

01161

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
POSGRADO EN INGENIERÍA



COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO INELÁSTICO DE EDIFICIOS DE 3, 9, 17 Y 25 NIVELES DISEÑADOS CON EL RDF-93 CON CONCRETOS DE RESISTENCIA NORMAL Y CON EL RDF-04 CON CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
(E S T R U C T U R A S)
P R E S E N T A

DIEGO RIVERA BENARD

DIRECTOR DE TESIS: PROF. JORGE ARTURO ÁVILA RODRÍGUEZ
MEXICO, D.F., AGOSTO, 2005

m. 346730

2005

RIVERA BERNARD, DIEGO



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ÍNDICE

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Alcances y objetivos	3
Capítulo 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO	5
2.1 Introducción	5
2.2 Métodos de análisis sísmico de acuerdo al RDF-93	6
2.2.1 Método simplificado de análisis	6
2.2.2 Método estático de análisis	7
2.2.3 Métodos dinámicos de análisis	7
2.3 Análisis dinámico modal espectral	8
2.3.1 Coeficientes sísmicos y espectros de diseño	9
2.3.2 Revisión del cortante basal dinámico	10
2.4 Integración paso a paso	10
2.5 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	10
2.6 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico Q	11
2.7 Efectos P - Δ	13
2.8 Demandas de ductilidad local	13
2.8.1 Longitud equivalente de articulación plástica	14
2.8.2 Mecanismos de falla	15
2.9 Requisitos para el diseño de estructuras dúctiles según el RDF-93	16
2.9.1 Requisitos generales	16
2.9.2 Miembros a flexión	16
2.9.3 Miembros a flexocompresión	18
2.9.4 Uniones viga - columna	21
2.10 Principales cambios realizados en las NTC-Sismo y NTC-Concreto del RDF-04, con respecto del RDF-93	22
2.10.1 Cambios realizados en las NTC-Sismo	22
2.10.2 Cambios realizados en los requisitos para marcos dúctiles de las NTC-Concreto	25
2.11 Requisitos para concretos de alta resistencia, según el RDF-0404 y al ACI-92	28
2.11.1 Empleo de concretos de alta resistencia	28
2.11.2 Composición de los concretos de alta resistencia	28
2.11.3 Propiedades mecánicas	29
2.11.4 Principales propiedades físicas	30
2.11.5 Consideraciones de diseño	31
2.11.6 Costos	34
Capítulo 3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS	49
3.1 Descripción de las estructuras	49
3.2 Consideraciones generales	49
3.2.1 Modelo de 3 niveles	50
3.2.2 Modelo de 9 niveles	50
3.2.3 Modelo de 17 niveles	51
3.2.4 Modelo de 25 niveles	51
3.3 Análisis sísmicos elásticos y diseños de los armados de refuerzo	52
3.3.1 Modelo de 3 niveles (casos A y B)	53
3.3.1.1 Periodos de vibración	53
3.3.1.2 Desplazamientos horizontales máximos totales	53
3.3.1.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	53
3.3.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso	54
3.3.2 Modelo 9NIV (casos A y B)	54

3.3.2.1	Periodos de vibración	54
3.3.2.2	Desplazamientos horizontales máximos totales	54
3.3.2.3	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	54
3.3.2.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	55
3.3.3	Modelo 17NIV (casos A y B)	55
3.3.3.1	Periodos de vibración	55
3.3.3.2	Desplazamientos horizontales máximos totales	55
3.3.3.3	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	55
3.3.3.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	55
3.3.4	Modelo 25NIV (casos A y B)	56
3.3.4.1	Periodos de vibración	56
3.3.4.2	Desplazamientos horizontales máximos totales	56
3.3.4.3	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	56
3.3.4.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	56
3.4	Diseño de cuantías de refuerzo	56
3.4.1	Caso A	56
3.4.2	Caso B	57
Capítulo 4. CÁLCULO DE LA RESPUESTA INELÁSTICA		125
4.1	Análisis paso a paso	125
4.2	Respuestas elásticas e inelásticas de los análisis paso a paso	126
4.2.1	Modelo 3NIV (casos A y B)	127
4.2.1.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	127
4.2.1.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	127
4.2.1.3	Historias de coeficientes sísmicos	127
4.2.1.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	128
4.2.1.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	128
4.2.1.6	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)	129
4.2.1.7	Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas	129
4.2.2	Modelo 9NIV (casos A y B)	130
4.2.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	130
4.2.2.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	130
4.2.2.3	Historias de coeficientes sísmicos	130
4.2.2.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	131
4.2.2.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	131
4.2.2.6	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)	132
4.2.2.7	Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas	132
4.2.3	Modelo 17NIV (casos A y B)	132
4.2.3.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	132
4.2.3.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	133
4.2.3.3	Historias de coeficientes sísmicos	133
4.2.3.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	133
4.2.3.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	133
4.2.3.6	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)	134
4.2.3.7	Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas	135
4.2.4	Modelo 25NIV (casos A y B)	135
4.2.4.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	135

4.2.4.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	135
4.2.4.3 Historias de coeficientes sísmicos	136
4.2.4.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	136
4.2.4.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	136
4.2.4.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)	137
4.2.4.7 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas	137
Capítulo 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS	263
5.1 Introducción	263
5.2 Análisis sísmicos elásticos para diseño	263
5.2.1 Comparación de las dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales y cuantías de refuerzo	263
5.2.2 Periodos fundamentales de vibración	264
5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos totales	265
5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	265
5.2.5 Fuerzas cortantes basales	265
5.3 Análisis sísmicos dinámicos paso a paso	265
5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales y demanda de ductilidad de desplazamiento	265
5.3.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	266
5.3.3 Coeficientes sísmicos	267
5.3.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	267
5.3.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	268
5.3.5.1 Historias de elementos mecánicos en columnas	268
5.3.5.2 Historias de elementos mecánicos en vigas	268
5.3.6 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas	269
5.4 Comparación de pesos y volúmenes de concreto y acero de refuerzo	270
Capítulo 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	317
REFERENCIAS	321
APÉNDICES	323
Apéndice A	323
A.1 Principales características del programa ETABS	
A.2 Principales características del post-procesador de diseño CONKER	
A.3 Características principales del programa DRAIN-2DX	
Apéndice B	326
Apéndice C	353
C.1 Diseño de una viga tipo	
C.2 Diseño de una columna tipo	

Capítulo 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 los 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 considera que se inició el movimiento se conoce como foco o hipocentro, y su proyección a la superficie se le conoce como epicentro.

Se ha observado que 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. Por otro lado, aproximadamente el 75% de los sismos 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.

En México, la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren por la subducción de la placa de Cocos con la placa de Norteamérica, a pocos kilómetros de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán.

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 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 . Posteriormente se desarrolló una manera más directa de medir la energía disipada en un sismo, denominada momento sísmico, M_w , en donde se considera la rigidez del terreno y el área de ruptura.

Para fines de ingeniería, interesa tanto la magnitud del sismo como sus efectos en los sitios en donde existen o se van a construir las edificaciones. A esta última 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 y depende de la medida subjetiva de cada observador, según el sitio.

Los aparatos para medir la intensidad sísmica de mayor importancia son los acelerógrafos, los cuales 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 y, en general, la intensidad sísmica va a aumentar en este tipo de terrenos, teniéndose así mayores daños que en terrenos con suelos firmes.

Un lugar 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 de la República Mexicana hecha por CFE), las condiciones geológicas particulares de esta zona producen una amplificación de las ondas sísmicas en toda la región debido a los estratos 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 el sistema no son función únicamente de la intensidad del movimiento del terreno, sino que dependen también de las propiedades de la estructura. Los movimientos del suelo son amplificados 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 depende del amortiguamiento propio de la estructura y de la relación entre su periodo natural de vibración y el periodo dominante del movimiento del suelo en el sitio de interés.

Para sismos moderados, la estructura, normalmente, se va a 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 tiende 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.

Existen una gran cantidad de materiales estructurales, con diversas propiedades físicas y mecánicas. El concreto reforzado es uno de los más utilizados, ya que aprovecha de forma eficiente las características de buena resistencia a compresión, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero. Manejando de manera adecuada la posición y la cuantía de refuerzo, se puede lograr un comportamiento notablemente dúctil en elementos sujetos a flexión. Sin embargo, el comportamiento puede ser frágil si el elemento está regido por otros mecanismos de falla, como cortante, torsión, adherencia, entre otros.

En las últimas décadas se han presentado importantes avances en la tecnología del concreto, junto con la elaboración de nuevos materiales estructurales. Mediante el uso de ciertos agregados y aditivos, se han logrado obtener concretos con mayores resistencias y mejores características mecánicas a corto y largo plazo. La elaboración de este tipo de concretos requiere de agregados de muy buena calidad, del uso de aditivos especiales y de un extremo cuidado en el proceso de fabricación, lo que ocasiona un incremento en su costo. Sin embargo, las ventajas al utilizar concretos de alta resistencia usualmente equilibran el incremento en el costo del material. En general, las principales ventajas son las siguientes:

- Disminución en las dimensiones de los elementos estructurales, obteniéndose así un incremento en el espacio y una reducción en el volumen producido de concreto.
- Reducción en el peso propio o carga muerta, lo que ocasiona una reducción en las dimensiones de la cimentación.

- Disminución en el tiempo de construcción y área de cimbra, debido a la rápida ganancia de resistencia.
- Mejor comportamiento a largo plazo ante cargas estáticas y dinámicas.
- Menor contracción y flujo plástico.
- Mayor resistencia ante agentes químicos y climáticos.

En este trabajo se analizan las principales características en el diseño sismorresistente de estructuras con concretos de alta resistencia; también se hace una comparación de éstas con el mismo grupo de estructuras, pero diseñadas con concretos convencionales, con el fin de conocer algunas de las ventajas y desventajas del comportamiento estructural de edificios diseñados con concretos de alta resistencia.

1.2 ALCANCE Y OBJETIVOS

Se determina y compara el comportamiento sísmico en el dominio del tiempo, elástico e inelástico, de edificios a base de marcos de concreto reforzado de 3, 9, 17 y 25 niveles, diseñados con el RDF-93 con concretos de resistencia normal y con el RDF-04 con concretos de alta resistencia. Los diseños se realizarán cumpliendo los estados límite de servicio (las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso no exceden 0.012), y de falla (resistencias proporcionadas para satisfacer los requerimientos del factor de comportamiento sísmico $Q = 3$), cumpliendo con las Normas Técnicas Complementarias (NTC) correspondientes a ambos reglamentos. Las estructuras se diseñarán para las condiciones sísmicas del suelo tipo compresible (zona III para el RDF-93, y zona III_b para el RDF-04) de la ciudad de México.

Se van a emplear dos tipos de análisis en cada estructura:

Análisis dinámico modal espectral considerando el comportamiento elástico y tridimensional de la estructura. Para este análisis se utiliza el programa ETABS; con los resultados obtenidos se realizará el diseño de los elementos estructurales, mediante el postprocesador de diseño CONKER. En la etapa de diseño se hace la comparación de los resultados de periodos de vibración, desplazamientos laterales máximos, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, así como de elementos mecánicos de diseño y de los armados resultantes.

Análisis dinámico paso a paso en el dominio del tiempo para las estructuras ya diseñadas. Se analiza tanto la etapa de comportamiento elástico como inelástico. Para realizar estos análisis se empleará el acelerograma SCT-EW del sismo del 19 de septiembre de 1985, representativo de suelo compresible y de la zona más dañada. Se calculan y comparan las demandas máximas de ductilidad local de las vigas y columnas, así como de ductilidad global, y las tendencias de los mecanismos de falla que se lleguen a desarrollar.

Se realiza una comparación de los diseños y las respuestas del análisis de las estructuras diseñadas con concretos de resistencia normal y con concretos de alta resistencia. Se comparan las respuestas de los comportamientos elástico e inelástico: desplazamientos laterales máximos y deformaciones angulares de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso y elementos mecánicos últimos, relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, coeficientes sísmicos, distribución de articulaciones plásticas, demandas máximas de ductilidad local y global, etc.

Finalmente, se presentan conclusiones y recomendaciones a seguir en el diseño práctico de este tipo de estructuras sin y con concretos de alta resistencia.

Capítulo 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 sollicitaciones 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 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 selección de un sistema estructural adecuado
- b) El análisis sísmico (modelos analíticos representativos)
- c) El dimensionamiento de las secciones
- d) Detallado de la estructura

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

- a) *Estado límite de servicio*, para el cual no se deben exceder límites tolerables de deformaciones, vibraciones y agrietamientos que ocasionen incomodidad a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.
- b) *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.
- c) *Estado límite de supervivencia*, para el cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

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

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

Para cumplir estrictamente con los objetivos de diseño sísmico deberían realizarse tres diferentes análisis, uno para cada etapa; sin embargo, esta secuencia de análisis resulta muy laboriosa y sólo se emplea para el diseño de estructuras de excepcional importancia. Los reglamentos de diseño de edificios tratan de cumplir con los objetivos establecidos, 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. 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 se introducirían si su comportamiento fuese elástico-lineal.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal especifica un espectro de diseño de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite 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 por histéresis 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 resistencia de sus secciones.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, el reglamento requiere que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. El proceso de diseño no incluye una revisión explícita de la seguridad ante el colapso (estado límite de supervivencia); sólo se supone que al obedecer ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE ACUERDO AL RDF-93

Existen diversos procedimientos para estimar las sollicitaciones que el sismo de diseño produce en la estructura. Los métodos aceptados por las NTC- Sismo del RDF-93 son:

- Método simplificado
- Análisis estático
- Análisis dinámico

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno: las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos de la componente que actúa en esa dirección y el 30% de los efectos de la componente que actúa perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables.

2.2.1 Método simplificado de análisis

Este método se aplica a edificios con altura menor a 13 m, en los cuales, al menos el 75% de las cargas verticales en cada nivel están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otro sistema de piso resistente. Dichos muros deberán presentar una distribución en planta sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. La relación entre longitud y ancho de la planta no excederá de 2.0 y la relación entre la altura y la dimensión mínima de la base no excederá de 1.5.

No se requieren cálculos de desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Únicamente se deberá verificar que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, en cada dirección, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total actuante.

2.2.2 Método estático de análisis

El método se basa en la determinación de la fuerza lateral total (cortante basal) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuirla en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, suponiendo que ésta vibra esencialmente en su primer modo natural.

Las fuerzas sísmicas que se aplican a cada nivel se determinan con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{c}{Q} W_0 \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

donde:

- c Coeficiente sísmico
- Q Factor de comportamiento sísmico
- W_0 Peso total de la estructura
- W_i Peso del nivel i
- h_i Altura del nivel i , desde el desplante

Las fuerzas F_i se aplican a una serie de masas concentradas en cada piso a nivel de losa, como se aprecia en la fig 2.1.

El RDF-93 permite el uso de este método en el análisis de estructuras regulares con altura menor a 60m; en las NTC-Sismo del RDF-04 se limita la altura a otros valores y se especifica que su uso dependerá de la importancia de la estructura. Debe evitarse su empleo en estructuras de geometría irregular en planta o elevación, o con distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza sísmica de piso 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.

La excentricidad teórica calculada para cada piso, " e_s ", se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el centro de masa de dicho nivel.

2.2.3 Métodos dinámicos de análisis

En los métodos dinámicos se idealiza la estructura a base de un sistema de masas y resortes. Si se emplean métodos automatizados de análisis, la modelación puede ser muy refinada, de lo contrario debe recurrirse a un modelo muy simplista.

Se acepta el uso de dos métodos de análisis dinámico:

- Análisis modal con espectros de diseño
- Análisis paso a paso de la respuesta en la historia del tiempo ante un determinado sismo

Estos métodos se deben emplear en los casos en los que no se cumplan las condiciones requeridas por el método estático.

En el análisis modal espectral se acepta que la estructura se analice sin tomar en cuenta los efectos dinámicos de torsión, es decir, considerando de forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales, y superponiendo el efecto de las excentricidades, las cuales deben determinarse independientemente con el procedimiento indicado para el método estático.

El análisis dinámico paso a paso es otro método dinámico que se emplea para el análisis de estructuras muy importantes; con este tipo de análisis se hace la integración directa de las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño.

2.3 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

En edificios cuya estructuración es típica, es aceptable suponer que las masas se encuentran concentradas en cada uno de los pisos y que la rigidez lateral de cada entrepiso se represente mediante la rigidez de un resorte.

Al considerar el sistema de tres grados de libertad de la fig 2.2, cuyos apoyos tienen un movimiento u_0 y cuyas masas m_1, m_2 y m_3 tienen desplazamientos u_1, u_2 y u_3 , respectivamente, se obtiene la ecuación de equilibrio dinámico:

$$F_1 + F_2 + F_3 = 0$$

donde:

$F_1 = M\ddot{u}_{tot}$ = Vector de fuerzas de inercia

$F_2 = C\dot{u}$ = Vector de fuerzas del amortiguamiento viscoso

$F_3 = Ku$ = Vector de fuerzas elásticas en los elementos

\ddot{u}_{tot} = Vector de aceleraciones totales, igual a $\ddot{u}_{tot} = \ddot{u}_0 + \ddot{u}$

Entonces, la ecuación de equilibrio resulta:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_0$$

Si ahora se considera que no hay amortiguamiento ni movimiento del terreno, la estructura va a vibrar libremente adoptando una configuración deformada denominada forma modal. Existen tantos modos de vibración como grados de libertad tenga el sistema. Luego de realizar las simplificaciones correspondientes a la ecuación anterior, se llega a la siguiente ecuación característica, cuya solución (valores característicos) son las frecuencias naturales del sistema que corresponden a cada modo natural de vibración (uno por cada masa concentrada que compone al sistema):

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

En donde K y M son, respectivamente, las matrices de rigidez y de masa de la estructura; ω es la frecuencia natural de vibración, para cada modo.

Conocidos los N valores de ω se pueden determinar los N valores de a_i que corresponden a cada frecuencia natural y que determinan la forma modal correspondiente. Los modos de vibrar de un sistema de tres grados de libertad se muestran en la fig 2.3.

El primer modo de vibración o modo fundamental tendrá el periodo más largo (menor frecuencia), y no presentará puntos de inflexión. En los modos superiores, el periodo irá disminuyendo sucesivamente. El análisis modal aprovecha las propiedades de los modos de vibración, es decir, su ortogonalidad con respecto de las matrices de masa y rigideces y la posibilidad de representar cualquier configuración desplazada como una combinación lineal, para reducir el problema de resolver un sistema acoplado de n ecuaciones diferenciales al de n ecuaciones diferenciales desacopladas. Entonces, en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, esto es:

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

donde $y_{in}(t)$ es el desplazamiento del nivel i del modo n en el instante t ; ϕ_{in} es el factor de participación del modo n en el movimiento del nivel i . La mayoría de la energía del sismo se absorbe por oscilaciones en los primeros modos de vibración.

Por otro lado, mediante estudios probabilísticas se ha demostrado que una estimación de la respuesta total del sistema puede calcularse como:

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

donde S_i es la respuesta máxima del sistema de cada modo de vibración.

Una de las ventajas del análisis modal es que sólo es necesario determinar las respuestas debidas a los modos de vibración con periodo mayor o igual a un cierta amplitud; por ejemplo, en las NTC-Sismo dicha amplitud es de 0.4 segundos, pero, se deben considerar por lo menos los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis.

2.3.1 Coeficientes sísmicos y espectros de diseño

De acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-93, el Distrito Federal se divide en tres zonas sísmicas según el tipo de suelo, cuyas especificaciones se muestran en la tabla 2.1.

El índice más importante de la acción sísmica que emplea el RDF-93, tanto para el análisis estático como dinámico, se denomina coeficiente sísmico "c"; es una cantidad adimensional que define la fuerza cortante horizontal "V" que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo, "W", a saber :

$$c = \frac{V}{W}$$

El coeficiente sísmico va a depender del riesgo sísmico, del tipo de suelo y de la importancia de la construcción. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, "a", expresada como fracción de la gravedad, está dada por:

$$a = (1 + 3T/T_a)c/4; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a < T < T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b \quad q = (T_b / T)^r$$

donde "T" es el periodo natural de vibración de interés, en segundos; "T_a" y "T_b" son los periodos del espectro de diseño; "c" es el coeficiente sísmico; y "r" es un exponente que depende de la zona en la que se ubica la construcción, (fig 2.5). Los valores de T_a, T_b, c y r para las zonas definidas anteriormente se presentan en la tabla 2.2.

Los espectros que propone el RDF-93, para construcciones del grupo B se muestran en la fig 2.4. Estos espectros corresponden a un comportamiento elástico de la estructura (Q=1); sin embargo, el RDF-93 permite la reducción de las ordenadas espectrales a partir del factor "Q", del cual se hablará posteriormente.

2.3.2 Revisión del cortante basal dinámico

El RDF-93 especifica que si la fuerza cortante basal "V_o" del análisis dinámico modal espectral es menor que 0.8aW_o/Q', se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que "V_o" iguale a dicho valor. Donde "W_o" es el peso total de la estructura, "a" es la ordenada espectral correspondiente al periodo de vibración en la dirección del análisis, y "Q'" es un factor que depende del factor de comportamiento sísmico "Q" y de las condiciones de regularidad.

2.4 INTEGRACIÓN PASO A PASO

Las NTC-Sismo incluyen el cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos como uno de los métodos aceptables de análisis sísmico dinámico. Se acepta que para representar el sismo de diseño se utilicen acelerogramas de eventos reales o de movimientos simulados, o una combinación de estos, siempre y cuando se tengan como mínimo cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios del Reglamento y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

El análisis dinámico paso a paso consiste en resolver numéricamente las ecuaciones de equilibrio dinámico ante la acción de una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño.

Para un tiempo $t + \Delta t$, la ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de un grado de libertad es:

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

donde, tanto la rigidez como el amortiguamiento son funciones no lineales del tiempo.

Existen varios procedimientos para evaluar la integración numérica de la ecuación anterior. 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.

2.5 RELACIONES DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, Δ_{ri}/h_i

Un objetivo fundamental del diseño sismorresistente es el de evitar el daño no estructural ocasionado por temblores moderados, que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la construcción. Para esto, los códigos limitan los desplazamientos laterales de la estructura. El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños de los elementos no estructurales es la distorsión de entrepiso, γ , es decir, el desplazamiento relativo entre dos niveles sucesivos, Δ_{ri} , dividido entre la altura de entrepiso, h_i :

$$\gamma = \frac{\Delta_{ri}}{h_i}$$

La reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas para las que hay que diseñar la estructura; sin embargo, las deformaciones que se presentarán en ésta serán Q veces mayores que las obtenidas con el análisis elástico bajo las fuerzas reducidas. Esto es, al compararlas contra las deformaciones admisibles, las relaciones calculadas Δ_{ri} deberán multiplicarse por Q.

Con el objetivo evitar el daño estructural y no estructural, ante un sismo de menor intensidad que el sismo de diseño (condiciones de servicio), es necesario limitar las distorsiones de entrepiso a un cierto valor permisible.

El RDF-93 especifica que para poder emplear los mismos resultados del análisis ante el sismo de diseño, las distorsiones admisibles se deben multiplicar por un factor del orden de tres con respecto de las que se requiere controlar. De esta manera, la distorsión máxima permisible es de 0.006 cuando los elementos no estructurales están ligados a la estructura, y de 0.012 cuando no haya elementos frágiles que puedan ser dañados por el movimiento de la estructura o cuando éstos estén desligados de la misma. Estas deformaciones son del orden de tres veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en los elementos no estructurales. Por tanto, eso implica que sólo se pretende evitar daño no estructural para sismos del orden de un tercio de la intensidad del sismo de diseño.

2.6 REQUISITOS DE LOS FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO "Q"

La mayor parte de los materiales y sistemas estructurales tienen un comportamiento que puede considerarse lineal hasta un cierto nivel de sollicitación, sin embargo, posteriormente el comportamiento se vuelve no lineal y la estructura puede presentar deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo de la etapa no lineal o a aquella para la que se alcanza la carga máxima.

El sistema no lineal más estudiado es el elastoplástico, (fig 2.6), en el cual el comportamiento es lineal hasta la carga máxima y, posteriormente, la capacidad de carga se mantiene constante hasta una deformación μ veces la de fluencia, después de lo cual ocurre el colapso. Este tipo de comportamiento es muy deseable debido a que ayuda a disipar gran parte de la energía que el sismo transfiere a la estructura.

La capacidad necesaria para que un sistema estructural elastoplástico resista un determinado sismo es aproximadamente μ veces la capacidad requerida por el sistema únicamente elástico. Entonces, si un sistema elastoplástico es capaz de desarrollar una ductilidad μ durante un sismo, éste podrá diseñarse para resistir una carga lateral obtenida a partir de la ordenada espectral de un sistema elástico, con el mismo período y amortiguamiento, reducida μ veces. Esto es válido en estructuras con períodos fundamentales mayores o del orden que el período dominante del movimiento del terreno. Para estructuras con períodos menores, la reducción de las ordenadas espectrales será menos significativa; según el RDF-93 deberá adoptarse un factor de reducción que varíe linealmente

entre $1/\mu$ y 1. Con base en lo anterior se pueden obtener espectros elastoplásticos de diseño para distintos niveles de ductilidad.

El factor de ductilidad " μ " se define por la relación:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

donde Δ_u y Δ_y son las deformaciones última y de fluencia, respectivamente.

Sin embargo, la reducción que se puede admitir en las fuerzas laterales en edificios reales, en los cuales se puede presentar deterioro por resistencia y degradación de rigidez de los elementos estructurales, es inferior a la que se acepta para un sistema elastoplástico perfecto. Esto se debe a que en estos casos la cantidad de energía que se puede disipar en los ciclos de histéresis es mucho menor que cuando el comportamiento es elastoplástico perfecto.

Según el RDF-93, las fuerzas laterales obtenidas del método estático y del análisis modal espectral, se pueden reducir dividiéndolas entre el factor Q' , que depende del factor de comportamiento sísmico, Q , que refleja la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder su resistencia. De acuerdo a las NTC-Sismo, Q' se determina como:

$Q' = Q$; si se desconoce T o si éste es mayor o igual que T_a

$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (Q - 1)$; si T es menor que T_a .

Donde " T " es el periodo fundamental de vibración de la estructura si se emplea el método estático o el periodo del modo que se considere cuando se utilice el análisis modal espectral. Las estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad Q' se multiplicará por 0.8. Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las obtenidas mediante las fuerzas sísmicas reducidas.

El valor de Q seleccionado va a depender del sistema estructural que proporciona la resistencia ante las fuerzas laterales y de los detalles del dimensionamiento que se adopten. De acuerdo al RDF, el factor de comportamiento sísmico Q , puede tomar valores de 1 a 4, según se especifica en la tabla 2.4.

Las condiciones de regularidad que una estructura debería cumplir, según las NTC-Sismo, son:

1. Planta sensiblemente simétrica en masas y elementos resistentes con respecto a dos ejes ortogonales
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base debe ser menor de 2.5.
3. La relación entre el largo el ancho de la planta debe ser menor de 2.5.
4. En planta no debe haber entrantes o salientes cuya dimensión exceda el 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considere la entrante o saliente.
5. Cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente
6. No deben existir aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere la abertura. Además, las áreas huecas no deben ocasionar asimetrías significativas ni diferir en posición de un piso a otro, y el área total de dichas aberturas no debe exceder, en ningún nivel, del 20% del área total de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse en el diseño sísmico, no debe ser mayor que el del piso inmediato inferior, ni menor que el 70% de dicho peso, excepto en el último nivel.

8. El área de cada nivel no debe exceder el área del piso inmediato inferior, ni debe ser menor que el 70% de la misma, excepto para el último nivel. El área está delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes.
9. Todas las columnas deben estar restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso debe exceder en más del 100% a la del entrepiso inmediato inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, " e_s ", deberá ser mayor del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad.

2.7 EFECTOS P - Δ

Existen dos tipos de comportamiento no lineal en las estructuras, la no linealidad geométrica y la no linealidad del material. La primera se presenta cuando no se cumple la hipótesis de que las deformaciones son pequeñas, por lo que algunas de las condiciones de equilibrio deben plantearse con base en la configuración desplazada.

Los efectos P- Δ o efectos de segundo orden, se originan cuando, ante la acción de fuerzas laterales en sistemas con baja rigidez, se presentan desplazamientos horizontales considerables, Δ , (fig 2.7). Debido a la presencia de estos desplazamientos, las cargas gravitacionales van a producir momentos adicionales en las bases de las columnas, cuyo valor es:

$$M = Vh + W\Delta$$

En términos de la rigidez lateral k , este momento es igual a $k\Delta h$; por lo tanto, despejando Vh queda:

$$Vh = k\Delta h - W\Delta = kh \left(1 - \frac{W}{kh} \right) \Delta$$

de donde: $V = \left(k - \frac{W}{h} \right) \Delta = k(1 - \theta) \Delta$

Al parámetro $\theta = \frac{W}{kh}$ se conoce como coeficiente de estabilidad.

Se aprecia que el efecto neto de la carga axial es reducir la rigidez lateral en un monto W/h , o en una fracción igual a θ . El término W/h se conoce como rigidez geométrica, y refleja la parte no lineal del problema porque depende de la carga axial. Es posible que la rigidez se anule completamente cuando la carga axial alcanza el valor crítico kh , produciéndose de esta manera inestabilidad en el sistema. Los principales efectos que se presentan en las estructuras debido a los efectos P- Δ son los siguientes:

- Menor disipación de energía.
- Aumento en el periodo de vibración debido a una reducción en la rigidez lateral.
- Una mayor demanda de ductilidad, incrementándose así los niveles de deformación inelástica.

2.8 DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL Y GLOBAL

La ductilidad de una sección transversal se representa con la relación de la curvatura última y la de fluencia de la sección sujeta a un momento flexionante, es decir: $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$.

La ductilidad de un elemento estructural se expresa como la relación del desplazamiento de colapso y el de fluencia, a saber: $\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$. El desplazamiento de colapso, " Δ_u ", es la suma de una parte elástica y de una deformación plástica: $\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$. Entonces, la ductilidad del elemento queda representada por:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y}$$

El valor de la deformación plástica se puede aproximar mediante el producto de la rotación de la articulación plástica, " θ_p ", por la longitud " l_p " de la viga:

$$\Delta_p = \theta_p l_p$$

La rotación plástica se puede determinar aplicando el método de área – momento al diagrama de curvaturas del elemento, (fig 2.8),

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p$$

" l_p " es la longitud equivalente supuesta de la articulación plástica.

En la mayor parte de los elementos de una estructura expuesta a los efectos sísmicos, para lograr un cierto factor de ductilidad en el elemento, se requiere un factor de ductilidad significativamente mayor a nivel de la sección transversal.

El factor de ductilidad global o de conjunto de la estructura se define como la relación entre el desplazamiento lateral máximo de colapso y el desplazamiento cuando se tiene la primera fluencia en alguna sección de los elementos que componen la estructura. En términos generales, para obtener cierto factor de ductilidad global de la estructura, se requiere desarrollar ductilidades locales en las secciones críticas varias veces superiores a dicho valor. Esto va a variar dependiendo del mecanismo de falla que se presente en la estructura.

2.8.1 Longitud equivalente de articulación plástica, l_p

Una articulación plástica es una zona que supone que se presenta el comportamiento inelástico de un elemento estructural, luego de que fluye el acero de refuerzo. Por lo general, las articulaciones se van a formar en los tramos de los elementos estructurales en donde se presenten los momentos flexionantes máximos.

Existen varias expresiones para evaluar la longitud de plastificación de una articulación. Éstas han sido obtenidas, en su mayoría, de manera empírica a partir de pruebas experimentales. Algunas de las expresiones más utilizadas se muestran a continuación:

- Corley (1966):

$$l_p = 0.5d + 0.32\sqrt{d} \frac{z}{d}, \text{ en cm}$$

donde: "z" es el claro de cortante y "d" es el peralte efectivo de la sección transversal, ambos en cm.

Esta expresión se obtuvo a partir de pruebas en vigas prismáticas de concreto reforzado para distintas cuantías de refuerzo longitudinal, con estribos separados cada $d/2$, sujetas a cargas monotónicamente crecientes.

- Mattock (1967):

$$l_p = 0.5d + 0.05z, \text{ en cm}$$

Esta expresión es una variación de la expresión de Coriey.

- Priestley y Park (1987):

$$l_p = 0.08L + 6d_b, \text{ en cm}$$

"L" es el claro del elemento y " d_b " es el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal (el menor), ambos en cm.

- Paulay y Priestley (1990):

$$l_p = 0.08L + \frac{d_b f_y}{446}, \text{ en cm}$$

" f_y " es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal, en kg/cm^2 .

Los valores de l_p que se obtienen de las expresiones anteriores son del orden de $0.5h$ (mitad del peralte total de la sección), para elementos con dimensiones y armados típicos. Debido a esto, para este estudio se propone una expresión más simplista que proporciona resultados conservadores:

$$l_p = 0.5d$$

Es importante resaltar la diferencia entre las longitudes plásticas l_p que se definieron anteriormente con las regiones de los elementos, en las cuales se espera un comportamiento inelástico, y donde se deberá proporcionar un detallado especial para asegurar un comportamiento dúctil, así como una suficiente capacidad de rotación plástica.

2.8.2 Mecanismos de falla

Un aspecto de gran importancia consiste en estudiar el comportamiento de la estructura en la etapa no lineal y relacionarlo con la respuesta local de las secciones transversales y elementos que la componen.

El mecanismo de deformación que presente la estructura en la etapa inelástica, dependerá del tipo y número de secciones que sobrepasen la etapa lineal de su comportamiento. Mientras mayor sea el número de secciones que participen en la deformación no lineal, y mientras mayor sea su capacidad de rotación plástica, mayor será la deformación y por lo tanto la ductilidad del sistema en conjunto.

El mecanismo que se presente en una estructura también dependerá de las resistencias relativas de las secciones transversales para cada posible modo de falla. Esto es, en la etapa de diseño se pueden elegir los miembros que fluyan primero, con el objetivo de proporcionar a la estructura el mecanismo de deformación inelástica más deseable, (fig 2.9).

Para que la estructura desarrolle la máxima ductilidad posible, es conveniente que en los mecanismos de falla dominen los efectos por flexión, principalmente en vigas, tal que la resistencia de estos miembros sea menor que la de las columnas, asegurando así que su fluencia ocurra primero. A este tipo de mecanismo se le conoce como de "columna fuerte – viga débil".

Cuando se presenta el mecanismo de "columna fuerte – viga débil", las articulaciones plásticas se presentan en las vigas de todos los niveles y en el extremo inferior de las columnas de la planta baja, hasta llegar al colapso. Esto implica que los efectos inelásticos se distribuyan en varios elementos de la estructura y de esta forma se alcance una ductilidad global significativamente alta. Por otro lado, en los mecanismos de falla de entrepiso con columnas débiles habrá una concentración de deformaciones plásticas en un número reducido de elementos, tal que para alcanzar cierta ductilidad global se tendrían que producir rotaciones plásticas muy grandes a nivel local, imposibles de garantizar desde el punto de vista de diseño. Por esto, deben evitarse los mecanismos de columna débil y los mecanismos de falla distintos a los de flexión (por corte, flexocompresión, adherencia, etc), ya que se pueden presentar fallas frágiles debido a que el deterioro en la resistencia de los elementos es mayor, sobre todo cuando se presentan cargas cíclicas.

Para que los elementos puedan desarrollar la deformación inelástica (ductilidad local) requerida por el mecanismo de falla global, será necesario proporcionar un detallado adecuado, confinando el núcleo de concreto con suficiente refuerzo transversal.

2.9 REQUISITOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DÚCTILES SEGÚN EL RDF-93

Los objetivos antes expuestos no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, aunque esto es parte esencial del proceso. Debe proporcionarse a la estructura la habilidad de disipar la energía introducida por el movimiento del terreno, de la manera más eficiente. En caso de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos principales del diseño sismoterrestre, en términos muy simplistas, implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que cuente con resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

A continuación se presentan las principales especificaciones de las NTC-Sismo para el diseño y detallado de estructuras de concreto que deben satisfacer los requisitos para marcos dúctiles cuando el diseño se hace para obligar a que se desarrollen ductilidades altas.

2.9.1 Requisitos generales

Los requisitos para marcos dúctiles se aplican a:

- Estructuras a base de marcos diseñadas con $Q=4$.
- Estructuras diseñadas con $Q=4$ formadas con marcos y muros de concreto reforzado que cumplen con la sección 4.5.2 o con marcos y contravientos que cumplen con la sección 4.6, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea por lo menos el 50% de la total.
- Estructuras diseñadas con $Q=3$, formadas por marcos y muros o contravientos que cumplen con las secciones 4.5.2 ó 4.6, en que la fuerza cortante resistida por los marcos sea menor que el 50% de la total.

Estos requisitos también se aplican a la cimentación.

El factor Q debe cumplir con las especificaciones de las NTC-Sismo.

Ningún marco, con o sin muros, se diseñará para resistir una fuerza cortante menor que el 25% de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia del concreto debe ser $f_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$

Las barras de refuerzo serán corrugadas con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$. Además, el esfuerzo de fluencia real no deberá sobrepasar el nominal en más de 1300 kg/cm^2 , y su resistencia real no deberá ser menor que 1.25 veces el esfuerzo real de fluencia.

Las disposiciones de la sección 4.5.2 del RDF-93 se aplican a muros cuya principal función es resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración. Los requisitos de la sección 4.6 se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo y diagonales a compresión de sistemas que transmiten fuerzas sísmicas.

2.9.2 Miembros a flexión

Estos requisitos se aplican a vigas y columnas con cargas axiales pequeñas:

$$P_u \leq \frac{A_g f_c}{10}$$

- Requisitos geométricos

- El claro libre $L \geq 4d$; d es el peralte efectivo de la sección
- La relación $\frac{h}{b} \leq 3$
- En sistemas de viga y losa monolítica, para evitar el pandeo lateral de las vigas, la relación entre la separación de apoyos y el ancho de la viga debe ser ≤ 30
- El ancho de las vigas $b \geq 25 \text{ cm}$, pero no mayor que el ancho de la columna
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de $1/10$ de la dimensión transversal de la columna normal a la viga; esto es $e \leq 1/10 b_c$

- Refuerzo longitudinal

En toda la longitud se dispondrá de refuerzo, tanto en el lecho superior como en el inferior. El área mínima para ambos lechos es:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{f_c}}{f_y} bd, \text{ y constará de por lo menos 2 barras del \# 4.}$$

El área máxima a tensión será $A_{s\text{máx}} = 0.75A_{bal}$

Los momentos resistentes a la flexión en los extremos deben cumplir: $M_R^+ \geq \frac{M_R^-}{2}$; y, en cualquier

sección intermedia: $M_R^+, M_R^- \geq \frac{M_{R\text{máx}}^-}{4}$, donde $M_{R\text{máx}}^-$ es el momento resistente máximo en los extremos.

Se permitirán traslapes en las barras para flexión sólo si en la longitud de traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento (helicoidal o estribos) que cumpla con la siguiente separación:

$$s \leq \begin{cases} 0.25d \\ 10\text{cm} \end{cases}$$

No se permitirán traslapes en los siguientes casos:

- Dentro de los nudos
- A una distancia de dos veces el peralte del miembro medida desde el paño del nudo
- En aquellas zonas en donde el análisis indique la formación de una articulación plástica

Se permiten paquetes de dos barras y uniones soldadas o con dispositivos mecánicos que cumplan con los requisitos correspondientes a las uniones de barras (sección 3.9 del RDF-93), siempre que:

- En toda la sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas
- Las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en dirección longitudinal

- Refuerzo transversal para confinamiento

Se suministrarán estribos, al menos del # 2.5 en las siguientes zonas:

- En cada extremo del miembro a lo largo de una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo. En estas zonas las barras longitudinales deben cumplir con los requisitos para refuerzo transversal de columnas (sección 4.2.3)
- En la porción del elemento que se halle a dos peraltes (2h) de toda posible articulación plástica

La separación de los estribos será:

$$s \leq \begin{cases} 0.25d \\ 8d_{b,long} \\ 24d_{b,estribo} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. Los estribos deben ser cerrados de una pieza y deben rematar en una esquina con dobleces de 135° seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros del estribo. Los remates del estribo deben alternarse de uno a uno y cumplir con los requisitos correspondientes a los dobleces del refuerzo (sección 3.8). Además, en cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Fuera de las zonas definidas anteriormente, la separación máxima de estribos no excederá 0.5d ni la requerida por fuerza cortante, (fig 2.10).

- Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajen a flexión se dimensionarán de manera que no se presente la falla por cortante antes de que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos; $F_R=0.8$. Para esto:

- La fuerza cortante de diseño, " V_u ", se determina del equilibrio del miembro entre caras de apoyos.
- Se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades reales de resistencia del elemento, sin factores de reducción

- El esfuerzo de fluencia a tensión en el acero de refuerzo deberá considerarse mayor o igual que $1.25 f_y$
- A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por su factor de carga

Como opción, se permitirá dimensionar los elementos con base en la fuerza cortante actuante de diseño obtenida del análisis estructural; para esta opción $F_R=0.6$, en lugar de 0.8.

En zonas donde la V_u causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según lo anterior, se despreciará la contribución del concreto al determinar el refuerzo transversal. En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento.

2.9.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros con: $P_u > \frac{A_g f_c}{10}$

- Requisitos Geométricos
 - Dimensión transversal menor ≥ 30 cm
 - $A_g \geq \frac{P_u}{0.5f_c}$
 - Dim. trans. menor / dim. trans. mayor ≥ 0.4
 - Altura libre / dim. trans. menor ≤ 15
- Resistencia mínima a flexión

La resistencia a flexión de las columnas en un nudo debe satisfacer:

$$\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g$$

donde $\sum M_e$ es la suma de momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, con factor de resistencia igual a uno, referidas al centro del nudo, y $\sum M_g$ es la suma de momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, con factor de resistencia igual a uno, referidas al centro del nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas, en ambos sentidos del sismo. Al calcular P_u (carga axial de diseño), para la cual se valúe el momento resistente en una columna, M_e , la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual al doble de la calculada, cuando ésta conduzca a un momento resistente mayor, y la columna se dimensionará con dicho incremento usando un factor de resistencia $F_R=0.8$.

Como opción, se permitirá dimensionar las columnas con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidas del análisis estructural elástico si se usa $F_R=0.6$. Para este caso, no será necesario que se cumpla con la condición anterior.

- Refuerzo longitudinal

La cuantía del refuerzo longitudinal debe ser: $0.01 \leq \rho \leq 0.04$

Solo se permiten paquetes de dos barras, y los traslapes de barras longitudinales se podrán realizar en la parte central del elemento (deberán cumplirse los requisitos para uniones de barras). Se

permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos que cumplan con los requisitos correspondientes, siempre que:

- En toda la sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas
- Las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en dirección longitudinal

El refuerzo longitudinal deberá cumplir con los requisitos para el diseño de columnas (sección 4.2) que no se vean modificadas por este inciso.

- Refuerzo transversal

Se deberán cumplir los requisitos para columnas y para fuerza cortante, además $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$. El refuerzo transversal mínimo que deberá suministrarse en cada dirección de análisis es el siguiente:

- En columnas circulares (zunchadas):

$$\rho \geq \begin{cases} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} \\ 0.12 \frac{f_c}{f_y} \end{cases}$$

- En columnas rectangulares:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} s h_c \\ 0.12 \frac{f_c}{f_y} s h_c \end{cases}$$

A_g es el área transversal de la sección bruta de la columna; A_c es el área transversal del núcleo hasta el extremo exterior del estribo; s es la separación del refuerzo y h_c es la dimensión del núcleo normal al refuerzo de área A_{sh} .

Los estribos deberán ser de una pieza, cerrados, sencillos o sobrepuestos y mínimo del # 3. Estos podrán complementarse con grapas del mismo diámetro, en donde cada extremo debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblado a 135° seguido por un tramo recto de al menos diez diámetros de la grapa.

La separación del refuerzo transversal debe cumplir lo siguiente:

$$s \leq \begin{cases} \text{dim. trans. menor} / 4 \\ 10\text{cm} \end{cases}$$

El refuerzo mínimo citado anteriormente se deberá suministrar en ambos extremos (longitud confinada, l_c) de la columna en una longitud mayor o igual que:

$$l_c \geq \begin{cases} \text{dim.trans.mayor} \\ H/6 \\ 60\text{cm} \end{cases}$$

En la parte inferior de las columnas de planta baja, el refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna y debe continuar dentro de la cimentación al menos una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

- Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas en las vigas; para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de $1.5\Sigma M_g$. En el extremo inferior de las columnas de planta baja se usará el M_R de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor M_R . Y, en el extremo superior de las columnas del último entrepiso se usará $1.5\Sigma M_g$. Si se dimensionan las columnas con los momentos y fuerzas cortantes actuantes últimas provenientes del análisis estructural (procedimiento optativo), se usará un $F_R=0.5$, en lugar de $F_R=0.8$.

Si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante calculada con lo mencionado anteriormente, se despreciará la contribución del concreto. Los estribos tienen las mismas características que para flexión.

2.9.4 Uniones viga - columna

- Requisitos generales

Una unión viga - columna es aquella parte de la columna, comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella, en donde se debe cumplir con lo siguiente:

- En el dimensionamiento por fuerza cortante se usará un esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan al nudo igual a $1.25f_y$
- El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar por dentro del núcleo de la columna
- En los planos estructurales deben incluirse dibujos a escala del refuerzo en las uniones

- Refuerzo transversal.

Deberá suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado para miembros a flexocompresión. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él, y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 el ancho respectivo de la columna puede usarse la mitad de dicho refuerzo transversal mínimo.

- Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. La resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará como:

- En nudos confinados (como se indica en el inciso anterior):

$$V_u = 5.5F_R \sqrt{f_c} b_e h$$

- En nudos no confinados:

$$V_u = 4.5F_R \sqrt{f_c} b_e h$$

" b_e " es el ancho efectivo del nudo y " h " es la dimensión transversal de la columna en dirección de la fuerza; el ancho " b_e " se tomará igual al promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de las otras vigas más h , (fig 2.11).

- Anclaje de refuerzo

Cualquier barra de refuerzo longitudinal de las vigas que termine en un nudo debe prologarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90°, seguido de un tramo recto mayor o igual a 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el extremo del núcleo de la columna.

Se debe cumplir los requisitos correspondientes al anclaje de barras, donde será suficiente usar el 90% de la longitud de desarrollo ahí determinada. Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen a través de un nudo deben cumplir con lo siguiente:

$$\frac{h_{col}}{db_{vigas}} \geq 20; \quad \frac{h_{vigas}}{db_{col}} \geq 20$$

h_{col} es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de la viga considerada.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $\frac{P_u}{A_g f_c} \geq 0.3$, entonces: $\frac{h_{vigas}}{db_{col}} \geq 15$

También, es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50% de la fuerza lateral total.

2.10 PRINCIPALES CAMBIOS REALIZADOS EN LAS NTC-SISMO Y LOS REQUISITOS PARA MARCOS DÚCTILES EN EL RDF-04 CON RESPECTO DEL RDF-93

Se mencionan a continuación los principales cambios que se realizaron en las NTC-Sismo y en las NTC-Concreto del nuevo reglamento, RDF-04. Se mencionan únicamente las modificaciones realizadas con respecto del RDF-93, omitiendo aquellas partes en las que no hubo cambios significativos.

2.10.1 Cambios realizados en las NTC-Sismo

- Bloque de esfuerzos del concreto en compresión

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor " f_c " igual a $0.85f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$, (fig 2.12), tal que

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \quad \text{si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$$

c es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

- Área de refuerzo requerida para la falla balanceada a flexión de secciones rectangulares sin acero a compresión

$$A_{sb} = \frac{f_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd$$

- Zonificación sísmica

De acuerdo al RDF-04, el Distrito Federal se divide en tres zonas según las características del suelo; la zona compresible se divide en cuatro subzonas ($III_a, III_b, III_c, III_d$), según se indica en la fig 2.13.

- Espectros de diseño sísmico

La ordenada del espectro de diseño, "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, toma los siguientes valores:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \text{ si } T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b$$

$$\text{donde } q = (T / T_b)^r$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se muestran en la tabla 2.3.

- Condiciones de regularidad

Se conservan las once condiciones de regularidad para una estructura, sin embargo, se realizaron algunos cambios en las condiciones 7, 8 y 10, a saber:

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no debe ser mayor que el 110% del correspondiente al piso inmediato inferior, ni menor que el 70% de dicho peso, excepto para el último nivel.

8) Ningún piso debe tener un área mayor que el 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que el 70% de ésta. Se exime de este requisito al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso debe exceder en más del 50% a la menor de los pisos inferiores.

10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso deben diferir en más del 50% de la del entrepiso inmediato inferior, excepto el último nivel.

Además, se especifica que una estructura se considerará irregular si no satisface uno o más de los requisitos de regularidad, y se considerará fuertemente irregular si se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso del 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más del 100% de la del entrepiso inmediato inferior.

La corrección por irregularidad se realizará multiplicando el factor Q' por 0.9 cuando no se cumpla con uno de las once condiciones de regularidad, por 0.8 cuando no se cumplan dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular. En ningún caso Q' se tomará menor que uno.

- Tipos de análisis sísmico

Análisis simplificado

Con el objetivo de aclarar algunos requisitos de este método, se incluyen las siguientes especificaciones:

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% de la dimensión en planta, b , medida paralelamente a dicha excentricidad. El valor de 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 del 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:

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

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 ; \quad \text{si } H/L > 1.33$$

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

Análisis estático

Se podrá utilizar este método para el análisis de estructuras regulares con una altura menor a 30 metros, y para estructuras irregulares con altura menor a 20 metros. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se ampliarán a 40 y 30 metros, respectivamente.

También, se realizaron algunas modificaciones en la parte de este capítulo referente a la reducción de las fuerzas cortantes, para el caso en donde el periodo de la estructura es mayor que T_b , como se menciona a continuación:

Se podrán adoptar fuerzas cortantes menores que las calculadas con la ecuación:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_0 \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura.

Si T es mayor que T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i \left(k_1 h_i + k_2 h_i^2 \right) \frac{a}{Q'}$$

donde:

$$k_1 = [1 - 0.5r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad \text{y} \quad k_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

para estas expresiones, el valor de a no se tomará menor que a_0 .

En lo referente a los efectos de torsión, se especifica que en estructuras con Q igual a 3 ó 4, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$, y que ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

Análisis dinámico modal espectral

Se debe incluir el efecto de los modos naturales de vibración cuando los grados de libertad estén acoplados; esto es, si se reconoce explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto de un eje vertical, se deberá incluir el efecto de los modos naturales, que ordenados de manera decreciente en cuanto a los periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, " W_{ei} ", se determinarán como:

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

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

El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

- Apéndice A

Para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en las zonas II y III se permitirá tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo – estructura. Cuando así se proceda, se aplicarán al cuerpo principal de las NTC-Sismo las disposiciones del Apéndice A. El Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 presenta varios cambios con respecto del Apéndice A del RDF-93, principalmente en cuanto al criterio general de diseño; lo anterior influye en la determinación de espectros de diseño, en la revisión de los desplazamientos laterales, y en los efectos de interacción suelo – estructura que se incluyen en los análisis estático y dinámico modal.

2.10.2 Cambios realizados en los requisitos para marcos dúctiles

- Requisitos generales

Se deberá usar concreto clase 1, con una resistencia especificada, f_c' , mayor o igual que 250 kg/cm^2 .

- Miembros a flexocompresión

Resistencia mínima a flexión

En marcos en donde se utilice $Q=4$, al dimensionar por flexocompresión, la fuerza axial debida al sismo se tomará igual a 1.7 veces la calculada, cuando esto conduzca a un momento flexionante resistente menor. El factor de resistencia se tomará igual a 0.8, excepto cuando se utilice el procedimiento optativo simplificado.

Refuerzo transversal

En columnas de núcleo rectangular, el área total de refuerzo transversal en cada dirección de análisis no será menor que:

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} sh_c, \text{ ni que } 0.09 \frac{f_c}{f_y} sh_c$$

Los extremos de las grapas y estribos deben abrazar a una barra longitudinal con un doblez de 135° seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros pero no menor que ocho centímetros. La separación del refuerzo transversal debe ser:

$$s \leq \begin{cases} b_{min} / 4 \\ 6d_{b,long} \\ 10cm^* \end{cases}$$

donde b_{min} es la menor dimensión transversal del elemento.

* Si la distancia entre barras longitudinales no soportadas lateralmente es menor o igual que 20 cm, podrán tomarse 15 cm en lugar de 10cm, (fig 2.14).

Requisitos por fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por corte antes de que se lleguen a formar las articulaciones plásticas en sus extremos; la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan los momentos resistentes de la sección transversal, obtenidos con un factor de resistencia unitario y a partir de la carga axial más desfavorable. En marcos con Q=4, la fracción de la carga axial de diseño causada por el sismo se incrementará un 70% cuando esto dé lugar a un momento resistente mayor.

- Uniones viga – columna

Requisitos generales

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", el ancho efectivo del patín a tensión a cada lado del alma será al menos ocho veces el espesor del patín; en secciones "L", el ancho efectivo será al menos seis veces el espesor del patín, (fig 2.15).

Refuerzo transversal vertical

Cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo del peralte del nudo en uniones de vigas con columnas discontinuas. La cuantía y separación de este refuerzo deben cumplir con lo especificado para el refuerzo transversal en columnas.

Se aceptará el uso de estribos abiertos en forma de "U" invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de desarrollo cumpla con los requisitos correspondientes, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo.

Resistencia a fuerza cortante

Un nudo se considerará confinado si:

- Ancho de vigas ≥ 0.75 veces el ancho de columna
- Peralte de viga ≥ 0.75 veces el peralte de la viga más peraltada que llega al nudo.

La resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas se tomará igual a:

- Nudos confinados en sus cuatro caras verticales:

$$5.5F_R \sqrt{f_c} b_e h$$

- Nudos confinados en tres caras o en caras verticales opuestas:

$$4.5F_R \sqrt{f_c} b_e h$$

- Otros casos:

$$3.5F_R \sqrt{f_c} b_e h$$

En nudos con columnas discontinuas, la resistencia será 0.75 veces la obtenida con las expresiones anteriores. El ancho efectivo "b_e" será el menor de los siguientes valores:

$$b_e \leq \begin{cases} 1/2(b_v + b) \\ b_v + h \\ b \end{cases}$$

en donde el ancho de la viga $b_v = 1/2(b_{v1} + b_{v2})$, si $b_{v1} \neq b_{v2}$.

- Uniones viga – columna con articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna

Requisitos generales

Se aceptará diseñar y detallar las vigas, columnas y su unión de modo que las articulaciones plásticas por flexión de las vigas se formen al menos a una distancia igual a un peralte efectivo de la viga. El claro de cortante de las vigas deberá ser al menos tres veces el peralte efectivo, (fig 2.16).

Refuerzo longitudinal de las vigas

Se deberán revisar dos secciones: la sección 1 corresponde a la cara de la columna y la sección 2 a un peralte efectivo de la viga. Se revisará que la resistencia a flexión de la sección 1, con factor de resistencia unitario, sea al menos 1.3 veces el momento de diseño obtenido del análisis estructural.

En adición al refuerzo longitudinal principal, la sección 1 se reforzará con al menos cuatro barras longitudinales dispuestas en dos lechos intermedios, continuas a través del nudo. El área total del acero intermedio no será mayor que 0.35 veces el área del acero principal a tensión. Las barras intermedias deberán tener una longitud de desarrollo que cumpla con los requisitos correspondientes, y en ningún caso menor que 1.5 veces el peralte efectivo de la sección. Además, deberán ser del menor diámetro posible.

La resistencia a flexión de la sección 2, calculada con factor de reducción de resistencia unitario, deberá ser igual al momento de diseño determinado en el análisis estructural para esa sección transversal. Para calcular dicha resistencia no se considerarán las barras intermedias.

Resistencia mínima a flexión de columnas

La resistencia a flexión de las columnas en el nudo deberán satisfacer la ecuación:

$$\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g$$

El término $\sum M_g$ deberá considerar los momentos flexionantes que actúan en las caras de la columna cuando se han desarrollado simultáneamente las articulaciones plásticas en la sección 2 de las vigas. Los momentos asociados a la formación de articulaciones plásticas en la sección 2, M_2 , se valorarán con las propiedades de la sección transversal, sin factores de reducción de resistencia y con un esfuerzo de tensión en el acero al menos igual a $1.25f_y$. La demanda de momento flexionante en la cara de la columna, M_1 , debida a la formación de la articulación plástica en la sección 2, se podrá valorar como:

$$M_1 = \frac{M_2 \cdot M_{a1}}{M_{a2}}$$

donde M_{a1} y M_{a2} son los momentos flexionantes de diseño en las secciones 1 y 2, respectivamente, obtenidos del análisis estructural.

Uniones viga – columna

Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo a tensión de la losa contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. El ancho efectivo del patín a tensión se podrá valorar como:

$$8t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}, \text{ en secciones "T"} \qquad 6t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}, \text{ en secciones "L"}$$

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión de las barras de las vigas es $1.0f_y$. Si las barras de las vigas son continuas a través del nudo, su diámetro debe cumplir con:

$$h_{col} / d_{b,viga} \geq 16$$

2.11 REQUISITOS PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA DE ACUERDO A LAS NTC-CONCRETO DEL RDF-04 Y AL ACI-363

De acuerdo a las NTC-Concreto del RDF-04, se entiende por concreto de alta resistencia aquel que tiene una resistencia a la compresión f_c' igual o mayor que 400 kg/cm^2 (40 MPa). Para diseñar, se usará el valor nominal f_c^* , determinado por:

$$f_c^* = 0.8 f_c'$$

2.11.1 Empleo de concretos de alta resistencia

Algunas de las propiedades mecánicas del concreto de alta resistencia son significativamente diferentes que las del concreto normal. Debido a esto, han surgido algunas dudas de los procedimientos de diseño estructural vigentes para concretos convencionales sobre si son también aplicables a concretos de alta resistencia. En los casos con información insuficiente, se han establecido límites arbitrarios en los parámetros de diseño. Por ejemplo, la versión de 1989 del ACI estableció el límite de 70 MPa (700 kg/cm^2) para el esfuerzo a compresión. En las nuevas NTC-Concreto se permite el uso de concretos de alta resistencia con valores de f_c' hasta de 700 kg/cm^2 , excepto en los siguientes casos:

- En estructuras diseñadas con un factor de ductilidad Q igual a 4
- En miembros sujetos a flexocompresión que formen parte de marcos que resistan más del 50% de las acciones sísmicas y cuya carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $0.2P_{R0}$, donde P_{R0} es la carga axial resistente de diseño.

En estos casos solamente se podrán utilizar concretos con valores de f_c' hasta de 550 kg/cm^2 (55 MPa).

2.11.2 Composición de los concretos de alta resistencia

Existen varios tipos de agregados que pueden incrementar la resistencia del concreto, entre los más comunes se encuentran los siguientes:

- Reductores de agua (superfluidificantes)
- Cenizas de altos hornos (fly ash)
- Microsílica (silica fume)
- Polímeros y resinas

Es de gran importancia una selección apropiada de los tipos de agregados y cementantes que se van a utilizar en la mezcla, para lograr un mejor desempeño en el concreto. Los concretos de alta resistencia requieren de un alto contenido de materiales cementantes, es decir, una baja relación agua/cementante. La finura de los materiales tendrá un efecto importante en la resistencia y en la manejabilidad de la mezcla.

Las características de los agregados serán de gran importancia en el comportamiento del concreto, ya que estos constituyen gran parte del material. Entre mayor sea la resistencia requerida en el concreto, menor deberá ser el tamaño del agregado grueso. Por ejemplo, para concretos de hasta 620 kg/cm^2 (62 MPa), conviene utilizar un tamaño máximo de agregado de $3/4$ " (19 mm), y para una resistencia mayor se recomienda usar un tamaño máximo de $1/2$ " o de preferencia de $3/8$ ".

Por otro lado, el módulo de figura del agregado fino debe encontrarse en el rango de 2.5 - 3.2; valores más bajos ocasionarían una menor trabajabilidad y una mayor demanda de agua. Las mezclas de alta resistencia presentan altos contenidos de cementantes, los cuales requieren de una gran cantidad de agua. Esto podría ocasionar una disminución en la resistencia, por lo que es necesario utilizar aditivos reductores de agua; dichos aditivos ayudan a reducir la demanda de agua hasta en un 40% e incrementar el revenimiento de 5 a 10cm, dependiendo de la dosis aplicada en la mezcla.

2.11.3 Propiedades mecánicas

A continuación se presentan algunas de las propiedades mecánicas de mayor importancia de los concretos de alta resistencia, a saber: esfuerzo a compresión f_c' , esfuerzo a tensión, módulo de elasticidad y algunos factores asociados a los cambios volumétricos, tales como el "creep" y la contracción; en cada caso es necesario conocer el comportamiento a corto y a largo plazo. Con fines comparativos, se incluyen algunas de las expresiones propuestas por el ACI-318-02 (Concreto) y el ACI-363 (Concreto de alta resistencia).

- Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del concreto va a cambiar dependiendo de los materiales utilizados. El incremento en la resistencia a compresión del concreto provoca un incremento en su módulo de elasticidad.

De acuerdo con el ACI-318, para concretos con densidades en el rango de 1440-2320 kg/m³ y una resistencia a compresión f_c' de hasta 420 kg/cm², el módulo de elasticidad, basado en el módulo secante a 0.45 f_c' , se puede obtener con la siguiente expresión:

$$E_c = 0.0143w_c^{1.5}\sqrt{f_c'} \text{ , en MPa}$$

w_c es el peso volumétrico del concreto en lb/ft³; y f_c' es la resistencia a compresión en MPa.

Luego de que la resistencia a compresión alcanza los 420 kg/cm², el valor de E_c va a aumentar con menor rapidez, por lo que en concretos con f_c' entre 420 y 830 kg/cm² el ACI-363 propone la siguiente expresión:

$$E_c = 3320\sqrt{f_c'} + 6900 \text{ , en MPa}$$

Para concretos con f_c' mayores de 830 kg/cm² se recomienda obtener el módulo de elasticidad E_c a partir de la curva de esfuerzo-deformación de los cilindros de prueba.

En las NTC-Concreto del RDF-04 se propone la siguiente expresión para obtener el módulo de elasticidad:

$$E_c = 7700\sqrt{f_c'} + 163000 \text{ , en kg/cm}^2 \quad \text{ó} \quad E_c = 2400\sqrt{f_c'} + 16300 \text{ , en MPa}$$

Algunas curvas esfuerzo a compresión - deformación unitaria para distintos valores de f_c' se muestran en la fig 2.17.

- Módulo de ruptura y resistencia a tensión

De acuerdo al ACI-363, el módulo de ruptura, f_r , y la resistencia a tensión se pueden obtener, respectivamente, con las siguientes expresiones:

$$f_r = 0.70\sqrt{f_c'} \quad \text{y} \quad f_t = 0.59\sqrt{f_c'} \text{ , en MPa}$$

De acuerdo a las NTC-Concreto, debido a falta de información experimental, la resistencia media a tensión de concretos de alta resistencia, correspondiente a ensayos de cilindros de 150x300 mm cargados diametralmente, se supondrá igual a:

$$\bar{f}_t = 1.75\sqrt{f_c'} \text{ , en kg/cm}^2 \quad \quad f_t = 0.55\sqrt{f_c'} \text{ , en MPa}$$

y el módulo de ruptura igual a:

$$\bar{f}_r = 2.5\sqrt{f_c'} \text{ , en kg/cm}^2 \quad \quad \bar{f}_r = 0.8\sqrt{f_c'} \text{ , en MPa}$$

En concretos de alta resistencia la contracción por secado final, ϵ_{cs} , será igual a 0.0006.

- Coeficiente para deflexiones a largo plazo

Según las NTC-Concreto, el coeficiente de deformación axial diferida, definido como $C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$, será igual a 2.0; δ_f y δ_i son las deformaciones final e inmediata, respectivamente. Las deflexiones

diferidas se pueden calcular multiplicando la flecha elástica inmediata para la carga sostenida considerada, por el factor:

$$\frac{1.6}{1 + 50\rho'}$$

donde ρ' es la cuantía de acero a compresión.

Para el ACI-318, el numerador del factor anterior, en lugar de ser 1.6, toma los siguientes valores: 2, 1.4, 1.2 y 1.0, para una duración en las cargas de 5 años, 12 meses, 6 meses y 3 meses, respectivamente.

2.11.4 Principales propiedades físicas

Los principales parámetros a considerar en el concreto de alta resistencia son los siguientes:

- Trabajabilidad

Cualquier mezcla de concreto de alta resistencia requiere de aditivos reductores de agua, ya que las relaciones agua/cementante son muy bajas (0.20 - 0.30), lo que ocasiona, a su vez, que la manejabilidad del concreto sea relativamente buena.

- Permeabilidad

La permeabilidad en concretos de alta resistencia es relativamente baja debido a que éste contiene materiales con altos contenidos de finos, tales como las cenizas de altos hornos o la microsíllica, los cuales reducen en gran medida la porosidad o cantidad de vacíos en el material. Esta característica proporciona a su vez una alta resistencia al congelamiento y deshielo en estructuras sujetas a climas extremos. Los concretos con microsíllica han presentado una mayor resistencia y durabilidad ante la presencia de químicos que los concretos convencionales.

- Cambios volumétricos

Los cambios volumétricos en el concreto afectan su comportamiento y durabilidad a largo plazo; dichos cambios volumétricos son provocados principalmente por la contracción del material y la fluencia del material ante cargas permanentes o "creep". La contracción del concreto se presenta durante las primeras horas después de haber sido colocado en la cimbra, debido a la pérdida de agua por evaporación y a la absorción de agua por parte del material de la cimbra. La contracción en concretos de alta resistencia es similar a la del concreto normal, sin embargo, las deformaciones a largo plazo o "creep" se reducen considerablemente, debido a las características que presentan algunos de los cementantes que se incluyen en la mezcla así como al uso de una menor cantidad de agua, como se observa en la fig 2.18. La microsíllica ha resultado ser el material más eficiente contra este tipo de efectos.

Además de las ventajas en las propiedades físicas, los concretos de alta resistencia presentan una mayor durabilidad en su vida útil que los concretos convencionales.

2.11.5 Consideraciones de diseño

- Diseño de miembros a flexión y carga axial

Debido a la falta de conocimiento e investigación sobre algunos temas referentes al comportamiento del concreto de alta resistencia, se aplican sin distinción muchos de los procedimientos de diseño

utilizados para el concreto convencional, y en la mayor parte de los casos se han obtenido buenos resultados.

El valor de la deformación unitaria máxima en el concreto, $\epsilon_{cu} = 0.003$, adoptada en el diseño con concretos convencionales, también ha resultado adecuada, aunque menos conservadora, para concretos de alta resistencia. La deformación unitaria cuando se alcanza el esfuerzo máximo, ϵ_0 , es menor para concretos de alta resistencia.

El ACI-318 y las NTC-Concreto del RDF-04 proponen el uso del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (sección 2.13.2); su aplicación en miembros de concreto de alta resistencia sujetos a flexión y flexocompresión ha sido cuestionada, ya que en los reglamentos no se especifica un límite superior de f_c' a partir del cual dicho bloque sea inválido. La fig 2.19 muestra la diferencia " δ ", en porcentaje, de la resistencia obtenida de 93 ensayos en columnas sujetas a cargas excéntricas con respecto de la resistencia especificada por el ACI-318; para f_c' elevados los resultados obtenidos a partir de las especificaciones del ACI no son adecuados.

Para el diseño de elementos a flexión se ha aceptado el uso del bloque rectangular equivalente, a pesar de que la curva esfuerzo – deformación en los concretos de alta resistencia presenta un comportamiento sensiblemente distinto; esto se puede justificar ya que los códigos generalmente obligan que los elementos sean subreforzados, lo que implica tener un eje neutro a poca profundidad y zonas a compresión muy pequeñas; el comportamiento es gobernado por el refuerzo a tensión y la forma que adquiere el bloque de esfuerzos es de poca importancia. Sin embargo, en elementos sujetos a flexocompresión la profundidad del eje neutro es mayor, en particular cuando la carga axial es alta, y la capacidad a flexión del elemento depende sensiblemente de la forma que adquiere el bloque. De acuerdo a los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio, el bloque equivalente proporciona resultados aceptables en la resistencia si f_c' es menor a 550 kg/cm^2 (55 MPa); para resistencias mayores a este valor sería recomendable hacer un ajuste en el bloque.

Con base en esto, se han propuesto modificaciones al bloque rectangular de esfuerzos, algunas de las cuales se mencionan a continuación:

a) Bing *et al* sugieren el uso de el bloque rectangular con un esfuerzo promedio $\alpha_1 f_c'$, y una profundidad $\beta_1 c$, donde:

$$\alpha_1 = 0.85 \quad \text{si} \quad f_c' \leq 55 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.004(f_c' - 55) \geq 0.75 \quad \text{si} \quad f_c' > 55 \text{ MPa}$$

b) Azizinamini *et al* concluyeron que para columnas de concreto de alta resistencia con $f_c' \geq 70$ MPa, es más apropiado utilizar un bloque triangular de esfuerzos para calcular su capacidad a flexión, debido al comportamiento lineal hasta la carga máxima que presentan este tipo de concretos. Posteriormente, a partir del equilibrio de fuerzas, se obtuvo un bloque rectangular equivalente, donde:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0073(f_c' - 69) \geq 0.60 \quad \text{si} \quad f_c' \geq 70 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.67$$

c) Mac Gregor *et al* sugieren el uso del bloque rectangular, donde:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.00125f_c' \geq 0.725 \quad \text{si} \quad f_c' \leq 130 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.95 - 0.0025f_c' \geq 0.70$$

d) El código canadiense propone el uso de las ecuaciones de la curva esfuerzo-deformación del concreto con un esfuerzo máximo de $0.9 f_c'$. De manera alternativa, se propone el uso de un bloque rectangular, donde:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f_c' \geq 0.67 \quad \text{si} \quad 20 \leq f_c' \leq 80 \text{ MPa}; \quad f_c' \leq 55 \text{ MPa para diseño sísmico}$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_c' \geq 0.67$$

e) El ACI-318-02 conserva el bloque rectangular, haciendo una modificación en el esfuerzo promedio, a saber:

$$\alpha_1 = 0.97 - \frac{f_c'}{467} \geq 0.70 \quad \text{si} \quad f_c' \geq 55 \text{ MPa}$$

El valor de β_1 permanece sin cambios. La fig 2.20 compara el uso del bloque de esfuerzos con el valor de α_1 propuesto para f_c' mayores de 55 MPa, contra el valor de 0.85 utilizado en concretos de resistencia normal, de acuerdo a varios ensayos en columnas.

- Ductilidad en columnas

Los concretos de alta resistencia presentan un comportamiento esencialmente elástico – lineal hasta la carga máxima, y posteriormente una rápida degradación de resistencia hasta la falla, a diferencia de los concretos convencionales, en donde la curva esfuerzo – deformación es esencialmente parabólica y la degradación de resistencia, a partir de la carga máxima, se desarrolla de forma más gradual.

La ductilidad en el concreto va a disminuir conforme se incrementa el valor de f_c' , debido a que el microagrietamiento interno es cada vez menor; en concretos normales, el microagrietamiento inestable comienza a desarrollarse ante un esfuerzo cercano a $0.75 f_c'$, a diferencia de los concretos de alta resistencia, en los que comienza aproximadamente en $0.90 f_c'$. La falla ocurre debido a la fractura del agregado en planos paralelos a la aplicación del esfuerzo.

A pesar de que los concretos de alta resistencia alcanzan su resistencia máxima a compresión a una deformación ligeramente superior que la del concreto convencional, la deformación última es menor, a menos de que se proporcione un confinamiento adecuado. La presencia de refuerzo transversal aumenta la resistencia y ductilidad de una columna de concreto de alta resistencia, aunque en menor magnitud que las de concreto normal, debido a que las deformaciones laterales tienden a ser considerablemente menores, ocasionando que el confinamiento sea menos efectivo. El ACI-363 recomienda que la cuantía de refuerzo transversal en columnas ρ_s no sea menor que el 3.1%, con el fin de que el elemento estructural presente una ductilidad adecuada y las expresiones de diseño sean suficientemente conservadoras, (fig 2.21).

De acuerdo a ensayos realizados en columnas de concreto de alta resistencia, cuando $f_c' \leq 55$ MPa los elementos pueden desarrollar un comportamiento dúctil, incluso bajo cargas axiales elevadas; en columnas con $f_c' \geq 55$ MPa sujetas a cargas axiales bajas (aproximadamente de $0.2P_{RO}$), diseñadas con los requisitos para columnas de concreto normal, presentan una ductilidad aceptable, sin embargo, si la carga axial se incrementa se requieren mayores cantidades de refuerzo transversal que las especificadas por los códigos. Si la carga axial supera el valor de $0.40P_{RO}$, es decir, el 40% de la capacidad a compresión pura de la columna, se recomienda el uso de acero de alta resistencia para el refuerzo transversal, con el objetivo de evitar el congestionamiento de refuerzo en los nudos de la estructura.

De acuerdo a las expresiones propuestas en las NTC-Concreto y en el ACI, el nivel de confinamiento es directamente proporcional a la resistencia del concreto y no considera el nivel de carga axial en el elemento, por lo que en miembros estructurales con f_c' alto se tiene un alto porcentaje de acero transversal y como consecuencia con probables problemas constructivos. Las expresiones son las mismas que para concretos normales, sin establecer un límite en la cuantía de refuerzo transversal.

De acuerdo a los resultados obtenidos de diversas pruebas en columnas de concreto de alta resistencia, sujetas a distintos niveles de confinamiento y carga axial (Xiao *et al*), se pueden alcanzar niveles considerables de ductilidad ante una distorsión en el elemento estructural cercana al 4%, diseñadas para que el refuerzo transversal desarrolle una presión de confinamiento de $f_l = 0.06f_c'$. Si se esperan grandes deformaciones inelásticas o altos niveles de carga axial, superiores a $0.33 f_c' A_g$ (columnas de los niveles inferiores), se recomienda que el acero transversal proporcione una presión de confinamiento de $f_l = 0.09f_c'$. La separación del refuerzo transversal no debe exceder de 5". Una presión menor que $f_l = 0.06f_c'$ es inadmisibles.

De acuerdo a Ghosh y a pruebas realizadas por el ITG-4, se recomienda el uso de refuerzo transversal con un $f_y = 825$ MPa, para evitar los congestionamientos de refuerzo y proporcionar el confinamiento requerido. La cuantía de refuerzo no debe ser menor que la siguiente:

$$\rho_c \geq 0.35 \frac{f_c'}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{1}{\sqrt{k_c}} \frac{P_u}{A_g f_c'}$$

donde: $\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \geq 0.3$, $\frac{P_u}{A_g f_c'} \geq 0.2$, $k = \frac{0.15h_c}{\sqrt{sh_{x1}}} \leq 1.0$ y $\rho_c = \frac{A_{sh}}{h_c s}$

A_g es el área bruta del elemento, A_{ch} el área del núcleo medida desde la parte exterior del estribo, P_u la carga axial factorizada, h_c la dimensión del núcleo perpendicular al refuerzo transversal medida desde el centro del estribo, k un parámetro de refuerzo transversal (1.0 para columnas circulares) y h_{x1} la separación horizontal máxima de estribos o grapas perpendiculares a h_c .

- Resistencia a corte en vigas

El ACI-318-95 restringe el valor de $\sqrt{f_c'}$ a 0.69 MPa, debido a que la contribución del concreto a la resistencia al cortante de un elemento estructural no será mayor una vez que la resistencia a compresión del concreto supere los 69 MPa; dicho valor puede ser mayor en vigas de concreto de alta resistencia. Debido a lo anterior, el ACI-318-02 propone la siguiente expresión para obtener el área mínima de refuerzo transversal en vigas:

$$A_v = \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \frac{b_w s}{f_y} \geq 0.33 \frac{b_w s}{f_y}, \quad \text{en MPa}$$

Mac Gregor propone que para vigas con $f_c' > 69$ MPa, el valor de $\sqrt{f_c'}$ se limite a 0.69 MPa, a menos que el refuerzo transversal mínimo proporcionado sea mayor que:

$$A_{v,min} = \frac{f_c'}{5000} \left(\frac{50b_w s}{f_y} \right) \leq 150 \frac{b_w s}{f_y}, \quad \text{en psi}$$

- Longitud de desarrollo

El ACI restringe el valor de $\sqrt{f_c'}$ a 0.69 MPa, debido a que la longitud de desarrollo no va a disminuir más a partir de que f_c' supere los 69 MPa. Sin embargo, estudios recientes han demostrado que se pueden obtener valores mayores que 0.69 MPa si hay un buen confinamiento en la unión o en la zona de traslape. Las expresiones de diseño de los códigos actuales pueden dar resultados no-conservadores cuando $f_c' > 69$ MPa. Dos alternativas son: aumentar la longitud de desarrollo o

incrementar la cuantía de refuerzo transversal; otra alternativa, propuesta por Azizinamini consiste en fijar el área mínima de refuerzo transversal en la zona de uniones y traslapes:

$$A_{sp} = 0.5nA_b \left(\frac{f_c}{15000} \right)$$

2.11.6 Costos

Además de las ventajas mecánicas que pueden proporcionar los concretos de alta resistencia, también se pueden obtener algunos beneficios económicos en la construcción de una estructura. A pesar de que el costo del concreto se incrementa conforme aumenta su resistencia, el costo total de la estructura será menor, debido a que el aumento en la resistencia del concreto ocasiona una importante reducción, tanto en las dimensiones de los elementos estructurales, como en las cuantías de refuerzo. Esta reducción en el costo de los elementos se aprecia, para el caso de las columnas, en la fig 2.22.

Tabla 2.1 Zonas sísmicas en que se divide el Distrito Federal, RDF-93

Zona	Descripción
I Lomas	Roca o suelo firme, en donde es frecuente la presencia de oquedades y cavernas.
II Transición	Estratos arenosos y limoarcillosos intercalados con capas de arcilla lacustre. Los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos.
III Lacustre	Depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas de limo y arcilla, y cubiertos por suelos aluviales y rellenos artificiales. Los depósitos profundos son superiores a los 20 m. Según las NTC-Sismo del RDF-04 se divide en III _a , III _b , III _c y III _d , de acuerdo al periodo dominante del movimiento del suelo en el sitio de interés.

Tabla 2.2 Parámetros de los espectros de diseño, según el RDF-93

Zona	T_a [s]	T_b [s]	r	c^*
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.3	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

* Coeficientes sísmicos para estructuras del grupo B; para estructuras del grupo A se incrementarán en un 50%

Tabla 2.3 Parámetros de los espectros de diseño, según el RDF-04

Zona	c^*	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

* Coeficientes sísmicos para estructuras del grupo B; para estructuras del grupo A se incrementarán en un 50%

Tabla 2.4 Requisitos para los distintos factores de comportamiento sísmico

Q	Requisitos de diseño y tipo de estructura
4	<p>a) La resistencia es suministrada por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin muros ni contravientos, cuando menos el 50% de la fuerza sísmica total de la estructura.</p> $V_{Rmarcos} \geq 0.5V_{Rtotal}$ <p>b) Si hay muros de mampostería que contribuyan a resistir las fuerzas laterales, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia de fuerzas laterales sólo se tomará si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado o de placa de acero, deberán ser capaces de resistir al menos el 80% de las fuerzas laterales totales, sin los muros de mampostería.</p> <p>c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no debe diferir en más del 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p> <p>d) Los marcos y muros de concreto deben satisfacer los requisitos para marcos dúctiles.</p>
3	<p>Se deberán satisfacer las condiciones b y d del inciso anterior, y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a y c, del inciso anterior, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas con losas planas, por marcos, por muros, por combinaciones de estos o por diafragmas de madera que satisfagan los requerimientos que especifican las normas correspondientes.</p>
2	<p>a) La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por columnas con losas planas, por marcos o muros que cumplan con los requisitos generales de diseño, o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero.</p> <p>b) La resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que marcan las normas correspondientes.</p>
1.5	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, o por la combinación de dichos muros con marcos de acero o concreto reforzado.</p>
1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes a los mencionados en los puntos anteriores.</p>

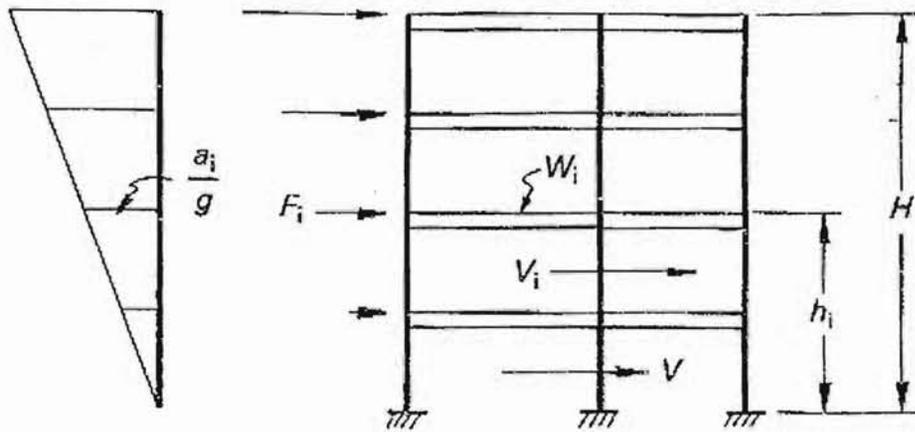


Fig 2.1 Distribución de fuerzas estáticas con la altura

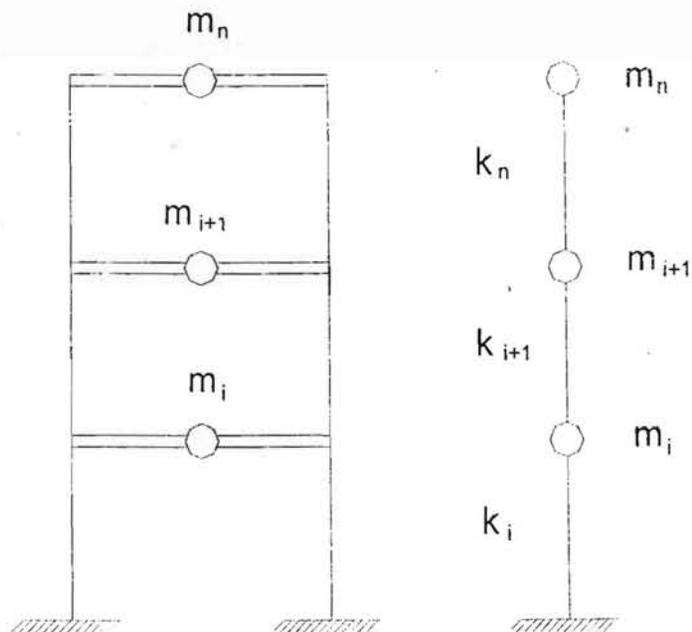


Fig 2.2 Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad

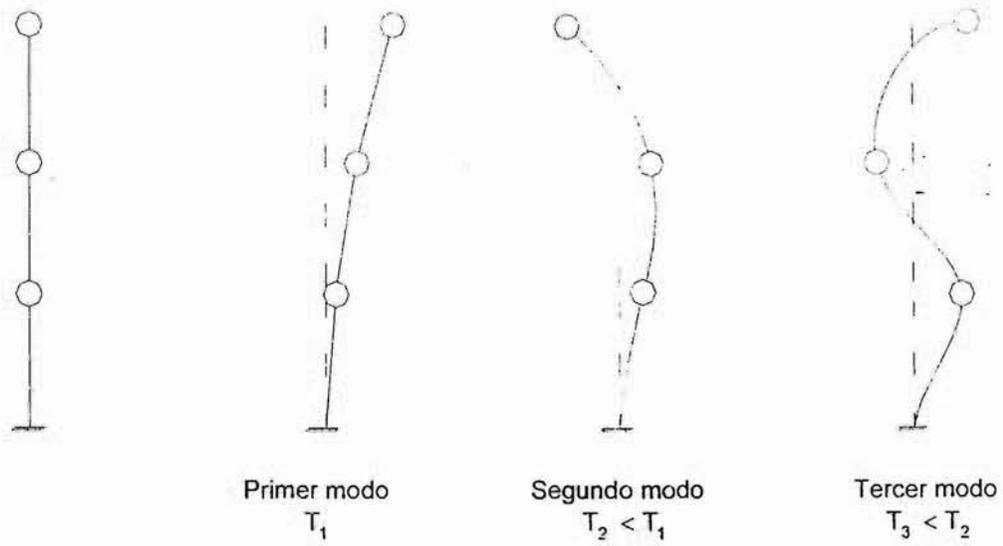


Fig 2.3 Modos de vibración para un sistema de tres grados de libertad

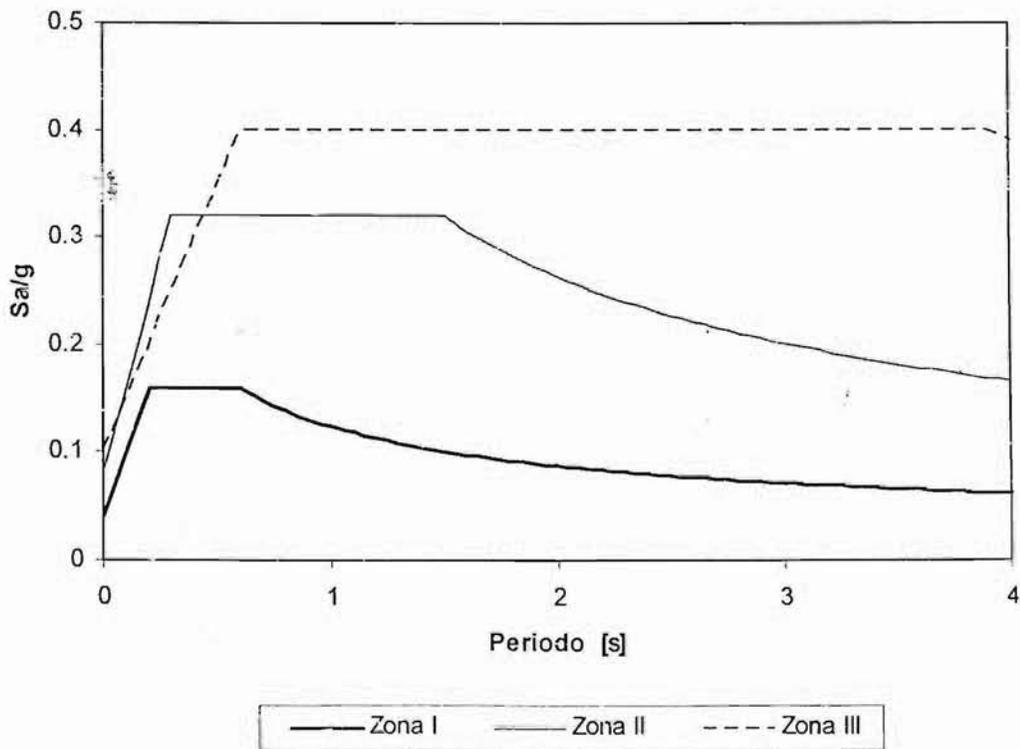


Fig 2.4 Espectros de diseño sísmico para el RDF-93

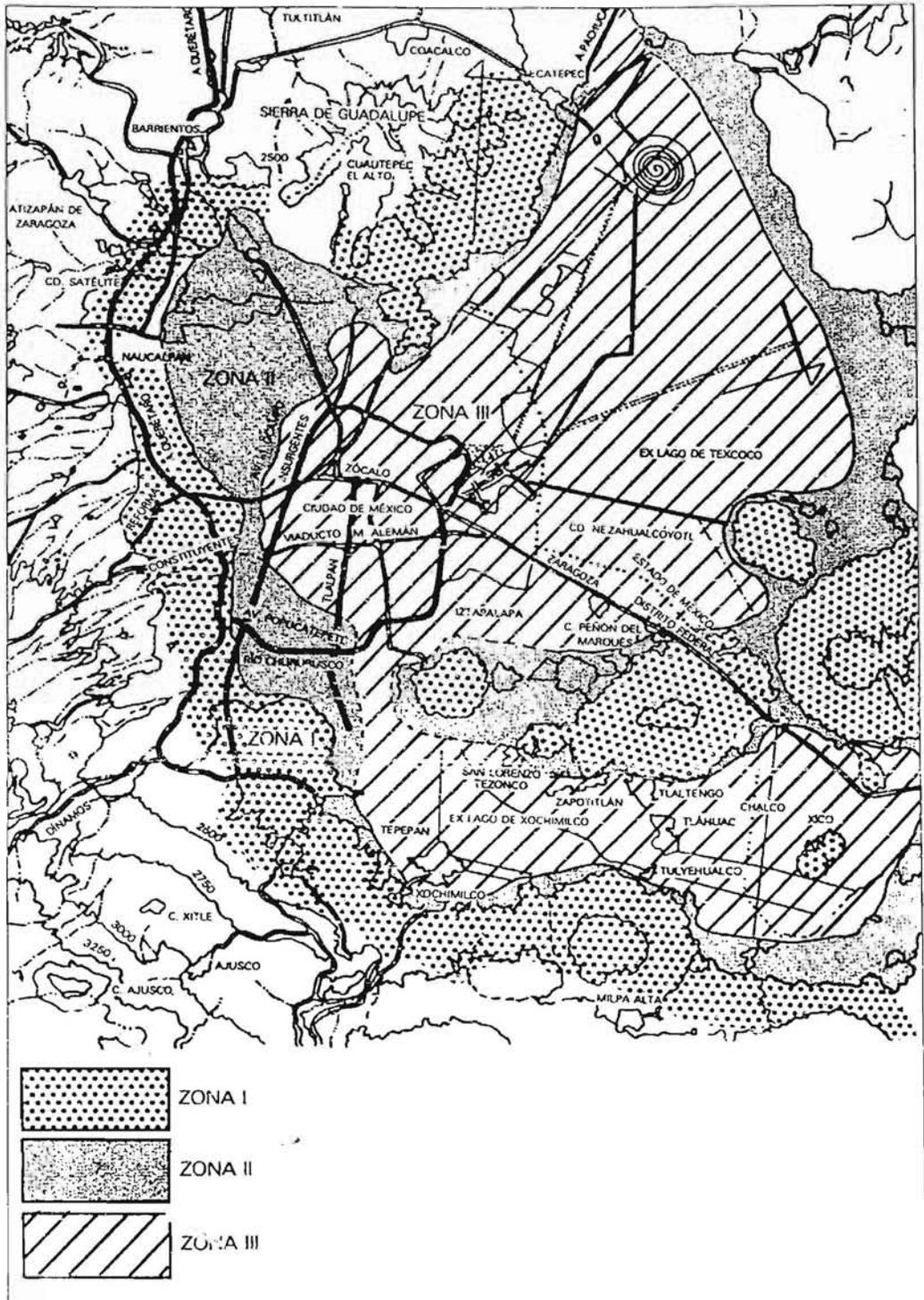


Fig 2.5 Zonificación sísmica del Distrito Federal, según el RDF-93

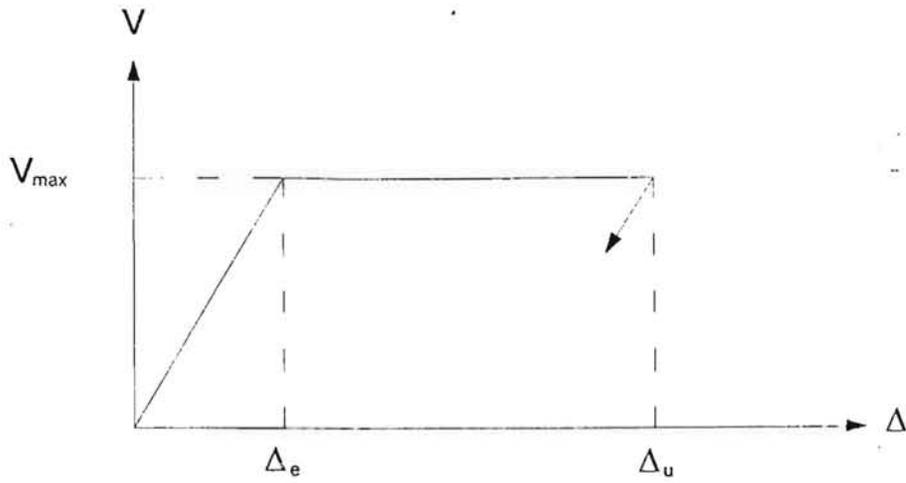
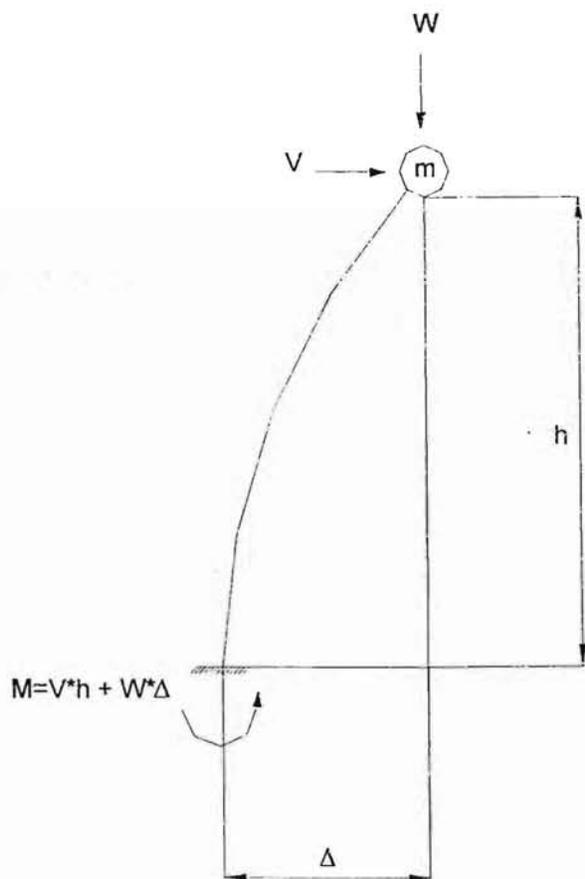


