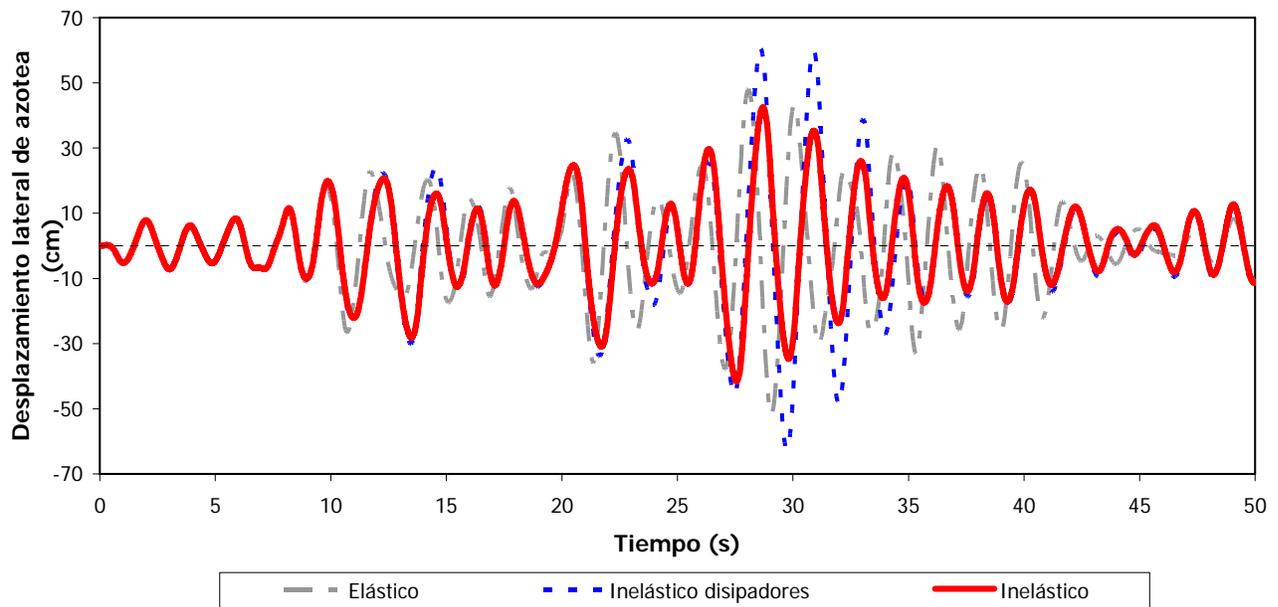


Fig. 6.17 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 9 niveles, caso E ( $\mu=14$ )

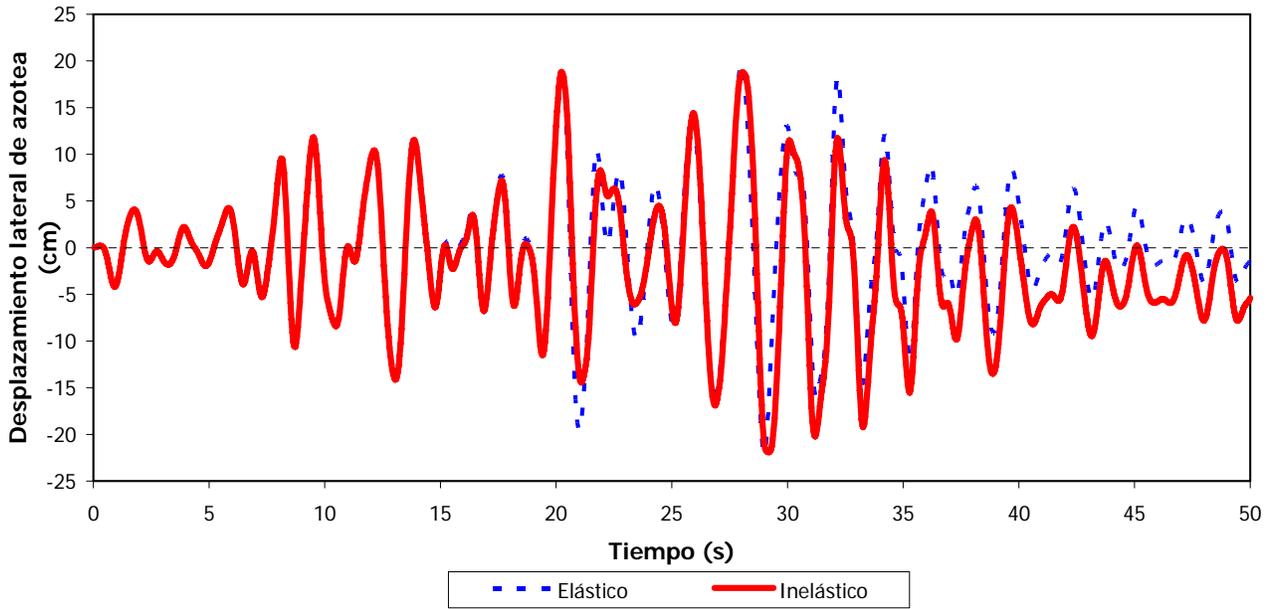


Fig. 6.18 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 10 niveles, caso A

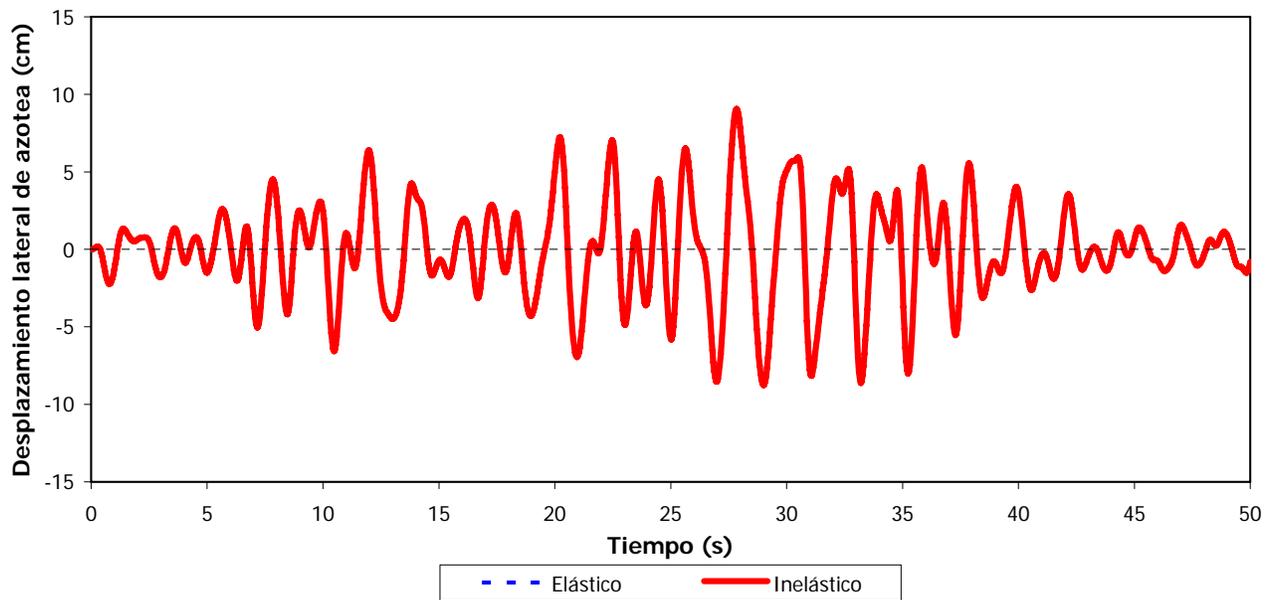


Fig. 6.19 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 10 niveles, caso B

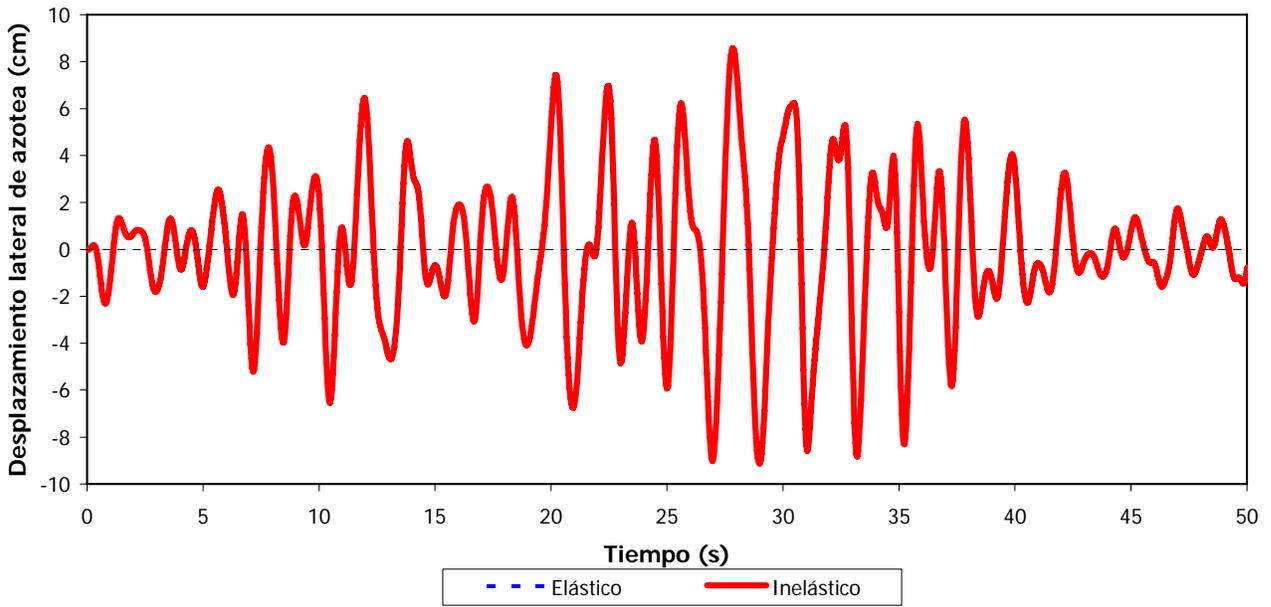


Fig. 6.20 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 10 niveles, caso C

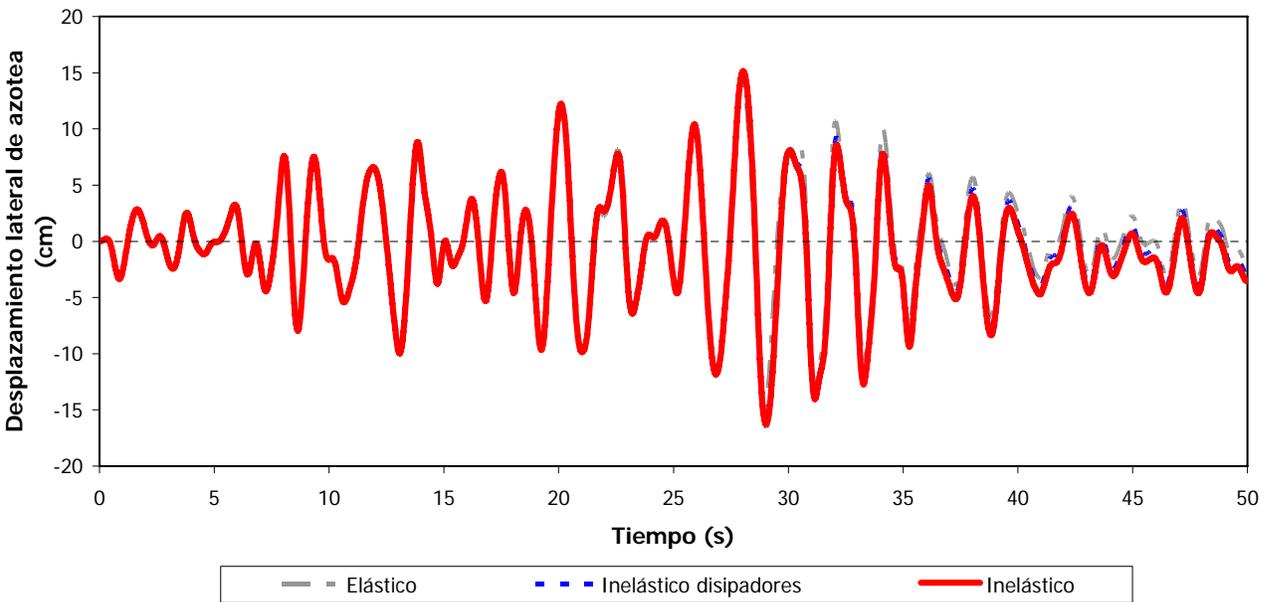


Fig. 6.21 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 10 niveles, caso D

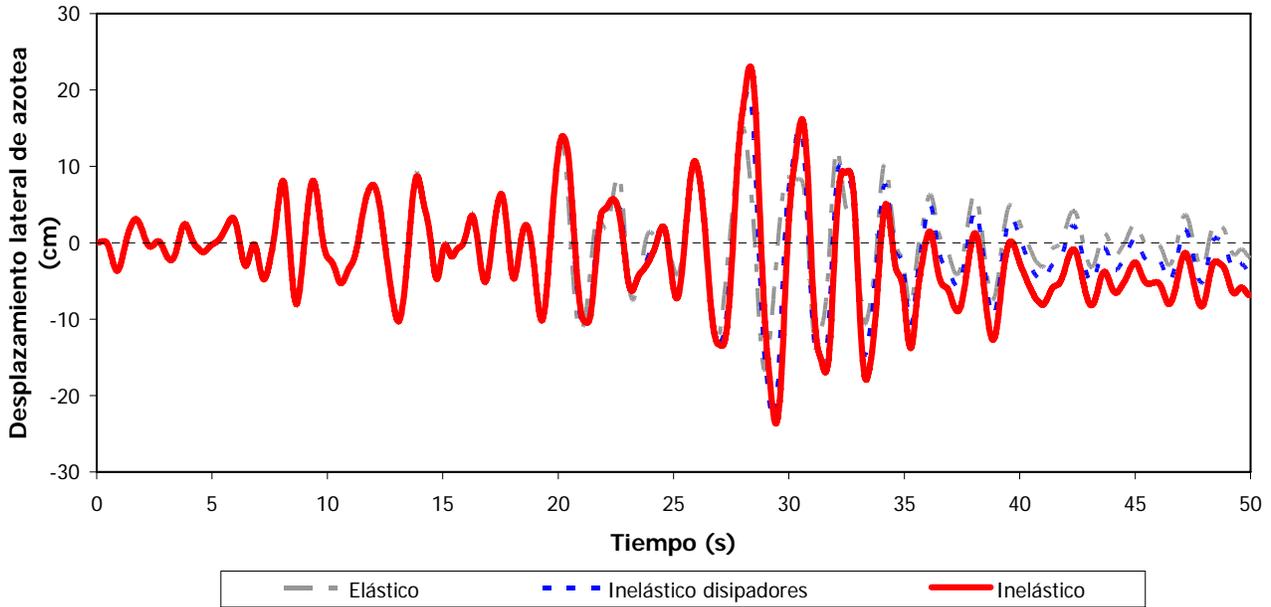


Fig. 6.22 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 10 niveles, caso E ( $\mu=4$  ó  $5$ )