Fig 2.6 Curva de comportamiento elastoplástico

Fig 2.7 Efectos P- Δ en un sistema de un grado de libertad

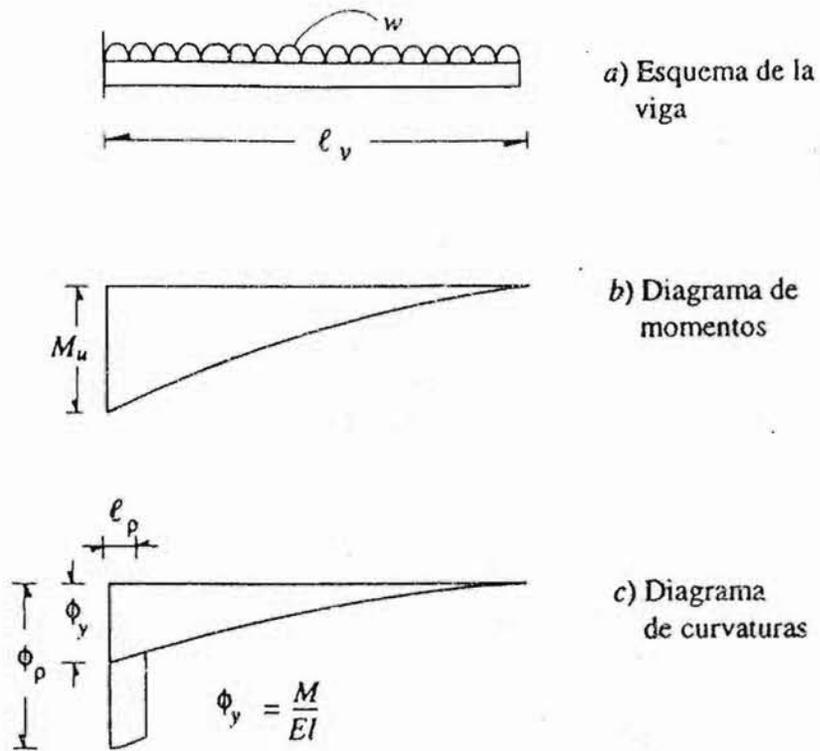


Fig 2.8 Distribución de curvaturas elásticas y plásticas en una viga en voladizo

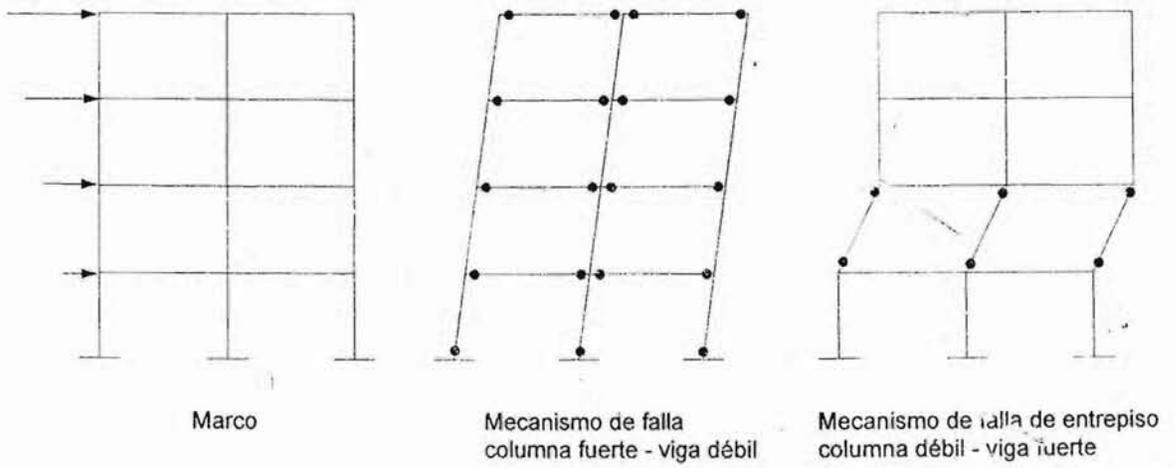


Fig 2.9 Mecanismos de falla

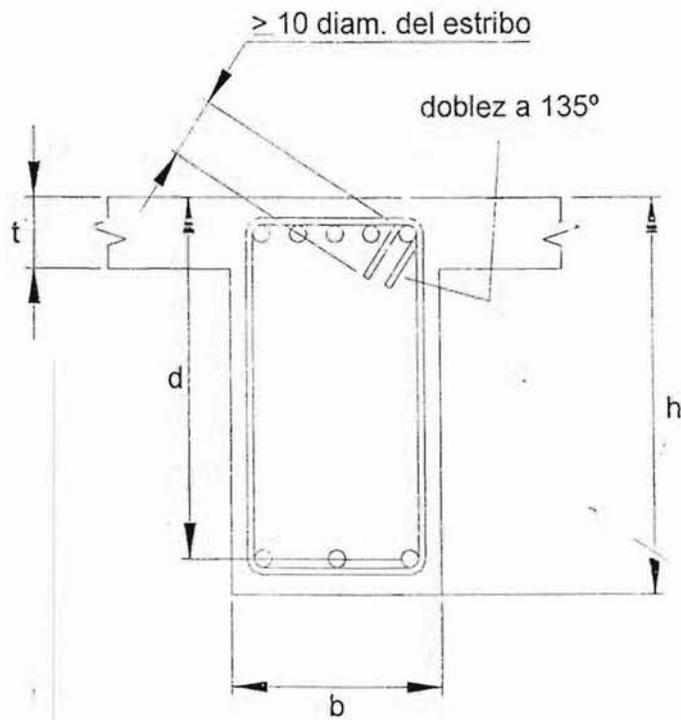
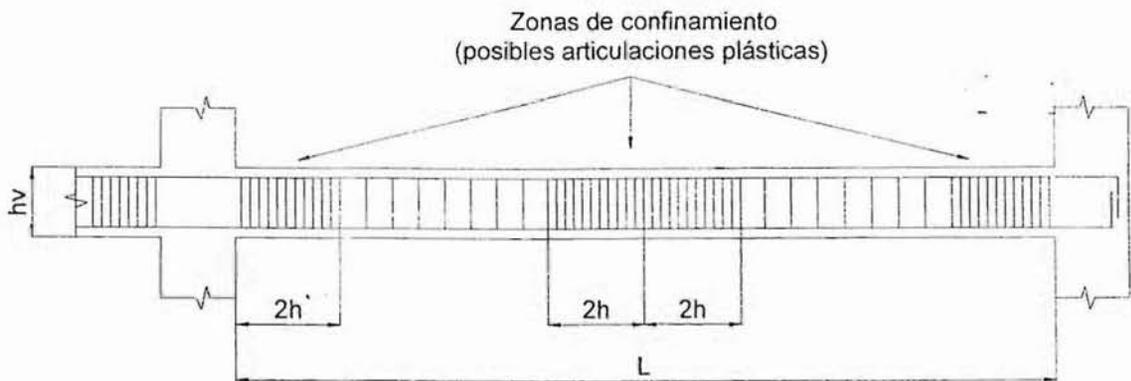


Fig 2.10 Detallado para elementos a flexión

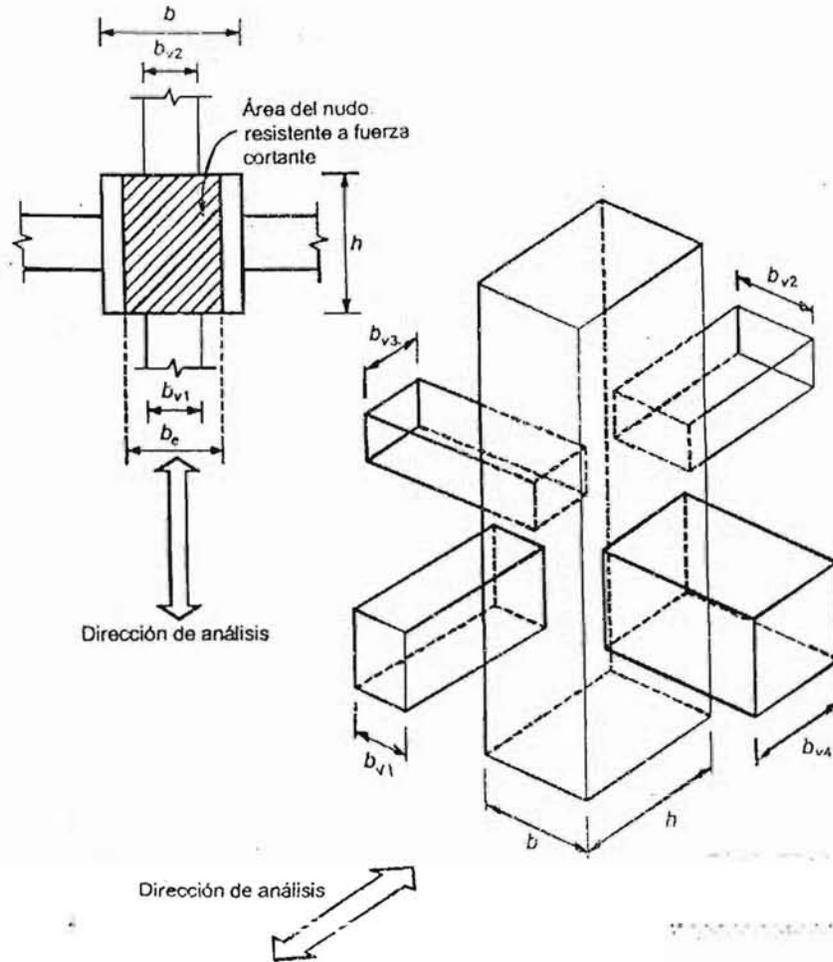


Fig 2.11 Dimensiones de una unión viga – columna

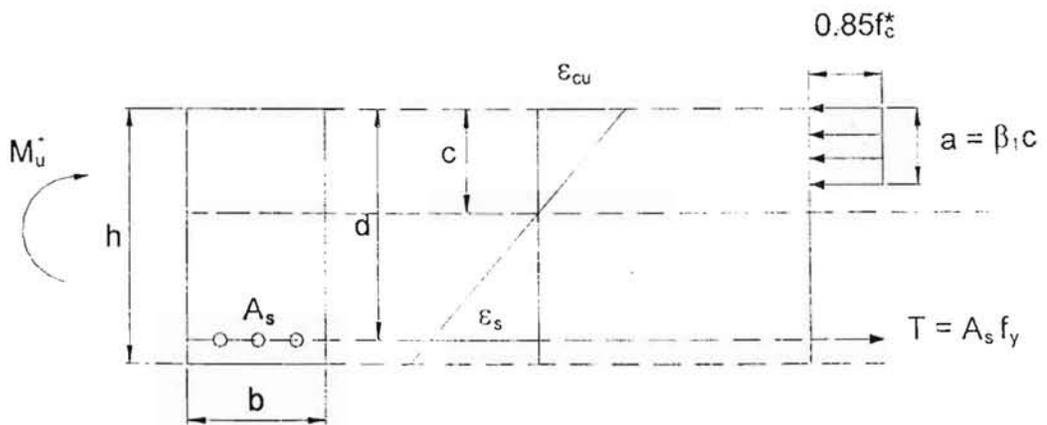


Fig 2.12 Cambios en el bloque de esfuerzos

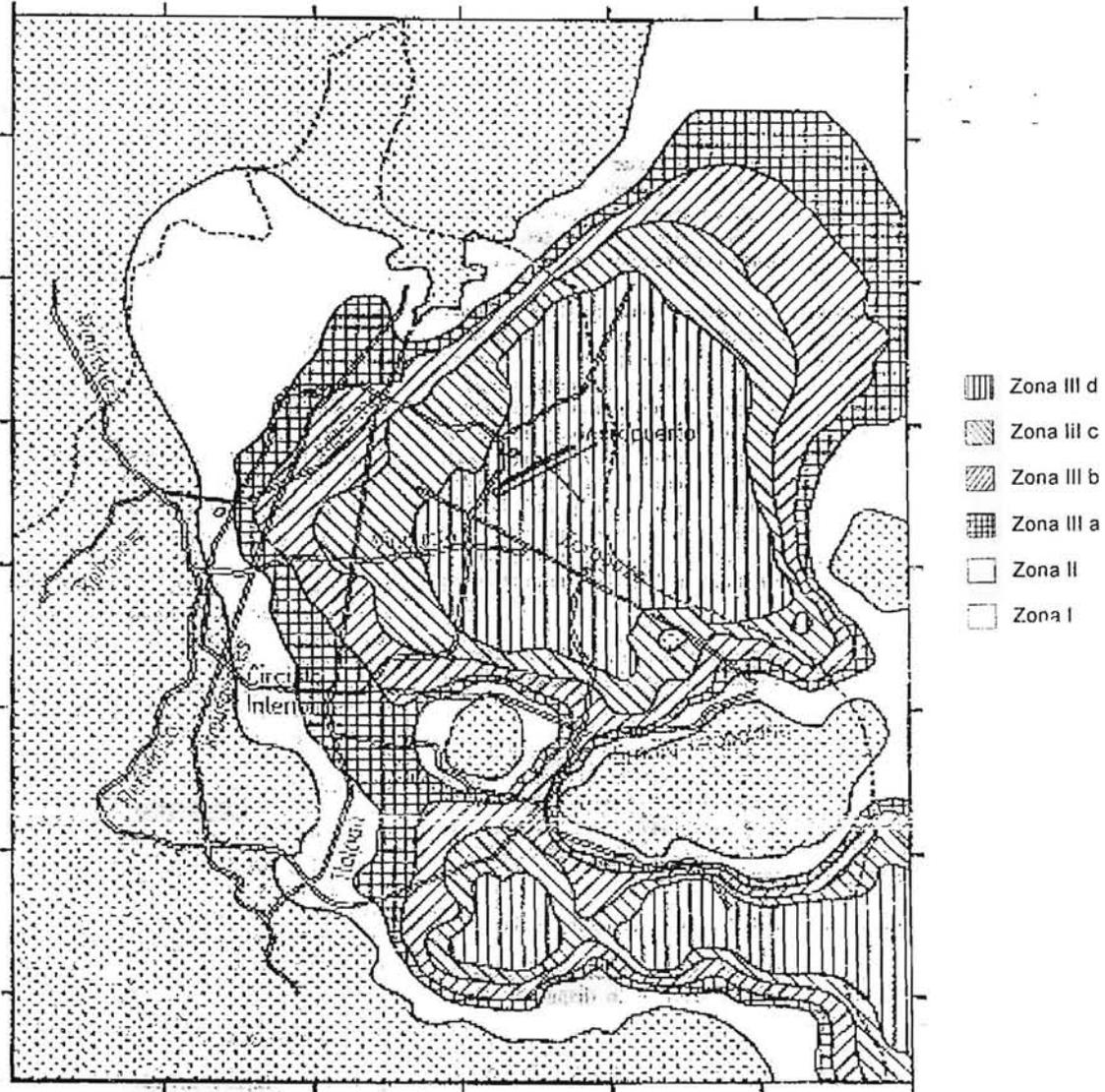


Fig 2.13 Zonificación sísmica del Distrito Federal, según el RDF-04

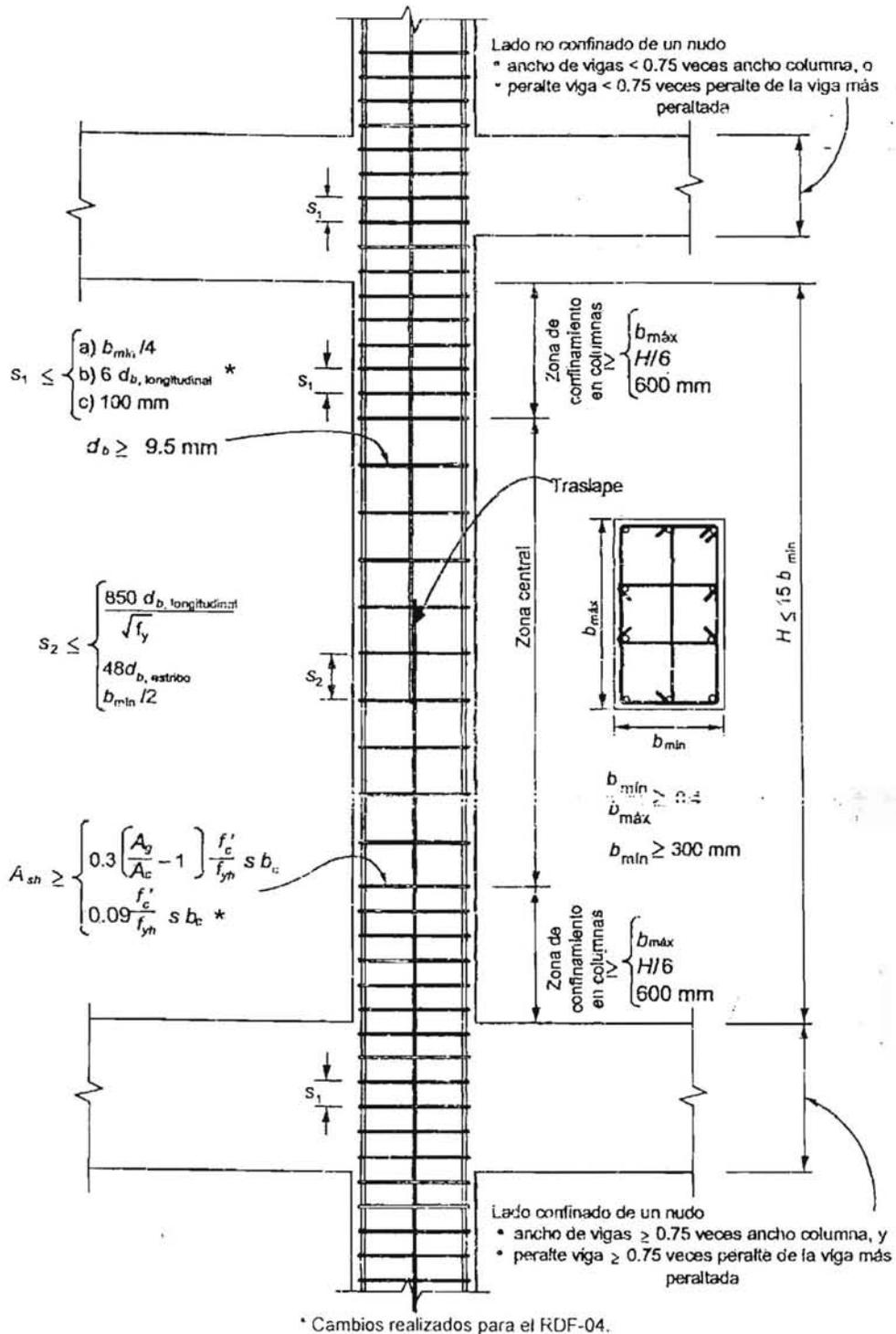


Fig 2.14 Detallado para elementos a flexocompresión, según el RDF-04

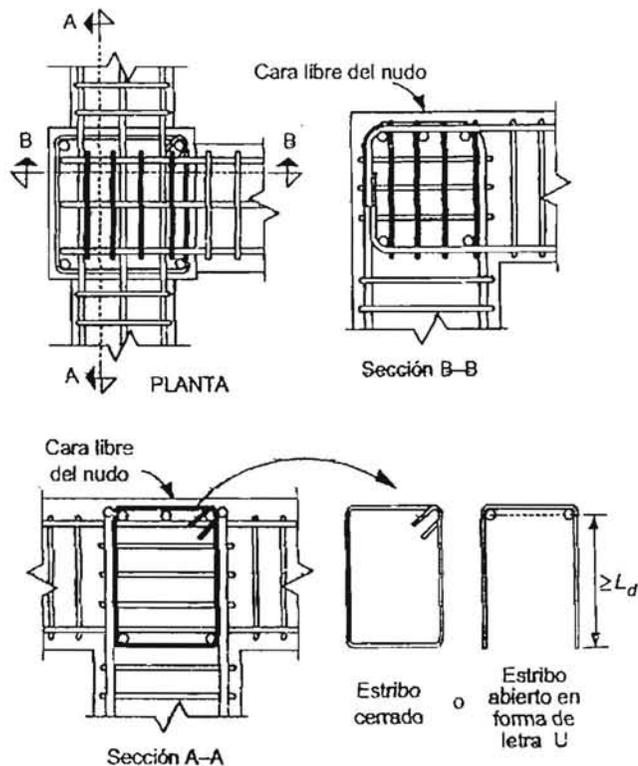


Fig. 2.15 Refuerzo transversal vertical para uniones viga – columna

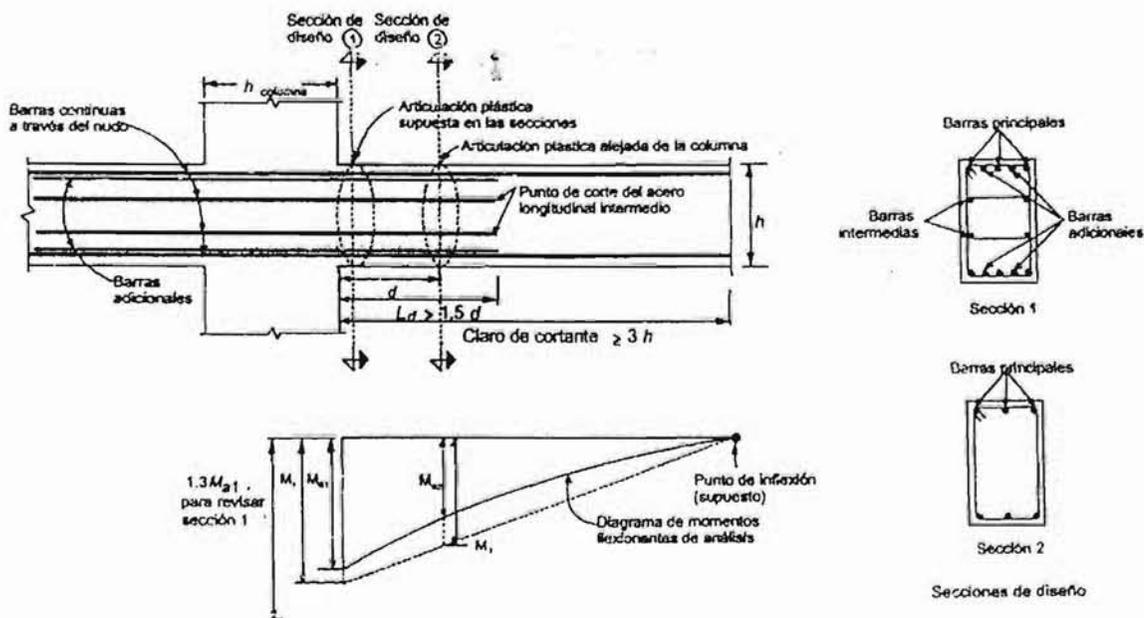


Fig. 2.16 Detallado para conexiones viga – columna con articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna

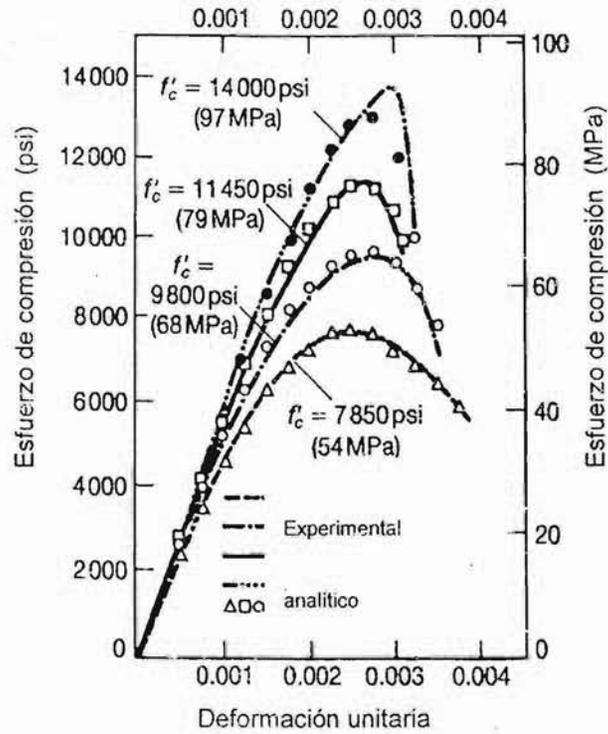


Fig 2.17 Curvas esfuerzo – deformación para concretos con distintas resistencias

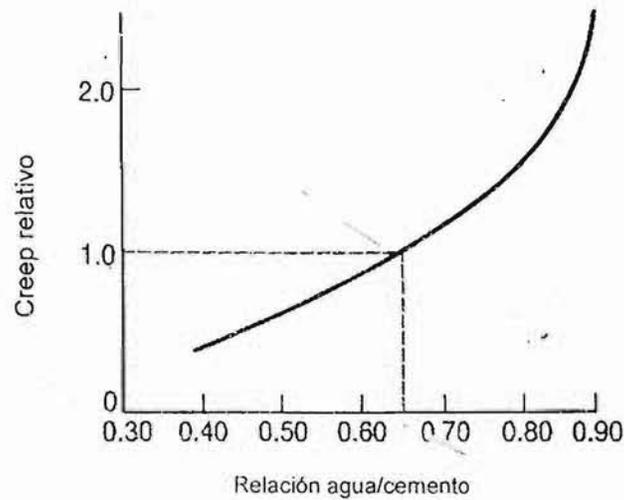


Fig 2.18 Variación del "creep" con la relación agua/cementante

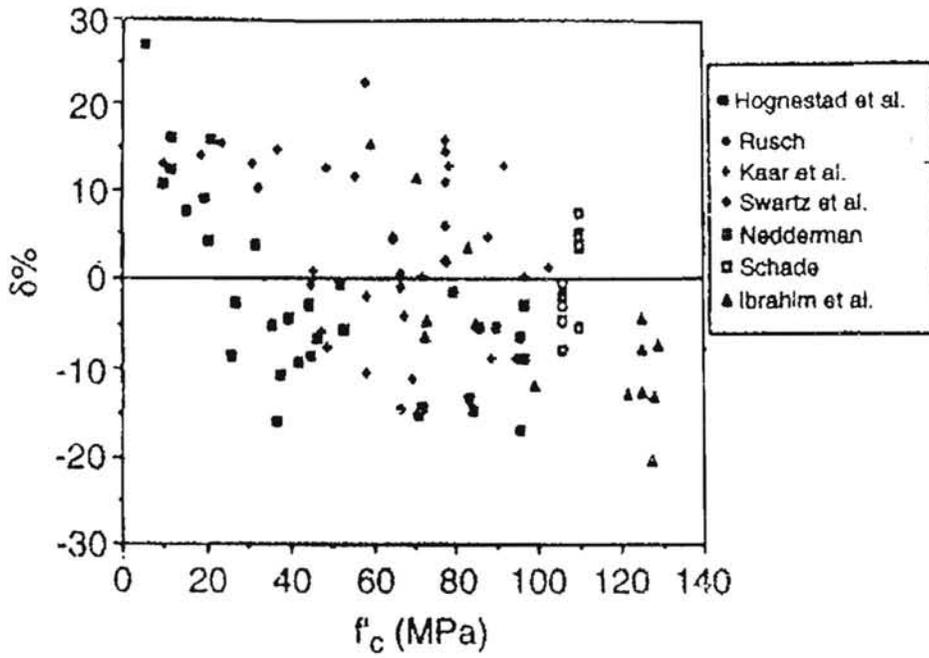


Fig 2.19 Diferencias entre la resistencia obtenida en ensayos efectuados a 93 columnas por distintos autores y la obtenida con el ACI

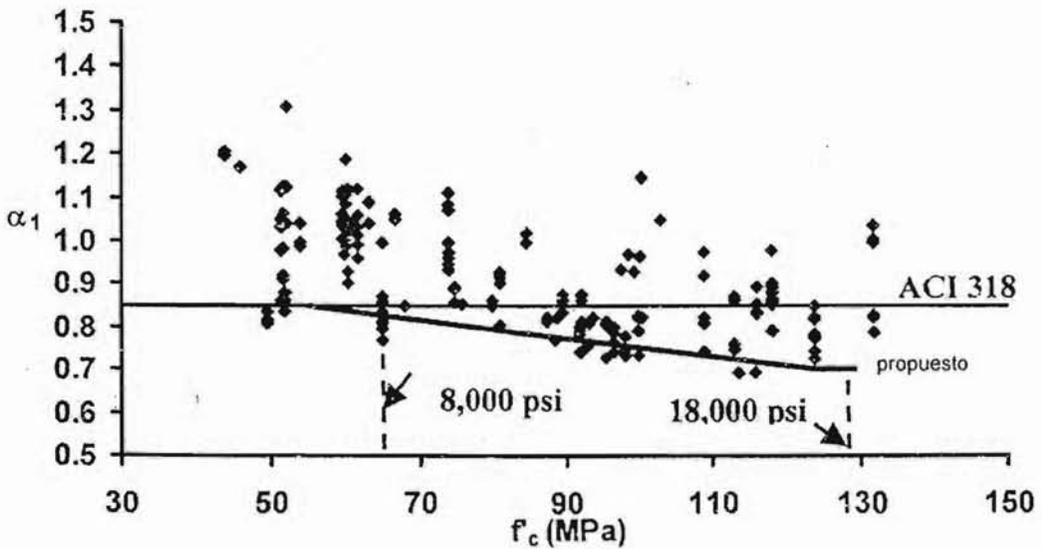


Fig 2.20 Valores de α_1 obtenidos de ensayos en columnas

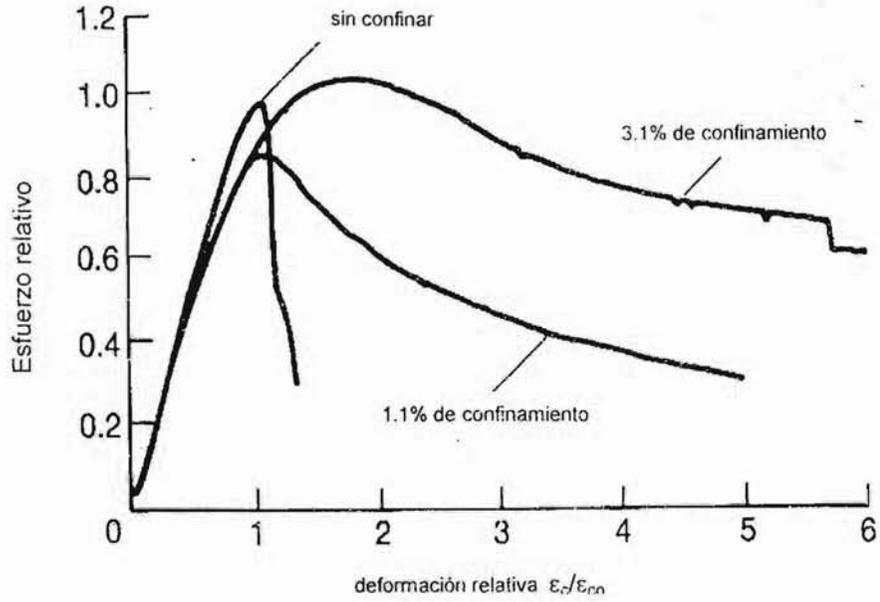


Fig 2.21 Curvas esfuerzo – deformación para distintos niveles de confinamiento

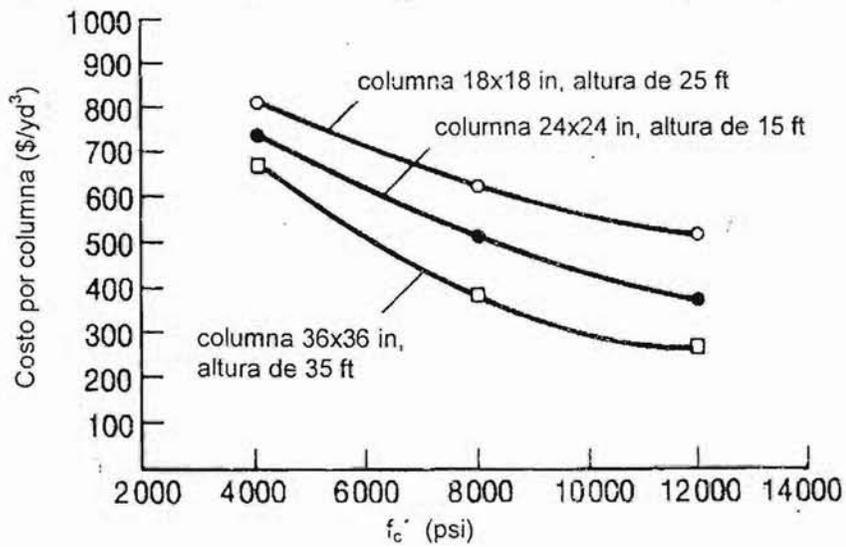


Fig 2.22 Relación del costo de una columna de concreto reforzado contra la resistencia del concreto, para un edificio de 15 niveles

Capítulo 3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

En este trabajo se determina y compara la respuesta sísmica elástica e inelástica de cuatro edificios tipo oficina (3, 9, 17 y 25 niveles), estructurados a base de marcos de concreto reforzado, para dos casos diferentes, a saber:

- **Caso A (concreto normal).** Se utiliza un concreto con resistencia a la compresión de $f_c = 250$ kg/cm². El diseño se realiza con el RDF-93 y sus NTC.
- **Caso B (concreto de alta resistencia).** Se utiliza un concreto con resistencia a la compresión de $f_c = 700$ kg/cm². El diseño se realiza con el RDF-04 y sus NTC.

3.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Los edificios se encuentran desplantados en zona compresible de la ciudad de México: corresponde a la zona III, según el RDF-93, y a la zona III_b, de acuerdo al RDF-04. Los edificios son construcciones del grupo B, para uso de oficinas.

Su diseño se hizo satisfaciendo los estados límite de servicio y de falla de ambos códigos; los desplazamientos relativos de entrepiso no deben exceder 0.012 veces la altura de entrepiso, y las resistencias se proporcionaron para un factor de comportamiento sísmico de $Q=3$, cumpliendo los requisitos generales que fijan las NTC-Concreto, así como los del capítulo de marcos dúctiles.

Las propiedades de los materiales del caso A son:

- Concreto clase 1, con resistencia a la compresión de $f_c = 250$ kg/cm², módulo de elasticidad de $E_c = 14000 \sqrt{f_c}$ (221 359 kg/cm²), peso volumétrico de $\gamma = 2400$ kg/cm³ y $\nu = 0.2$
- Acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200$ kg/cm²

Para el caso B, las propiedades de los materiales son:

- Concreto clase 1, con resistencia a la compresión de $f_c = 700 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad de $E_c = 7700 \sqrt{f_c} + 163000$ (366723 kg/cm^2), peso volumétrico de $\gamma = 2400 \text{ kg/cm}^3$ y $\nu = 0.2$
- Acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El sistema de piso es tipo y está formado por losas macizas de 10 cm de espesor, coladas monolíticamente con las vigas.

Las cargas verticales por unidad de superficie (cargas muertas y cargas vivas) de los sistemas de piso que se utilizaron para todos los edificios se muestran en la tabla 3.1; estos valores se obtuvieron de acuerdo al RDF-93 (no hubo cambios para el RDF-04) y con base en consideraciones prácticas (áreas tributarias rectangulares). La masa en cada nivel está uniformemente distribuida, por lo que los centros de masa coinciden siempre con los centros geométricos en planta.

Las dimensiones definitivas de traveses y columnas de los casos A y B se proporcionaron satisfaciendo los estados límite de servicio y de falla; fue necesario realizar análisis sísmicos dinámicos del tipo modal espectral, considerando además la influencia de las cargas gravitacionales y los efectos de segundo orden (P- Δ).

3.2.1 Modelo de 3 niveles

Es un edificio de 3 niveles cimentado sobre zapatas corridas. La planta del edificio es rectangular (fig 3.1), con cinco claros de 8 m en la dirección longitudinal (X) y un claro de 8 m en la dirección transversal (Y). En el nivel de azotea (N-3), dirección transversal, existen dos volados: uno de 2.5 m y otro de 1.5 m, y en la dirección longitudinal hay un volado de 1.5 m en cada lado; en los otros dos niveles (N-2 y N-1) sólo existe el volado de 2.5 m.

Tiene traveses secundarios en la dirección longitudinal colocados en los tercios del claro, incluyendo el volado de 2.5 m. La altura del edificio, a partir del nivel PB (nivel de terreno natural) y hasta el nivel 3 (azotea), es de 11.25 m; las alturas de entrepiso son: 4.25 m de PB a N-1, y de 3.5 m para los dos entrepisos restantes (fig 3.2).

El edificio no cumple las condiciones de regularidad definidas en las NTC-Sismo, debido a que la relación largo a ancho de la base es de 5, valor que excede el máximo aceptable de 2.5; con esto la estructura se clasifica como irregular, lo que significa que $Q' = 0.8 * Q = 0.8 * 3 = 2.4$.

Las secciones transversales de columnas y traveses se muestran en la tabla 3.2; las columnas son de sección cuadrada y conservan sus dimensiones en toda la altura, y las traveses son de sección rectangular y sus dimensiones difieren para cada dirección.

La tabla 3.3 presenta los pesos totales por nivel para ambos casos; cada uno de estos valores se calculó sumando los pesos correspondientes a las cargas gravitacionales de cada sistema de piso (cargas vivas y muertas), incluyendo el peso propio de los elementos estructurales.

3.2.2 Modelo de 9 niveles

Se trata de un edificio de 9 niveles más cajón de cimentación con pilotes de fricción; tiene un sótano para estacionamiento y un entrepiso de la retícula de contratraveses. En todo el perímetro del edificio hay un muro de contención de concreto reforzado de 50 cm de espesor, del nivel PB al nivel de cimentación. En los ejes interiores, para formar el cajón de cimentación, del nivel sótano al de cimentación hay contratraveses en ambas direcciones.

La planta del edificio es rectangular; en la dirección longitudinal (X) tiene tres claros de 8 m, y en la dirección transversal (Y) hay cuatro claros de 8 m (fig 3.3); las trabes secundarias están a la mitad de los claros en ambas direcciones. La altura del edificio es de 35.5 m, medida a partir del nivel PB (nivel de terreno natural) y hasta el nivel N-9 (azotea). En PB se tiene una doble altura de entrepiso, con respecto de los entrepisos superiores (fig 3.4). Las alturas de cada entrepiso son: 3 m de CIM al SOT, 3.75 m del SOT a PB, 7.5 m de PB al N-1 y 3.5 m en los entrepisos superiores.

El edificio cumple con las condiciones de regularidad requeridas en las NTC-Sismo, por lo que no será necesario modificar el valor de Q' ; es decir, $Q'=Q=3$.

La tabla 3.4 presenta las secciones transversales de los elementos estructurales (trabes y columnas) después de haber satisfecho los estados límite de servicio y de falla de los dos códigos utilizados; las columnas son de sección cuadrada y las trabes son de sección rectangular, y ambas varían su tamaño con la altura.

La tabla 3.5 muestra los pesos totales por nivel de los casos A y B; en este modelo, además de las columnas y trabes se incluye el peso propio de las contratrabes y muros de cimentación.

3.2.3 Modelo de 17 niveles

Se trata de un edificio de 17 niveles más un cajón de cimentación con pilotes de punta; se tiene un sótano para estacionamiento. Del nivel PB al nivel de cimentación, en toda la periferia, se tiene el muro de contención de concreto reforzado. Y en los ejes interiores, del nivel sótano al de cimentación, hay contratrabes en ambas direcciones para formar el cajón de cimentación.

En planta el edificio es cuadrado con tres claros de 8 m en ambas direcciones X y Y (fig 3.5); las trabes secundarias están a la mitad de los claros en ambas direcciones. La altura a partir del nivel PB (nivel de terreno natural) y hasta el nivel 17 (azotea) es de 60.45 m. Las alturas de entrepiso son: 3 m de CIM al SOT, 3.75 m del SOT a PB, 4.45 m de PB al N-1 y 3.5 m en los entrepisos restantes (fig 3.6).

La estructura cumple con las condiciones de regularidad que establecen las NTC-Sismo, por lo que no será necesario modificar el valor de Q' ; es decir, $Q'=Q=3$.

Las columnas son de sección cuadrada y las trabes de sección rectangular; ambas cambian su tamaño con la altura. La tabla 3.6 muestra las dimensiones de las secciones transversales de trabes y columnas.

La tabla 3.7 presenta los pesos totales por nivel de los casos A y B; para este modelo, además de las columnas y trabes se incluye el peso propio de las contratrabes y muros de cimentación.

3.2.4 Modelo de 25 niveles

Se trata de un edificio de 25 niveles más un cajón de cimentación con pilotes de punta; se incluye, también, un sótano para estacionamiento. Este edificio es de características muy similares al edificio de 17NIV. Cuenta también con un muro de contención en la periferia y contratrabes en los ejes interiores.

La planta del edificio es igual a la del modelo de 17NIV, con 3 claros de 8 m en ambas direcciones (fig 3.5). La altura del edificio, a partir del nivel PB (nivel de terreno natural) y hasta el nivel 25 (azotea), es de 88.45 m. Las alturas de entrepiso son similares a las del modelo de 17NIV (fig 3.7).

Al revisar las condiciones de regularidad, según las NTC-Sismo, la relación altura a dimensión menor de la base del edificio es de 3.68, mayor que el valor máximo aceptable de 2.5; por tanto, la estructura se clasifica como irregular, lo que implica que se redujo el valor de $Q'=0.8Q=0.8(3)=2.4$.

La tabla 3.8 muestra las dimensiones de las secciones transversales de traveses y columnas después de satisfacer los estados límite de servicio y de falla de los dos códigos utilizados. Las columnas son de sección cuadrada y las traveses de sección rectangular; ambos tipos de elementos estructurales varían su tamaño con la altura.

Los pesos totales por nivel se presentan en la tabla 3.9, casos A y B; al igual que para el modelo de 17 niveles, para este modelo, además de las columnas y traveses se incluye el peso propio de las contratraveses y muros de cimentación.

3.3 ANÁLISIS SÍSMICOS ELÁSTICOS Y DISEÑOS DE LOS ARMADOS DE REFUERZO

Para determinar las dimensiones y diseños de los miembros estructurales de los edificios de los casos A y B, se realizaron análisis sísmicos elásticos tridimensionales, utilizando el método dinámico modal espectral, de acuerdo con los requisitos que establecen el RDF-93 y el RDF-04; se incluyen los efectos de las cargas gravitacionales y los de segundo orden ($P-\Delta$). Para el modelo de 9 niveles se tomaron en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, debido a que su cimentación tiene pilotes de fricción. En los modelos de 17 y 25 niveles no se incluyeron dichos efectos ya que están cimentados con pilotes de punta; en estos dos edificios se asumió que los efectos de interacción son menores y para los objetivos de este trabajo es posible despreciarlos.

El análisis estructural se hizo con el programa ETABS, con modelos tridimensionales para cada una de las estructuras (figs 3.8 a 3.11).

Para incluir los efectos de las acciones accidentales ocasionadas por el sismo se utilizó el espectro de diseño para zona III, correspondiente al RDF-93, para el caso A, y el espectro de diseño para zona III_b, correspondiente al RDF-04, para el caso B; ambos espectros fueron reducidos por el factor de comportamiento sísmico Q' (fig. 3.12).

Para la combinación de las respuestas máximas modales se utilizó el método de superposición modal CQC (Complete Quadratic Combination), que considera la posibilidad de que se acoplen los modos. Por otra parte, el porcentaje de amortiguamiento crítico que se consideró fue del 5 por ciento, valor común para estructuras de marcos de concreto reforzado.

Para cumplir el estado límite de servicio se restringieron los desplazamientos laterales relativos al nivel permisible de 0.012 veces la altura del entrepiso, considerando que los elementos no estructurales están desligados de la estructura principal. Esto es:

$$\frac{\Delta_{ri}}{h_i} \leq 0.012$$

donde:

Δ_{ri} – Desplazamiento lateral relativo de entrepiso

h_i – Altura de entrepiso

Posteriormente se llevó a cabo la revisión del estado límite de falla (resistencias), tomando en cuenta la combinación de cargas más desfavorable, ya afectadas por los correspondientes factores de carga; para los efectos sísmicos se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=3$.

Para satisfacer ambos estados límite de diseño, se hicieron varios tanteos, cambiando las dimensiones de los diferentes elementos estructurales, hasta obtener sus dimensiones definitivas. En algunos casos rigió el estado límite de falla, debido a que se excedían las cuantías máximas de acero en algunos de los elementos estructurales (requeridas para marcos dúctiles), por lo que fue necesario aumentar sus dimensiones.

Además, como lo señalan las NTC-Sismo, se verificó que el cortante basal obtenido del análisis dinámico no fuera menor que el siguiente valor:

$$\frac{0.8aW_0}{Q'}$$

donde:

- a – Ordenada del espectro de diseño
- W_0 – Peso total de la estructura en la base
- Q' – Factor de comportamiento sísmico reducido

A continuación se presentan las respuestas sísmicas elásticas de diseño obtenidas del análisis dinámico modal espectral de cada uno de los modelos tridimensionales estudiados: caso A (concreto normal) y caso B (concreto de alta resistencia). Para los modelos de 17 y 25 niveles se presentan únicamente los resultados en la dirección "X", puesto que por simetría los resultados de la dirección "Y" son prácticamente iguales.

3.3.1 Modelo de 3 niveles (casos A y B)

3.3.1.1 Periodos de vibración

La tabla 3.10 muestra los tres primeros periodos de vibración en cada dirección del modelo 3NIV, casos A y B. A pesar de que las dimensiones de los elementos estructurales del caso B son menores, dicha estructura resulta más rígida; el módulo de elasticidad de este caso es mayor que el de la estructura del caso A. La fig 3.13 presenta en planta las deformadas de los modos fundamentales, las cuales son muy parecidas para ambos casos.

3.3.1.2 Desplazamientos horizontales máximos totales

Las figs 3.14 a 3.17 tienen los desplazamientos horizontales máximos totales resultantes del análisis dinámico modal espectral, sismo actuando en las direcciones "X" y "Y", obtenidas después de haber revisado los estados límite de servicio y de falla. En los casos B se compara la respuesta con los espectros de diseño del RDF-93 y RDF-04.

Para este edificio, en ambos casos, predominó el estado límite de falla; esto es, fue necesario aumentar las dimensiones de algunos elementos estructurales resultantes de la revisión por condiciones de servicio, lo que ocasionó que los desplazamientos disminuyeran.

Los desplazamientos resultaron muy similares para ambos casos y en las dos direcciones, ligeramente mayores los del caso A (concreto normal). En el caso B los desplazamientos fueron mayores cuando se utilizó el espectro de diseño del RDF-04. Los resultados de estas figuras ya están afectados por $Q=3$, debido a que en el análisis dinámico modal se utilizó el espectro reducido.

3.3.1.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{rl}/h_i

Las figs 3.18 a 3.21 presentan las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_{rl}/h_i), sismo actuando en las direcciones "X" y "Y". Los resultados ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q=3$. Durante el diseño se limitó la distorsión angular máxima al nivel permisible de $\gamma_{perm} \leq 0.012$.

Los valores del caso B resultan ligeramente menores que los del caso A, en particular en la dirección "X", debido a que la estructura es más rígida.

En ambos casos, las respuestas son menores al límite admisible de 0.012, ya que, como se mencionó anteriormente, predominó el estado límite de falla (resistencias).

3.3.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.22 y 3.23 muestran la distribución en elevación de las fuerzas cortantes dinámicas de entrepiso, sismo actuando en las direcciones "X" y "Y", respectivamente. Las fuerzas cortantes son muy parecidas en ambas direcciones, ligeramente mayores para el caso B, debido a que la estructura tiene mayor rigidez.

3.3.2 Modelo 9NIV (casos A y B)

3.3.2.1 Periodos de vibración

La tabla 3.11 tiene los periodos de los tres primeros modos de vibración de cada dirección, ambos casos. La estructura del caso A resultó ligeramente más flexible. Los valores son menores al del periodo dominante del movimiento del terreno en esa zona ($T_s=2s$). La fig 3.24 presenta en planta las deformadas de los modos fundamentales de vibración; en los modos de vibrar predominan los efectos de traslación debido a la simetría de la estructura existente en ambas direcciones.

Cabe recordar que el edificio de 9 niveles es el único de este estudio que incluye los efectos de la interacción suelo-estructura, debido a los pilotes de fricción considerados en la cimentación y al tipo de suelo en que se ubica dicho edificio.

3.3.2.2 Desplazamientos horizontales máximos totales

Las figs 3.25 a 3.28 muestran los desplazamientos horizontales máximos totales resultantes del análisis dinámico modal espectral, sismo actuando en las direcciones "X" y "Y"; al igual que para el modelo de 3 niveles, para fines de comparación, se presentan las respuestas resultantes después de revisar el estado límite de servicio, y también las que cumplieron con el estado límite de falla. Los resultados ya están multiplicados por $Q=3$.

Los desplazamientos resultan muy similares para los casos A y B, siendo ligeramente mayores para el caso B, a pesar de que para este caso la estructura es más rígida. Esto se debe a que el espectro de diseño del RDF-04 tiene un mayor coeficiente sísmico, lo que ocasiona un incremento en las fuerzas de diseño.

El desplazamiento del nivel N1 con respecto del nivel de PB resultó considerablemente mayor, debido a la doble altura existente en este entrepiso.

3.3.2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i

Las figs 3.29 y 3.30 presentan las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_r/h_i), sismo actuando en la dirección "X", casos A y B. Los resultados ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q=3$. Durante el diseño se limitó la distorsión angular máxima al nivel permisible de $\gamma_{perm} \leq 0.012$. Los valores resultan muy similares en dirección "Y".

Al igual que para el modelo de 3 niveles, predominó el estado límite de falla (resistencias); las distorsiones de entrepiso para el edificio de 9 niveles, después de revisar el estado límite de falla, son muy similares a las obtenidas para el estado límite de servicio. La máxima distorsión se presenta para el caso A en el entrepiso N5-N6, y para el caso B en el entrepiso N4-N5.

3.3.2.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.31 y 3.32 muestran las distribuciones en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso, casos A y B, sismo actuando en la dirección X. Después de hacer la revisión del estado de servicio, la estructura del caso B presenta menores fuerzas cortantes que la del caso A. Sin embargo, en la estructura definitiva (revisión del estado límite de falla), las respuestas son prácticamente iguales. En este tipo de respuesta se observa que el primer modo de vibración domina en la respuesta global.

3.3.3 Modelo 17NIV (casos A y B)

3.3.3.1 Periodos de vibración

La tabla 3.12 tiene los valores de los periodos de los tres primeros modos de vibración para cada dirección (X,Y, θ), casos A y B. El periodo fundamental en las direcciones X y Y del edificio del caso A es muy similar al periodo dominante del terreno. La fig 3.33 muestra en planta las deformadas de los modos fundamentales de vibración; no hay efectos de torsión en los primeros modos, debido a la simetría y regularidad en planta del edificio.

La estructura del caso B es un poco más rígida que la del caso A, con un periodo fundamental de vibración menor en ambas direcciones.

3.3.3.2 Desplazamientos horizontales máximos totales

La fig 3.34 muestra los desplazamientos horizontales máximos por nivel del análisis dinámico modal de los casos A y B, sismo actuando en la dirección X. Para este edificio predominó el estado límite de servicio, por lo que no fue necesario hacer cambios en las dimensiones de los elementos estructurales después de revisar el estado límite de falla. Al no haber incluido los efectos de interacción suelo-estructura, los desplazamientos del cajón de cimentación resultaron muy pequeños con respecto del modelo de 9 niveles.

Los desplazamientos de la estructura para el caso A resultaron menores que los del caso B con RDF-04, y prácticamente iguales que los del caso B con RDF-93. Esto se debe a que, como se mencionó anteriormente, el espectro de diseño del RDF-04 tiene un mayor coeficiente sísmico.

3.3.3.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i

La fig 3.35 presenta las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del edificio, casos A y B, análisis dinámico modal espectral, sismo en la dirección X; los resultados ya están multiplicados por $Q=3$. La estructura del caso B y RDF-04 presenta mayores distorsiones, teniendo su

máximo valor en el entrepiso N9-N10; la del caso A presenta la máxima distorsión en el entrepiso N10-N11. Se observa que la estructura del caso B se encuentra al límite del valor permisible de 0.012.

3.3.3.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

La fig 3.36 muestra las fuerzas cortantes de entrepiso en elevación, sismo en la dirección X, casos A y B. El caso A presenta fuerzas cortantes menores, con respecto del caso B y RDF-04, y prácticamente iguales que las del caso B con RDF-93. El tipo de distribución, independientemente del caso, es típica de un primer modo de vibrar.

3.3.4 Modelo 25NIV (casos A y B)

3.3.4.1 Periodos de vibración

La tabla 3.13 tiene los periodos de los tres primeros modos de vibración de cada dirección, casos A y B. El periodo fundamental de la estructura del caso A resultó mayor que para el caso B, y muy cercano al periodo dominante del terreno. Al igual que en todos los casos anteriores, la estructura del caso B presentó una mayor rigidez lateral.

La fig 3.37 presenta las deformadas en planta de los modos fundamentales de vibrar; en general, predominan los efectos de traslación, debido a la simetría y regularidad de la estructura.

3.3.4.2 Desplazamientos horizontales máximos totales

La fig 3.38 muestra en elevación los desplazamientos horizontales máximos totales por nivel, sismo en la dirección X, casos A y B; los valores ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q=3$. El edificio presenta en ambos casos (A y B) un comportamiento de marco de flexión.

Para este modelo, a diferencia de los dos anteriores, los desplazamientos del caso A resultaron muy similares a los del caso B con RDF-04, y mayores que los del caso B con RDF-93. Esto se debe a que la rigidez lateral de la estructura del caso B fue relativamente mayor a la del caso A.

3.3.4.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i

La fig 3.39 presenta las relaciones máximas Δ_r/h_i , casos A y B, sismo actuando en la dirección X. El edificio del caso B y RDF-04 presenta mayores deformaciones angulares que el del caso A, con su máximo valor en el entrepiso N17-N18; el valor máximo para el caso A se presentó en el entrepiso N13-N14.

3.3.4.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

La fig 3.40 muestra la distribución en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso resultantes del análisis dinámico modal, sismo actuando en la dirección X, casos A y B. Como era de esperarse, el caso B con RDF-04 presenta mayores fuerzas cortantes, debido a que la estructura es más rígida y fue diseñada para un coeficiente sísmico mayor.

3.4 DISEÑO DE CUANTÍAS DE REFUERZO

El diseño del acero de refuerzo de los elementos estructurales (vigas y columnas) se hizo a partir de los elementos mecánicos últimos del análisis estructural (cargas verticales y sismo), ante la

combinación de cargas más desfavorable, de acuerdo al RDF-93 para el caso A, y al RDF-04 para el caso B, con sus NTC correspondientes.

El diseño de los elementos de concreto reforzado se hizo cumpliendo con los requisitos generales y los del capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto, debido a que se utilizó $Q=3$.

3.4.1 Caso A

Se utilizó el RDF-93 y sus NTC-Concreto. En el caso de vigas se utilizó el post-procesador para diseño de estructuras de concreto CONKER (ACI-95), del programa ETABS; posteriormente, se realizaron algunos diseños manualmente, encontrándose sólo pequeñas diferencias entre ambos resultados, debido a que ambos códigos son muy similares para el diseño de vigas de marcos dúctiles. Los diseños incluyen los factores de carga F_C y de reducción de resistencia F_R del reglamento.

El diseño del refuerzo longitudinal en columnas se hizo con base en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño para Estructuras de Concreto del RDF-93, tomando en cuenta los factores de carga F_C y de reducción de resistencia F_R . En la mayoría de las columnas, en particular las de los edificios de 17 y 25 niveles, rigió la cuantía mínima de refuerzo longitudinal.

Al calcular el refuerzo transversal de las columnas, la separación del refuerzo transversal que rigió fue la requerida por el código para garantizar el confinamiento del núcleo de concreto; con base en estos resultados, se propuso el número de estribos y grapas necesarias para tener una separación máxima de 10 cm, y de esta forma evitar el congestionamiento de refuerzo.

Durante el diseño de las estructuras de los casos A y B se revisó que todos los marcos resistieran una fuerza cortante horizontal de al menos el 25 por ciento de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura. Al verificar esta condición, se obtuvieron sólo mínimas diferencias con respecto del diseño original, debido a la simetría y regularidad de las estructuras.

3.4.2 Caso B

Se utilizó el RDF-04 y sus NTC-Concreto, donde se incluye una sección para el uso de concretos de alta resistencia (mayores de 400 kg/cm^2). Una de las principales modificaciones que se realizaron con respecto del RDF-93, fue el cambio en el bloque equivalente de esfuerzos de compresión en elementos sujetos a flexión o flexocompresión (cap 2).

Para el diseño de vigas esta modificación ocasionó variaciones muy pequeñas con respecto del RDF-93; esto es, para fines prácticos se utilizaron los valores proporcionados por el CONKER.

Para el diseño de columnas no hubo cambios significativos para f_c hasta de 300 kg/cm^2 . Para f_c mayores se presentaron variaciones importantes, en particular, a partir de que la columna alcanza la carga axial balanceada, como se muestra en los diagramas de interacción de las figs 3.41 y 3.42; para este caso no se utilizaron los diagramas de interacción del reglamento diseñados con el RDF-93. En su lugar se utilizó un programa que proporciona diagramas de interacción biaxiales de acuerdo al RDF-04 (DID-04).

El uso de concretos de alta resistencia ($f_c > 400 \text{ kg/cm}^2$) en columnas de concreto reforzado mejora en gran medida su capacidad a carga axial, por lo que ante acciones en donde predominan cargas elevadas de compresión su comportamiento es muy adecuado; sin embargo, ante cargas de menor magnitud o incluso tensiones su uso resulta muy poco eficiente, ya que la resistencia es proporcionada principalmente por el acero de refuerzo, (fig 3.43).

Lo anterior puede ocasionar cambios significativos en el diseño de una columna, así como en la elección de los elementos mecánicos de diseño; una tercia de acciones últimas de diseño con una carga axial baja o de tensión podría conducir a mayores cuantías de refuerzo longitudinal que una con carga axial elevada.

Las NTC-Concreto proponen un F_R de 0.6 en el diseño a flexocompresión cuando se utilicen los elementos mecánicos del análisis estructural, y un F_R de 0.9 en el diseño a flexotensión (cap 2); esto es, el cambio de un estado a otro se puede dar de manera brusca. Con el fin de evitar esto, se propuso un segundo diseño similar al del ACI, en donde el F_R tenga una variación lineal de 0.6 a 0.9, a partir de la carga balanceada (fig 3.44); este segundo diseño se empleará únicamente para las columnas del eje A (exterior) del edificio de 17 niveles, para fines comparativos.

La fig 3.45 muestra los diagramas de interacción de las columnas extremas del eje A (exterior), entrepiso PB-N1, modelo de 17 niveles, casos A y B. Se señalan las dos combinaciones de carga que rigieron en el diseño de ambas columnas; la combinación 9, con una carga axial de compresión elevada, para el caso A, y la combinación 6 con carga axial de tensión, caso B. La columna del caso A resulta con un armado de 16#12+12#10 (277cm²), y la del caso B de 12#12+20#10 (295 cm²).

La fig 3.46 muestra los diagramas de interacción de las columnas extremas del eje A, entrepiso PB-N1, modelo de 25 niveles, casos A y B. También en este caso rigió la combinación 9 para el diseño del caso A, y la combinación 6 para el caso B; Si este último caso se diseña con la combinación 9, despreciando las combinaciones con cargas axiales de tensión, se hubiera requerido la cuantía mínima de acero de refuerzo longitudinal, es decir, 24#10 (190 cm²). Este valor es muy inferior al armado real requerido de la columna de 60#12 (684 cm²).

En columnas rigieron frecuentemente las tercias de diseño con cargas axiales bajas o inclusive de tensión, sobre todo en los ejes exteriores de los edificios más altos. En los ejes interiores, las cargas axiales son elevadas y de compresión, por lo que en la mayoría de estos casos rigieron las cuantías mínimas de refuerzo. Por esta razón, en los casos B se presentaron mayores armados de columnas en los ejes exteriores que en los interiores.

En lo que refiere al refuerzo transversal, la separación del refuerzo transversal que rigió fue la requerida para garantizar el confinamiento del núcleo de concreto.

Los elementos de concreto reforzado tendrán una mayor resistencia a fuerza cortante conforme se incremente el valor de f'_c , como se aprecia en las siguientes expresiones del RDF-04:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho_t) \sqrt{f'_c} \quad \text{si } \rho_t < 0.015$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \text{si } \rho_t \geq 0.015$$

donde $f'_c = 0.8f_c$

Sin embargo, como se mencionó anteriormente, la cuantía de refuerzo transversal queda regida por efectos del confinamiento; en columnas ésta aumentará conforme se incremente la resistencia en el concreto, como se aprecia en las siguientes expresiones del RDF-04 (cap 2), en donde la separación máxima del refuerzo va a disminuir conforme se incremente la resistencia f_c :

$$s \leq \frac{A_{sh}}{0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) h_c} \frac{f_y}{f'_c} \quad \text{ó} \quad s \leq \frac{A_{sh}}{0.09 h_c} \frac{f_y}{f'_c}$$

Al utilizar un $f'_c = 700 \text{ kg/cm}^2$ en los edificios del caso B la cuantía requerida de refuerzo transversal va a ser mayor.

Cabe señalar que para el caso B no fue posible limitar la separación máxima a 10 cm, como se hizo en el caso A, ya que el número de estribos por sección transversal fue insuficiente para ello; lo anterior se debió a que las secciones transversales resultaron menores y con un menor número de varillas longitudinales, entre otras limitaciones, haciendo imposible la colocación de un mayor número de ramas o el uso de un diámetro mayor.

Las figs 3.47 a 3.62 muestran los elementos mecánicos últimos de los dos ejes de estudio de cada edificio, casos A y B: un eje exterior y uno interior. Son los ejes A y 3 para el modelo 3NIV; ejes A y C para el modelo 9NIV; y ejes A y B para los modelos 17NIV y 25NIV. Estos elementos mecánicos últimos se obtuvieron de los análisis sísmicos tridimensionales realizados con el ETABS y corresponden a la combinación de cargas más desfavorable.

Las figs 3.63 a 3.79 presentan los armados resultantes de los extremos de los elementos estructurales (vigas y columnas) de los ejes en estudio citados anteriormente; en las figs 3.80 y 3.83 se comparan las secciones transversales y tipos de armados de las columnas de esquina y vigas de los ejes en estudio del nivel N1.

Tabla 3.1 Cargas verticales tipo de sistema de piso, modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

NIVEL	CARGA MUERTA [kg/m ²]	CARGA VIVA [kg/m ²]
Azotea	572	70
Entrepiso tipo	591	180
Planta Baja	639	250
Sótano	661	250
Cimentación	740	200

Tabla 3.2 Secciones transversales de traves y columnas, modelo 3NIV (casos A y B)

NIVEL	CASO A		CASO B	
	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas * [cm]
N-3	Long. 25 x 55 Trans. 30 x 60	55 x 55	Long. 25 x 50 Trans. 30 x 55	50 x 50
N-2	Long. 25 x 55 Trans. 30 x 65	55 x 55	Long. 25 x 50 Trans. 30 x 55	50 x 50
N-1	Long. 25 x 55 Trans. 30 x 65	55 x 55	Long. 25 x 50 Trans. 30 x 55	50 x 50

* Las cuatro columnas de esquina del caso B, son de 55 x 55 cm

Tabla 3.3 Pesos totales por nivel, modelo 3NIV (casos A y B)

NIVEL	ÁREA [m ²]	PESO TOTAL [t]	
		CASO A	CASO B
N-3	516	449.20	430.75
N-2	420	453.40	432.36
N-1	420	456.66	435.25
		1359.26	1298.36

Tabla 3.4 Secciones transversales de traveses y columnas, modelo 9NIV (casos A y B)

NIVEL	CASO A		CASO B	
	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]
N-9	30 x 60	65 x 65	25 x 55	50 x 50
N-8	30 x 60	65 x 65	25 x 55	50 x 50
N-7	30 x 70	75 x 75	25 x 65	60 x 60
N-6	30 x 70	75 x 75	25 x 65	60 x 60
N-5	30 x 70	75 x 75	25 x 65	60 x 60
N-4	30 x 85	85 x 85	30 x 75	65 x 65
N-3	30 x 85	85 x 85	30 x 75	65 x 65
N-2	35 x 95	100 x 100	35 x 85	80 x 80
N-1	35 x 95	100 x 100	35 x 85	80 x 80
PB	eje ext. t=50 eje int. 35x95	100 x 100	eje ext. t=40 eje int. 35x85	80 x 80
SOT Y CIM	eje ext. t=50 eje int. t=30	100 x 100	eje ext. t=40 eje int. t=20	80 x 80

t = Espesor del muro de contención y ancho de contratraveses en el cajón de cimentación

Tabla 3.5 Pesos totales por nivel, modelo 9NIV (casos A y B)

NIVEL	ÁREA [m ²]	PESO TOTAL [t]	
		CASO A	CASO B
N-9	768	718.63	648.38
N-8	768	853.19	768.45
N-7	768	882.80	790.43
N-6	768	894.56	799.67
N-5	768	894.56	799.67
N-4	768	934.79	838.50
N-3	768	948.23	843.75
N-2	768	1017.67	898.34
N-1	768	1136.98	978.05
PB	768	1396.22	1274.12
SOT	768	1545.07	1264.13
CIM	768	1225.34	1027.20
		12448.04	10930.70

Tabla 3.6 Secciones transversales de trabes y columnas, modelo 17NIV (casos A y B)

NIVEL	CASO A		CASO B	
	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]
N-17	30 x 70	70 x 70	30 x 65	65 x 65
N-16	30 x 70	70 x 70	30 x 65	65 x 65
N-15	30 x 70	70 x 70	30 x 65	65 x 65
N-14	30 x 70	70 x 70	30 x 65	65 x 65
N-13	30 x 85	85 x 85	30 x 75	75 x 75
N-12	30 x 85	85 x 85	30 x 75	75 x 75
N-11	30 x 85	85 x 85	30 x 75	75 x 75
N-10	30 x 85	85 x 85	30 x 75	75 x 75
N-9	35 x 90	100 x 100	30 x 80	80 x 80
N-8	35 x 90	100 x 100	30 x 80	80 x 80
N-7	35 x 90	100 x 100	30 x 80	80 x 80
N-6	35 x 95	110 x 110	30 x 85	90 x 90
N-5	35 x 95	110 x 110	30 x 85	90 x 90
N-4	35 x 95	110 x 110	30 x 85	90 x 90
N-3	40 x 95	120 x 120	35 x 85	100 x 100
N-2	40 x 95	120 x 120	35 x 85	100 x 100
N-1	40 x 95	120 x 120	35 x 85	100 x 100
PB	eje ext. t=60 eje int. 40x95	120 x 120	eje ext. t=50 eje int. 35x85	100 x 100
SOT Y CIM	eje ext. t=60 eje int. t=40	120 x 120	eje ext. t=50 eje int. t=30	100 x 100

t = Espesor del muro de contención y ancho de contrarabes en el cajón de cimentación

Tabla 3.7 Pesos totales por nivel, modelo 17NIV (casos A y B)

NIVEL	ÁREA [m ²]	PESO TOTAL [t]	
		CASO A	CASO B
N-17	576	561.70	523.94
N-16	576	668.93	626.64
N-15	576	668.93	626.64
N-14	576	668.93	626.64
N-13	576	705.29	647.45
N-12	576	720.91	656.86
N-11	576	720.91	656.86
N-10	576	720.91	656.86
N-9	576	767.21	667.64
N-8	576	785.86	672.84
N-7	576	785.86	672.84
N-6	576	808.03	689.02
N-5	576	822.14	700.44
N-4	576	822.14	700.44
N-3	576	859.49	728.88
N-2	576	874.94	741.65
N-1	576	901.21	759.89
PB	576	1147.74	1048.66
SOT	576	1447.49	1215.94
CIM	576	1101.31	944.64
		16559.92	14564.75

Tabla 3.8 Secciones transversales de traves y columnas, modelo 25NIV (casos A y B)

NIVEL	CASO A		CASO B	
	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]
N-25	45 x 85	90 x 90	40 x 70	80 x 80
N-24	45 x 85	90 x 90	40 x 70	80 x 80
N-23	45 x 85	90 x 90	40 x 70	80 x 80
N-22	45 x 85	90 x 90	40 x 70	80 x 80
N-21	45 x 85	90 x 90	40 x 70	80 x 80
N-20	50 x 95	105 x 105	45 x 80	95 x 95
N-19	50 x 95	105 x 105	45 x 80	95 x 95
N-18	50 x 95	105 x 105	45 x 80	95 x 95
N-17	50 x 95	105 x 105	45 x 80	95 x 95
N-16	50 x 100	120 x 120	45 x 90	110 x 110
N-15	50 x 100	120 x 120	45 x 90	110 x 110
N-14	50 x 100	120 x 120	45 x 90	110 x 110
N-13	50 x 100	120 x 120	45 x 90	110 x 110
N-12	50 x 105	130 x 130	45 x 95	115 x 115
N-11	50 x 105	130 x 130	45 x 95	115 x 115
N-10	50 x 105	130 x 130	45 x 95	115 x 115
N-9	50 x 105	130 x 130	45 x 95	115 x 115
N-8	55 x 110	140 x 140	50 x 100	125 x 125
N-7	55 x 110	140 x 140	50 x 100	125 x 125
N-6	55 x 110	140 x 140	50 x 100	125 x 125
N-5	55 x 110	140 x 140	50 x 100	125 x 125
N-4	55 x 115	150 x 150	50 x 105	130 x 130
N-3	55 x 115	150 x 150	50 x 105	130 x 130
N-2	55 x 115	150 x 150	50 x 105	130 x 130
N-1	55 x 115	150 x 150	50 x 105	130 x 130
PB	eje ext. t=70 eje int. 55x115	150 x 150	eje ext. t=60 eje int. 50x105	130 x 130
SOT Y CIM	eje ext. t=70 eje int. t=50	150 x 150	eje ext. t=60 eje int. t=40	130 x 130

t = Espesor del muro de contención y ancho de contratraves en el cajón de cimentación

Tabla 3.9 Pesos totales por nivel, modelo 25NIV (casos A y B)

NIVEL	ÁREA [m ²]	PESO TOTAL [(t)]	
		CASO A	CASO B
N-25	576	662.69	572.12
N-24	576	791.42	689.43
N-23	576	791.42	689.43
N-22	576	791.42	689.43
N-21	576	791.42	689.43
N-20	576	853.70	737.14
N-19	576	873.36	754.78
N-18	576	873.36	754.78
N-17	576	873.36	754.78
N-16	576	907.56	790.22
N-15	576	930.24	810.88
N-14	576	930.24	810.88
N-13	576	930.24	810.88
N-12	576	958.56	826.15
N-11	576	975.36	833.71
N-10	576	975.36	833.71
N-9	576	975.36	833.71
N-8	576	1030.37	875.57
N-7	576	1048.51	891.70
N-6	576	1048.51	891.70
N-5	576	1048.51	891.70
N-4	576	1080.67	908.47
N-3	576	1100.16	917.04
N-2	576	1100.16	917.04
N-1	576	1141.20	947.87
PB	576	1376.64	1283.15
SOT	576	1595.66	1348.56
CIM	576	1147.97	948.38
		27603.45	23738.67

Tabla 3.10 Periodos de vibración, modelo 3NIV (casos A y B)

DIRECCIÓN	MODO	PERIODO DE VIBRACIÓN [s]	
		CASO A	CASO B
X	1	0.80	0.70
	2	0.22	0.20
	3	0.10	0.09
Y	1	0.80	0.74
	2	0.23	0.20
	3	0.11	0.09
θ	1	0.69	0.63
	2	0.19	0.17
	3	0.09	0.07

Tabla 3.11 Periodos de vibración, modelo 9NIV (casos A y B)

DIRECCIÓN	MODO	PERIODO DE VIBRACIÓN [s]	
		CASO A	CASO B
X	1	1.49	1.44
	2	0.58	0.57
	3	0.35	0.34
Y	1	1.45	1.41
	2	0.57	0.56
	3	0.35	0.33
θ	1	1.07	1.09
	2	0.41	0.43
	3	0.27	0.27

Tabla 3.12 Periodos de vibración, modelo 17NIV (casos A y B)

DIRECCIÓN	MODO	PERIODO DE VIBRACIÓN [s]	
		CASO A	CASO B
X	1	1.91	1.84
	2	0.73	0.67
	3	0.42	0.39
Y	1	1.91	1.84
	2	0.73	0.67
	3	0.42	0.39
θ	1	1.38	1.42
	2	0.55	0.53
	3	0.32	0.32

Tabla 3.13 Periodos de vibración, modelo 25NIV (casos A y B)

DIRECCIÓN	MODO	PERIODO DE VIBRACIÓN [s]	
		CASO A	CASO B
X	1	2.10	1.88
	2	0.75	0.70
	3	0.44	0.41
Y	1	2.10	1.88
	2	0.75	0.70
	3	0.44	0.41
θ	1	1.39	1.38
	2	0.54	0.56
	3	0.33	0.34

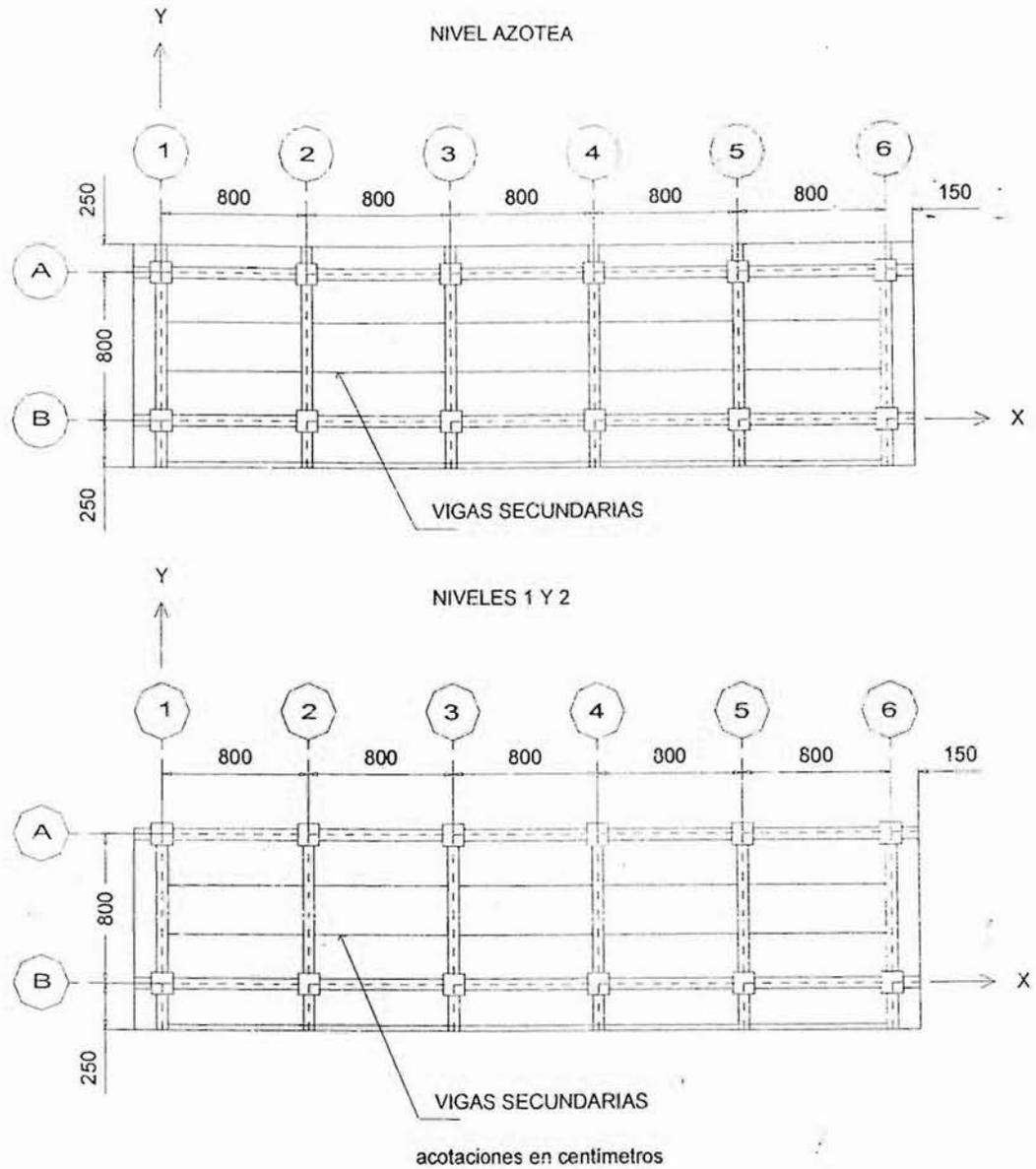


Fig 3.1 Plantas tipo del modelo 3NIV, casos A y B



Fig 3.2 Corte longitudinal del modelo 3NIV, casos A y B

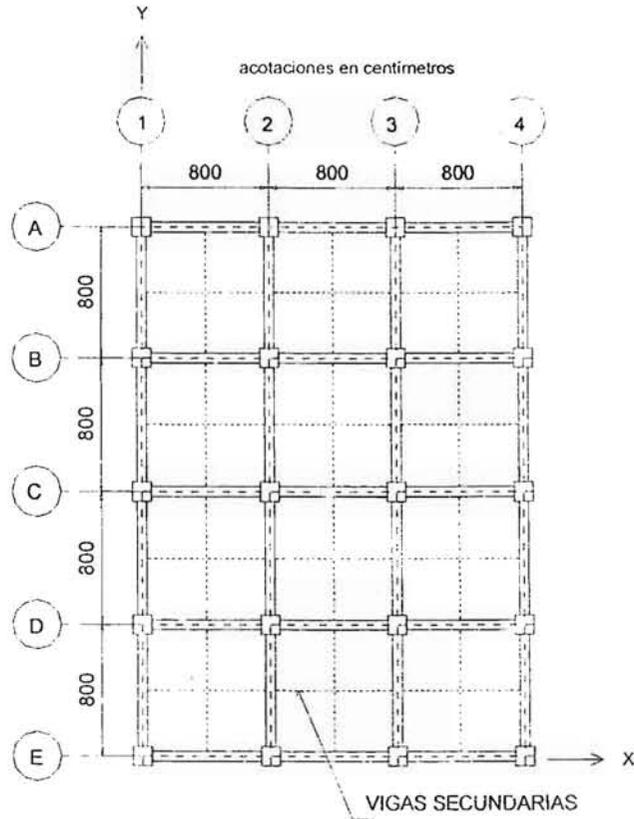


Fig. 3.3 Planta típica del modelo 9NIV, casos A y B

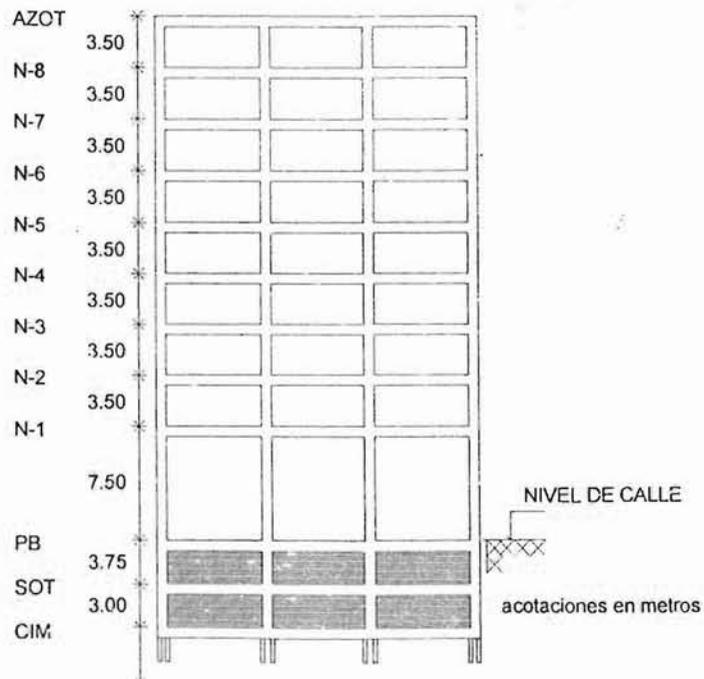


Fig. 3.4 Corte transversal del modelo 9NIV, casos A y B

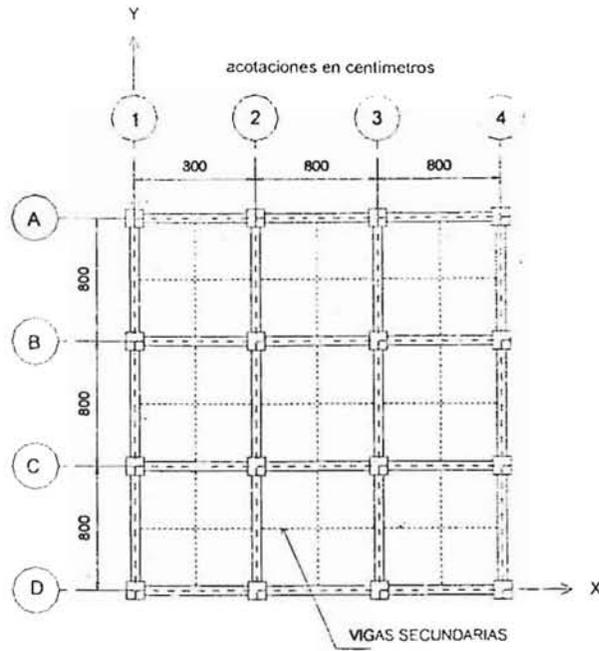


Fig 3.5 Planta tipo de los modelos 17NIV y 25 NIV, casos A y B

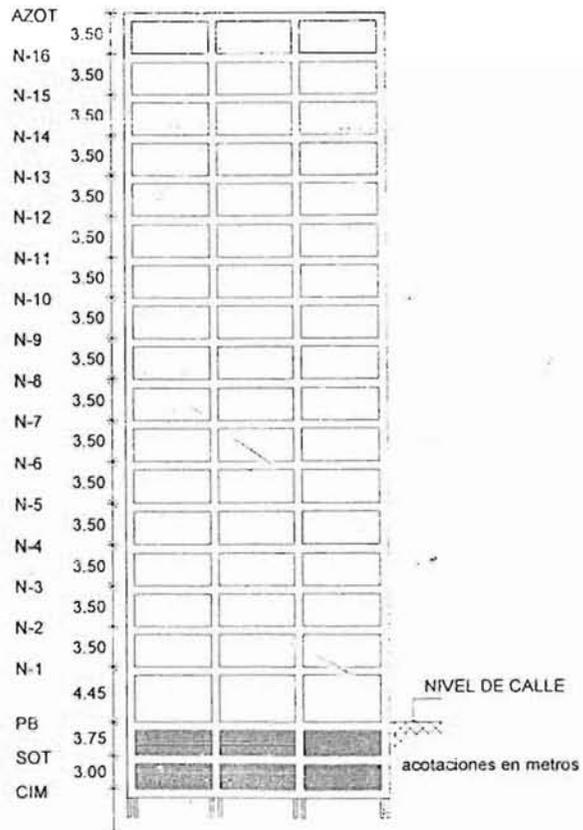


Fig 3.6 Corte transversal del modelo 17NIV, casos A y B

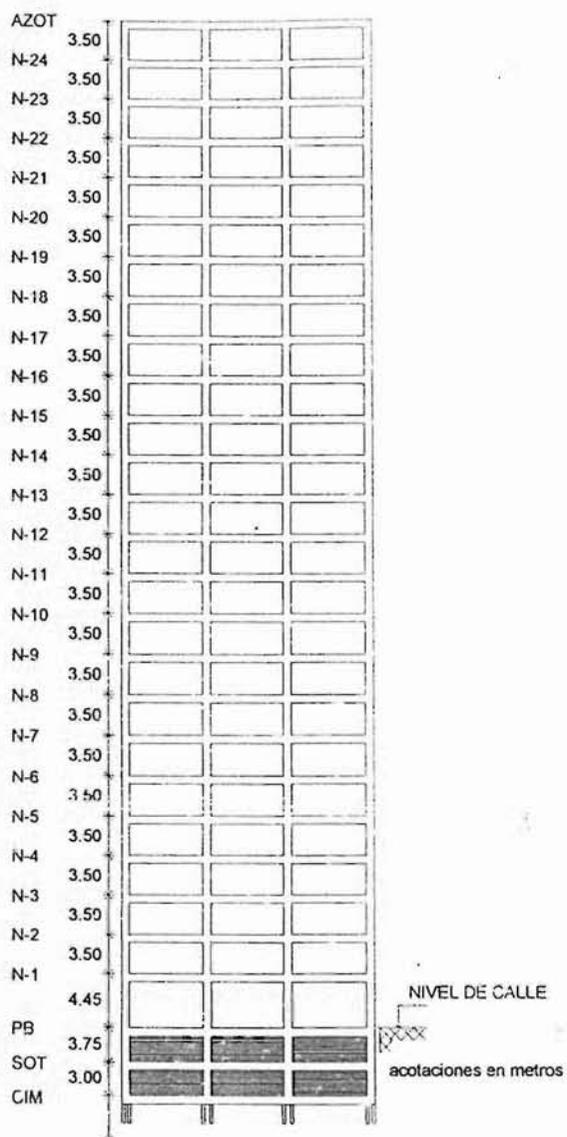


Fig 3.7 Corte transversal del modelo 25NIV, casos A y B

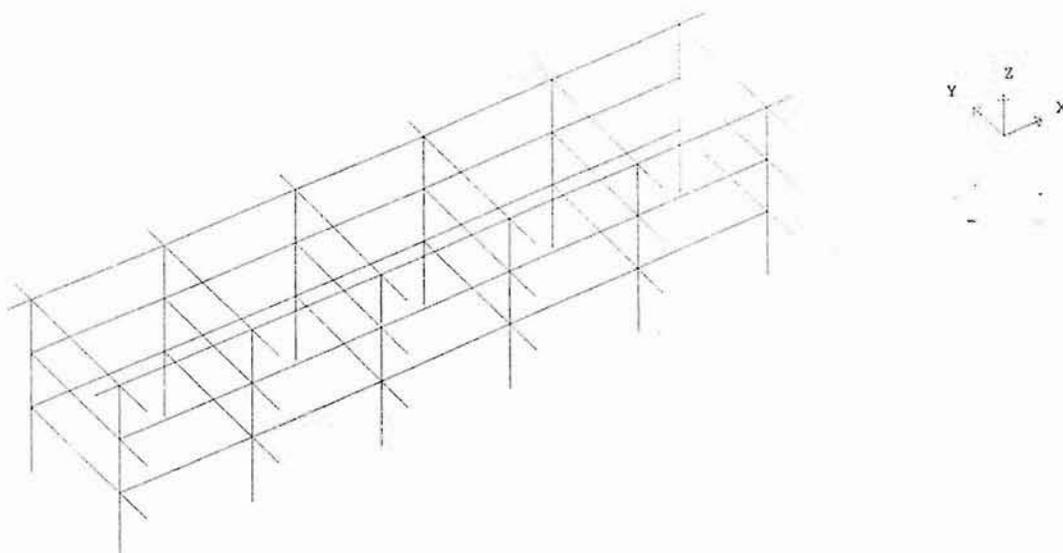


Fig 3.8 Modelo tridimensional para el edificio 3NIV, casos A y B

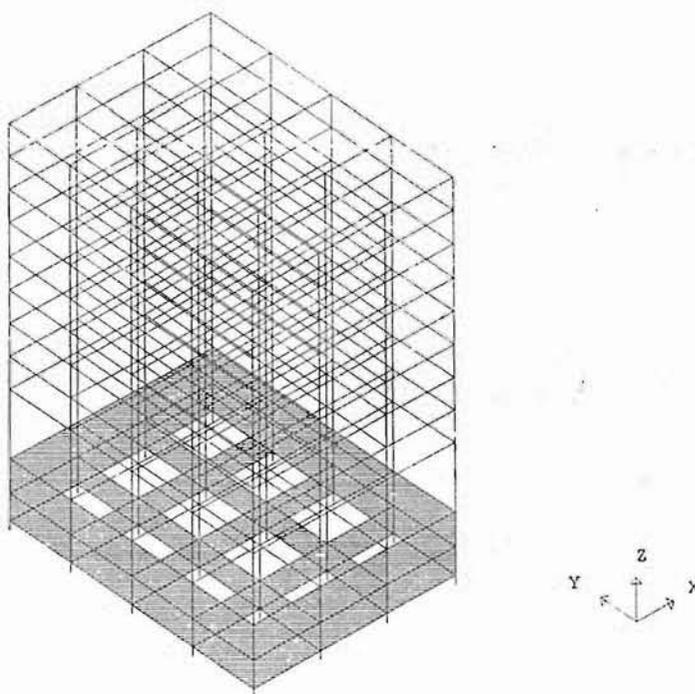


Fig 3.9 Modelo tridimensional para el edificio 9NIV, casos A y B

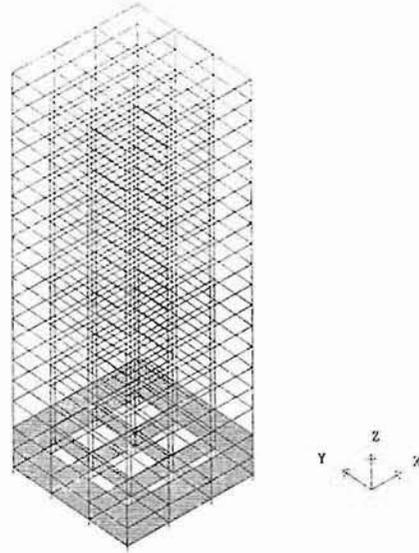


Fig 3.10 Modelo tridimensional para el edificio 17NIV, casos A y B

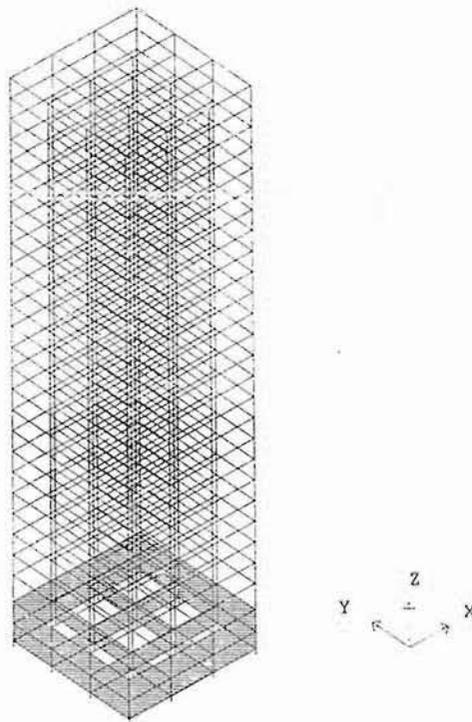
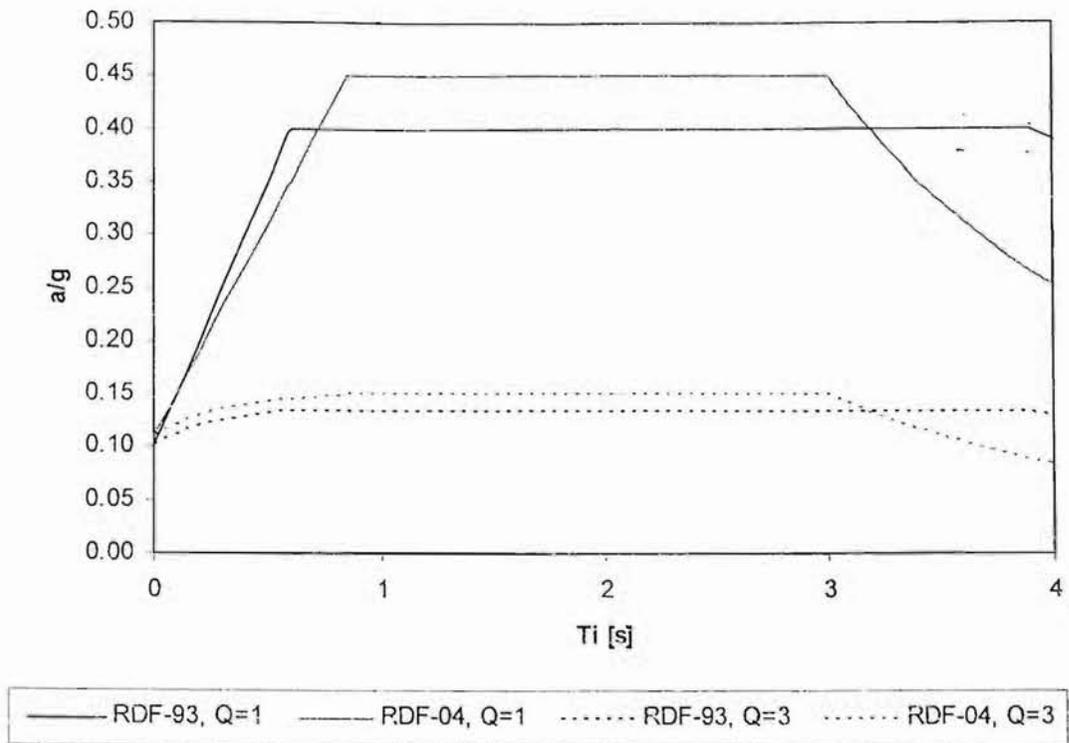
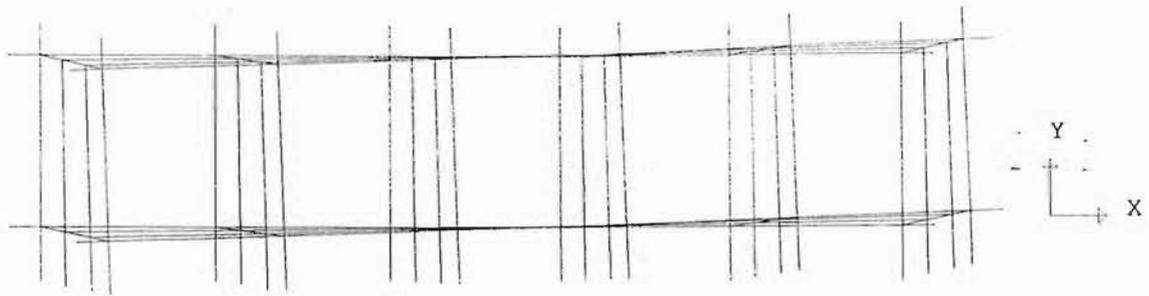
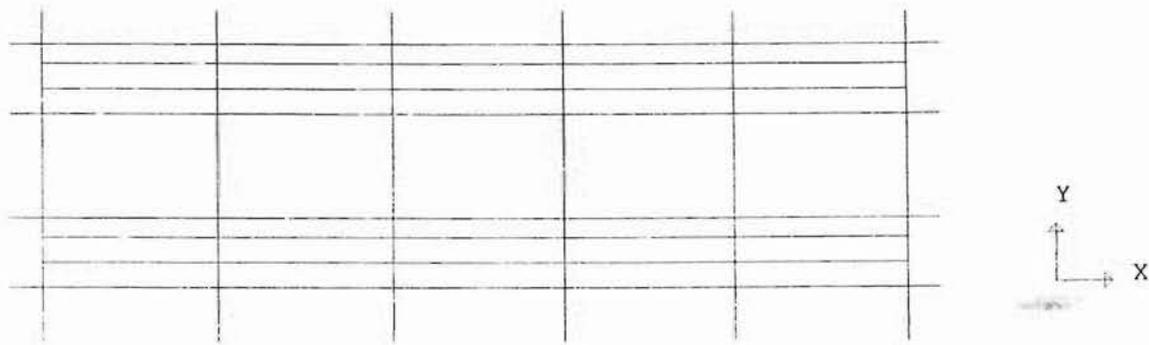