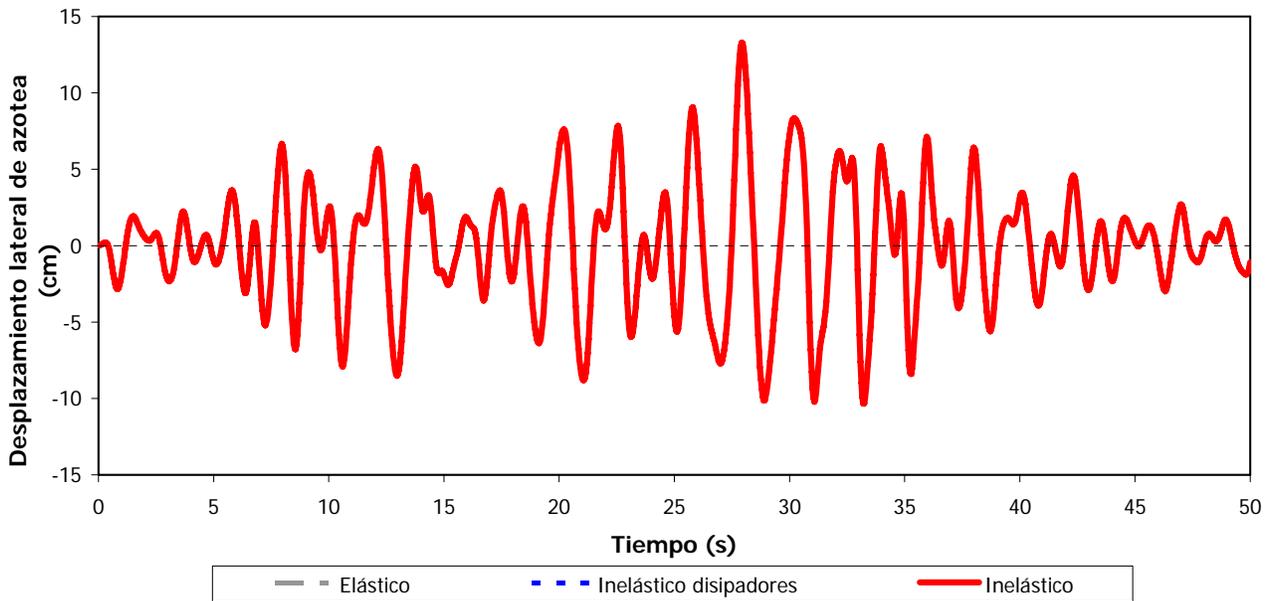


Fig. 6.23 Comparación de historias de desplazamientos laterales en azotea, comportamientos elástico e inelástico, eje A, modelo de 10 niveles, caso E (50% cortante de entrepiso)

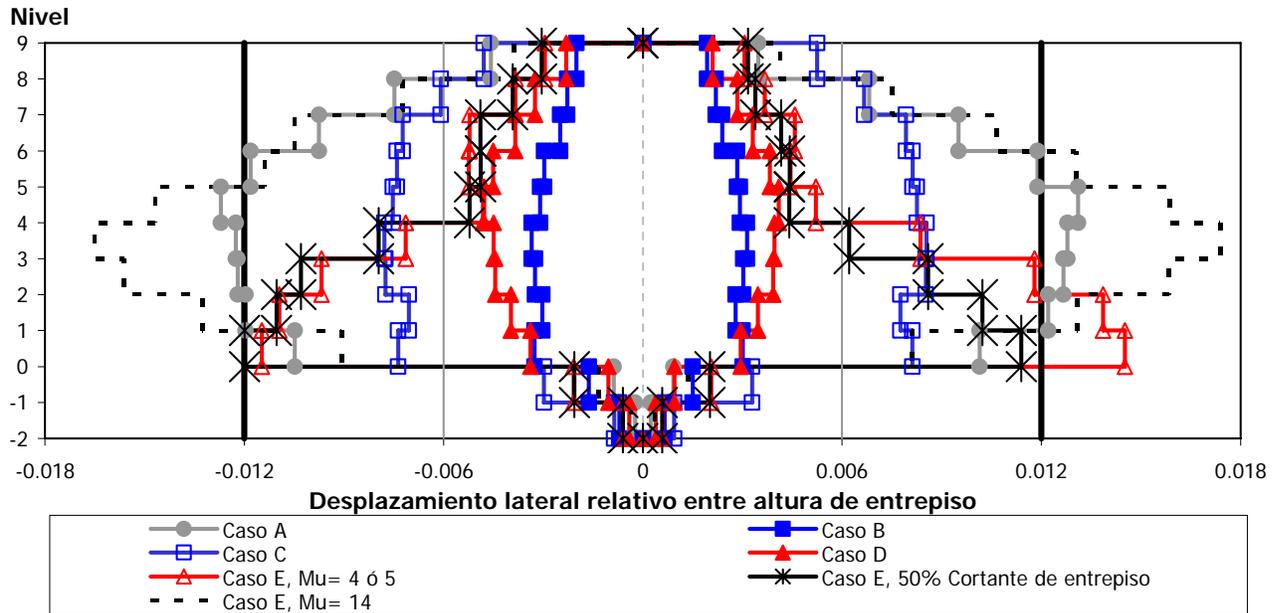


Fig. 6.24.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en la dirección X, modelo 9 niveles, análisis paso a paso inelástico, casos A, B, C, D y E

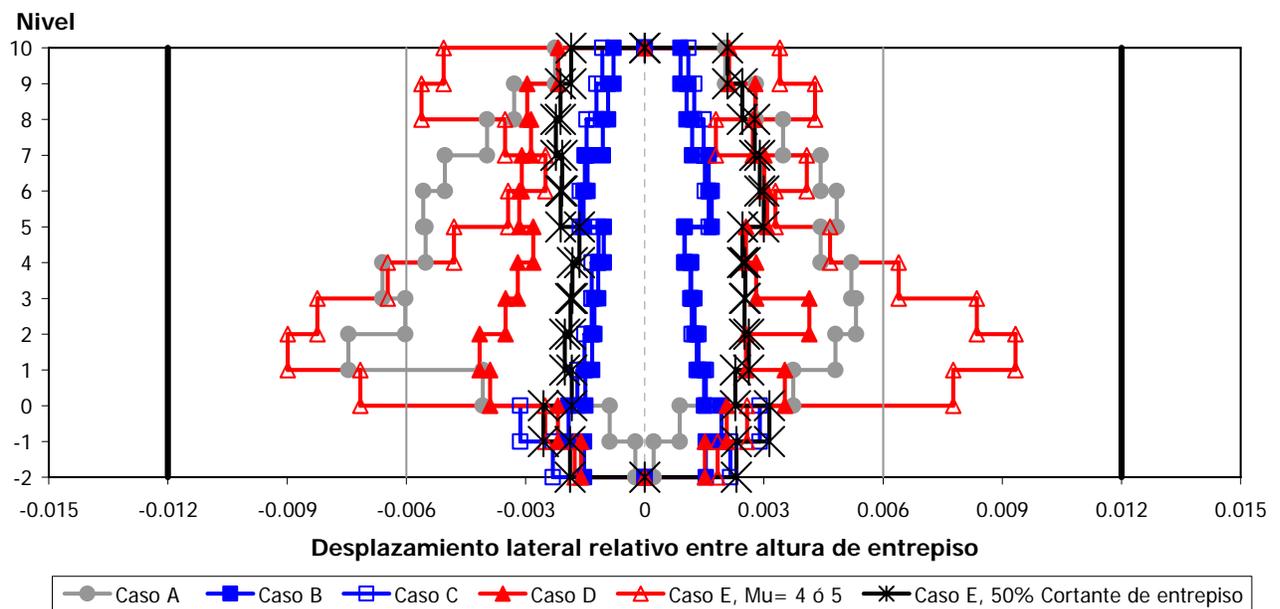


Fig. 6.25.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en la dirección X, modelo 10 niveles, análisis paso a paso inelástico, casos A, B, C, D y E

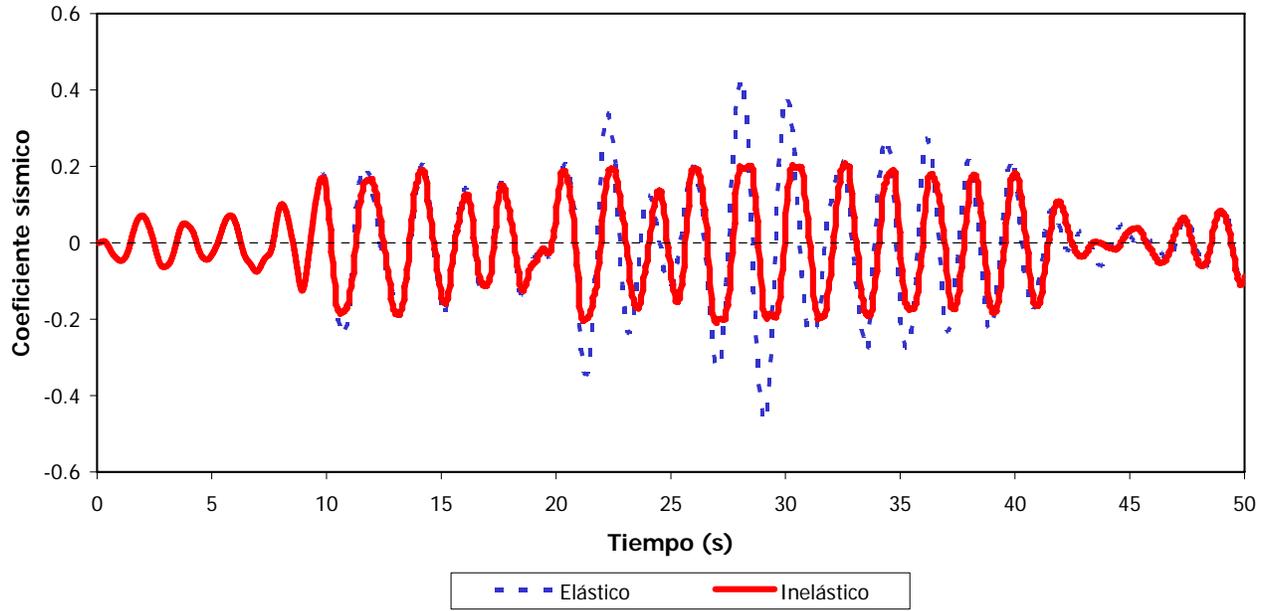


Fig. 6.26.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso A

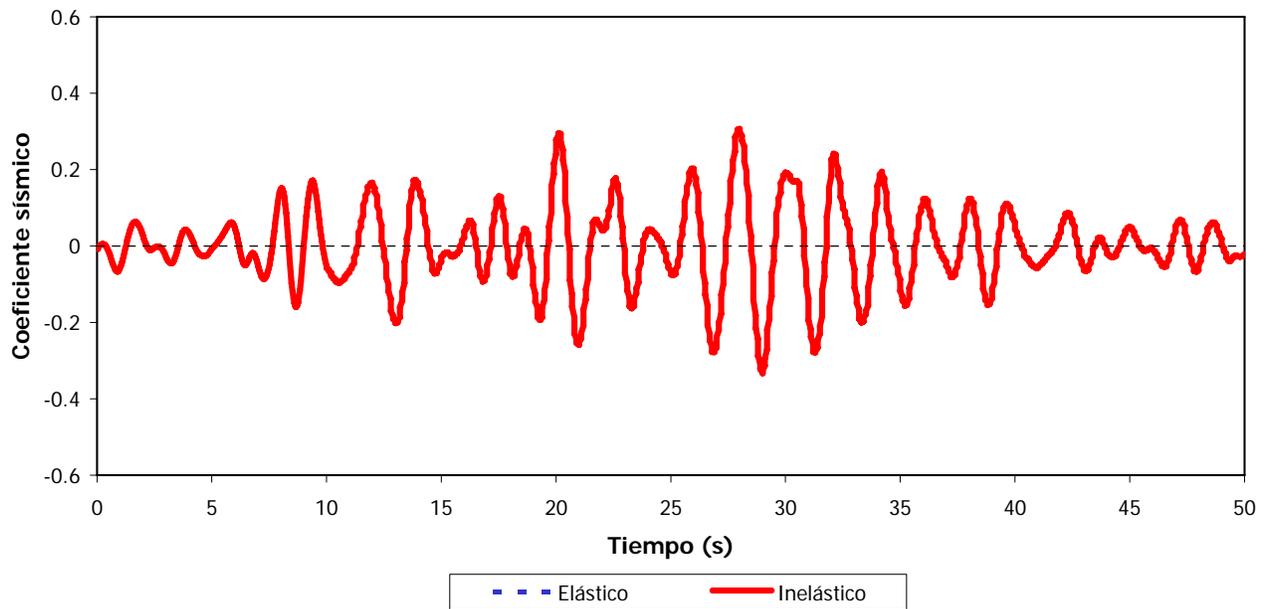


Fig. 6.27.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso B

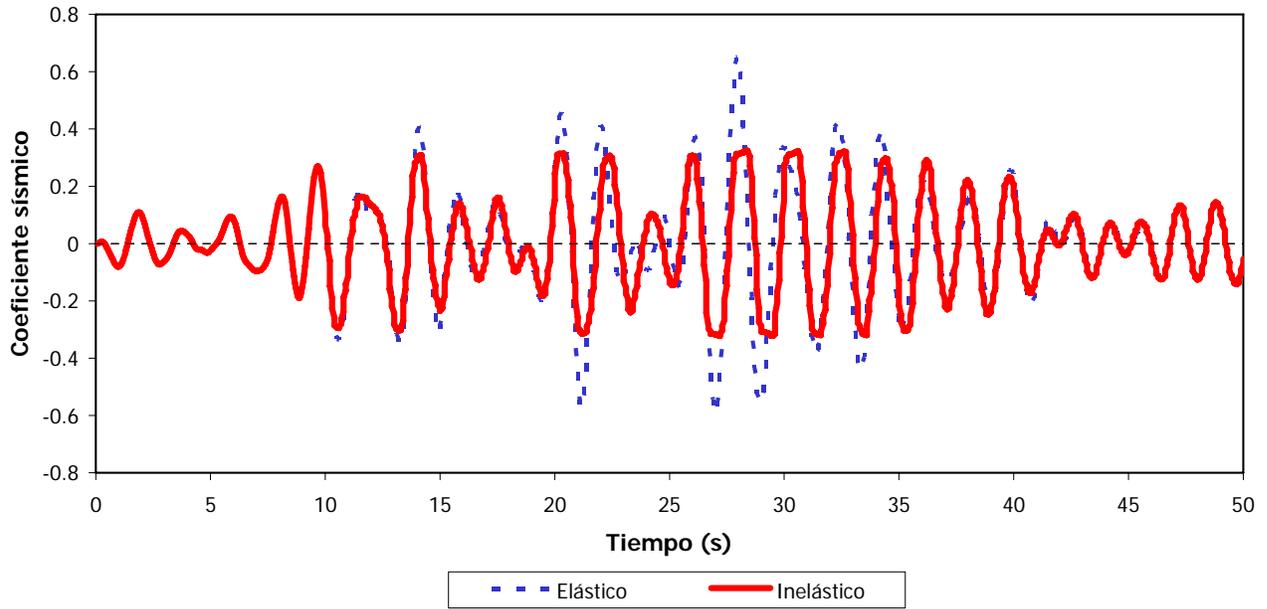


Fig. 6.28.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso C

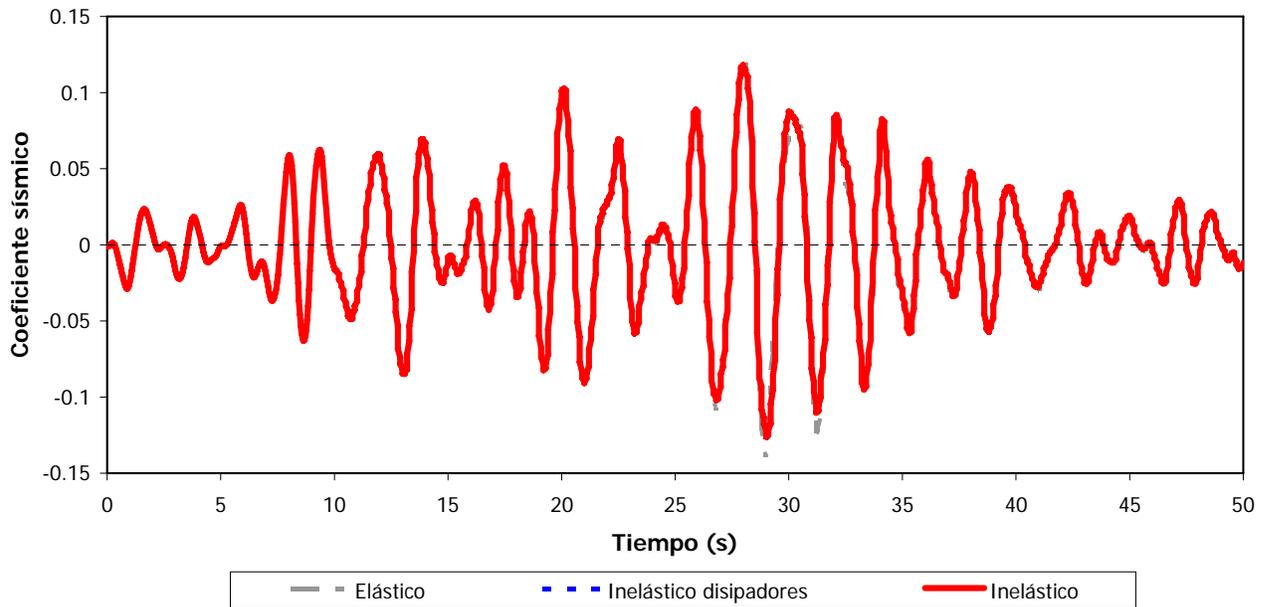


Fig. 6.29.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso D

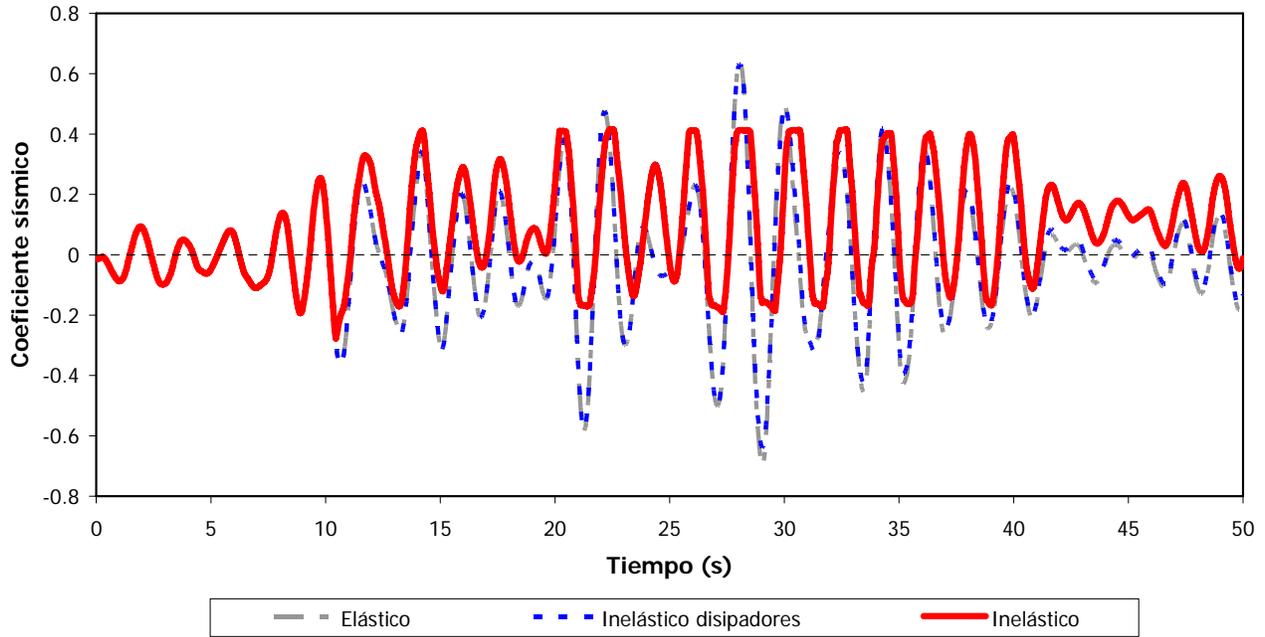


Fig. 6.30.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ )

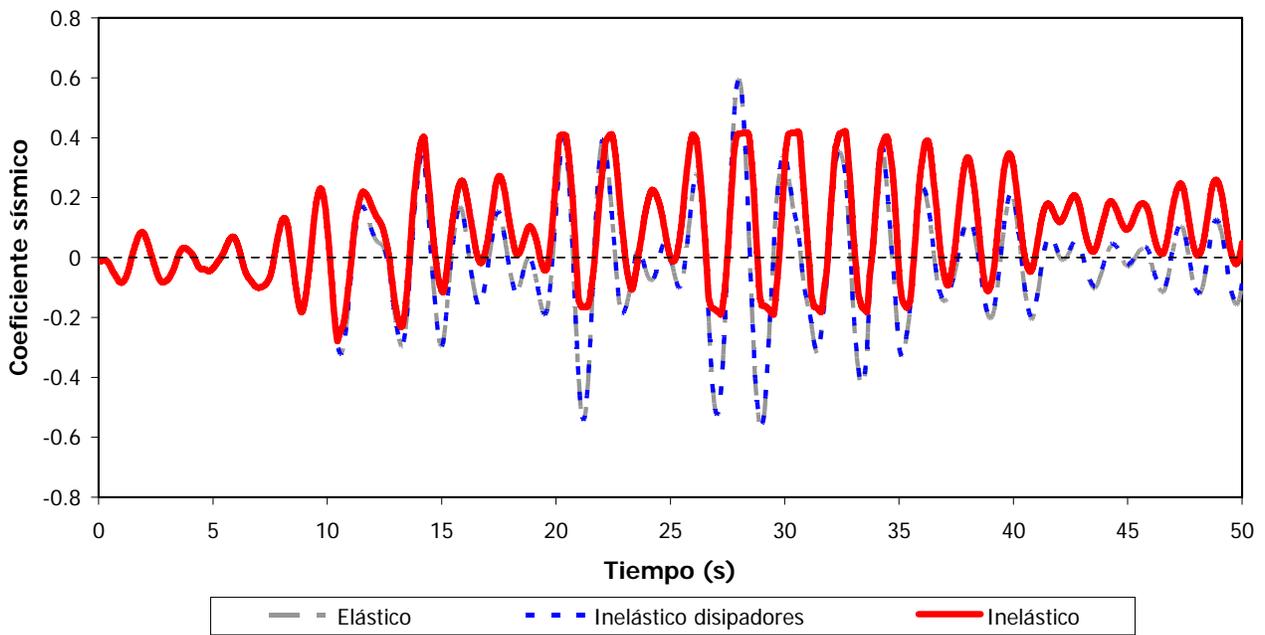


Fig. 6.31.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E (50% cortante de entrepiso)

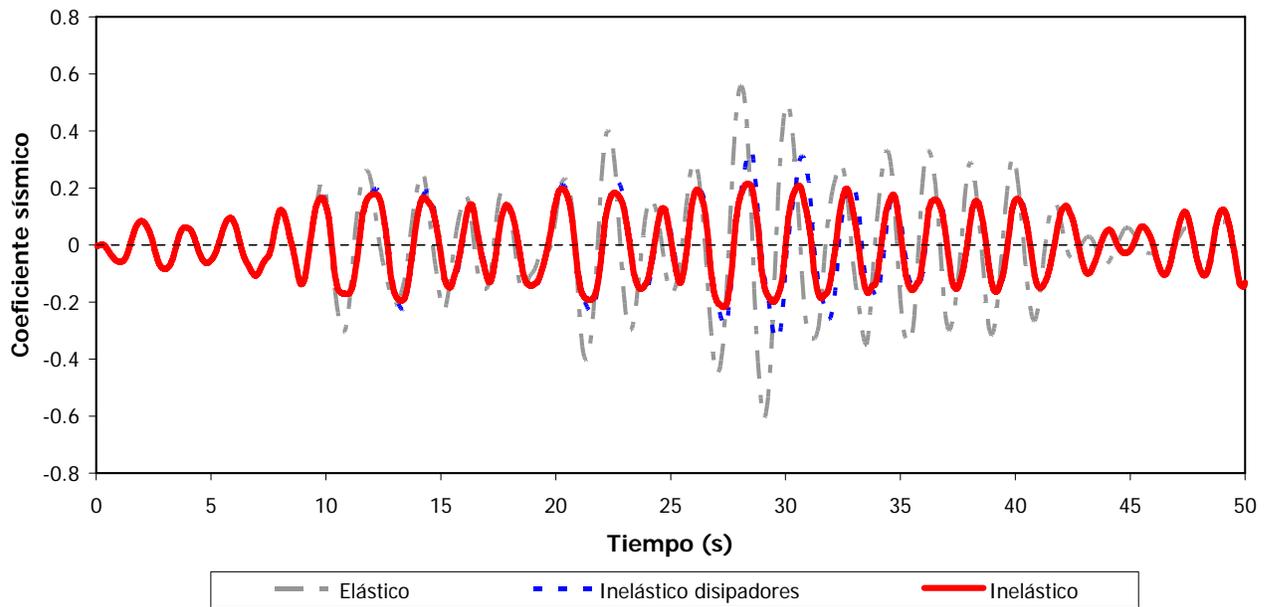


Fig. 6.32.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E ( $\mu= 14$ )