Fig 3.11 Modelo tridimensional para el edificio 25NIV, casos A y B

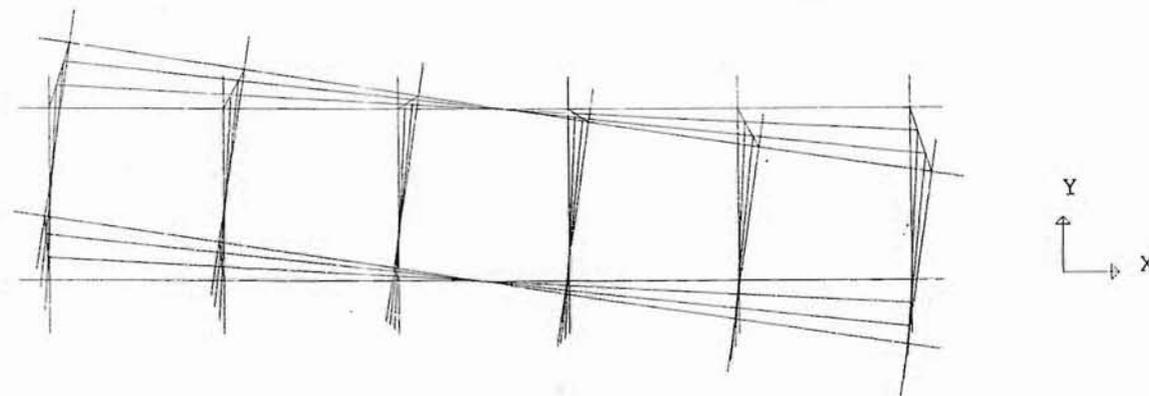
Fig 3.12 Espectros de diseño del RDF-93 y RDF-04, para $Q=1$ y $Q=3$



DIRECCIÓN "X"



DIRECCIÓN "Y"



TORSIÓN

Fig 3.13 Vista en planta de las deformadas de los modos fundamentales de vibración, modelo 3NIV

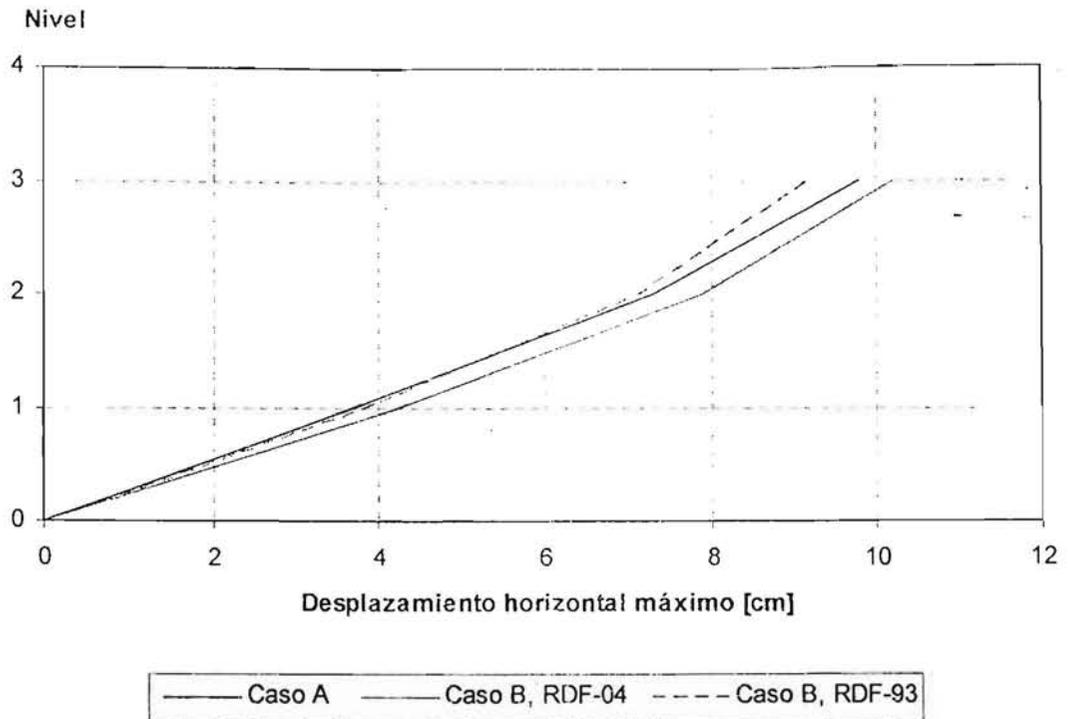


Fig 3.14 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 3NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de servicio)

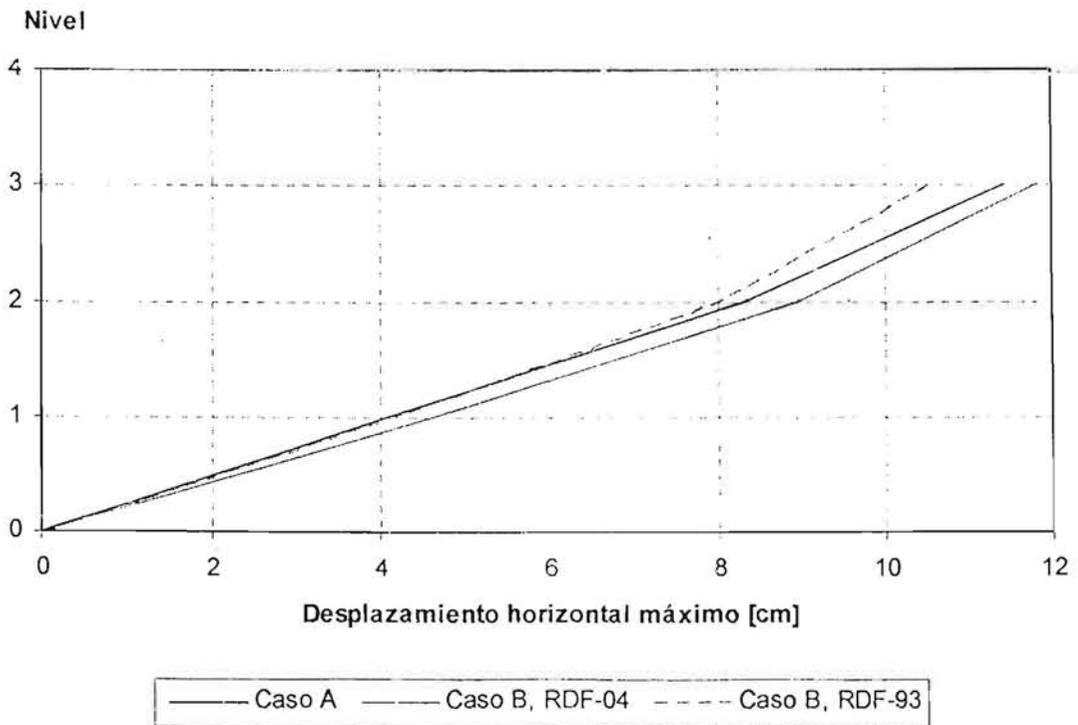


Fig 3.15 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 3NIV, sismo en dirección "Y" (estado límite de servicio)

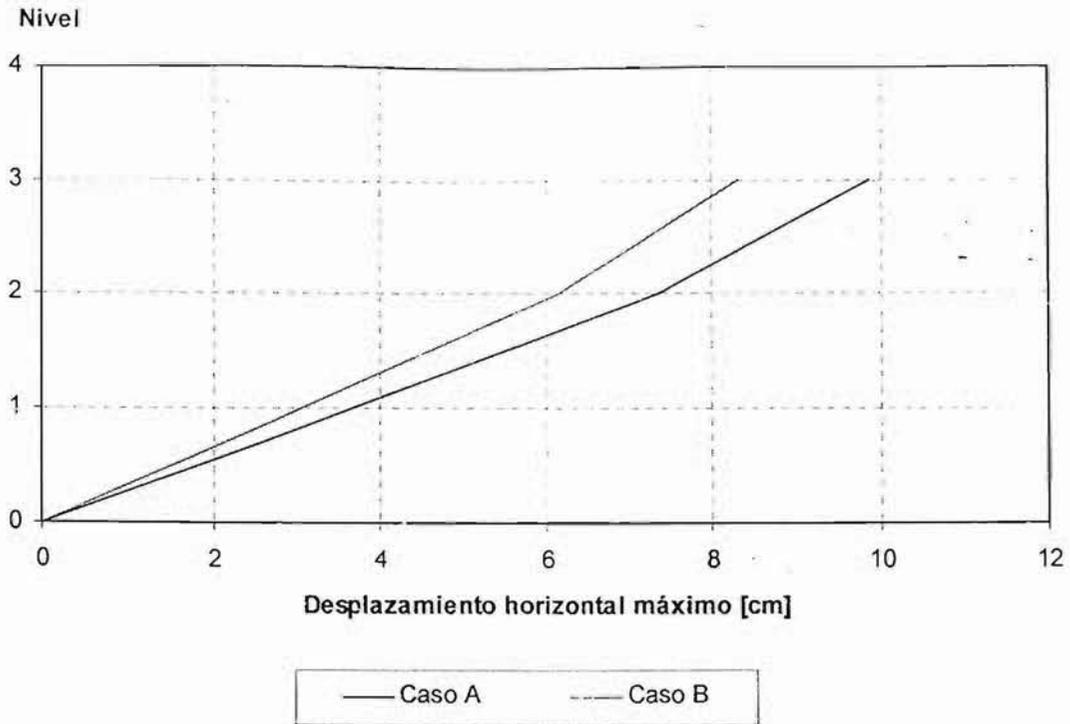


Fig 3.16 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 3NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de falla)

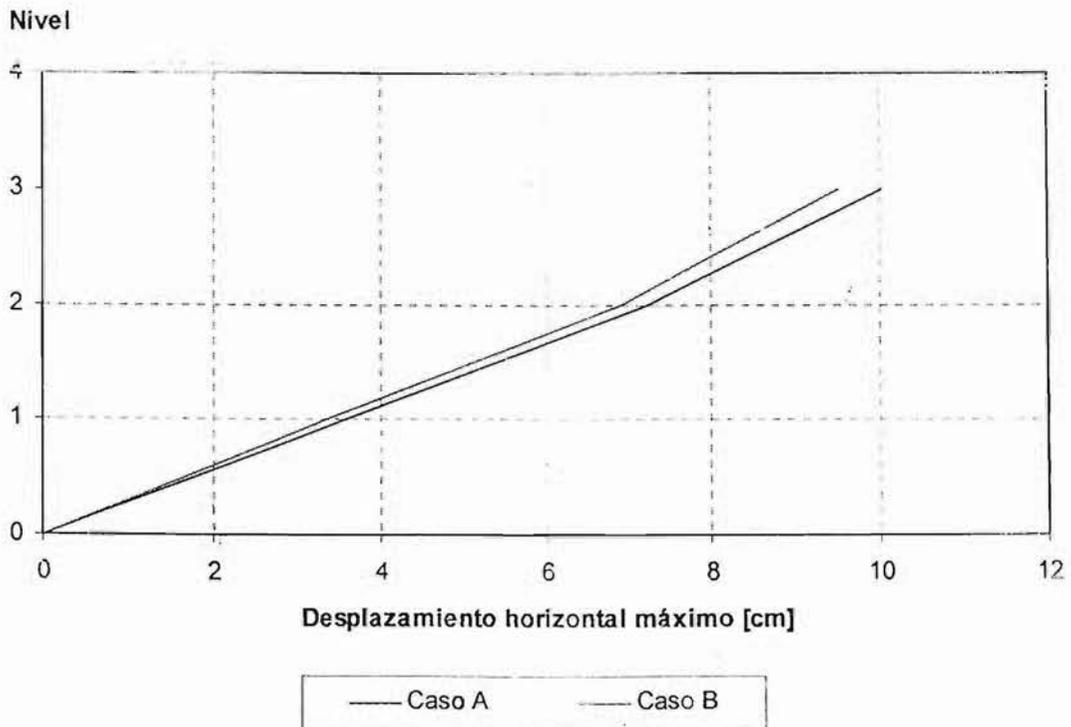


Fig 3.17 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 3NIV, sismo en dirección "Y" (estado límite de falla)

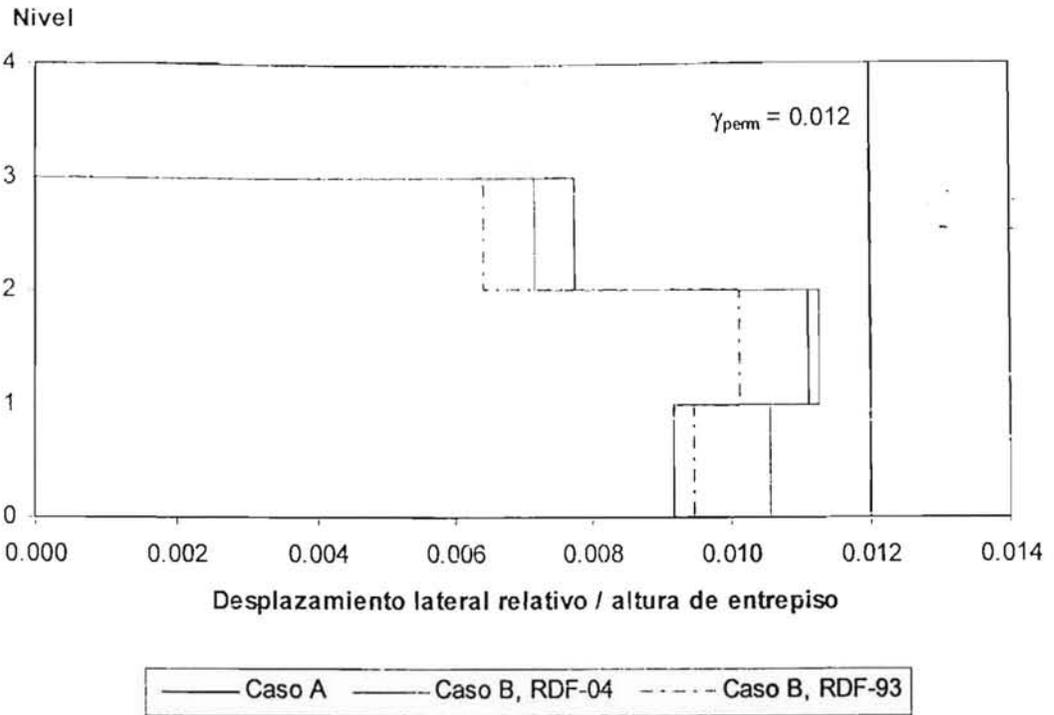


Fig 3.18 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 3NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de servicio)

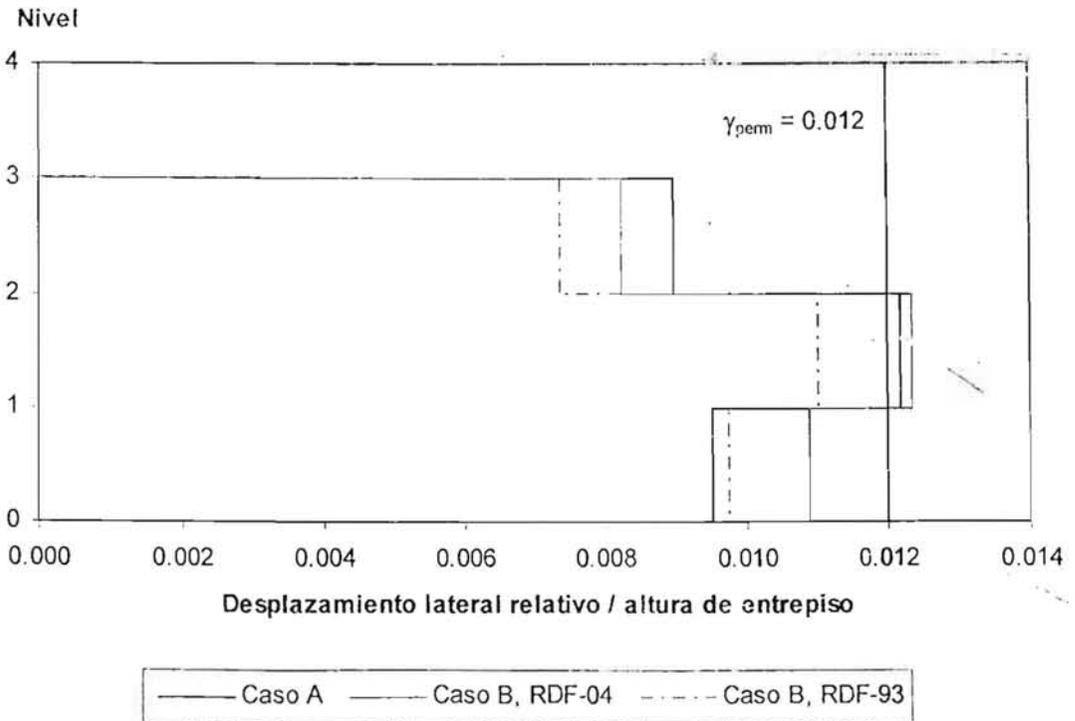


Fig 3.19 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 3NIV, sismo en dirección "Y" (estado límite de servicio)

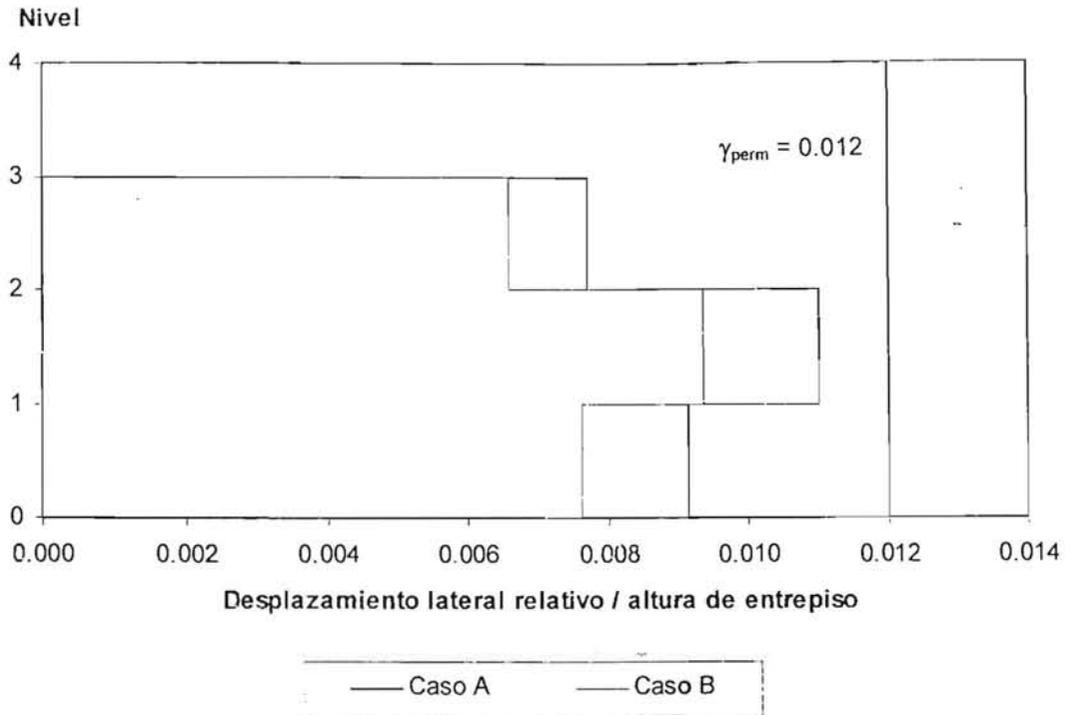


Fig 3.20 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 3NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de falla)

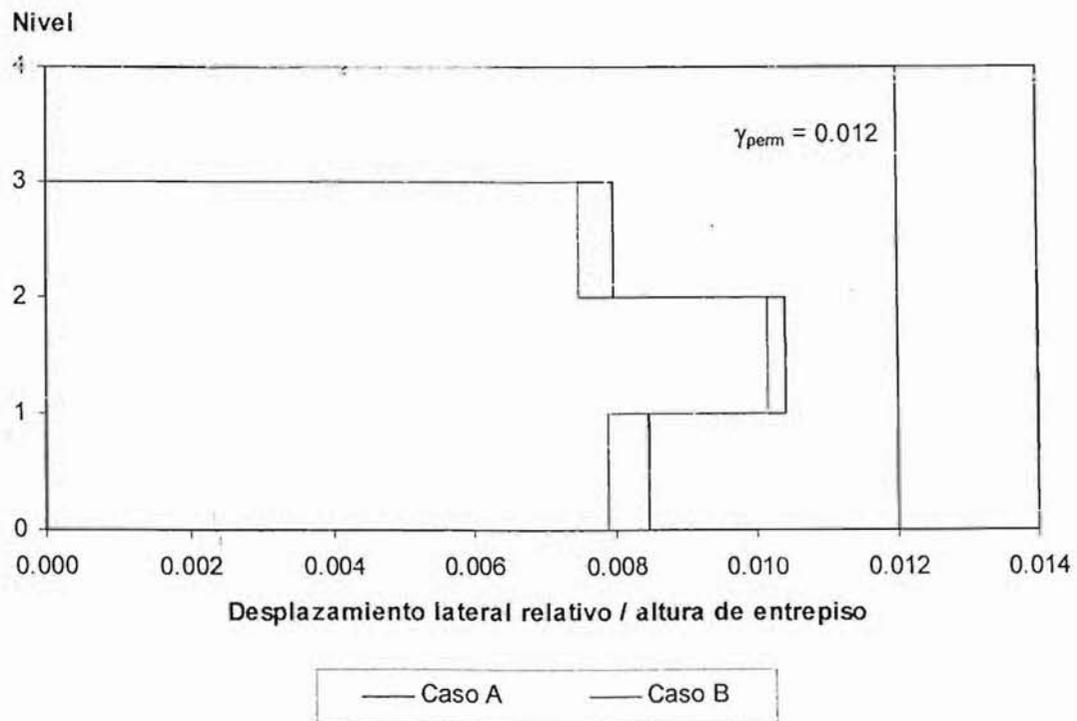


Fig 3.21 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 3NIV, sismo en dirección "Y" (estado límite de falla)

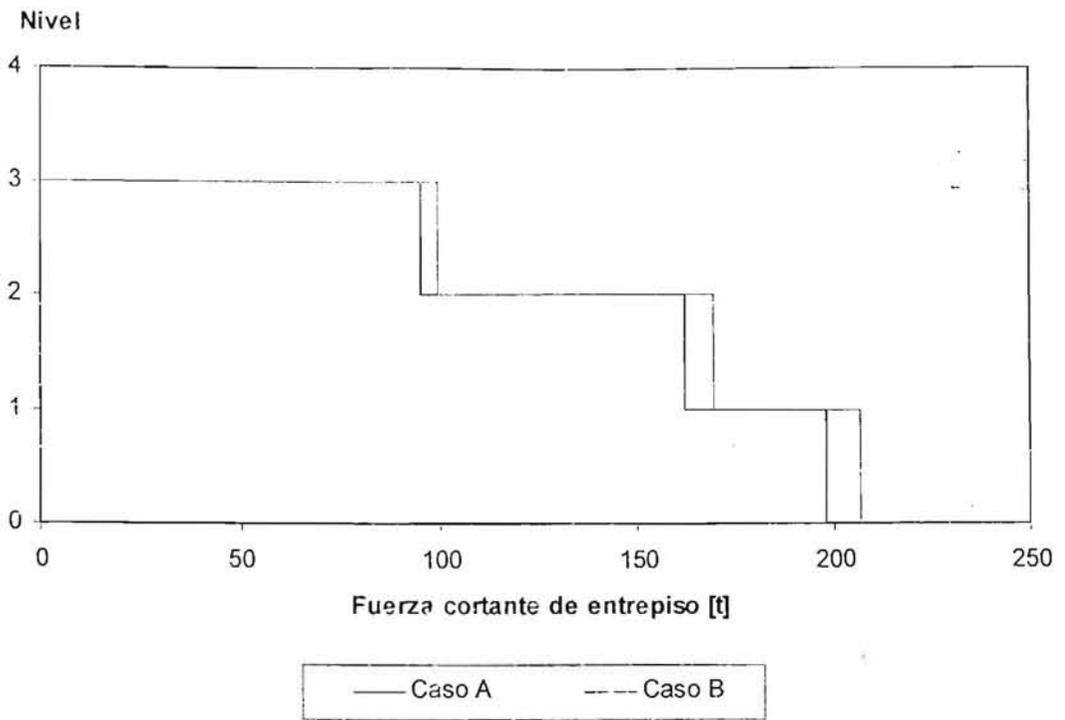


Fig 3.22 Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 3NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de falla)

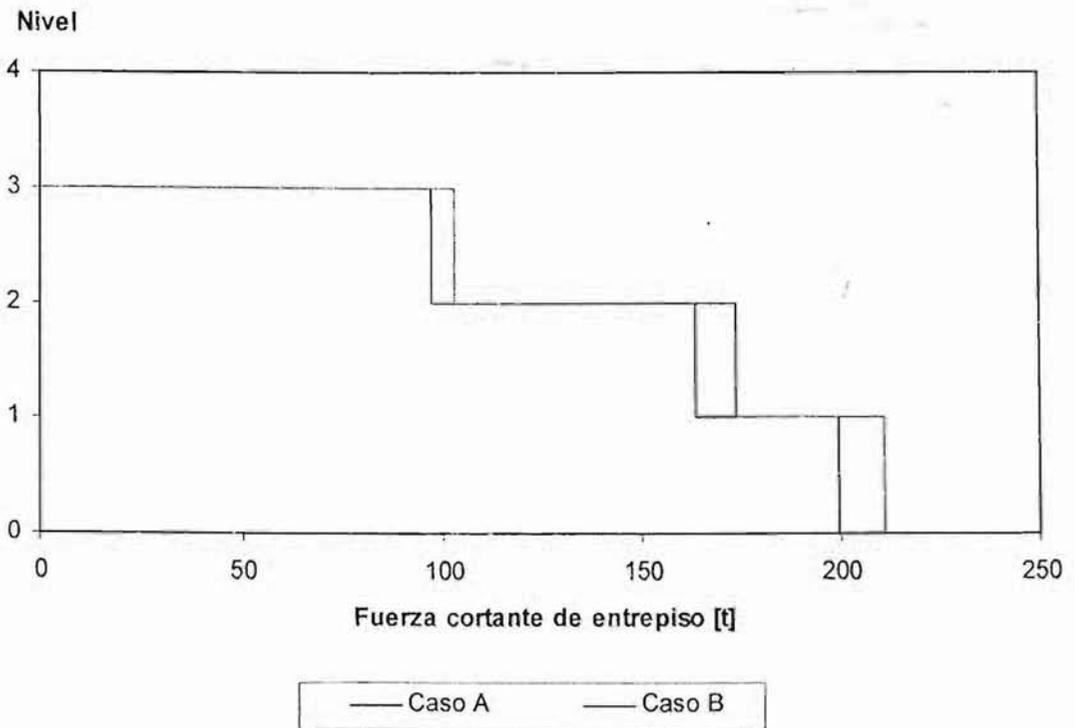
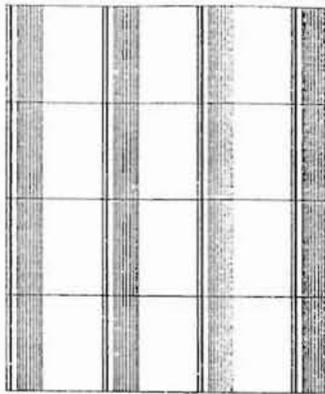
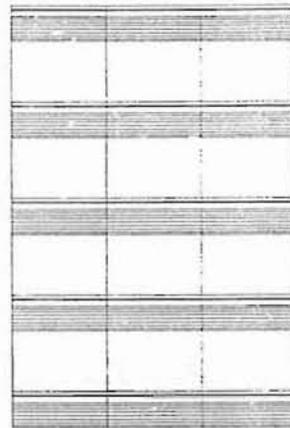


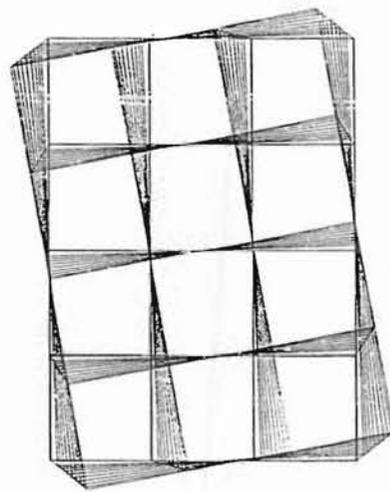
Fig 3.23 Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 3NIV, sismo en dirección "Y" (estado límite de falla)



DIRECCIÓN "X"



DIRECCIÓN "Y"



TORSIÓN

Fig 3.24 Vista en planta de la deformada de los modos fundamentales de vibración, modelo 9NIV

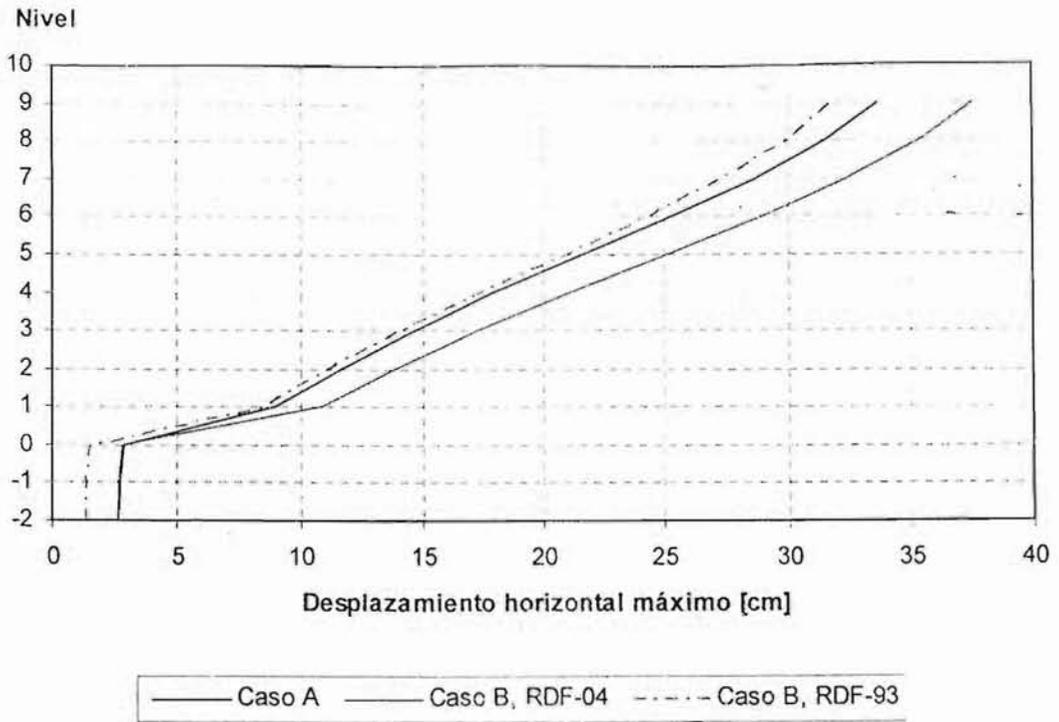


Fig 3.25 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 9NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de servicio)

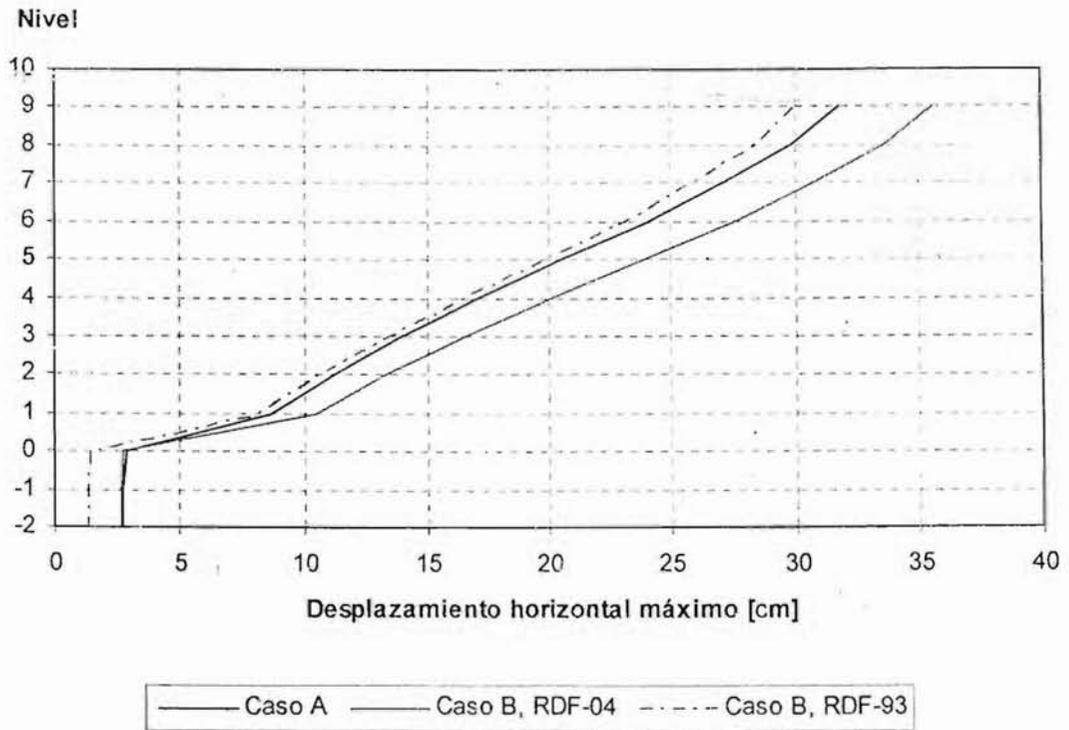


Fig 3.26 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 9NIV, sismo en dirección "Y" (estado límite de servicio)

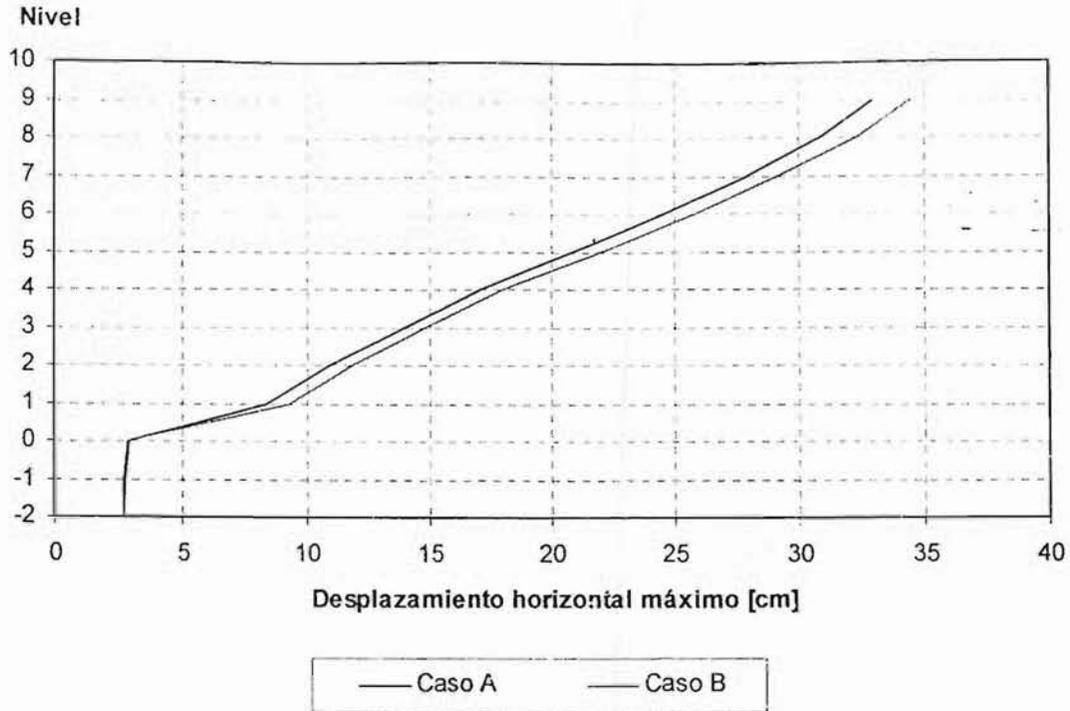


Fig 3.27 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 9NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de falla)

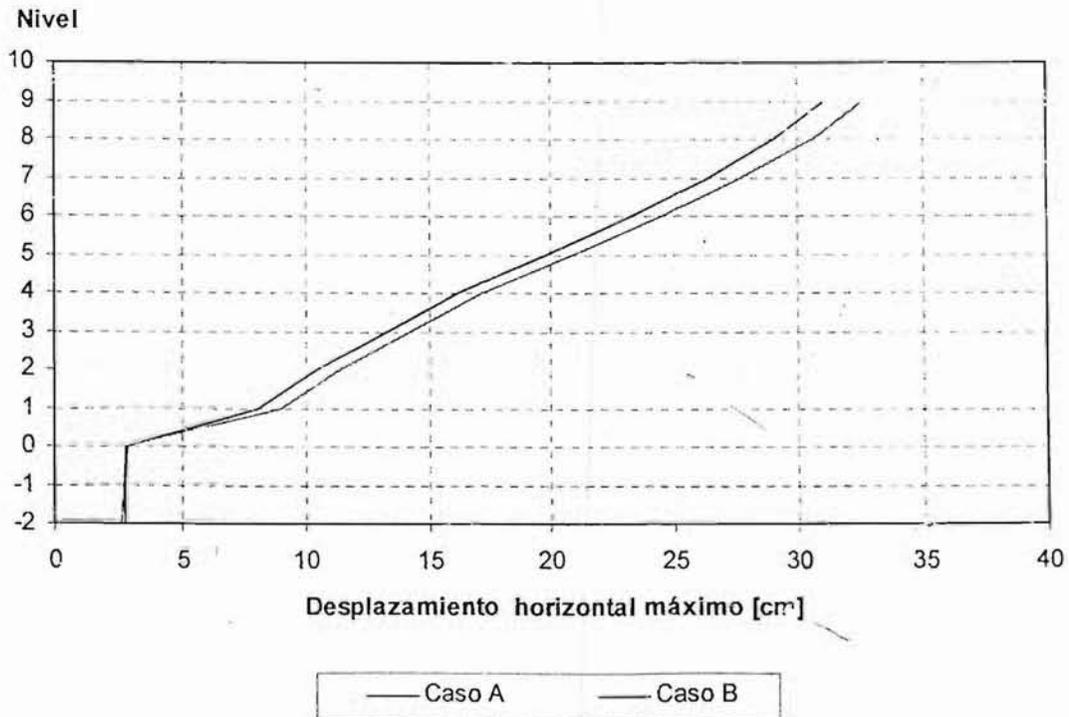


Fig 3.28 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 9NIV, sismo en dirección "Y" (estado límite de falla)

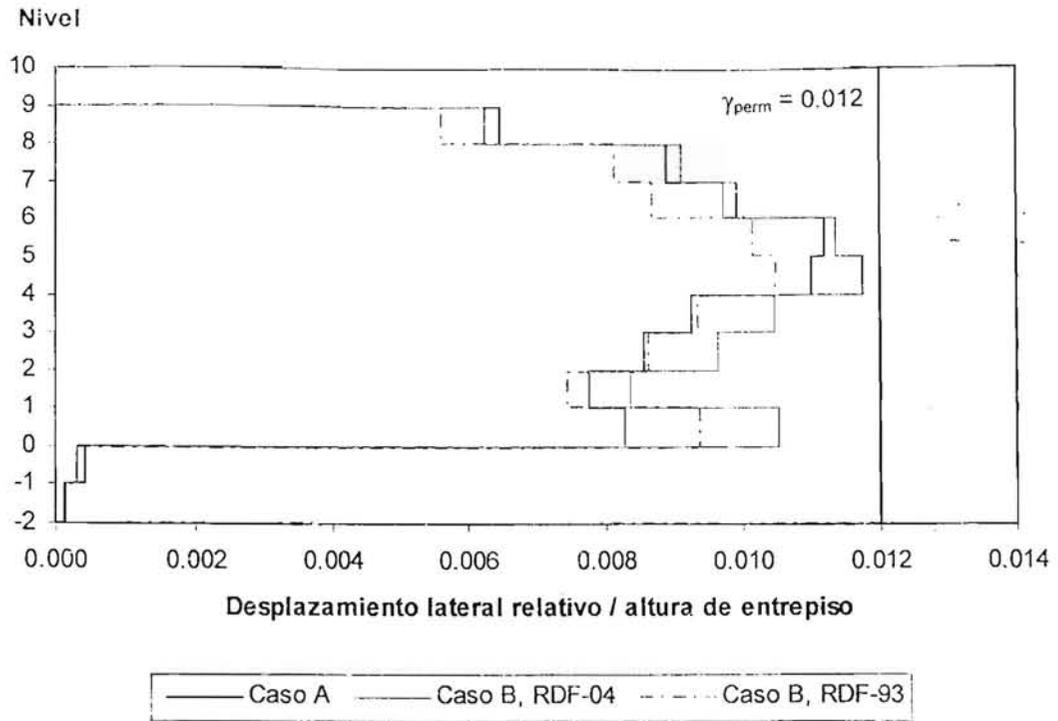


Fig 3.29 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 9NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de servicio)

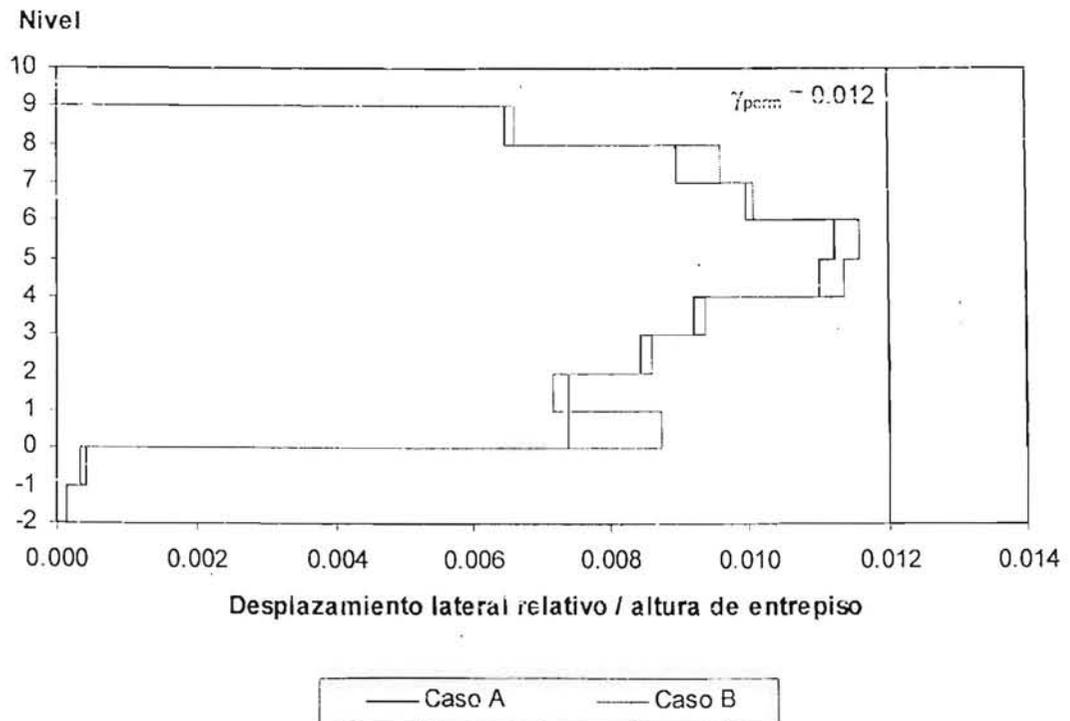


Fig 3.30 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 9NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de falla)

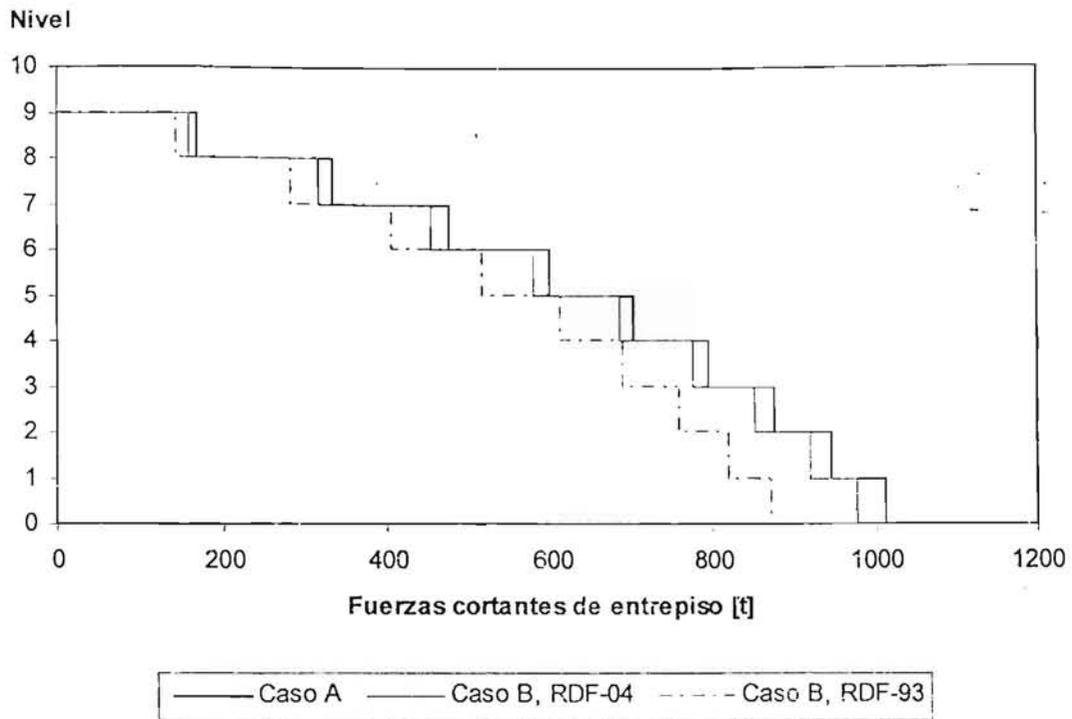


Fig 3.31 Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 9NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de servicio)

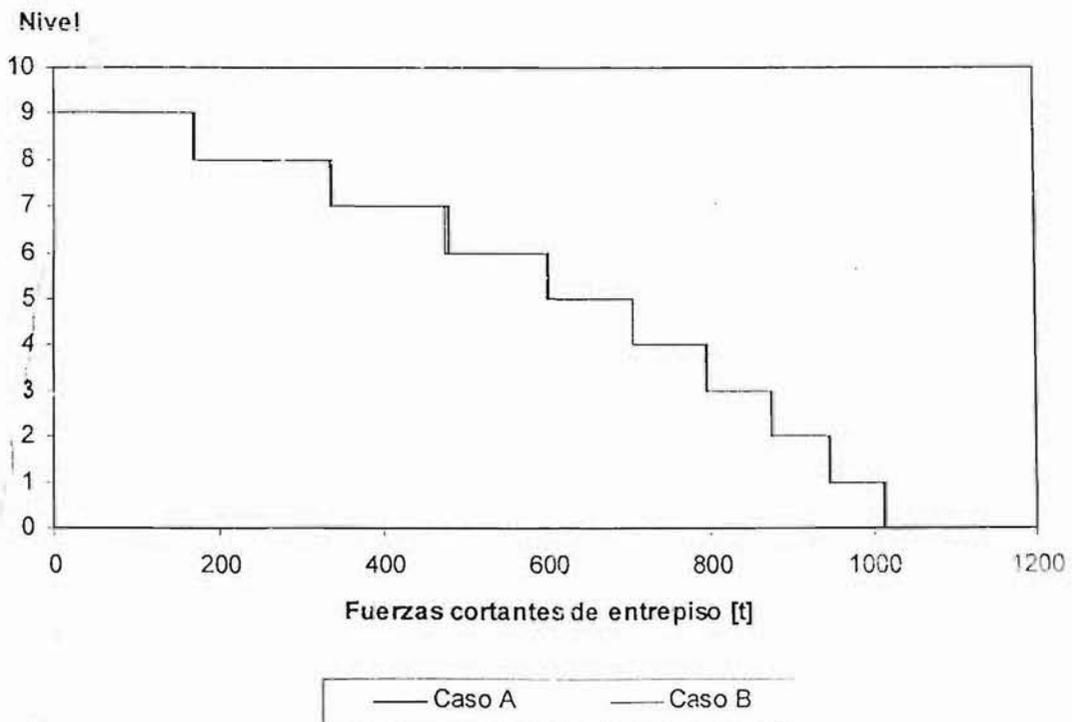
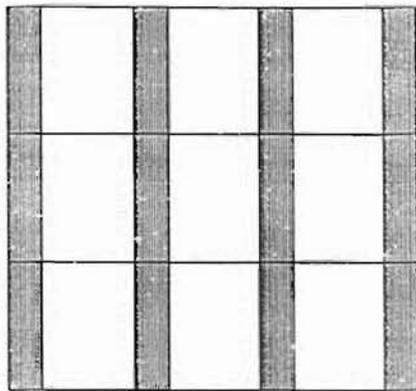
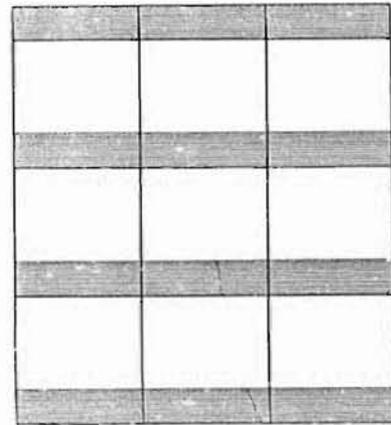


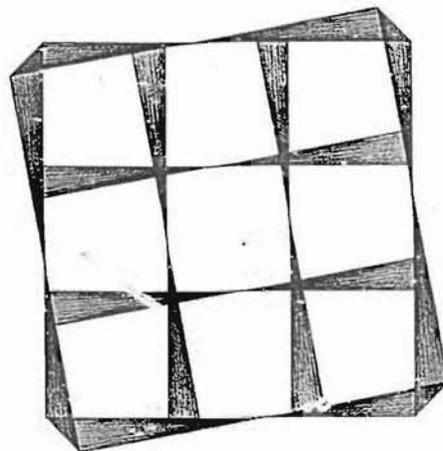
Fig 3.32 Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 9NIV, sismo en dirección "X" (estado límite de falla)



DIRECCIÓN "X"



DIRECCIÓN "Y"



TORSIÓN

Fig 3.33 Vista en planta de las deformadas de los modos fundamentales de vibración, modelo 17NIV

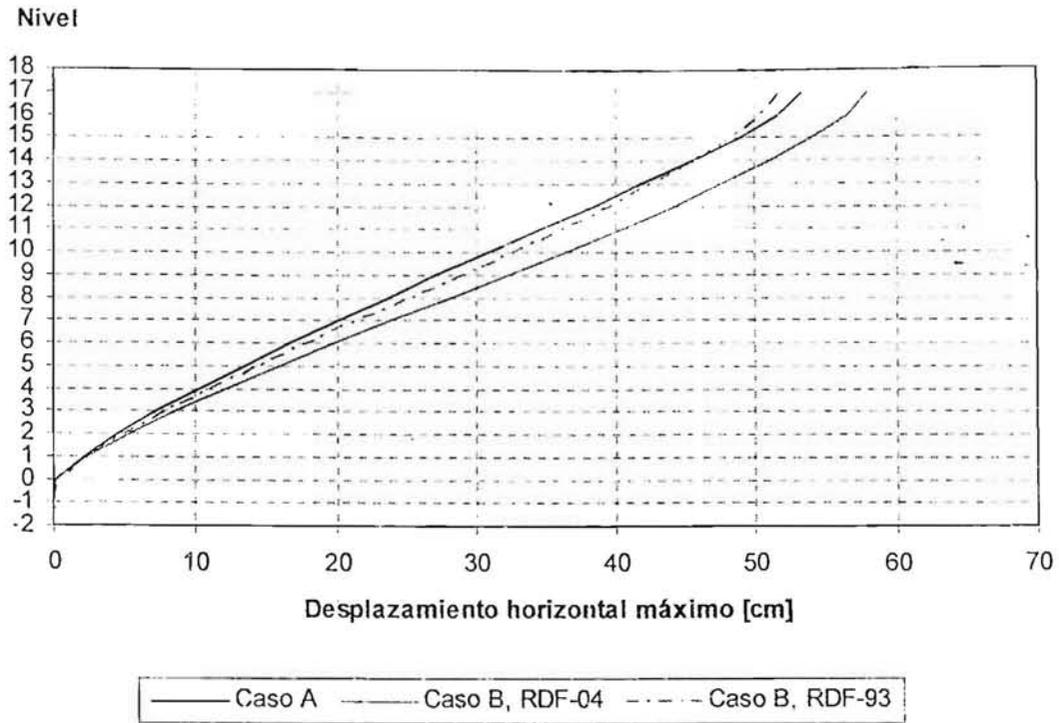


Fig 3.34 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 17 NIV, sismo en dirección "X"

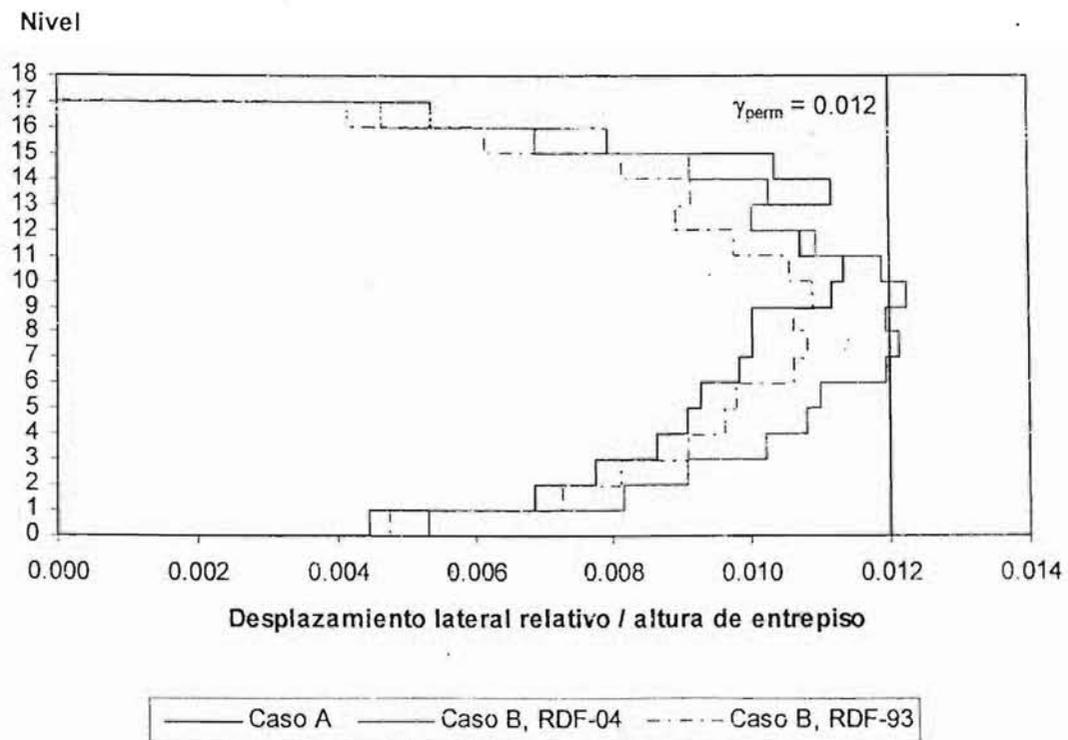


Fig 3.35 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 17 NIV, sismo en dirección "X"

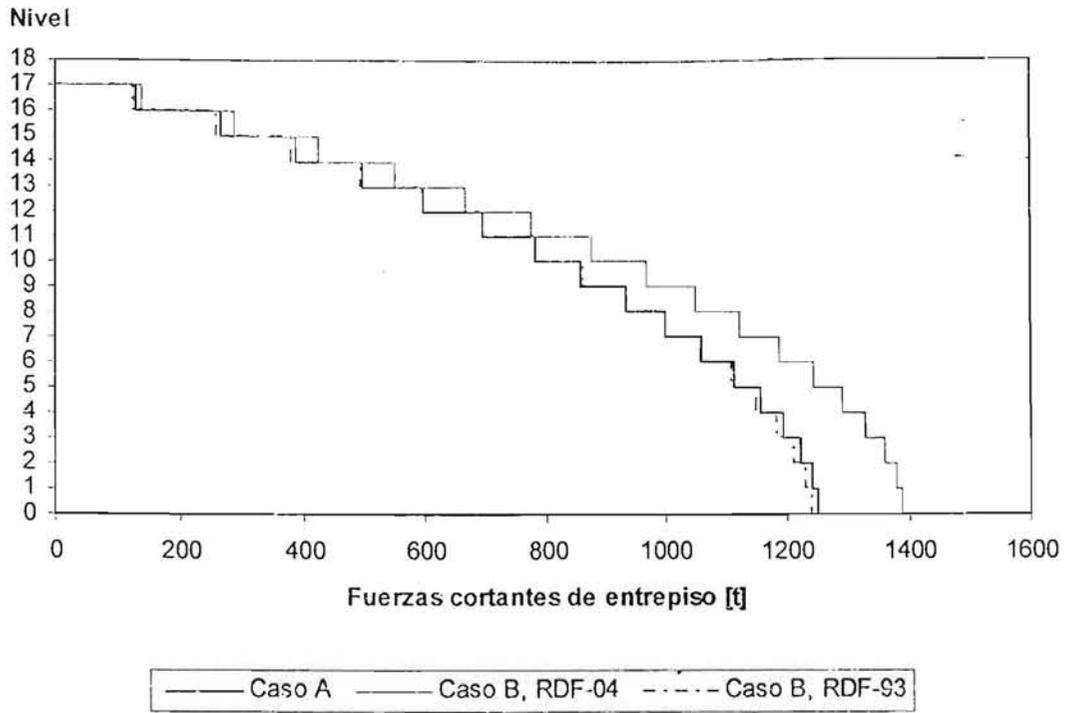
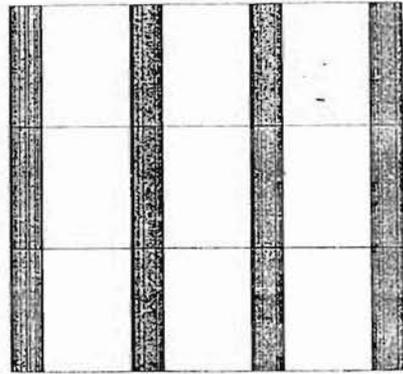


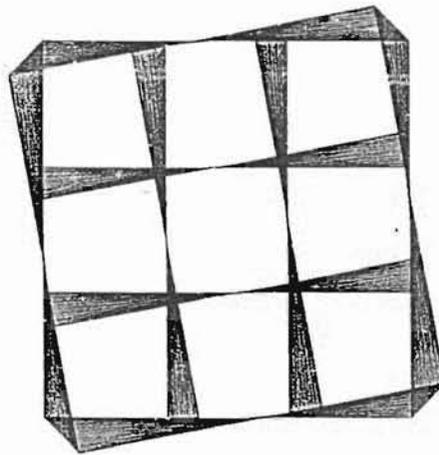
Fig 3.36 Fuerzas cortantes de entrespiso, edificio 17 NIV, sismo en dirección "X"



DIRECCIÓN "Y"



DIRECCIÓN "X"



TORSIÓN

Fig 3.37 Vista en planta de la deformada de los modos fundamentales de vibración, modelo 25NIV

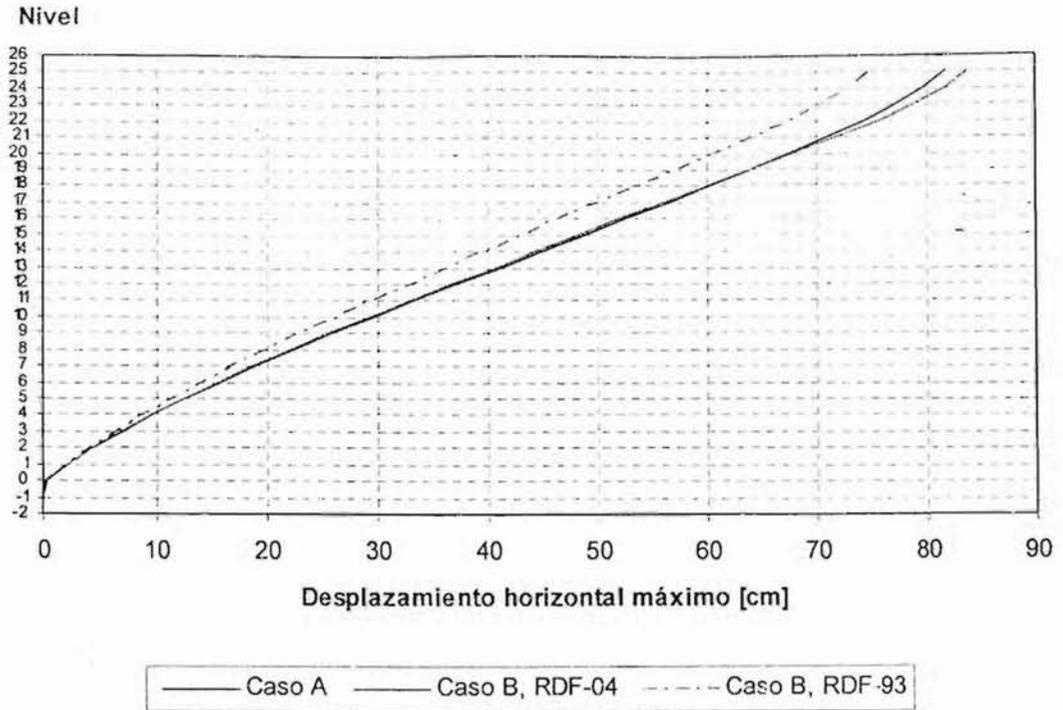


Fig 3.38 Desplazamientos horizontales máximos totales, edificio 25NIV, sismo en dirección "X"

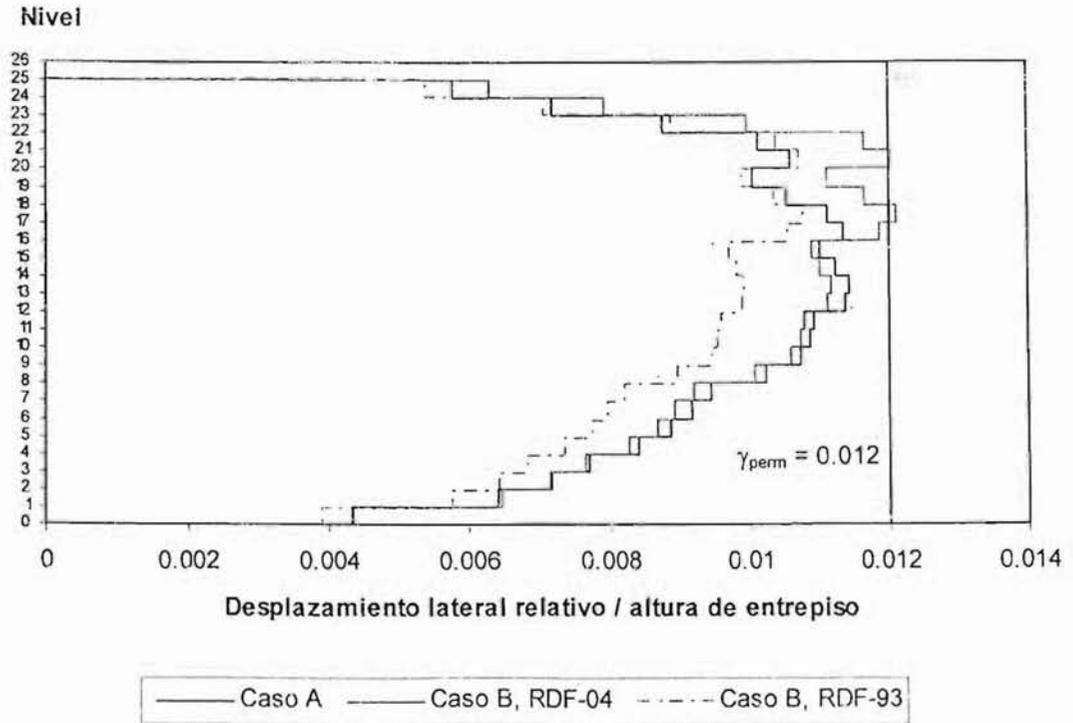


Fig 3.39 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 25NIV, sismo en dirección "X"

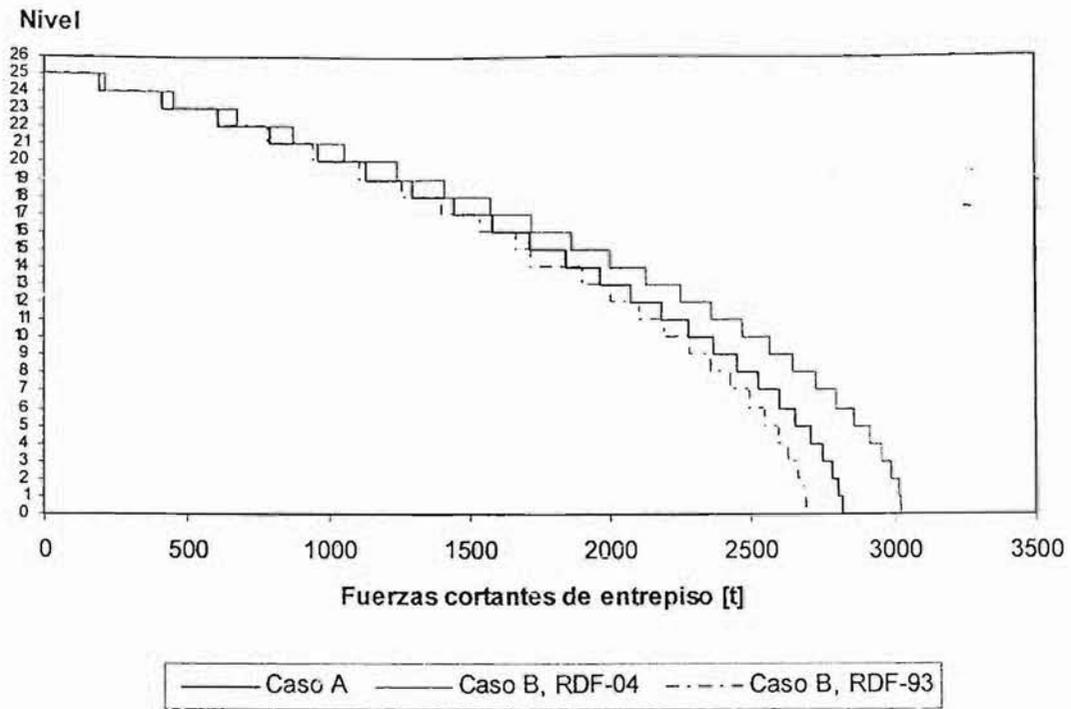


Fig 3.40 Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 25NIV, sismo en dirección "X"

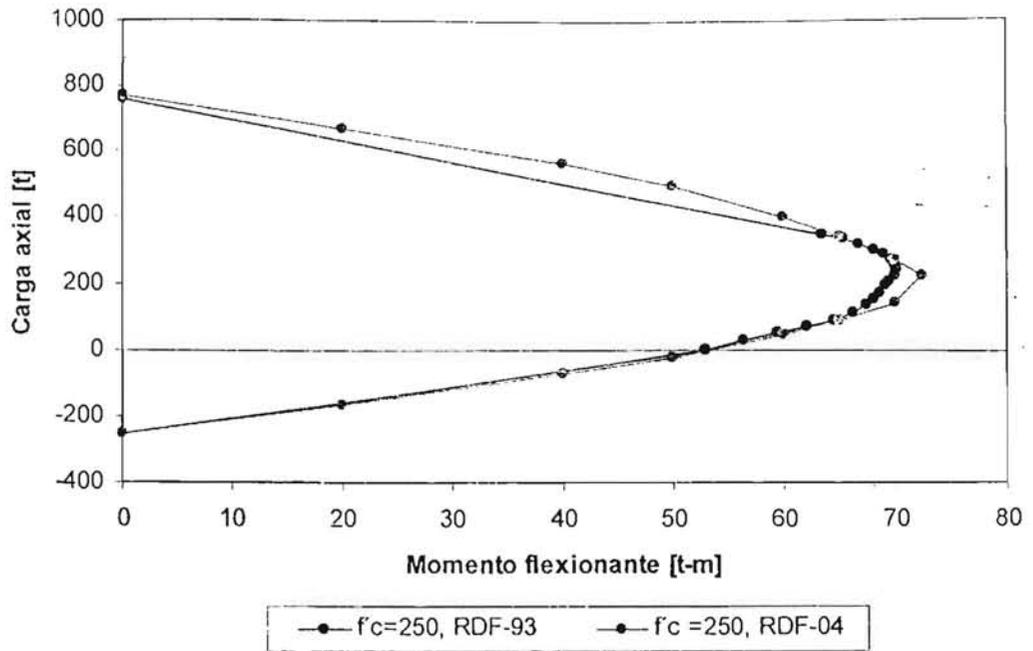


Fig 3.41 Comparación de diagramas de interacción de una columna de 55 x 55 cm con 12#8, diseñada con ambos reglamentos y $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

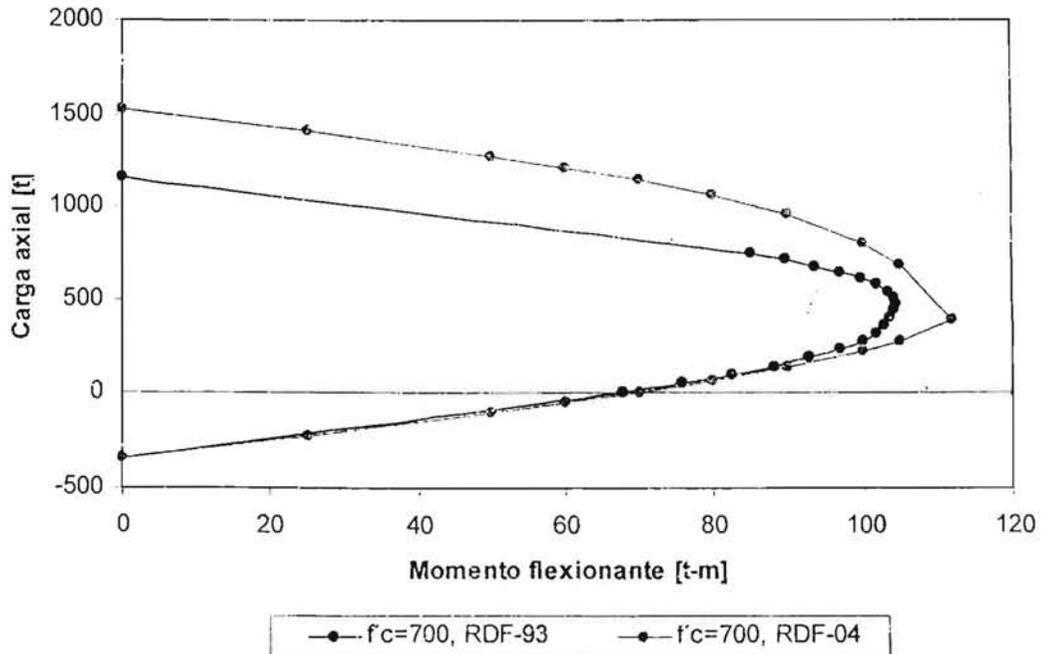


Fig 3.42 Comparación de diagramas de interacción de una columna de 50 x 50 cm con 16#8, diseñada con ambos reglamentos y $f'_c = 700 \text{ kg/cm}^2$

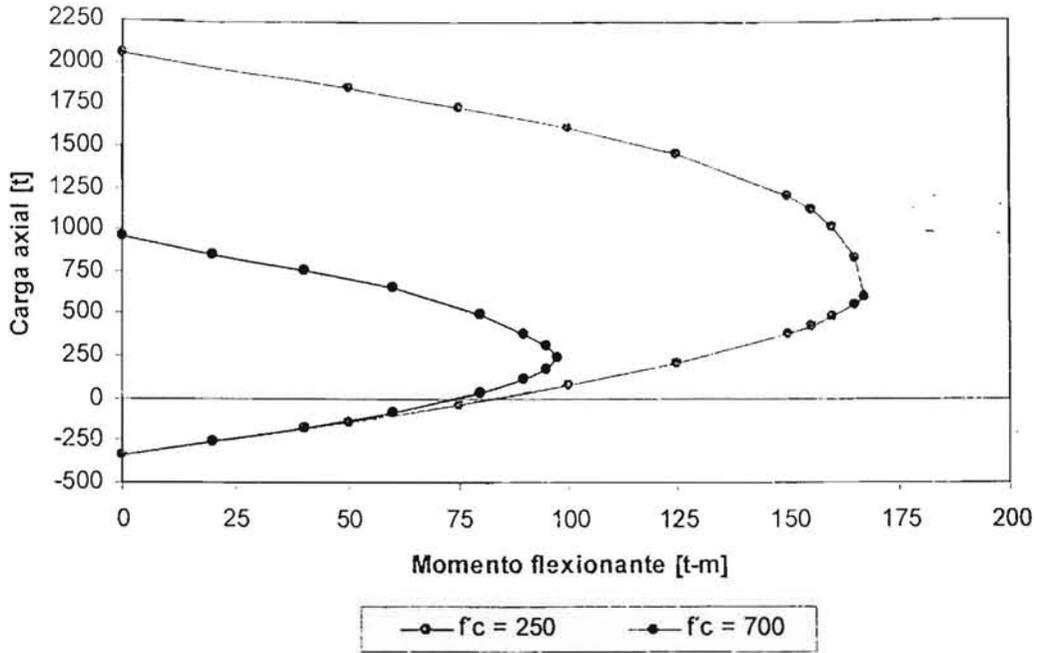
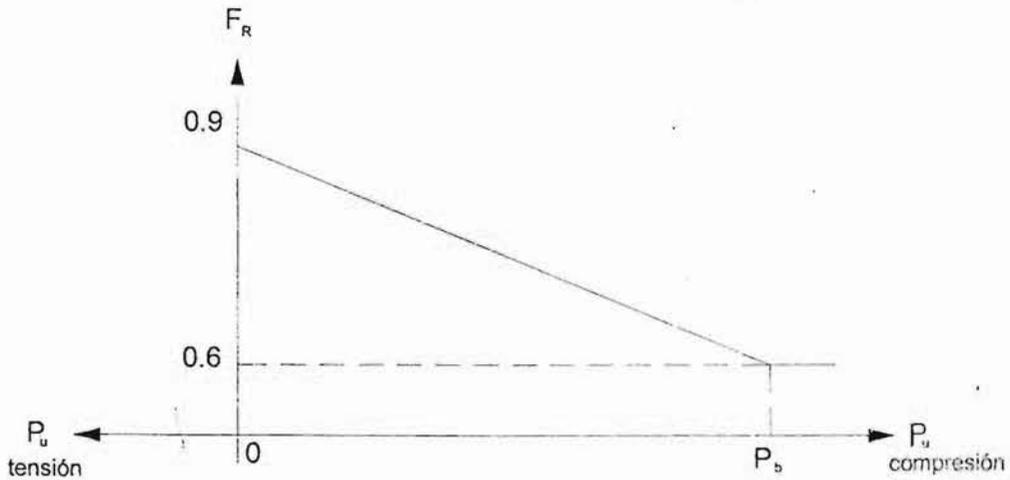


Fig 3.43 Comparación de diagramas de interacción de una columna de 60 x 60 cm con 16#8, diseñada con el RDF-04, y con $f'_c=250$ kg/cm² y $f'_c=700$ kg/cm²



3.44 Factores de reducción de resistencia, F_R , utilizados en el diseño de las columnas del eje A, modelo 17-NIV, diseño II

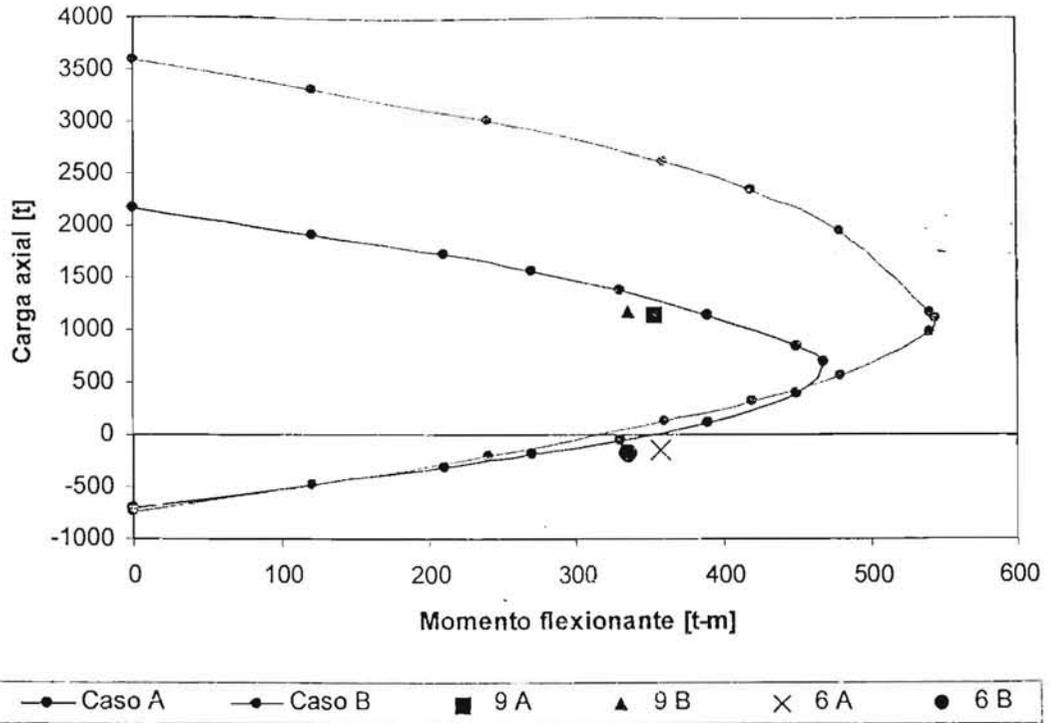


Fig 3.45 Comparación de diagramas de interacción y ubicación de las combinaciones de carga de diseño para las columnas extremas del eje A, entrepiso N1-PB, modelo 17-NIV, para los casos A y B

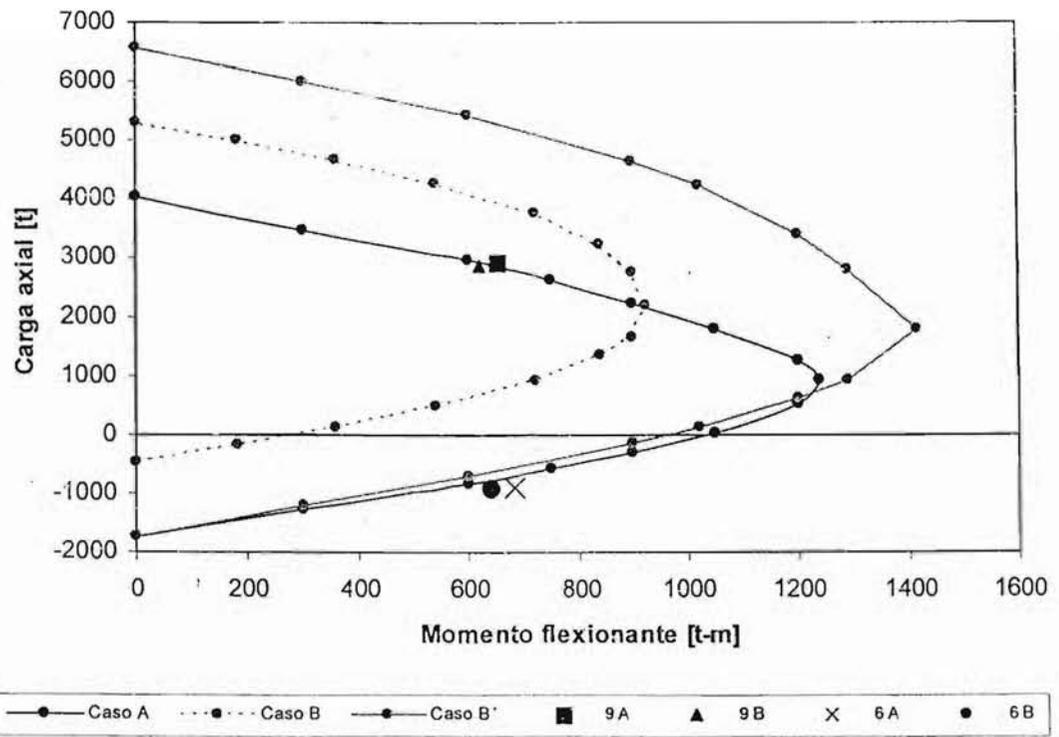
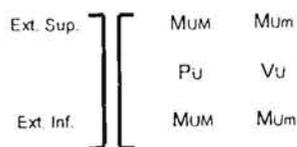
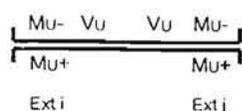


Fig 3.46 Comparación de diagramas de interacción y ubicación de las combinaciones de carga de diseño para las columnas extremas del eje A, entrepiso N1-PB, modelo 25-NIV, para los casos A, B (considerando las combinaciones con tensiones) y B' (sin considerar tensiones)

Nomenclatura:



Vigas:

- Mu- Momento flexionante último negativo [t-m]
- Mu+ Momento flexionante último positivo [t-m]
- Vu Fuerza cortante última [t]

Columnas:

- MUM Momento flex. último en dirección mayor [t-m]
- MUm Momento flex. último en dirección menor [t-m]
- PU Carga axial última [t]
- Vu Fuerza cortante última máxima [t]

	Columnas		← Simétrico →	Vigas		
	13	32		27	12	13 32
AZOT	29 17	11 38		16	13	16
N-8	12 12	28 18		17 44	33 16	17 44
	5 8	2 13				
N-7	33 14	40 20		22	19	22
	23 19	65 24		25 69	62 23	25 71
	9 2	29 8				
N-6	44 20	66 28		42	42	36
	27 23	98 36		27 79	71 25	27 80
	6 5	40 13				
N-5	48 20	69 26		51	51	44
	28 30	131 46		28 81	75 27	29 84
	27 1	50 7				
N-4	18 15	54 23		55	55	49
	149 35	171 53		38 115	103 35	38 117
	66 9	90 3				
N-3	19 17	76 27		87	88	78
	184 35	205 66		37 111	100 34	37 112
	3 51	93 6				
N-2	40 18	66 24		83	83	74
	10 44	240 66		50 152	134 45	49 152
	64 14	106 7				
N-1	72 30	127 37		123	122	108
	8 31	257 86		53 165	154 51	54 170
	1 10	86 24				
PB	118 43	179 48		136	137	131
	341 59	307 74				
	254 65	299 49				
SOT						
CIM						

Fig 3.51 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje A, modelo 9NIV (caso A)

	Columnas		← Simétrico →	Vigas		
AZOT				20 42 36 18		20 44
N-8	39 9 28 19 13 3	35 9 59 16 7 3		21 25 55	18 48 23	22 26 58
N-7	39 11 58 23 4 9	41 11 126 25 28 9		28 32 81	24 71 30	29 34 86
N-6	29 61 102 36 12 40	68 18 194 41 39 12		41 35 90	35 80 32	43 36 95
N-5	27 65 137 43 7 55	23 65 264 47 15 56		45 36 94	43 85 33	48 37 99
N-4	24 54 170 50 4 85	54 16 337 54 92 26		47 46 127	47 111 42	49 47 135
N-3	28 76 204 61 5 86	75 23 407 68 96 26		76 44 123	82 102 41	67 46 129
N-2	25 66 238 62 8 101	65 20 470 67 106 30		72 58 165	76 143 51	64 60 173
N-1	38 118 272 79 23 33	44 118 542 96 24 97		114 59 171	120 158 56	93 62 184
PB	50 173 304 70	163 48 625 64		121	128	113
SOT						
CIM						

 Nivel de calle

Fig 3.52 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje C, modelo 9NIV (caso A)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT				11 26 24 11 11 26
N-8	25 15 11 11 6 8	27 27 29 19 12 19	13 15 39 36 15	12 16 40 13
N-7	29 13 21 18 13 1	35 20 63 23 30 7	20 22 63	18 58 21 23 66
N-6	40 18 25 22 8 4	59 30 97 36 42 14	39 25 73	40 68 24 25 75
N-5	45 19 26 29 21 1	64 27 130 42 55 8	49 26 78	50 78 25 27 81
N-4	36 16 25 33 44 7	56 9 201 49 83 31	54 34 105	55 100 33 35 111
N-3	45 20 17 34 30 2	80 31 198 60 81 9	80 33 102	82 97 33 34 106
N-2	43 13 10 42 59 12	69 7 298 60 93 33	76 44 135	78 126 42 44 138
N-1	28 63 2 30 12 5	116 41 268 78 88 29	109 48 151	109 152 50 51 164
PB	32 131 91 55 70 217	170 50 309 65 257 44	124	130 134
SOT				
CIM				

Fig 3.53 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje A, modelo 9NIV (caso B)

	← Simétrico →																
	Columnas	Vigas															
AZOT		18 37 33 17 19 39															
N-8	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>27 25</td><td>10 25</td><td>18</td><td>17</td><td>19</td></tr> <tr><td>30 20</td><td>57 15</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>18 12</td><td>2 12</td><td>23 52</td><td>47 23</td><td>25 56</td></tr> </table>	27 25	10 25	18	17	19	30 20	57 15				18 12	2 12	23 52	47 23	25 56	
27 25	10 25	18	17	19													
30 20	57 15																
18 12	2 12	23 52	47 23	25 56													
N-7	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>20 33</td><td>12 34</td><td>26</td><td>24</td><td>28</td></tr> <tr><td>63 23</td><td>124 24</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>6 31</td><td>8 32</td><td>30 76</td><td>68 29</td><td>32 83</td></tr> </table>	20 33	12 34	26	24	28	63 23	124 24				6 31	8 32	30 76	68 29	32 83	
20 33	12 34	26	24	28													
63 23	124 24																
6 31	8 32	30 76	68 29	32 83													
N-6	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>30 55</td><td>21 57</td><td>38</td><td>34</td><td>42</td></tr> <tr><td>98 33</td><td>192 39</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13 42</td><td>10 43</td><td>33 86</td><td>78 31</td><td>35 93</td></tr> </table>	30 55	21 57	38	34	42	98 33	192 39				13 42	10 43	33 86	78 31	35 93	
30 55	21 57	38	34	42													
98 33	192 39																
13 42	10 43	33 86	78 31	35 93													
N-5	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>28 61</td><td>22 62</td><td>43</td><td>41</td><td>46</td></tr> <tr><td>132 40</td><td>260 45</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>8 54</td><td>15 56</td><td>34 91</td><td>84 33</td><td>36 98</td></tr> </table>	28 61	22 62	43	41	46	132 40	260 45				8 54	15 56	34 91	84 33	36 98	
28 61	22 62	43	41	46													
132 40	260 45																
8 54	15 56	34 91	84 33	36 98													
N-4	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>8 56</td><td>58 17</td><td>45</td><td>45</td><td>49</td></tr> <tr><td>202 47</td><td>330 47</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>32 78</td><td>86 24</td><td>42 117</td><td>106 40</td><td>45 130</td></tr> </table>	8 56	58 17	45	45	49	202 47	330 47				32 78	86 24	42 117	106 40	45 130	
8 56	58 17	45	45	49													
202 47	330 47																
32 78	86 24	42 117	106 40	45 130													
N-3	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>32 74</td><td>89 24</td><td>67</td><td>75</td><td>65</td></tr> <tr><td>199 55</td><td>400 63</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>8 80</td><td>92 24</td><td>41 114</td><td>104 39</td><td>44 125</td></tr> </table>	32 74	89 24	67	75	65	199 55	400 63				8 80	92 24	41 114	104 39	44 125	
32 74	89 24	67	75	65													
199 55	400 63																
8 80	92 24	41 114	104 39	44 125													
N-2	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>6 68</td><td>70 21</td><td>64</td><td>71</td><td>62</td></tr> <tr><td>301 57</td><td>470 62</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>33 89</td><td>96 27</td><td>52 148</td><td>130 47</td><td>55 162</td></tr> </table>	6 68	70 21	64	71	62	301 57	470 62				33 89	96 27	52 148	130 47	55 162	
6 68	70 21	64	71	62													
301 57	470 62																
33 89	96 27	52 148	130 47	55 162													
N-1	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>42 109</td><td>124 33</td><td>98</td><td>108</td><td>81</td></tr> <tr><td>271 71</td><td>539 89</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>28 81</td><td>96 28</td><td>54 158</td><td>151 54</td><td>80 180</td></tr> </table>	42 109	124 33	98	108	81	271 71	539 89				28 81	96 28	54 158	151 54	80 180	
42 109	124 33	98	108	81													
271 71	539 89																
28 81	96 28	54 158	151 54	80 180													
PB	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>52 171</td><td>162 48</td><td>108</td><td>122</td><td>108</td></tr> <tr><td>309 62</td><td>619 58</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>45 248</td><td>224 65</td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>	52 171	162 48	108	122	108	309 62	619 58				45 248	224 65				 Nivel de calle
52 171	162 48	108	122	108													
309 62	619 58																
45 248	224 65																
SOT																	
CIM																	