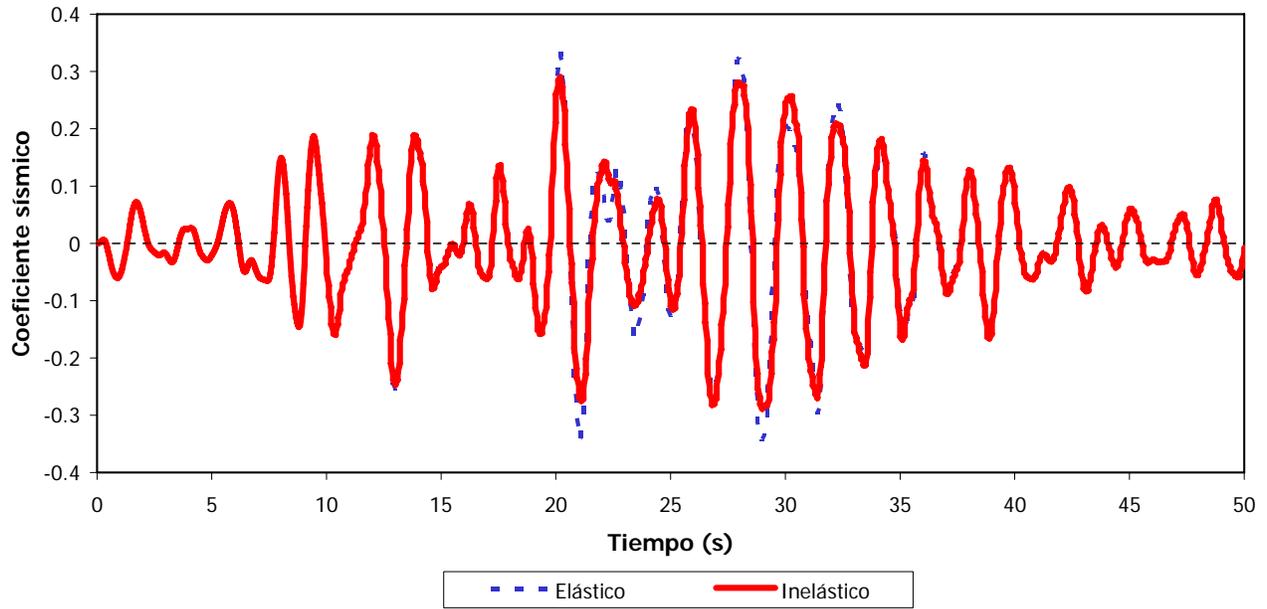


Fig. 6.33.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso A

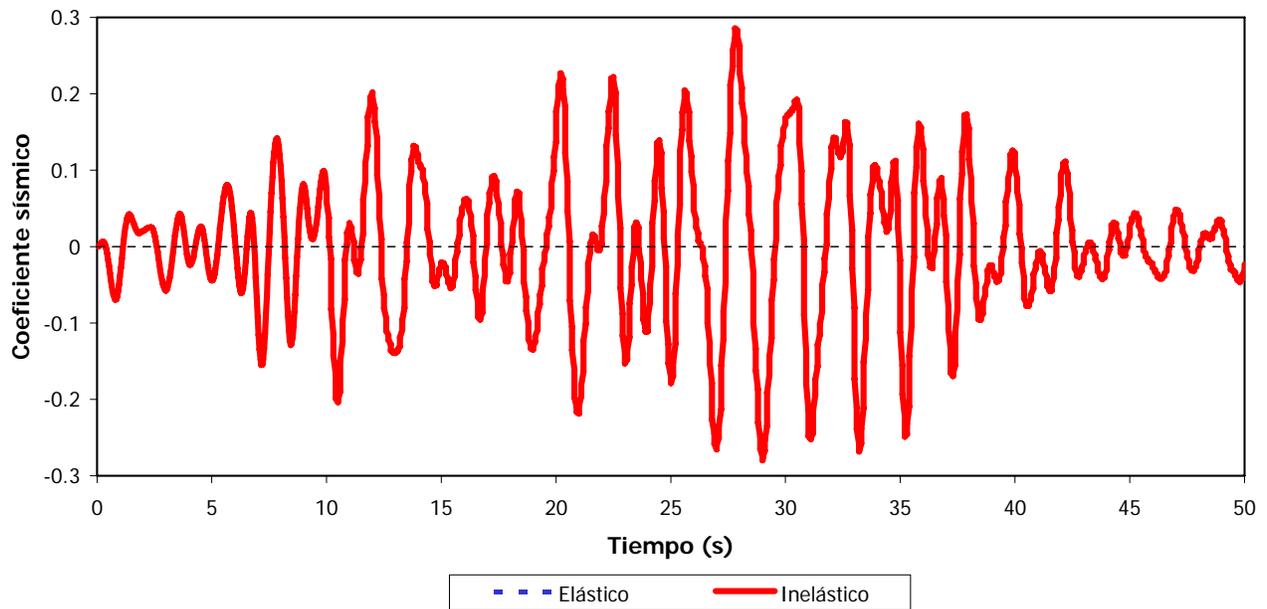


Fig. 6.34.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso B

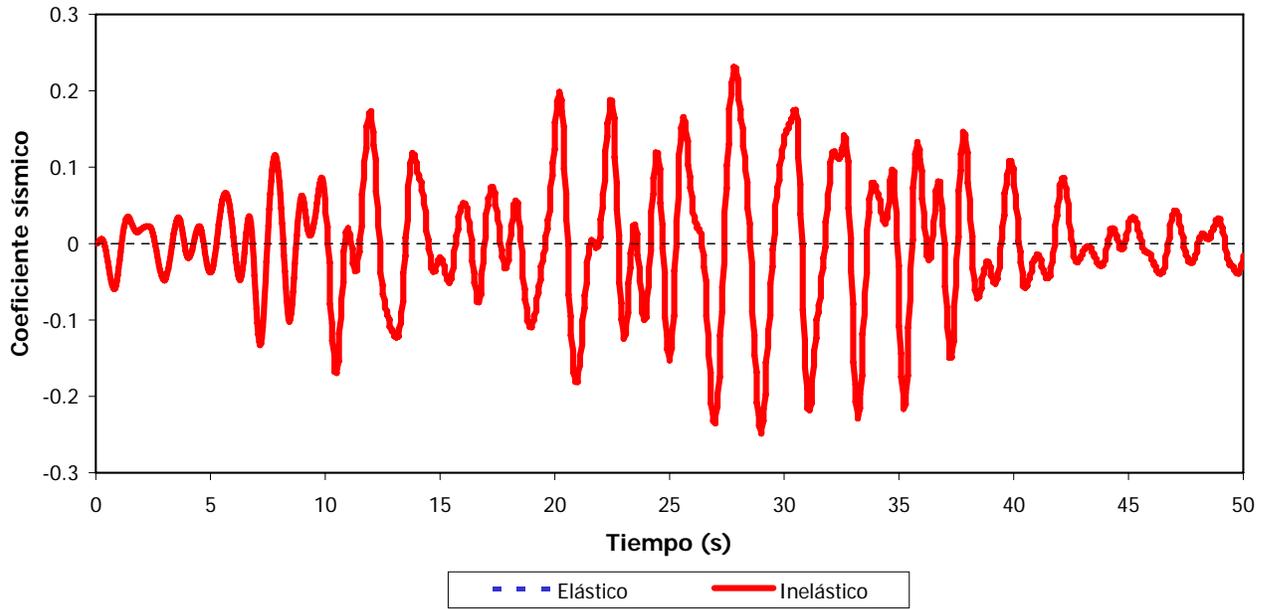


Fig. 6.35.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso C

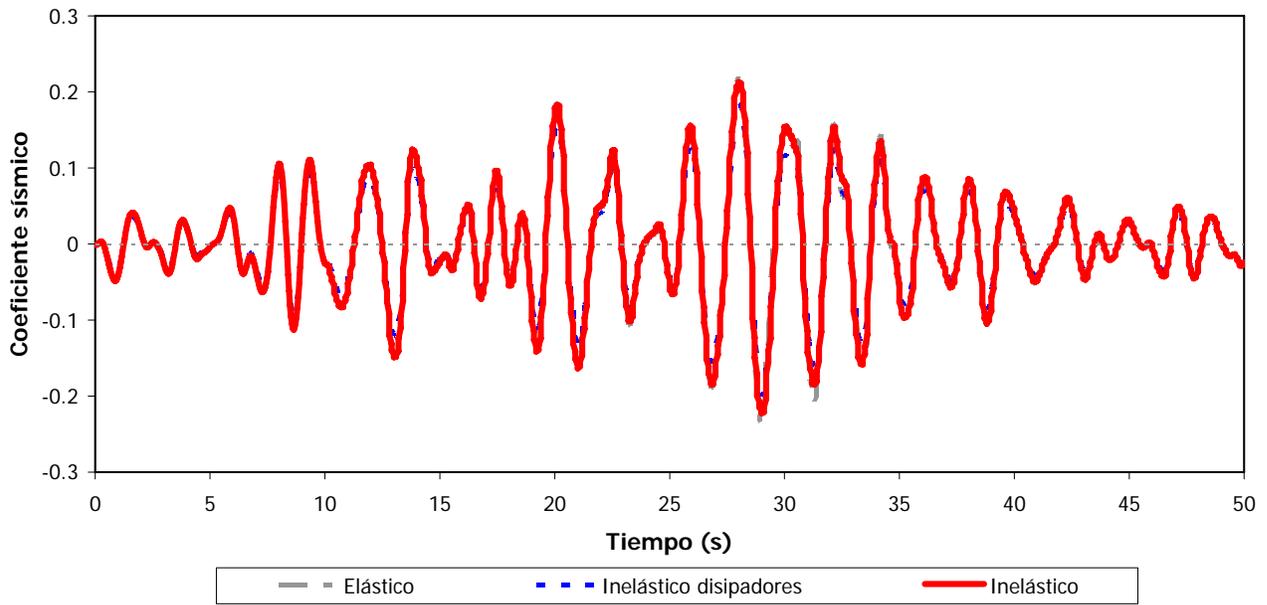


Fig. 6.36.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso D

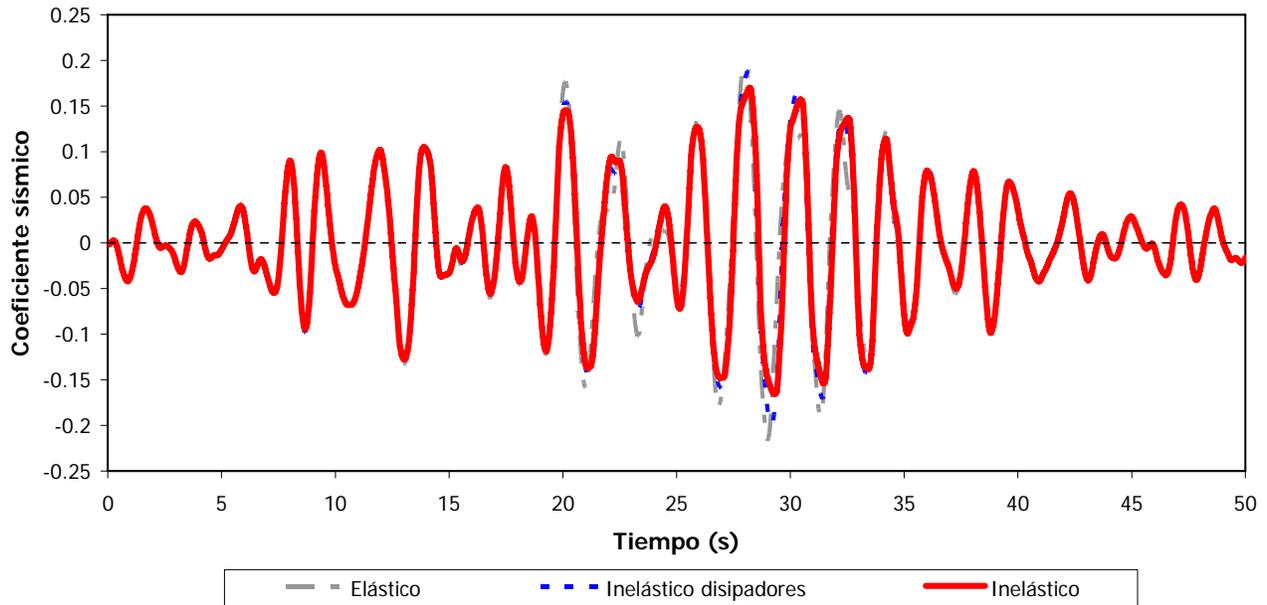


Fig. 6.37.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ )

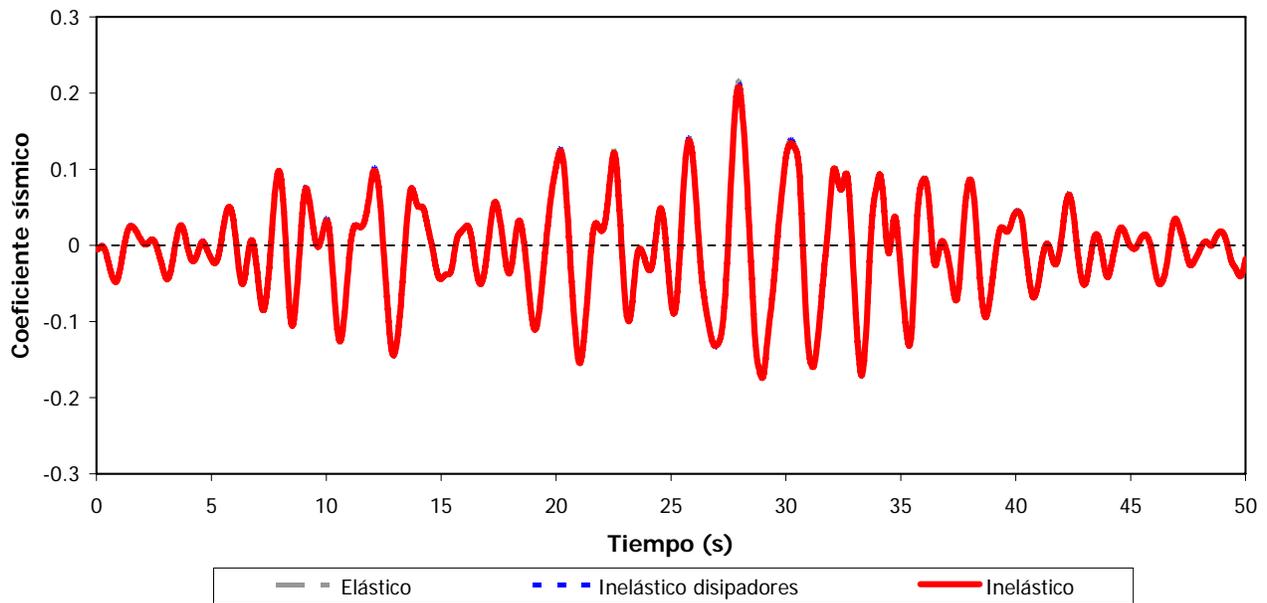


Fig. 6.38.- Comparación de coeficientes sísmicos, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E (50% cortante de entrepiso)