Fig 3.54 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje C, modelo 9NIV (caso B)

	Columnas		Simétrico		Vigas			
AZOT			15	36	22	11	15	36
N-16	32 21 20 13 4 9	43 15 33 22 13 1		18	11		18	
N-15	42 19 38 19 4 7	25 52 74 27 14 19		26	23		26	
N-14	47 22 50 26 1 5	29 64 112 39 13 39		38	38		34	
N-13	19 18 139 32 53 4	26 59 149 47 1 67		48	48		38	
N-12	52 26 61 34 15 4	36 96 186 66 14 68		86	85		64	
N-11	66 28 61 41 23 1	36 102 222 69 9 74		93	92		70	
N-10	28 65 58 46 3 34	36 107 257 78 6 91		101	100		79	
N-9	30 23 350 51 85 12	31 86 335 83 5 125		105	103		84	
N-8	29 34 416 50 2 68	41 130 329 99 5 116		138	134		109	
N-7	76 32 32 57 51 7	39 119 426 99 3 131		139	135		111	
N-6	41 28 546 61 94 13	37 112 470 104 5 149		139	135		114	
N-5	44 30 618 60 84 8	40 131 516 115 1 151		160	156		132	
N-4	51 30 690 65 93 12	38 128 562 114 5 156		158	154		133	
N-3	36 25 759 67 116 20	34 112 607 116 13 177		154	150		132	
N-2	30 25 836 67 119 20	34 120 654 124 11 188		168	164		146	
N-1	18 18 909 66 132 23	26 93 701 115 23 194		156	152		138	
PB	22 20 981 91	29 32 752 128		137	134		124	
SOT	340 88	58 410						
CIM								

Nivel de calle

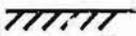


Fig 3.55 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje A, modelo 17NIV (caso A)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT				21 46 28 17 22 50
N-16	43 15 33 22 13 1	42 18 58 20 2 3	23 27 63	14 44 22 28 68
N-15	25 52 74 27 14 19	53 19 124 28 17 2	32 31 78	22 59 26 32 83
N-14	29 64 112 39 13 39	66 24 191 40 37 8	39 34 88	31 70 29 35 93
N-13	26 59 149 47 1 67	51 21 273 48 75 16	44 45 126	41 94 37 47 135
N-12	36 96 186 66 14 68	100 38 322 69 65 13	75 47 133	82 100 38 49 140
N-11	36 102 222 69 9 74	105 37 386 72 72 16	82 49 141	88 110 41 51 148
N-10	36 107 257 78 6 91	111 39 451 80 89 22	90 50 144	95 115 43 52 151
N-9	31 86 335 83 5 125	83 33 559 25 128 29	93 61 177	98 138 50 63 185
N-8	41 130 329 99 6 116	135 49 583 102 113 27	127 51 178	132 141 51 63 185
N-7	39 119 426 99 3 131	116 45 710 102 134 29	128 61 178	132 144 52 63 184
N-6	37 112 470 104 5 149	110 43 786 107 152 35	128 68 199	132 132 58 60 205
N-5	40 131 516 115 1 151	128 50 865 118 155 35	150 68 198	153 164 58 69 203
N-4	38 128 562 114 5 156	125 47 944 117 159 38	148 66 194	151 164 58 67 198
N-3	34 112 607 116 13 177	110 41 1024 119 181 45	144 71 207	146 178 73 72 212
N-2	34 120 654 124 11 188	118 45 1108 124 184 46	157 68 197	160 172 61 69 200
N-1	26 93 701 115 23 194	90 33 1195 129 229 61	147 61 171	149 153 56 62 176
PB	29 32 752 128 58 410	22 12 1285 93 297 85	121	121 121 106
SOT				
CIM				

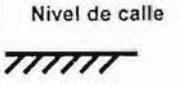


Fig 3.56 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje B, modelo 17NIV (caso A)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT				14 32 19 10 13 32
N-16	31 21 16 13 6 11	36 36 31 23 4 23	16 18 47	10 32 14 18 48
N-15	1 40 39 19 11 5	49 28 66 26 18 18	24 22 62	22 48 19 22 63
N-14	1 46 56 25 15 4	62 32 102 37 37 17	37 25 73	37 60 22 26 75
N-13	43 21 48 31 27 2	63 30 136 46 61 7	49 34 105	48 84 30 35 107
N-12	2 55 84 34 21 13	94 40 169 62 66 16	80 37 114	79 93 32 37 115
N-11	5 67 96 41 21 22	102 39 202 67 74 12	89 40 124	88 104 35 40 125
N-10	5 69 105 45 24 31	36 81 163 75 24 21	99 42 131	97 112 37 42 132
N-9	4 65 113 49 29 49	35 77 175 81 30 41	106 48 154	105 132 43 48 155
N-8	4 71 117 50 28 41	42 85 181 92 31 31	129 50 157	127 137 44 49 158
N-7	8 76 121 55 30 50	1 89 187 95 34 41	133 50 158	130 141 45 50 159
N-6	5 67 123 59 34 73	39 80 191 98 39 65	134 56 179	132 159 51 56 179
N-5	5 71 123 57 32 58	45 85 192 103 39 48	154 56 177	152 160 51 55 177
N-4	9 76 124 62 34 59	43 88 193 108 42 59	153 54 172	150 158 51 54 173
N-3	4 60 124 65 34 93	38 73 195 109 48 85	148 59 185	146 172 56 58 185
N-2	1 57 123 64 40 94	41 71 195 116 51 79	159 55 172	157 162 52 55 171
N-1	1 40 124 64 45 103	30 52 199 107 55 117	146 48 147	144 142 47 48 148
PB	1 41 129 87 89 329	9 60 212 115 115 245	122	121 118
SOT				
CIM				

Fig 3.57 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje A, modelo 17NIV (caso B)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
				20 43 25 16 22 48
AZOT	36 36 31 23 23 4	18 40 52 20 4 2	21 26 59	12 40 21 28 67
N-16	49 17 62 26 15 3	19 52 113 28 2 17	30 30 74	20 55 25 32 81
N-15	62 32 102 37 16 37	24 66 176 40 7 36	37 33 85	30 67 29 35 93
N-14	63 30 136 46 7 61	24 67 239 48 14 60	43 42 116	41 88 35 45 127
N-13	94 40 169 62 66 16	37 100 298 66 13 64	68 45 125	75 97 37 47 136
N-12	102 39 202 67 74 12	37 107 358 71 17 73	77 47 135	74 108 40 50 145
N-11	36 81 163 75 24 21	40 116 419 79 21 87	87 49 142	93 117 43 52 152
N-10	35 77 175 81 30 41	39 113 481 85 27 107	94 56 165	100 136 49 59 176
N-9	42 85 181 92 31 31	46 134 542 96 28 110	117 57 169	123 141 50 60 179
N-8	41 89 187 95 34 41	45 135 604 99 31 120	120 57 170	127 145 51 60 180
N-7	39 80 191 98 35 65	114 30 739 102 145 35	121 64 190	127 163 57 67 201
N-6	45 85 192 103 40 48	50 148 731 114 36 138	142 63 183	149 164 57 66 198
N-5	42 88 193 103 42 59	128 34 880 112 156 51	141 62 184	147 163 57 65 194
N-4	38 73 195 109 48 85	114 30 952 114 176 57	136 66 195	142 174 61 69 206
N-3	41 71 195 116 51 79	123 32 1025 119 179 58	147 63 184	155 167 58 65 194
N-2	30 52 199 107 55 117	93 25 1100 122 221 70	136 54 153	143 142 51 57 164
N-1	9 60 212 115	10 1 1176 87	104	112 93
PB	115 245	296 91		
SOT				
CIM				

Nivel de calle

Fig 3.58 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje B, modelo 17NIV (caso B)

	Columnas		Simétrico		Vigas			
AZOT			23	59	17	11	21	52
N-24	31 46 31 20	66 44 39 32	33 30	83	24 38	18	28	26 76
N-23	29 63 57 28	84 36 80 45	33 37	108	24 64	25	35	26 102
N-22	34 75 73 38	109 42 120 65	78 44	132	69 88	32	42	51 126
N-21	35 79 81 48	122 44 157 81	102 48	147	93 103	36	46	63 141
N-20	7 98 267 57	100 38 269 94	117 68	210	107 140	48	63	76 198
N-19	89 43 77 60	174 54 228 125	180 71	223	162 152	52	67	114 208
N-18	47 111 67 72	186 56 260 133	180 76	239	162 169	55	71	114 224
N-17	115 58 51 79	200 58 292 148	208 79	251	188 182	60	74	142 235
N-16	15 123 606 88	174 53 496 157	220 94	295	199 213	71	87	156 274
N-15	52 120 1 88	241 63 350 183	265 97	305	239 222	73	89	187 282
N-14	55 139 33 98	247 65 378 187	275 100	315	247 235	77	92	196 292
N-13	55 137 71 104	253 65 404 199	284 101	320	257 243	79	94	209 297
N-12	26 166 1021 112	215 57 725 206	290 116	364	262 275	90	107	217 336
N-11	53 87 1139 110	251 64 784 227	334 117	365	300 280	92	107	250 337
N-10	21 153 1256 119	255 65 842 230	336 117	368	302 285	93	108	254 339
N-9	29 178 1373 125	313 19 899 236	337 115	361	301 283	93	106	250 333
N-8	46 232 1488 131	367 38 955 241	331 136	423	299 329	108	124	258 389
N-7	30 188 1620 123	350 20 1013 264	393 133	414	353 326	107	122	306 380
N-6	188 32 1750 133	340 24 1071 261	384 131	409	346 328	108	121	301 378
N-5	38 204 1878 137	355 30 1127 265	379 128	399	343 326	107	119	303 370
N-4	53 247 2003 143	391 45 1181 265	369 140	433	336 356	118	130	301 402
N-3	43 221 2139 136	384 36 1237 279	403 136	418	368 351	117	127	333 390
N-2	53 243 2272 145	392 44 1291 275	388 130	399	357 342	114	122	327 375
N-1	58 265 2400 140	418 61 1343 268	368 120	365	342 322	108	114	318 348
PB	178 652 2528 185	804 136 1400 275	335		315			299

Fig 3.59 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje A, modelo 25NIV (caso A)

Nomenclatura para columnas :

MUM	MUm	(utilizados en el diseño)
PU	VU	

	Columnas		Simétrico		Vigas			
			29	69	19	15	29	69
AZOT	66	44	34	71	34		22	35
N-24	39	32	53	36	37	94	41	23
							38	95
N-23	84	36	34	87	47		42	48
	80	45	113	47	45	119	67	30
							45	121
N-22	109	42	41	112	67		66	60
	120	65	175	67	51	143	92	37
							51	145
N-21	122	44	146	125	91		89	72
	157	81	236	83	56	158	107	42
							55	159
N-20	100	38	27	140	106		104	80
	269	94	374	97	75	221	140	52
							74	220
N-19	174	54	68	181	169		163	110
	77	125	353	130	79	234	152	56
							77	231
N-18	186	56	68	191	182		174	115
	260	133	407	136	83	250	170	61
							81	246
N-17	200	58	73	205	198		198	123
	292	148	462	151	87	262	183	65
							85	257
N-16	174	53	46	211	209		199	135
	496	157	693	160	101	306	212	74
							98	297
N-15	241	63	88	247	255		241	165
	350	183	571	187	104	316	222	77
							100	304
N-14	247	65	87	252	264		248	174
	378	187	624	191	107	326	235	81
							103	314
N-13	253	65	258	89	274		257	188
	404	199	679	202	109	331	244	84
							104	318
N-12	215	57	286	67	279		262	196
	726	206	1032	210	123	374	275	94
							118	358
N-11	251	64	65	289	324		302	229
	784	227	1120	231	124	377	280	96
							118	359
N-10	255	65	68	293	326		304	234
	842	230	1210	234	124	378	287	98
							118	361
N-9	313	19	76	318	328		305	240
	899	236	1301	240	122	372	286	97
							116	354
N-8	367	38	93	372	321		299	239
	955	241	1392	245	143	434	330	112
							135	412
N-7	350	20	85	355	384		356	285
	1013	264	1486	269	140	425	328	112
							133	403
N-6	340	24	86	345	375		347	282
	1071	261	1581	265	139	420	331	113
							132	399
N-5	355	30	91	360	370		344	285
	1127	265	1676	269	136	410	330	112
							129	391
N-4	391	45	103	396	360		336	284
	1181	265	1773	269	148	443	361	123
							141	424
N-3	384	36	101	391	394		369	316
	1237	279	1873	284	143	429	357	122
							137	412
N-2	392	44	104	389	379		357	312
	1291	275	1975	276	138	411	351	120
							133	397
N-1	418	61	128	465	361		342	305
	1343	268	2077	287	125	368	324	112
							122	361
PB	804	136	184	640	318		305	280
	1400	275	2186	226				

Fig 3.60 Elementos mecánicos últimos en vigas y columnas del eje B, modelo 25NIV (caso A)

	Columnas				← Simétrico →	Vigas				
	20	52	23	12		18	46			
AZOT	47	30	64	45	29	21	23			
N-24	18	17	30	30	26	74	42	18	25	68
N-23	66	28	84	38	47	39	34			
	36	26	66	41	33	97	66	25	31	91
N-22	77	34	108	45	70	62	46			
	44	37	100	60	39	118	88	31	37	113
N-21	79	34	119	44	91	84	62			
	44	46	133	68	42	131	101	35	40	125
N-20	63	29	107	39	104	96	75			
	39	56	164	88	62	195	143	48	58	185
N-19	86	42	172	55	167	153	118			
	23	57	191	117	65	205	152	50	61	192
N-18	110	46	180	57	176	161	126			
	5	68	219	123	68	216	164	54	64	203
N-17	108	46	189	57	187	172	139			
	-18	76	246	136	69	220	170	55	65	207
N-16	117	25	211	15	192	176	144			
	-43	85	272	144	90	286	213	69	83	266
N-15	105	49	230	63	258	233	189			
	-82	81	293	136	91	289	217	70	84	267
N-14	134	54	78	148	261	235	191			
	-120	94	90	175	92	295	226	73	86	274
N-13	134	54	81	148	267	242	200			
	-162	99	73	186	94	299	232	75	87	278
N-12	119	50	76	134	271	246	207			
	-207	106	54	193	106	341	265	85	99	317
N-11	131	54	88	146	313	284	240			
	-262	104	26	211	107	342	270	86	99	318
N-10	142	56	87	157	314	285	244			
	-319	113	-3	214	107	343	275	88	99	319
N-9	131	53	81	146	315	287	245			
	-378	118	-53	220	105	335	271	87	97	313
N-8	192	46	95	182	307	281	246			
	-436	124	-61	223	125	396	318	103	115	368
N-7	141	29	92	133	367	334	293			
	-510	116	-102	245	122	386	314	101	113	359
N-6	140	55	91	156	357	326	288			
	-581	126	-140	241	120	380	316	102	112	356
N-5	158	69	92	147	351	323	289			
	-653	129	-178	244	117	371	314	101	110	349
N-4	197	48	103	186	342	316	287			
	-724	133	-214	245	127	400	344	111	119	379
N-3	176	42	101	167	371	345	318			
	-807	128	-258	55	122	383	336	109	115	365
N-2	212	58	107	192	354	332	310			
	-887	137	-298	251	113	356	320	104	109	342
N-1	247	70	119	268	326	309	293			
	-961	137	-333	237	99	306	284	93	95	297
PB	706	262	251	549	277	265	258			
	-1020	173	-350	253						

Nivel de calle


Fig 3.61 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje A, modelo 25NIV (caso B)

	Columnas		Simétrico		Vigas			
			26	62	27	17	26	62
AZOT								
N-24	64 45 30 30	69 30 47 32	34	31 85	17 48	24	34	31 86
N-23	84 38 66 41	88 31 105 44	40	42 107	35 72	31	40	43 109
N-22	108 45 100 60	113 40 164 63	46	58 129	57 93	37	46	54 130
N-21	119 44 133 68	124 43 224 78	49	79 141	78 106	41	49	65 142
N-20	107 39 164 88	127 33 284 91	69	92 204	90 144	52	68	71 205
N-19	172 55 191 117	181 66 335 124	71	156 214	152 152	54	70	102 212
N-18	180 57 219 123	187 65 387 128	74	165 225	160 165	58	73	106 223
N-17	189 57 246 136	196 68 440 142	76	176 229	170 171	59	74	117 227
N-16	211 15 272 144	209 55 495 149	96	180 295	174 210	73	94	123 289
N-15	230 63 293 136	241 86 539 182	97	247 298	236 214	73	94	164 290
N-14	78 148 90 175	245 84 585 182	99	249 304	238 224	76	96	166 297
N-13	81 148 73 186	255 87 633 193	100	256 308	244 231	78	97	176 300
N-12	76 134 54 193	253 66 682 200	113	260 350	248 262	88	110	183 341
N-11	88 146 26 211	277 95 728 219	113	301 351	287 267	90	110	215 342
N-10	87 157 -3 214	278 94 776 220	114	302 352	288 272	91	110	220 343
N-9	85 146 -33 220	282 75 826 227	111	303 344	290 270	90	108	225 336
N-8	95 182 -61 223	334 91 879 230	131	295 404	283 313	105	128	223 396
N-7	92 133 -102 245	311 82 927 254	128	355 394	341 309	104	125	268 387
N-6	91 156 -140 241	333 110 1508 249	126	345 388	332 312	104	124	263 383
N-5	92 147 -178 244	344 113 1595 252	123	329 379	329 311	104	122	265 377
N-4	103 186 -214 245	351 97 1095 253	133	330 408	322 339	114	133	264 410
N-3	101 167 -258 55	345 95 1155 264	127	359 390	355 332	111	128	294 395
N-2	107 192 -298 251	351 98 1221 255	120	340 365	341 319	107	123	286 375
N-1	119 268 -333 237	441 126 1293 266	101	316 301	321 271	93	106	272 321
PB	251 549 -350 253	629 183 1374 195		252	205			226

Nivel de calle



Fig 3.62 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del eje B, modelo 25NIV (caso B)

Nomenclatura:

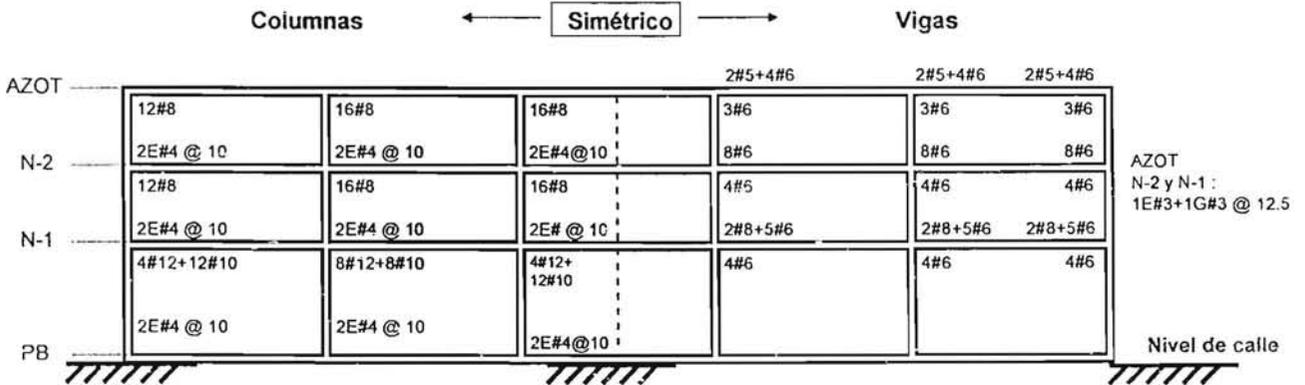
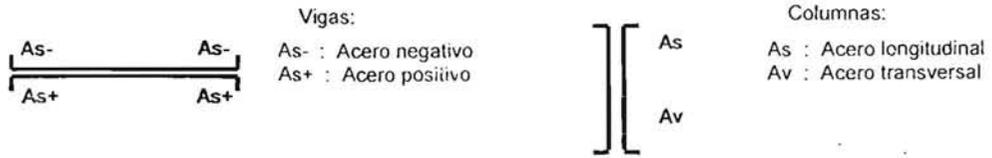


Fig 3.63 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 3NIV (caso A)

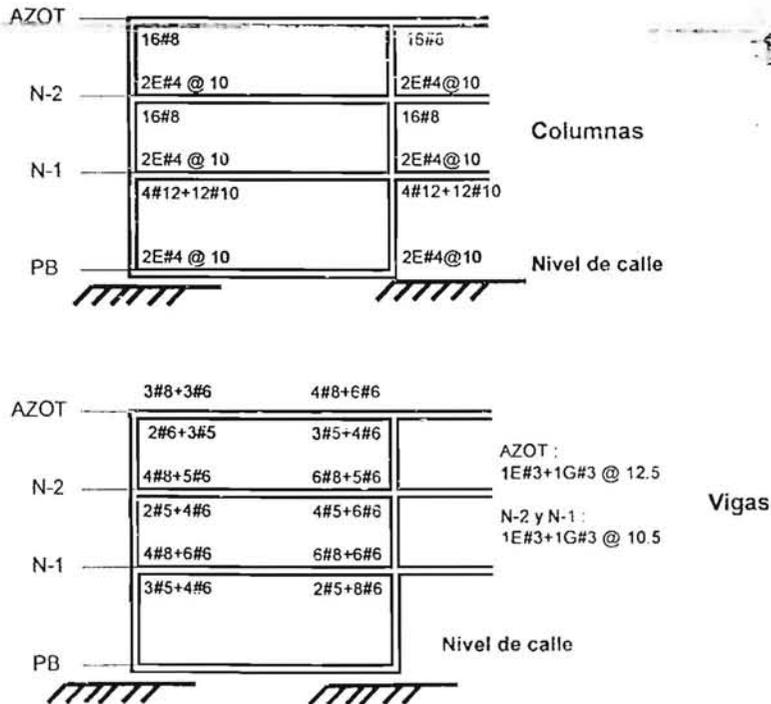


Fig 3.64 Armados de vigas y columnas del eje 3 (interior), modelo 3NIV (caso A)

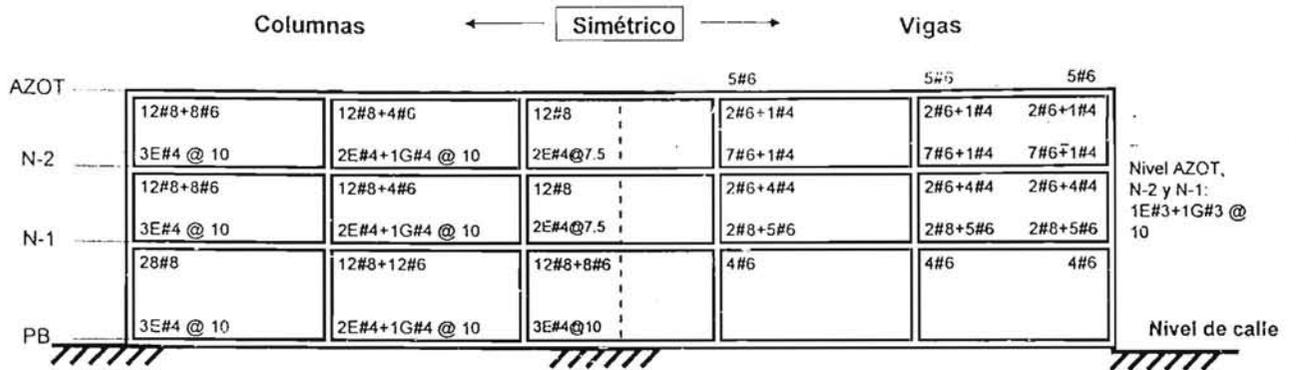


Fig 3.65 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 3NIV (caso B)

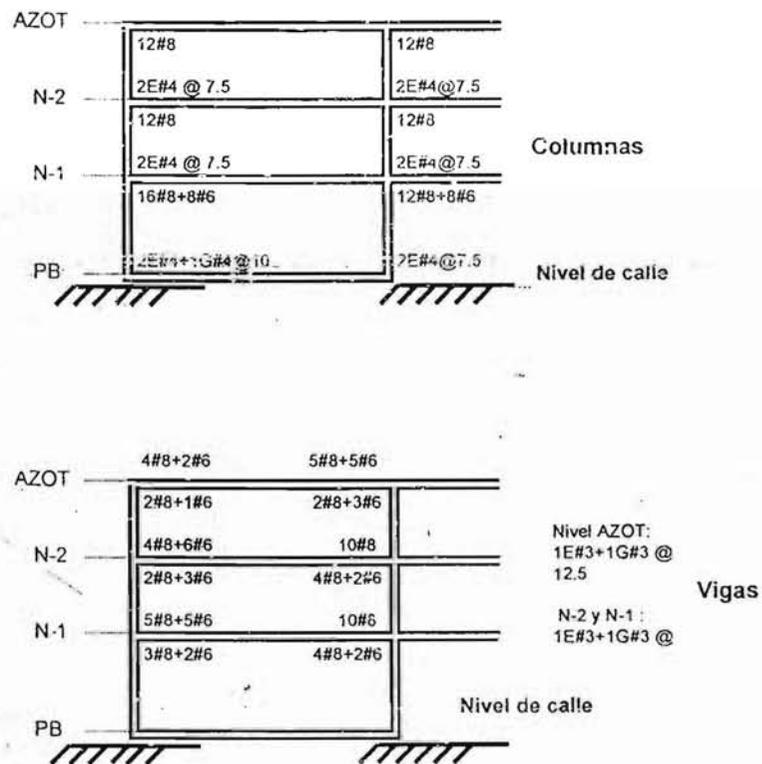
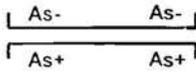


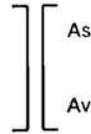
Fig 3.66 Armados de vigas y columnas del eje 3 (interior), modelo 3NIV (caso B)

Nomenclatura:



Vigas:

As- : Acero negativo
As+ : Acero positivo



Columnas:

As : Acero longitudinal
Av : Acero transversal

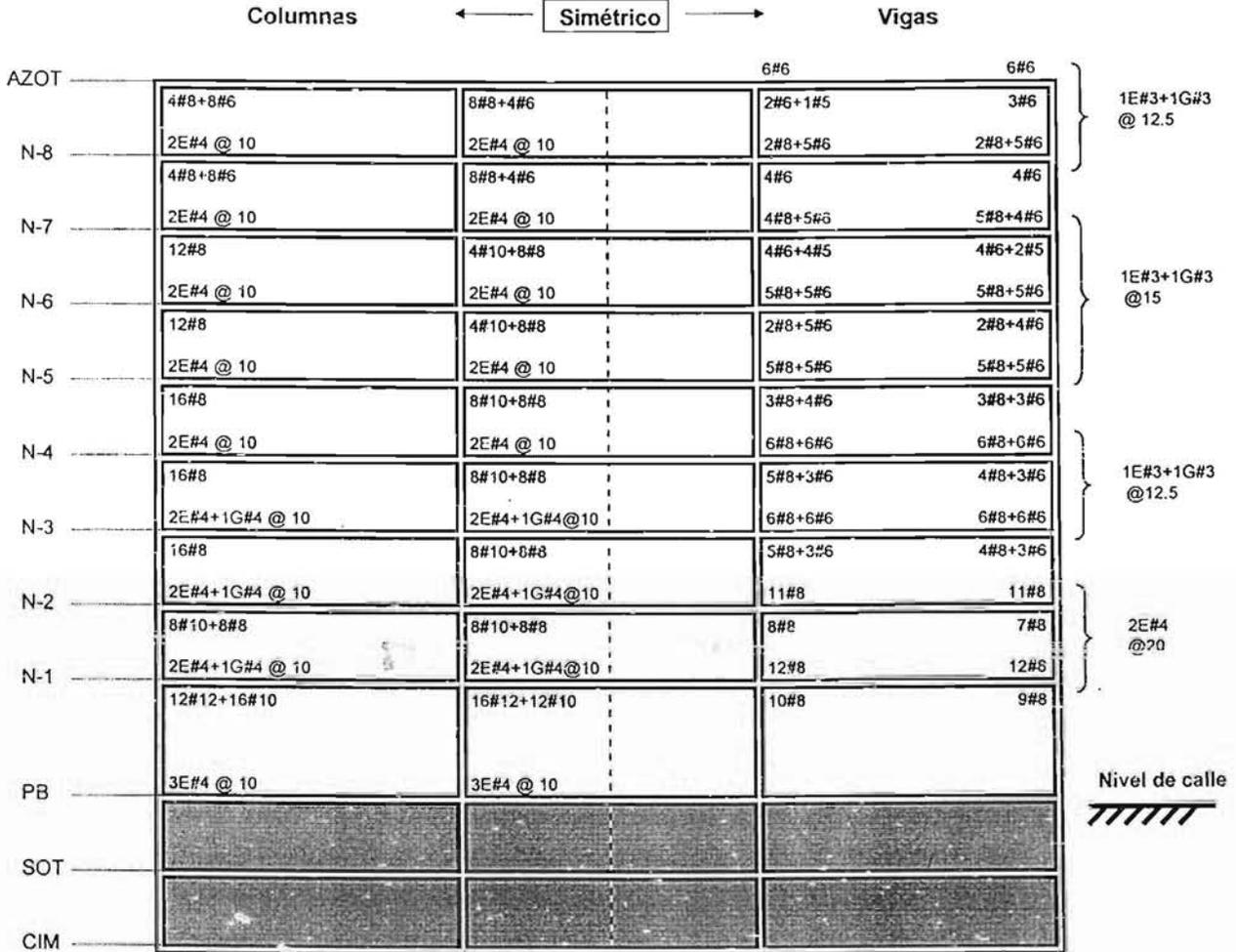


Fig 3.67 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 9NIV (caso A)

	Columnas	Simétrico	Vigas	
AZOT			2#8+5#6	2#8+5#6
N-3	8#8+4#6 2E#4 @ 10	4#8+8#6 2E#4 @ 10	4#6 4#8+4#6	4#6 4#8+5#6
N-7	8#8+4#6 2E#4 @ 10	4#8+8#6 2E#4 @ 10	2#8+2#6 5#8+5#6	2#8+2#6 5#8+6#6
N-6	12#8 2E#4 @ 10	12#8 2E#4 @ 10	2#8+3#6 6#8+5#6	2#8+4#6 6#8+5#6
N-5	12#8 2E#4 @ 10	12#8 2E#4 @ 10	3#8+2#6 6#8+5#6	3#8+3#6 6#8+6#6
N-4	4#10+12#8 2E#4 @ 10	8#10+8#8 2E#4 @ 10	3#8+3#6 10#8	3#8+4#6 10#8
N-3	4#10+12#8 2E#4+1G#4 @ 10	8#10+8#8 2E#4+1G#4@10	3#8+5#6 10#8	3#8+4#6 10#8
N-2	4#10+12#8 2E#4+1G#4 @ 10	8#10+8#8 2E#4+1G#4@10	3#8+5#6 12#8	3#8+3#6 12#8
N-1	8#10+8#8 2E#4+1G#4 @ 10	8#10+8#8 2E#4+1G#4@10	8#8 12#8	6#8 13#8
PB	16#12+12#10 3E#4 @ 10	12#12+12#10 2E#4+1G#4@10	9#8	8#8
SOT				
CIM				

1E#3+1G#3 @12.5
 1E#3+1G#3 @12.5
 1E#3+1G#3 @ 10
 2E#4 @ 20
 Nivel de calle

Fig 3.68 Armados de vigas y columnas del eje C (interior), modelo 9NIV (caso A)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT			5#6	5#6
N-8	12#8 2E#4+1G#4 @ 5	16#8 2E#4 @ 5	3#6 8#6	3#6 8#6
N-7	12#8 2E#4+1G#4 @ 5	16#8 2E#4 @ 5	4#6 5#8+2#6	4#6 5#8+3#6
N-6	12#8+4#6 2E#4+1G#4 @ 5	16#8 2E#4 @ 5	3#8+1#6 4#8+6#6	3#8+1#6 4#8+6#6
N-5	2#8+4#6 2E#4+1G#4 @ 5	16#8 2E#4 @ 5	8#6 4#8+7#6	8#6 4#8+7#6
N-4	2#8+4#6 2E#4+1G#4 @ 5	20#8 2E#4 @ 5	1#8+7#6 9#8	1#8+7#6 9#8
N-3	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	20#8 2E#4 @ 5	5#8+2#6 9#6	5#8+2#6 9#8
N-2	8#10+8#8 2E#4+1G#4 @ 5	20#8 2E#4 @ 5	5#8+2#6 10#8	5#8+2#6 10#8
N-1	8#10+8#8 2E#4+1G#4 @ 5	20#8 2E#4 @ 5	8#8 10#8+2#6	6#6+2#6 12#8
PB	12#12+16#10 3E#5 @ 7.5	16#12+8#10 2E#5 @ 7.5	8#8+2#6	10#8
SOT				
CIM				

}	1E#3+1G#3 @12.5
}	1E#3+1G#3 crujia ext: @12.5 crujia int: @15
}	1E#3+1G#3 @12.5
}	1E#3+1G#3 @10
}	2E#3 @12.5
}	2E#3 @10
	Nivel de calle

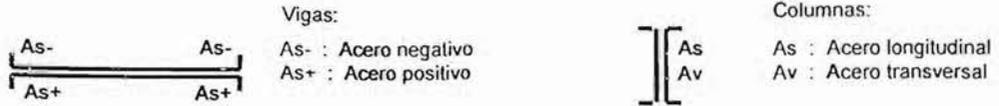
Fig 3.69 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 9NIV (caso B)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT			8#6	8#6
N-8	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	12#6 2E#4 @ 5	4#6 5#8+2#6	4#6 5#8+3#6
N-7	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	12#6 2E#4 @ 5	5#6 4#8+6#6	3#8 4#8+8#6
N-6	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	12#6 2E#4 @ 5	6#6 4#8+6#6	1#8+5#6 6#8+6#6
N-5	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	12#6 2E#4 @ 5	2#8+4#6 6#8+6#6	2#8+4#6 6#8+7#6
N-4	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	12#8 2E#4 @ 5	8#6 10#8	8#6 11#8
N-3	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	12#8 2E#4 @ 5	6#6 10#8	5#8 11#8
N-2	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	12#8 2E#4 @ 5	6#8 8#8+4#6	5#8 12#8
N-1	16#8 2E#4+1G#4 @ 5	4#10+8#8 2E#4 @ 5	8#8 10#8+2#6	6#8 12#8+2#6
PB	2E#5 @ 7.5	20#10 2E#5 @ 7.5	8#8+2#6	8#8
SOT				
CIM				

}	1E#3+1G#3 @12.5
}	1E#3+1G#3 cruja ext: @12.5 cruja int: @15
}	1E#3+1G#3 cruja ext: @12.5 cruja int: @10
}	1E#3+1G#3 cruja ext: @12.5 cruja int: @7.5
}	1E#3+1G#3 @7.5
}	2E#3 @10
	Nivel de calle

Fig 3.70 Armados de vigas y columnas del eje C (interior), modelo 9NIV (caso B)

Nomenclatura:



	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT			6#6	6#6-
N-16	8#8+4#6 2E#4 @ 10	8#8+4#6 2E#4 @ 10	3#6 2#8+5#6	3#6 2#8+5#6
N-15	8#8+4#6 2E#4 @ 10	12#8 2E#4 @ 10	4#6 4#8+5#6	4#6 4#8+5#6
N-14	8#8+4#6 2E#4 @ 10	16#8 2E#4 @ 10	6#6 5#8+5#6	5#6 5#8+5#6
N-13	12#8 2E#4 @ 10	4#10+12#8 2E#4 @ 10	2#8+4#6 6#8+6#6	6#6 6#8+6#6
N-12	4#10+8#8 2E#5 @ 10	4#10+12#8 2E#4+1G#4@10	4#8+5#6 6#8+6#6	2#8+5#6 6#8+6#6
N-11	4#10+8#8 2E#5 @ 10	4#10+12#8 2E#4+1G#4@10	5#8+4#6 10#8	3#8+4#6 10#8
N-10	4#10+8#8 2E#5 @ 10	4#10+12#8 2E#4+1G#4@10	8#8 10#8	6#8 10#8
N-9	5#10+4#8 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	9#8 12#8	5#8+3#6 12#3
N-8	4#12+8#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	10#8 12#8	8#8 12#8
N-7	4#12+8#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	11#8 12#8	8#8 12#8
N-6	4#12+8#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	11#8 6#10+4#8	8#8 8#10
N-5	8#12+4#10 2E#5 @ 10	8#12+4#10 2E#5 @ 10	12#8 8#10	9#8 8#10
N-4	8#12+4#10 2E#5 @ 10	8#12+4#10 2E#5 @ 10	11#8 8#10	9#8 8#10
N-3	8#12+4#10 2E#5 @ 10	8#12+4#10 2E#5 @ 10	11#8 6#10+4#8	9#8 6#10+4#8
N-2	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	12#8 6#10+4#8	10#8 6#10+4#8
N-1	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	11#8 12#8	9#8 12#8
PB	16#12+12#10 3E#5 @ 10	12#12+16#10 3E#5 @ 10	9#8	8#8

1E#3+1G#3 @15

1E#3+1G#3 @10

2E#3 @12.5

2E#4 @ 20

Nivel de calle

Fig 3.71 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 17NIV (caso A)

	Columnas	Simétrico	Vigas	
AZOT			3#8+2#6	4#8+1#6
N-16	8#8+4#6 2E#4 @ 10	8#8+4#6 2E#4 @ 10	4#6 4#8+4#6	4#6 4#8+5#6
N-15	12#8 2E#4 @ 10	8#8+4#6 2E#4 @ 10	5#6 8#8	5#6 8#8
N-14	16#8 2E#4 @ 10	4#10+8#8 2E#4 @ 10	2#8+3#6 9#8	2#8+3#6 9#8
N-13	4#10+12#8 2E#4 @ 10	4#10+12#8 2E#4 @ 10	2#8+4#6 10#8	2#8+4#6 11#8
N-12	4#10+12#8 2E#4+1G#4 @ 10	4#10+12#8 2E#4+1G#4@10	6#8 10#8	3#8+4#6 11#8
N-11	4#10+12#8 2E#4+1G#4 @ 10	4#10+12#8 2E#4+1G#4@10	4#8+5#6 11#8	3#8+4#6 11#8
N-10	4#10+12#8 2E#4+1G#4 @ 10	4#10+12#8 2E#4+1G#4@10	7#8 11#8	6#8 12#8
N-9	4#12+8#10 2E#5 @ 10	8#12+8#10 2E#4+1G#4@10	8#8 6#10+4#8	6#8 6#10+4#8
N-8	4#12+8#10 2E#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	10#8 6#10+4#8	7#8 6#10+4#8
N-7	4#12+8#10 2E#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	10#8 6#10+4#8	7#8 6#10+4#8
N-6	4#12+8#10 2E#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	10#8 6#10+4#8	7#8 8#10+2#8
N-5	8#12+4#10 2E#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	11#8 6#10+4#8	8#8 6#10+4#8
N-4	8#12+4#10 2E#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	11#8 6#10+4#8	8#8 6#10+4#8
N-3	8#12+4#10 2E#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	10#8 8#10+2#8	8#8 8#10+2#8
N-2	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	11#8 8#10+2#8	9#8 8#10+2#8
N-1	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	10#8 6#10+3#8	8#8 6#10+3#8
PB	12#12+16#10 3E#5 @ 10	8#12+16#10 3E#5+1G#5@10	8#8	7#8

1E#3+1G#3 @12.5

2E#3 @12.5

2E#3 @10

2E#4 @17.5

Nivel de calle

Fig 3.72 Armados de vigas y columnas del eje B (interior), modelo 17NIV (caso A)

AZOT	Columnas DISEÑO I		← Simétrico →	Vigas		
				5#6	5#6	
N-16	8#8+8#6 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5		3#6 4#8+1#6	3#6 4#8+1#6	1E#3+1G#3 @ 15
N-15	8#8+8#6 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5		4#6 4#8+3#6	4#6 4#8+3#6	
N-14	8#8+8#6 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5		6#6 7#8	6#6 7#8	1E#3+1G#3 cruja ext: @ 15 cruja int: @ 12.5
N-13	8#8+8#6 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5		4#8+1#6 6#8+4#6	6#6 9#8	
N-12	8#8+8#6 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5		4#8+4#6 8#8+2#6	4#8+1#6 8#8+2#6	1E#3+1G#3 @ 10
N-11	16#8 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5		7#8 10#8	6#8 10#8	
N-10	12#8+12#6 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5		8#8 10#8+2#6	6#8 10#8+2#6	1E#3+1G#3 @ 7.5
N-9	20#8 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5		7#8+3#6 12#8	7#8+1#6 12#8+1#6	
N-8	12#10+4#8 2E#5 @ 7.5	12#8+4#6 2E#5 @ 7.5		10#8+1#6 12#8	8#8 13#8	1E#3+1G#3 @ 7.5
N-7	12#10+4#8 2E#5 @ 7.5	12#8+4#6 2E#5 @ 7.5		10#8+1#6 13#8+2#6	9#8 13#8	
N-6	12#10+4#8 2E#5 @ 7.5	12#8+4#6 2E#5 @ 7.5		10#8+1#6 13#8+2#6	9#8 13#8+2#6	2E#3 @ 10
N-5	12#10+4#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		11#8 13#8+2#6	10#8 13#8+2#6	
N-4	12#10+4#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		11#8 13#8+2#6	10#8 13#8+2#6	Nivel de calle
N-3	12#10+4#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		11#8 14#8+2#6	10#8 14#8+2#6	
N-2	12#10+4#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	8#10+8#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		10#8+2#6 12#8+2#6	10#8+2#6 12#8+2#6	
N-1	12#10+4#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	8#10+8#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		10#8+2#6 10#8+2#6	10#8+2#6 10#8+2#6	
PB	12#12+20#10 2E#5+1G#5 @ 7.5	8#12+16#10 2E#5+1G#5 @ 7.5		8#8+2#6	8#8+2#6	

Fig 3.73 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 17NIV (caso B), el diseño de las columnas se realizó con un factor de resistencia F_R constante de 0.6 (diseño I)

**Armados de columnas
DISEÑO II**

← **Simétrico** →

AZOT	16#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-16	16#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-15	16#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-14	16#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-13	16#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-12	20#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-11	20#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-10	8#8+8#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-9	8#8+8#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5		
N-8	12#8+4#6 2E#5 @ 7.5	8#8+8#6 2E#4 @ 5		
N-7	12#8+4#6 2E#5 @ 7.5	8#8+8#6 2E#4 @ 5		
N-6	12#8+4#6 2E#5 @ 7.5	8#8+8#6 2E#4 @ 5		
N-5	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		
N-4	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		
N-3	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		
N-2	8#10+8#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	8#10+8#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		
N-1	8#10+8#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	8#10+8#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		
PB	12#12+12#10 2E#5+1G#5 @ 7.5	12#10+12#8 2E#5+1G#5 @ 7.5		

Nivel de calle


Fig 3.74 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 17NIV (caso B), el diseño de las columnas se realizó con un factor de resistencia F_R variable entre 0.6 y 0.9 (diseño II)

	Columnas DISEÑO I	← Simétrico →	Vigas	
AZOT			4#8+1#6	4#8+1#6
N-16	12#8+4#6 2E#4 @ 5	16#6 2E#4 @ 5	4#6 4#8+3#6	4#6 5#8+2#6
N-15	12#8+4#6 2E#4 @ 5	16#6 2E#4 @ 5	5#6 7#8	3#8 8#8
N-14	12#8+4#6 2E#4 @ 5	16#6 2E#4 @ 5	6#8 8#8	2#8+3#6 9#8
N-13	12#8+4#6 2E#4 @ 5	16#6 2E#4 @ 5	4#8 8#8+2#6	4#8+1#6 10#8+1#6
N-12	12#8+4#5 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5	6#8 10#8	5#8 10#8+2#6
N-11	12#8+4#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5	7#8 10#8+2#6	5#8 12#8
N-10	12#8+4#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5	7#8+1#6 12#8	6#8 13#8
N-9	12#8+4#6 2E#4 @ 5	20#6 2E#4 @ 5	8#8 13#8	6#8 15#8
N-8	12#8+4#6 2E#5 @ 7.5	8#8+8#6 2E#4 @ 5	9#8 13#8+2#6	7#8 15#8
N-7	12#8+4#6 2E#5 @ 7.5	8#8+8#6 2E#4 @ 5	10#8 13#8+1#6	7#8 15#8
N-6	12#3+4#6 2E#5 @ 7.5	8#8+8#6 2E#4 @ 5	10#8 15#8	7#8 15#8
N-5	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5@7.5	11#8 15#8	8#8 15#8
N-4	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5@7.5	11#8 14#8	8#8 15#8
N-3	16#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	16#8 2E#5+1G#5@7.5	10#8 14#8+2#6	8#8 14#8+2#6
N-2	8#10+8#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	8#10+8#8 2E#5+1G#5@7.5	10#8+2#6 14#8	8#8+2#6 14#8+2#6
N-1	8#10+8#8 2E#5+1G#5 @ 7.5	8#10+8#8 2E#5+1G#5@7.5	10#8 10#8+2#6	8#8 12#8
PB	8#12+16#10 2E#5+1G#5 @ 7.5	8#10+8#8 2E#5+1G#5@7.5	8#8	6#8+2#6
				Nivel de calle

Fig 3.75 Armados de vigas y columnas, eje B (exterior), modelo 17NIV (caso B); el diseño de las columnas se realizó con un factor de resistencia F_R constante de 0.6 (diseño I)

	Columnas	Simétrico	Vigas	
			2#8+4#6	2#8+3#6
AZOT				
N-24	16#8 2E#4+1G#4 @ 10	16#8 2E#4+1G#4@10	4#6 6#8	4#6 4#8+3#6
N-23	16#8 2E#4+1G#4 @ 10	16#8 2E#4+1G#4@10	2#8+3#6 8#8	5#6 8#8
N-22	16#8 2E#4+1G#4 @ 10	4#10+12#8 2E#4+1G#4@10	6#8 10#8	6#6 10#8
N-21	16#8 2E#4+1G#4 @ 10	8#10+8#8 2E#4+1G#4@10	8#8 12#8	2#8+5#6 11#8
N-20	16#8 2E#4+1G#4 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	9#8 7#10+4#8	6#8 6#10+4#8
N-19	4#12+8#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	6#10+3#8 7#10+5#8	8#8 7#10+4#8
N-18	4#12+8#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	6#10+4#8 8#10+5#8	8#8 7#10+5#8
N-17	4#12+8#10 2E#5 @ 10	8#12+4#10 2E#5 @ 10	6#10+5#8 8#10+5#8	9#8 8#10+5#8
N-16	4#12+8#10 2E#5 @ 10	8#12+4#10 2E#5 @ 10	6#10+6#8 9#10+5#8	10#8 8#10+6#8
N-15	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	8#10+6#8 6#12+4#10	12#8 8#10+6#8
N-14	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	8#10+6#8 6#12+4#10	8#10 9#10+5#8
N-13	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	6#12+8#10 2E#5+1G#5@10	8#10+6#8 6#12+5#10	8#10+1#8 9#10+5#8
N-12	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	6#12+8#10 2E#5+1G#5@10	8#10+6#8 6#12+6#10	8#10+2#8 6#12+5#10
N-11	12#12+4#10 3E#5 @ 10	12#12+4#10 3E#5 @ 10	8#10+8#8 6#12+6#10	6#10+7#8 6#12+5#10
N-10	12#12+4#10 3E#5 @ 10	12#12+4#10 3E#5 @ 10	8#10+8#8 6#12+6#10	6#10+7#8 6#12+5#10
N-9	12#12+3#10 3E#5 @ 10	12#12+4#10 3E#5 @ 10	8#10+8#8 6#12+6#10	6#10+7#8 6#12+5#10
N-8	12#12+16#10 4E#5 @ 10	12#12+16#10 4E#5 @ 10	8#10+3#8 8#12+4#10	6#10+7#8 6#12+6#10
N-7	12#12+16#10 4E#5 @ 10	12#12+16#10 4E#5 @ 10	6#12+6#10 8#12+4#10	7#10+7#8 6#12+6#10
N-6	12#12+16#10 4E#5 @ 10	12#12+16#10 4E#5 @ 10	6#12+6#10 8#12+4#10	7#10+7#8 6#12+6#10
N-5	20#12+8#10 4E#5 @ 10	32#12 4E#5 @ 10	6#12+6#10 6#12+6#10	7#10+7#8 6#12+6#10
N-4	32#12 4E#5 @ 10	40#12 4E#5 @ 10	6#12+6#10 8#12+4#10	7#10+7#8 6#12+6#10
N-3	32#12 4E#5+1G#5 @ 10	40#12 4E#5 @ 10	6#12+6#10 8#12+4#10	8#10+6#8 6#12+6#10
N-2	36#12 4E#5 @ 10	44#12 4E#5 @ 10	6#12+5#10 6#12+6#10	8#10+6#8 6#12+6#10
N-1	40#12 4E#5 @ 10	56#12 4E#5 @ 10	6#12+5#10 6#12+5#10	8#10+5#8 6#12+4#10
PB	60#12 4E#5 @ 10	72#12 4E#5 @ 10	9#10+5#8	8#10+4#8

Fig 3.76 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 25NIV (caso A)

	Columnas	Simétrico	Vigas		
			2#8+5#6	2#8+5#6	
AZOT					
N-24	16#8 2E#4+1G#4 @ 10	16#8 2E#4+1G#4@10	4#6 4#8+5#6	4#6 4#8+5#6	} 2E#3 @ 12.5
N-23	16#8 2E#4+1G#4 @ 10	16#8 2E#4+1G#4@10	6#6 9#8	6#6 9#8	
N-22	4#10+12#8 2E#4+1G#4 @ 10	16#8 2E#4+1G#4@10	2#8+5#6 11#8	2#8+4#6 12#8	
N-21	8#10+8#8 2E#4+1G#4 @ 10	4#10+12#8 2E#4+1G#4@10	6#8 6#10+4#8	5#8 6#10+4#8	
N-20	4#12+8#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	8#8 6#10+6#8	6#8 6#10+6#8	} 2E#4 @ 15
N-19	4#12+8#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	12#8 8#10+4#8	7#8 8#10+4#8	
N-18	4#12+8#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	6#10+3#8 8#10+5#8	8#8 8#10+5#8	
N-17	8#12+4#10 2E#5 @ 10	4#12+8#10 2E#5 @ 10	6#10+4#6 8#10+5#8	8#8 8#10+5#8	
N-16	8#12+4#10 2E#5 @ 10	8#12+4#10 2E#5 @ 10	6#10+5#8 6#12+4#10	9#8 5#12+5#10	} 2E#4 @ 12.5
N-15	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	8#10+5#8 6#12+4#10	10#8 6#12+4#10	
N-14	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	8#10+5#8 6#12+5#10	11#8 6#12+5#10	
N-13	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	8#10+5#8 6#12+5#10	12#8 6#12+5#10	
N-12	8#12+8#10 2E#5+1G#5 @ 10	8#12+8#10 2E#5+1G#5@10	8#10+6#8 6#12+6#10	8#10 6#12+6#10	} 2E#4 @ 10
N-11	12#12+4#10 3E#5 @ 10	12#12+4#10 3E#5 @ 10	8#10+7#8 6#12+6#10	8#10+2#8 6#12+6#10	
N-10	12#12+4#10 3E#5 @ 10	12#12+4#10 3E#5 @ 10	8#10+7#8 6#12+6#10	8#10+2#8 6#12+6#10	
N-9	12#12+4#10 3E#5 @ 10	12#12+4#10 3E#5 @ 10	8#10+7#8 6#12+6#10	8#10+2#8 6#12+6#10	
N-8	12#12+16#10 4E#5 @ 10	12#12+8#10 3E#5 @ 10	8#10+7#8 11#12	8#10+2#8 8#12+4#10	} 2E#5 @ 15
N-7	12#12+16#10 4E#5 @ 10	12#12+8#10 3E#5 @ 10	6#12+6#10 11#12	8#10+4#8 8#12+4#10	
N-6	12#12+16#10 4E#5 @ 10	12#12+8#10 3E#5 @ 10	6#12+6#10 11#12	8#10+4#8 8#12+4#10	
N-5	32#12 4E#5 @ 10	12#12+8#10 3E#5 @ 10	6#12+6#10 8#12+4#10	8#10+4#8 6#12+6#10	
N-4	40#12 4E#5 @ 10	12#12+8#10 3E#5 @ 10	6#12+6#10 11#12	8#10+4#8 8#12+4#10	} 2E#5 @ 15
N-3	40#12 4E#5 @ 10	12#12+12#10 3E#5+1G#5@10	6#12+6#10 8#12+4#10	8#10+5#8 6#12+6#10	
N-2	44#12 4E#5 @ 10	12#12+12#10 3E#5+1G#5@10	6#12+6#10 6#12+6#10	8#10+5#8 6#12+6#10	
N-1	56#12 4E#5 @ 10	12#12+12#10 3E#5+1G#5@10	6#12+5#10 6#12+5#10	8#10+5#8 6#12+5#10	
PB	72#12 4E#5 @ 10	40#12 4E#5 @ 10	8#10+5#8	8#10+3#8	Nivel de calle

Fig 3.77 Armado en vigas y columnas del eje B (interior), modelo 25NIV (caso A)

	Columnas	Simétrico	Vigas	
			2#8+5#6	2#8+4#6
AZOT				
N-24	12#8+4#6 2E#4 @ 5	12#8+12#6 2E#4 @ 5	4#6 6#8+1#6	4#6 6#8
N-23	12#8+4#6 2E#4 @ 5	12#8+12#6 2E#4 @ 5	4#6 6#8+5#6	5#6 8#8
N-22	12#8+12#6 2E#4 @ 5	20#8 2E#4 @ 5	6#8 8#8+5#6	4#8 8#8+4#6
N-21	12#8+12#6 2E#4 @ 5	20#8 2E#4 @ 5	8#8 12#8	4#8+2#6 12#8
N-20	12#8+12#6 2E#4 @ 5	20#8 2E#4 @ 5	6#8+6#6 6#10+6#8	4#8+4#6 6#10+6#8
N-19	20#8 2E#4+1G#4 @ 5	20#8 3#4 @ 5	8#10 10#10	6#10 6#10+6#8
N-18	8#10+16#8 2E#4+1G#4 @ 5	20#8 3#4 @ 5	6#10+4#8 10#10+2#8	6#10 10#10
N-17	8#10+16#8 2E#4+1G#4 @ 5	20#8 3#4 @ 5	8#10+2#8 10#10+2#8	4#10+4#8 10#10
N-16	8#10+16#8 2E#4+1G#4 @ 5	20#8 3#4 @ 5	8#10+2#8 10#10+4#8	6#10+2#8 12#10
N-15	8#10+16#8 3E#5 @ 7.5	16#10 2E#5 @ 5	10#10+2#8 10#10+4#8	8#10 12#10
N-14	20#10 3E#5 @ 7.5	16#10 2E#5 @ 5	10#10+2#8 12#10+2#8	8#8 10#10+4#8
N-13	20#10 3E#5 @ 7.5	16#10 2E#5 @ 5	10#10+2#8 12#10+2#8	6#10+4#8 10#10+4#8
N-12	24#10 3E#5 @ 7.5	16#10 2E#5 @ 5	6#10+4#8 10#12	6#10+4#8 8#12+2#10
N-11	28#10 4E#5 @ 10	8#10+15#8 3E#5 @ 7.5	8#12+2#10 10#12	7#12 8#12+2#10
N-10	12#12+16#10 4E#5 @ 10	8#10+16#8 3E#5 @ 7.5	8#12+2#10 10#12	7#12 8#12+2#10
N-9	12#12+16#10 4E#5 @ 10	8#10+16#8 3E#5 @ 7.5	8#12+2#10 10#12	7#12 8#12+2#10
N-8	16#12+16#10 4E#5 @ 10	24#10 3E#5 @ 7.5	8#12+2#10 11#12	7#12 10#12
N-7	16#12+16#10 4E#5+1G#5 @ 10	24#10 3E#5+1G#5 @ 7.5	10#12 10#12	8#12 10#12
N-6	32#12 4E#5+1G#5 @ 10	24#10 3E#5+1G#5 @ 7.5	8#12 10#10+1#10	8#12 8#12+2#10
N-5	32#12 4E#5+1G#5 @ 10	24#10 4E#5 @ 10	8#12+2#10 10#12	7#12+1#10 8#12+2#10
N-4	40#12 4E#5+1G#5 @ 10	26#10 4E#5 @ 10	8#12+2#10 9#12+2#10	7#12+1#10 10#12
N-3	40#12 4E#5+1G#5 @ 10	12#12+16#10 4E#5 @ 7.5	8#12+2#10 10#12	8#12 8#12+2#10
N-2	44#12 5E#5 @ 10	12#12+16#10 4E#5 @ 7.5	6#12+4#10 6#12+4#10	8#12 6#12+4#10
N-1	48#12 5E#5 @ 10	16#12+16#10 4E#5 @ 7.5	7#12+2#10 7#12+1#10	7#12+1#10 7#12+1#10
PB	60#12 5E#5 @ 10	36#12 5E#5 @ 10	7#12	5#12+2#10

2E#3 @ 15

2E#3
crujia ext: @ 12.5
crujia int: @ 10

2E#4 @ 15

2E#4
crujia ext: @ 15
crujia int: @ 12.5

2E#4
crujia ext: @ 12.5
crujia int: @ 10

1E#5+1G#5 @ 12.5

1E#5+1G#5
crujia ext: @ 12.5
crujia int: @ 10

Nivel de calle

Fig 3.78 Armados de vigas y columnas del eje A (exterior), modelo 25NIV (caso B)

	Columnas	Simétrico	Vigas	
AZOT			4#8+2#6	4#8+2#6
N-24	12#8+12#6 2E#4 @ 5	12#6+4#6 2E#4 @ 5	5#6 4#8+7#6	5#6 4#8+7#6
N-23	12#8+12#6 2E#4 @ 5	12#8+4#6 2E#4 @ 5	2#8+3#6 8#8+4#6	2#8+3#6 8#8+4#6
N-22	20#8 2E#4 @ 5	12#8+12#6 2E#4 @ 5	5#8 12#8	5#8 12#8
N-21	20#8 2E#4 @ 5	12#8+12#6 2E#4 @ 5	6#8+2#6 12#8+2#6	6#8 12#8+2#6
N-20	20#8 2E#4 @ 5	12#8+12#6 2E#4 @ 5	8#8 10#10	6#8 10#10
N-19	20#8 3E#4 @ 5	20#8 3E#4 @ 5	6#10+2#8 8#10+4#8	8#8 8#10+4#8
N-18	20#8 3E#4 @ 5	20#8 3E#4 @ 5	8#10 10#10+2#8	8#8 10#10+2#8
N-17	20#8 3E#4 @ 5	20#8 3E#4 @ 5	6#10+4#8 10#10+2#8	6#10 10#10+2#8
N-16	20#8 3E#4 @ 5	20#8 3E#4 @ 5	6#10+4#8 12#10+2#8	6#10 12#10+2#8
N-15	16#10 2E#5 @ 5	16#10 2E#5 @ 5	8#10+4#8 12#10+2#8	6#10+2#8 12#10+2#8
N-14	16#10 2E#5 @ 5	16#10 2E#5 @ 5	8#10+4#8 12#10+2#8	6#10+2#8 12#10+2#8
N-13	16#10 2E#5 @ 5	16#10 2E#5 @ 5	10#10+2#8 14#10	6#10+2#8 12#10+2#8
N-12	16#10 2E#5 @ 5	16#10 2E#5 @ 5	10#10+2#8 10#12	8#10 10#12
N-11	8#10+16#8 3E#5 @ 7.5	12#10+8#8 3E#5 @ 7.5	6#12+4#10 10#12	6#12 10#12
N-10	8#10+16#8 3E#5 @ 7.5	12#10+8#8 3E#5 @ 7.5	6#12+4#10 10#12	6#12 10#12
N-9	8#10+16#8 3E#5 @ 7.5	12#10+8#8 3E#5 @ 7.5	6#12+4#10 10#12	6#12 10#12
N-8	24#10 3E#5 @ 7.5	12#10+8#8 3E#5 @ 7.5	6#12+4#10 11#12	6#12 11#12
N-7	24#10 3E#5+1G#5 @ 7.5	20#10 3E#5 @ 7.5	8#12+2#10 10#12	7#12 11#12
N-6	24#10 3E#5+1G#5 @ 7.5	20#10 3E#5 @ 7.5	8#12+2#10 10#12+1#10	7#12 10#12+1#10
N-5	24#10 4E#5 @ 10	20#10 3E#5 @ 7.5	8#12+2#10 10#12+1#10	7#12 10#12
N-4	28#10 4E#5 @ 10	20#10 3E#5 @ 7.5	6#12+4#10 9#12+2#10	7#12 10#12+1#10
N-3	12#12+16#10 4E#5 @ 7.5	24#10 3E#5+1G#5@7.5	8#12+2#10 10#12	7#12+1#10 10#12
N-2	12#12+16#10 4E#5 @ 7.5	24#10 3E#5+1G#5@7.5	6#12+4#10 8#12+2#10	7#12 8#12+2#10
N-1	16#12+16#10 4E#5 @ 7.5	24#10 3E#5+1G#5@7.5	8#12 7#12+1#10	7#12 8#12
PB	36#12 5E#5 @ 10	24#10 3E#5+1G#5@7.5	5#12+2#10	5#12+1#10

Fig 3.79 Armados de vigas y columnas del eje B (interior), modelo 25NIV (caso B)

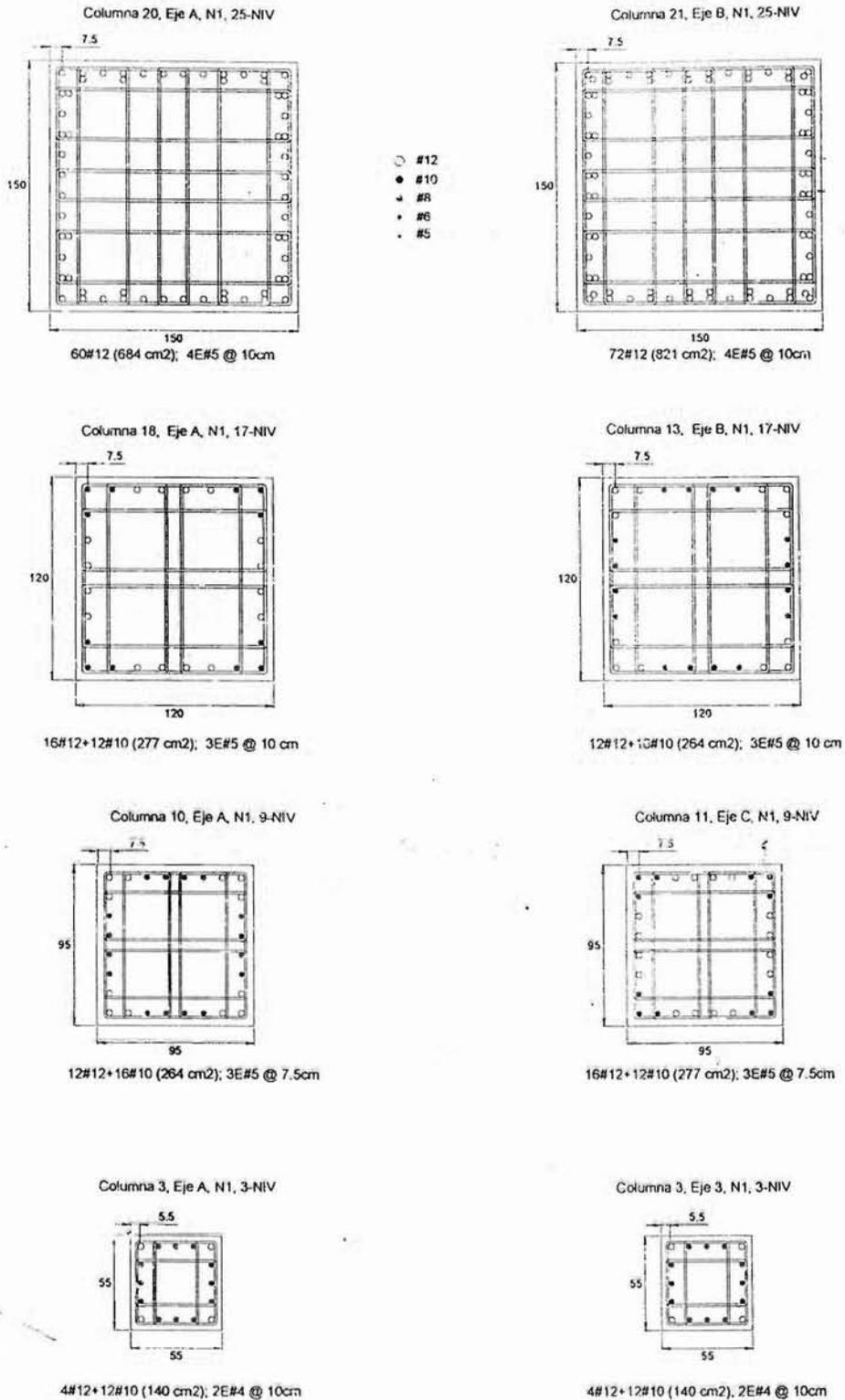


Fig 3.80 Secciones transversales y tipos de armados de las columnas de esquina del entrepiso N1-PB (referidas al apéndice B), edificios de 3,9,17 y 25 niveles, caso A

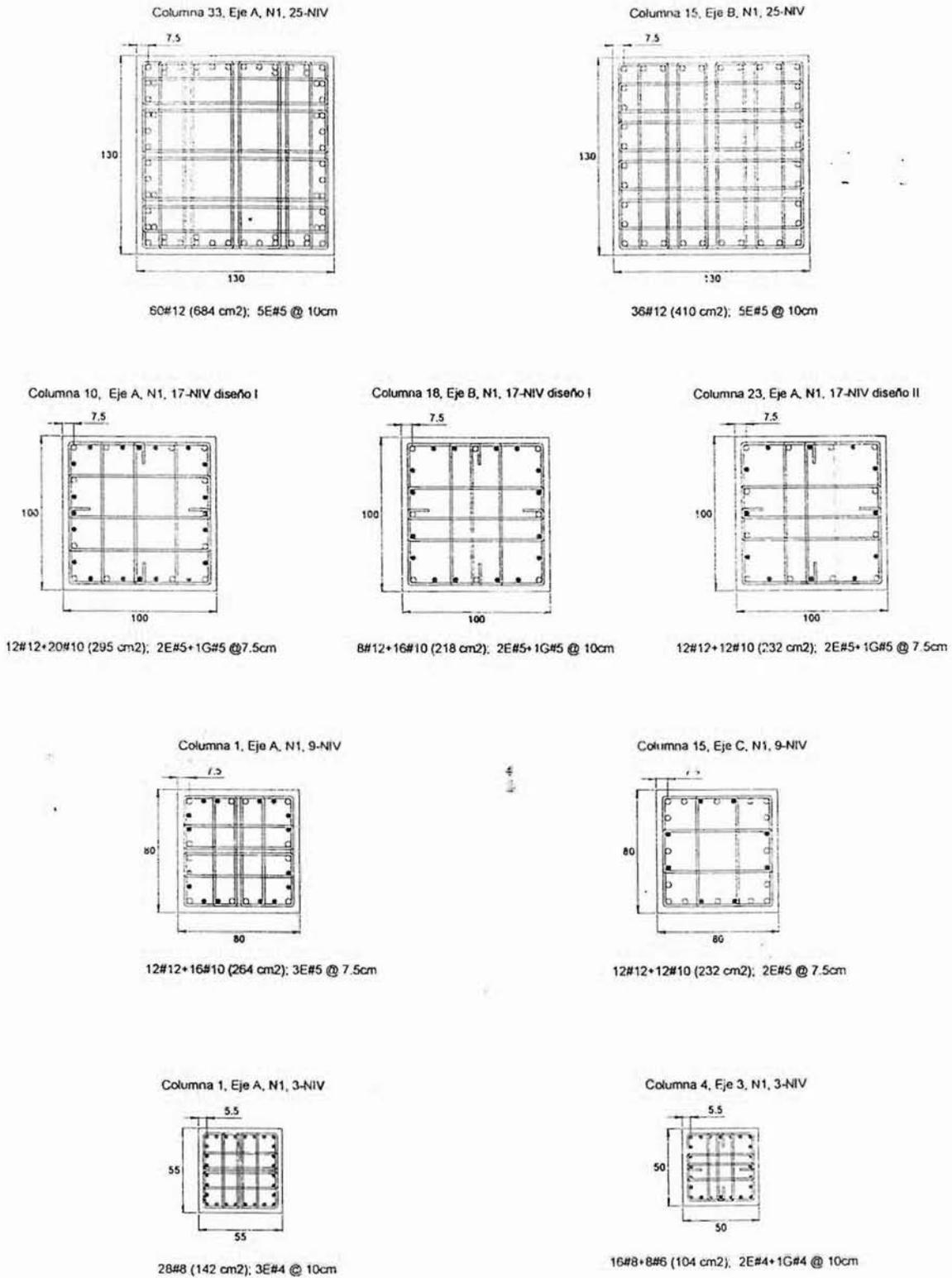


Fig 3.81 Secciones transversales y tipos de armados de las columnas de esquina del entrepiso N1-PB (referidas al apéndice B), edificios de 3,9,17 y 25 niveles, caso B

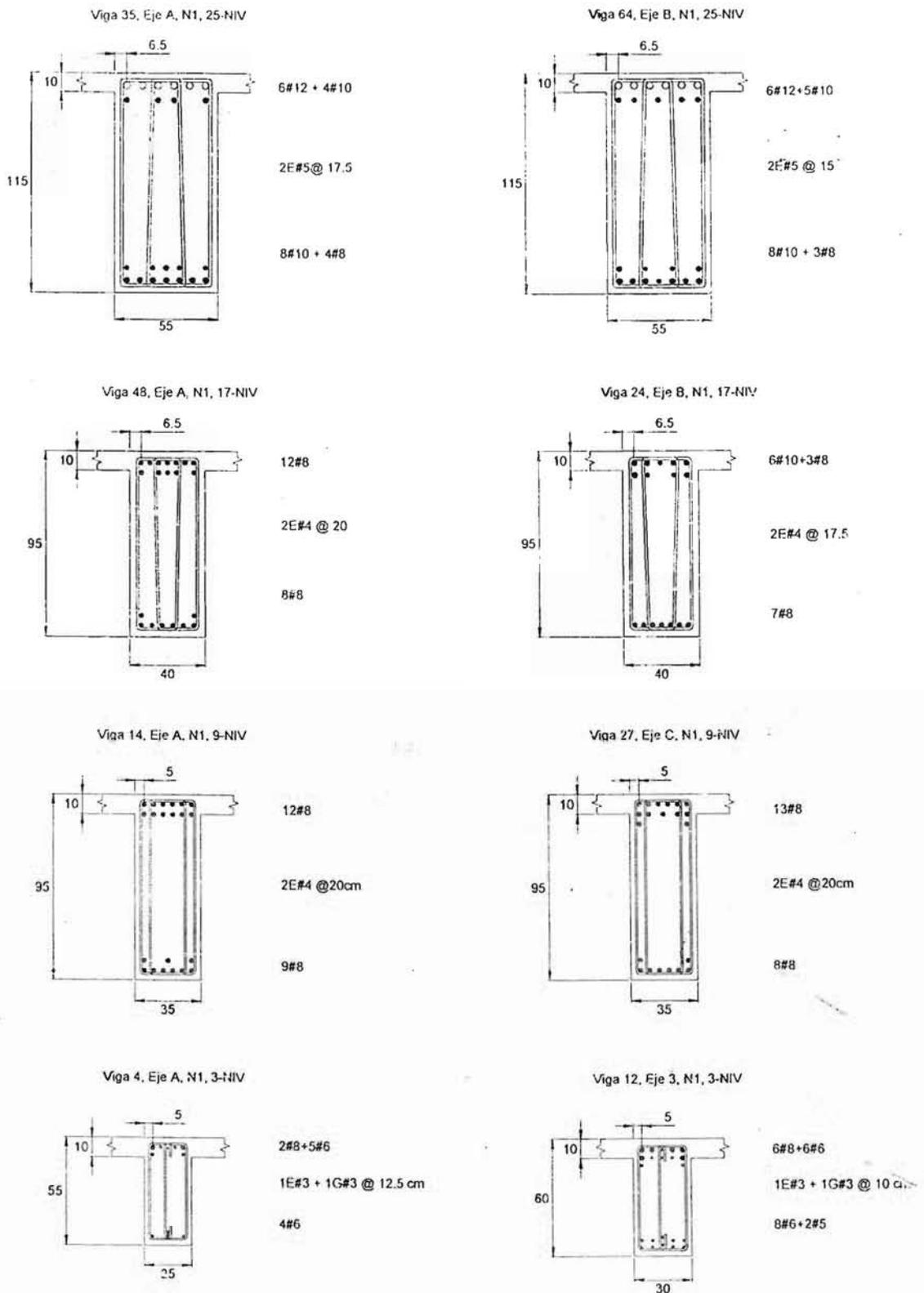


Fig 3.82 Secciones transversales y tipos de armados de las vigas del nivel N1 (referidas al apéndice B), edificios de 3,9,17 y 25 niveles, caso A

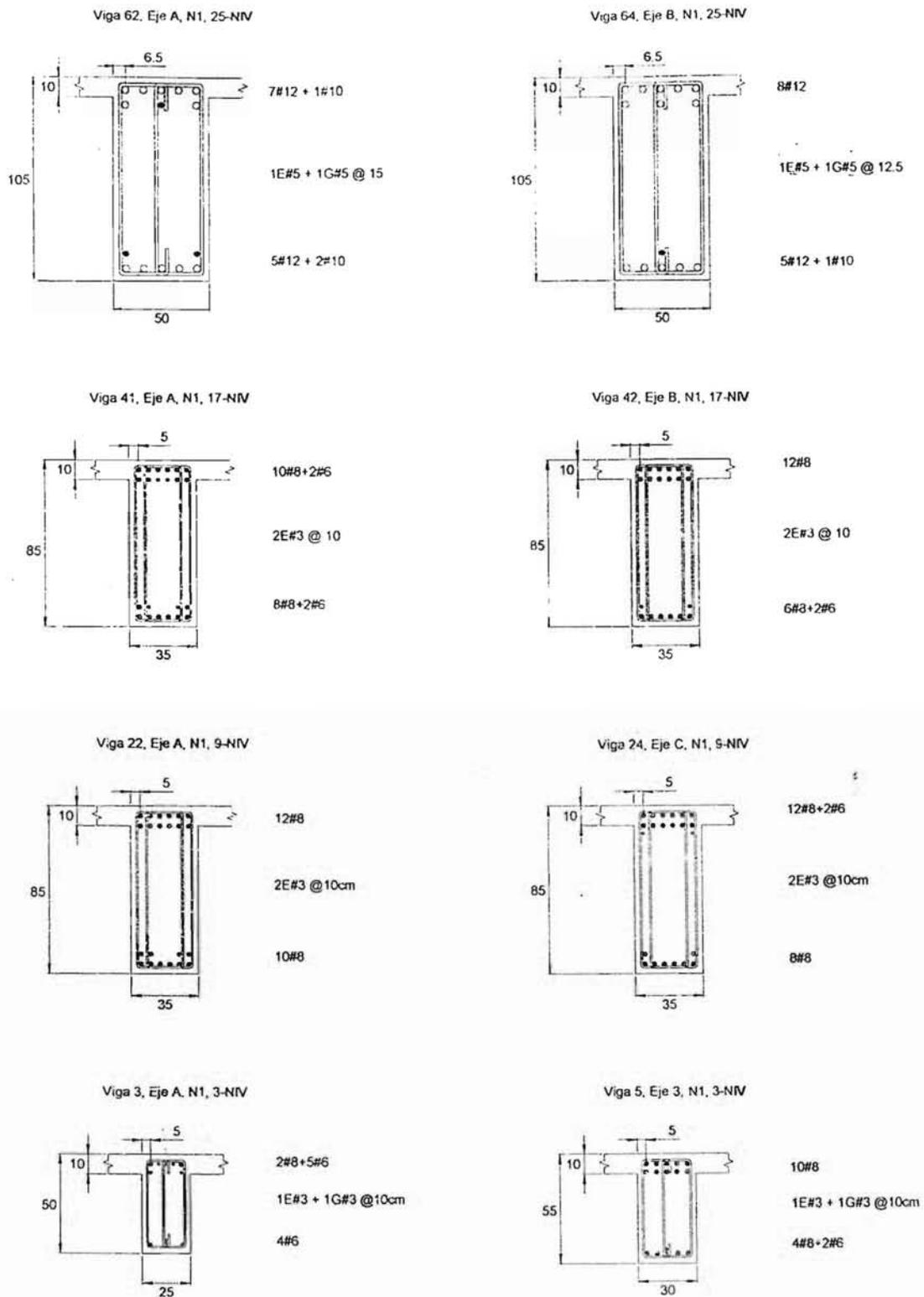


Fig 3.83 Secciones transversales y tipos de armados de las vigas del nivel N1 (referidas al apéndice B), edificios de 3,9,17 y 25 niveles, caso B

Capítulo 4. CÁLCULO DE LA RESPUESTA INELÁSTICA

4.1 ANÁLISIS PASO A PASO

En la actualidad los criterios de diseño sísmico se basan en análisis elásticos tomando en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras a través de un factor de comportamiento sísmico (Q , para el caso del RDF-93 y RDF-04), con el cual se reduce el espectro de diseño. El uso de este criterio es satisfactorio para fines de diseño; sin embargo, si se requiere conocer una aproximación más realista del comportamiento de una estructura ante un sismo intenso, es necesario realizar un análisis dinámico paso a paso, ante la excitación de acelerogramas de uno o varios sismos con características similares.

En este trabajo, con la finalidad de obtener la respuesta inelástica de los edificios de interés, casos A y B, se hicieron análisis sísmicos paso a paso en la historia del tiempo.

Existen varios programas de cómputo para el análisis inelástico de estructuras, los cuales llevan a cabo la integración directa de las ecuaciones de movimiento. Para este trabajo, los análisis se realizaron con el programa DRAIN-2DX, que permite modelar a las estructuras como marcos planos aislados.

El registro de aceleraciones que se utilizó fue el de la estación SCT, componente E-W, del sismo del 19 de septiembre de 1985 (fig 4.1), que es el más representativo de la zona con mayores daños de la ciudad de México. La fig 4.2 presenta los espectros de respuesta elástica e inelástica ($\mu=1, 2$ y 4) del registro SCT-EW-85, considerando un 5 por ciento de amortiguamiento crítico viscoso; también, se presentan los espectros de diseño para zona III-b del RDF-04 ($Q=1$ y 3), para fines comparativos.

En los análisis también se incluyen los efectos de las cargas muertas y vivas, los P- Δ , así como la influencia de la interacción suelo-estructura para el edificio de 9 niveles.

Para cada edificio se analizaron los siguientes marcos:

- Edificio 3NIV: ejes A (exterior) y 3 (interior)
- Edificio 9NIV: ejes A (exterior) y C (interior)
- Edificio 17NIV: ejes A (exterior) y B (interior)
- Edificio 25NIV: ejes A (exterior) y B (interior)

Antes de efectuar los análisis correspondientes, estos marcos fueron "calibrados" para garantizar un comportamiento similar al del modelo tridimensional; esto se realizó proporcionando la masa asociada al marco de tal forma que para una rigidez dada, los tres primeros periodos de vibración, los desplazamientos laterales, elementos mecánicos y la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso, de cada marco por separado, coincidieran con los resultados del mismo marco, pero de la estructura en conjunto.

Se hicieron análisis sísmicos paso a paso de dos tipos:

- **Elásticos.** Con valores de resistencias muy grandes en los elementos estructurales, para obtener el comportamiento elástico ante cualquier sollicitación. Estos análisis son únicamente para fines comparativos.
- **Inelásticos.** Con valores de resistencia nominales (sin factores de resistencia) de los elementos estructurales; se consideró un comportamiento histerético elasto-plástico bilineal, tomando en cuenta la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo y con pendiente del 3% en vigas y 1.5% en columnas, casos A Y B. Las resistencias nominales fueron determinadas a partir de los resultados del diseño estructural y se presentan en el apéndice B; para vigas se toman en cuenta los momentos resistentes positivos y negativos, y para columnas los diagramas de interacción (figs 4.3 y 4.4).

Las tablas 4.1 a 4.3 comparan las resistencias nominales de vigas y columnas tipo del primer nivel, para cada uno de los edificios y casos A y B. La tabla 4.1 muestra las resistencias del extremo izquierdo "I" de la viga de la crujía exterior y otra en la crujía interior. Las tablas 4.2 y 4.3 muestran los parámetros más importantes de los diagramas de interacción con que quedan definidas las resistencias nominales de las columnas del primer nivel, una exterior y una central.

Como se indica en el apéndice A.3, para simular los efectos del amortiguamiento viscoso de una estructura se emplea el criterio de Rayleigh, en que la matriz de amortiguamiento se forma como una combinación de la matriz de masas (M) y la de rigideces iniciales (K_i), afectadas por los factores α y β_0 , respectivamente, esto es:

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

Los factores de proporcionalidad α y β_0 , están dados por:

$$\alpha = \frac{4\pi\varphi}{(T_1 + T_2)} \quad \text{y} \quad \beta_0 = \frac{T_1 T_2 \varphi}{\pi(T_1 + T_2)}$$

donde:

λ – Porcentaje de amortiguamiento crítico, supuesto del 5% para este trabajo (marcos de concreto reforzado)

T_1 – Periodo del primer modo de vibración en traslación en la dirección de interés

T_2 – Periodo del segundo modo de vibración en traslación en la misma dirección de interés

Los valores de α y β_0 que resultaron en los cuatro edificios se muestran en la tabla 4.4.

4.2 RESPUESTAS ELÁSTICAS E INELÁSTICAS DE LOS ANÁLISIS PASO A PASO

En esta sección se presentan las principales respuestas obtenidas de los análisis sísmicos paso a paso, elásticos e inelásticos, de los marcos seleccionados de cada una de las estructuras en estudio (3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV), casos A y B. Se presentan las siguientes respuestas tanto a nivel global como a nivel local:

- Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamiento en azotea
- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
- Historias en el tiempo de coeficientes sísmicos
- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea
- Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas y columnas
- Historias en el tiempo de demandas locales de ductilidad en vigas
- Distribución global de articulaciones plásticas
- Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

4.2.1 Modelo 3NIV (casos A y B)

4.2.1.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 4.5 a 4.8 muestran las envolventes de los desplazamientos laterales de los ejes A y 3, casos A y B, comportamiento elástico e inelástico; se incluye además, con fines comparativos, la envolvente correspondiente al análisis modal espectral. En el caso A, ambos ejes, los desplazamientos elásticos son prácticamente iguales que los inelásticos, lo que indica que hubo muy poca demanda de comportamiento no lineal. En el caso B, los desplazamientos elásticos e inelásticos tienden a ser similares, pero la estructura presenta una ligera mayor demanda inelástica.

Los desplazamientos del análisis modal espectral, casos A y B, resultaron mayores a los del análisis paso a paso, mayor la diferencia para el caso A.

Las figs 4.9 a 4.12 comparan las historias de desplazamientos laterales en azotea de los comportamientos elástico e inelástico. Los desplazamientos elásticos del caso A fueron prácticamente iguales a los inelásticos, confirmando la poca demanda de comportamiento no lineal. En el eje A del caso B, partir de $t=32$ s, aproximadamente, la estructura entra en el rango no lineal ocasionando un desfaseamiento en la respuesta inelástica con respecto de la elástica. La respuesta inelástica del eje 3 es más parecida a la elástica y el desfaseamiento es menor.

En los casos A y B las respuestas de los ejes A y 3 presentan un patrón de comportamiento semejante, excepto en el desplazamiento inicial que existe en el eje 3, producto de la asimetría del marco en esta dirección, ante la acción de las cargas gravitacionales.

4.2.1.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

Las figs 4.13 a 4.16 presentan las envolventes de las relaciones Δ_i/h_i , de los ejes A y 3, casos A y B; se muestran los resultados del análisis modal espectral y el nivel permisible de diseño. En todos los casos, las respuestas elásticas e inelásticas presentan gran similitud entre sí, además de que resultan muy inferiores a las del análisis modal y al nivel permisible de diseño $\gamma_{perm} \leq 0.012$.

4.2.1.3 Historias de coeficientes sísmicos

Se muestran las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos para cada uno de los ejes analizados. El coeficiente sísmico se define como el cociente de la fuerza cortante basal en la historia del tiempo (obtenida con la suma algebraica de las fuerzas cortantes que actúan en todas las columnas de planta baja), entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

Las historias de coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, de los ejes A y 3, casos A y B, están en las figs 4.17 a 4.20. Las respuestas elástica e inelástica del caso A son prácticamente iguales, debido al poco comportamiento inelástico que se presentó; sin embargo, los ejes del caso B muestran una ligera incursión en el rango inelástico, en particular el eje A.

Los coeficientes sísmicos máximos elásticos e inelásticos del caso B resultaron mayores que los del caso A, con diferencias del orden de un 50%; lo anterior se debe a que las estructuras del caso B son más ligeras y con características dinámicas muy diferentes a las del movimiento del suelo que se utilizó como excitación.

4.2.1.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.21 a 4.28 presentan las respuestas de las combinaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea, análisis elástico e inelástico, casos A y B. El caso A presenta, en ambas direcciones, respuestas elásticas e inelásticas casi iguales, con combinaciones que son prácticamente líneas rectas, lo que indica que casi no hubo incursión en el rango inelástico. Los valores máximos inelásticos se reducen ligeramente con respecto de los máximos elásticos.

La respuesta del caso B es muy similar a la del caso A, excepto en el eje A, en donde la estructura tiende a presentar un ligero mayor comportamiento no lineal. Después de varios ciclos la respuesta inelástica se desfasa de la elástica (fig 4.26), debido a la fluencia de varios elementos estructurales. Este comportamiento concuerda con lo observado en la historia de los desplazamientos laterales de azotea.

La rigidez lateral del eje A (longitudinal), casos A y B, medida como la pendiente de la función cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea, en su etapa elástica, resultó mayor que la del eje 3 (transversal); esto es, los ejes longitudinales con cinco crujías son más rígidos que los ejes transversales con solamente una.

En el eje 3, casos A y B, se muestra un desplazamiento inicial, provocado por las cargas gravitacionales.

4.2.1.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para observar el comportamiento local a nivel de los elementos estructurales, se seleccionaron una viga y una columna tipo del primer entrepiso de cada uno de los ejes analizados, ambos casos; los extremos de interés de estos elementos tipo se indican en la fig 4.29. A continuación se presentan algunas gráficas en la historia del tiempo de los elementos mecánicos actuantes contra las resistencias disponibles correspondientes. En columnas se grafican las combinaciones momento flexionante-carga axial, y las historias de fuerza cortante; en vigas se tienen las historias de momento flexionante y de fuerza cortante.

a) Combinaciones momento flexionante-carga axial en columnas

Las figs 4.30 a 4.33 muestran las relaciones momento flexionante-carga axial (M-P) del extremo inferior de las columnas tipo, de los ejes A y 3, casos A y B; se tienen también los diagramas de interacción, calculados con los armados obtenidos en la etapa de diseño.

Las columnas de ambos casos presentan un patrón de comportamiento gobernado por flexión, con cambios mínimos en la carga axial, y con valores de las relaciones M-P siempre por debajo de la condición balanceada. Las resistencias de las columnas del caso A son muy similares; en el caso B, la columna del eje A tiene mayor resistencia que la del eje 3, ya que tanto el armado como sus dimensiones son mayores. La resistencia a compresión pura de las columnas del caso B es más grande que la de las columnas del caso A.

Ninguna columna de los dos casos presentó fluencia; es decir, permanecieron en el rango del comportamiento elástico.

b) Historias de fuerzas cortantes en columnas

Las figs 4.34 a 4.37 tienen las historias en el tiempo de la fuerza cortante actuante de la columna analizada de los ejes A y 3, casos A y B; aparecen también las resistencias correspondientes. Se corrobora que las respuestas elásticas e inelásticas son prácticamente iguales, debido al escaso comportamiento inelástico que se presentó.

Las fuerzas cortantes actuantes fueron, en todos los casos, muy inferiores a la resistencia disponible, lo que garantiza que no se presentará una falla frágil por tensión diagonal, teniéndose siempre una gran reserva de resistencia ante este tipo de acción. Las fuerzas cortantes actuantes resultaron muy similares las columnas de los marcos de los casos A y B, sin embargo, en el caso B las resistencias son mayores que las del caso A, ya que la resistencia del concreto y la cuantía de refuerzo transversal fueron superiores.

En general, la reserva disponible de resistencia al cortante se debe a que en el diseño del refuerzo transversal, rigió el requisito por confinamiento (especificado por las NTC-Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles); esto es, la cuantía de acero transversal proporcionada es siempre mayor a la requerida por fuerza cortante.

c) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.38 a 4.41 muestran las historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de las vigas analizadas de los ejes A y 3, casos A y B. Los momentos flexionantes actuantes, así como las resistencias disponibles, fueron muy similares en las vigas de los ejes de ambos casos. Las vigas de los ejes del caso B presentan una ligera mayor incursión en el rango no lineal (para momento negativo).

d) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.42 a 4.45 presentan las historias de fuerza cortante actuante en el extremo izquierdo de las vigas tipo, de los ejes A y 3, casos A y B. En ningún caso se excedió la resistencia disponible, permitiendo así un comportamiento sísmico inelástico adecuado, en donde dominan los modos de falla dúctil (flexión).

Las fuerzas cortantes actuantes en las vigas de los ejes de los dos casos son muy similares; sin embargo, las resistencias proporcionadas en el caso B fueron ligeramente superiores.

En el eje 3 se observa una fuerza cortante inicial ligeramente mayor que en el eje A, provocada por las cargas gravitacionales.

4.2.1.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)

Después de que los miembros estructurales alcanzan su fluencia, es necesario que tengan suficiente capacidad de deformación que permita una redistribución de esfuerzos hacia otras zonas de la estructura. El parámetro que mide dicha capacidad de deformación es la ductilidad; en las figs 4.46 a 4.49 se tienen las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local " μ_L " desarrolladas en el extremo izquierdo de las vigas tipo de interés.

En las vigas del edificio del caso B se presentan mayores demandas que en las del caso A, en particular en la viga del eje A, donde a diferencia de las otras vigas se presenta demanda para flexión positiva.

Cabe resaltar que en las vigas de todos los ejes de ambos casos, las demandas de ductilidad ante flexión negativa permanecen constantes hasta el final de la excitación, lo que indica que el extremo de la viga tiene una rotación plástica permanente.

4.2.1.7 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 4.50 a 4.53 muestran las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas de los ejes A y 3, casos A y B. Se confirma que la estructura del caso B tuvo una mayor incursión en el comportamiento inelástico que la del caso A; las vigas de ambos ejes del caso B presentan un considerable incremento en la demanda de ductilidad. El eje 3 de ambos casos no presentó demanda por flexión positiva en ninguna de las vigas. En todos los casos, las mayores demandas locales de ductilidad se presentan en el primer nivel.

En ninguna columna de los ejes analizados, de ambos casos, hay demandas de ductilidad; esto es, las columnas permanecieron dentro del rango elástico.

Las figs 4.54 y 4.55 muestran la distribución global de articulaciones plásticas de los ejes A y 3 de los casos A y B, respectivamente. En los ejes del caso B se formaron articulaciones plásticas en todos los extremos de todas las vigas, a diferencia del caso A, en donde ninguna viga del tercer nivel alcanzó la fluencia.

La tendencia del comportamiento de las estructuras de los casos A y B corresponde al conocido mecanismo de "viga débil – columna fuerte", que va de acuerdo a lo señalado en el capítulo de marcos dúctiles del RDF-93 y RDF-04.

4.2.2 Modelo 9NIV (casos A y B)

4.2.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las envolventes de los desplazamientos horizontales de los ejes A y C, casos A y B, elásticos e inelásticos, se tienen en las figs 4.56 a 4.59. Los desplazamientos de los ejes del caso A resultaron mayores que los del caso B.

La respuesta del análisis modal espectral del caso A es menor que la de los análisis paso a paso; en el caso B ocurre lo contrario, donde las respuestas del análisis paso a paso son menores. Lo anterior se debe, principalmente, a las diferencias que se tienen en las ordenadas espectrales de diseño y las del acelerograma utilizado en los análisis paso a paso.

Las figs 4.60 a 4.63 comparan las historias de desplazamientos horizontales en azotea de los análisis elásticos e inelásticos de los ejes A y C, casos A y B. El edificio del caso A presenta una mayor amplitud en los desplazamientos elásticos e inelásticos; en algunos ciclos la respuesta inelástica tiende a ser mayor que la elástica, a diferencia del caso B, en donde la respuesta inelástica fue muy similar a la elástica.

4.2.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i

Las figs 4.64 a 4.67 muestran las relaciones máximas Δ_r/h_i de los ejes A y C, casos A y B. Las respuestas del caso A, elásticas e inelásticas, superan a las del análisis modal espectral y al nivel permisible de diseño de 0.012; la respuesta inelástica alcanza valores máximos cercanos a 0.014 y 0.013 en el eje A exterior e interior (eje C), respectivamente; los entrepisos críticos son del N-2 al N-5 para el eje exterior, y de PB al N-3 para el eje interior.

Las respuestas máximas paso a paso del edificio del caso B son menores que las del análisis modal espectral y que el nivel permisible de diseño; y, en general, fueron menores que las del caso A. En los casos A y B, la respuesta inelástica tuvo su valor máximo con valores inferiores a los de la respuesta elástica.

4.2.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.68 a 4.71 comparan las historias de coeficientes sísmicos de los análisis elásticos e inelásticos de los ejes A y C, casos A y B. El caso A tiene coeficientes sísmicos elásticos e inelásticos mayores que el caso B.

En ambos casos se obtuvo una reducción del coeficiente sísmico cercana al 40%, debido al comportamiento inelástico de las estructuras.

4.2.2.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.72 a 4.79 presentan las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los análisis elástico e inelástico de los ejes A y C, casos A y B.

La respuesta elástica e inelástica de los ejes del edificio del caso A tiende a ser mayor; esto concuerda con lo observado en los coeficientes sísmicos.

Los ciclos de histéresis en los casos de comportamiento inelástico tienen una mayor amplitud en el edificio del caso A, lo que implica que hay una mayor disipación de energía por histéresis en este tipo de estructuras.

4.2.2.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

La fig 4.80 muestra los extremos de interés de los elementos estructurales de los ejes A y C analizados en esta sección; dichos extremos son los mismos para ambos los casos A y B.

a) Combinaciones momento flexionante-carga axial en columnas

Las figs 4.81 a 4.84 comparan las combinaciones M-P de los análisis inelásticos contra los diagramas de interacción (resistencias) de las columnas analizadas. En todos los casos, las columnas alcanzaron su resistencia, ocasionando la fluencia de dichas secciones.

La capacidad a carga axial de las columnas del caso B es mayor; en todos los casos tiende a predominar el comportamiento a flexión, con valores de la carga menores a los de la condición balanceada.

b) Historias de fuerzas cortantes en columnas

Las figs 4.85 a 4.88 tienen las historias de la fuerza cortante actuante de los análisis elásticos e inelásticos de la columna de cada caso. En ambos edificios, luego de revisar y comparar las fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles, se verifica que el modo de falla que predomina no es del tipo frágil; esto es, se cuenta con una reserva suficiente de capacidad para evitar este tipo de falla, debido principalmente al refuerzo transversal proporcionado por confinamiento que especifica el código.

Las columnas del edificio para el caso B tienen una mayor resistencia, ya que la cuantía de refuerzo transversal requerida para cumplir con el confinamiento en dichas columnas es superior.

c) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.89 a 4.92 muestran las historias de momento flexionante del extremo izquierdo de la viga tipo de los ejes A y C, casos A y B.

En ambos casos se presenta comportamiento no lineal, debido que las vigas alcanzan su resistencia a flexión; la respuesta elástica del caso A tiende a superar en algunos ciclos al doble de la inelástica.

d) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.93 a 4.96 presentan las historias de fuerza cortante de la viga tipo de los ejes A y C, casos A y B.

En ningún caso se alcanza la resistencia disponible, lo cual garantiza que las vigas no tendrán falla por cortante, pudiendo así desarrollarse un comportamiento dúctil. En las vigas del edificio del caso A, las fuerzas cortantes inelásticas actuantes se reducen, aproximadamente, un 50% con respecto de las fuerzas elásticas; en el caso B esta reducción es menos significativa.

4.2.2.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)

Las figs 4.97 a 4.100 comparan las historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga tipo de los ejes A y C, casos A y B. La viga del caso B presenta demandas de ductilidad ligeramente mayores que en el caso A, a pesar de que, como se vio anteriormente, para este caso hubo una mayor disipación de energía.

4.2.2.7 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 4.101 a 4.108 muestran en elevación las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local de las vigas y columnas de los ejes A y C, casos A y B.

En general, las demandas máximas de ductilidad local del caso B son ligeramente mayores, tanto en vigas como en columnas.

Las demandas máximas de ductilidad que se desarrollaron en las vigas, casos A y B, son similares en los dos ejes analizados; en las columnas, las demandas fueron mayores en el eje A (exterior), del caso A, y en el eje C (interior) del caso B; en el primer caso, las resistencias de las columnas de ambos ejes es muy similar, mientras que en el segundo caso, las resistencias del eje A son superiores a las del eje C (ver cap 2; diseño de elementos).

Las figs 4.109 y 4.110 tienen la distribución global de articulaciones plásticas de los ejes A y C, casos A y B, respectivamente. La estructura del caso B presenta una mayor demanda de ductilidad en el eje C, con un mayor número de columnas articuladas; en el caso A, el comportamiento fue muy similar en ambos ejes.

En los dos casos se obtuvo un comportamiento estructural adecuado; esto es, fluyen la mayor parte de las vigas y solo algunos extremos en las columnas.

4.2.3 Modelo 17NIV (casos A y B)

4.2.3.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 4.111 a 4.114 comparan las envolventes de desplazamientos horizontales de los ejes A y B de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos, casos A y B. Además se incluye la respuesta del análisis modal espectral, para fines comparativos.

Los desplazamientos inelásticos y los del análisis modal espectral tienden a ser similares para ambos casos; la respuesta elástica del caso A resultó muy superior (aproximadamente en un 65%) a la del caso B. Cuando la estructura incursiona en el rango no lineal, la respuesta tiende a reducirse con respecto de la elástica; esto ocurre para ambos casos, pero de forma más significativa para el caso A.

El diseño II (diseño de columnas del eje A del caso B con F_R variable), presenta una respuesta muy similar a la del diseño I.

Las figs 4.115 a 4.118 comparan las historias en el tiempo de los desplazamientos horizontales de azotea de los ejes A y B, casos A y B, análisis elástico e inelástico. En general, la respuesta inelástica es muy similar en los dos casos; el caso A presenta mayores diferencias con respecto del caso elástico, lo cual implica un mayor comportamiento no lineal.

4.2.3.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i

Las relaciones máximas Δ_n/h_i de los ejes A y B, casos A y B, comportamiento elástico e inelástico, se presentan en las figs 4.119 a 4.122; también se muestran los resultados del análisis modal espectral y el nivel de diseño $\gamma_p=0.012$. La respuesta inelástica del caso A se reduce considerablemente con respecto de la elástica, que alcanza valores cercanos a 0.030. En ambos casos la respuesta inelástica máxima tiende a presentarse en entrepisos inferiores a los de la respuesta elástica y del análisis modal, además de disminuir su valor en los entrepisos superiores.

La respuesta elástica es superior al límite permisible de 0.012; la respuesta inelástica fue inferior a este límite y más parecida a la del análisis modal espectral. Lo anterior corrobora que en el diseño según los requisitos del RDF sí se considera el comportamiento inelástico de la estructura.

4.2.3.3 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.123 a 4.126 muestran las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos de los ejes A y B, casos A y B. El edificio del caso A tiene una considerable disminución de las fuerzas sísmicas cuando se presenta comportamiento inelástico; los valores máximos disminuyen cerca de un 80 por ciento, con respecto del caso elástico. El edificio del caso B, también se presenta disipación de energía por comportamiento inelástico, tal que el coeficiente sísmico máximo inelástico se reduce hasta un 60 por ciento con respecto del máximo elástico.

Los ejes del caso A presentan mayores coeficientes sísmicos elásticos que en el caso B, como era de esperarse, de acuerdo a las diferencias en las ordenadas espectrales correspondientes a cada tipo de estructuración.

4.2.3.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.127 a 4.134 comparan las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, de los ejes A y B, casos A y B, comportamientos elástico e inelástico.

El comportamiento en ambos ejes, ambos casos, es muy similar debido a la simetría de la estructura. El cortante basal elástico del caso A es aproximadamente un 50% mayor que el del caso B, a pesar de que la rigidez es muy similar en ambos casos (medida como la pendiente de la relación). Lo anterior confirma que la estructura del caso A fue sometida a mayores fuerzas sísmicas, a consecuencia de tener un periodo natural de vibración más cercano al periodo de vibración del terreno.

Cuando se tiene comportamiento inelástico, las respuestas máximas se reducen considerablemente para ambos casos, con respecto del comportamiento elástico, debido a una importante disipación de energía por histéresis.

4.2.3.5 Historias de elementos mecánicos en vigas, columnas y diagonales

La fig 4.135 muestra los extremos de los miembros estructurales de interés de los dos ejes analizados, casos A y B, del edificio de 17 niveles.

a) Combinaciones momento flexionante-carga axial en columnas

Las figs 4.136 a 4.140 comparan las combinaciones momento flexionante-carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna tipo de los ejes A y B, ambos casos, contra las resistencias, definidas por los diagramas de interacción correspondientes.

Las columnas de los ejes A y B del caso A, presentan valores de M-P cercanos a la condición balanceada, lo que indica que la carga axial fue elevada e influyó en el comportamiento del elemento, a diferencia de los edificios de 9 y 3 niveles. Esta situación fue menos significativa en las columnas de los ejes del caso B, ya que las cargas axiales fueron menores.

Al igual que en los modelos pasados, la resistencia a compresión pura de las columnas del caso B es considerablemente mayor (aproximadamente un 40%) que las del caso A, debido al elevado valor de f'_c .

Debido a que la resistencia de la columna del eje A del caso A y con diseño tipo II (F_R variable) es ligeramente menor que la del diseño I, hubo una mayor incursión en el comportamiento inelástico.

Todas las columnas que fueron diseñadas ante cargas de tensión, presentaron alguna fluencia.

b) Historias de fuerzas cortantes en columnas

Las figs 4.141 a 4.144 comparan las historias de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles de la columna tipo de los ejes A y B, casos A y B.

En todos los casos, las fuerzas cortantes actuantes resultaron menores que las resistencias disponibles; esto es, se cuenta con una importante reserva de resistencia al cortante, debido al refuerzo transversal requerido por efectos del confinamiento del núcleo de concreto.

El caso A, tiene una importante reducción de la fuerza cortante inelástica, del orden de 80%, con respecto de la elástica; en el caso B, la reducción es menos significativa.

c) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.145 a 4.148 muestran las historias en el tiempo de los momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga seleccionada de los ejes A y B, casos A y B.

Todos los casos, presentan una importante incursión en el comportamiento inelástico; la respuesta inelástica es considerablemente menor que la elástica. En el caso A, el momento flexionante actuante elástico llega a ser hasta ocho veces mayor que la resistencia proporcionada; en las vigas del edificio del caso B, el momento elástico es del orden de cinco veces la resistencia. Las resistencias de las vigas analizadas son muy similares en ambos casos.

d) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.149 a 4.152 presentan las historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga seleccionada, ejes A y B, ambos casos.

En ningún caso se alcanza la resistencia proporcionada, garantizando así el desarrollo de comportamiento inelástico por flexión, al no presentarse fallas frágiles por tensión diagonal.

Los cortantes de los análisis elásticos superan en gran medida a los de los análisis inelásticos, en particular en el caso A, donde el cortante elástico llega a ser hasta nueve veces mayor que el inelástico. Las resistencias en las vigas son muy similares en ambos casos.

4.2.3.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)

Las figs 4.153 y 4.156 tienen las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga tipo de los ejes A y B de los casos A y B.

En general, las vigas para ambos casos tienen un comportamiento similar; el eje B presenta demandas ligeramente mayores que las del eje A.

4.2.3.7 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 4.157 a 4.165 presentan las envolventes de demandas de ductilidad local por nivel desarrolladas en vigas y columnas de los ejes de interés, casos A y B.

El eje A (exterior) del caso A tuvo una mayor demanda de ductilidad tanto en vigas como en columnas, a diferencia del caso B, en donde las mayores demandas se presentaron en el eje B (interior). En general, el caso B tiene demandas ligeramente superiores que en el caso A.

En las columnas del diseño II con menores cuantías de refuerzo longitudinal y que fueron diseñadas con un F_R mayor que las del diseño I, las demandas de ductilidad fueron mayores (ver figs 4.159 y 4.160).

Las figs 4.166 a 4.170 tienen las distribuciones globales de rótulas plásticas desarrolladas en vigas y columnas de los ejes A y B, casos A y B. En todos los casos se presenta una tendencia de mecanismo de falla del tipo "viga", que va de acuerdo con la filosofía actual de diseño "columna fuerte-trabe débil". Se articulan prácticamente todas las vigas de los ejes exterior e interior (ejes A y B), y algunas columnas del eje exterior (eje A), sobre todo en los entrepisos inferiores PB a N-4.

En el diseño II del eje A, caso B, fluye un mayor número de columnas, incluso en ambos extremos del elemento.

4.2.4 Modelo 25NIV (casos A y B)

4.2.4.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 4.171 a 4.174 tienen las envolventes de los desplazamientos laterales de los ejes A y B, casos A y B. Los dos edificios, casos A y B, incursionan en el rango no lineal; la respuesta inelástica disminuye notablemente con respecto de la elástica, en particular en el caso A.

Los desplazamientos inelásticos negativos son muy similares en ambos casos, a diferencia de los positivos, los cuales resultaron mayores para el caso A.

Las figs 4.175 a 4.178 presentan las historias de desplazamientos en azotea obtenidas de los análisis elásticos e inelásticos. La respuesta inelástica del caso A se abate considerablemente con respecto de la elástica; se aprecia también un desfase entre ambas respuestas, debido a la fluencia de los elementos estructurales; esto ocasiona, inclusive, que los desplazamientos positivos inelásticos superen a los elásticos en la etapa final de la excitación y se presente una deformación permanente en la estructura.

4.2.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i

Las figs 4.179 a 4.182 muestran las envolventes de las relaciones Δ_n/h_i de los ejes A y B, casos A y B. Este tipo de resultados permiten ver la variación de la respuesta de la estructura a lo largo de la excitación y compararla con el nivel permisible de diseño.

La respuesta elástica del caso A supera por mucho el nivel permisible de diseño $\gamma_p=0.012$; cuando se considera el comportamiento inelástico la respuesta disminuye a valores próximos al nivel permisible. Al igual que en los modelos pasados, la respuesta inelástica alcanza sus valores máximos en entrepisos inferiores a los del análisis modal espectral. La respuesta de la estructura del caso B, elástica e inelástica, tiende a ser menor que para el caso A.

4.2.4.3 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.183 a 4.186 comparan las historias de coeficientes sísmicos de los ejes de interés, casos A y B, tomando en cuenta el comportamiento elástico contra el inelástico. La respuesta elástica e inelástica es muy similar en ambos casos. En ambos casos estructuras existen reducciones importantes del coeficiente sísmico al presentarse el comportamiento no lineal; los coeficientes sísmicos inelásticos máximos disminuyen hasta un 70% con respecto de los elásticos.

4.2.4.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.187 a 4.194 presentan las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral en azotea de los dos ejes analizados, casos A y B, considerando el comportamiento elástico e inelástico. Las respuestas inelásticas muestran una importante disipación de energía sísmica, a través del área histéretica observada.

La respuesta elástica e inelástica resulta mayor para el caso A; los desplazamientos inelásticos tienen una mayor amplitud del lado positivo.

4.2.4.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

La fig 4.195 describe los extremos de interés de los miembros estructurales tipo de los dos ejes analizados del edificio de 25 niveles, casos A y B. Se comparan las historias de elementos mecánicos

en el tiempo y las resistencias disponibles, y se observa el comportamiento sísmico elástico e inelástico en el transcurso de la excitación.

a) Combinaciones momento flexionante-carga axial en columnas

Las figs 4.196 a 4.199 comparan las relaciones M-P y los diagramas de interacción de la columna tipo de los ejes A y B, casos A y B.

El edificio del caso A presenta combinaciones M-P por arriba a los de la condición balanceada, con cierta variación tanto en carga axial como en momento flexionante debido a la incursión en el rango no lineal de los elementos. El edificio del caso B (figs 4.198 y 4.199), también presenta combinaciones de M-P mayores a la condición balanceada, pero en menor medida.

La columna del eje B (interno) del caso B presenta un mayor comportamiento inelástico que la del eje A (externo), ya que la resistencia proporcionada fue considerablemente menor. Todas las columnas fluyen al alcanzar la resistencia disponible a tensión.

b) Historias de fuerzas cortantes en columnas

Las figs 4.200 a 4.203 comparan las historias de fuerzas cortantes actuantes contra la capacidad disponible del extremo inferior de la columna tipo de los ejes de interés, casos A y B. En todos los casos se cuenta con suficiente reserva de resistencia; la respuesta elástica e inelástica están por debajo de la resistencia disponible, lo que confirma que no se presentará una falla frágil por cortante. En ambos casos, los cortantes máximos inelásticos se reducen aproximadamente un 70%, con respecto de los elásticos.

c) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.204 a 4.207 comparan las historias de los momentos flexionantes contra la resistencia proporcionada del extremo izquierdo de la viga tipo de los ejes A y B, ambos casos. En los casos A y B, se presenta comportamiento inelástico; las vigas fluyen en un número considerable de ciclos, tanto para momento negativo como para momento positivo. Los momentos flexionantes actuantes y resistencias de las vigas de los ejes del caso A tienden a ser mayores que en las vigas del edificio del caso B; la respuesta elástica del caso A es mayor.

d) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.208 a 4.211 presentan las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias proporcionadas de las vigas seleccionadas de cada uno de los ejes de interés, casos A y B. Las vigas de ambos casos presentan una clara disminución de la respuesta inelástica con respecto de la elástica, debido a la importante incursión en el rango no lineal que se presentó en las estructuras, más significativo en el caso A. En ninguna viga se alcanza la resistencia disponible, lo cual garantiza que no sucederán fallas frágiles por cortante; siempre existe una cierta reserva de capacidad, mayor para las vigas del edificio del caso B.

4.2.4.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)

Las figs 4.212 a 4.215 tienen las historias de las demandas de ductilidad local desarrolladas en las vigas de interés de los ejes A y B, respectivamente, casos A y B. En general, las demandas son bajas y su valor, en ambos casos, es ligeramente mayor en el eje B (interior). En la viga tipo del eje A del

caso A se presenta una deformación permanente; la demanda de ductilidad ante flexión positiva tiende a ser mayor que uno al final de la excitación.

4.2.4.7 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 4.216 a 4.223 muestran en elevación las envolventes de las demandas de ductilidad local desarrolladas en las vigas y columnas de los ejes de interés de los edificios analizados. Las columnas del eje A del caso A presentan una mayor demanda de ductilidad; en el eje B, las demandas son prácticamente nulas. En el eje B del caso B, ocurre lo contrario, con demandas mayores.

Las demandas de ductilidad local en vigas resultan similares en los dos ejes, casos A y B; si acaso, algunas vigas en los niveles superiores del caso B presentaron demandas ligeramente mayores.

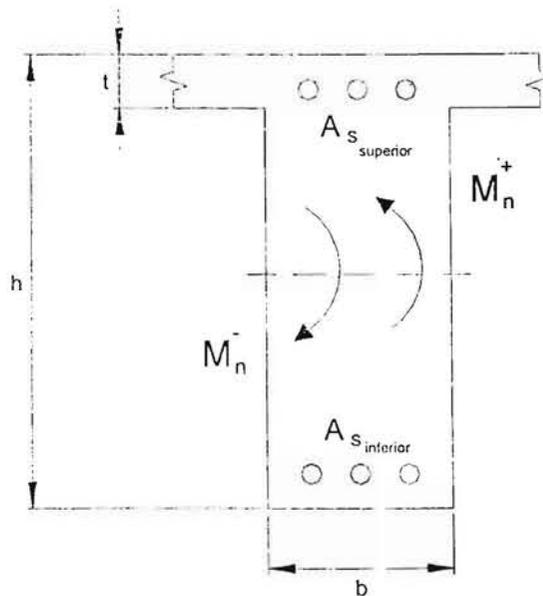
Las demandas de ductilidad local desarrolladas en las vigas y columnas, casos A y B, no resultaron altos debido a que se presentó un comportamiento global adecuado en las estructuras; se articularon gran parte de las vigas, disipándose de forma eficiente la energía inducida por el sismo.

Las figs 224 a 227 presentan las distribuciones globales de rótulas plásticas de cada uno de los ejes analizados, casos A y B. En ambos casos, se verifica que se tiene una distribución generalizada de articulaciones plásticas en vigas; es decir, las estructuras presentan una tendencia al mecanismo tipo "viga". El eje A del caso A, presenta algunas rótulas plásticas en las columnas de esquina, en particular en los primeros entrepisos (N-1 al N-11).

Tabla 4.1 Resistencias nominales a flexión ($F_R=1.0$) de vigas tipo del nivel N1, edificios de 3, 9, 17 y 25 niveles, casos A y B

	CASO A				CASO B			
Modelo	Eje A		Eje 3		Eje A		Eje 3	
3NIV	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía única		Crujía ext.	Crujía int.	Crujía única	
$M_n^{(+)}$ [t-m]	23.07	23.07	61.13		20.72	20.72	50.77	
$M_n^{(-)}$ [t-m]	44.02	44.02	98.62		41.07	41.07	92.18	
Modelo	Eje A		Eje C		Eje A		Eje C	
9NIV	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.
$M_n^{(+)}$ [t-m]	158.98	175.24	144.05	158.98	155.91	143.49	128.84	143.49
$M_n^{(-)}$ [t-m]	207.98	207.69	220.85	207.98	184.25	171.92	198.90	171.92
Modelo	Eje A		Eje B		Eje A		Eje B	
17NIV	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.
$M_n^{(+)}$ [t-m]	140.60	157.63	124.64	141.38	140.47	140.47	112.88	124.94
$M_n^{(-)}$ [t-m]	204.74	205.58	210.13	209.15	168.10	168.10	180.24	168.14
Modelo	Eje A		Eje B		Eje A		Eje B	
25NIV	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.	Crujía ext.	Crujía int.
$M_n^{(+)}$ [t-m]	351.90	401.57	331.75	370.57	281.79	306.41	255.34	281.79
$M_n^{(-)}$ [t-m]	414.93	444.35	443.88	443.81	334.47	334.41	347.49	334.47

$M_n^{(+)}$ – Momento resistente positivo
 $M_n^{(-)}$ – Momento resistente negativo



Corte transversal en una viga tipo

Tabla 4.2 Datos importantes de los diagramas de interacción de columnas tipo ($F_R=1.0$), entresiso N1-PB, edificios de 3, 9, 17 y 25 niveles, casos A y B

Modelo	CASO A				CASO B			
	Eje A		Eje 3		Eje A		Eje 3	
3NIV	Exterior	Interior	Exterior		Exterior	Interior	Exterior	
P_c [t]	1356.69	1414.61	1359.69		2263.84	1907.00	1951.75	
P_t [t]	615.70	671.11	615.70		596.23	399.17	436.46	
M_b [t-m]	148.46	154.72	148.46		183.30	123.29	127.04	
P_b [t]	284.83	284.29	284.83		532.11	398.88	399.41	
M_o [t-m]	101.50	108.68	101.50		135.12	84.82	85.92	
Modelo	Eje A		Eje C		Eje A		Eje C	
9NIV	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior
P_c [t]	3417.94	3473.30	3473.30	3287.44	4776.16	4894.31	4824.16	4454.01
P_t [t]	1243.22	1296.63	1296.63	1115.28	1106.78	1032.19	973.73	665.28
M_b [t-m]	636.78	628.57	628.57	593.54	548.84	522.46	505.94	444.75
P_b [t]	909.08	901.20	901.20	910.02	1144.77	1139.59	965.21	893.44
M_o [t-m]	367.82	370.83	370.83	326.84	378.05	358.99	335.37	235.83
Modelo	Eje A		Eje B		Eje A		Eje B	
17NIV	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior
P_c [t]	4862.74	4811.44	4811.44	4619.16	6899.82	6526.55	6526.55	6235.75
P_t [t]	1442.83	1370.60	1370.60	1192.17	1239.84	915.26	915.26	436.00
M_b [t-m]	1022.08	1032.44	1032.44	937.70	952.04	894.09	894.09	803.49
P_b [t]	1468.84	1482.52	1482.52	1475.05	1627.58	1781.58	1781.58	1747.23
M_o [t-m]	506.47	495.97	495.97	419.12	561.07	431.30	431.30	221.61
Modelo	Eje A		Eje B		Eje A		Eje B	
25NIV	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior
P_c [t]	8636.89	9198.66	9198.66	7694.52	13100.6	11721.7	11721.7	10611.3
P_t [t]	3204.18	3737.74	3737.74	2340.85	3016.44	1723.68	1723.68	798.34
M_b [t-m]	2579.48	2844.20	2844.20	2101.89	2591.58	2066.99	2066.99	1721.69
P_b [t]	2285.27	2268.70	2268.70	2316.59	2526.76	2637.02	2637.02	2804.20
M_o [t-m]	1505.64	1769.91	1769.91	1056.42	1594.30	1040.31	1040.31	514.31

P_c – Carga resistente máxima, únicamente compresión

P_t – Carga resistente máxima, únicamente tensión

M_b – Momento de falla balanceada

P_b – Carga axial de falla balanceada

M_o – Momento resistente, únicamente flexión

Tabla 4.3 Datos importantes de los diagramas de interacción de columnas tipo ($F_R=1.0$), entrepiso N1-PB, diseños I y II, eje A, edificio de 17 niveles, caso B

17NIV	CASO B			
	Exterior		Interior	
	Diseño I	Diseño II	Diseño I	Diseño II
P_c [t]	6899.82	6593.79	6526.55	6226.91
P_t [t]	1239.84	973.73	915.26	654.70
M_b [t-m]	952.04	894.20	894.09	811.01
P_b [t]	1627.58	1643.50	1781.58	1612.92
M_o [t-m]	561.07	448.32	431.30	314.41

Diseño I: Factor de reducción de resistencia, F_R , constante de 0.6 en el diseño de las columnas del eje A

Diseño II: Factor de reducción de resistencia, F_R , variable de 0.6 a 0.9 (dependiendo del nivel de la carga axial de diseño) en el diseño de las columnas del eje A

Tabla 4.4 Valores de α y β_0 de la matriz de amortiguamiento para el análisis sísmico paso a paso con el DRAIN-2DX, edificios de 3, 9, 17 y 25 niveles, casos A y B

Modelo	Eje	Periodos de vibración* [s]				Constantes de amortiguamiento			
		CASO A		CASO B		CASO A		CASO B	
		T_1	T_2	T_1	T_2	α	β_0	α	β_0
3NIV	A	0.799	0.231	0.704	0.195	0.6109	0.002852	0.6985	0.002434
	3	0.803	0.226	0.740	0.200	0.6106	0.002807	0.6687	0.002506
9NIV	A Y C	1.49	0.58	1.44	0.57	0.3035	0.006645	0.3120	0.006496
17NIV	A Y B	1.91	0.73	1.84	0.67	0.2380	0.008406	0.2506	0.007791
25NIV	A Y B	2.10	0.75	1.88	0.70	0.2205	0.008795	0.2428	0.008158

* Corresponden a los dos primeros modos de vibración lateral, en la dirección de análisis

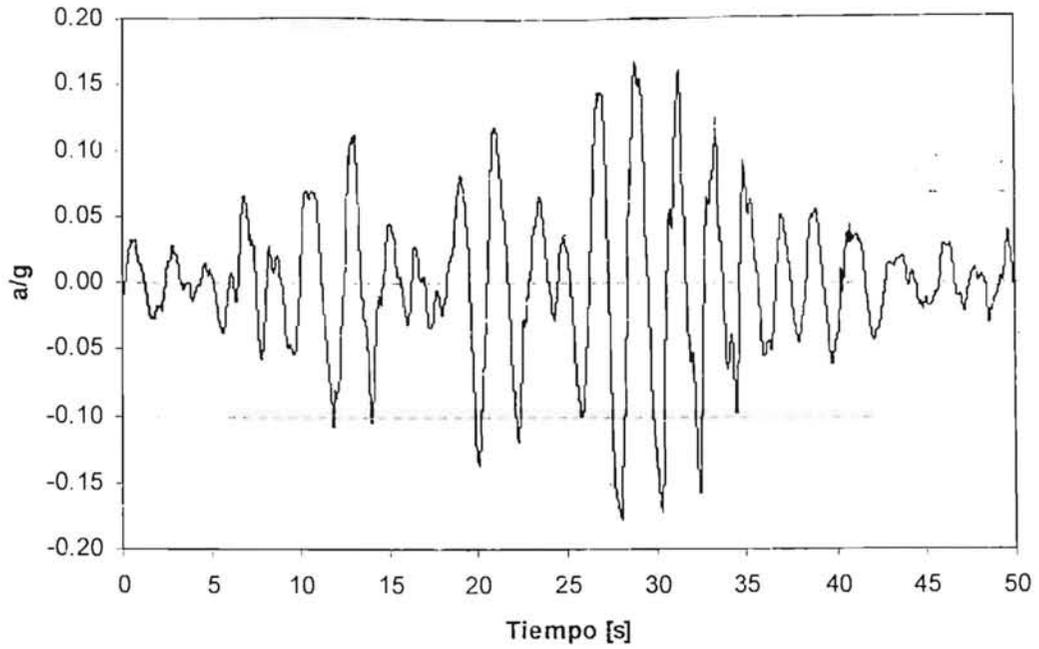


Fig 4.1 Acelerograma SCT-EW, sismo del 19 de septiembre de 1985

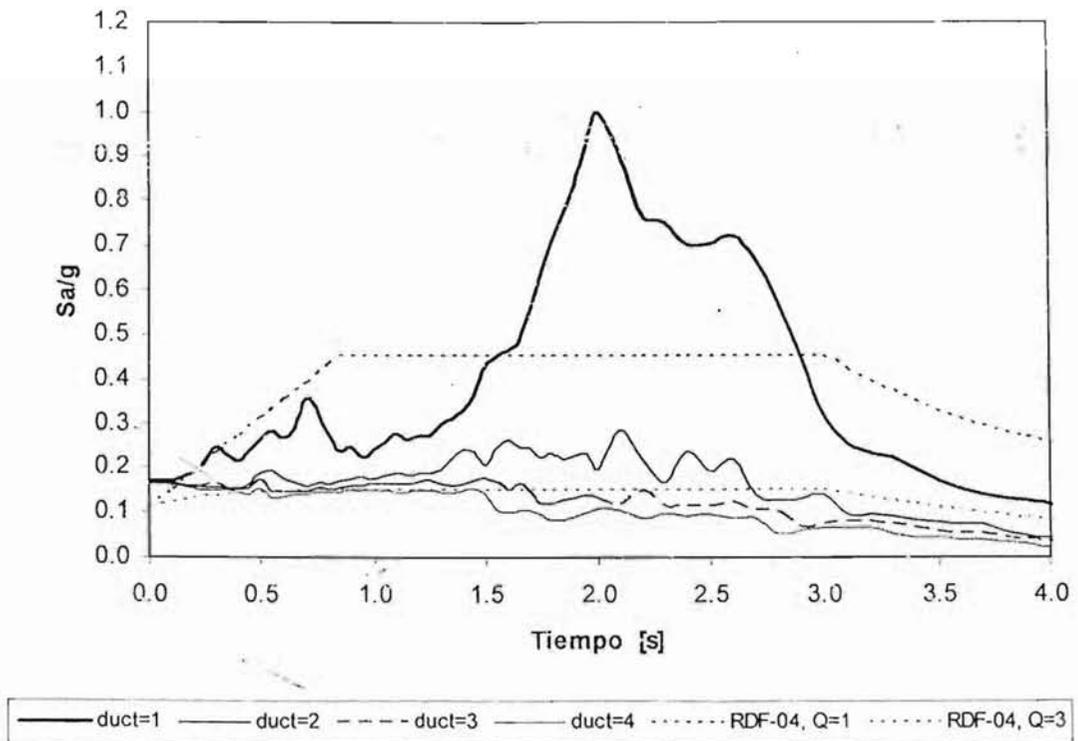


Fig 4.2 Comparación de espectros de respuesta del registro SCT-EW-85 para distintas ductilidades, y de espectros de diseño del RDF-04

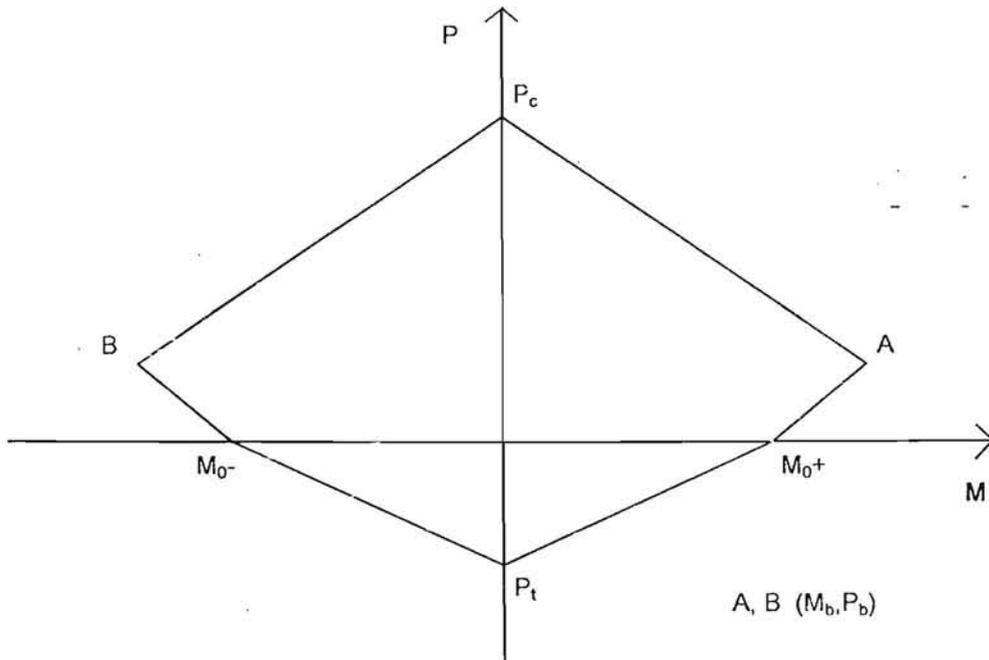


Fig 4.3 Superficie de interacción para columnas de concreto reforzado

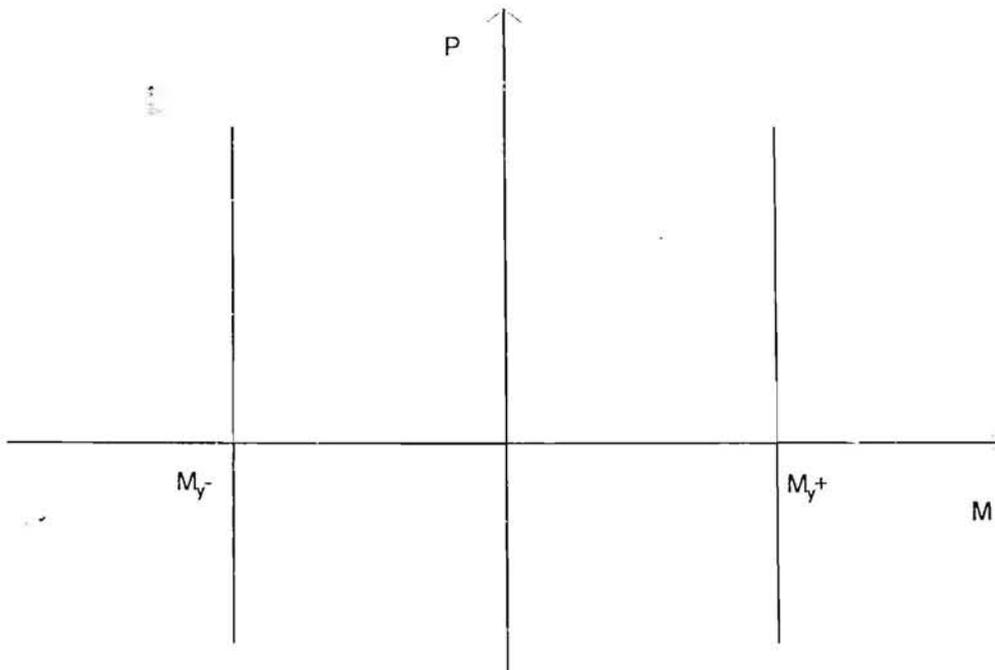


Fig 4.4 Superficie de fluencia para vigas de concreto reforzado

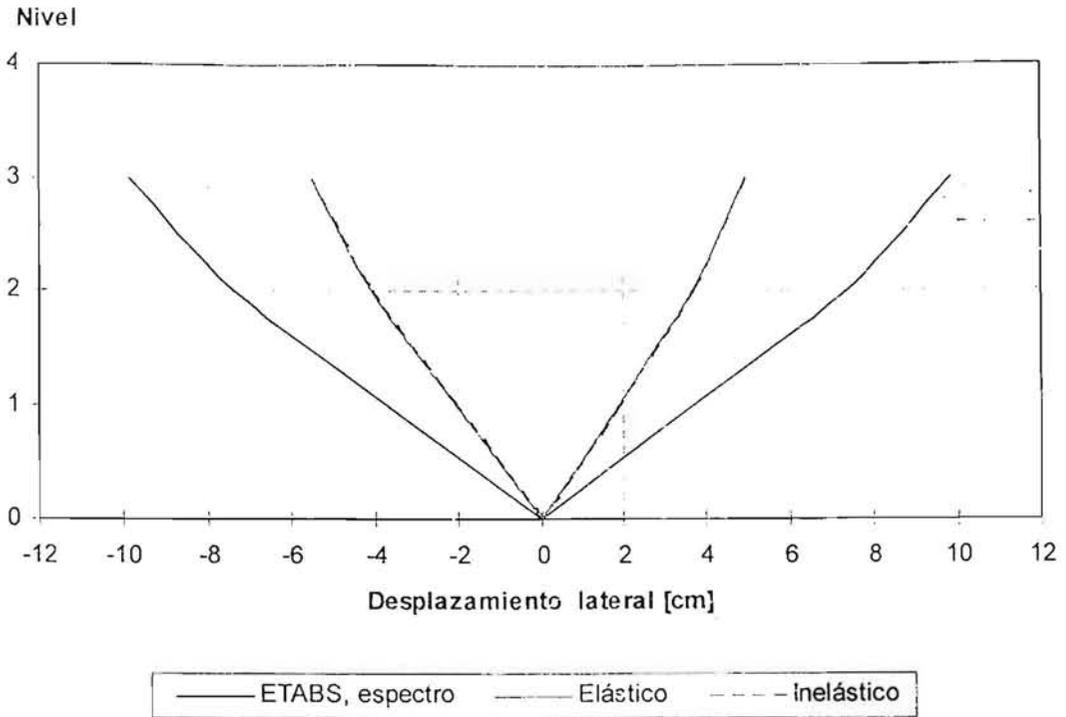


Fig 4.5 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis sísmico dinámico modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

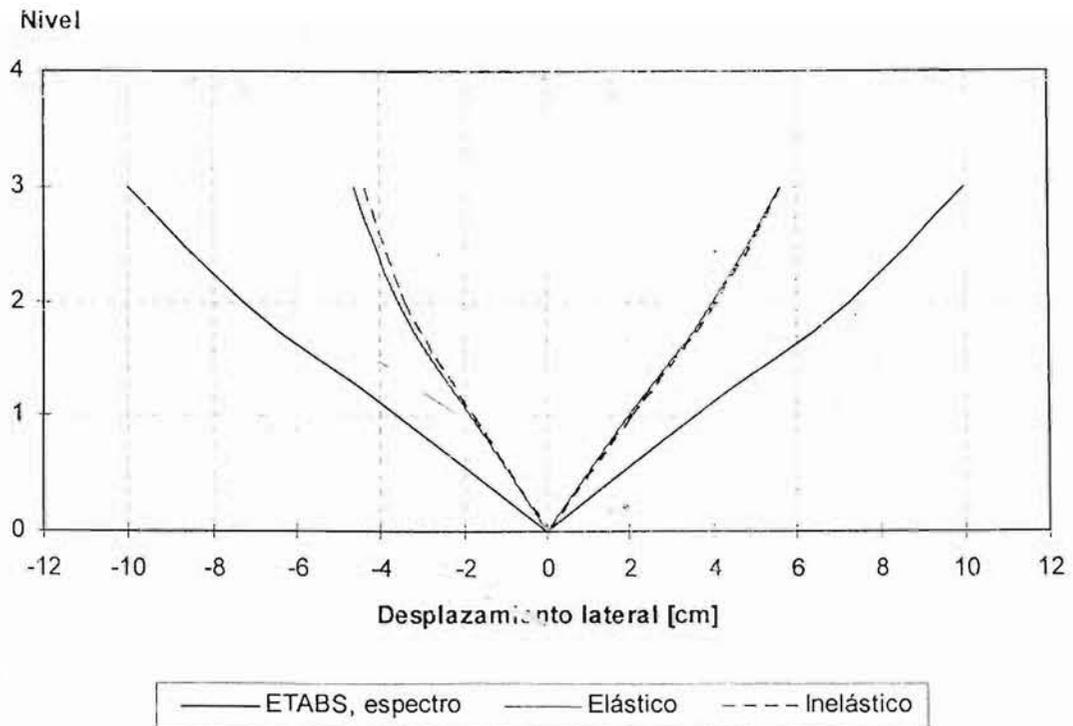


Fig 4.6 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje 3, análisis sísmico dinámico modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

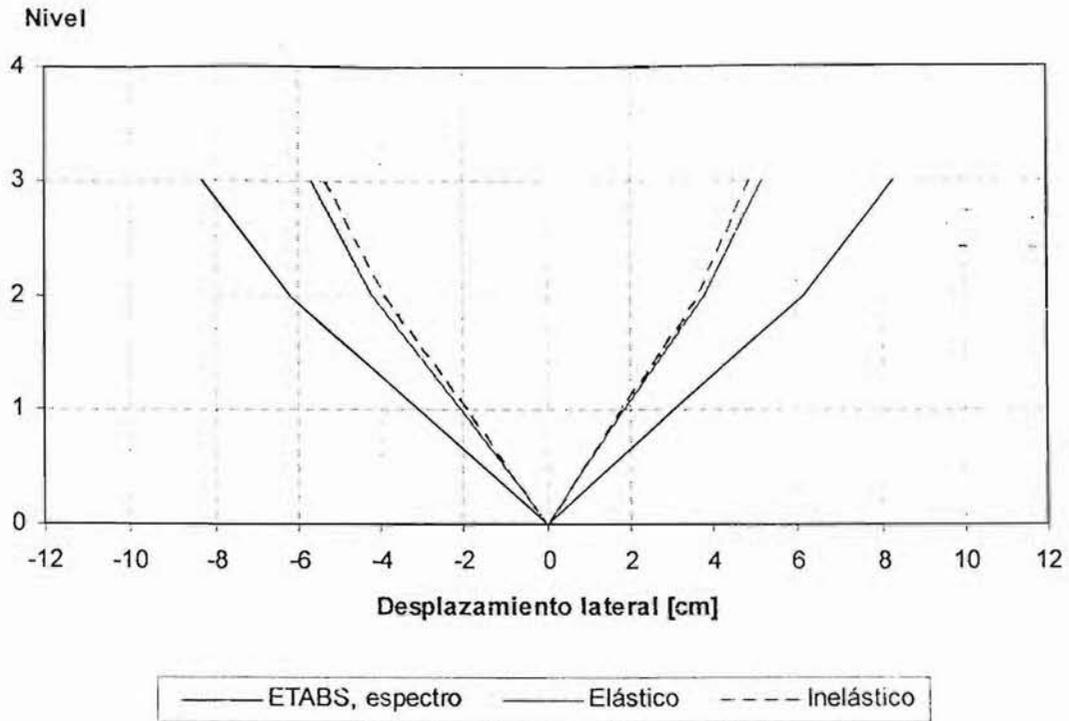


Fig 4.7 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis sísmico dinámico modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

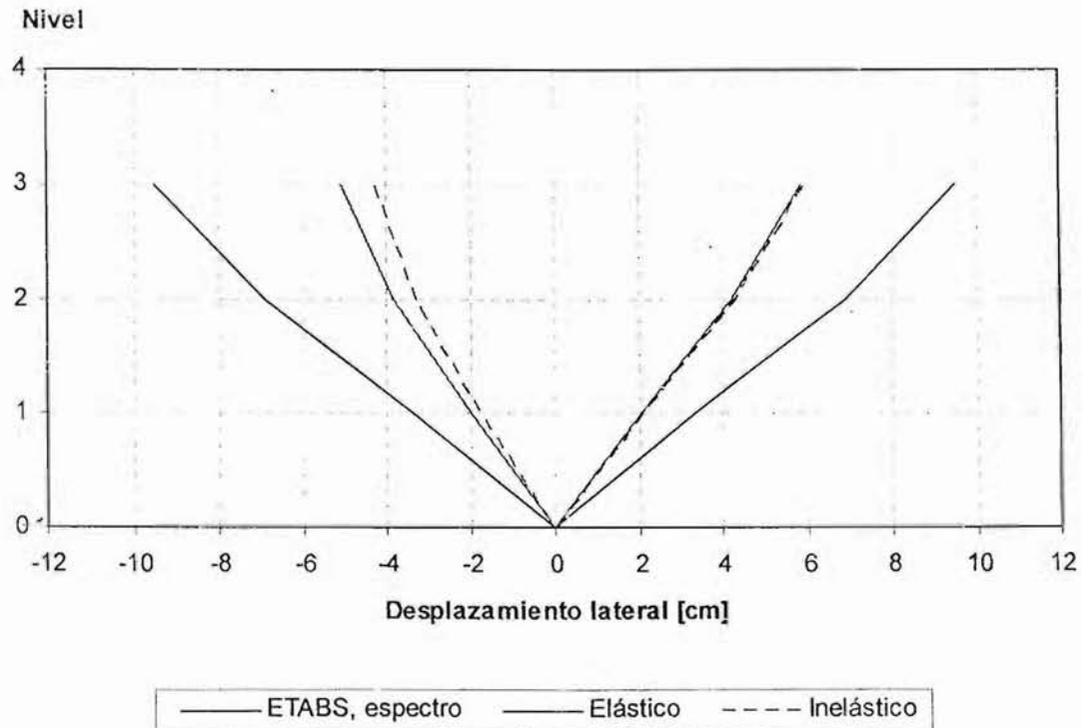


Fig 4.8 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje 3, análisis sísmico dinámico modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

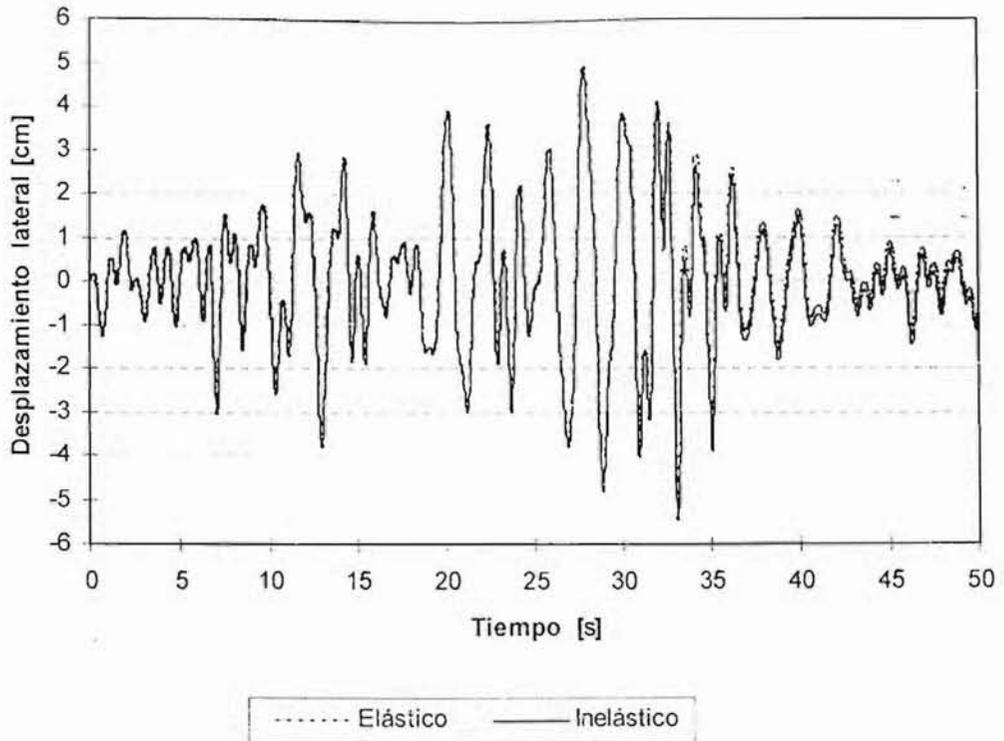


Fig 4.9 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

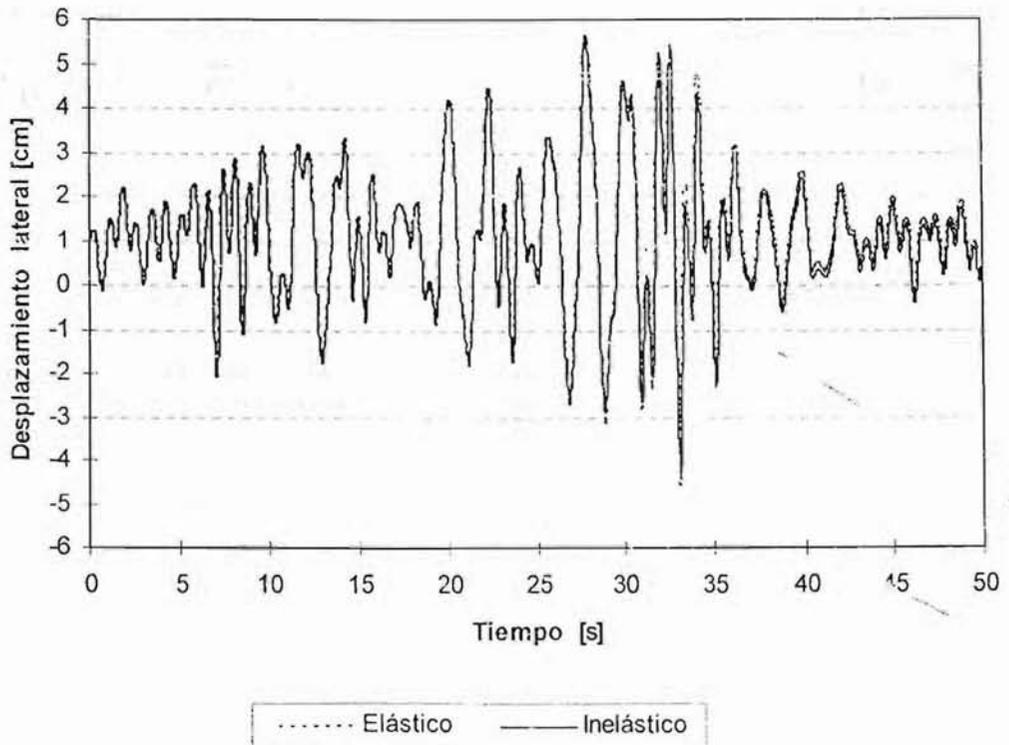


Fig 4.10 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 3, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

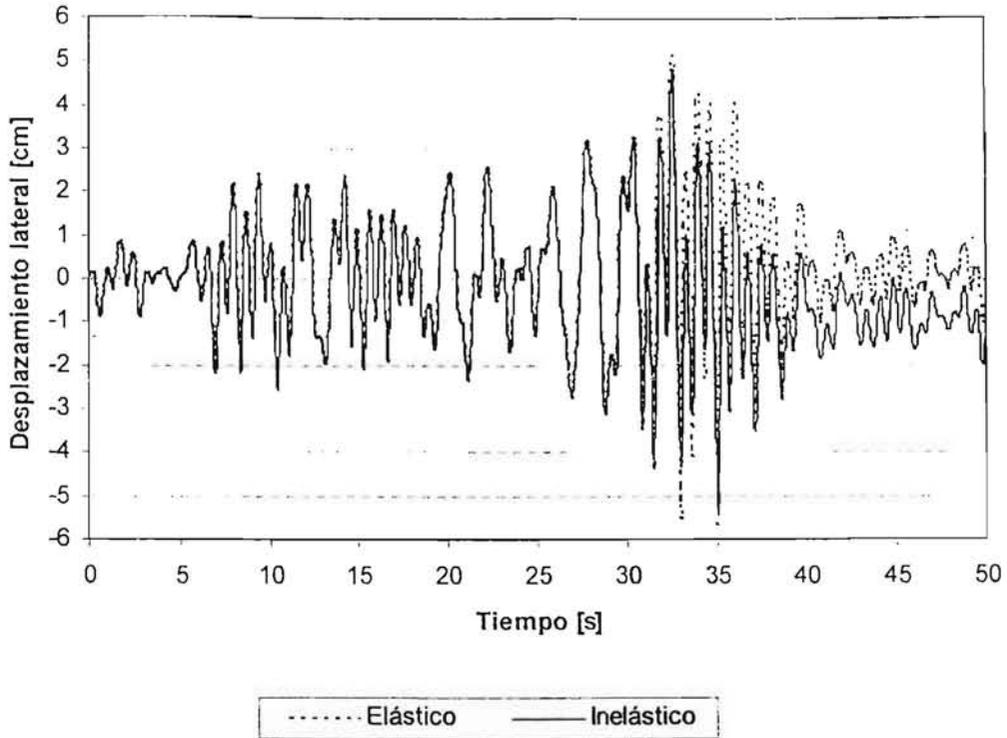


Fig 4.11 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

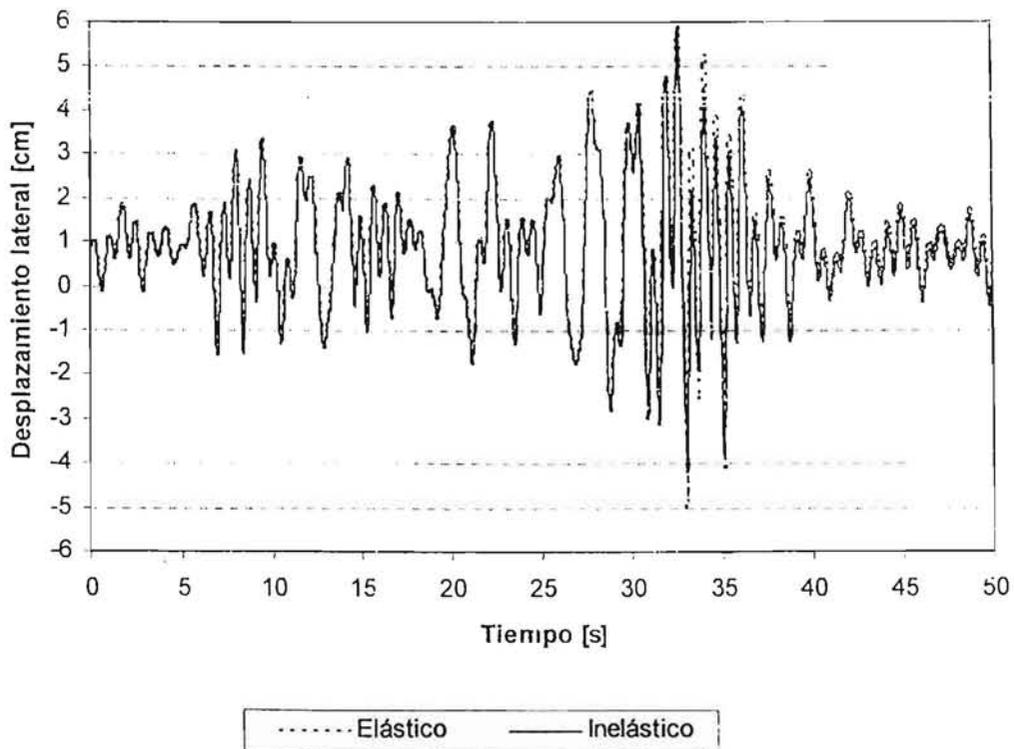


Fig 4.12 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 3, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

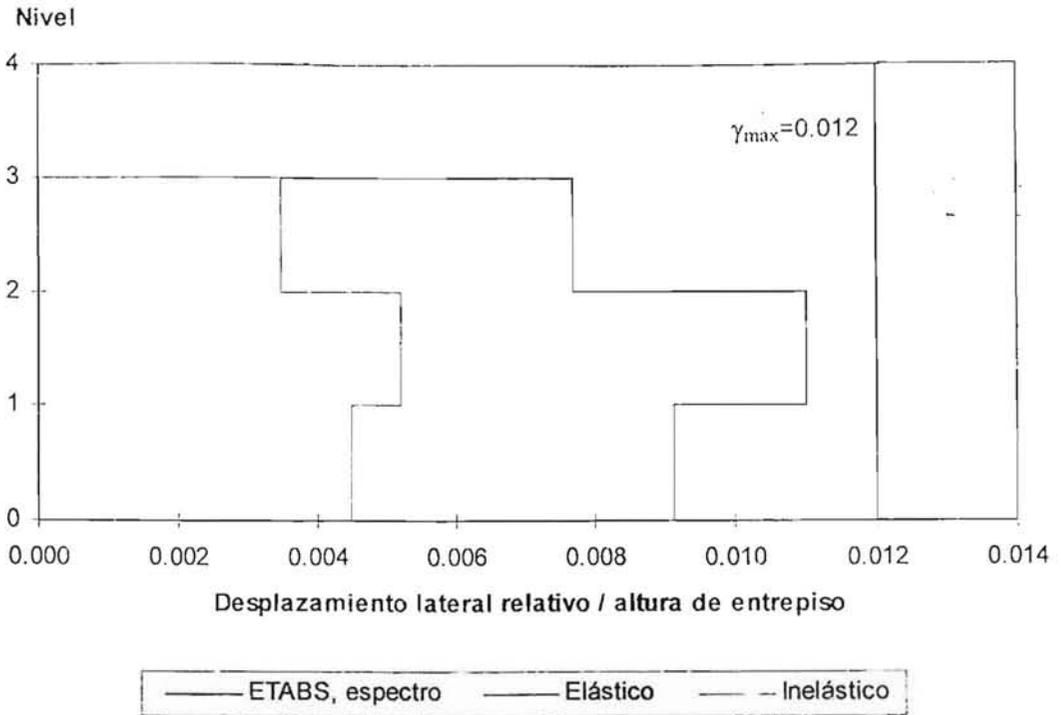


Fig 4.13 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

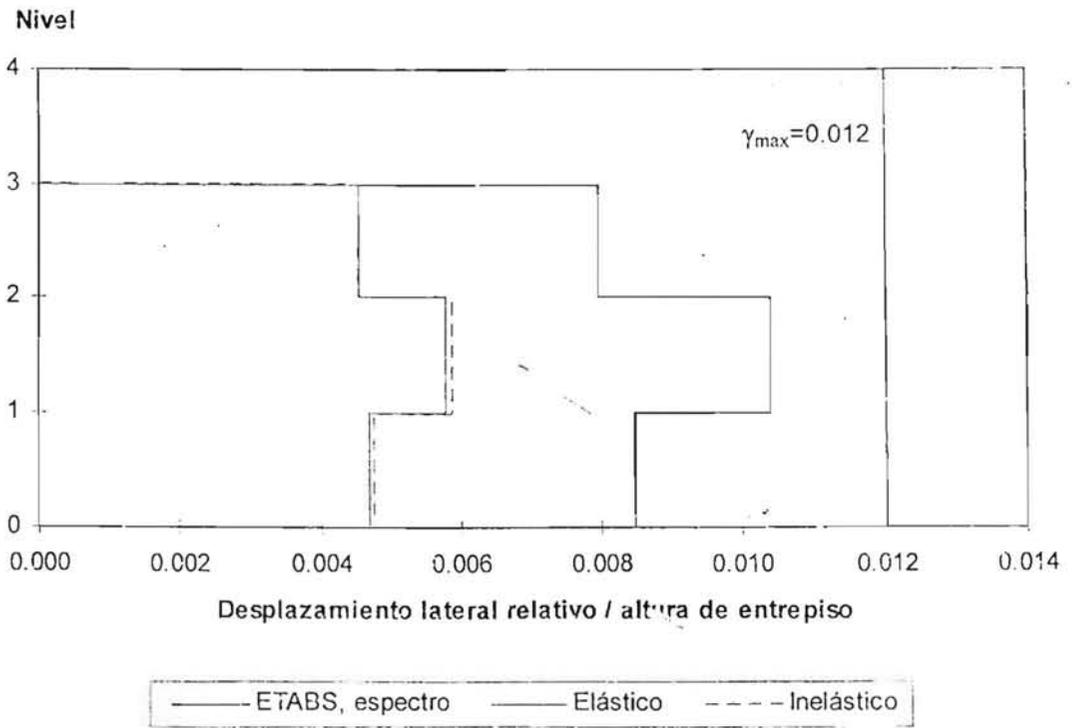


Fig 4.14 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 3, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

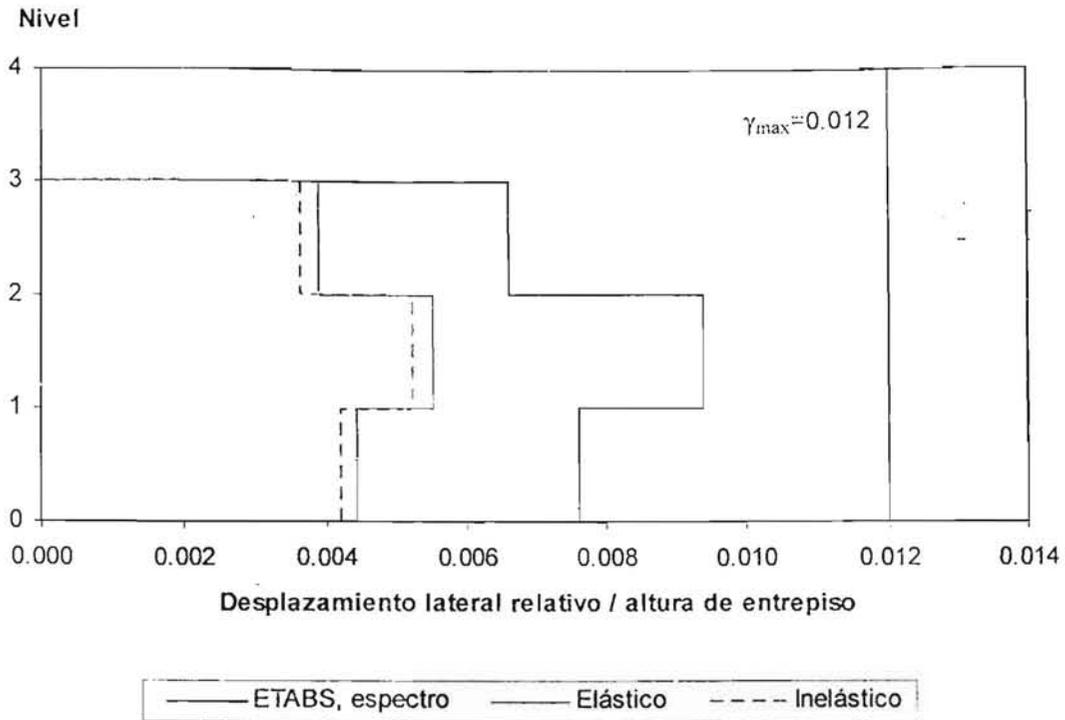


Fig 4.15 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

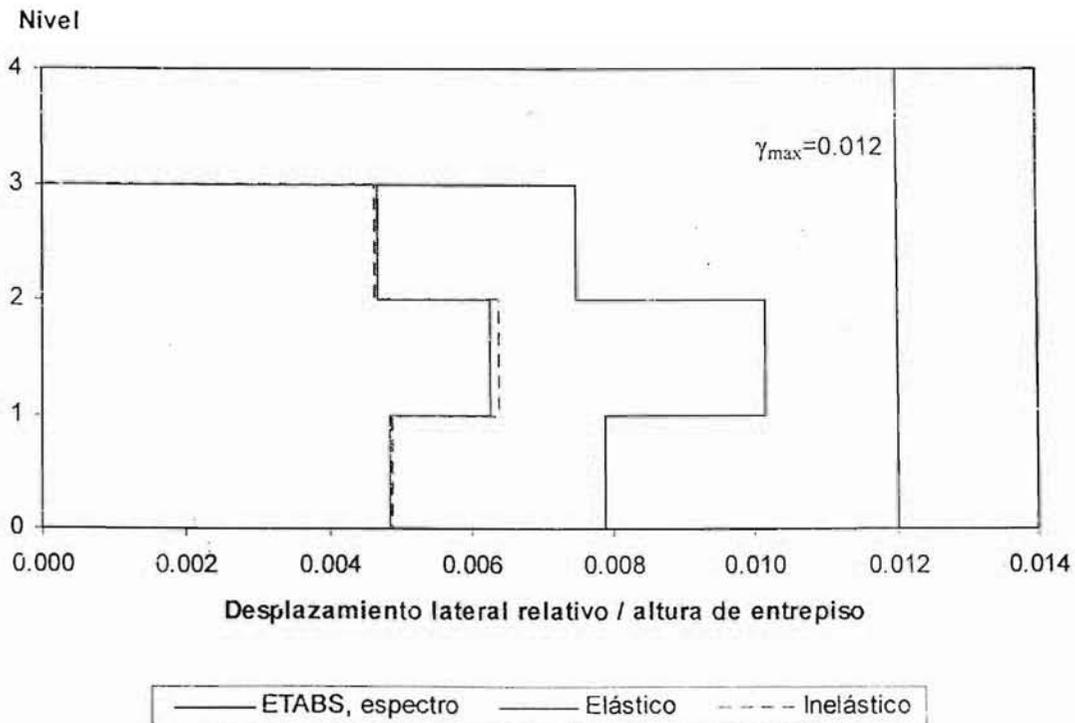


Fig 4.16 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 3, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

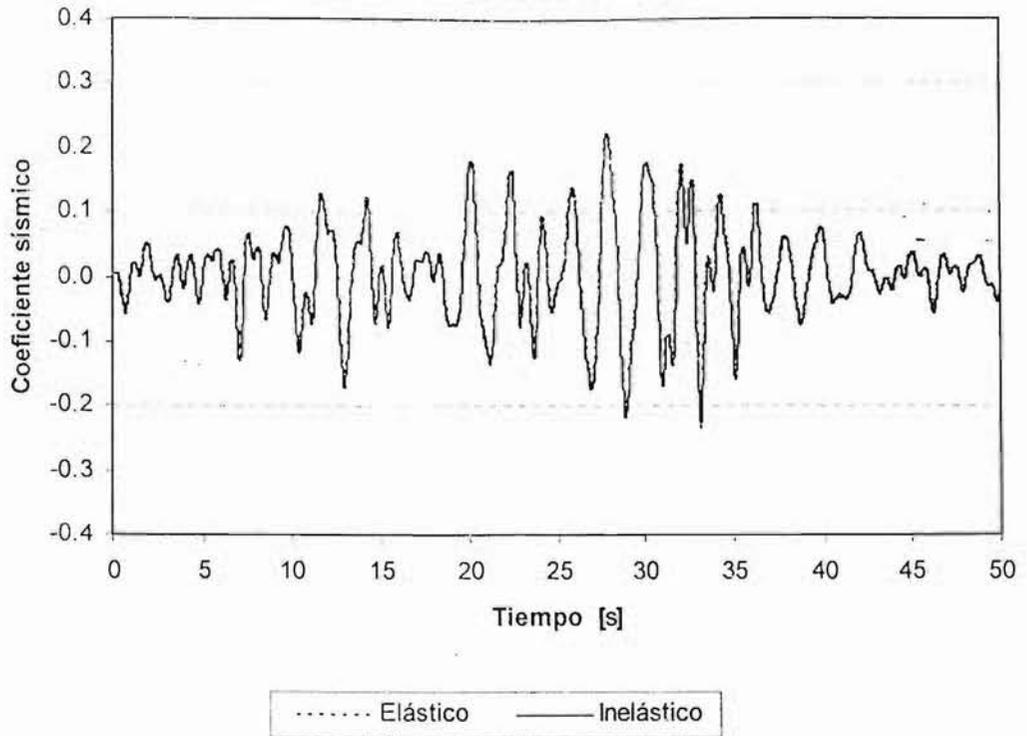


Fig 4.17 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

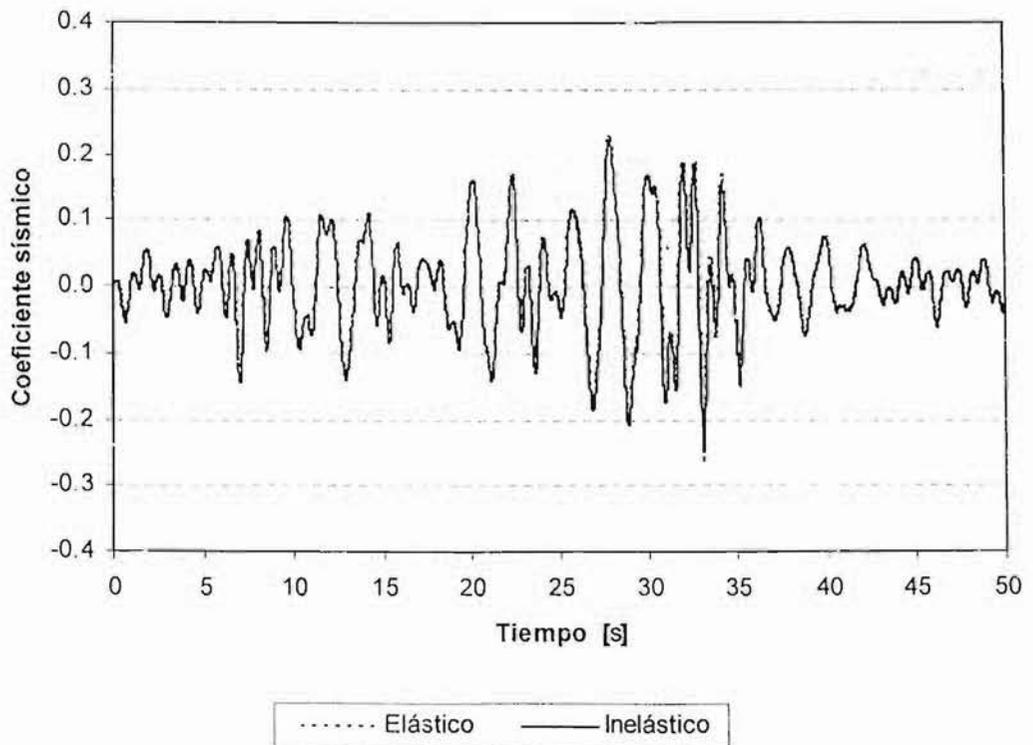


Fig 4.18 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje 3, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

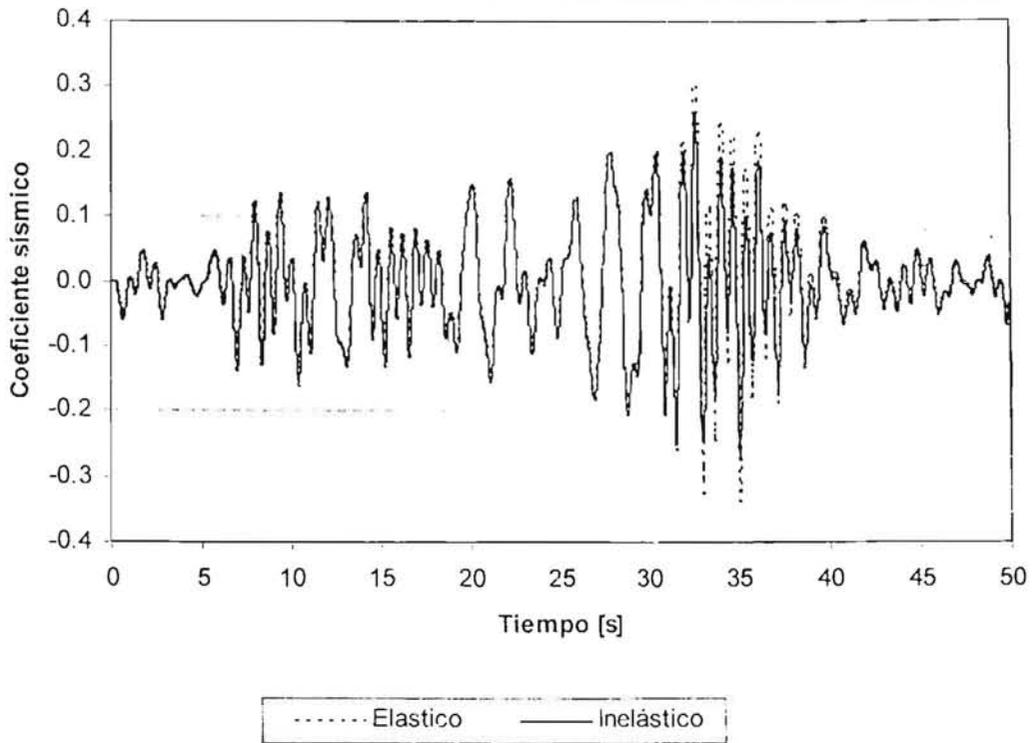


Fig 4.19 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

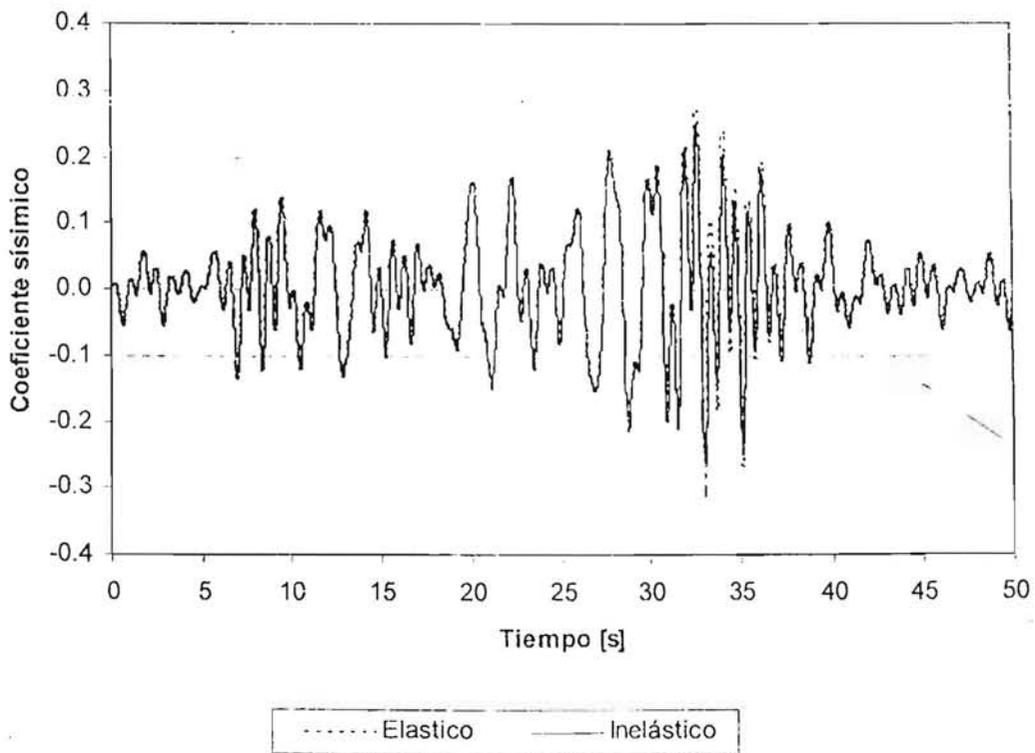


Fig 4.20 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje 3, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

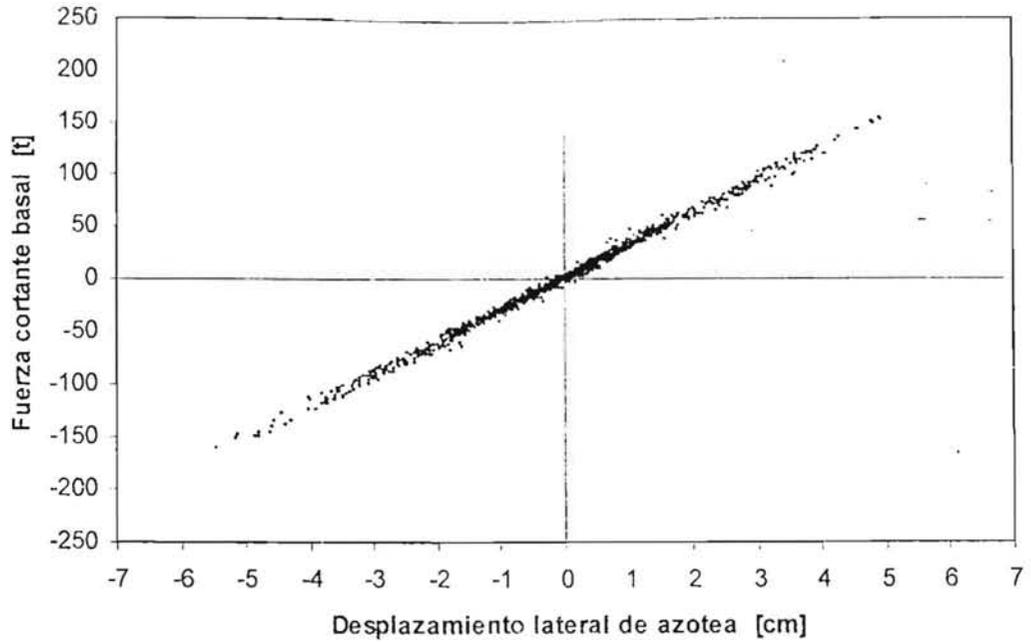


Fig 4.21 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento elástico, modelo 3NIV, caso A

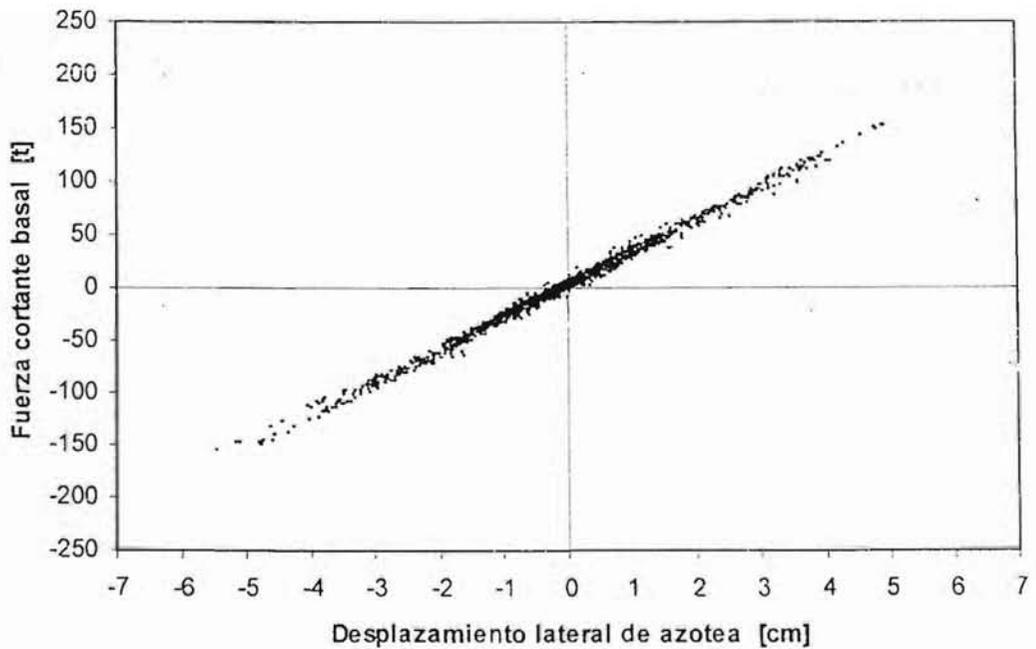


Fig 4.22 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 3NIV, caso A

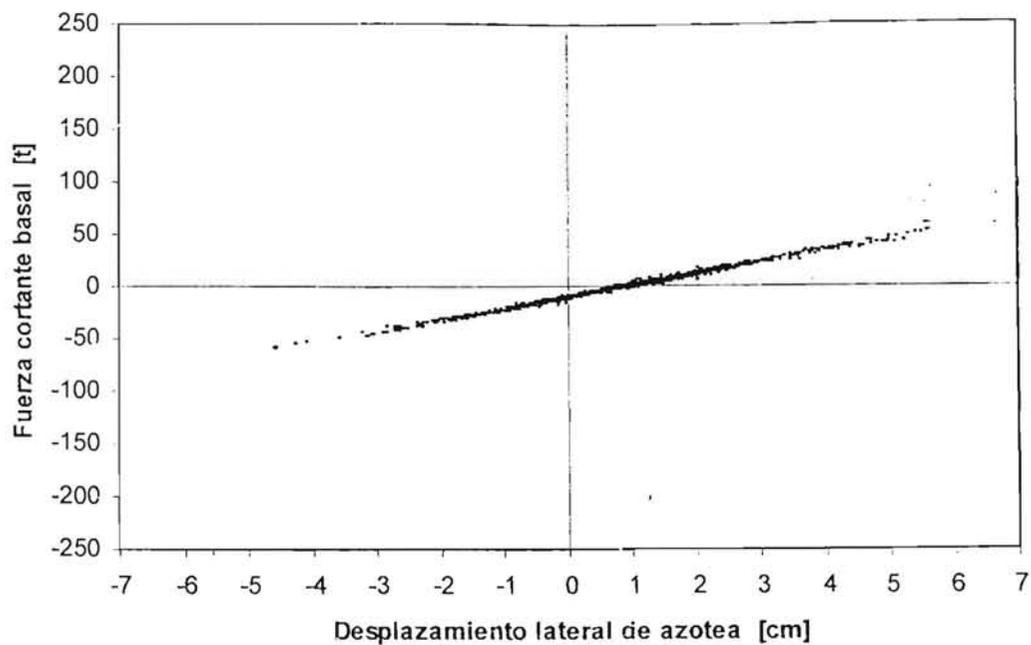


Fig 4.23 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje 3, comportamiento elástico, modelo 3NIV, caso A

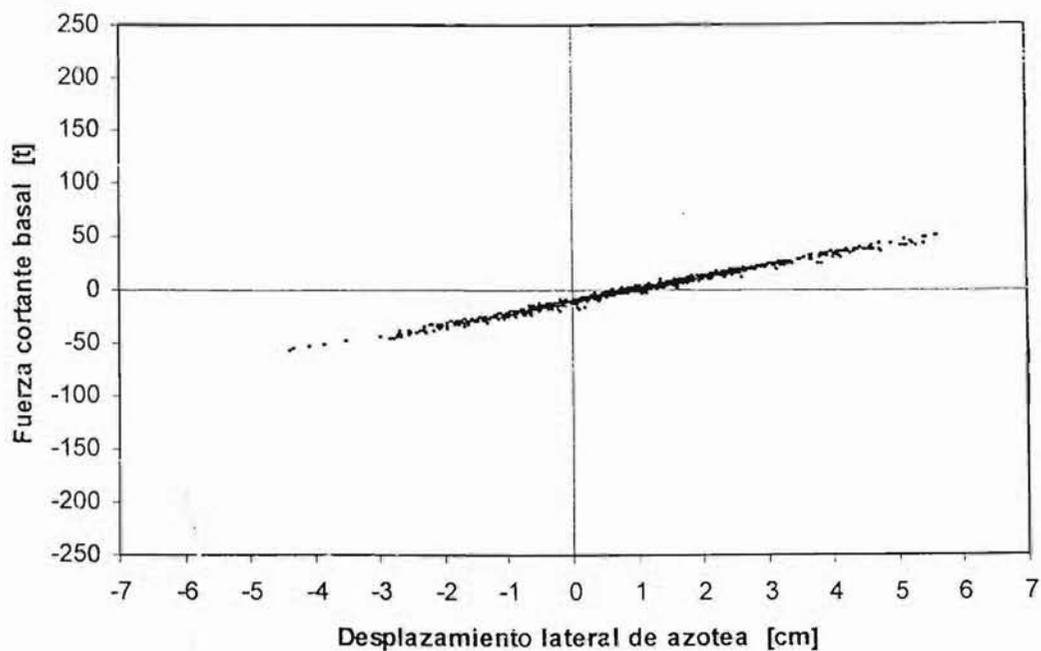


Fig 4.24 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje 3, comportamiento inelástico, modelo 3NIV, caso A

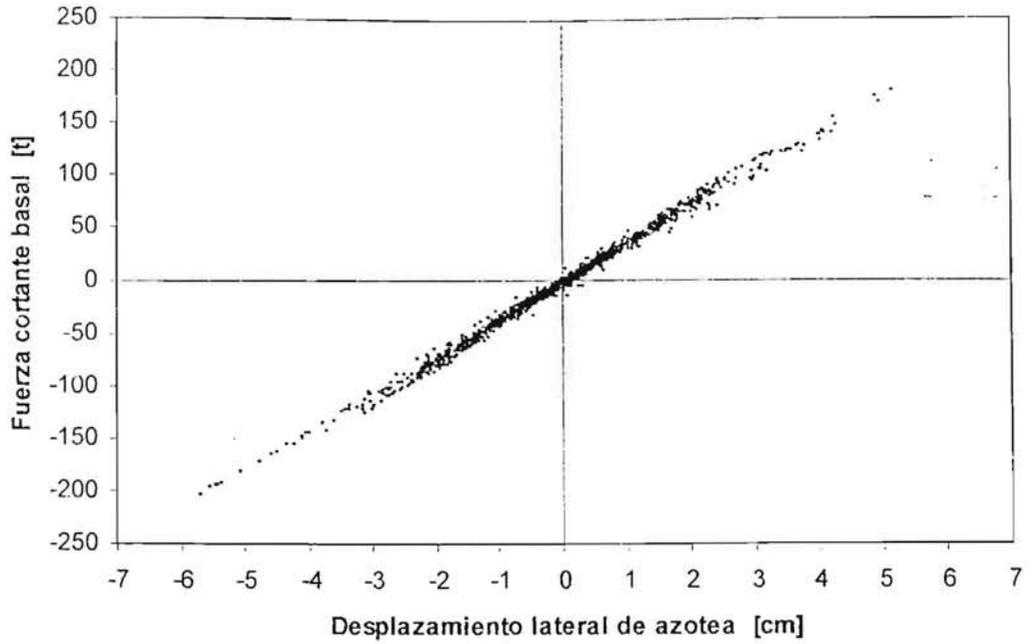


Fig 4.25 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento elástico, modelo 3NIV, caso B

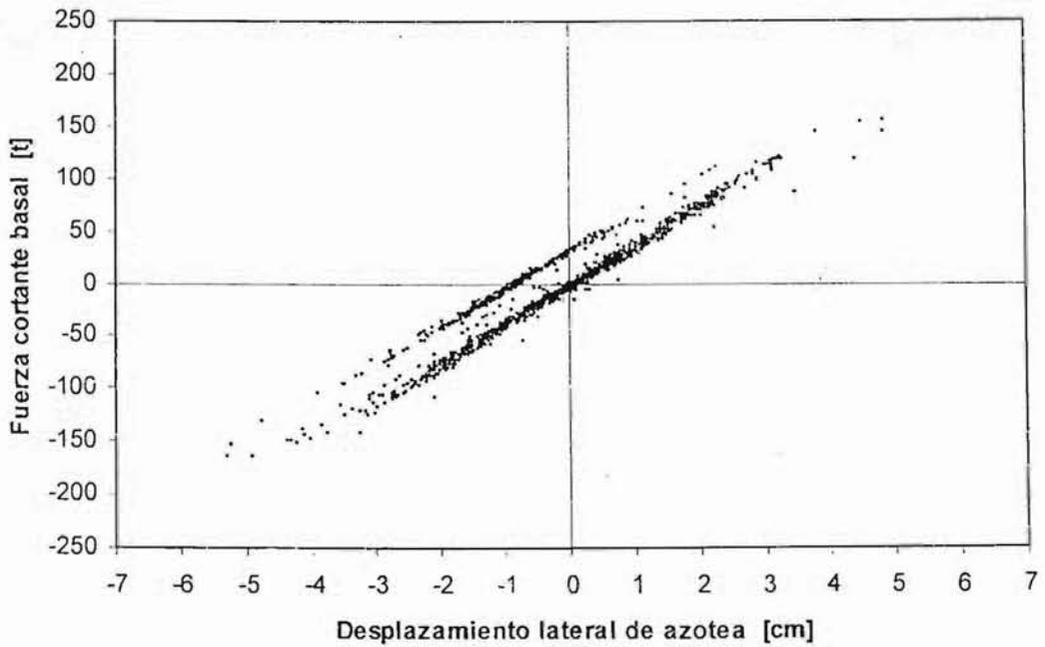


Fig 4.26 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 3NIV, caso B

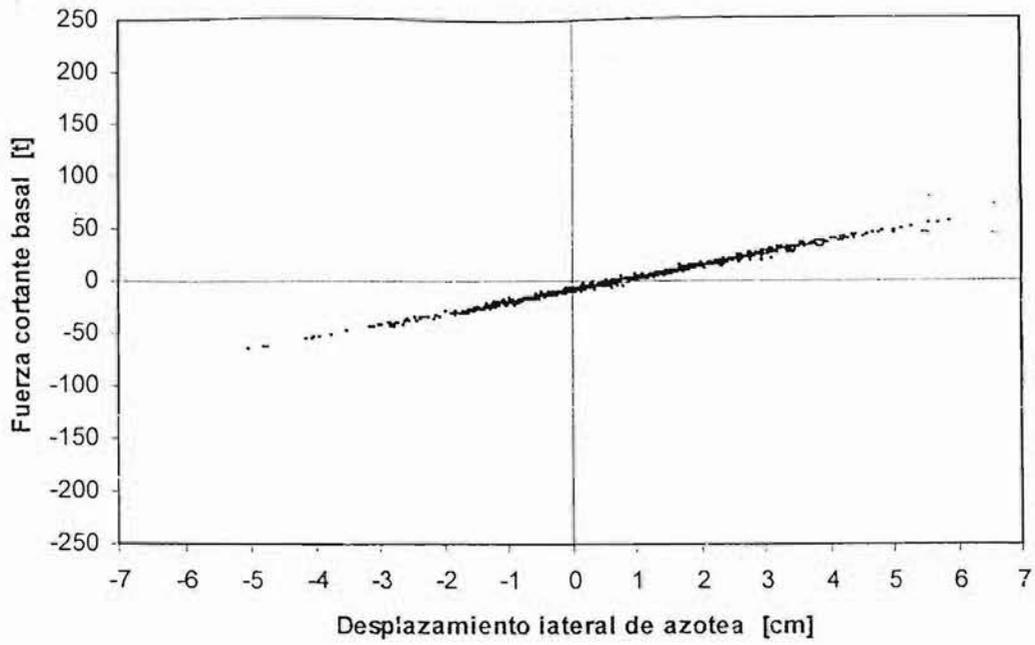


Fig 4.27 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje 3, comportamiento elástico, modelo 3NIV, caso B