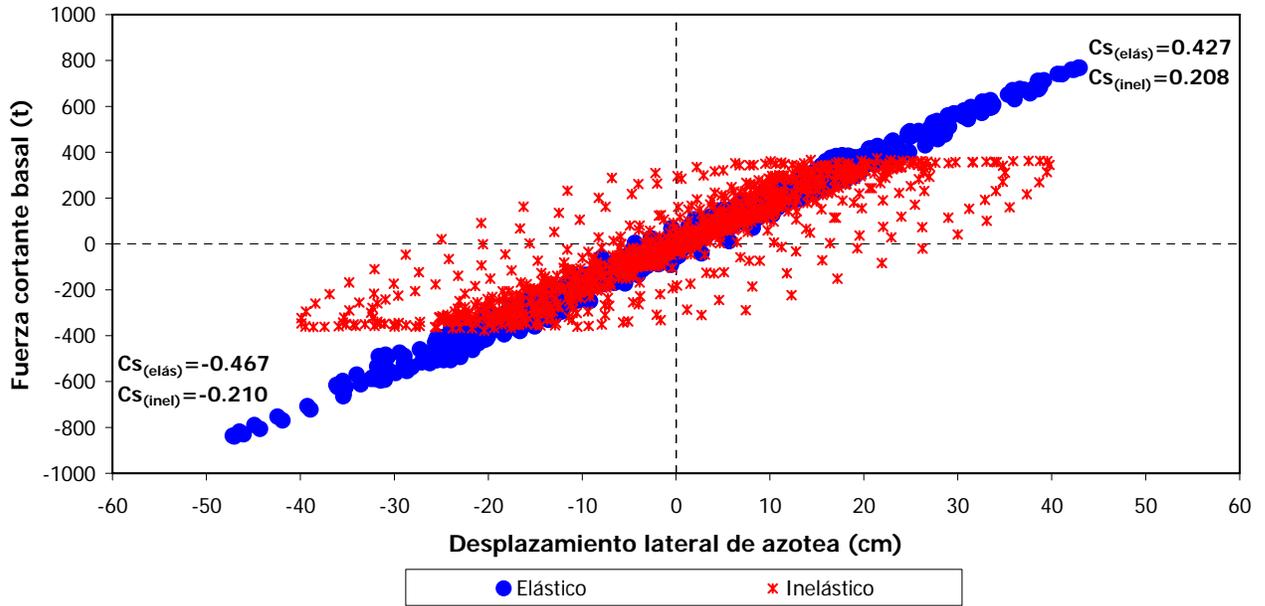


Fig. 6.39.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso A

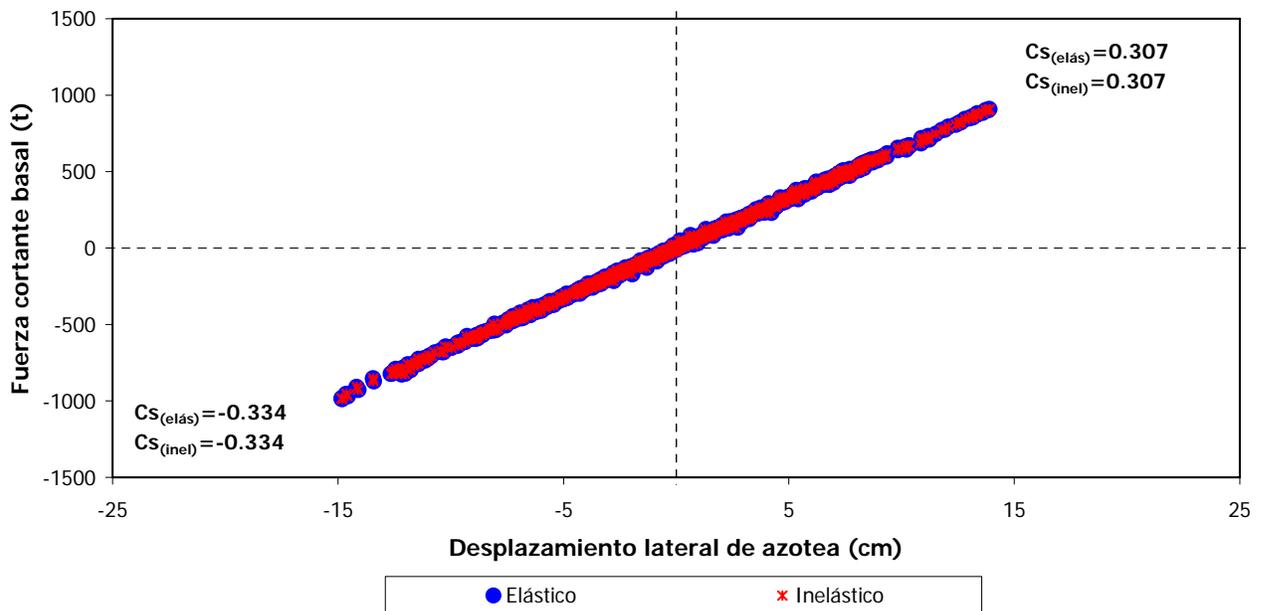


Fig. 6.40.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso B

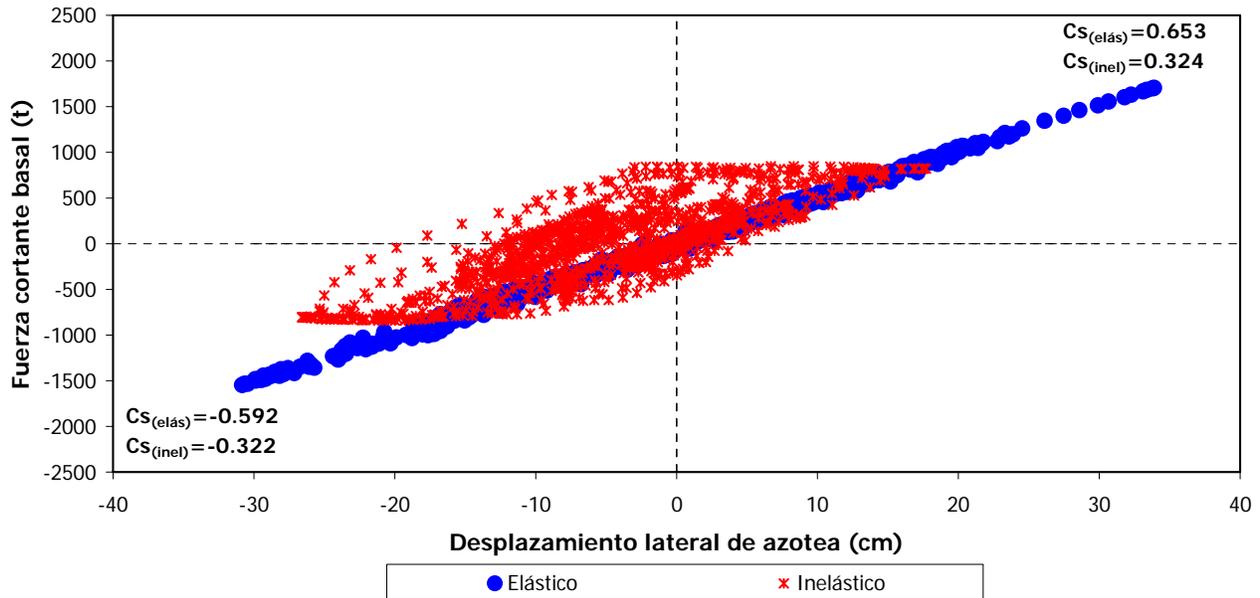


Fig. 6.41.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso C

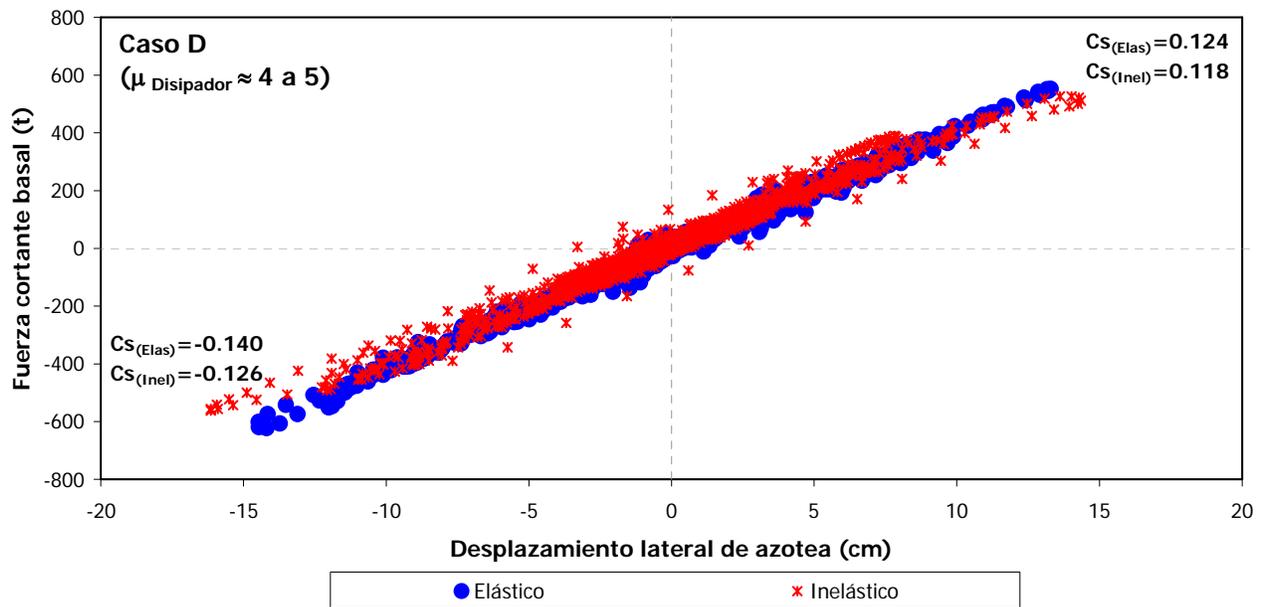


Fig. 6.42.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso D

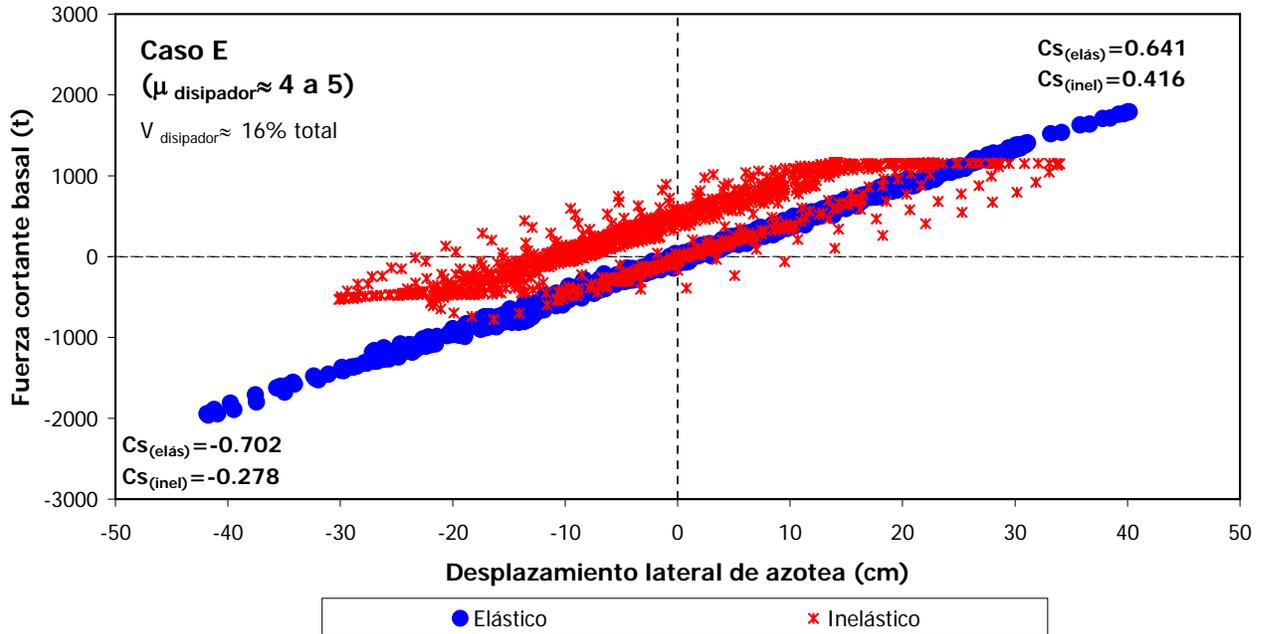


Fig. 6.43.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E ( $\mu = 4$  ó  $5$ )

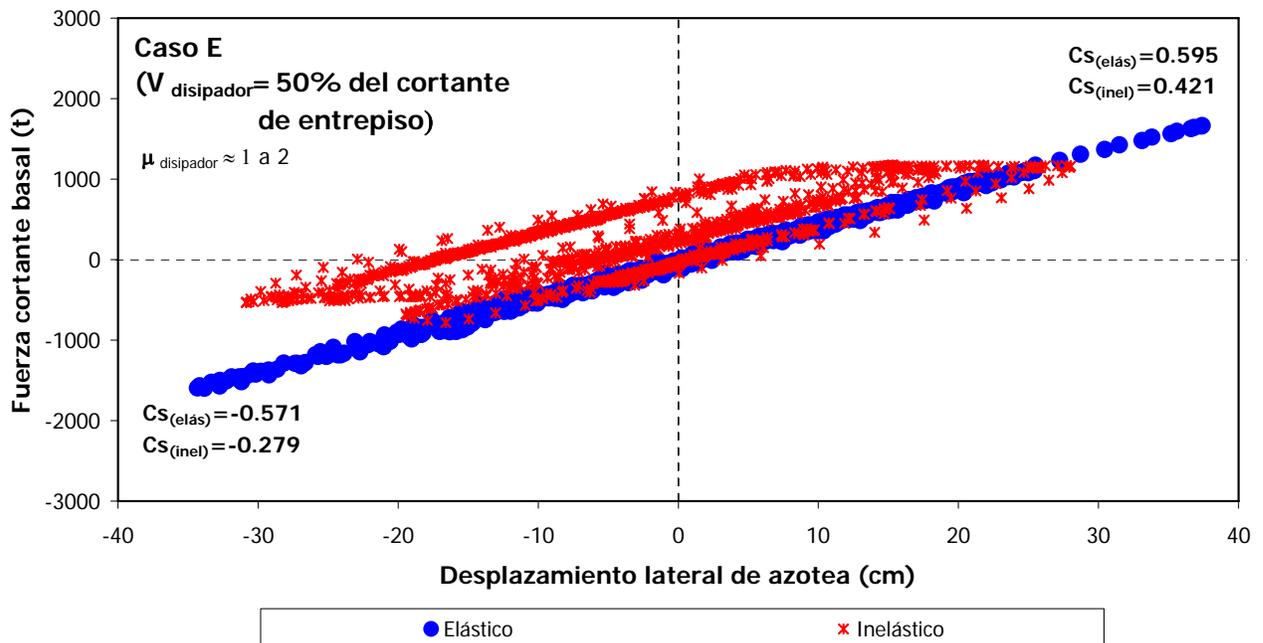


Fig. 6.44.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E (50% cortante de entrepiso)

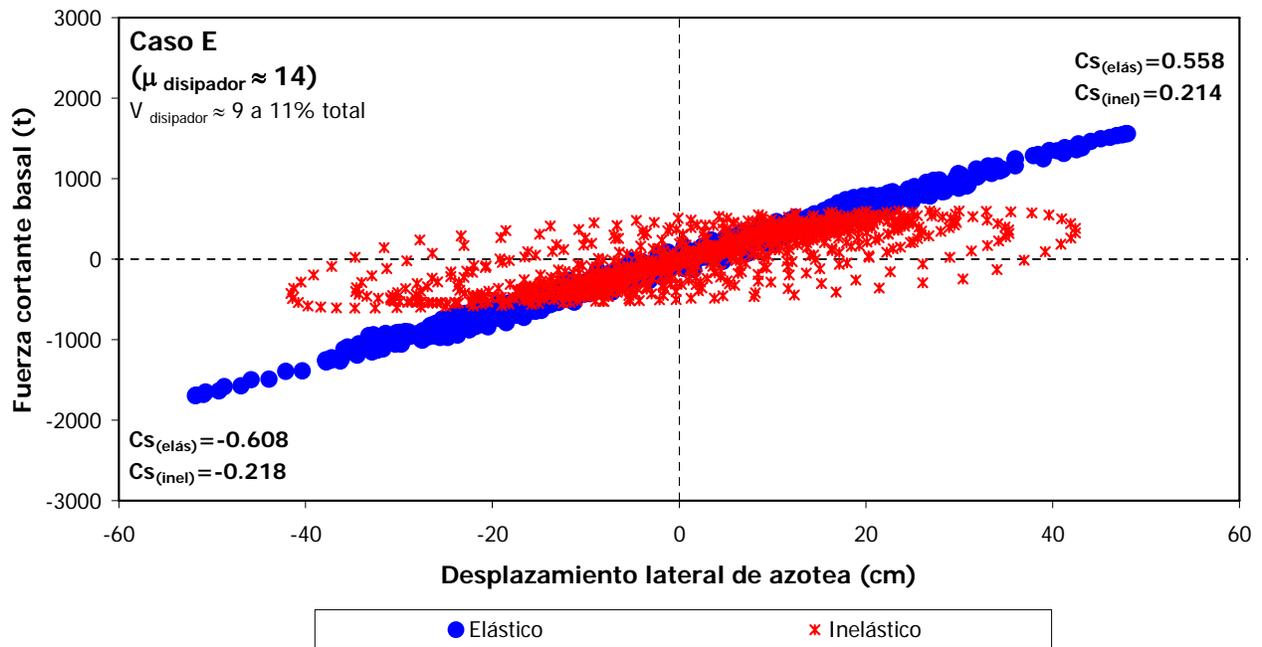


Fig. 6.45.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E ( $\mu=14$ )

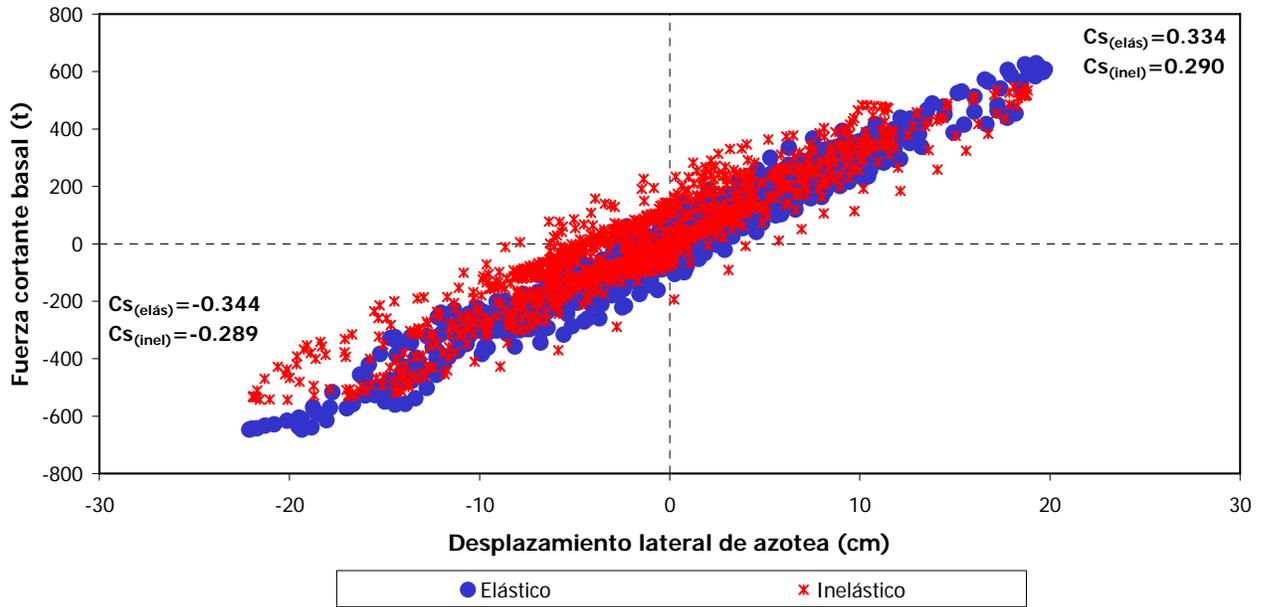


Fig. 6.46.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso A

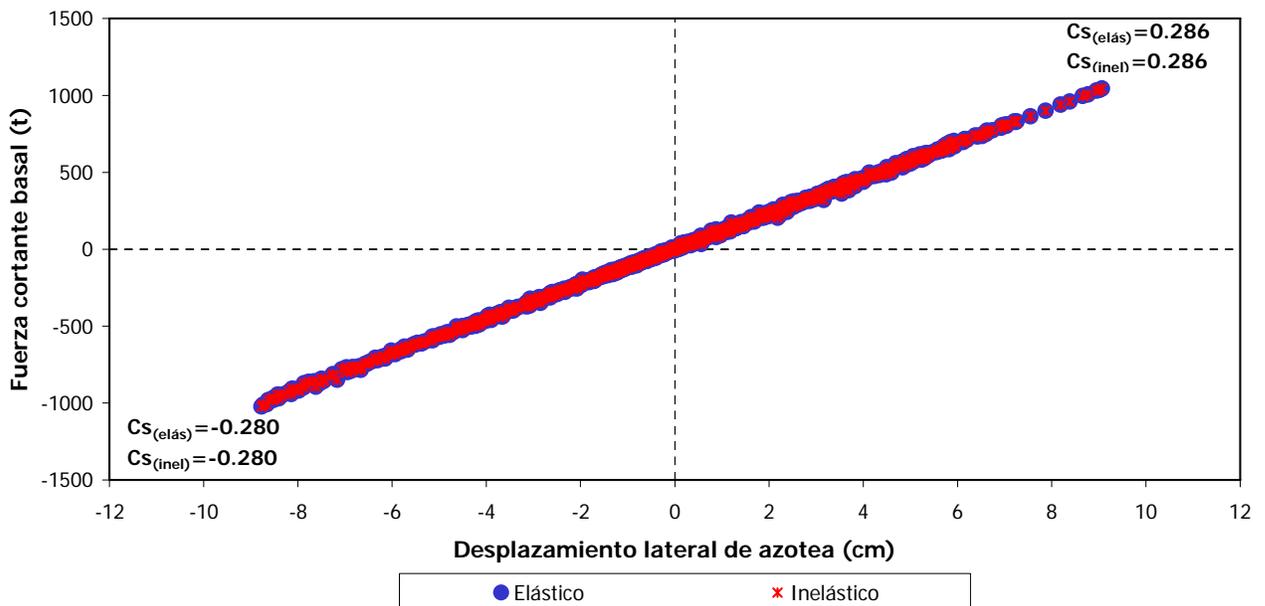


Fig. 6.47.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso B

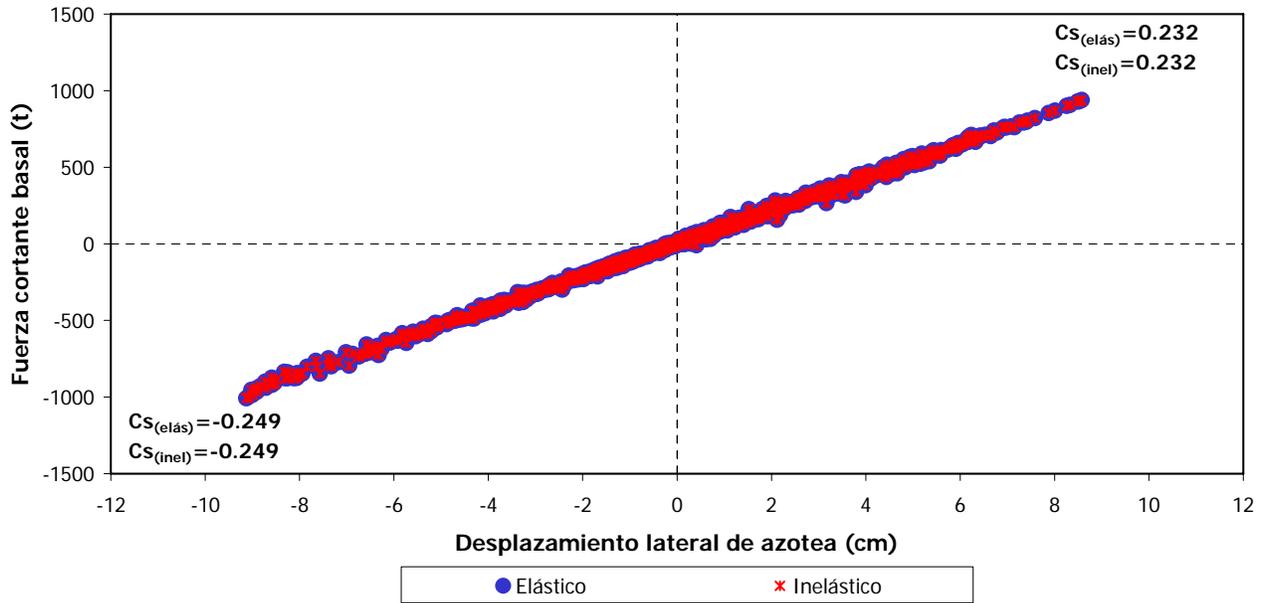


Fig. 6.48.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso C

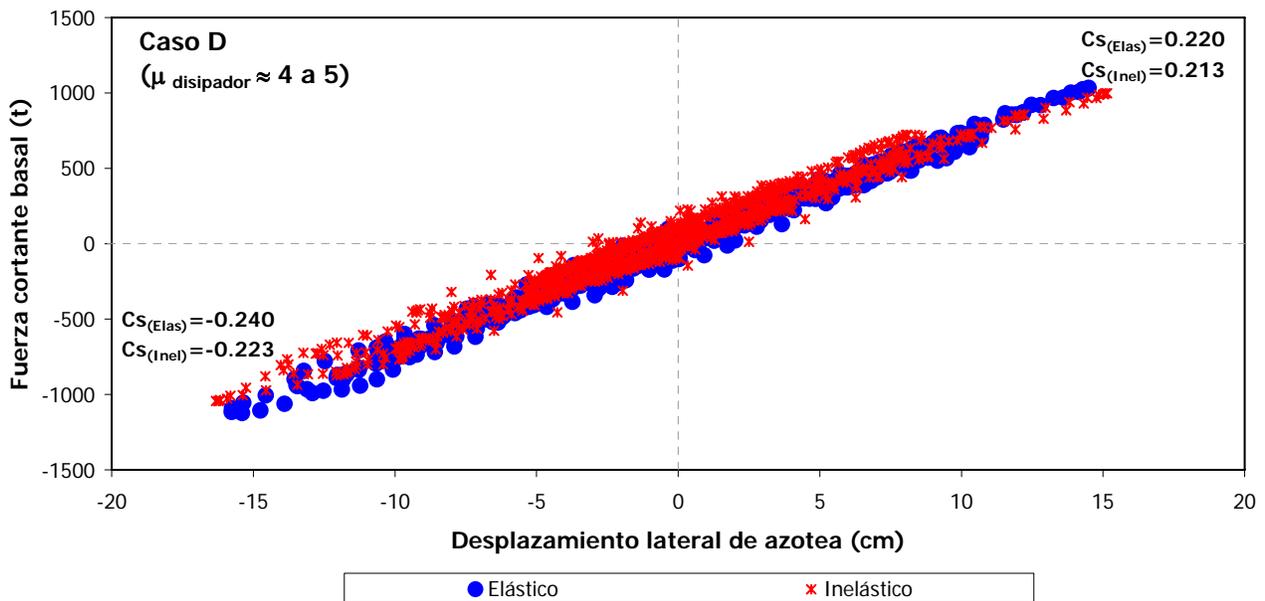


Fig. 6.49.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso D

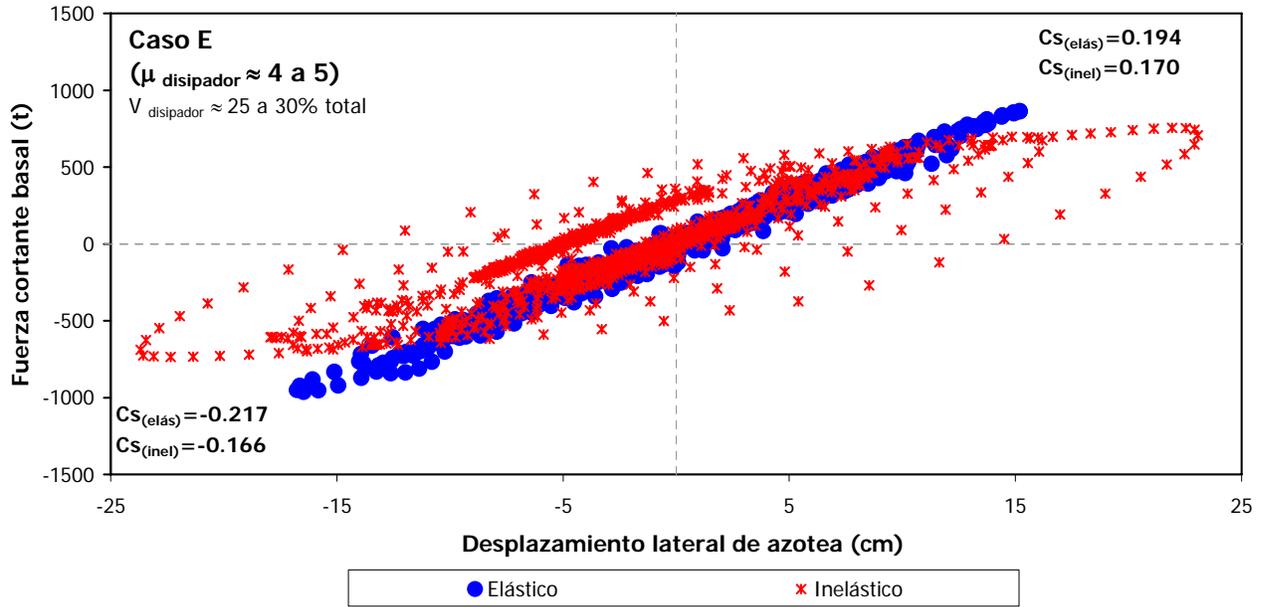


Fig. 6.50.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E ( $\mu=4$  ó 5)