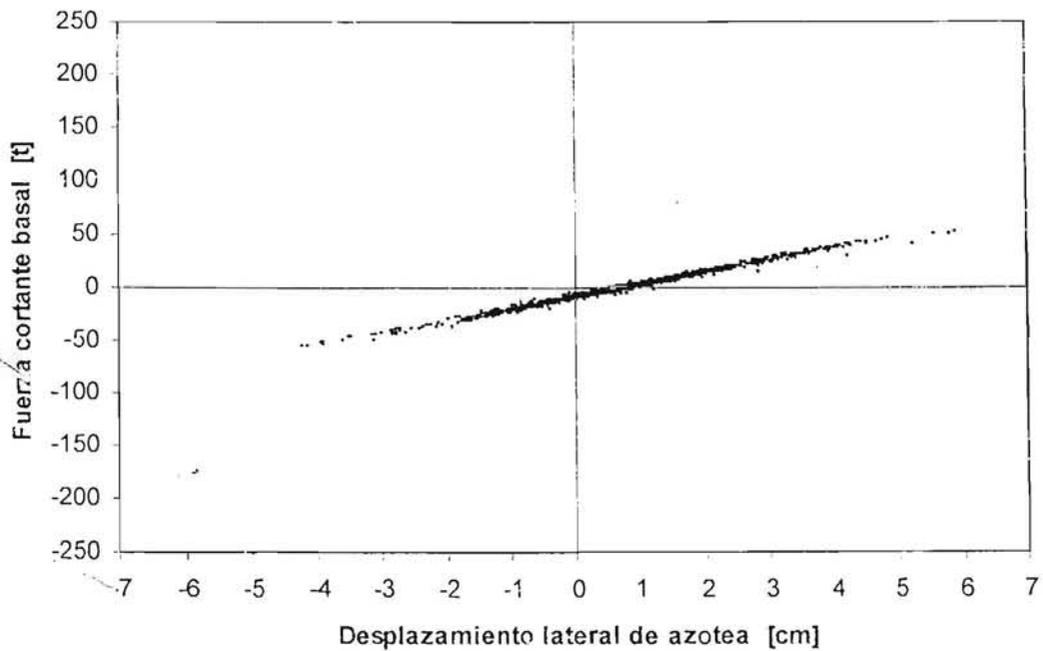


Fig 4.28 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje 3, comportamiento inelástico, modelo 3NIV, caso B

● EXTREMO DE INTERES

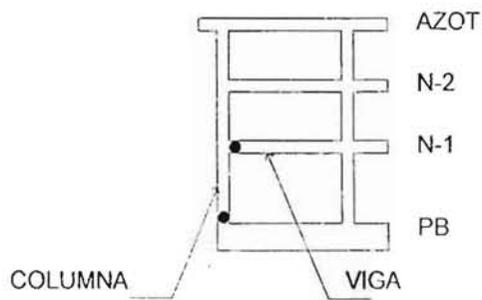
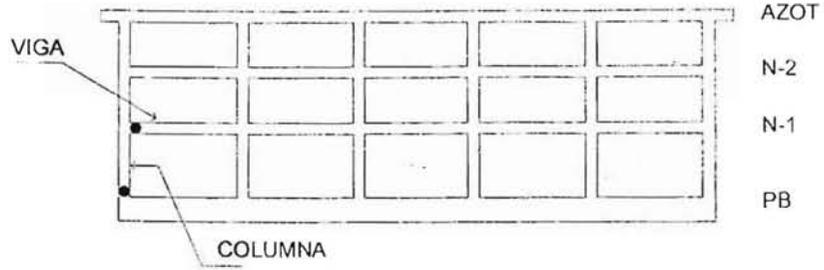


Fig 4.29 Extremos de los elementos estructurales de interés de los ejes A y 3, modelo 3NIV, casos A y B

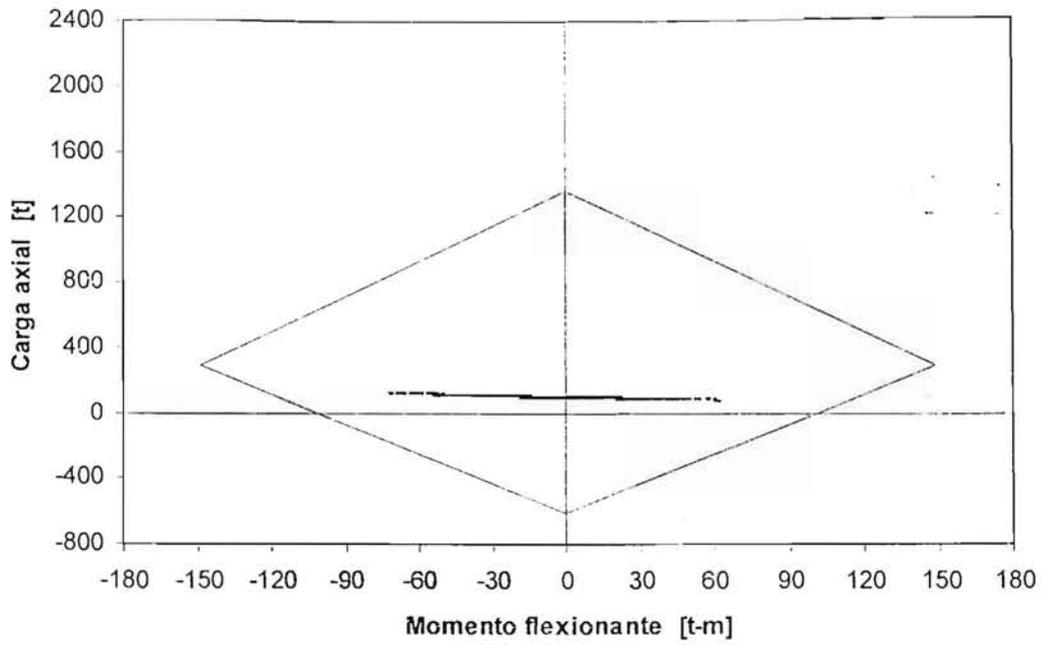


Fig 4.30 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 3NIV, caso A

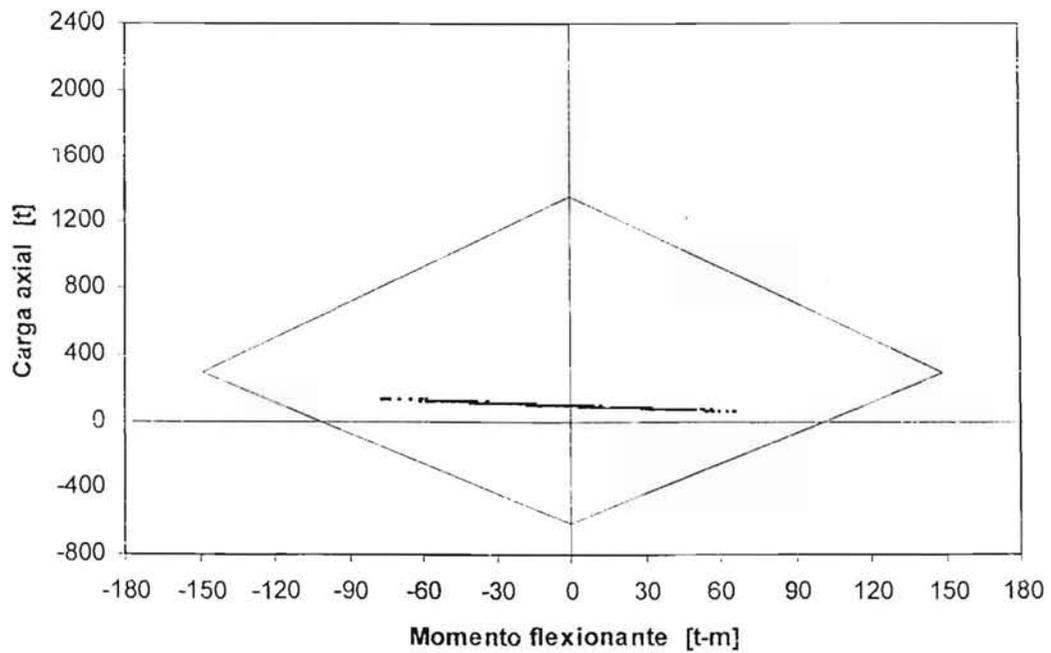


Fig 4.31 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje 3, modelo 3NIV, caso A

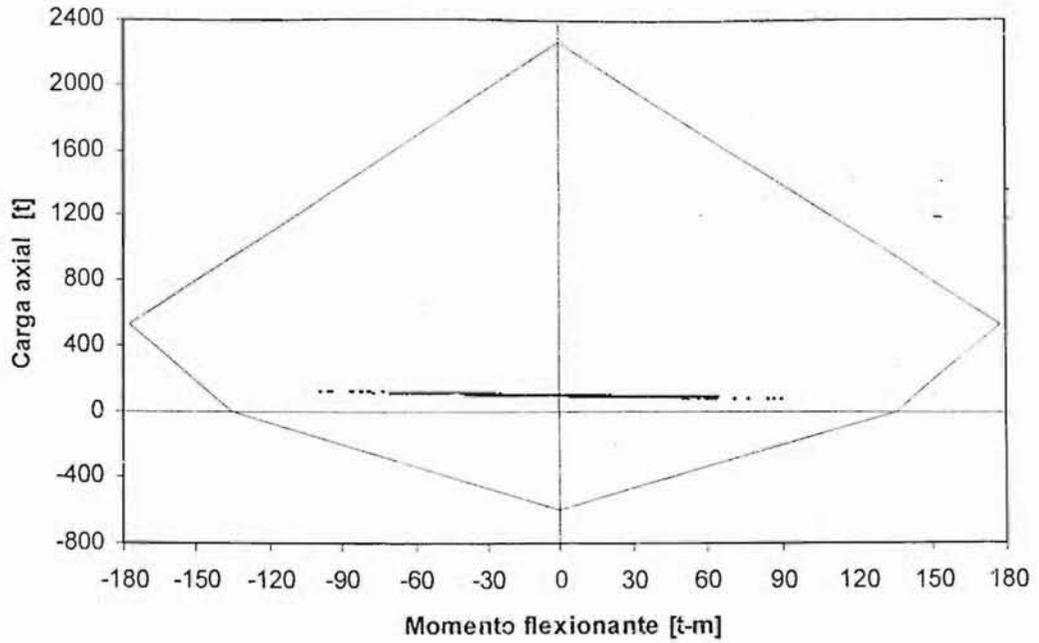


Fig 4.32 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 3NIV, caso B

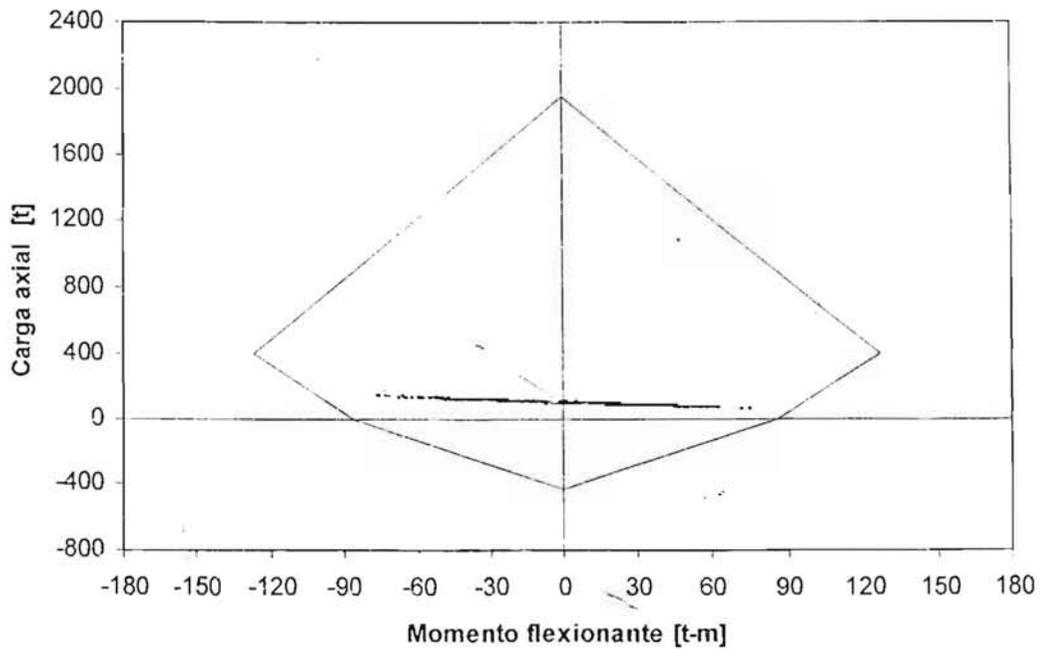


Fig 4.33 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje 3, modelo 3NIV, caso B

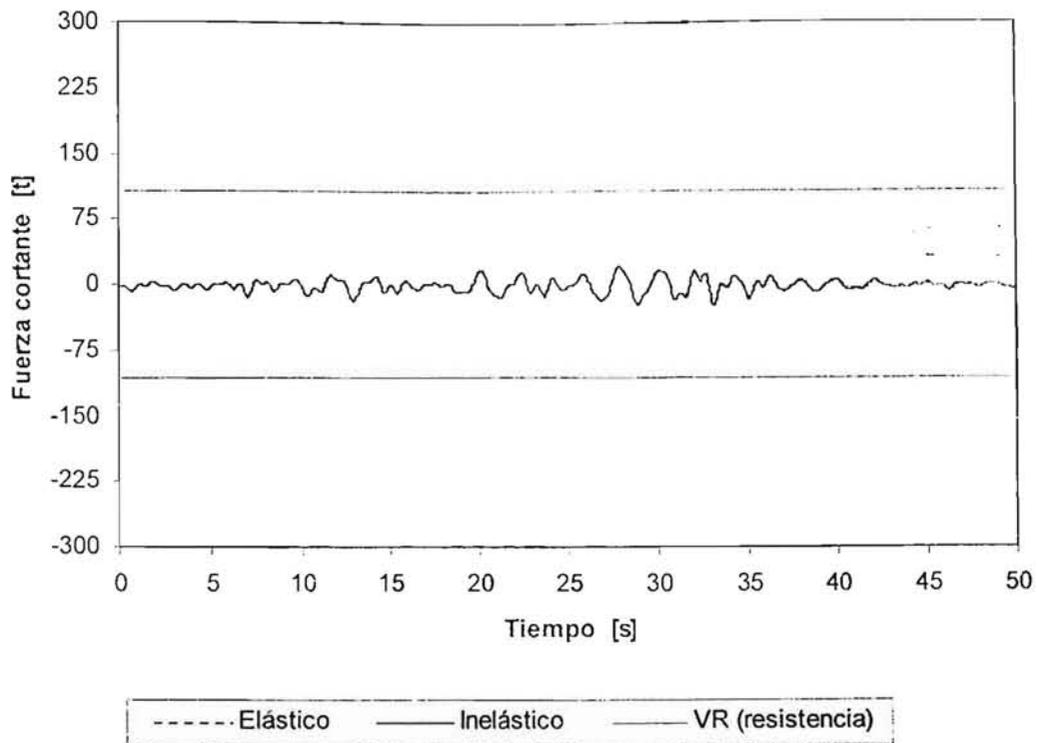


Fig 4.34 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

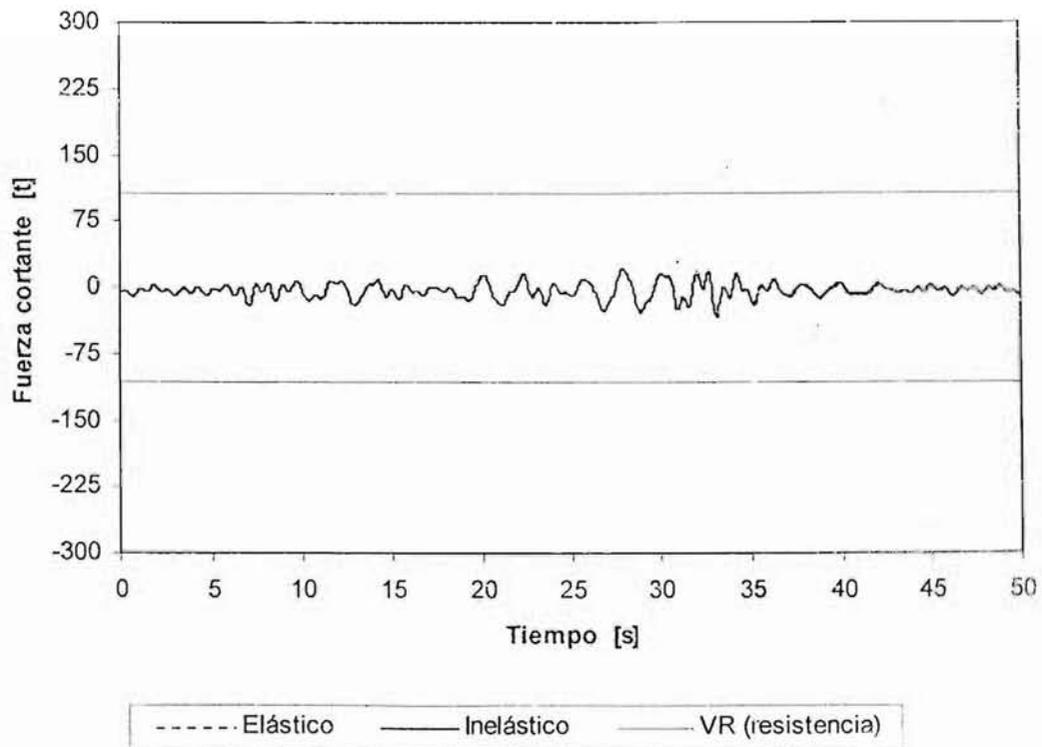


Fig 4.35 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje 3, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

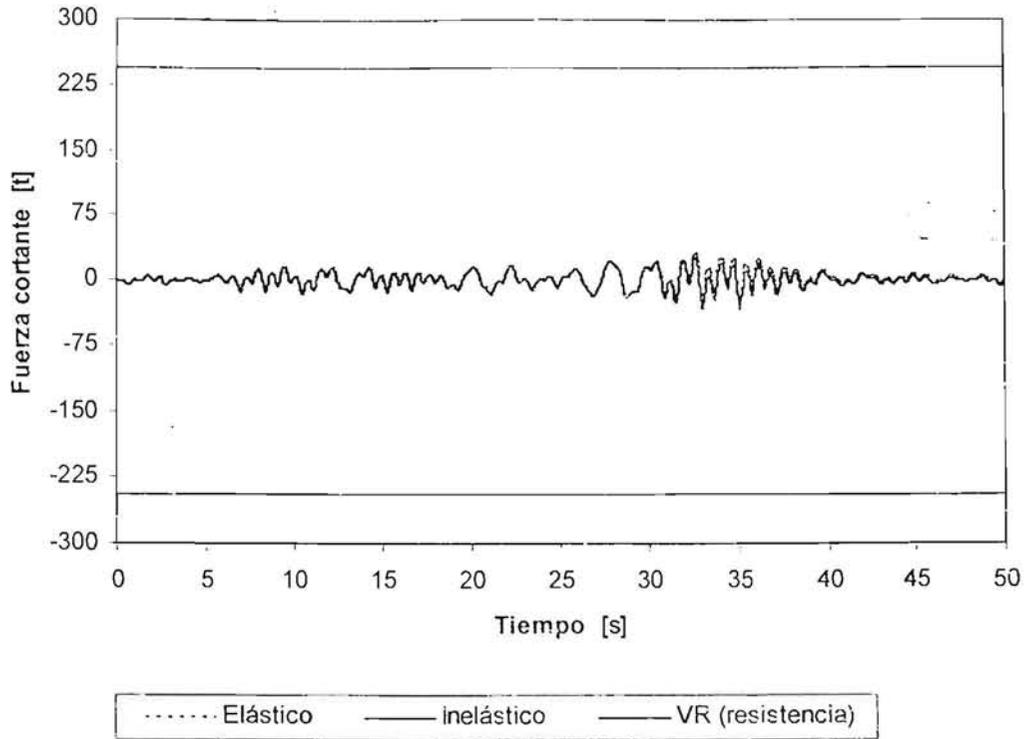


Fig 4.36 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

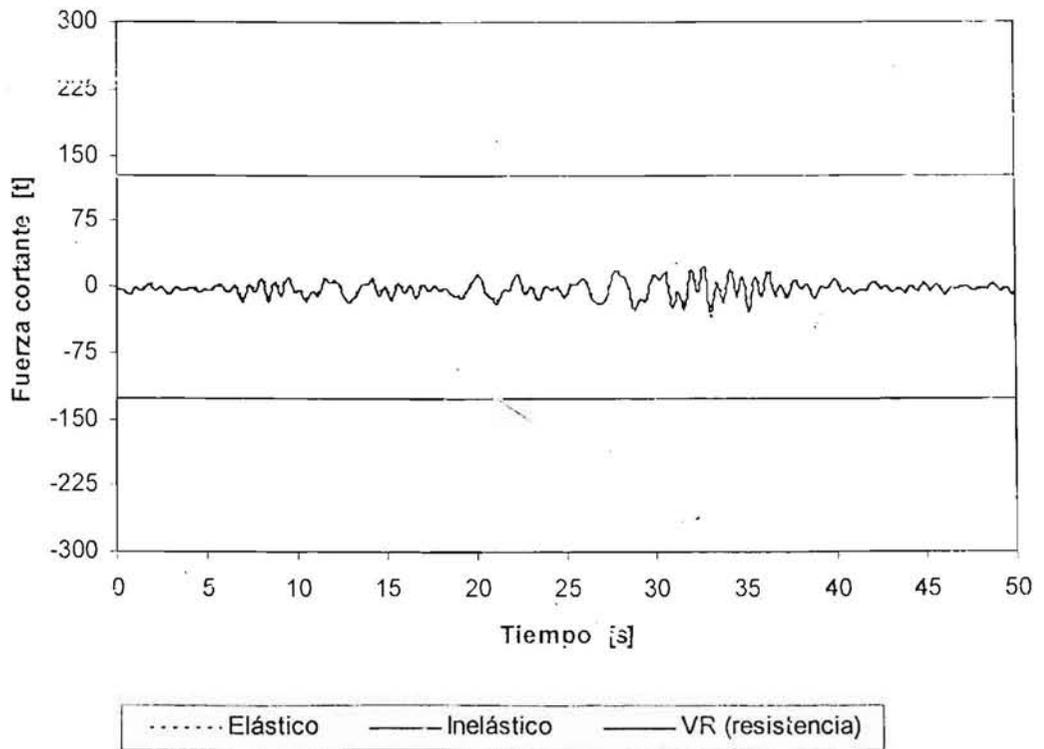


Fig 4.37 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje 3, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

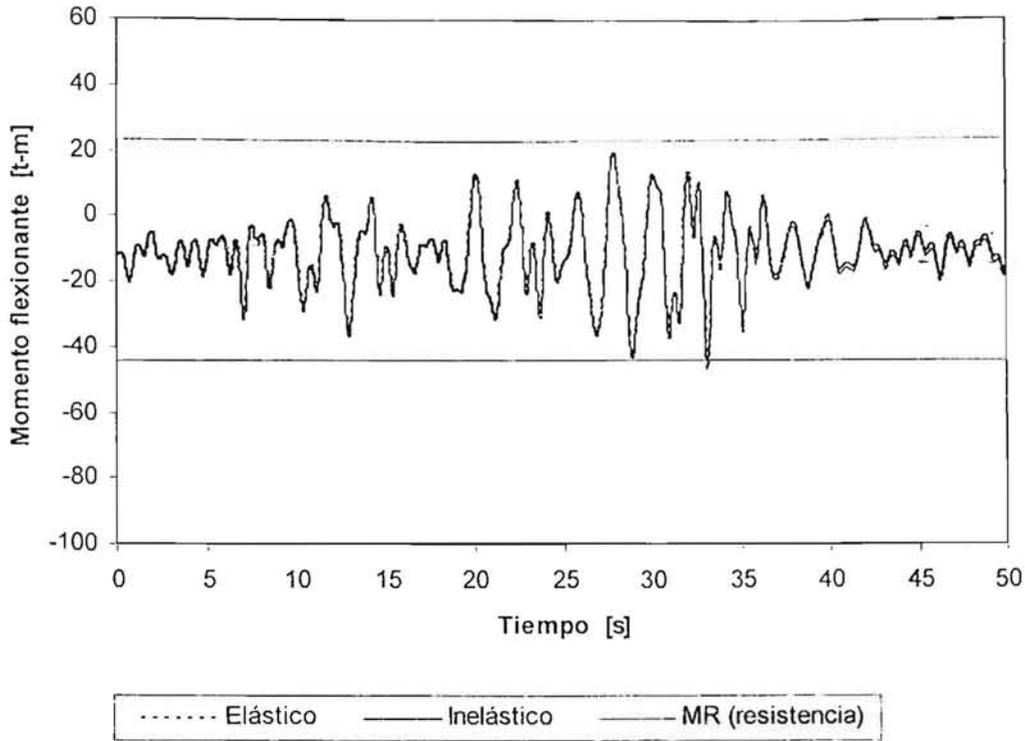


Fig 4.38 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

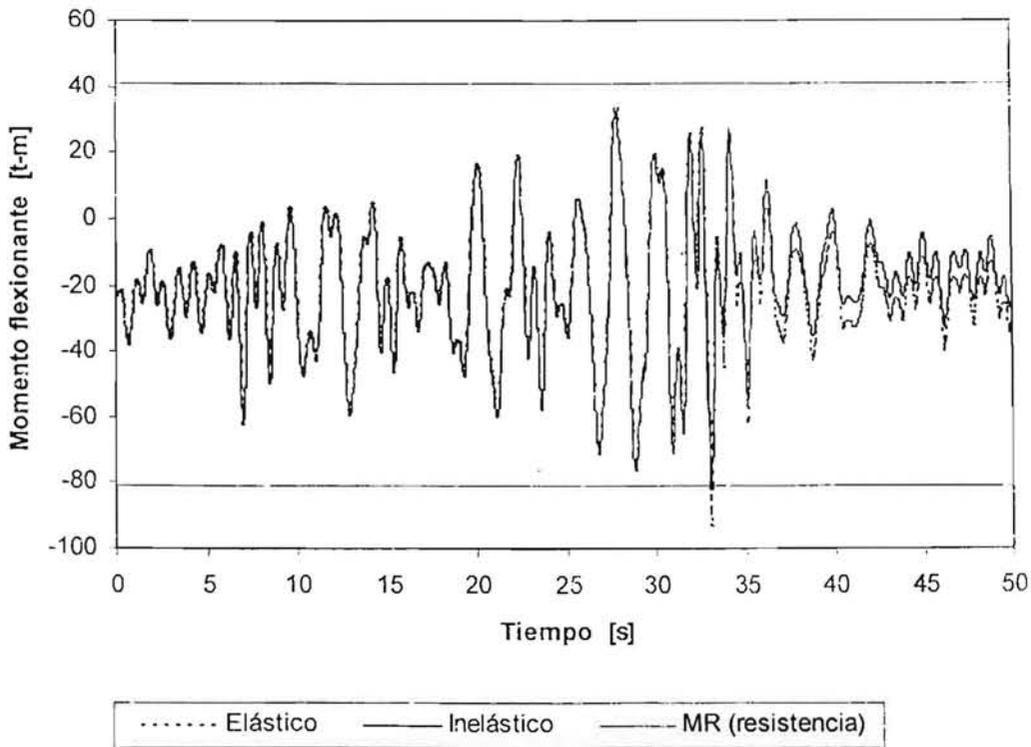


Fig 4.39 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje 3, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

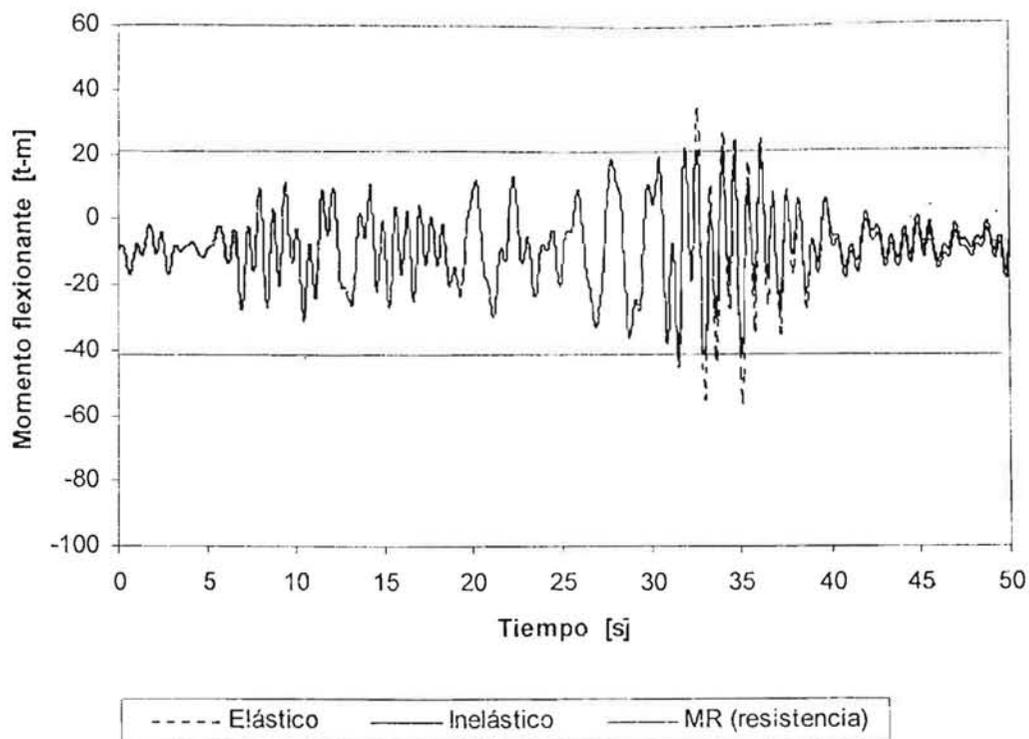


Fig 4.40 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

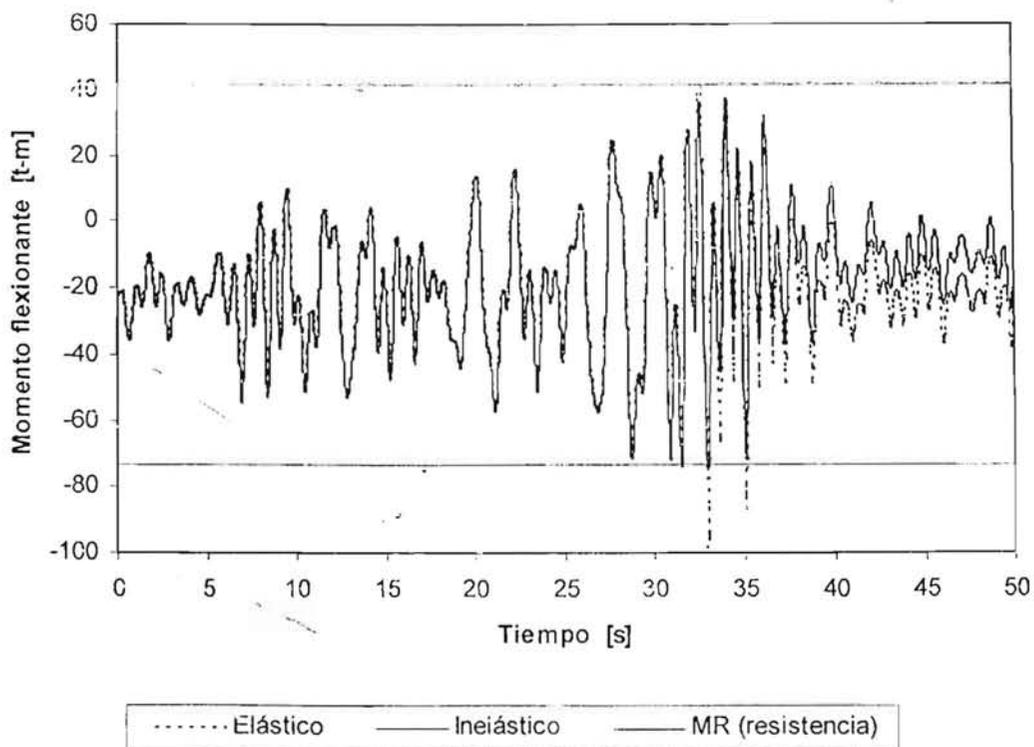


Fig 4.41 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje 3, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

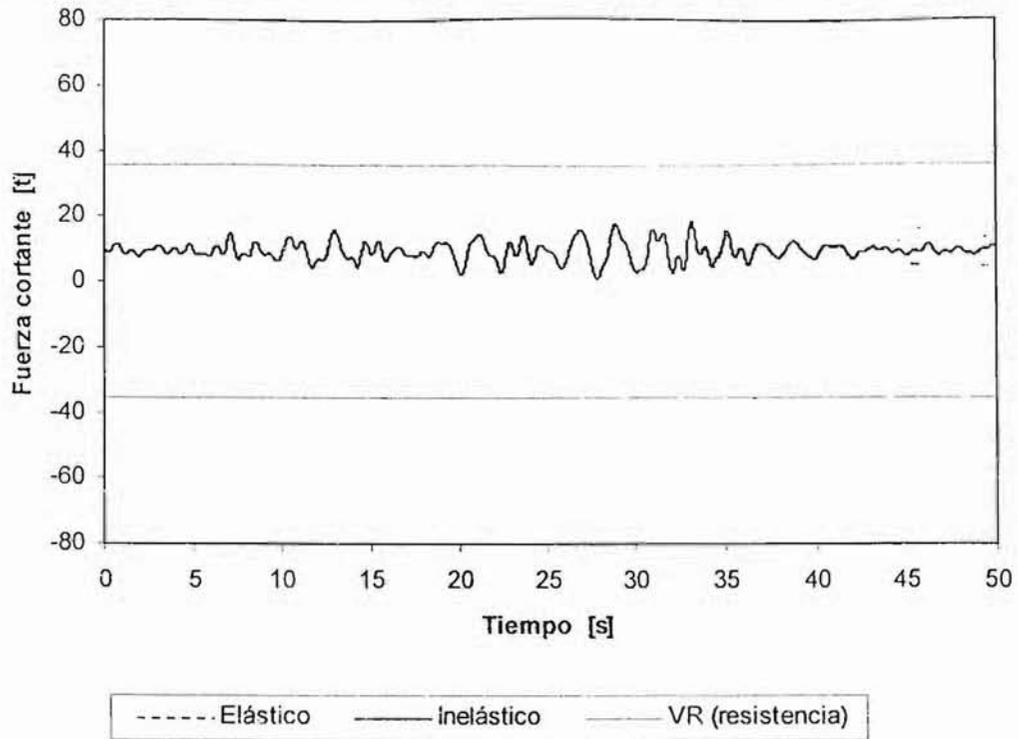


Fig 4.42 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

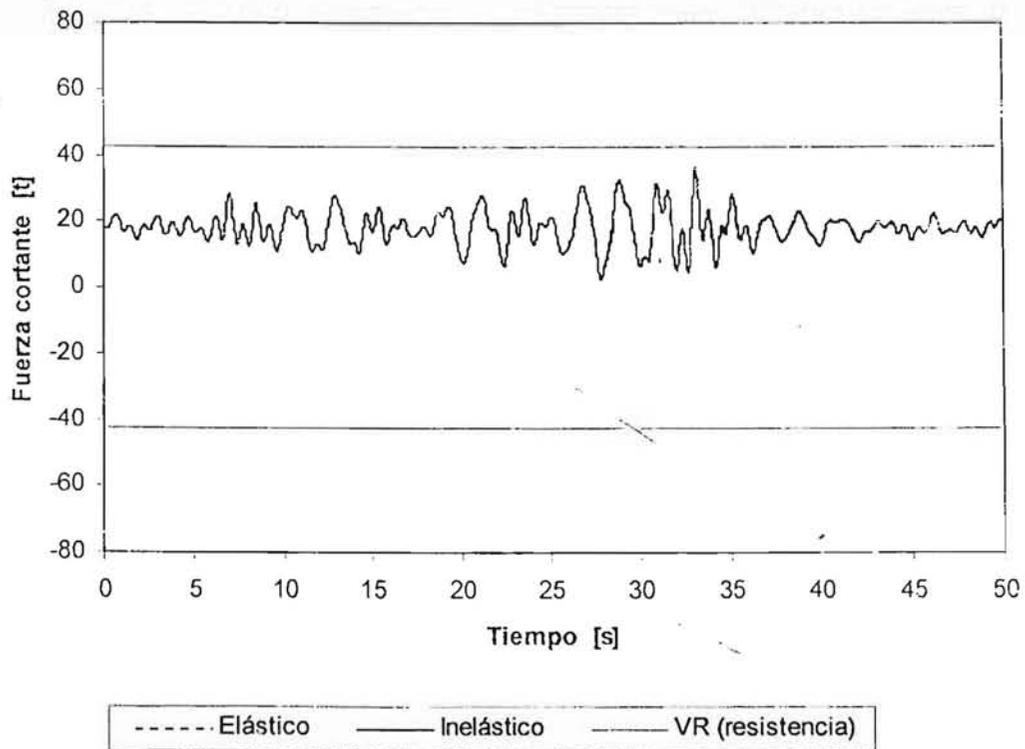


Fig 4.43 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje 3, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso A

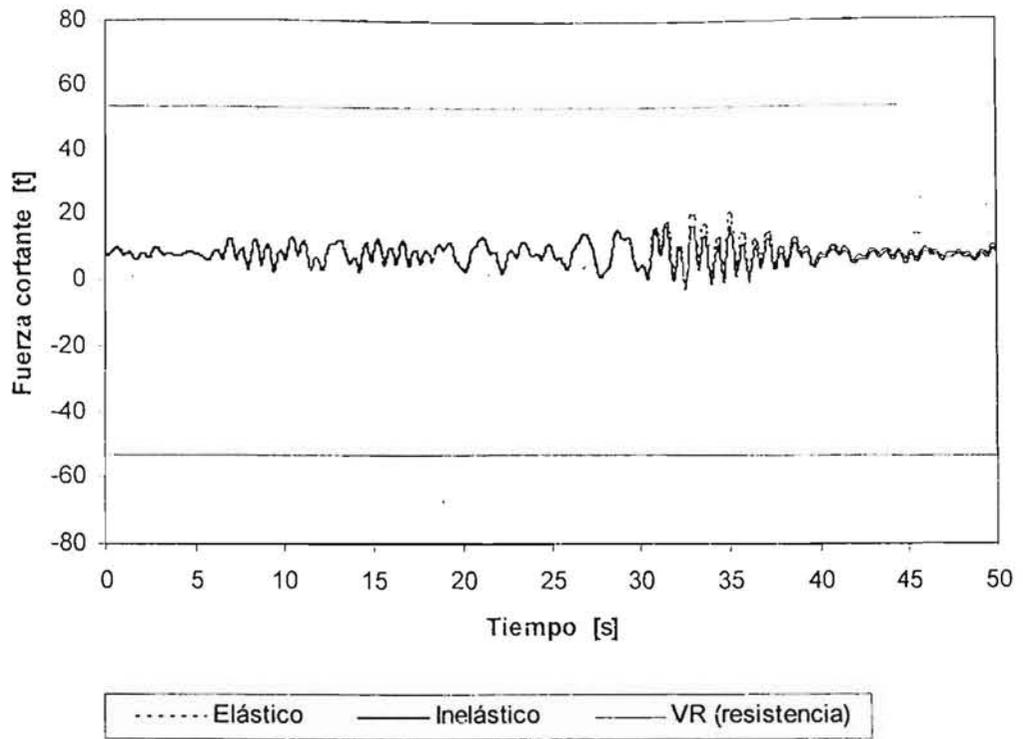


Fig 4.44 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

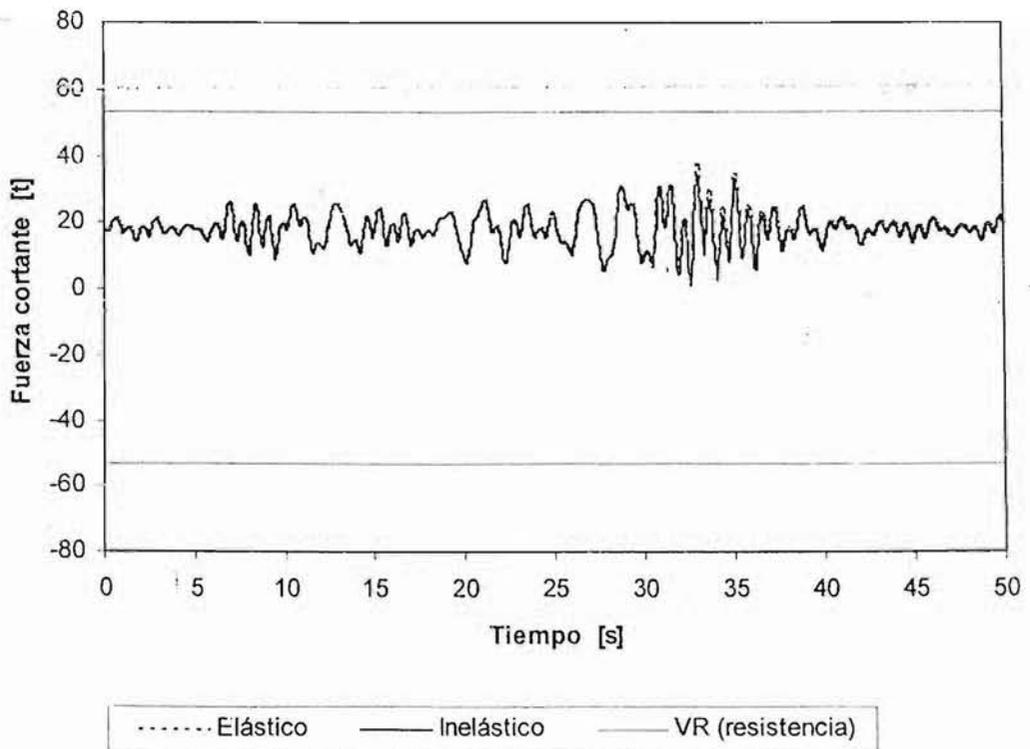


Fig 4.45 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje 3, comportamientos elástico e inelástico, modelo 3NIV, caso B

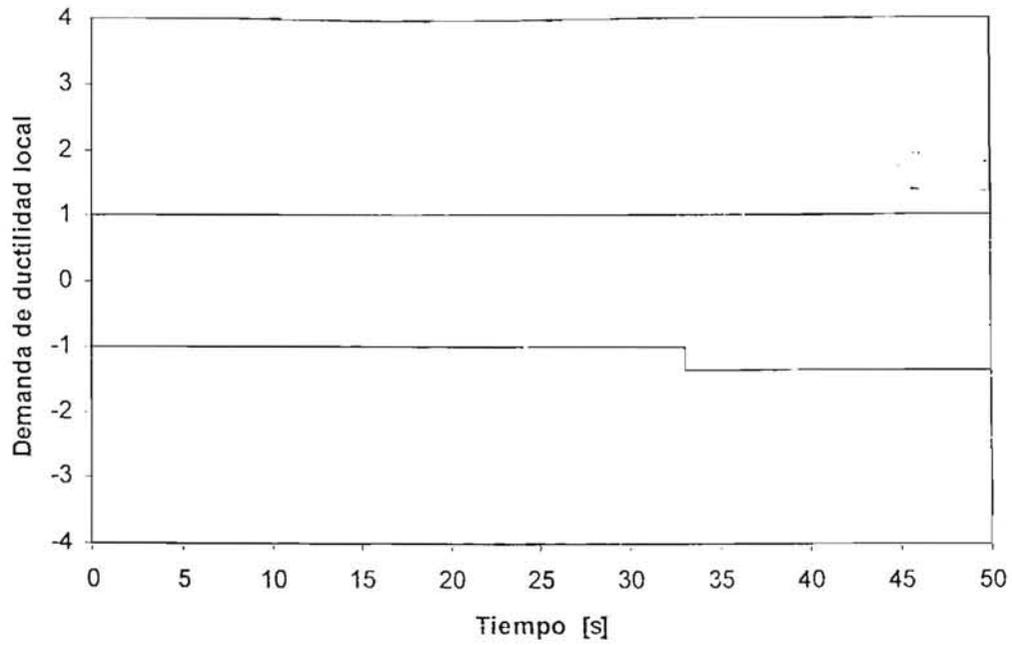


Fig 4.46 Historia de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, modelo 3NIV, caso A

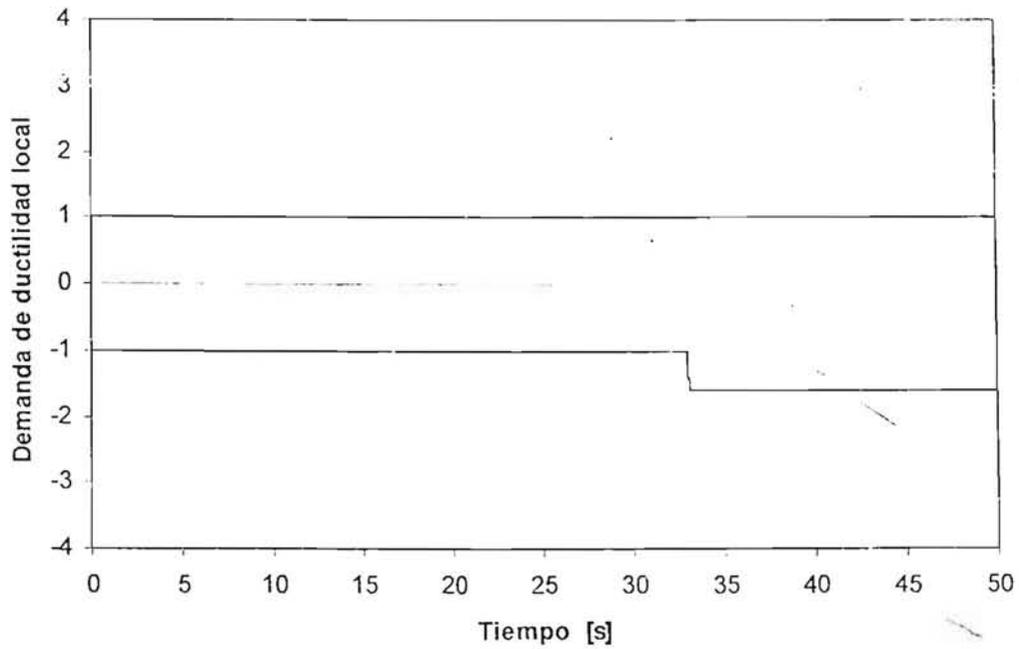


Fig 4.47 Historia de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje 3, modelo 3NIV, caso A

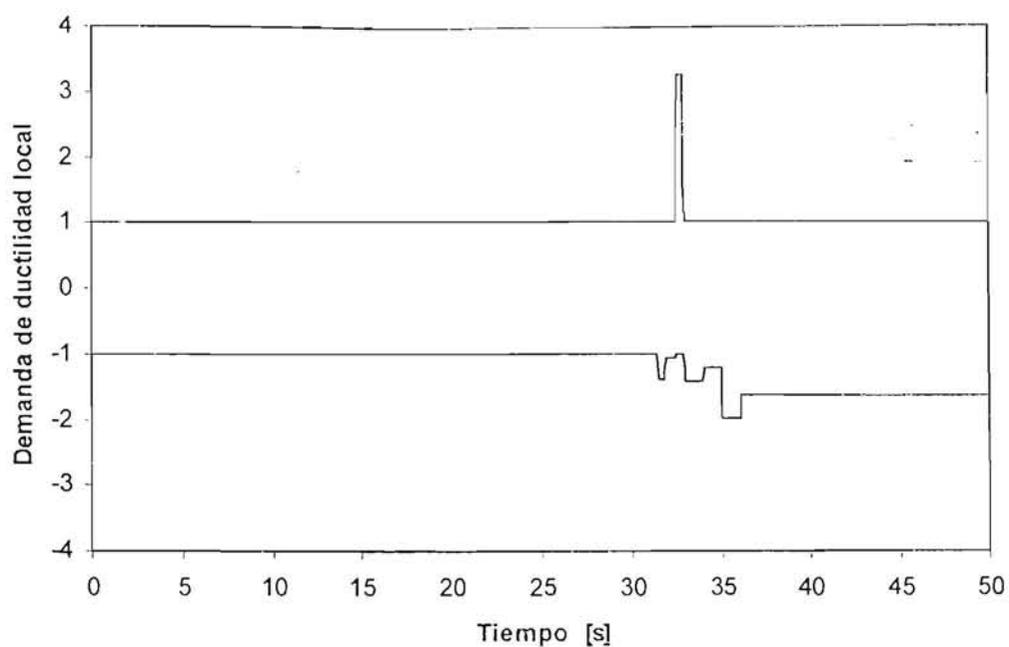


Fig 4.48 Historia de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, modelo 3NIV, caso B

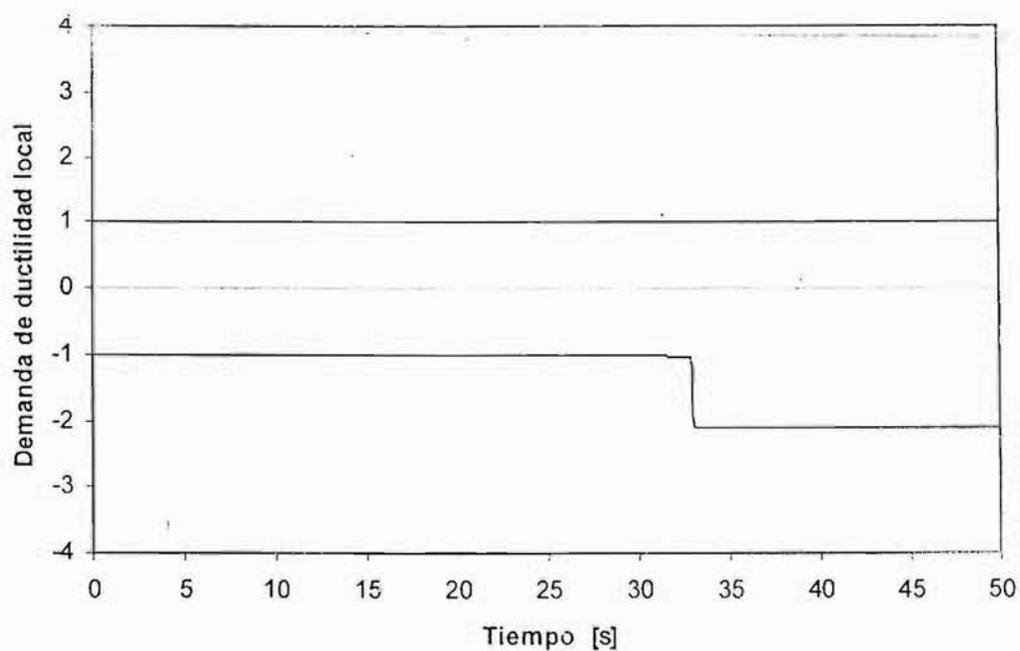


Fig 4.49 Historia de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje 3, modelo 3NIV, caso B

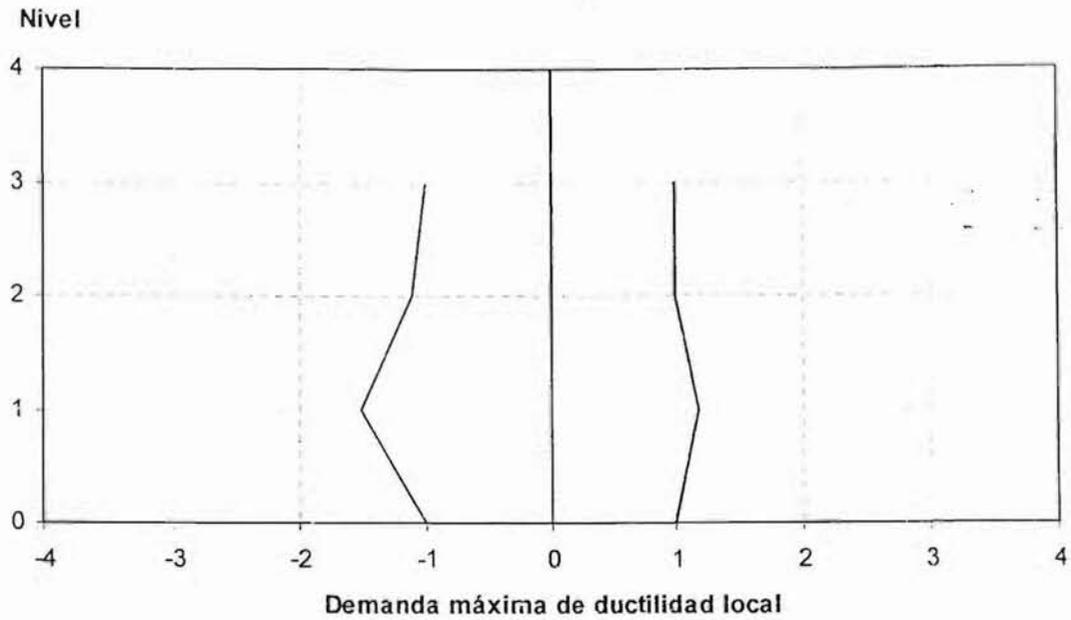


Fig 4.50 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, modelo 3NIV, caso A

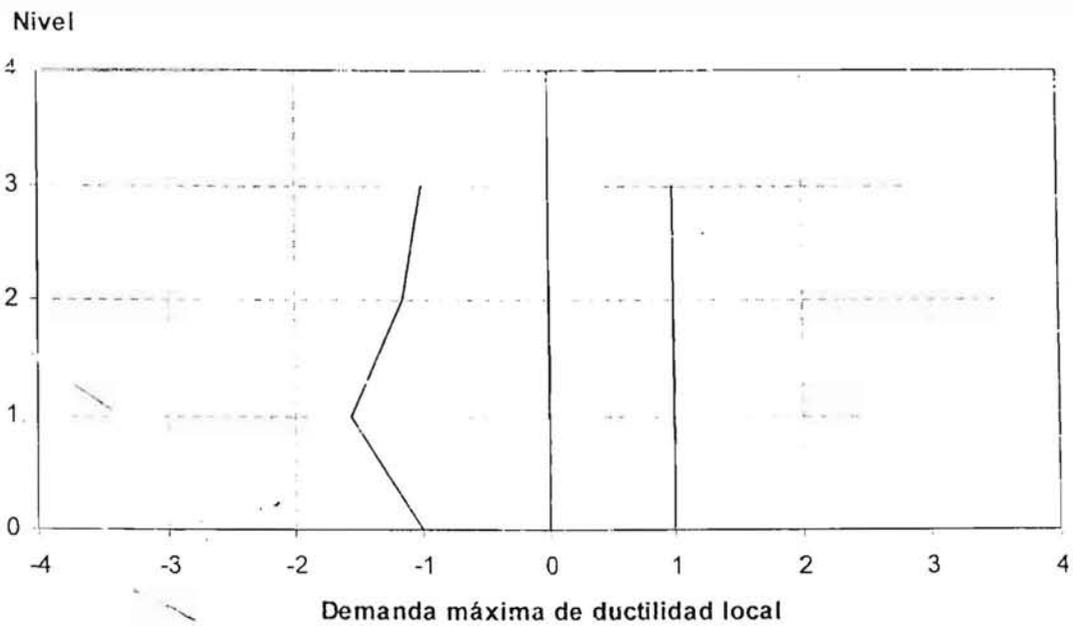


Fig 4.51 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 3, modelo 3NIV, caso A

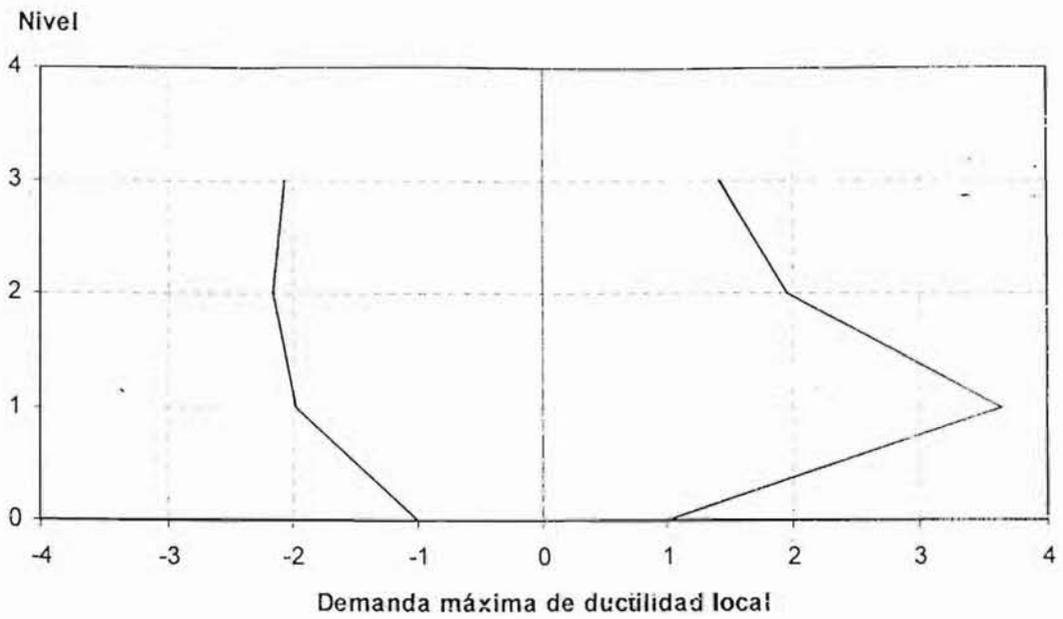


Fig 4.52 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, modelo 3NIV, caso B

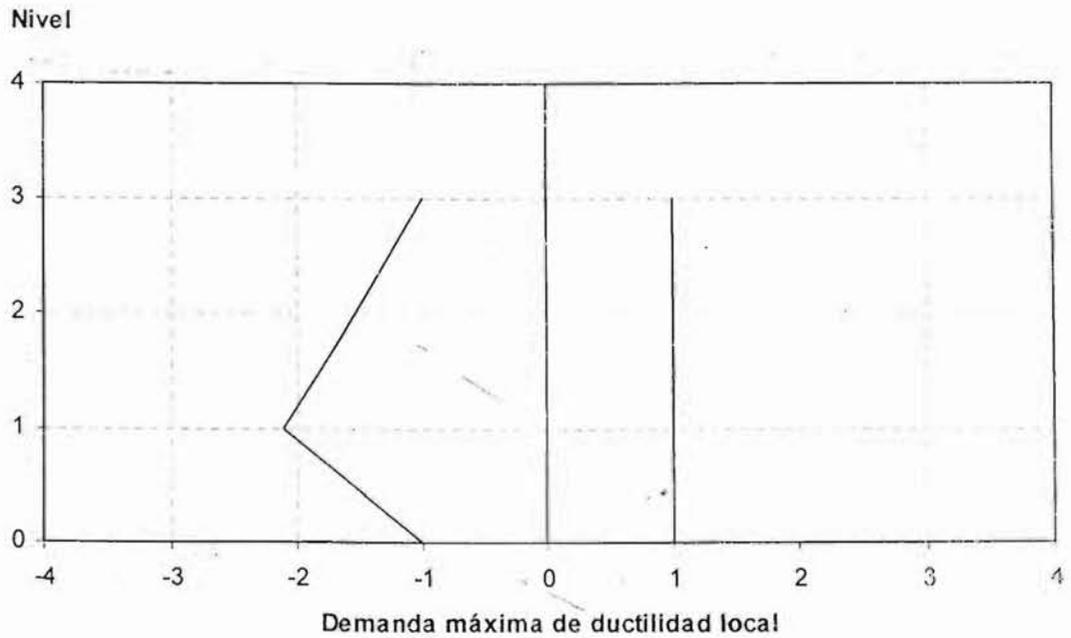


Fig 4.53 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 3, modelo 3NIV, caso B

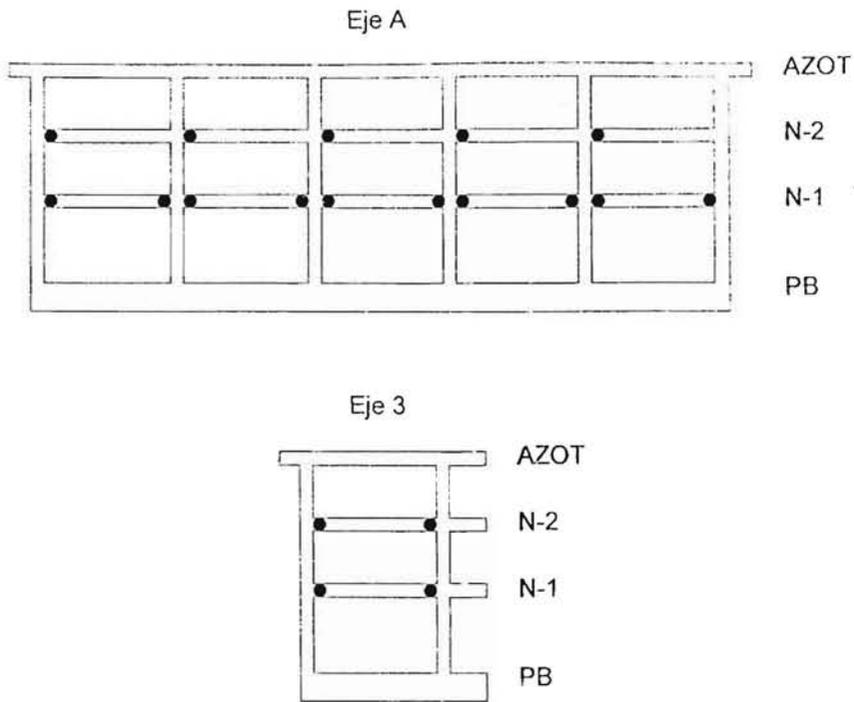


Fig 4.54 Distribución global de articulaciones plásticas, ejes A y 3, modelo 3NIV, caso A

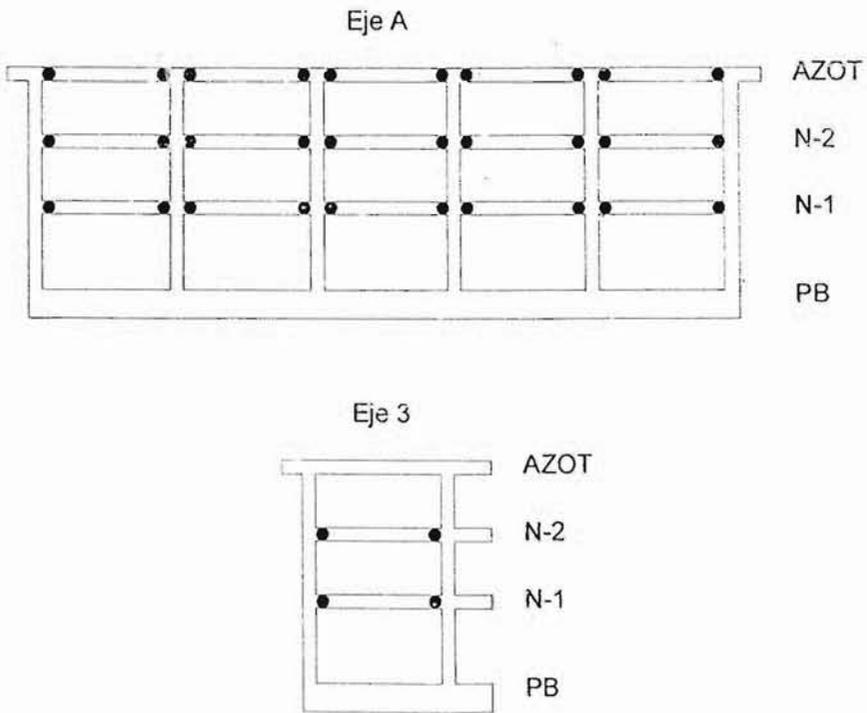


Fig 4.55 Distribución global de articulaciones plásticas, ejes A y 3, modelo 3NIV, caso B

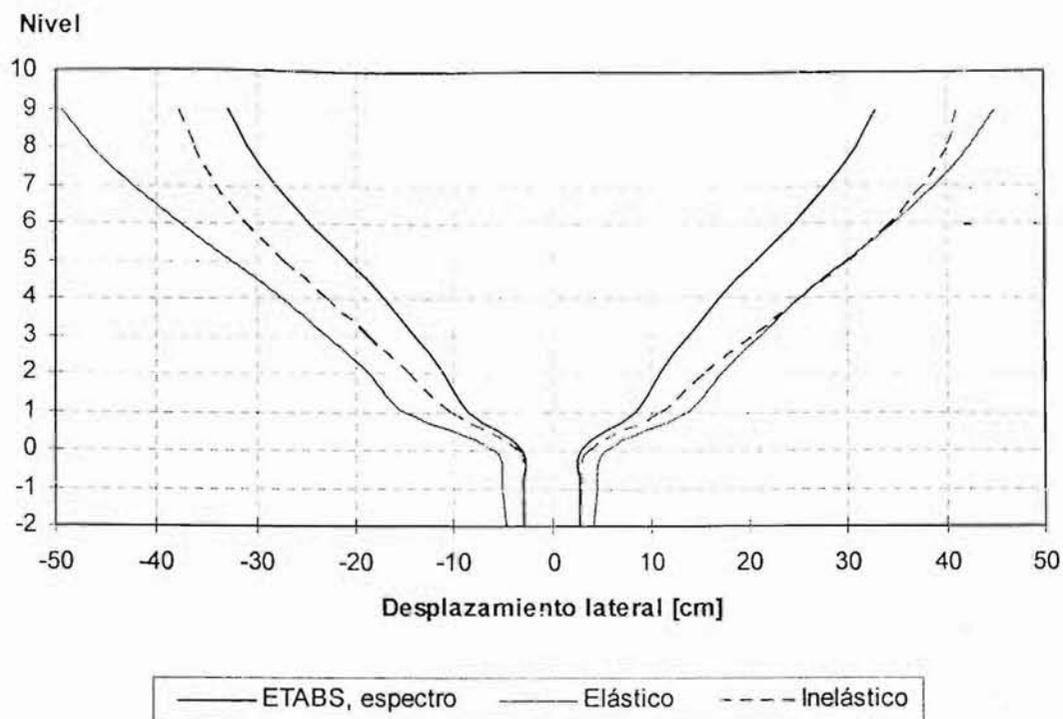


Fig 4.56 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

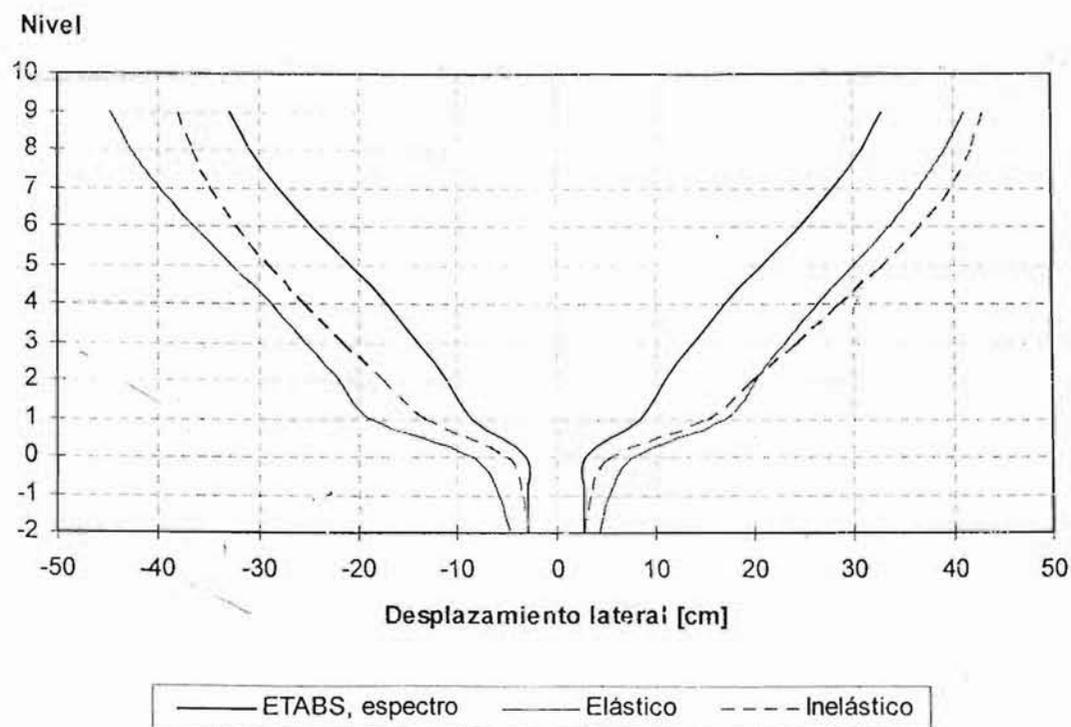


Fig 4.57 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje C, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

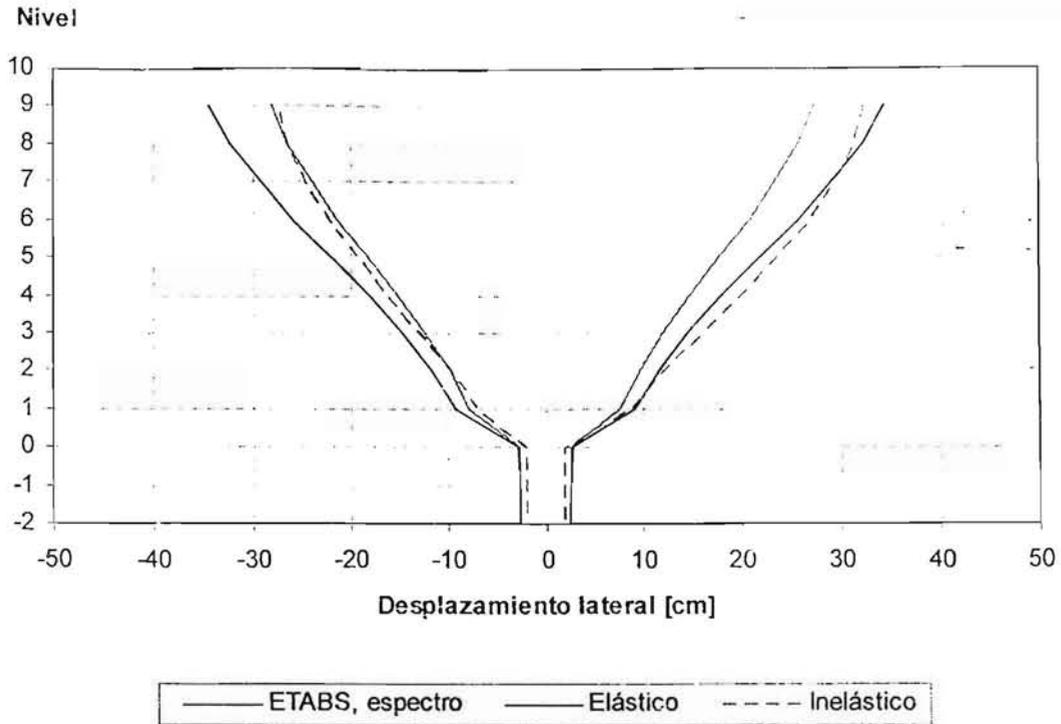


Fig 4.58 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

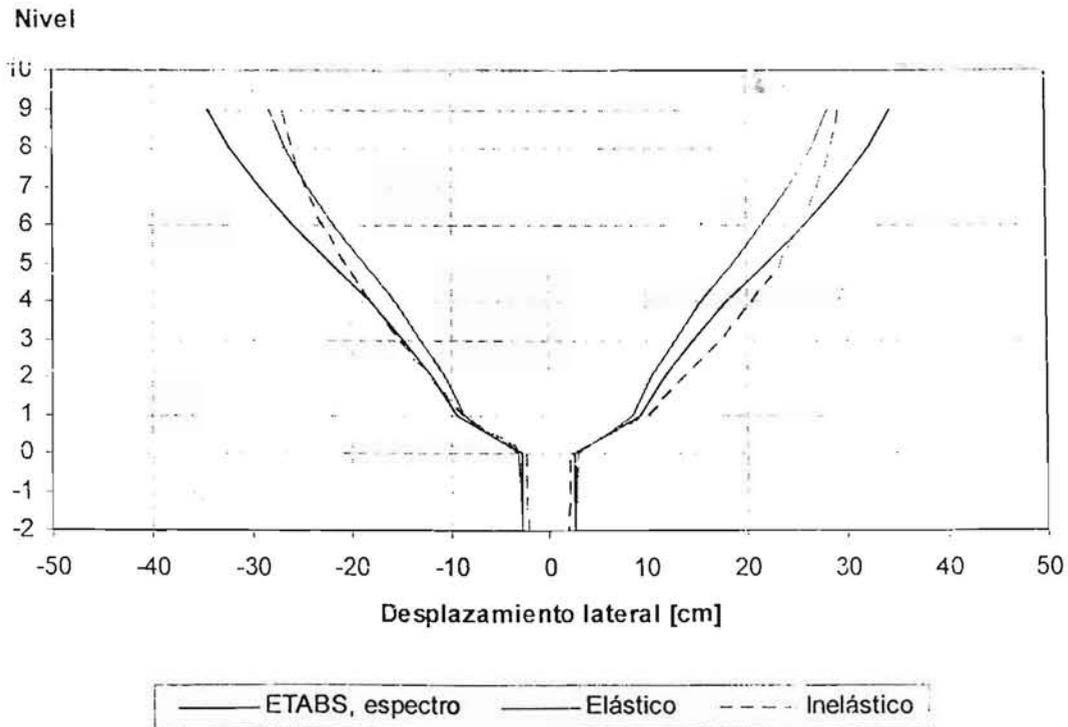


Fig 4.59 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje C, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

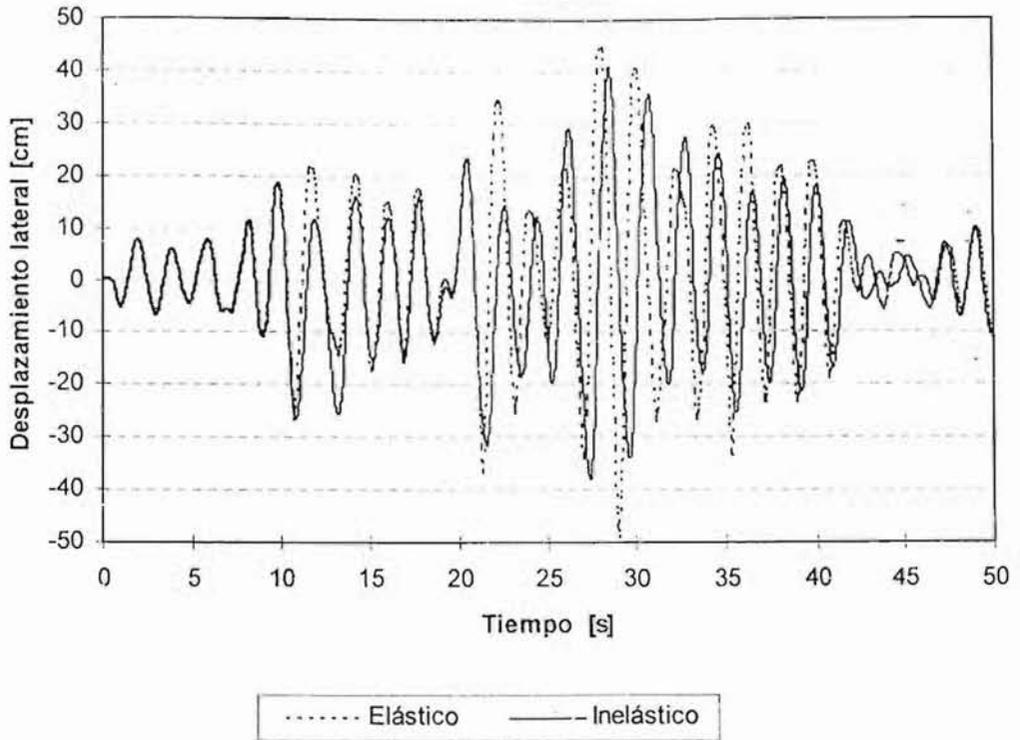


Fig 4.60 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

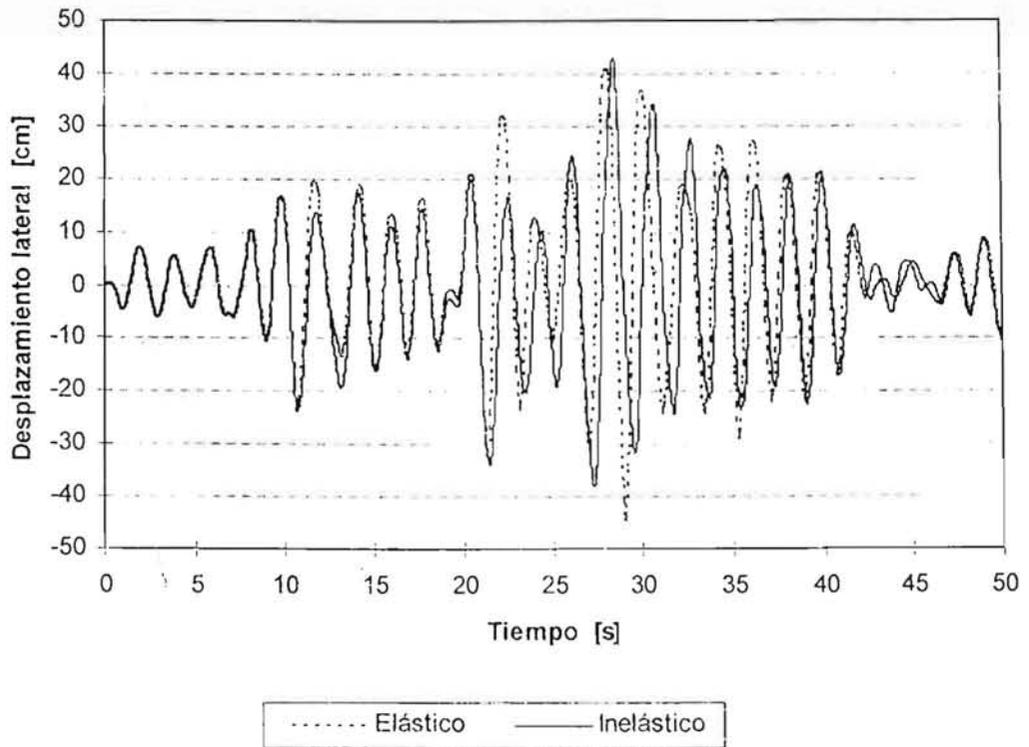


Fig 4.61 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje C, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

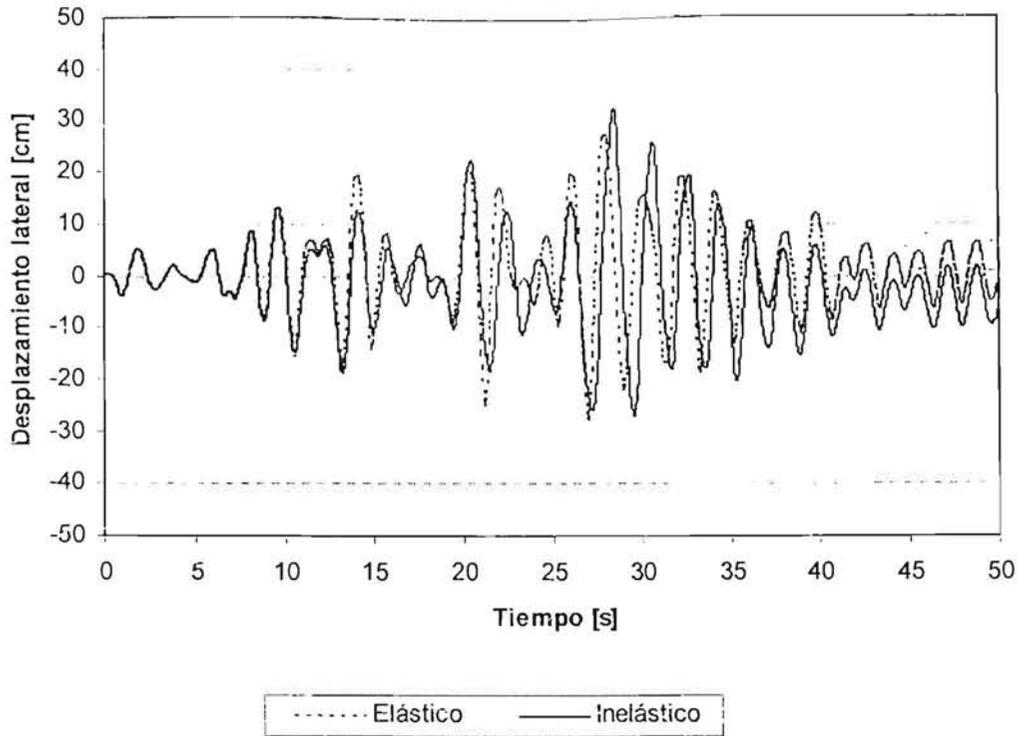


Fig 4.62 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

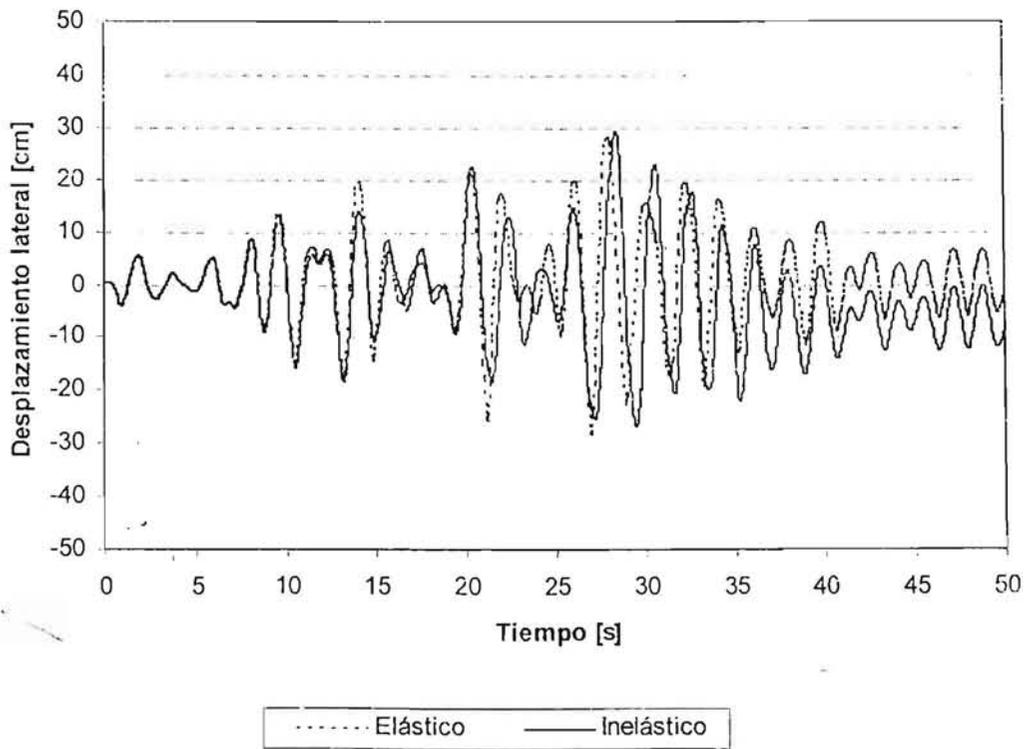


Fig 4.63 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje C, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

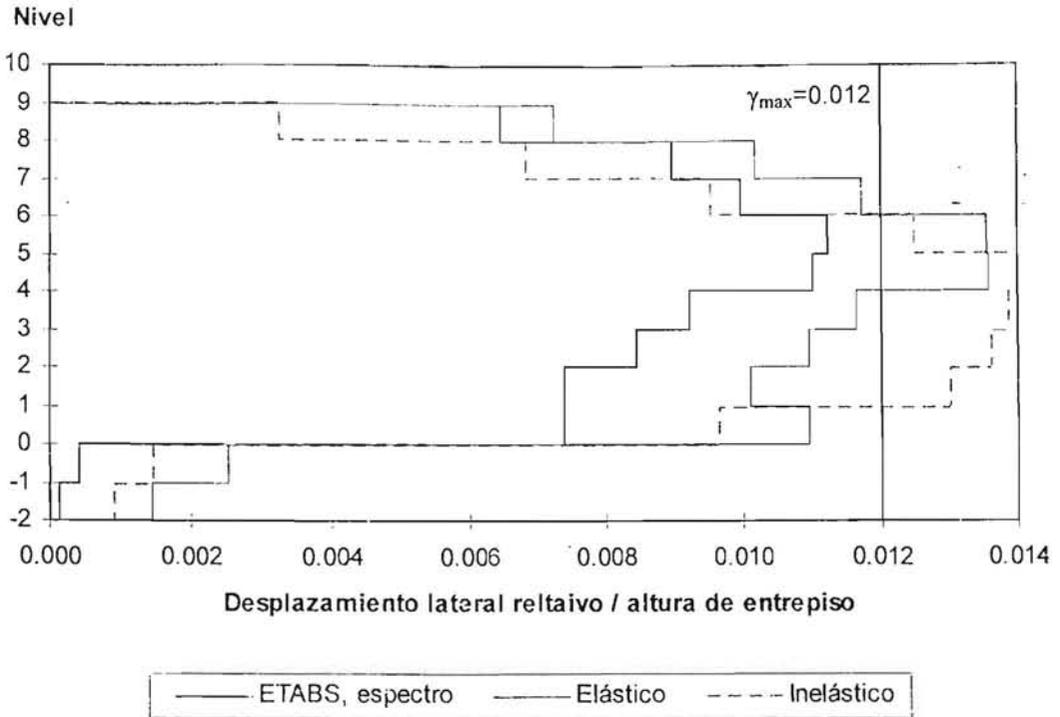


Fig 4.64 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

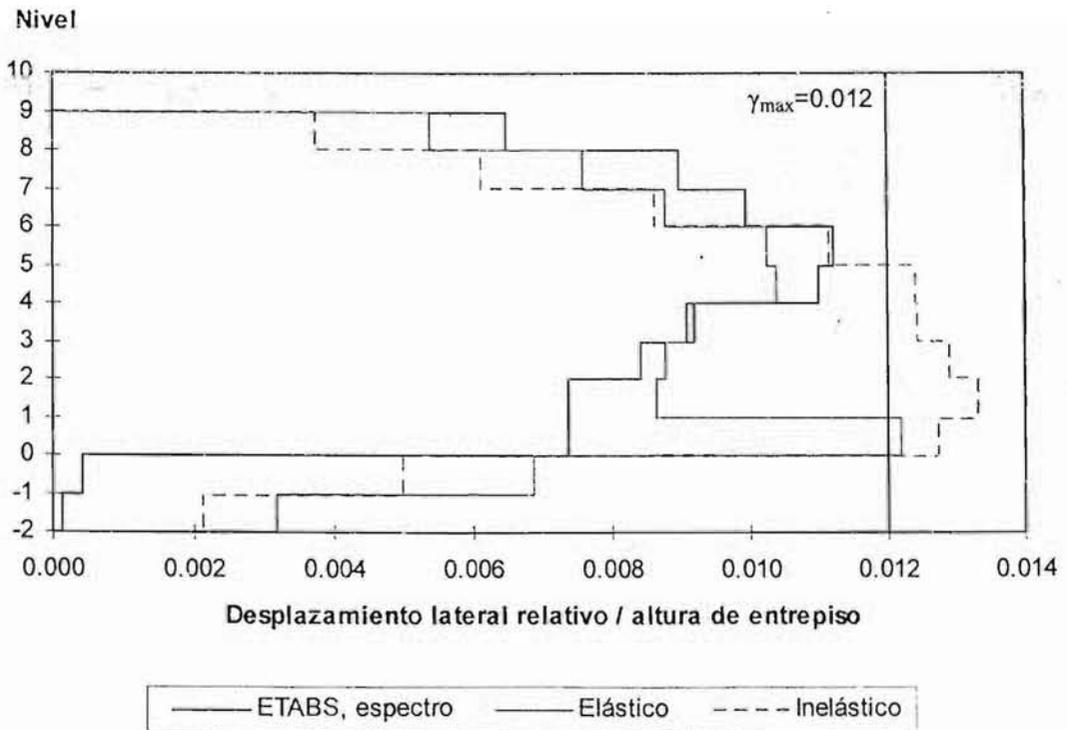


Fig 4.65 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 3, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

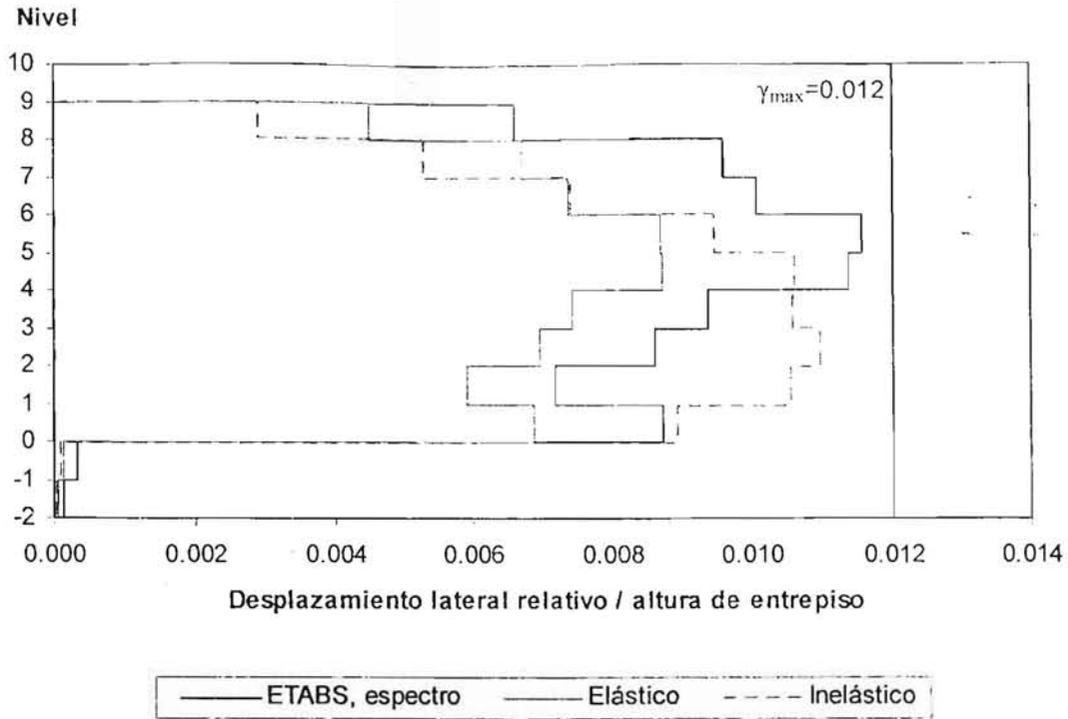


Fig 4.66 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

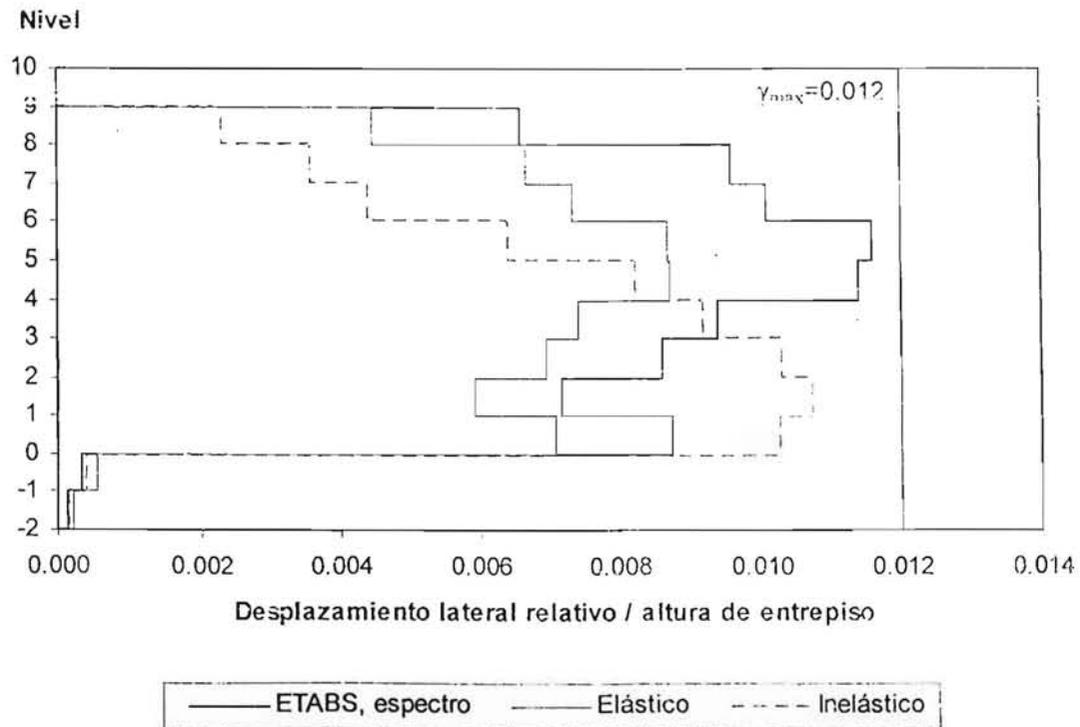


Fig 4.67 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 3, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