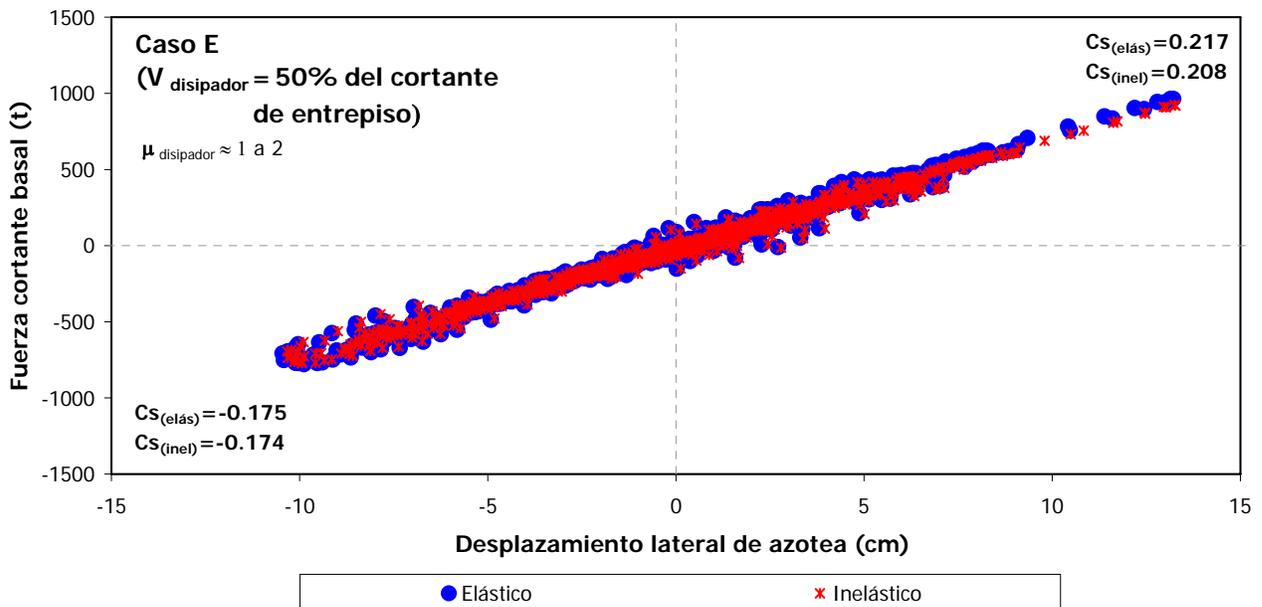


Fig. 6.51.- Comparación de las curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso elástico e inelástico, caso E (50% cortante de entrepiso)

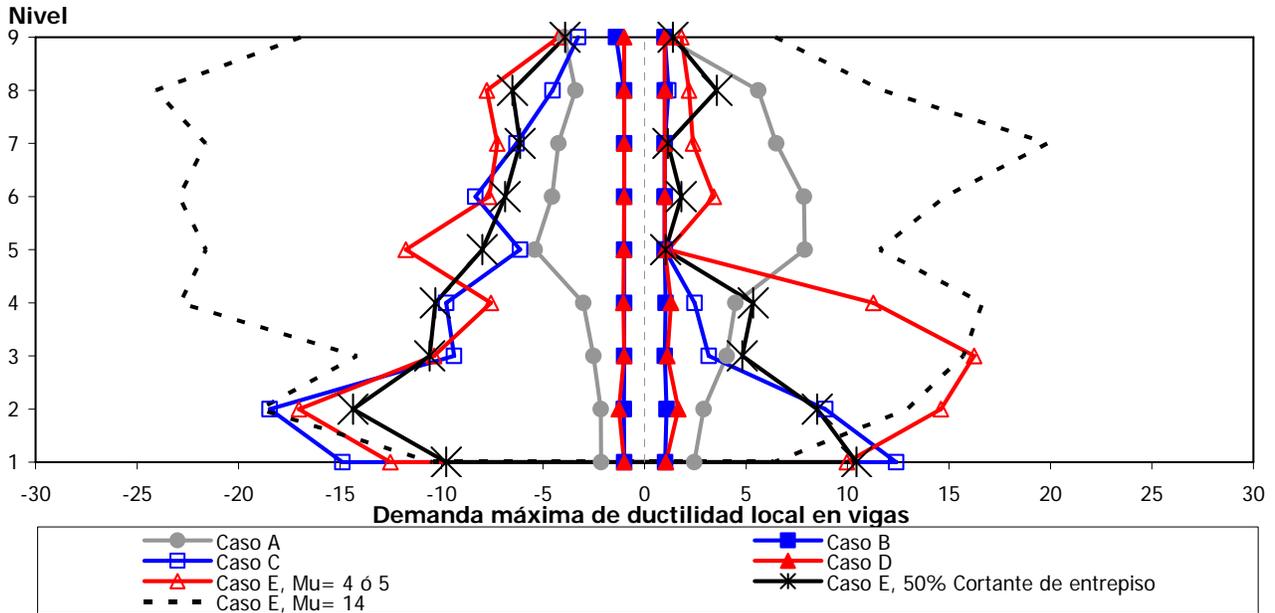


Fig. 6.52.- Comparación de las demandas máximas de ductilidad local en vigas, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso inelástico, casos A, B, C, D y E

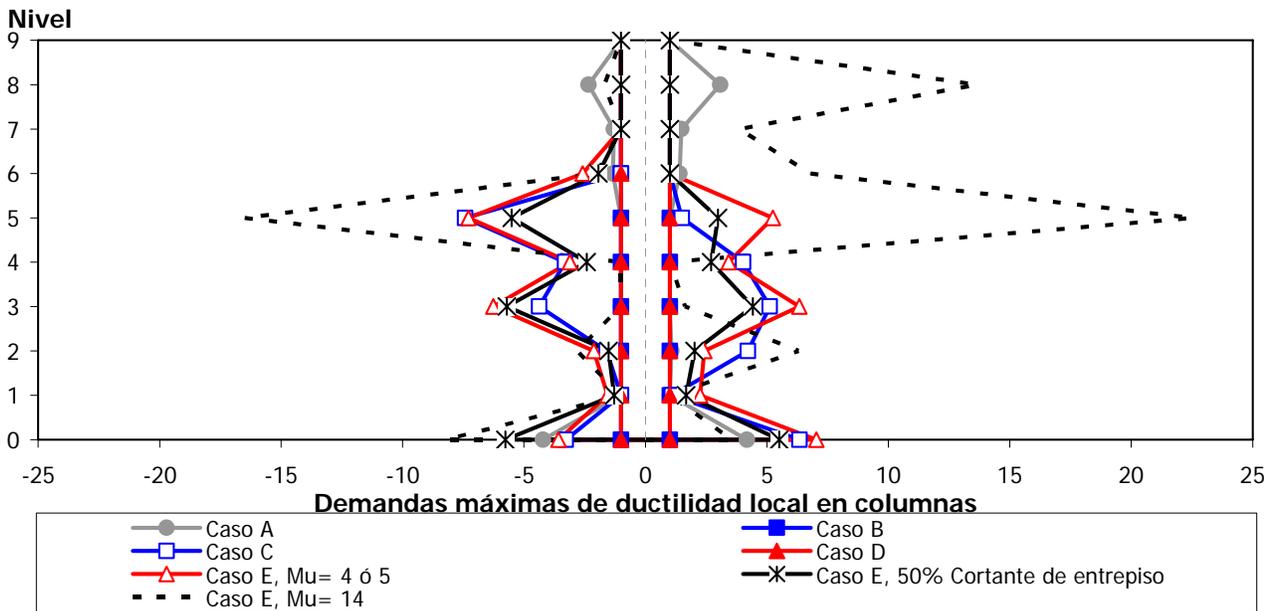


Fig. 6.53.- Comparación de las demandas máximas de ductilidad local en columnas, sismo en la dirección X, eje A, modelo 9 niveles, análisis paso a paso inelástico, casos A, B, C, D y E

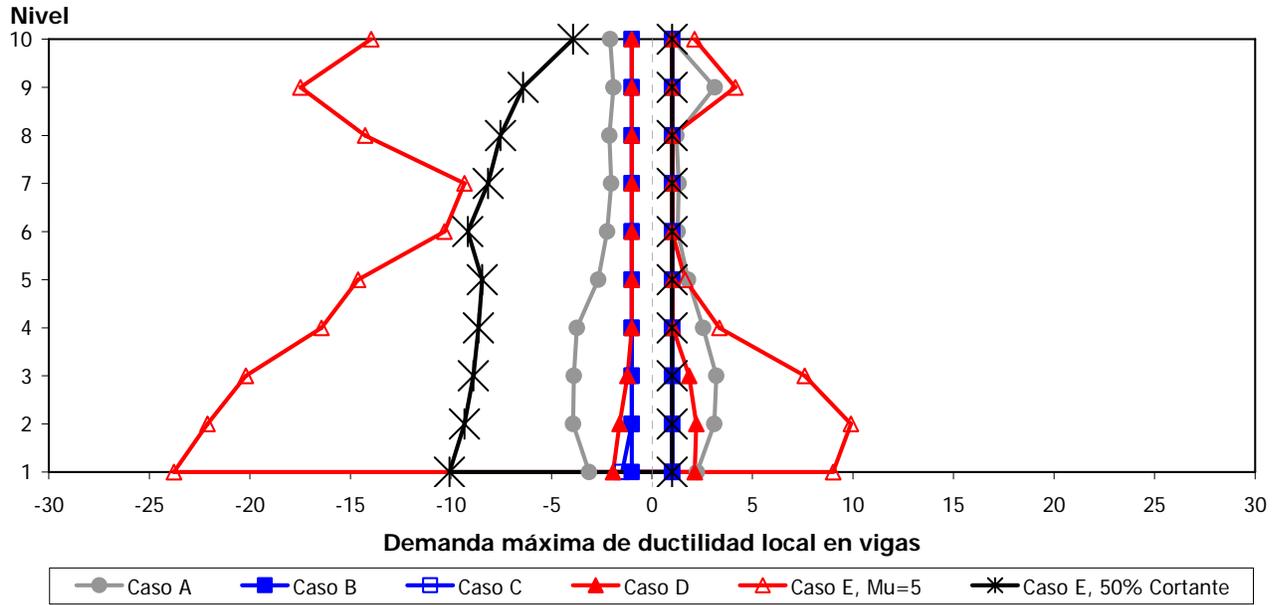


Fig. 6.54.- Comparación de las demandas máximas de ductilidad local en vigas, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso inelástico, casos A, B, C, D y E

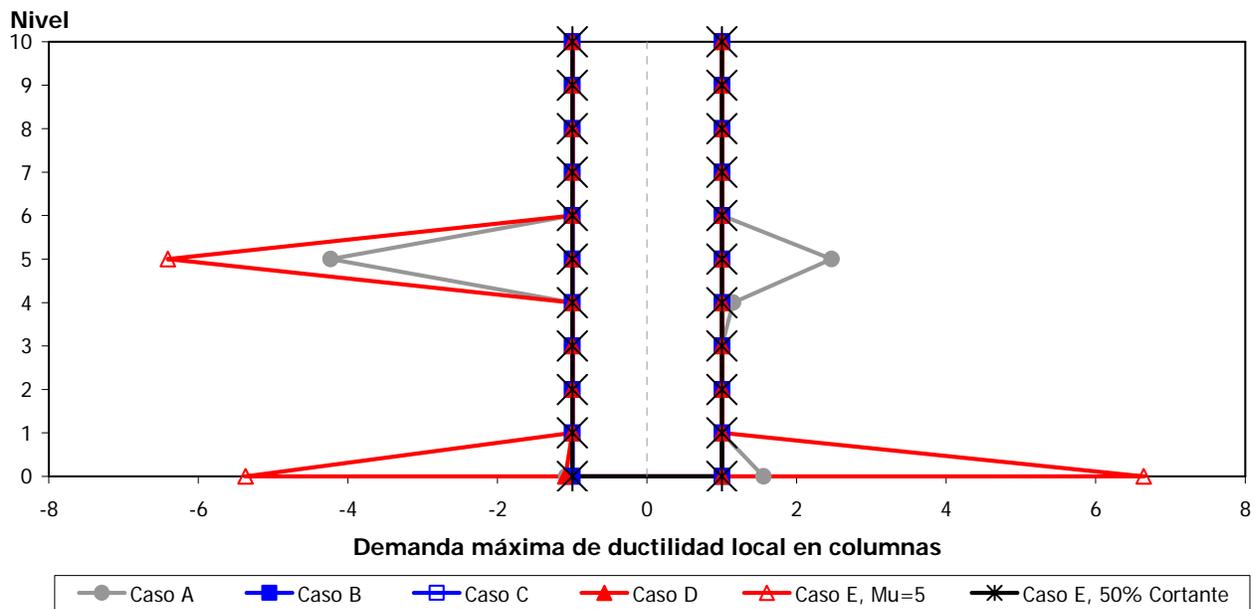


Fig. 6.55.- Comparación de las demandas máximas de ductilidad local en columnas, sismo en la dirección X, eje A, modelo 10 niveles, análisis paso a paso inelástico, casos A, B, C, D y E



### 7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1.- Conclusiones

##### Antecedentes

En este trabajo se estudió la respuesta sísmica elástica e inelástica de dos edificios de 9 y 10 niveles con cajón de cimentación (un sótano para estacionamiento y un entrespacio de contratraves y losa de cimentación) y pilotes de fricción. Se utilizaron cinco diferentes alternativas de estructuración, a saber: caso A sólo marcos (vigas y columnas) de concreto reforzado; caso B igual al caso A, pero reforzado con diagonales de acero colocadas en los ejes exteriores de ambas direcciones; caso C como proyecto nuevo con marcos de concreto rigidizados con diagonales de acero; caso D igual al caso B, pero se adicionan disipadores de energía tipo ADAS en los mismos ejes exteriores con diagonales; y, caso E en que se añaden los disipadores al caso C; en este último caso se consideraron, además, tres diferentes condiciones de diseño de dichos disipadores: a) el disipador desarrollará una ductilidad de 4 ó 5, b) el disipador absorberá al menos el 50% del cortante de entrespacio y, c) el disipador puede llegar a desarrollar una ductilidad de 14. De las consideraciones anteriores resultó en 13 diferentes estructuraciones a estudiar.

Cabe recordar que su diseño se apoyó en las especificaciones del RCDF-04 y sus NTC correspondientes, con base en el análisis dinámico modal espectral, incluyendo las cargas gravitacionales y efectos P- $\Delta$ : las estructuras son del grupo B (oficinas); están localizadas en la zona compresible del Valle de México (zona III<sub>b</sub>); las resistencias se diseñaron con el factor de comportamiento sísmico  $Q=3$ , satisfaciendo los requisitos de marcos dúctiles; la revisión del estado límite de servicio se hizo para que los desplazamientos horizontales relativos no rebasaran el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso, asumiendo la condición en la que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.

Posteriormente, cada una de las trece estructuras se sometió ante la excitación del acelerograma SCT-EW-85, con el propósito de revisar en la historia del tiempo los comportamientos elástico e inelástico. Con este tipo de análisis paso a paso se pudo verificar las tendencias de la formación de articulaciones plásticas, se obtuvieron las respuestas globales y locales de algunos elementos estructurales tipo, y se pudieron hacer comparaciones de las respuestas más importantes.

### Análisis sísmicos dinámicos modales espectrales, diseños

- Las dimensiones de los miembros estructurales; vigas y columnas, de los casos A y B (igual al caso A, pero con diagonales de acero como refuerzo adicional) de los modelos de 9 y 10 niveles son siempre mayores que las correspondientes del caso C, debido a que en éste último se asume que las diagonales fueron proporcionadas desde el proyecto inicial. Las dimensiones de las vigas son superiores en las edificaciones de 10 niveles, pero no así en las columnas porque en el modelo de 9 niveles hubo que aumentar los tamaños de los elementos estructurales verticales para satisfacer el estado límite de falla.
- Los periodos de vibración del caso de la estructura resuelta a base de marcos son mayores, con relación de los periodos de la estructura con diagonales de acero; los periodos de los edificios de 9 niveles son superiores. El periodo fundamental de la dirección de estudio (dirección X) de los edificios de 9 y 10 niveles del caso A (estructura sin diagonales, sólo marcos) resultó mayor que en los casos B (mismos casos A, pero rigidizados con contraventeos metálicos), como era de esperarse. Los casos C (con diseño original de su estructura, con marcos interactuando con diagonales de acero) de ambos

modelos, resultaron con periodos fundamentales de vibración con valores intermedios entre los casos A y B. El caso D de los dos modelos tiene periodos mayores que en el caso B, debido a que los disipadores inducen cierta flexibilidad al sistema. Para el caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ), los valores igualmente aumentan debido a la razón anteriormente explicada. En cuanto al caso E (50% cortante de entrepiso) los valores disminuyen un poco, debido a que para cumplir con el requisito de absorber al menos el 50% del cortante se hace necesario aumentar el número de placas que conforman cada disipador, por lo que existe un aumento en la rigidez de toda la estructura. Por último, el caso E ( $\mu= 14$ ) que sólo se realizó para el modelo de 9 niveles, presenta un periodo fundamental de vibración mayor, ya que para permitir que el disipador desarrolle una ductilidad tan grande se hace necesario que disminuyan drásticamente el número de placas de cada disipador por lo que obviamente se introduce un poco de flexibilidad al modelo. Resulta evidente que los periodos de vibración de los casos del modelo de 9 niveles son mayores, lo que implica que este modelo estará localizado más cerca de la parte ascendente del espectro de respuesta del movimiento del suelo; esto es, es de esperarse que las fuerzas sísmicas inducidas a dicha estructura sean superiores en el comienzo de su comportamiento no-lineal, lo que insta a que los daños sean mayores.

- En general, el patrón de comportamiento de las respuestas de los desplazamientos laterales máximos totales y las distorsiones angulares máximas de entrepiso de ambos modelos es similar a lo observado anteriormente para los periodos fundamentales de vibración. Son mayores para los casos A, como se esperaba; las respuestas máximas de las estructuras con disipadores se tienen en el caso E ( $\mu=14$ ) de 9 niveles y en el caso E ( $\mu= 4$  o  $5$ ) de 10 niveles.
- Las fuerzas cortantes de entrepiso aumentan conforme se incrementa la rigidez lateral del edificio. El caso B (mismo caso A, a base de marcos, pero rigidizado con diagonales metálicas) de ambos modelos (de 9 y 10 niveles) presenta fuerzas cortantes superiores; el caso E de la condición de diseño para que los disipadores absorban el 50% de la fuerza cortante de entrepiso tiene las respuestas mayores. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta, para los modelos de 9 y 10 niveles, es similar.
- Como resultado del análisis estructural de los modelos de 9 y 10 niveles, las columnas y vigas de los casos A presentan elementos mecánicos últimos y cuantías de refuerzo mayores que los miembros estructurales de los casos B y C, debido a la participación de las diagonales de acero en estos últimos casos. Lo anterior concuerda con lo observado anteriormente en los periodos de vibración.

### Análisis dinámicos paso a paso inelásticos, revisión

- Las respuestas de desplazamientos laterales máximos de los modelos de 9 niveles, bajo la excitación del acelerograma SCT-EW85, muestran que en el caso B no hubo comportamiento inelástico, debido a la importante contribución de las diagonales de acero colocadas en el caso A como refuerzo adicional. Los casos A y C sí presentan comportamiento no-lineal. El caso D tiene poca incursión en el rango no lineal, con respecto de lo que se observa en los casos E, sobre todo el caso E ( $\mu=14$ ). En cuanto a los modelos de 10 niveles, sólo el caso A presenta ligero comportamiento plástico; los casos B y C no incursionan en el rango inelástico. De los casos con disipadores, el caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ) presenta un poco más de comportamiento inelástico; debido a la forma en que fue concebido y al nivel de fuerzas que se inducen, el periodo de este caso se encuentra en la zona ascendente del espectro de respuesta elástica del registro SCT-EW85.
- Las distorsiones angulares máximas de entrepiso (medidas como el cociente del desplazamiento lateral relativo entre la altura de entrepiso) del caso E ( $\mu= 14$ ) de 9 niveles son las máximas de todos los casos, superiores al límite permisible de las NTC-Sismo de 0.012. Posteriormente, las respuestas de los casos E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ), 9 y 10 niveles, son las que mayor valor presentan, como era de esperarse. Las respuestas máximas de las estructuras de 10 niveles tienden a ser más pequeñas, lo cual es congruente con lo observado anteriormente en los periodos fundamentales de vibración, pues éstos están más alejados de la zona de máximas aceleraciones, donde el periodo dominante del movimiento del suelo es de 2 s. Tomando en consideración la rigidez lateral de los diferentes casos de los dos edificios, ante la excitación del registro SCT-EW85, se espera que los casos del edificio de 9 niveles sufran más daños; son estructuras más flexibles y estarán sujetos a una mayor amplitud de las fuerzas sísmicas.
- Las fuerzas cortantes actuantes en las vigas y columnas de concreto reforzado de los casos analizados no sobrepasan la capacidad proporcionada. Esto es, se asegura que no se presentarán fallas frágiles por corte y que se alcanzará la fluencia en los extremos de los diferentes elementos estructurales convencionales (vigas, primordialmente), así como también en las diagonales y disipadores, según la condición de estructuración considerada.
- Todos los casos, excepto el B, del modelo de 9 niveles desarrollaron comportamiento no-lineal. Los casos A, C, D y E del modelo de 10 niveles presentaron comportamiento inelástico. El caso E ( $\mu= 4$  ó  $5$ ), de los edificios de 9 y 10 niveles, muestra el mayor desarrollo de ductilidad; es decir, los edificios

diseñados con esta alternativa de estructuración presentarán más daños con respecto de los otros casos, con un costo mayor de reparación por realizar después de que ocurra un sismo importante.

- Con base en los resultados dinámicos paso a paso de los casos de estructuras de interés, que incurrieron en el rango inelástico, se pudo comprobar que las tendencias de los mecanismos de falla cumplen con la filosofía de diseño “columna fuerte – viga débil”, según lo especifica el RCDF-04 y sus NTC correspondientes. Es importante hacer notar que al realizar los análisis dinámicos paso a paso inelásticos estamos en posibilidad de mostrar cuál es el comportamiento más cercano a la realidad ante la presencia de un sismo en la ciudad de México como el del 19 de septiembre de 1985
- Los casos de estructuras de este trabajo que fueron reforzadas con contraventeos metálicos tienen un comportamiento más que satisfactorio; si acaso, cabe mencionar que se comporta mejor el caso C (estructura concebida desde su proyecto inicial para que trabajen los marcos y las diagonales) del modelo de 9 niveles, con respecto del mismo caso de la estructura de 10 niveles que presenta la irregularidad en elevación a partir del nivel 6. Así, la contribución de las diagonales de acero, ubicadas en forma adecuada dentro de la estructura, resulta muy importante para aumentar considerablemente la rigidez lateral proporcionada por los marcos, corrigiendo, además, los posibles problemas de flexibilidad habituales en las construcciones existentes en la zona compresible del Valle de México. Los periodos fundamentales de vibración de dichas estructuras de concreto reforzado y rigidizadas con las diagonales metálicas deberán ubicarse alejados de la zona del periodo dominante del movimiento del suelo.
- Los casos de estructuras con disipadores de energía, ambos edificios, llegan a tener un mejor comportamiento sismorresistente cuando se diseñan para que absorban al menos el 50% del cortante de entrepiso; cuando se optó para que los disipadores desarrollarán una ductilidad de 4 ó 5 se formó un número importante de articulaciones plásticas; y, para la condición de diseño en que el disipador desarrollará una ductilidad grande del orden de 14, los desplazamientos laterales resultaron excesivos, muy por arriba del límite permisible de diseño de la condición de servicio que especifican las NTC-Sismo del RCDF-04.

### 7.2.- Recomendaciones

- El uso de disipadores de energía no siempre mejora la respuesta sísmica; es importante tomar en cuenta su estructuración y localización, la distribución de las diagonales que los sostienen y las características de cada uno de ellos, a fin de garantizar un desempeño óptimo de la estructura y no inducir un comportamiento que no sea adecuado para el resto de la estructura. Con base en los resultados obtenidos en el presente trabajo, es recomendable diseñar los disipadores con la filosofía de que éstos elementos absorban el 50% del cortante de entrepiso, ya que así proporcionan rigidez adicional al sistema, además de ayudar a que las demandas de ductilidad local en los elementos estructurales (vigas y columnas) no sean excesivas.
- Se debe tener suficiente cuidado en el diseño de las conexiones viga-columna, viga- diagonal y viga-diagonal-disipador para refrendar la adecuada transmisión de acciones internas, así como de disponer de una capacidad de disipación de energía sísmica conveniente; en estos casos es muy importante satisfacer las rigurosas recomendaciones de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto del RCDF-04, para tratar de encontrar la equidad entre la capacidad de disipación de energía por comportamiento histerético y la rigidez lateral adecuada. Es muy importante ubicar en planta a las diagonales en la forma más simétrica posible, y así evitar problemas adicionales por torsión. Los elementos de concreto reforzado (vigas y columnas) deberán ser proveídos adecuadamente en su refuerzo transversal para garantizar el suficiente confinamiento del núcleo de concreto, para impedir el pandeo del acero de refuerzo a compresión, así como también para legitimar la resistencia adecuada al cortante.
- Se deben valorar los costos de las diversas alternativas de estructuración; será conveniente, en lo posible, evitar el diseño de edificios a base de solo marcos. Se debe estimar el impacto del costo inicial y el efecto de las posibles reparaciones que se presentarían debido a los daños que ocasionaría un sismo severo. Es conveniente realizar este tipo de estudios, antes de decidir qué tipo de estructuración corresponde, cuántos y de qué capacidad serán los disipadores de energía que se juzguen colocar para aseverar el mejor comportamiento sismorresistente en los miembros (vigas y columnas) de la estructura convencional.

---

---

**REFERENCIAS**

1. Bazán E. y Meli R., "Diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa, México, D.F. (1998)
  2. Bazán E. y Meli R., "Manual de diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa, México, D.F. (1985)
  3. Chopra A.K., "Dynamics of Structures", Prentice Hall Editions (1993)
  4. Clough W.R. y Penzien J., "Dynamics of Structures", 2ª ed., McGraw Hill International Editions (1993)
  5. Gobierno del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F. (2004)
  6. Gobierno del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F. (2004)
  7. Gobierno del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F. (2004)
  8. Gobierno del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F. (2004)
  9. Dowrick D.J., "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos", Editorial Limusa, México, D.F. (1984)
  10. Franz Sauter, "Fundamentos de ingeniería sísmica I. Introducción a la sismología", Universidad de Costa Rica, Editorial Tecnológica de Costa Rica (1990)
  - 10.- Kanaan A E and Powell G H, "Drain-2D: Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Universidad de California, Berkeley, 1973, adaptado para computadora personal por J. N. Dyer, Instituto de Ingeniería, UNAM (1990)
  - 11.- Loera S. *et al*, "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Publicación ES-2, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1991)
- 
-

## Referencias

---

- 12.- Meli R. y M. Rodríguez, “Gráficas de Interacción para Diseño de Columnas de Concreto Reforzado”, Publicación 428, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1980)
- 13.- Meli R., “Diseño estructural”, Editorial Limusa, México, D.F. (1994)
- 14.- Newmark N.M. y Rosenbleuth E., “Fundamentos de Ingeniería Sísmica”, Editorial Diana, México, D.F. (1976)
- 15.- Park R. y Paulay T., “Estructuras de concreto reforzado”, Editorial Limusa, México, D.F. (1975)
- 16.- Prakash V., Powell G.H. y Campbell S., “Drain-2DX Base Program Description and User Guide V.1.10, inelastic dynamic reponse of plane structures”, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkley (1993)
- 17.- Robles F y González O, “Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”, Ed. Limusa, México, D.F. (1995)
- 18.- Rosenblueth E. y Gomez R., “Comentarios y Ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Series del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Núm.ES-7, México, D.F. (1991)
- 19.- Wakabayashi M. y Martínez E., “Diseño de estructuras sismorresistente”, Ed. McGraw-Hill, México, D.F. (1988)
- 20.- Wilson E. and Habibullah Ashraf., “ETABS-6, Extended Three dimesional Analysis of Building Systems”, Computer & Structures Inc., California, E.U. (1998)