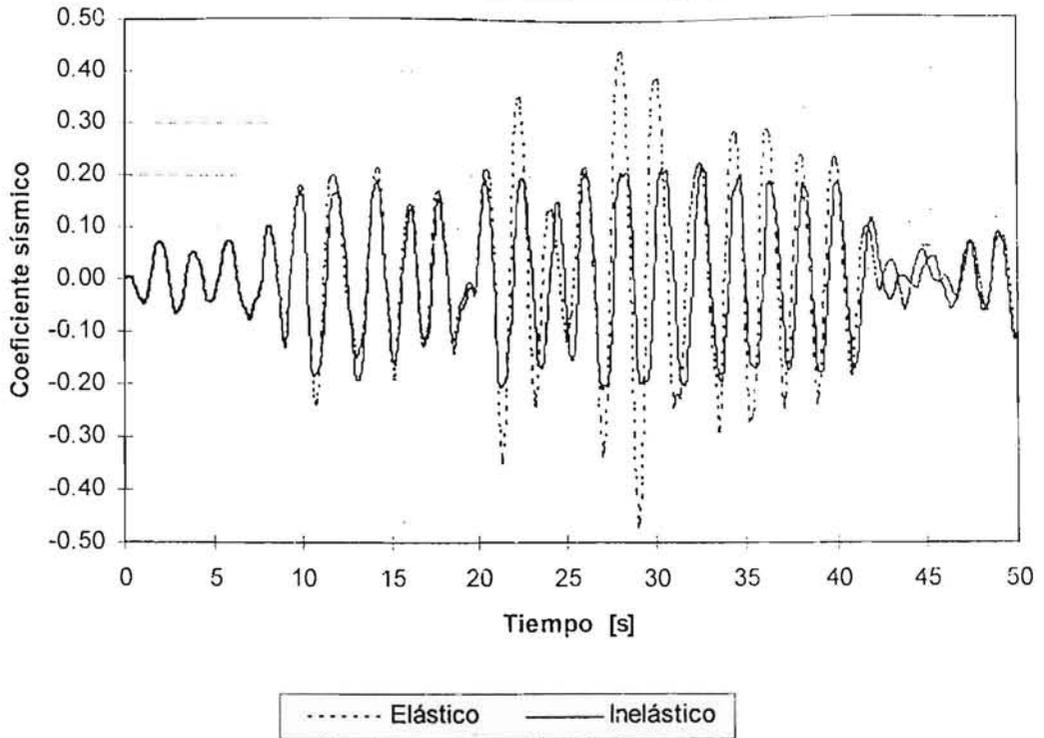


Fig 4.68 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

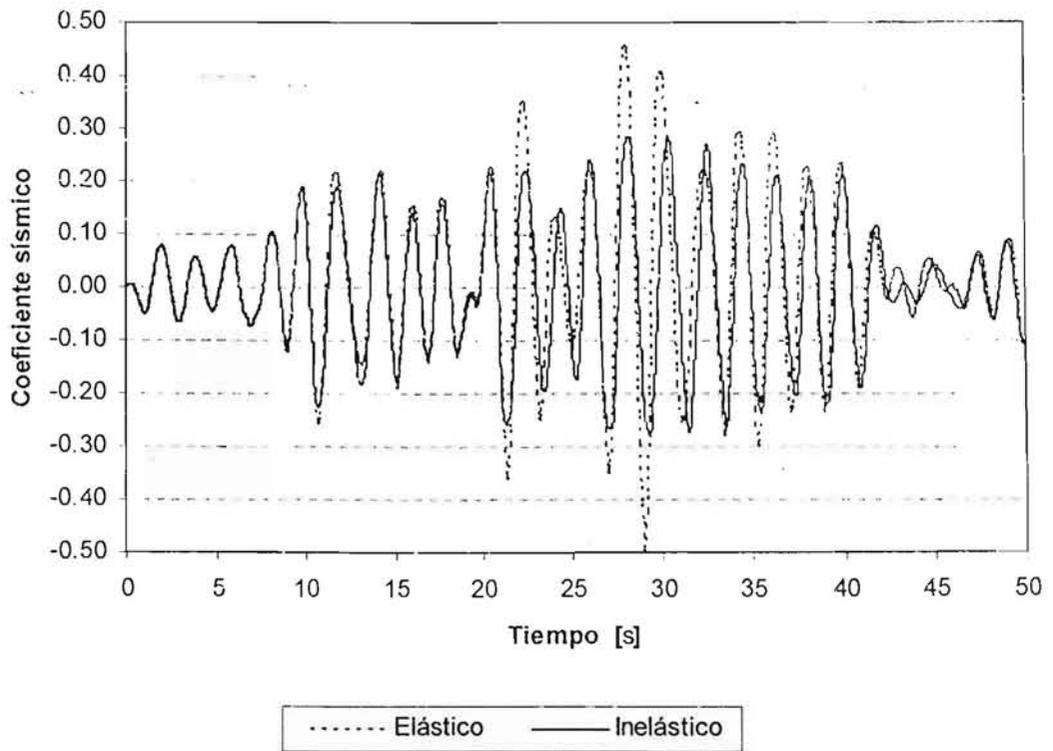


Fig 4.69 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje C, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

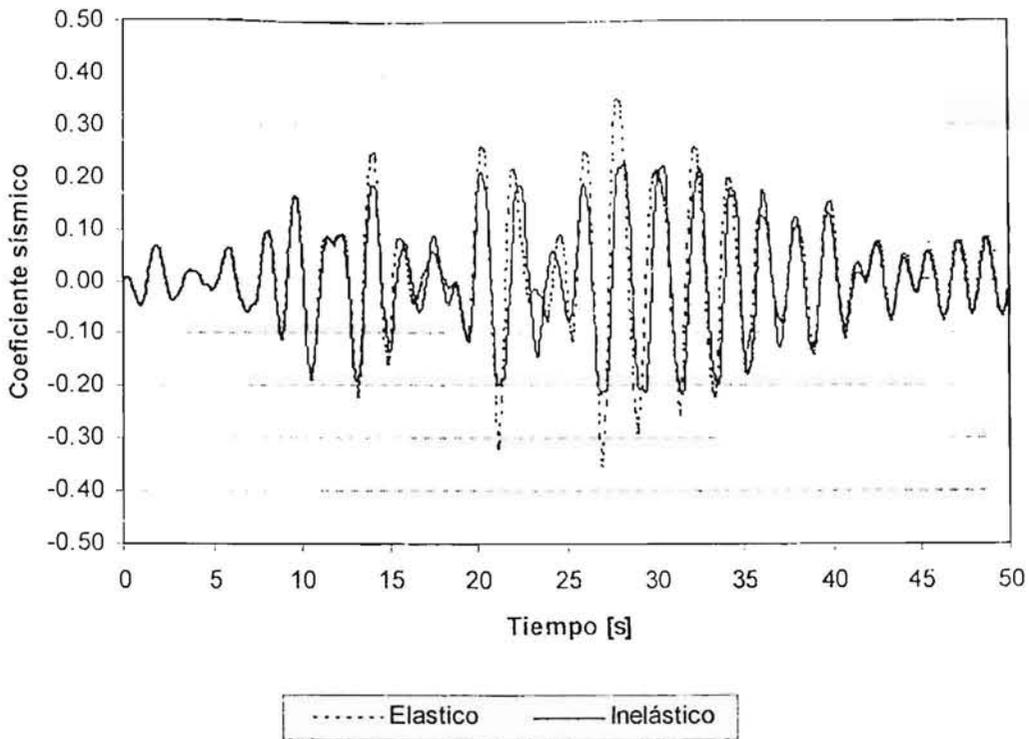


Fig 4.70 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

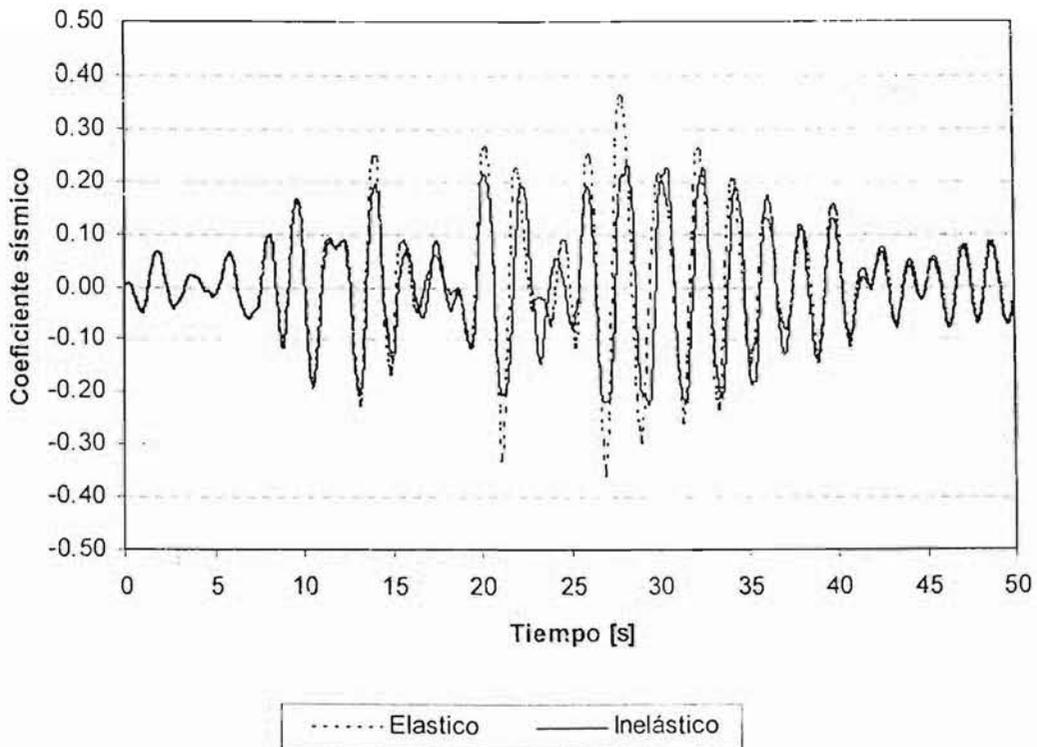


Fig 4.71 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje C, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

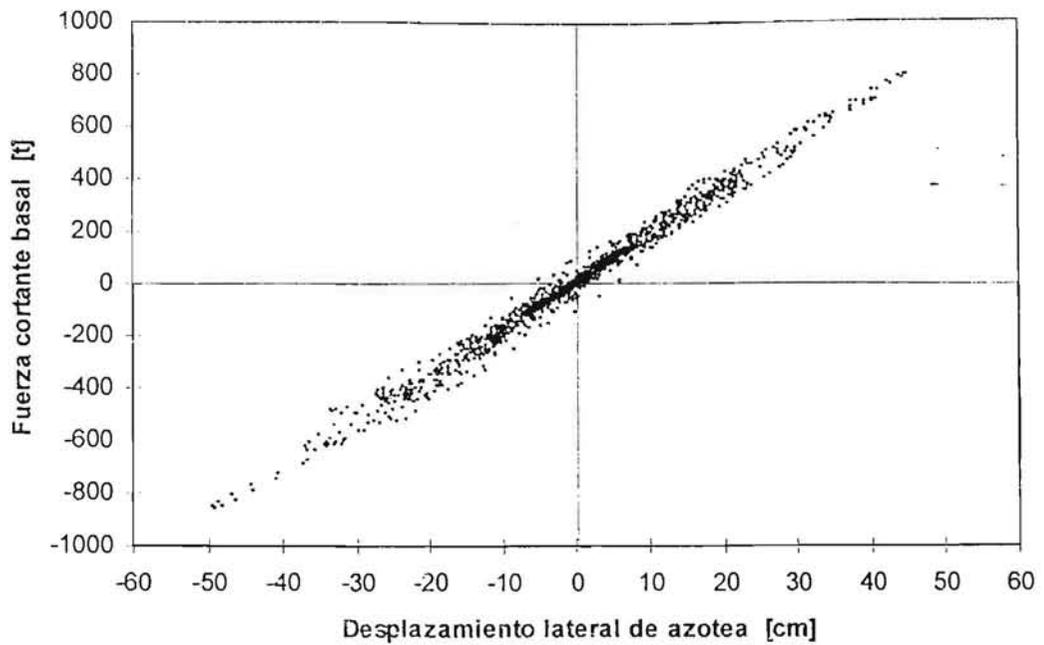


Fig 4.72 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento elástico, modelo 9NIV, caso A

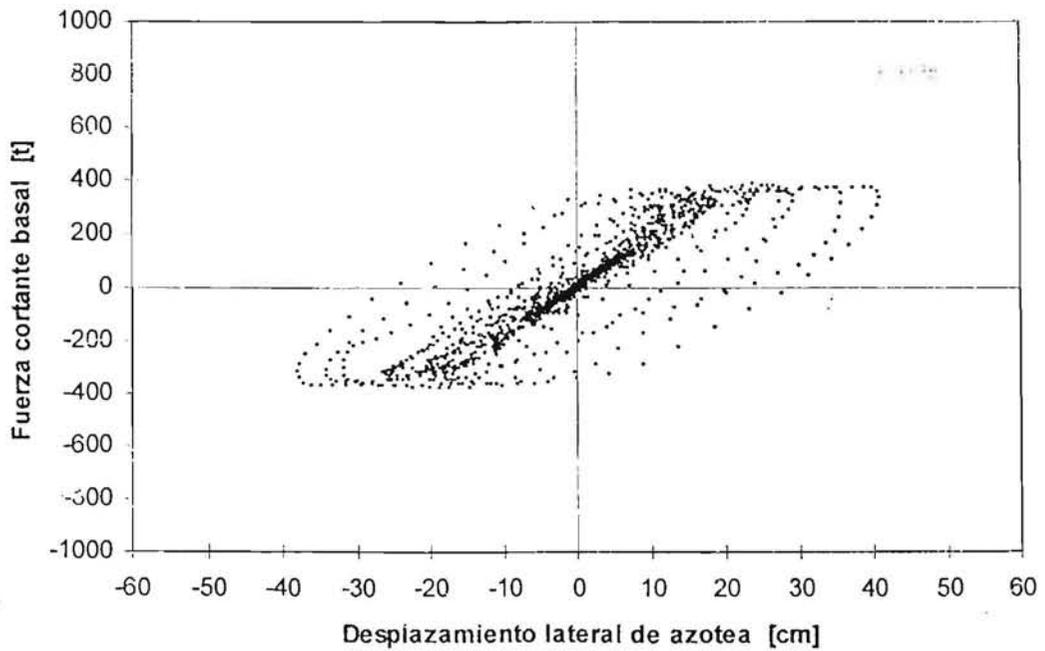


Fig 4.73 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 9NIV, caso A

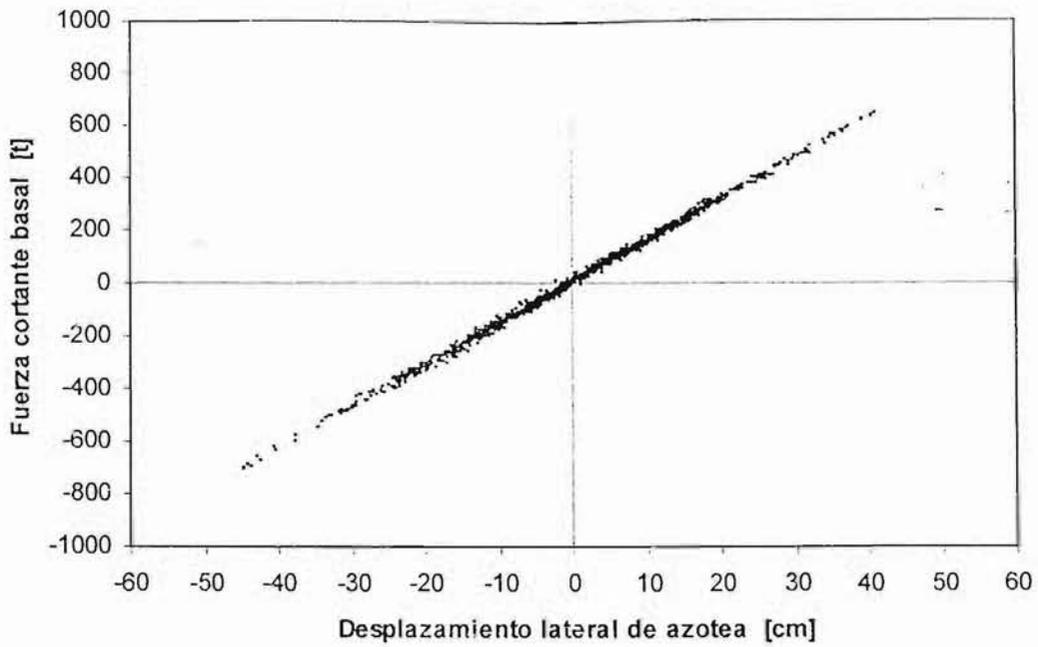


Fig 4.74 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje C, comportamiento elástico, modelo 9NiV, caso A

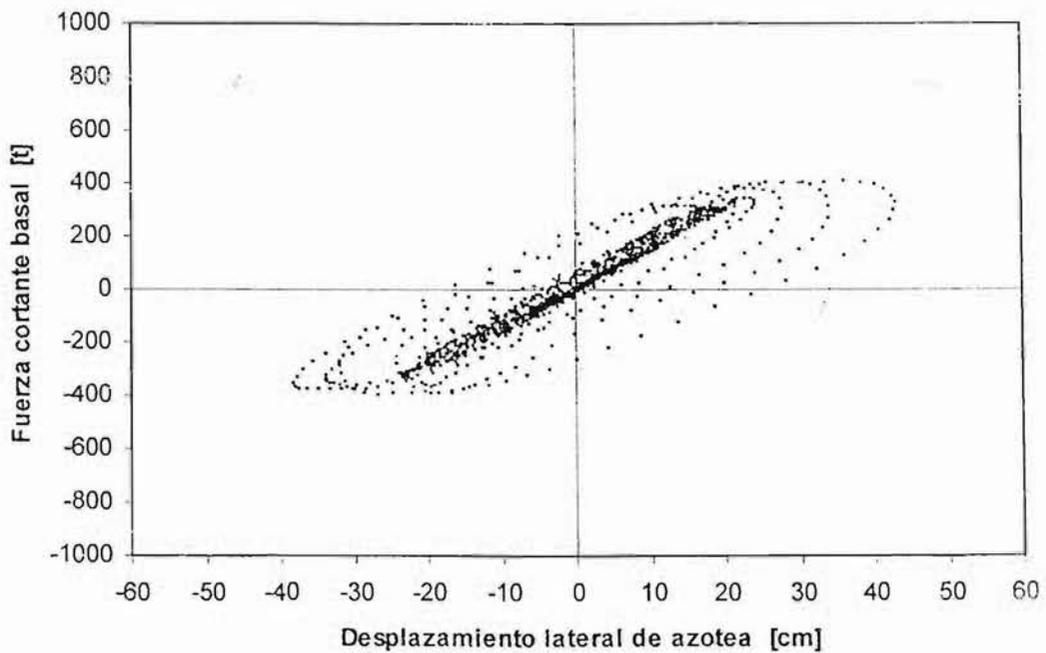


Fig 4.75 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje C, comportamiento inelástico, modelo 9NiV, caso A

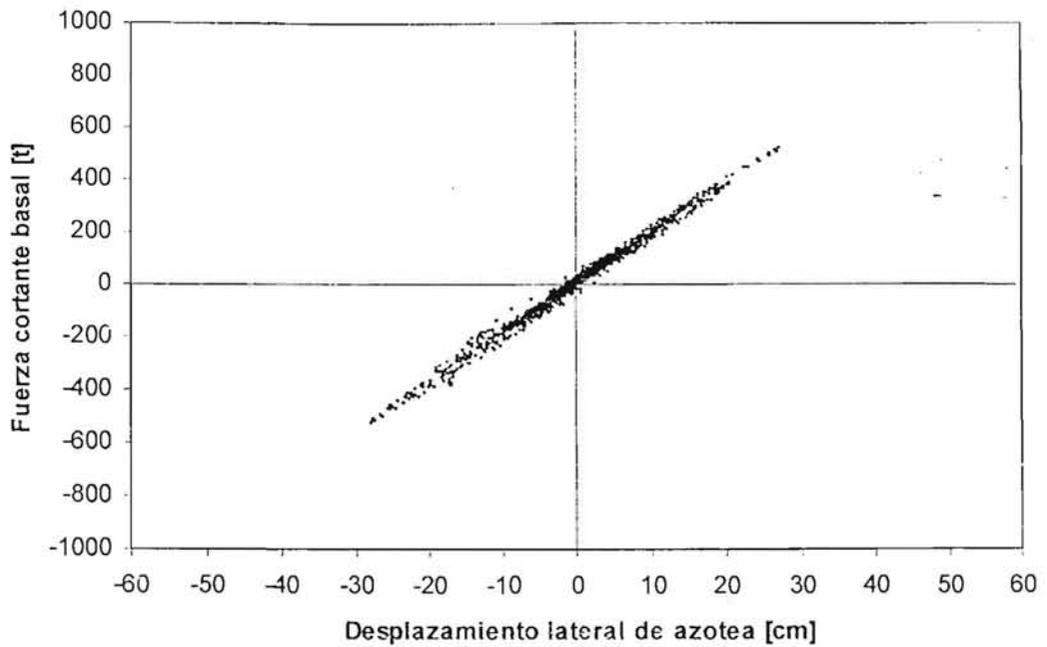


Fig 4.76 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento elástico, modelo 9NIV, caso B

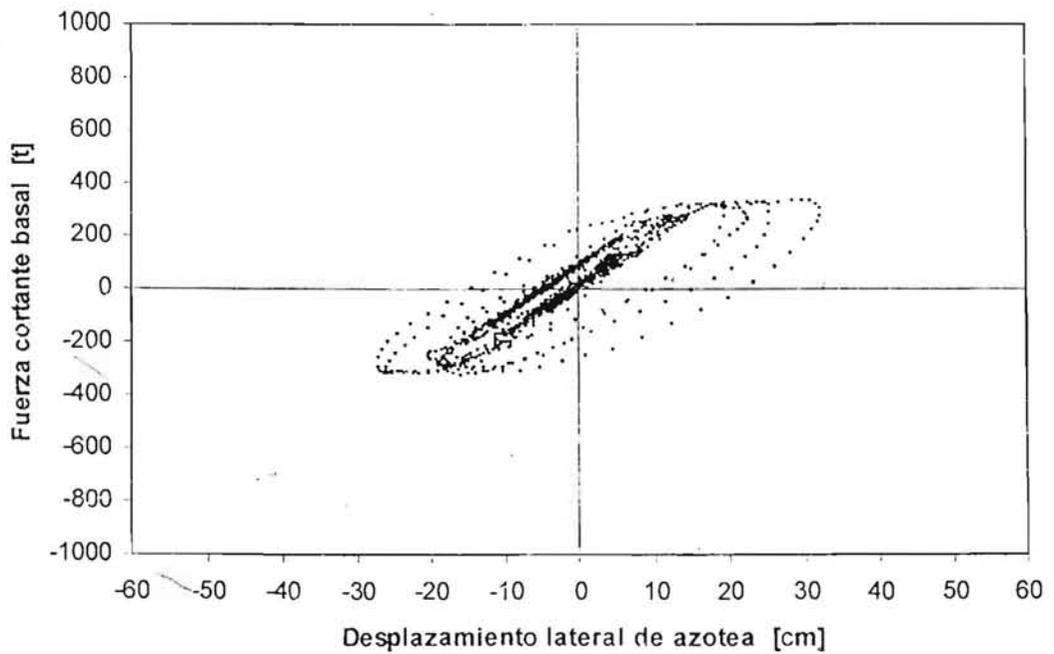


Fig 4.77 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 9NIV, caso B

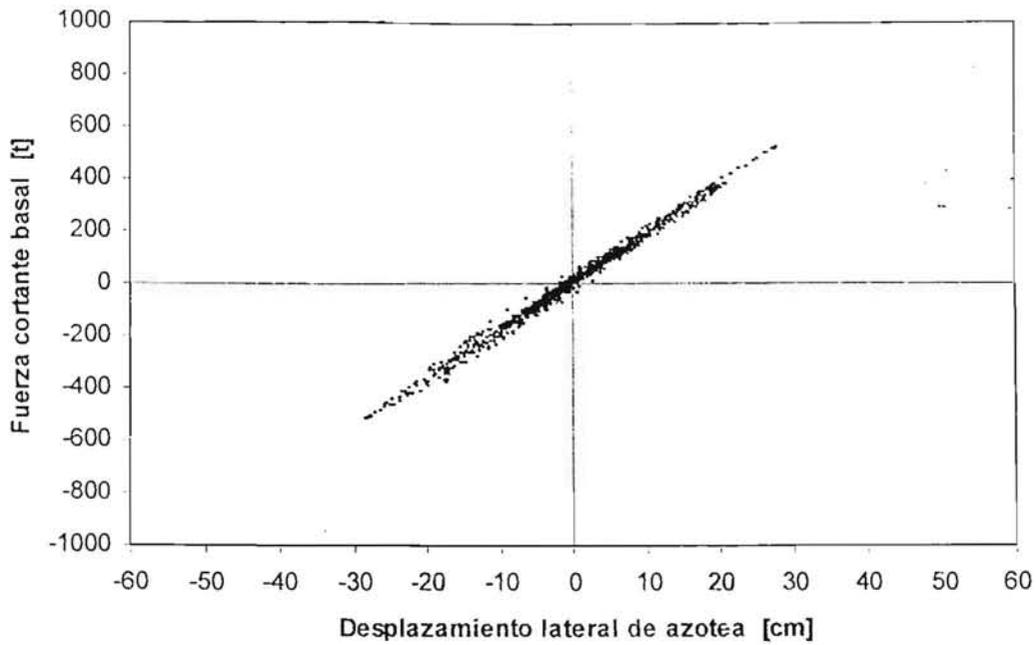


Fig 4.78 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje C, comportamiento elástico, modelo 9NIV, caso B

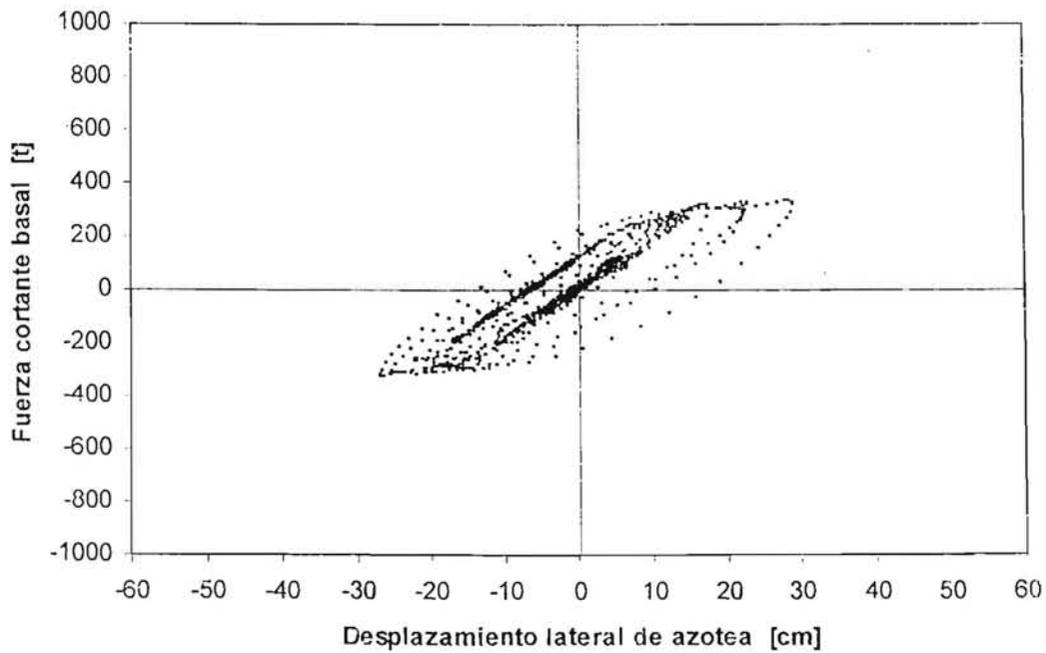


Fig 4.79 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje C, comportamiento inelástico, modelo 9NIV, caso B

● EXTREMO DE INTERES

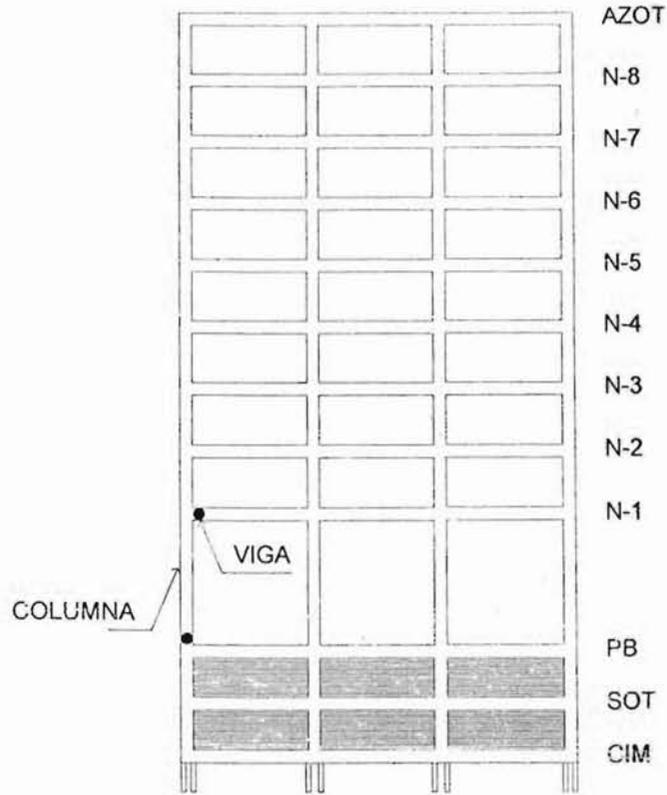


Fig 4.80 Extremos de interés para las vigas y columnas de los ejes A y C, modelo 9 NIV, casos A y B

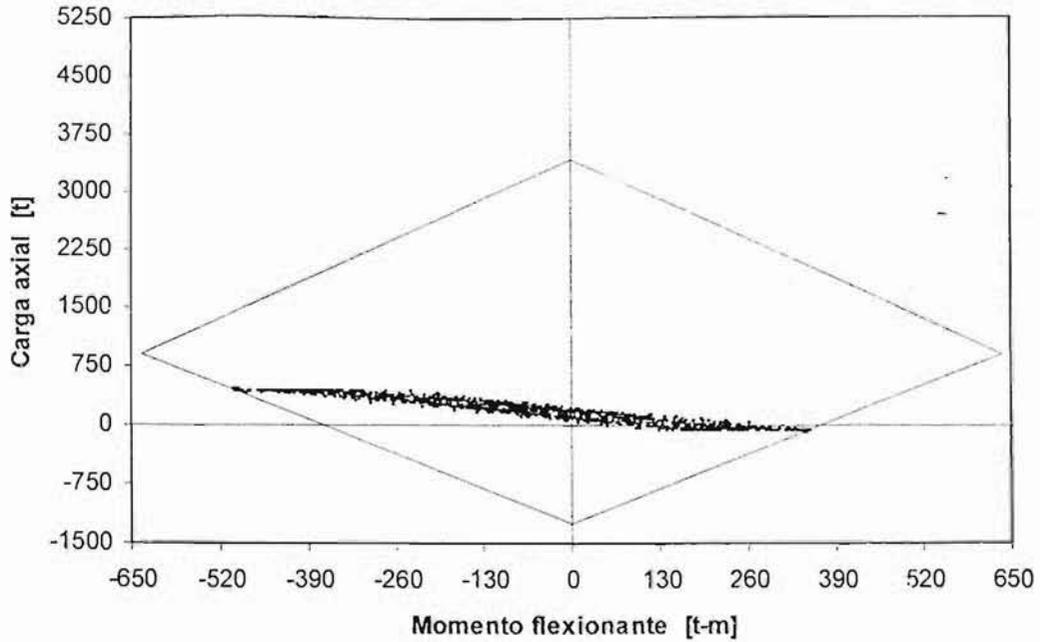


Fig 4.81 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 9NIV, caso A

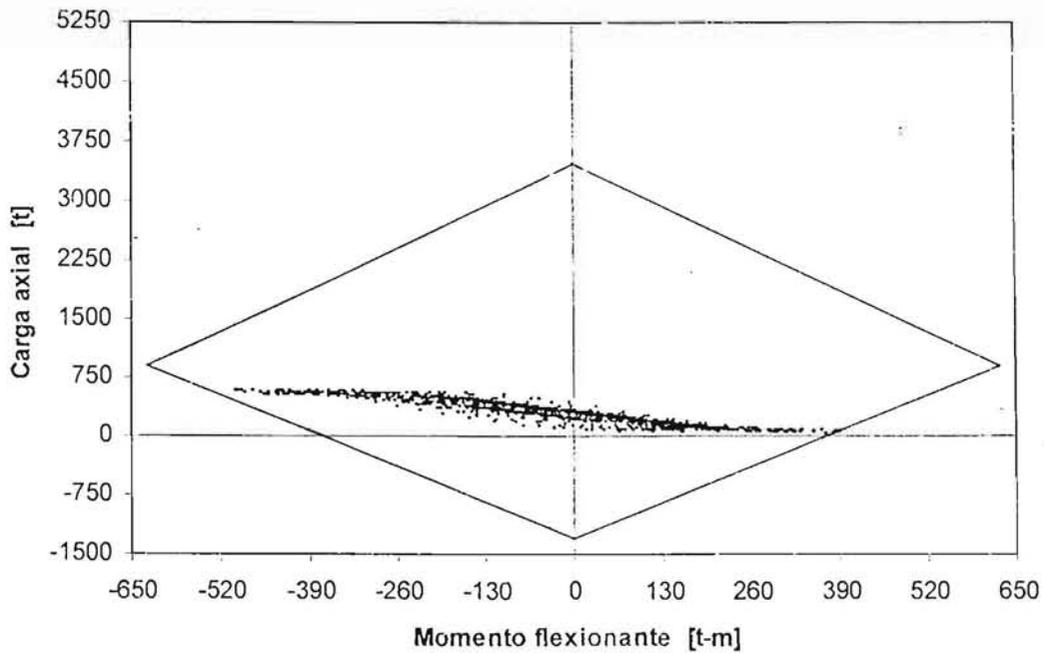


Fig 4.82 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje C, modelo 9NIV, caso A

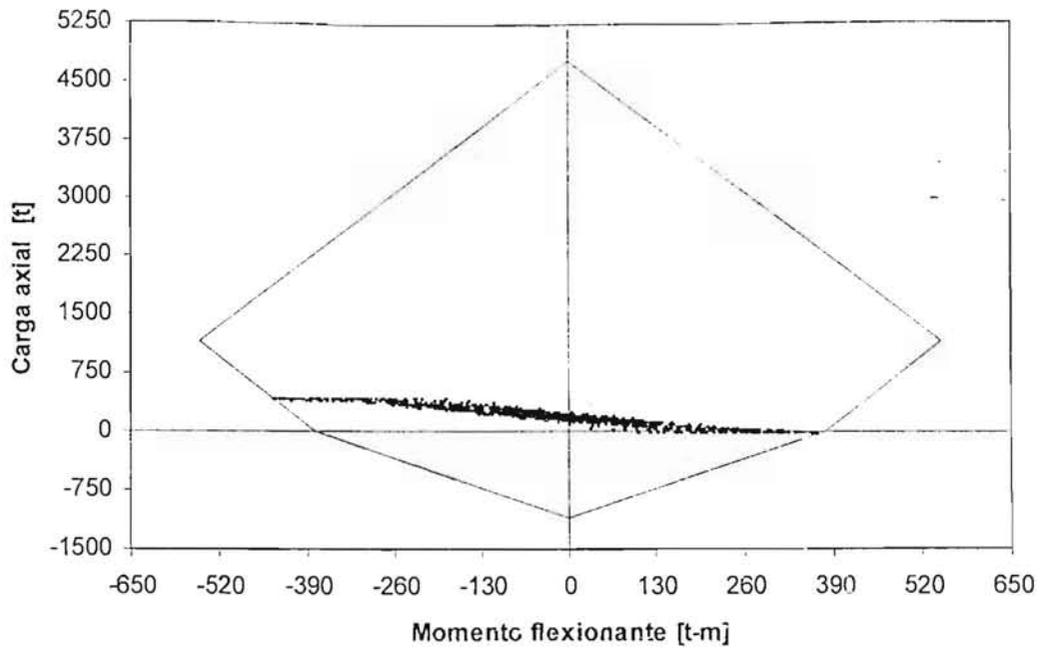


Fig. 4.83 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 9NIV, caso B

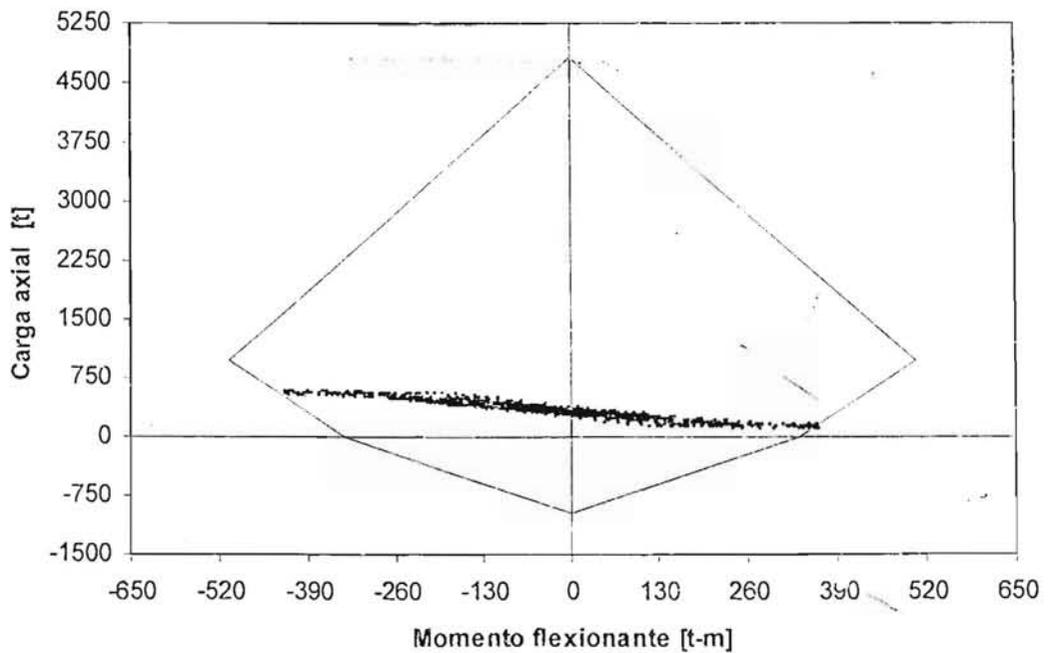


Fig. 4.84 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje C, modelo 9NIV, caso B

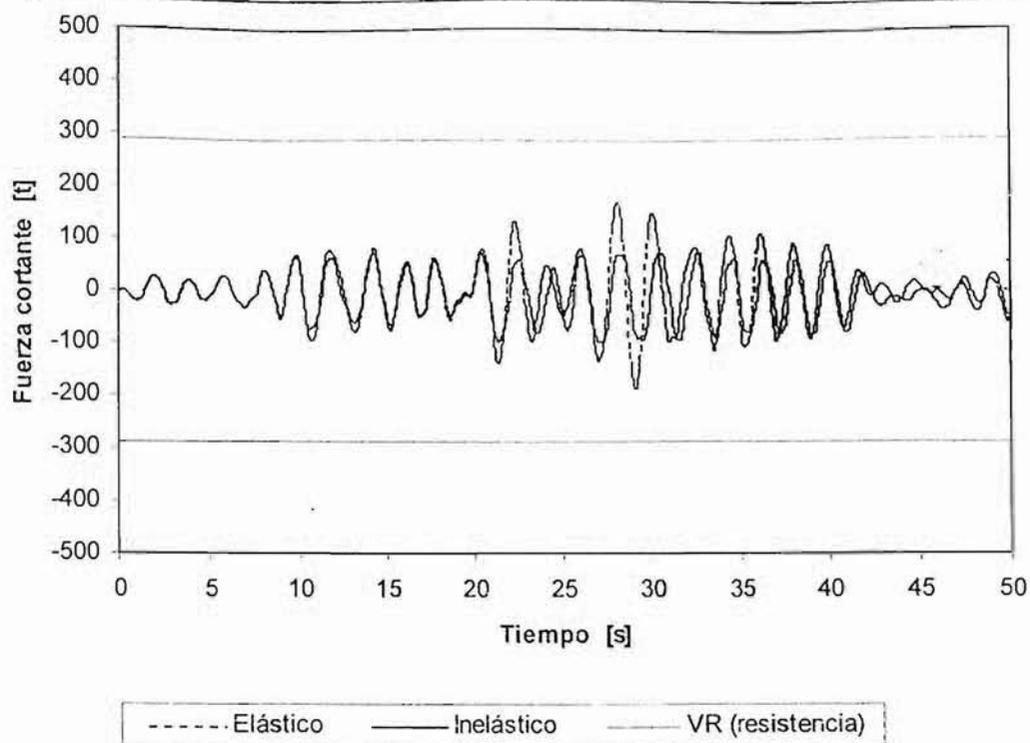


Fig 4.85 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

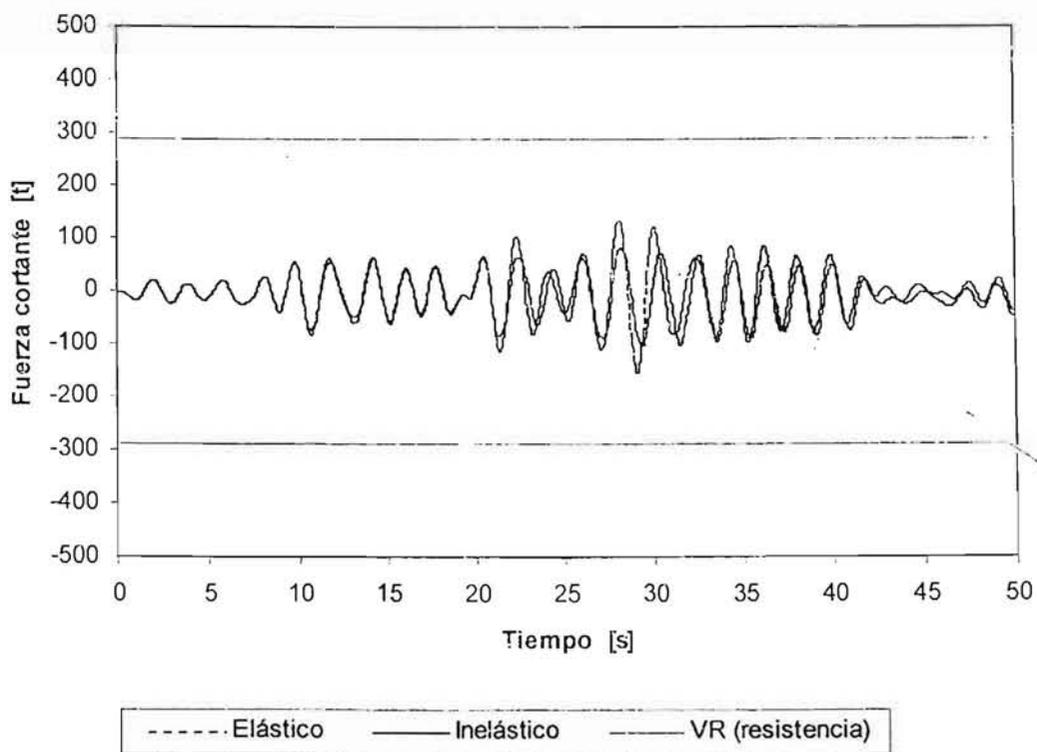


Fig 4.86 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje C, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

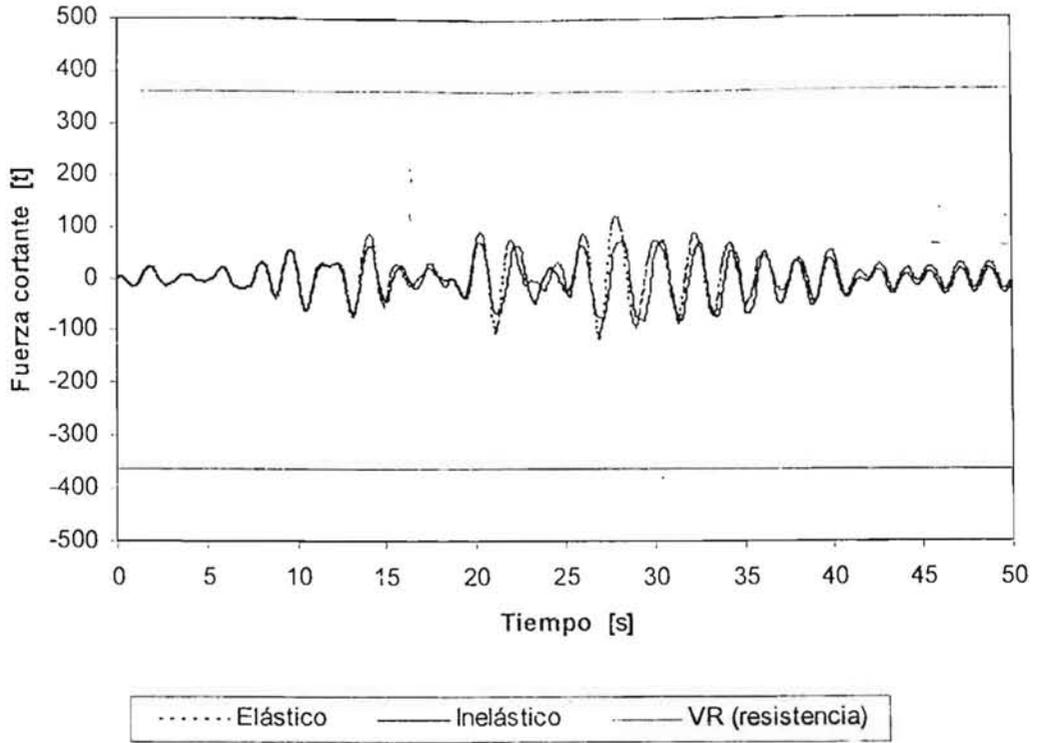


Fig 4.87 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

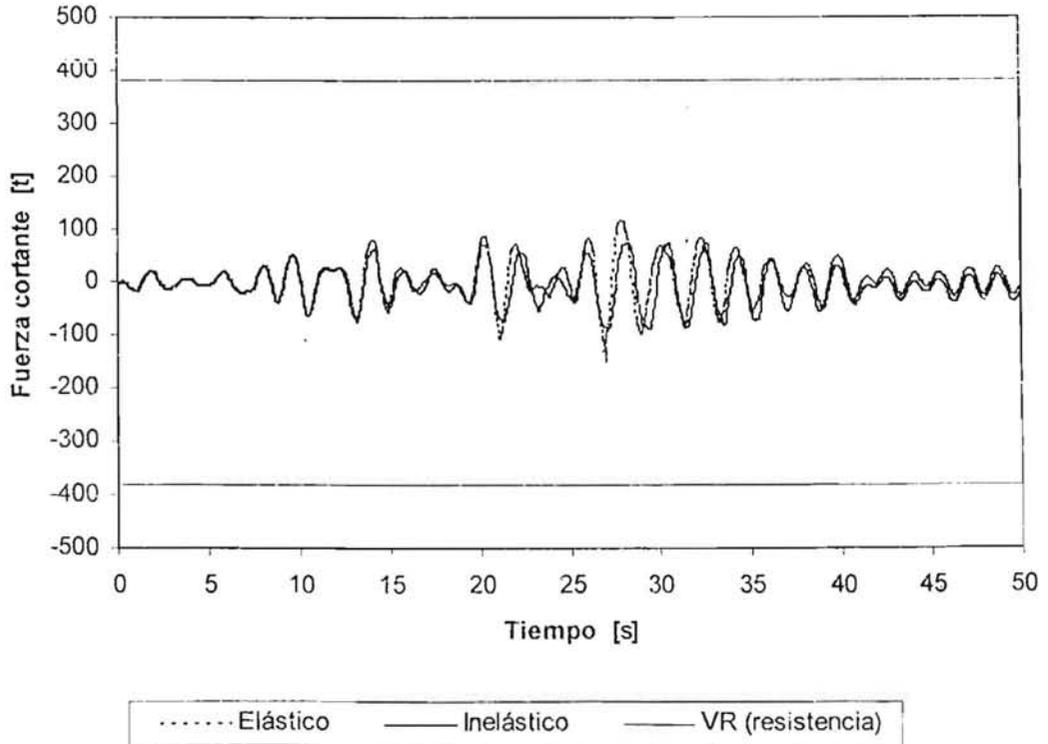


Fig 4.88 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje C, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

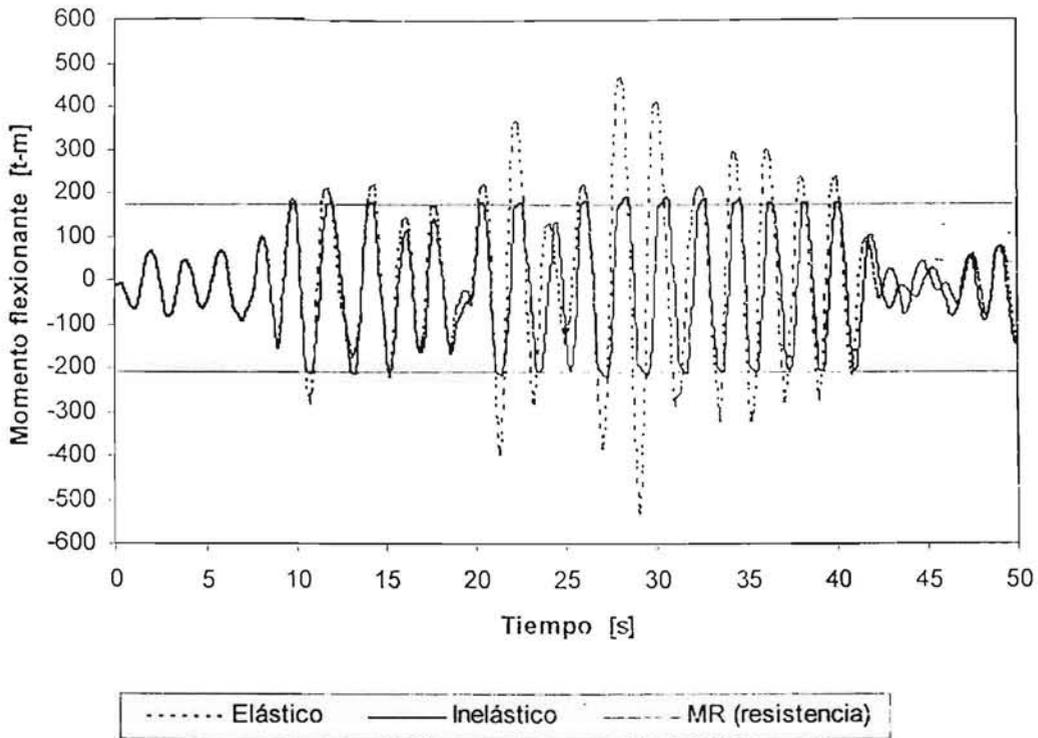


Fig. 4.89 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

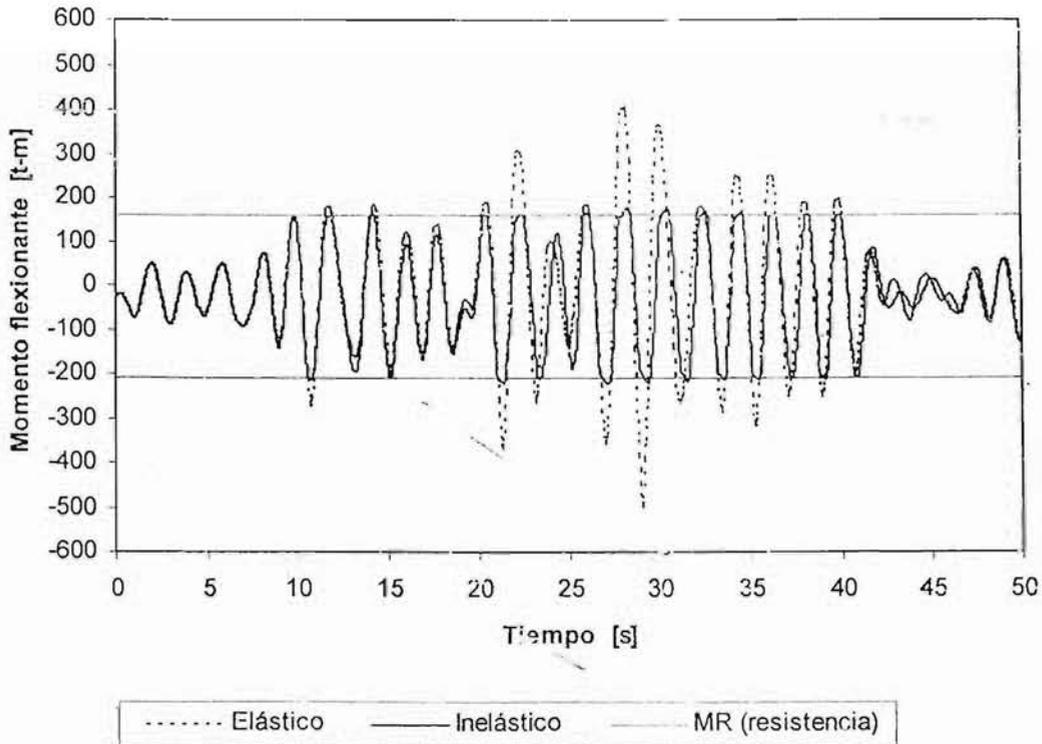


Fig. 4.90 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje C, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

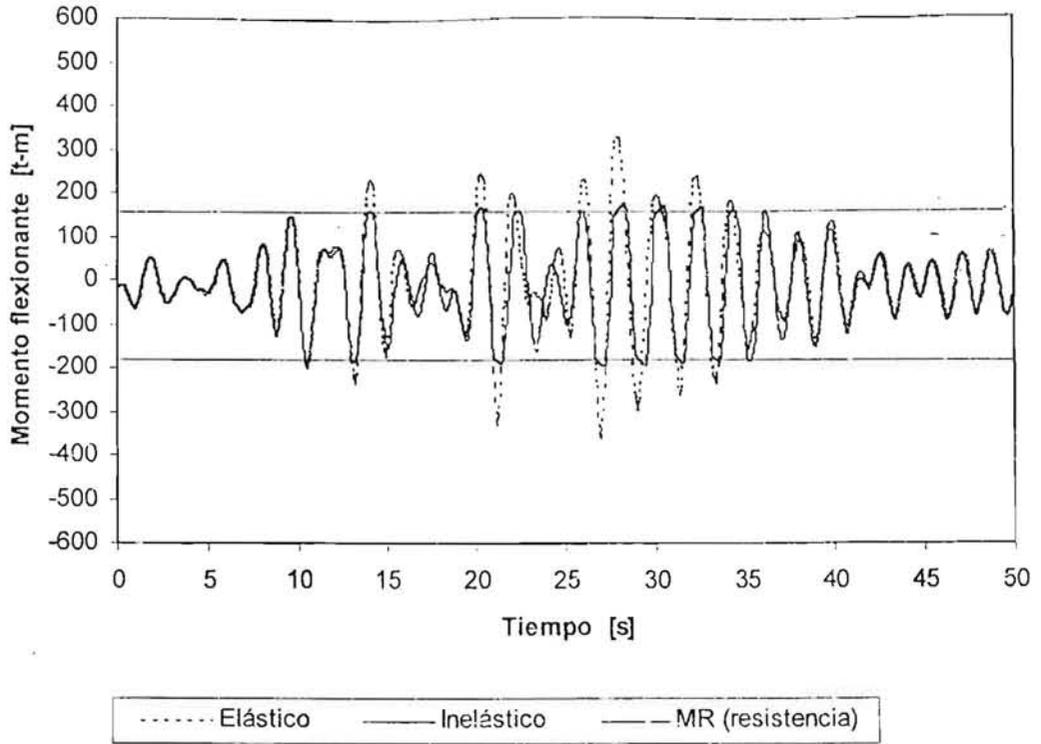


Fig 4.91 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

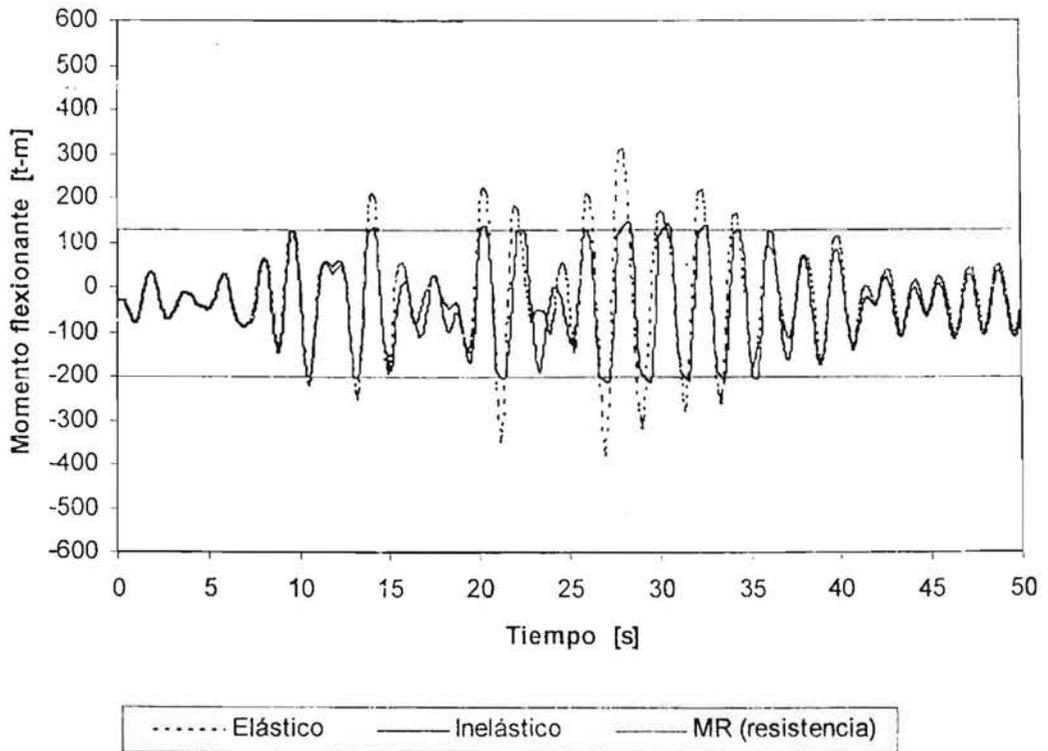


Fig 4.92 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje C, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

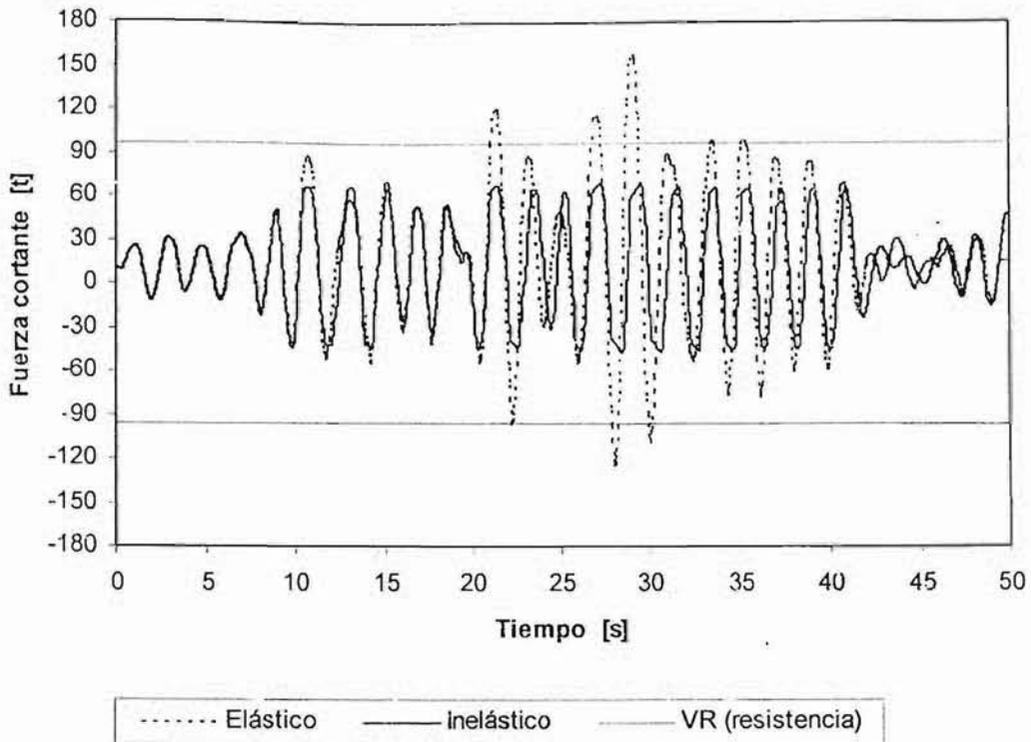


Fig 4.93 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

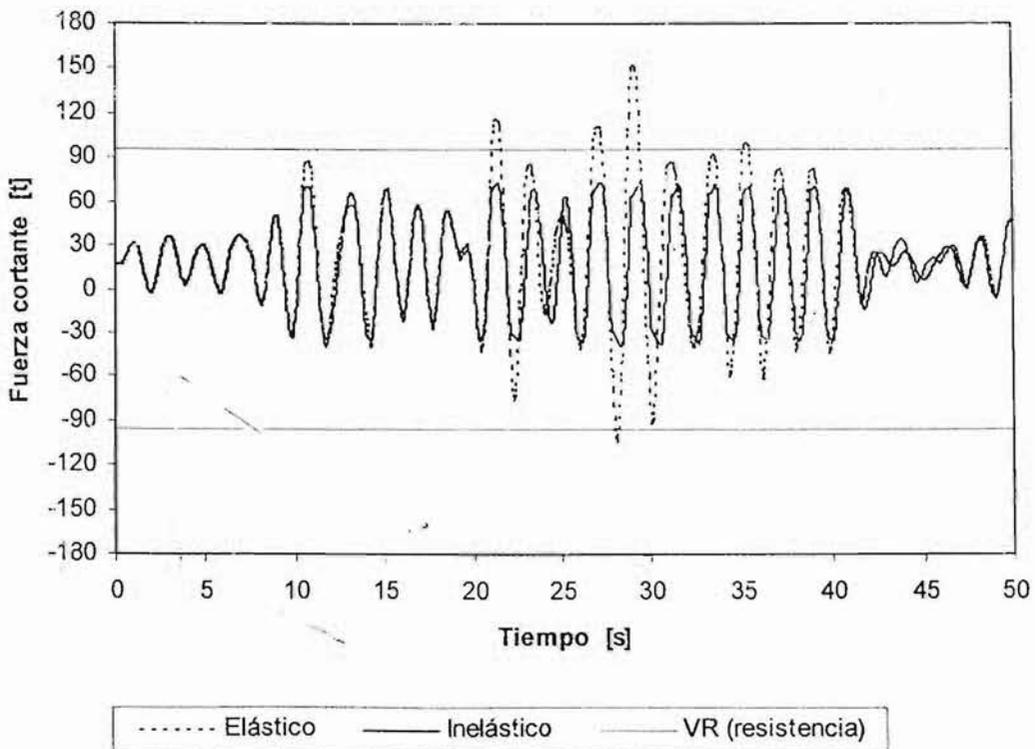


Fig 4.94 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje C, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso A

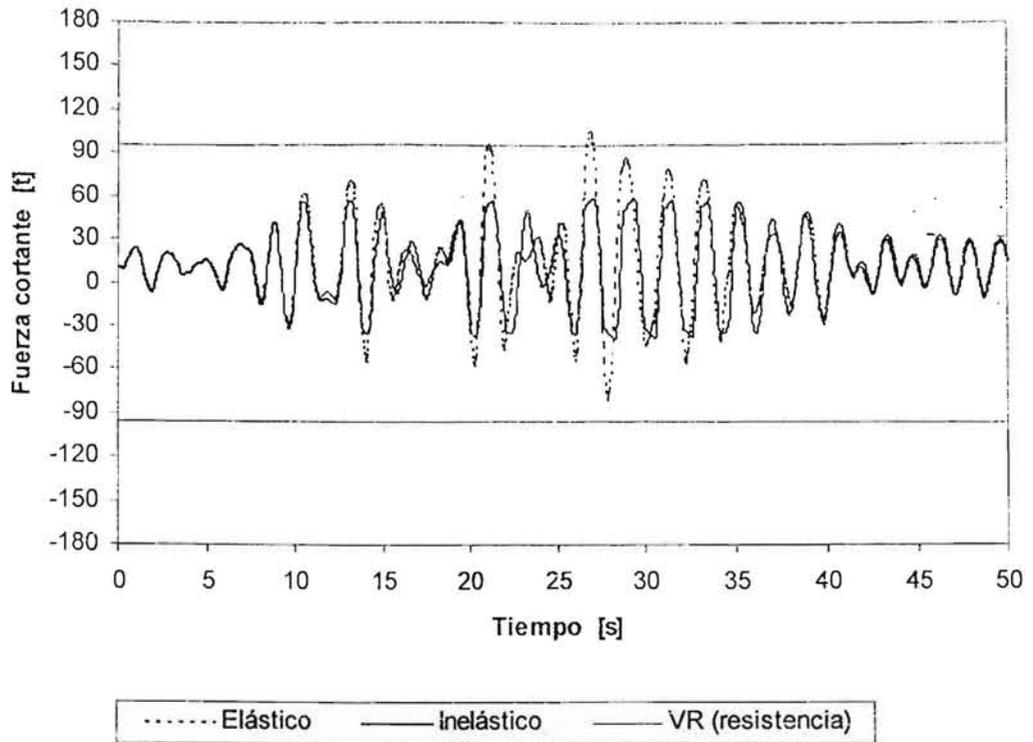


Fig 4.95 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

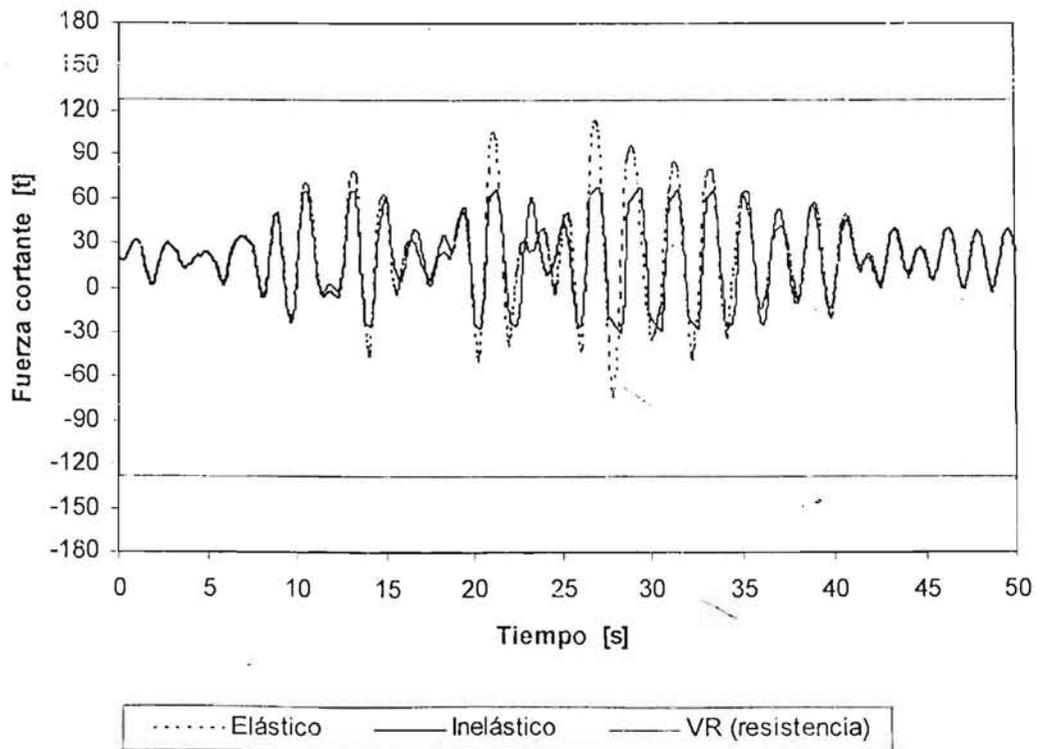


Fig 4.96 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje C, comportamientos elástico e inelástico, modelo 9NIV, caso B

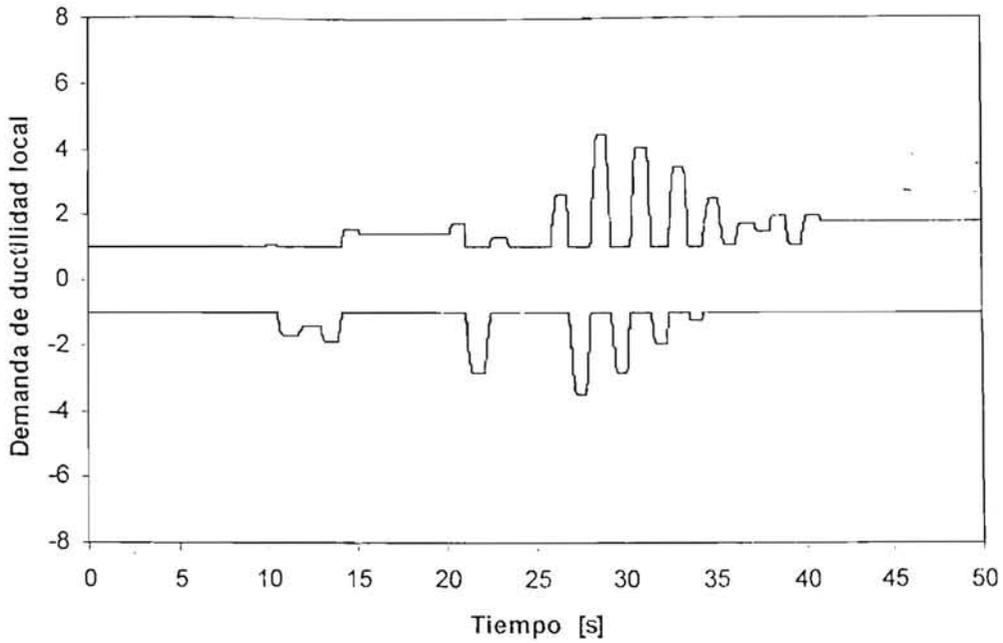


Fig 4.97 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, modelo 9NIV, caso A

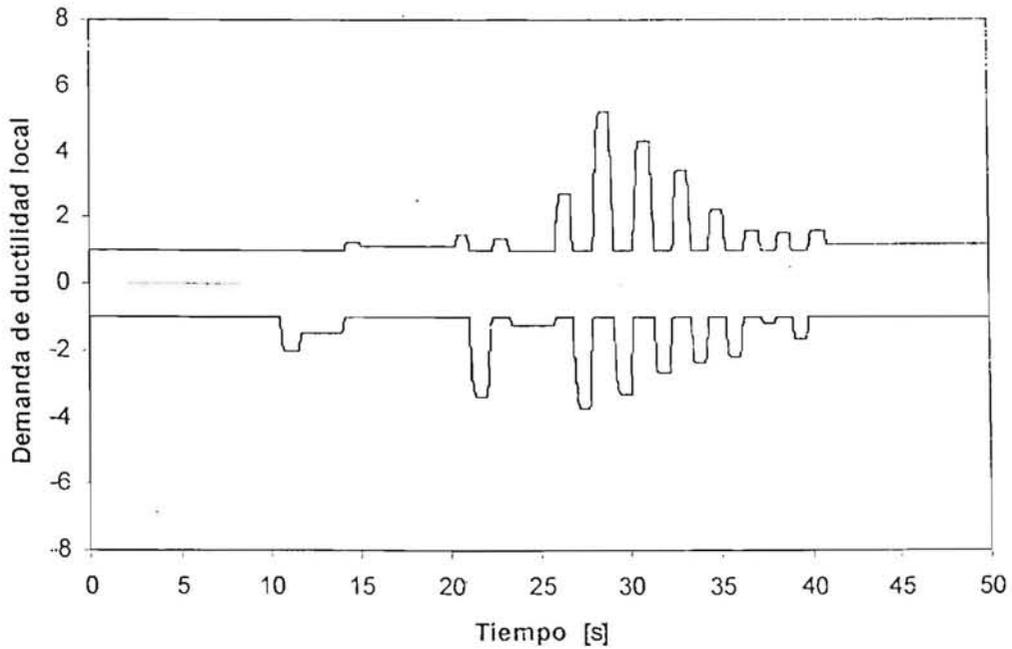


Fig 4.98 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje C, modelo 9NIV, caso A

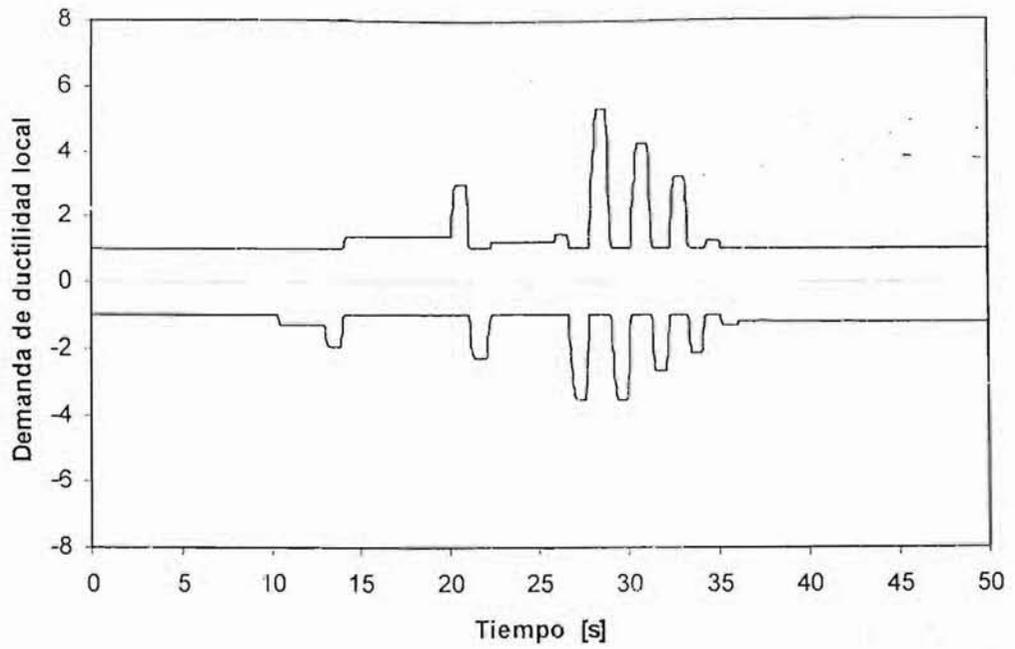


Fig 4.99 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, modelo 9NIV, caso B

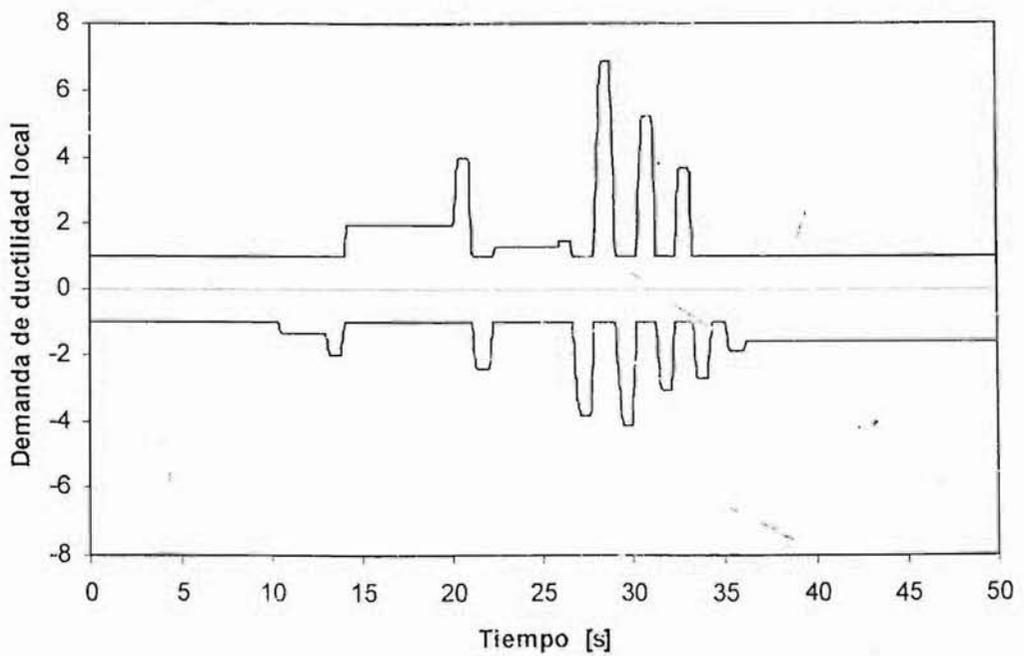


Fig 4.100 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje C, modelo 9NIV, caso B

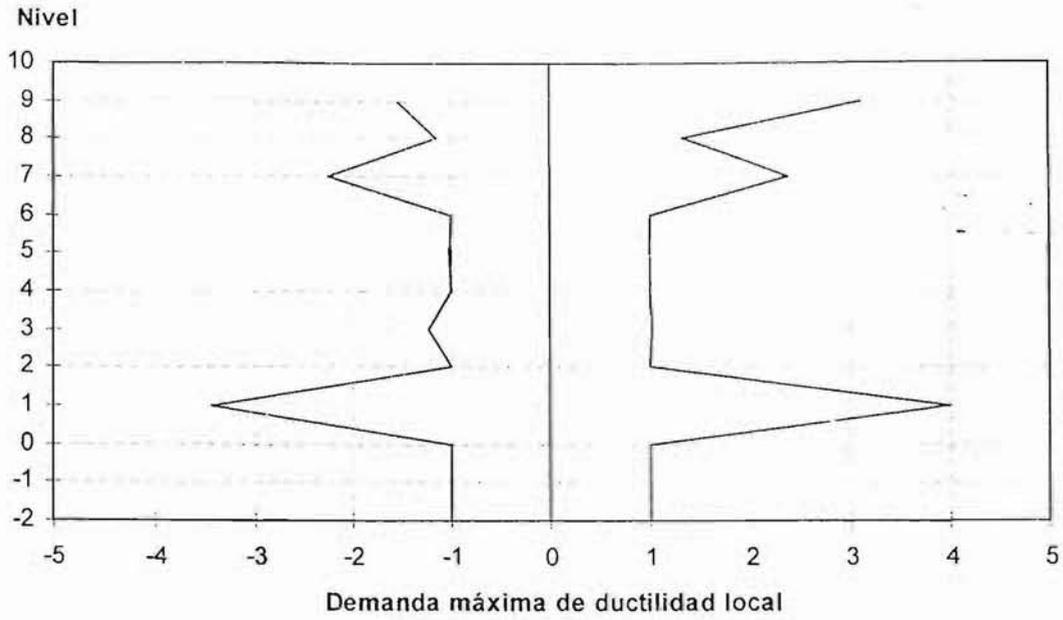


Fig 4.101 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, modelo 9NIV, caso A

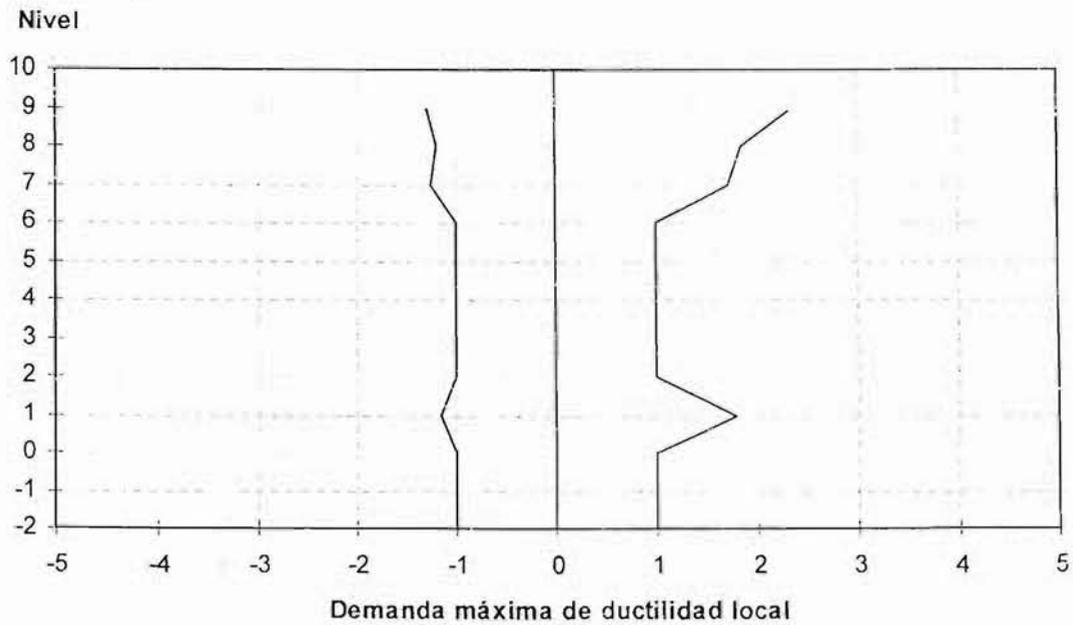


Fig 4.102 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje C, modelo 9NIV, caso A

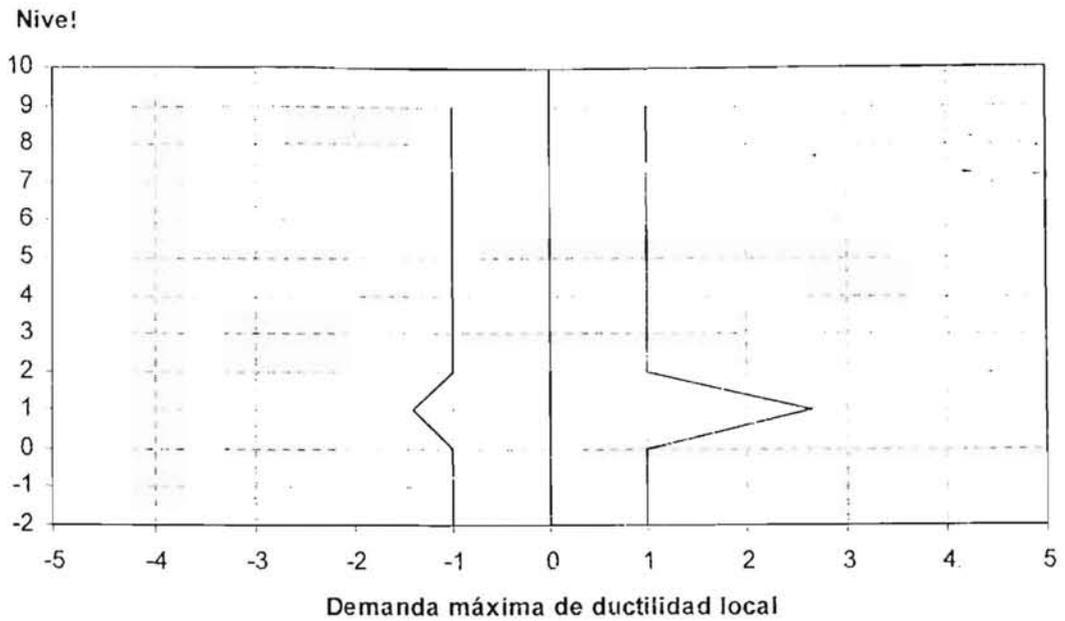


Fig 4.103 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, modelo 9NIV, caso B

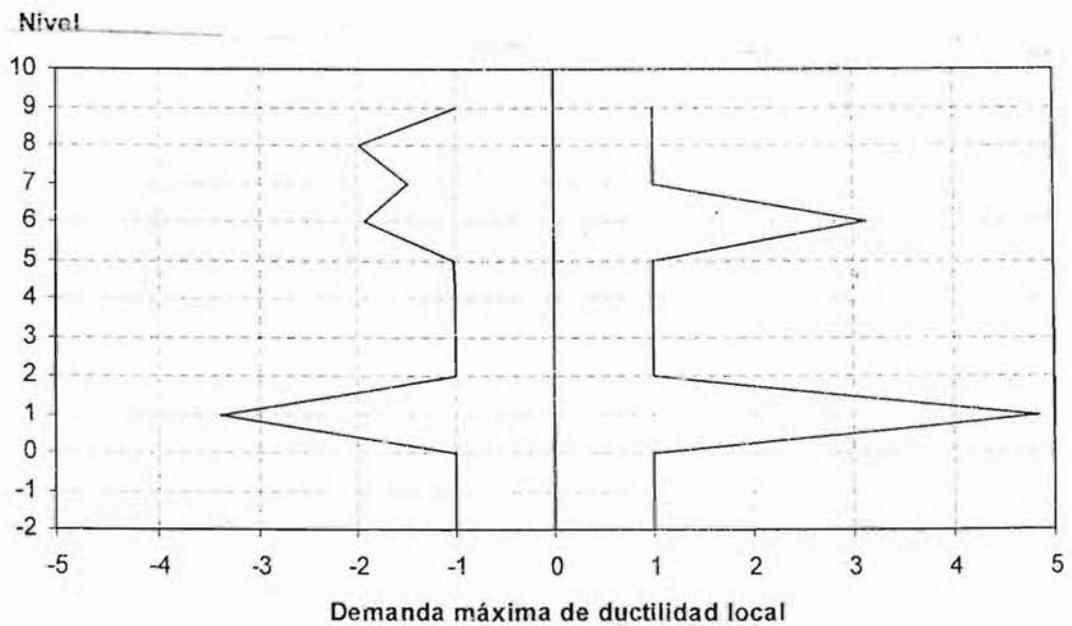


Fig 4.104 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje C, modelo 9NIV, caso B

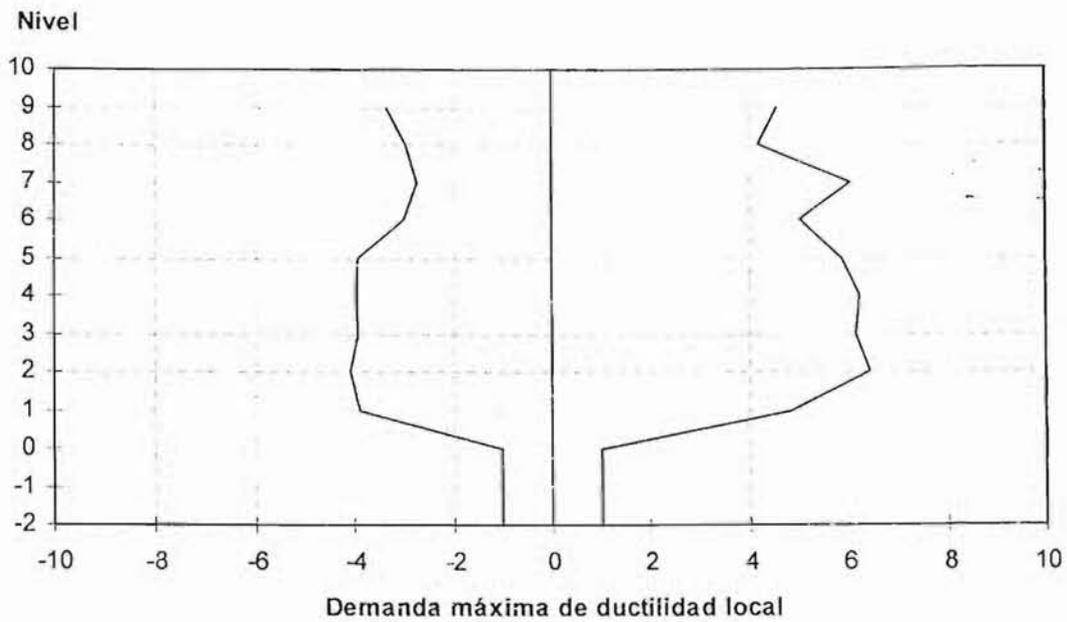


Fig 4.105 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, modelo 9NIV, caso A

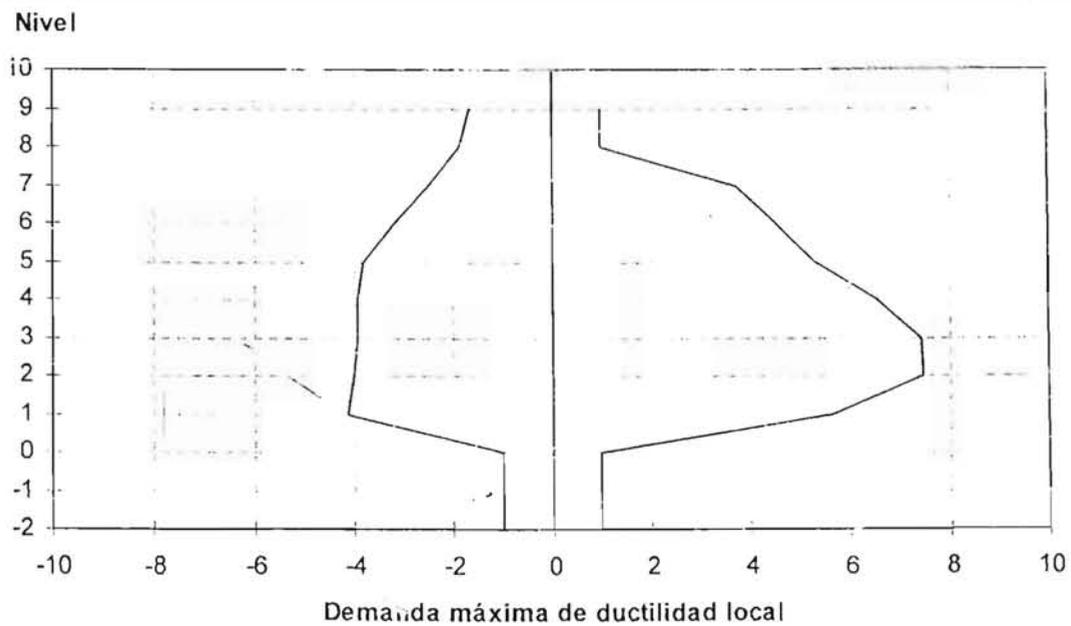


Fig 4.106 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje C, modelo 9NIV, caso A

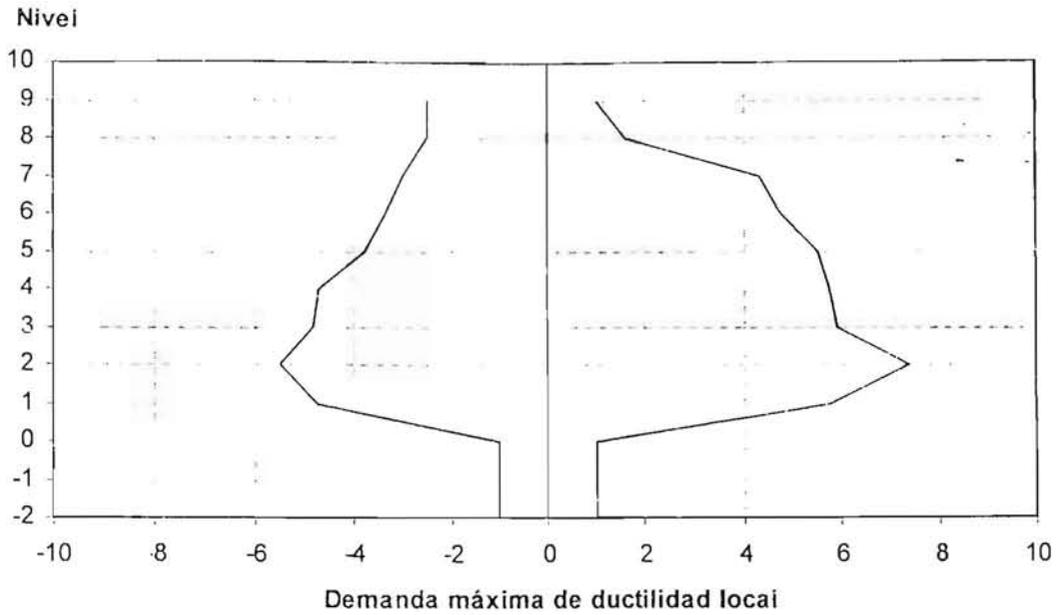


Fig 4.107 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, modelo 9NIV, caso B

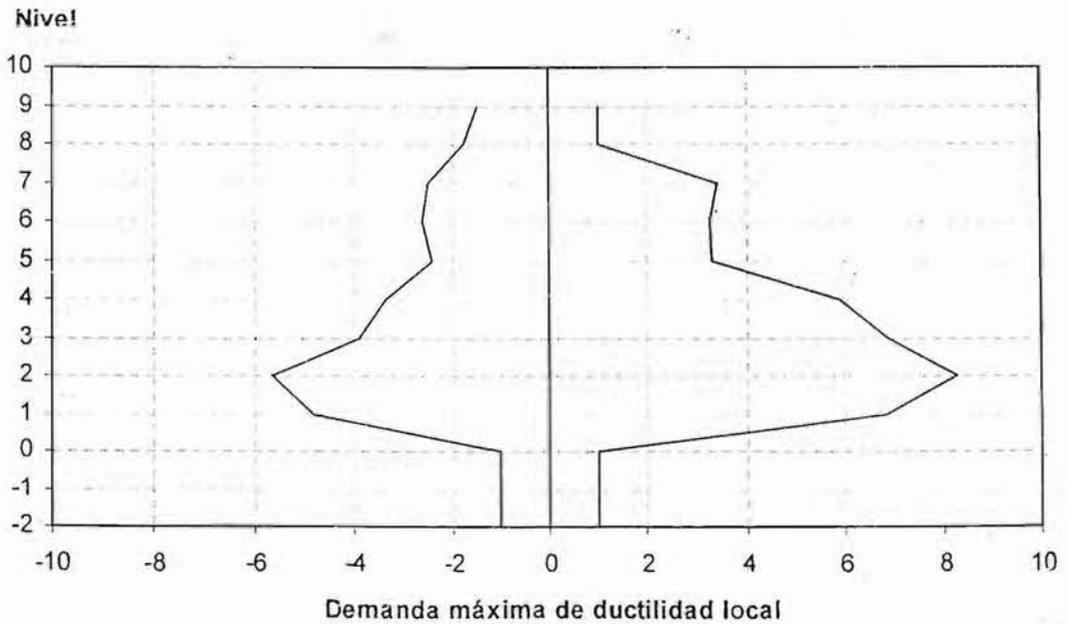


Fig 4.108 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje C, modelo 9NIV, caso B

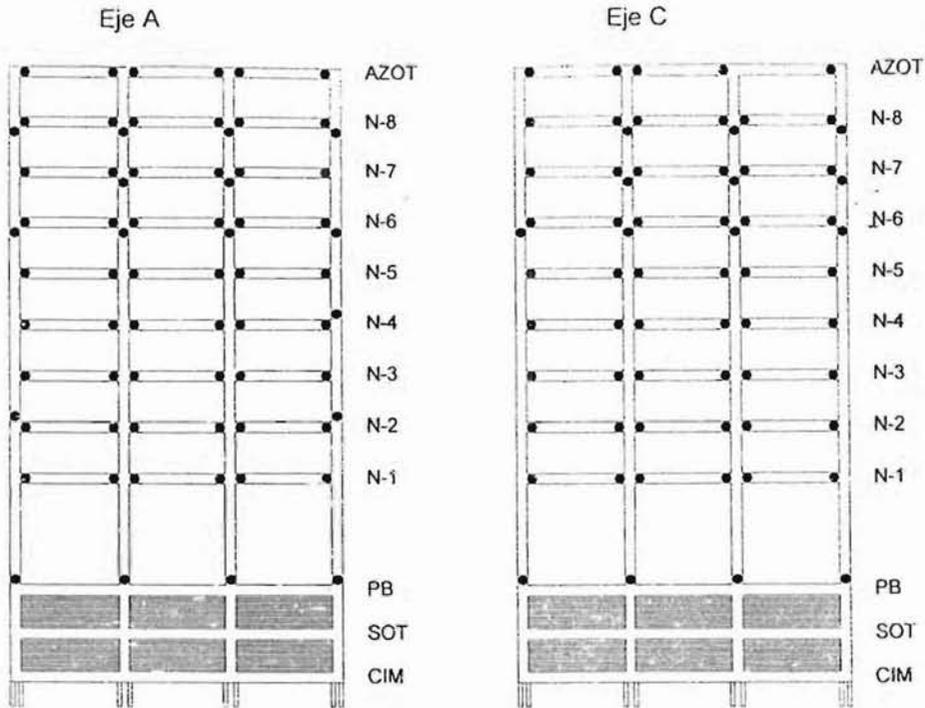


Fig 4.109 Distribución global de articulaciones plásticas, ejes A y C, modelo 9NIV, caso A

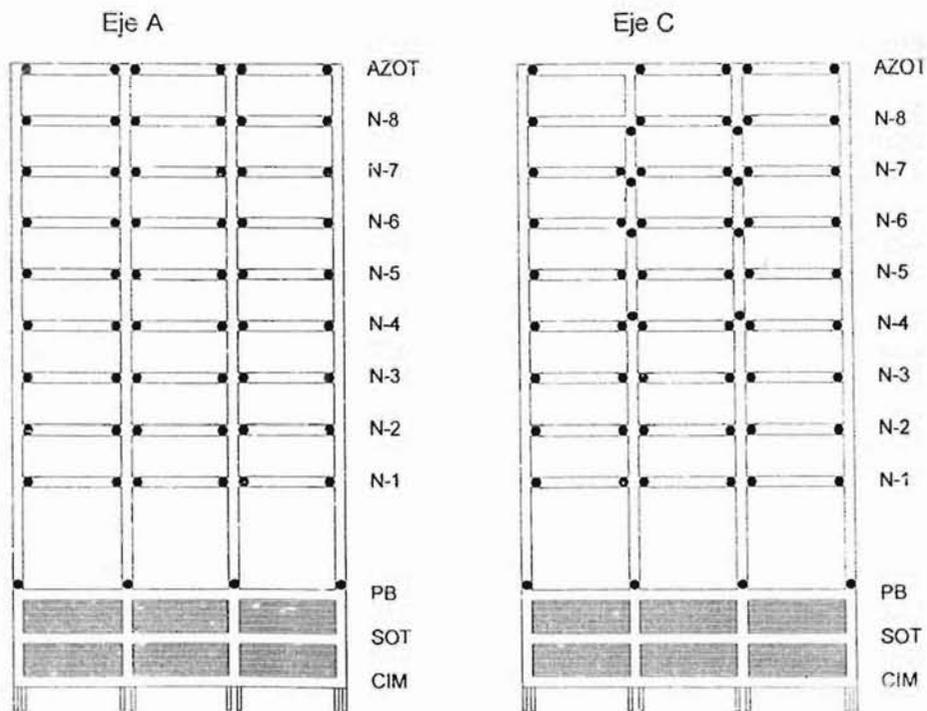


Fig 4.110 Distribución global de articulaciones plásticas, ejes A y C, modelo 9NIV, caso B

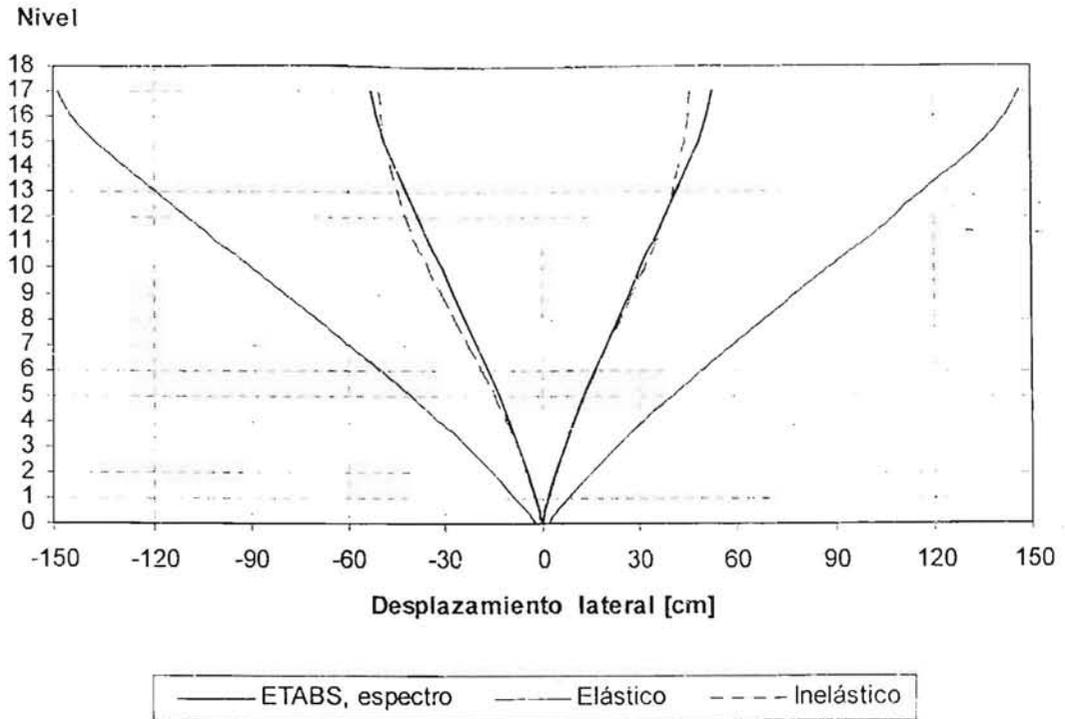


Fig 4.111 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

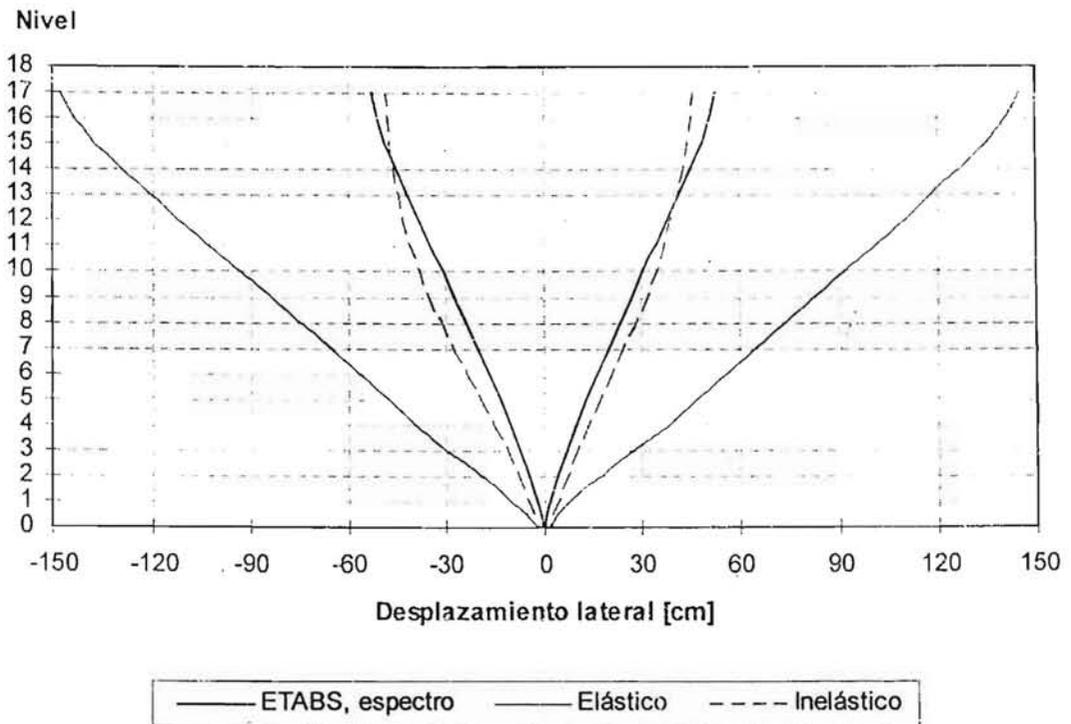


Fig 4.112 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje B, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

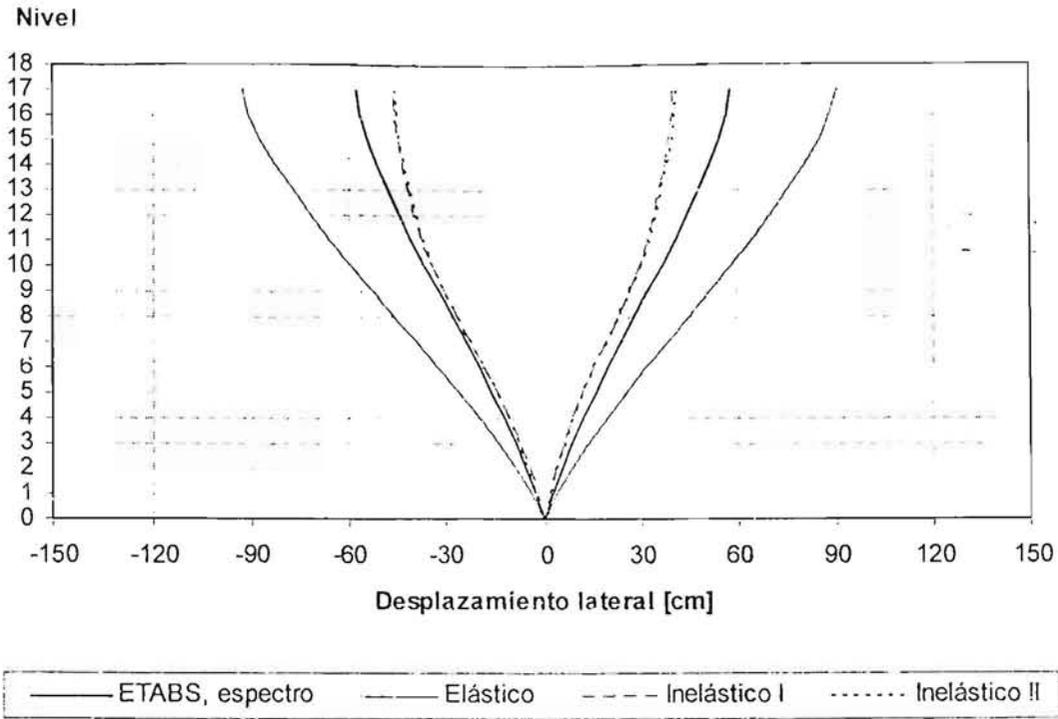


Fig 4.113 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

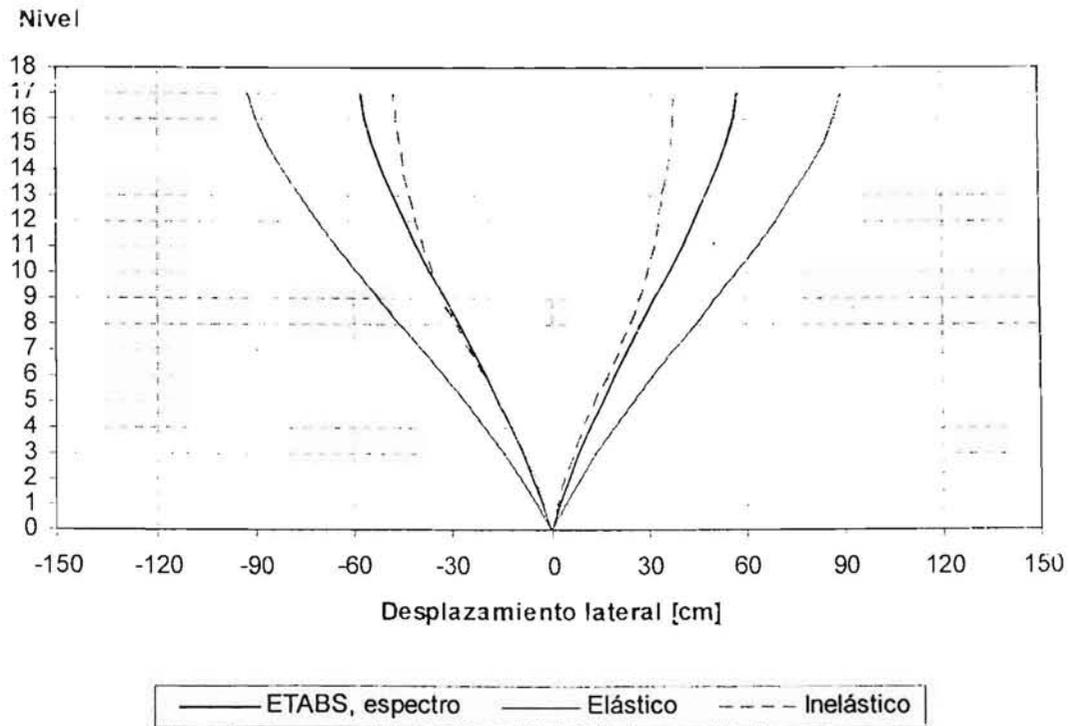


Fig 4.114 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje B, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

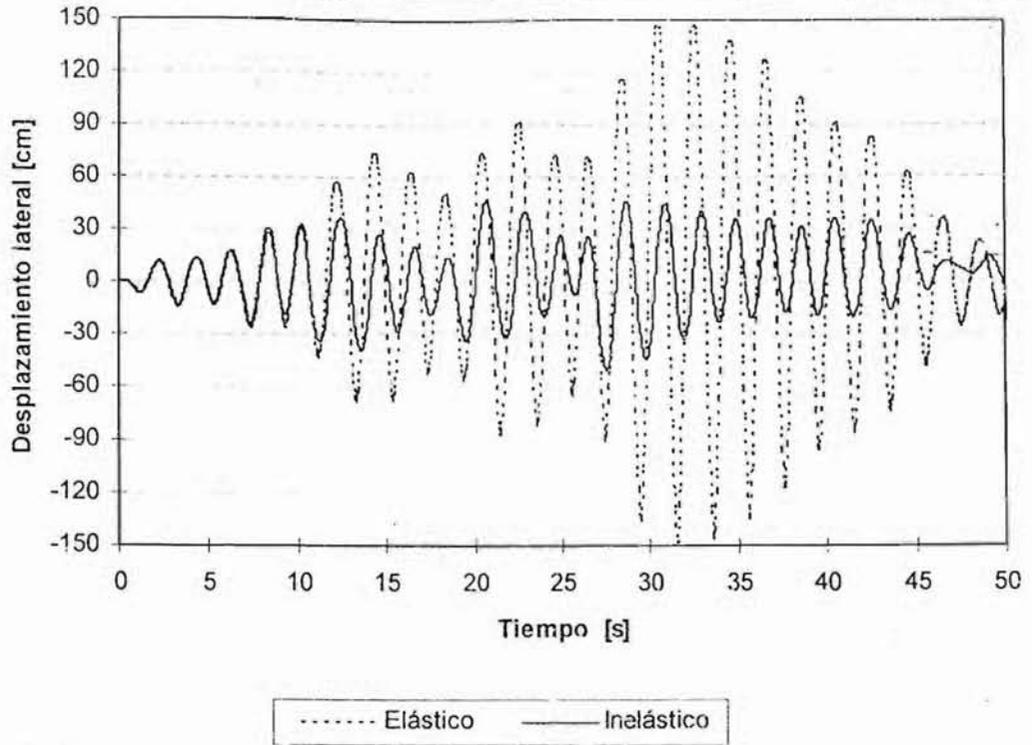


Fig 4.115 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

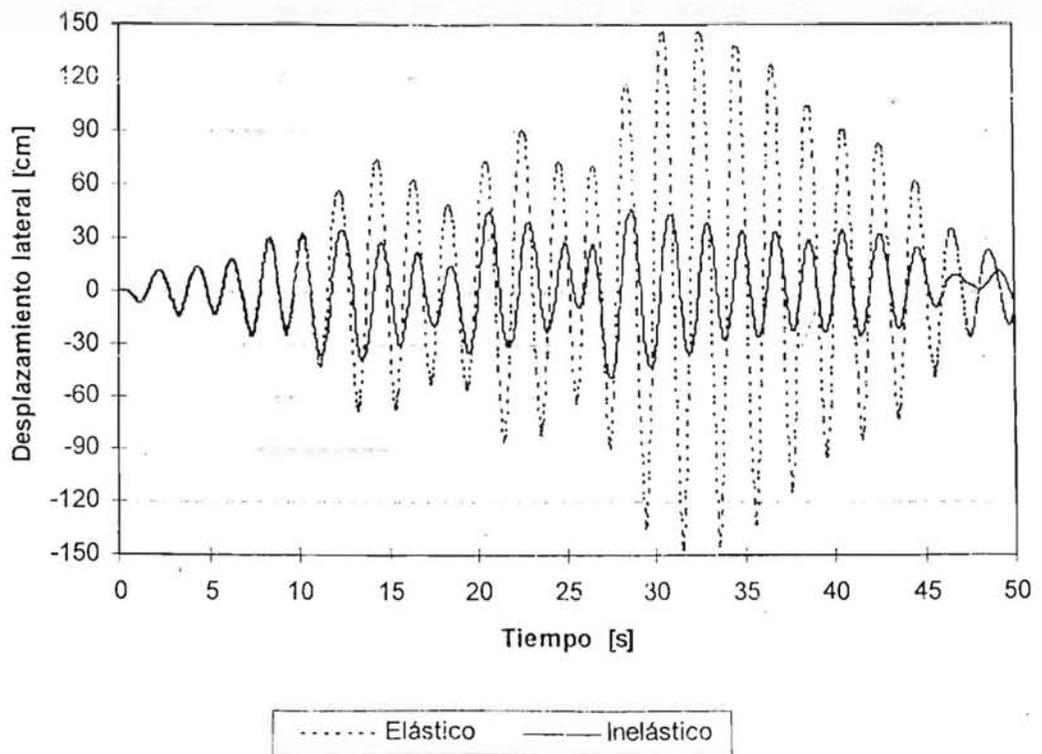


Fig 4.116 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje B, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

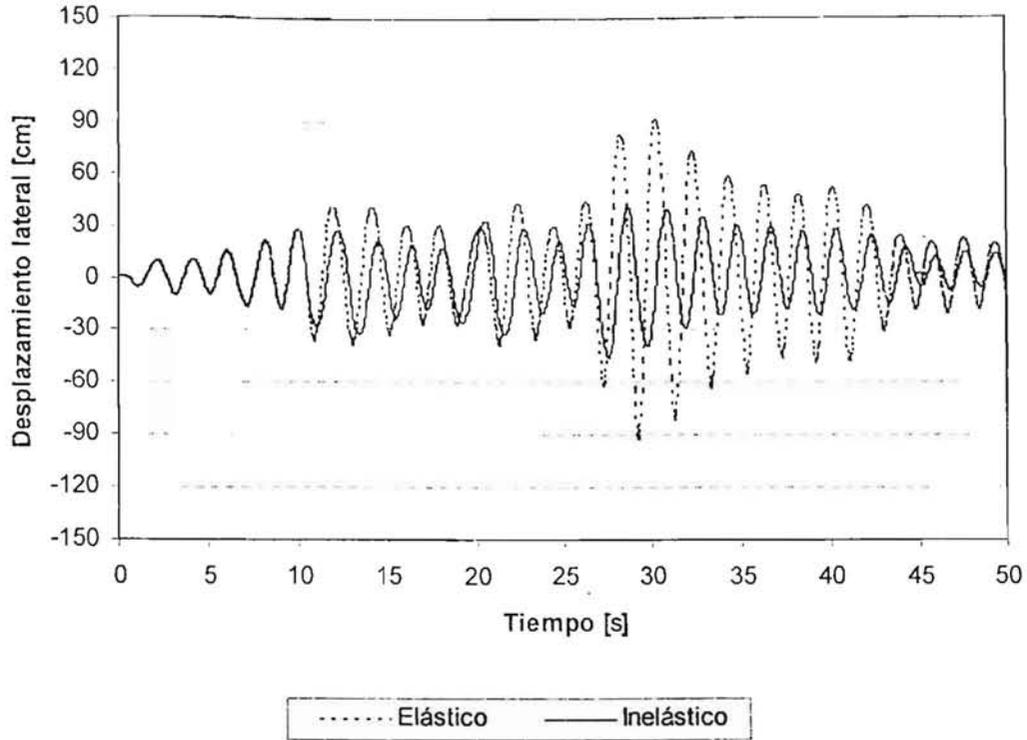


Fig 4.117 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

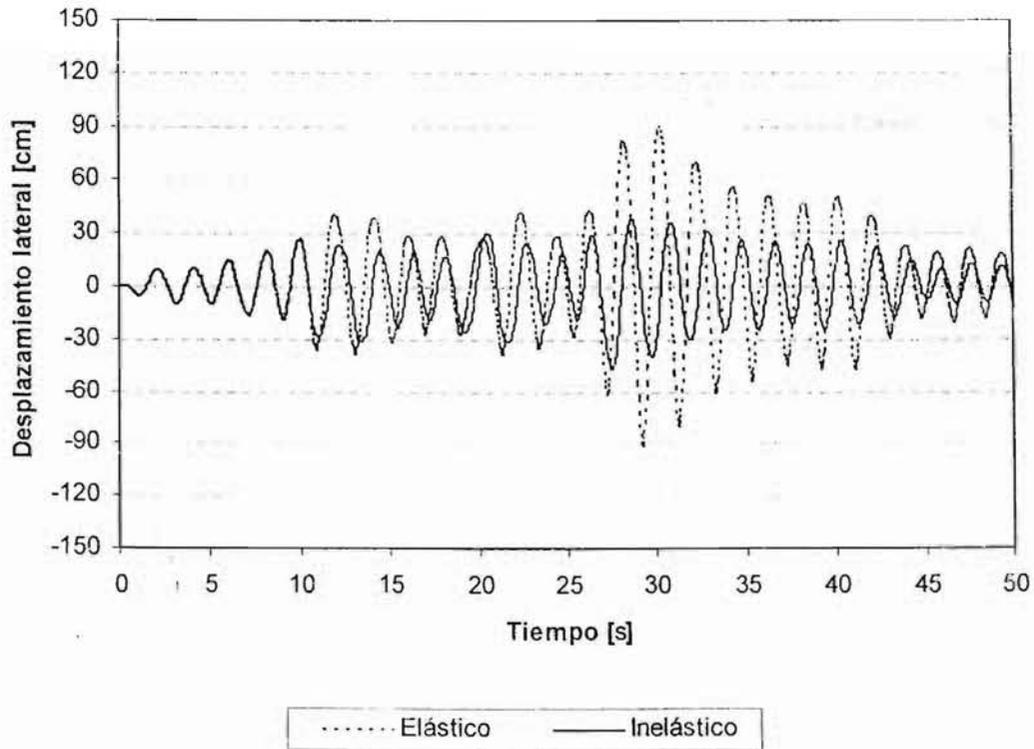


Fig 4.118 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje B, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

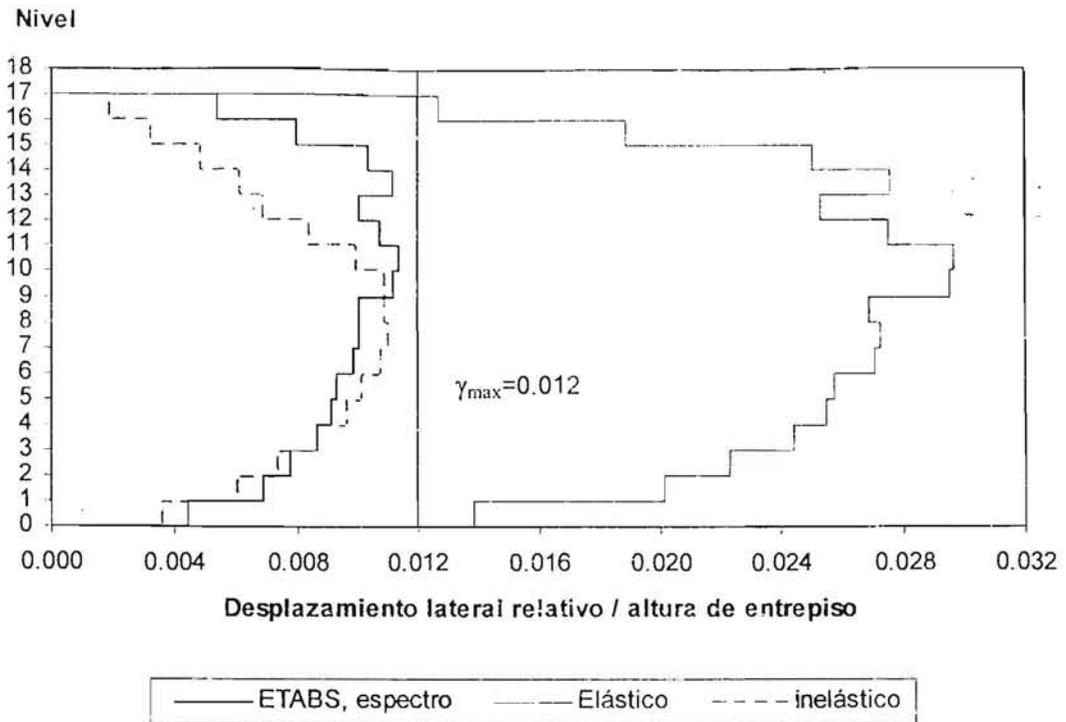


Fig 4.119 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

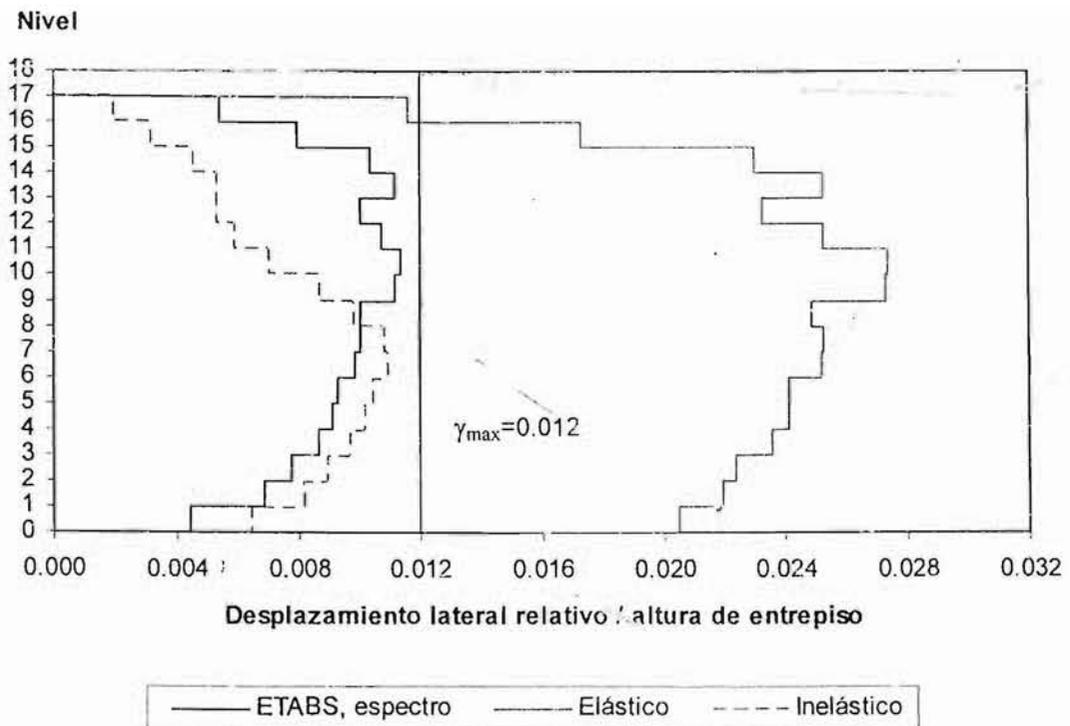


Fig 4.120 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje B, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

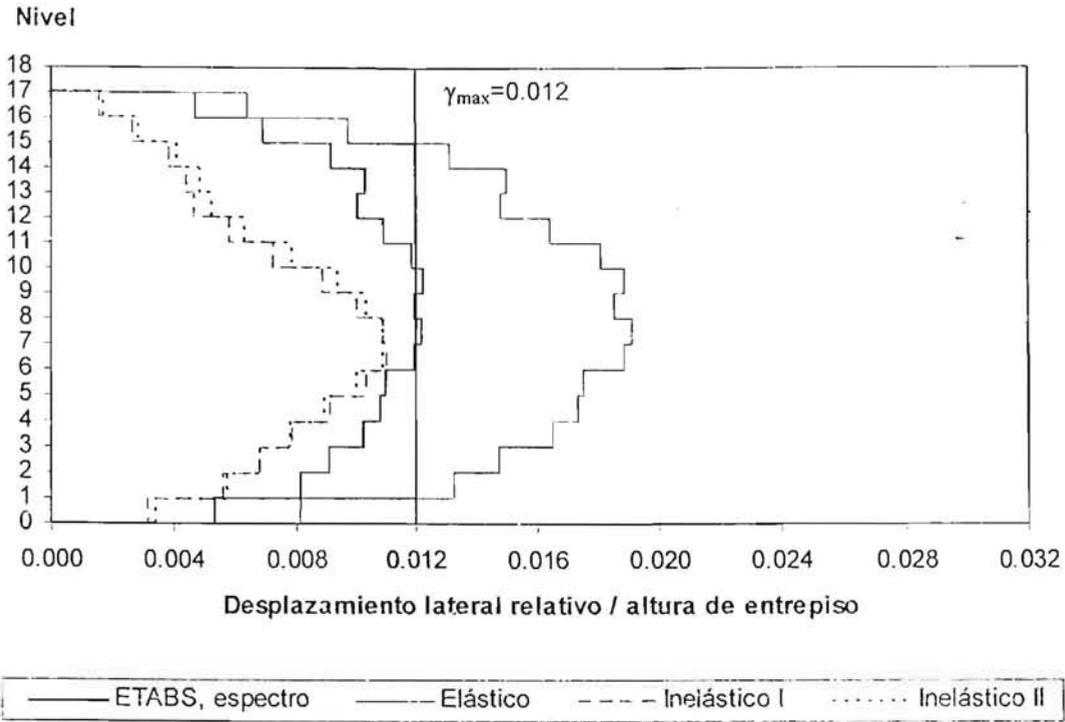


Fig. 4.121 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

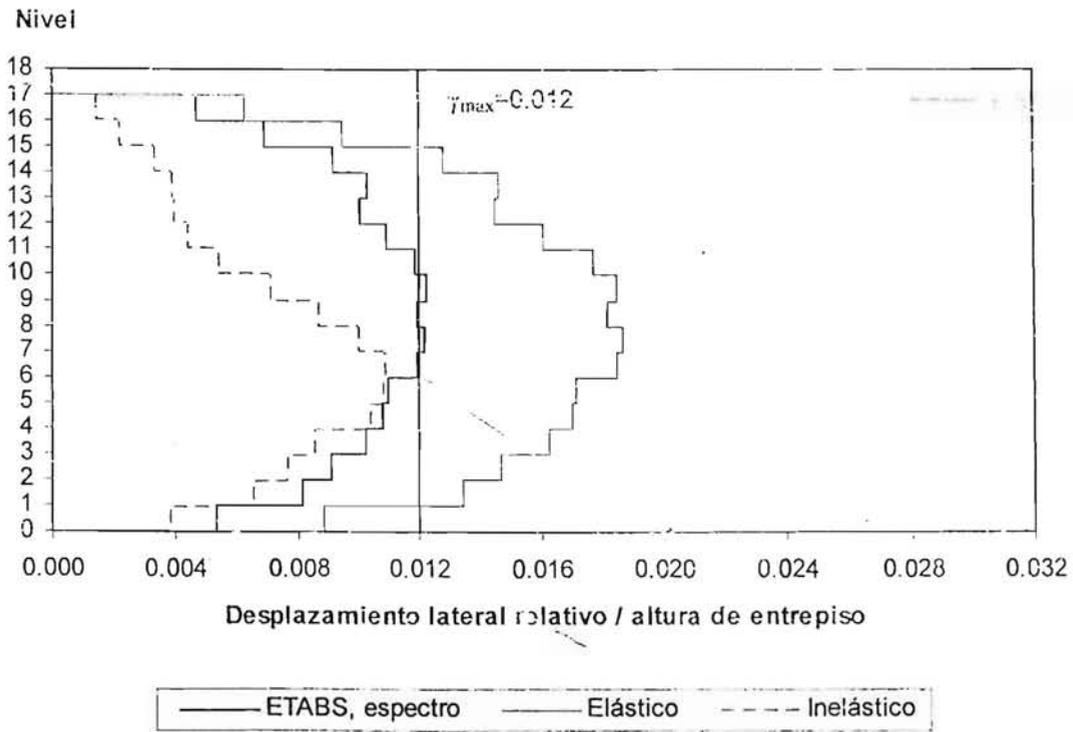


Fig. 4.122 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje B, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

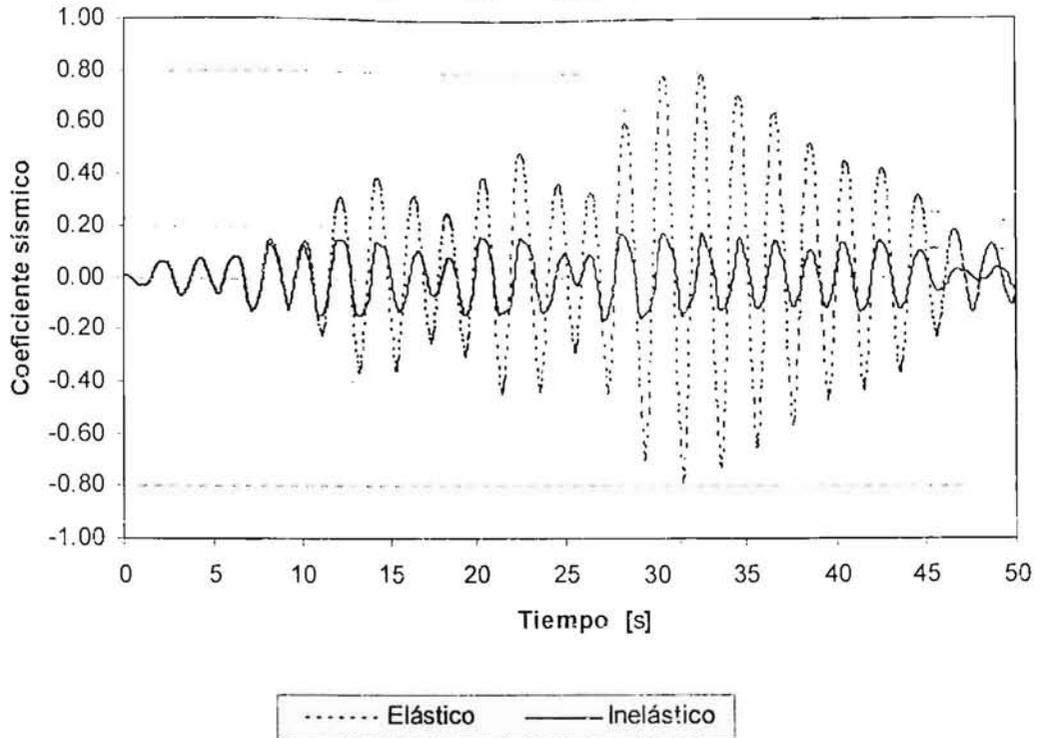


Fig 4.123 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

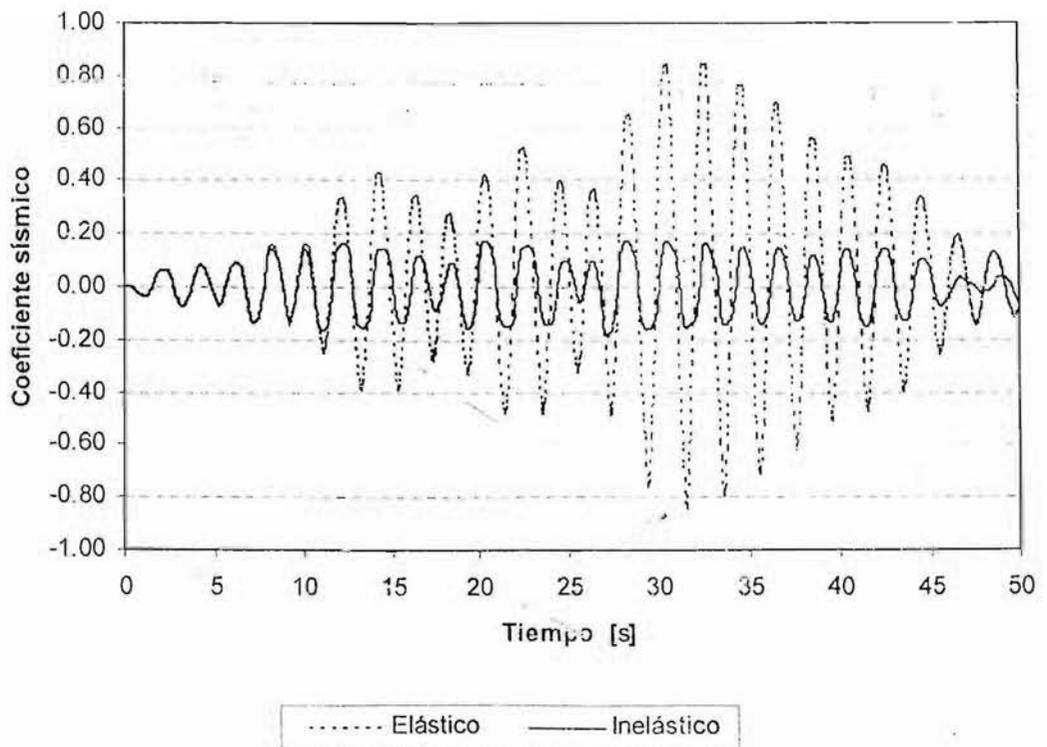


Fig 4.124 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje B, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

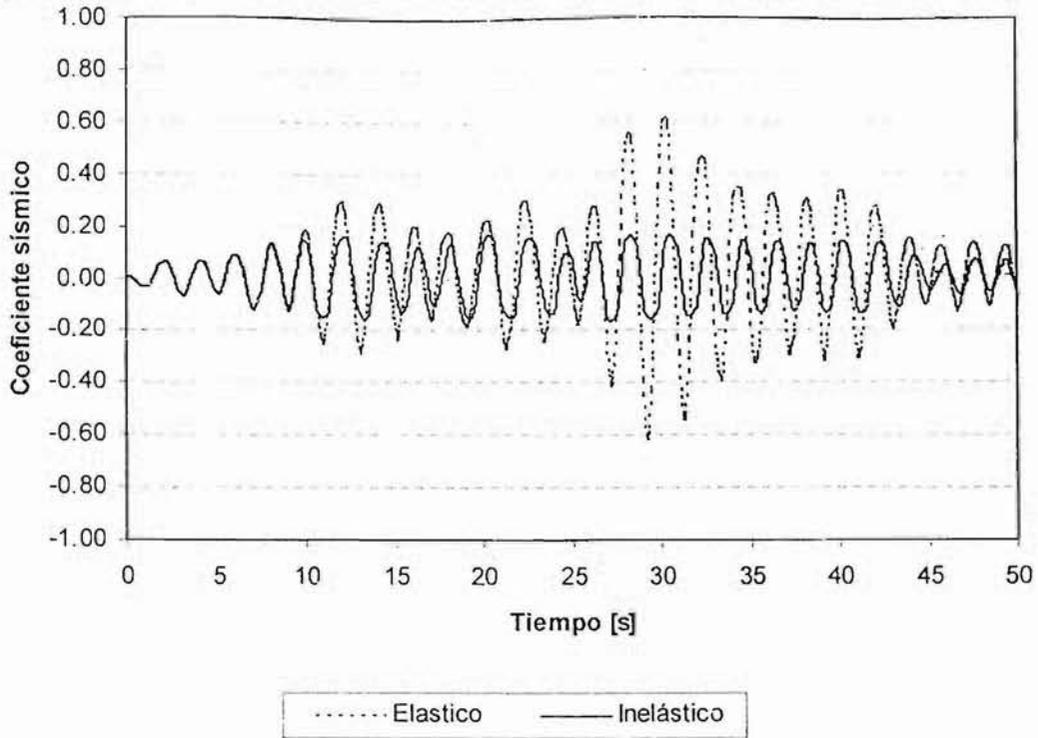


Fig 4.125 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

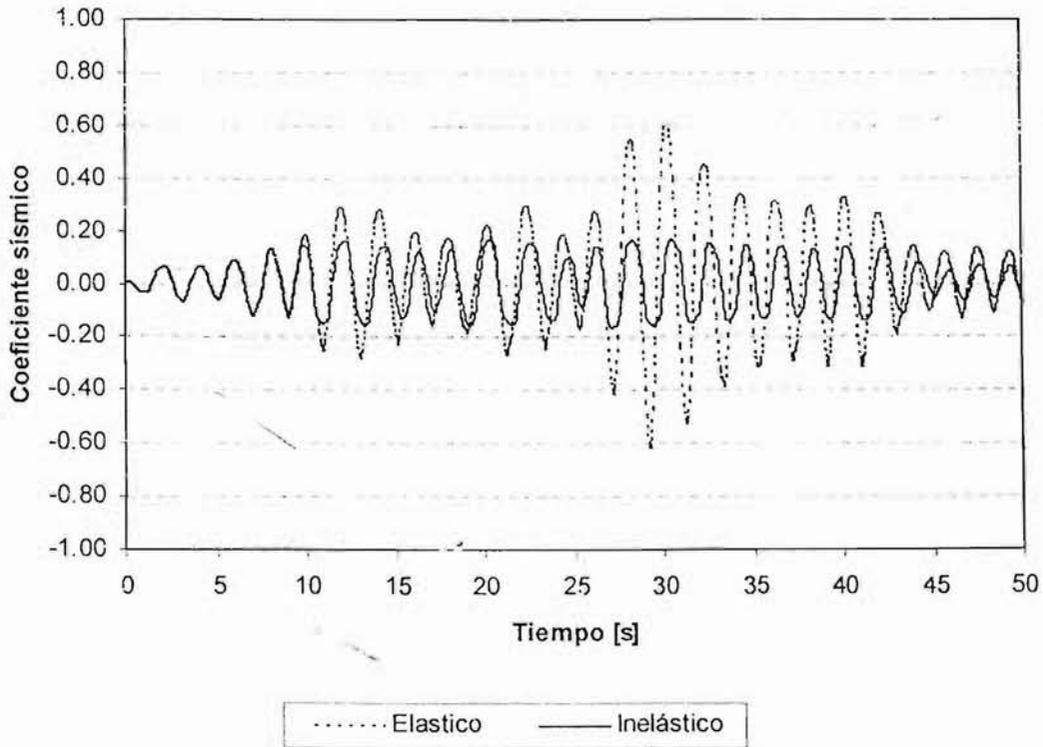


Fig 4.126 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje B, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

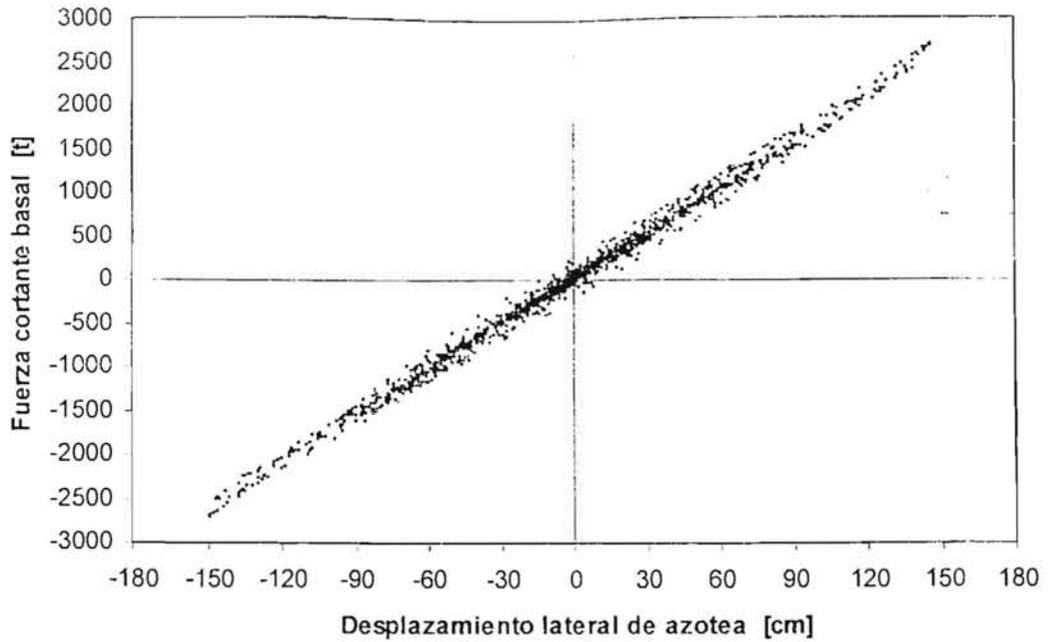


Fig 4.127 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento elástico, modelo 17NIV, caso A

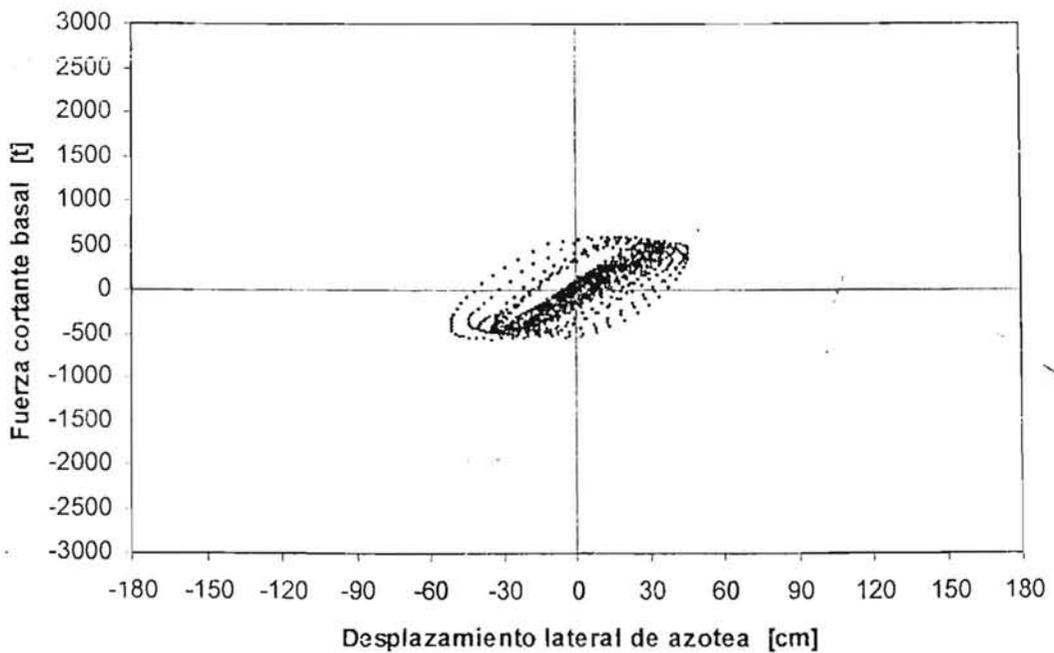


Fig 4.128 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, caso A

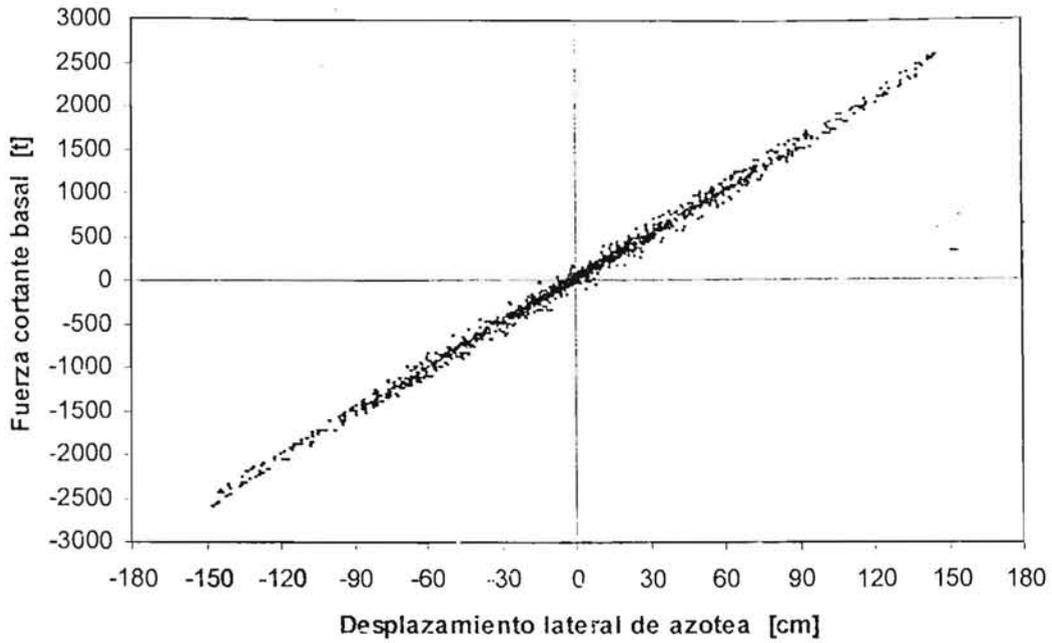


Fig 4.129 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento elástico, modelo 17NIV, caso A

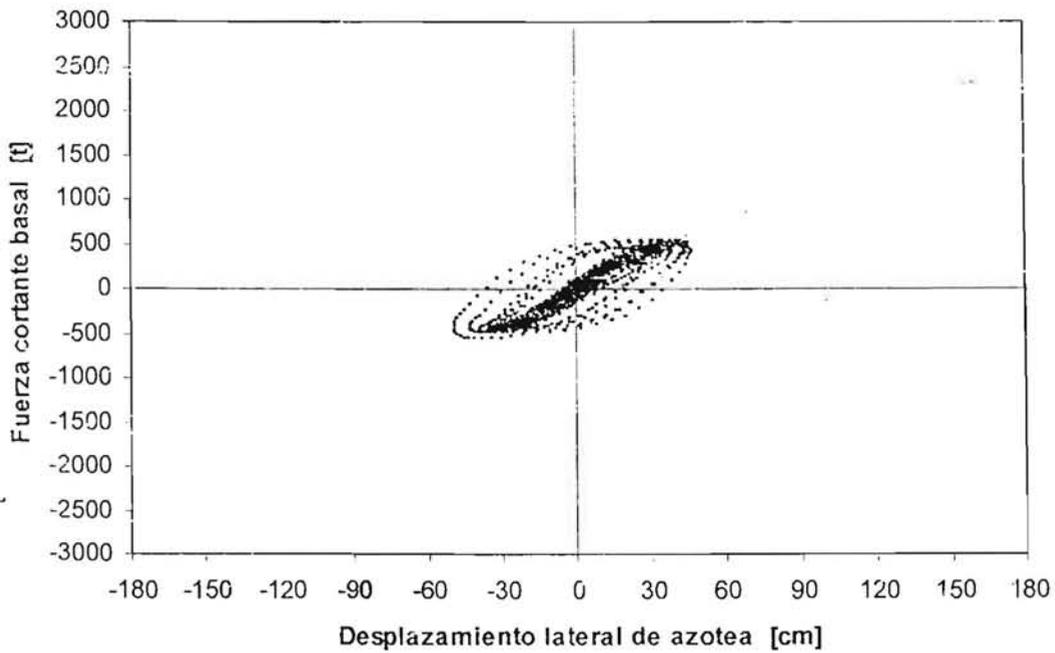


Fig 4.130 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, caso A

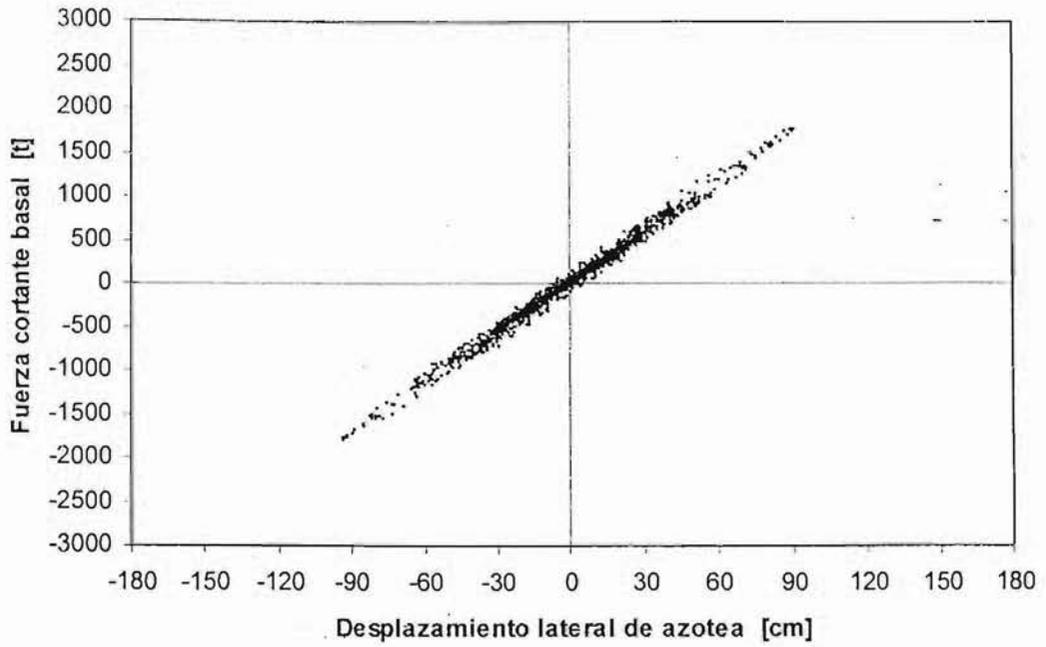


Fig 4.131 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento elástico, modelo 17NIV, caso B

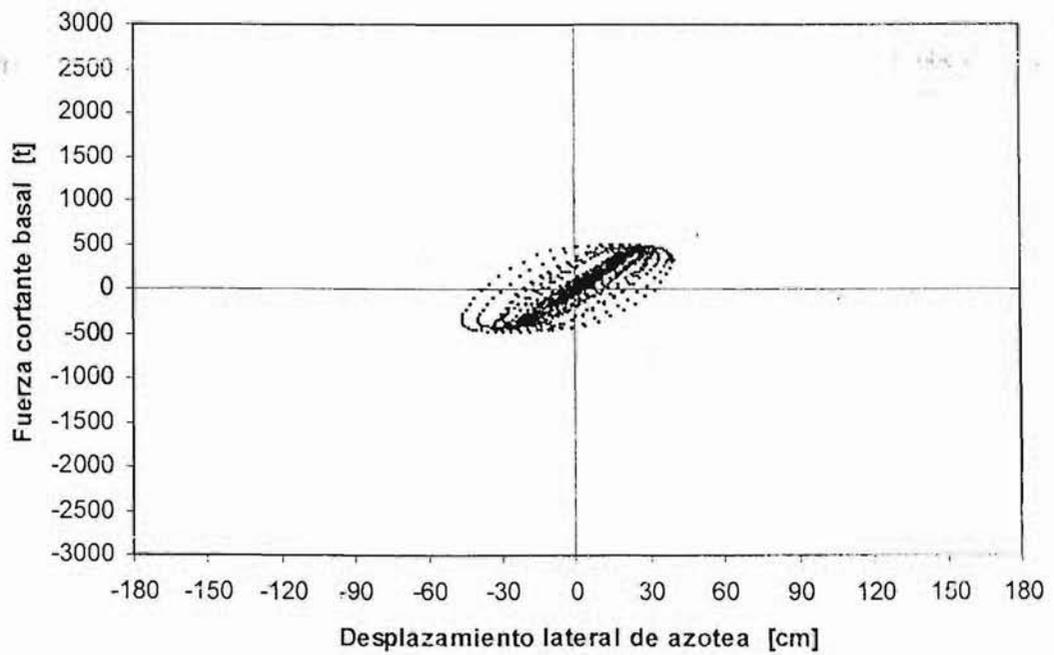


Fig 4.132 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, caso B

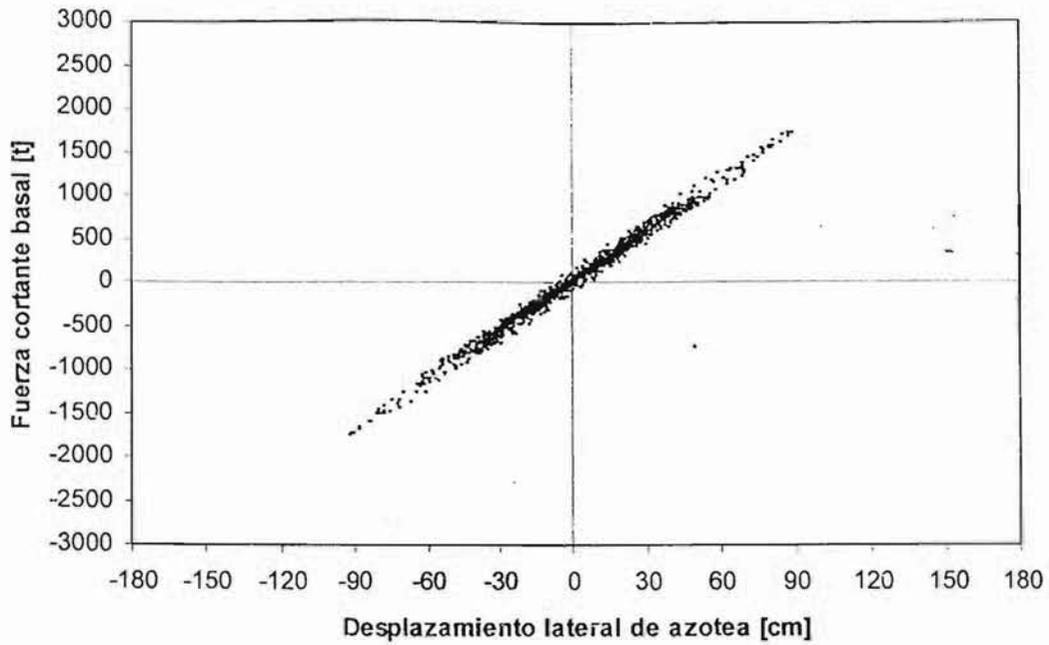


Fig 4.133 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento elástico, modelo 17NIV, caso B

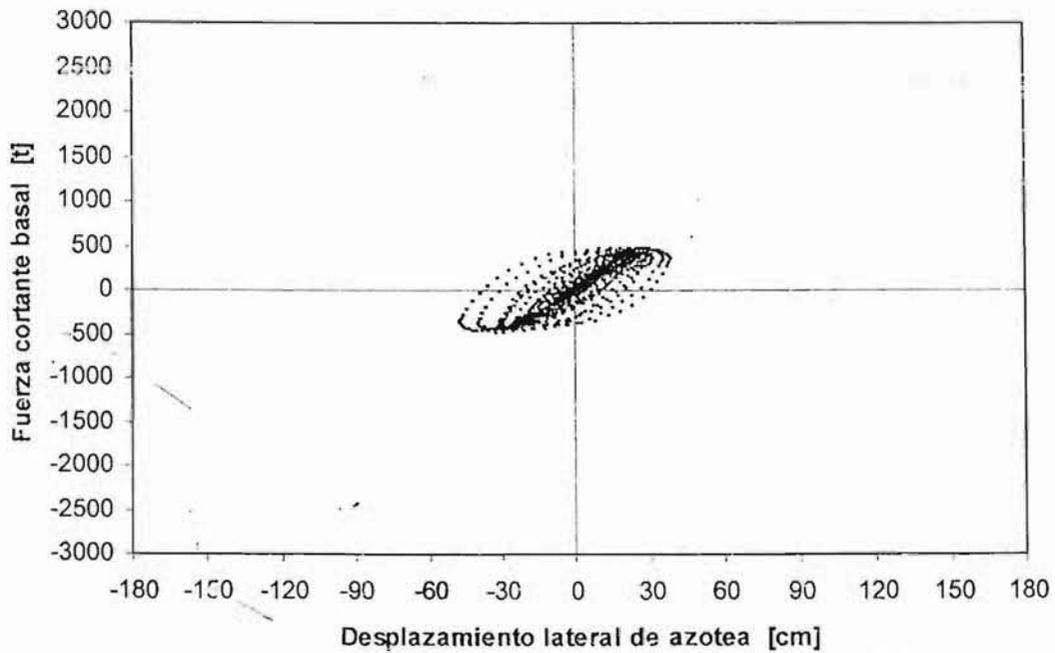


Fig 4.134 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, caso B

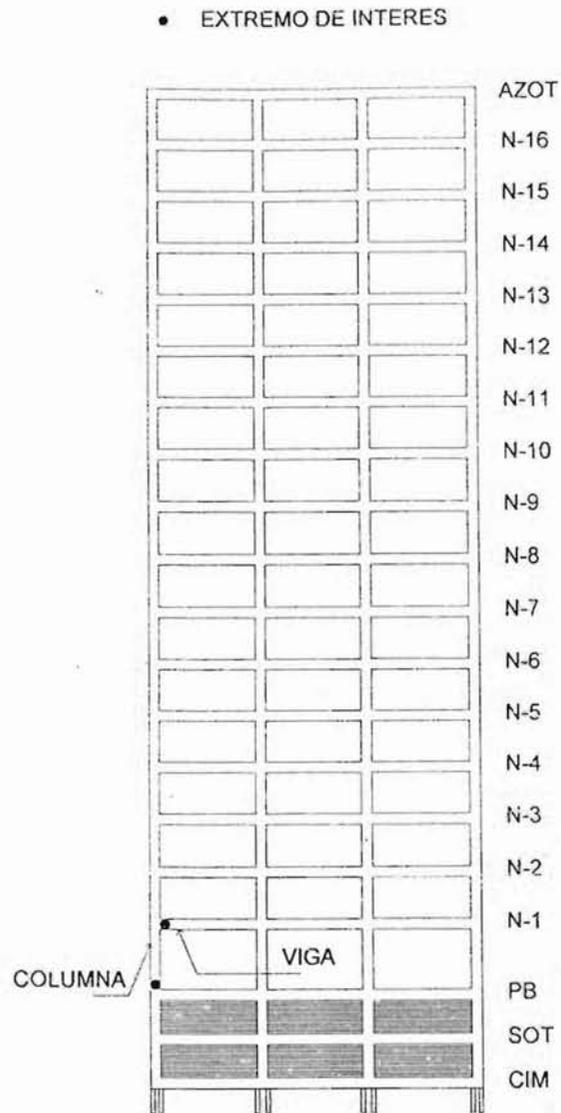


Fig 4.135 Extremos de interés para las vigas y columnas de los ejes A y B, modelo 17NIV, casos A y B

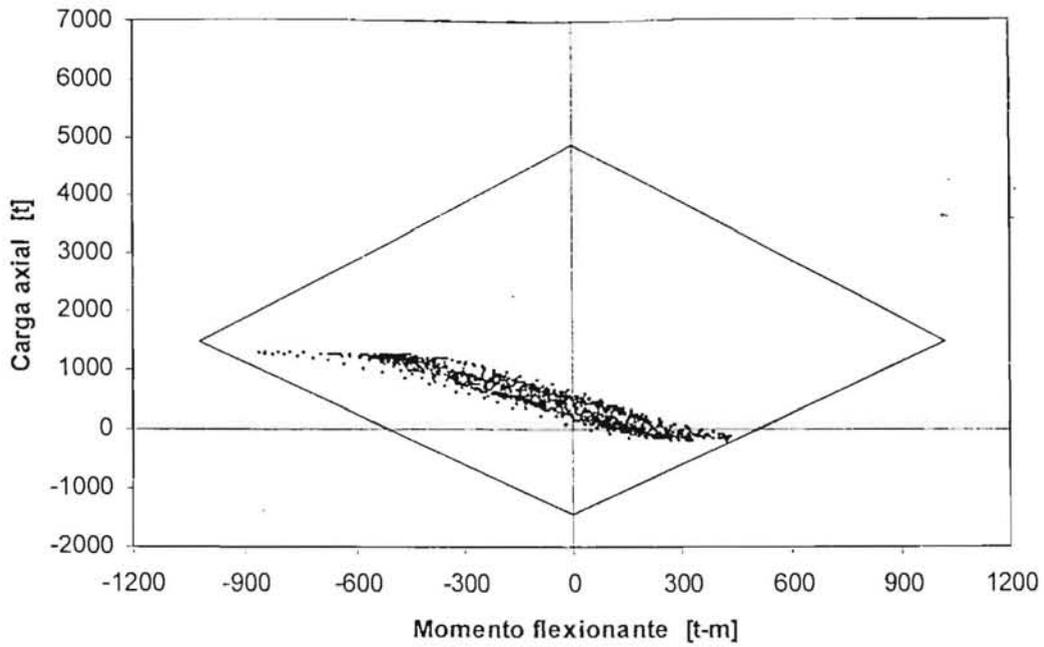


Fig 4.136 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 17NIV, caso A

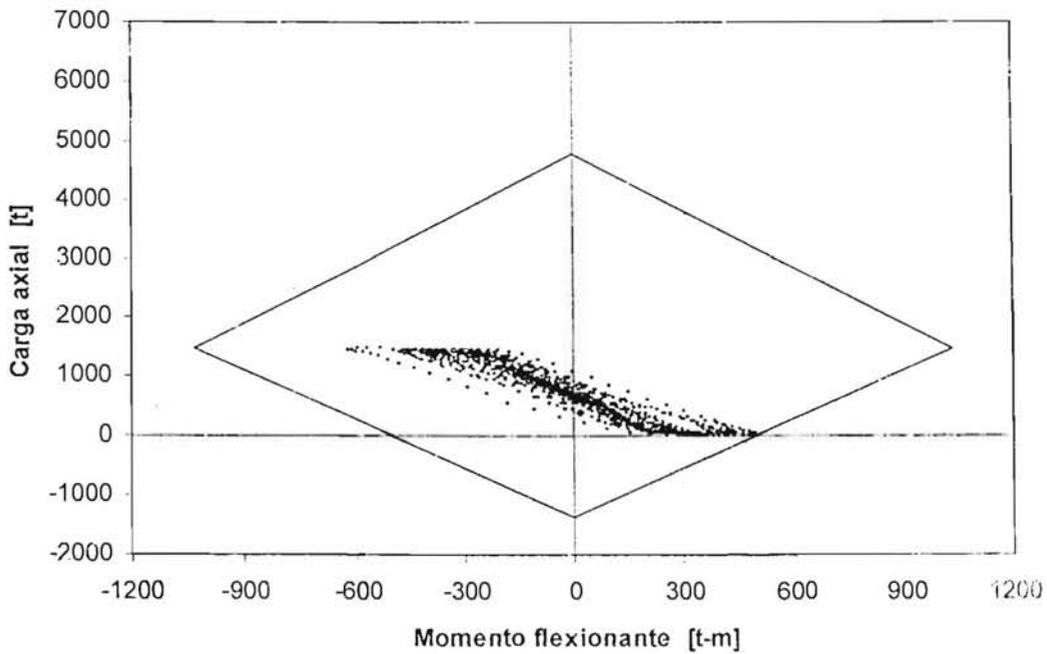


Fig 4.137 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje B, modelo 17NIV, caso A

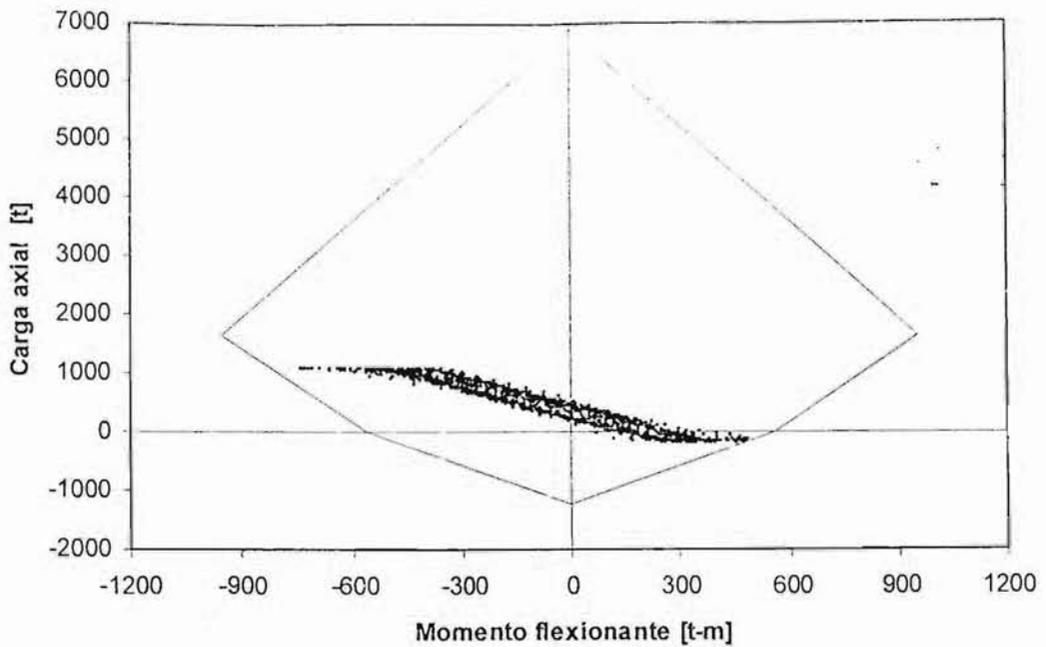


Fig 4.138 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 17NIV, diseño I ($F_R=0.6$), caso B

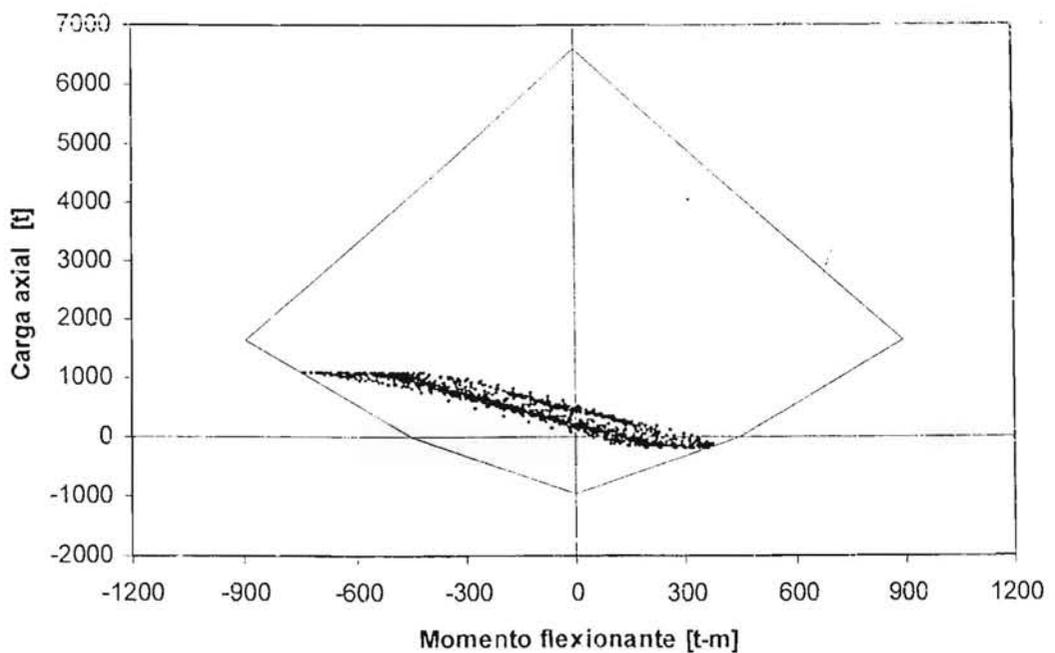


Fig 4.139 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 17NIV, diseño II ($F_R=0.6-0.9$), caso B

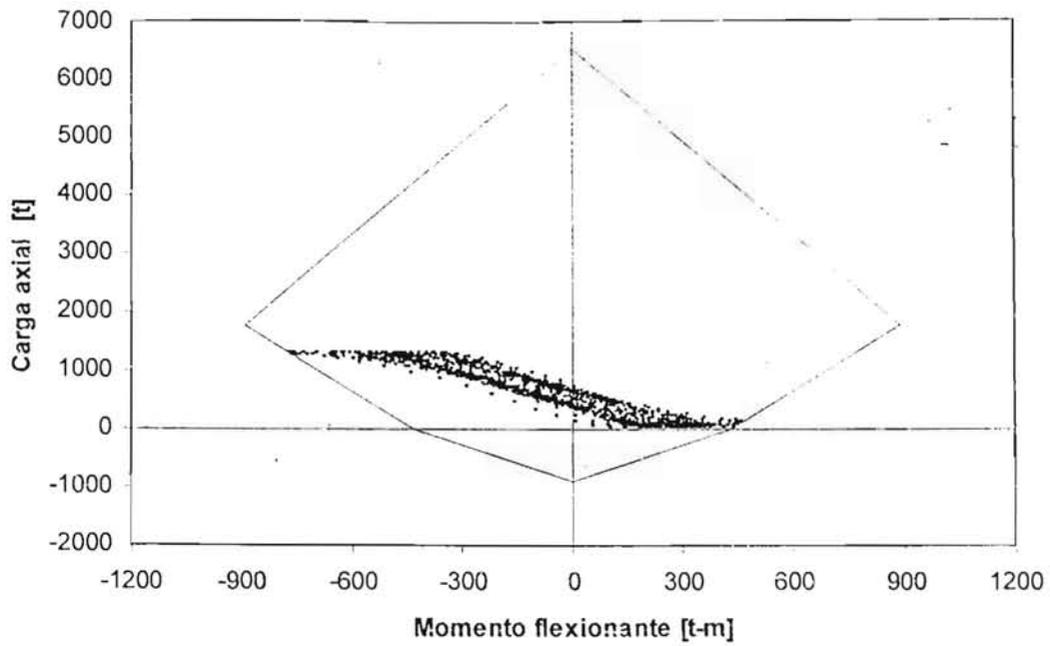


Fig 4.140 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje B, modelo 17NIV, diseño I ($F_R=0.6$), caso B

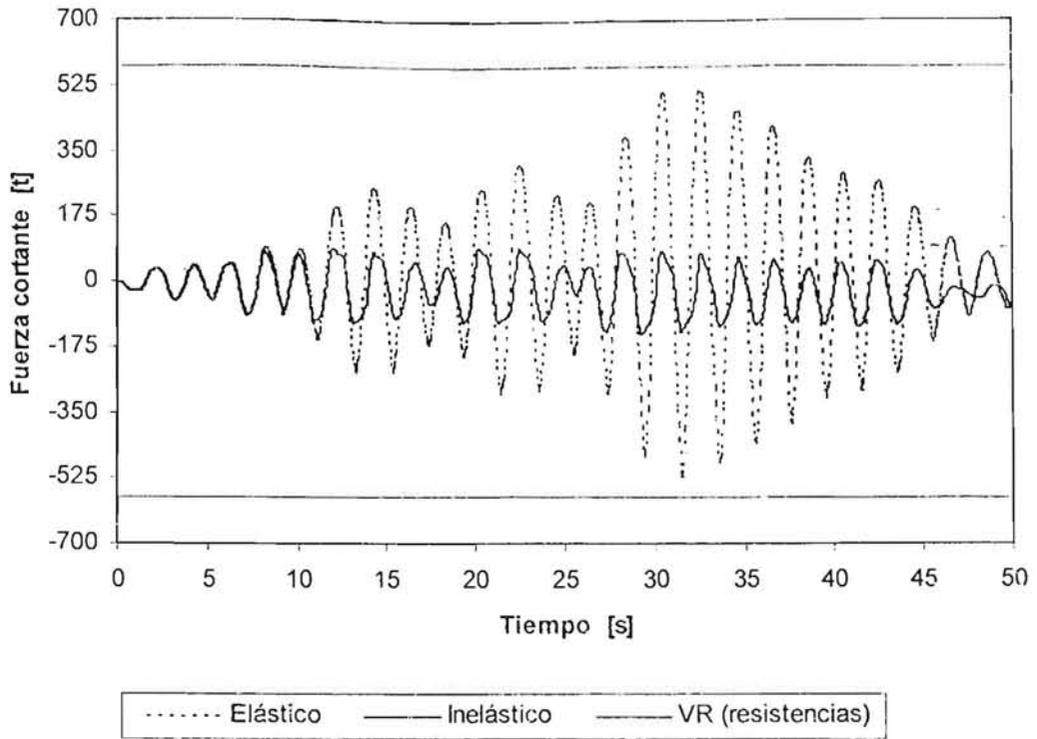


Fig 4.141 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

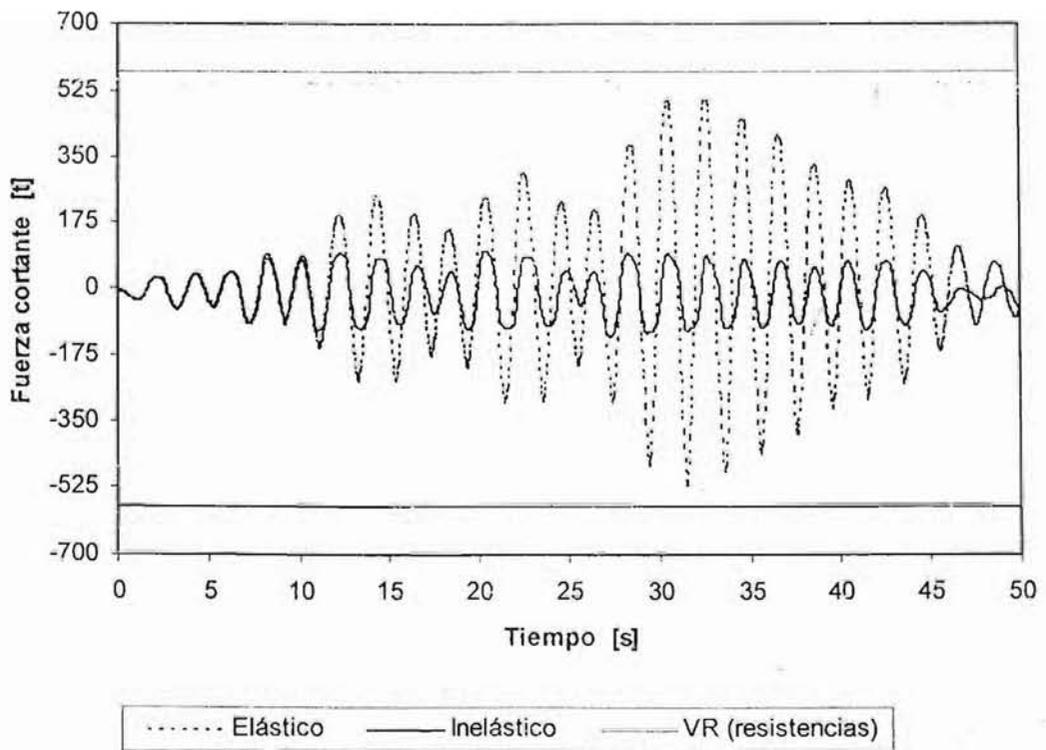


Fig 4.142 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

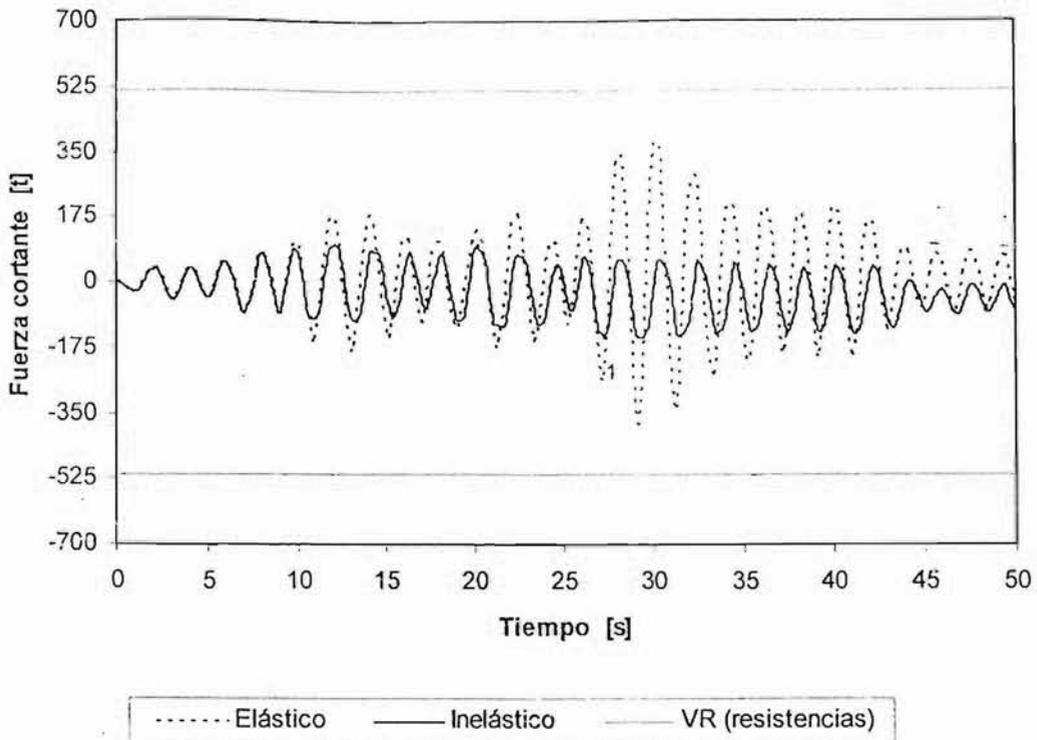


Fig 4.143 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, diseño II, caso B

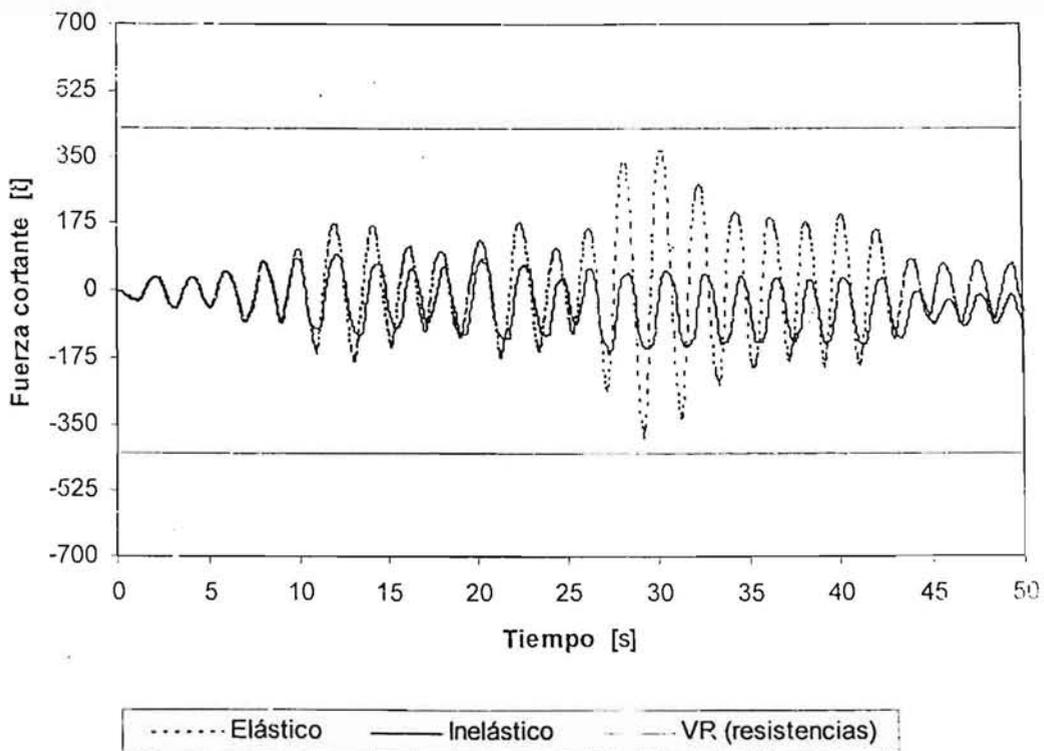


Fig 4.144 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, diseño II, caso B

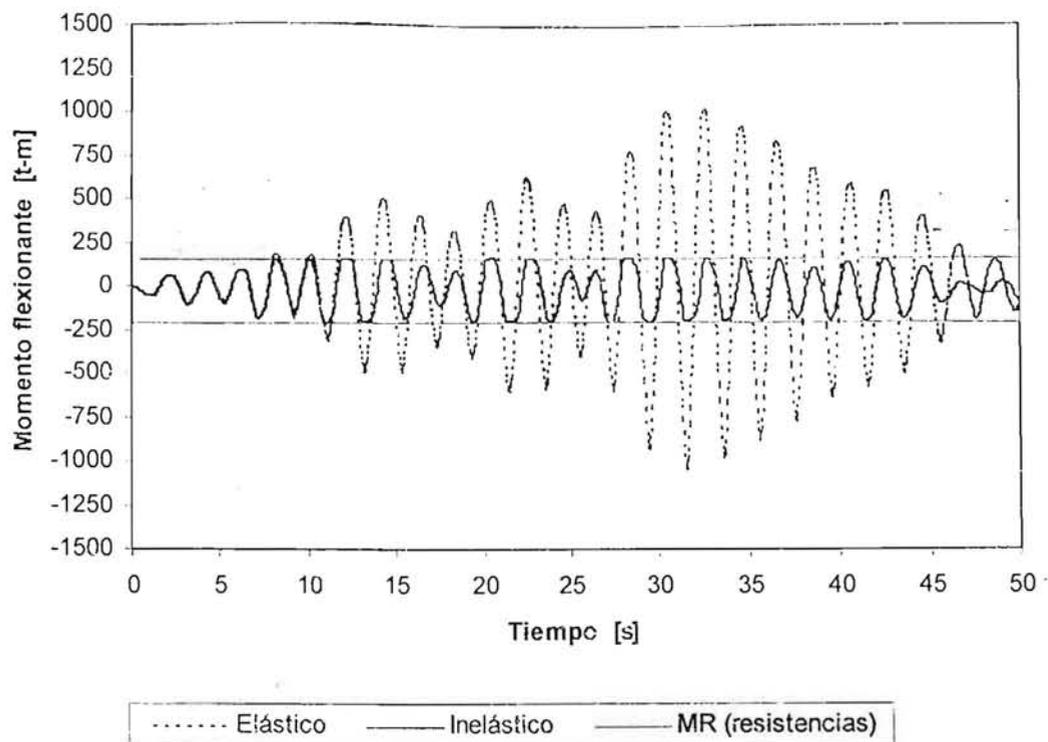


Fig 4.145 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

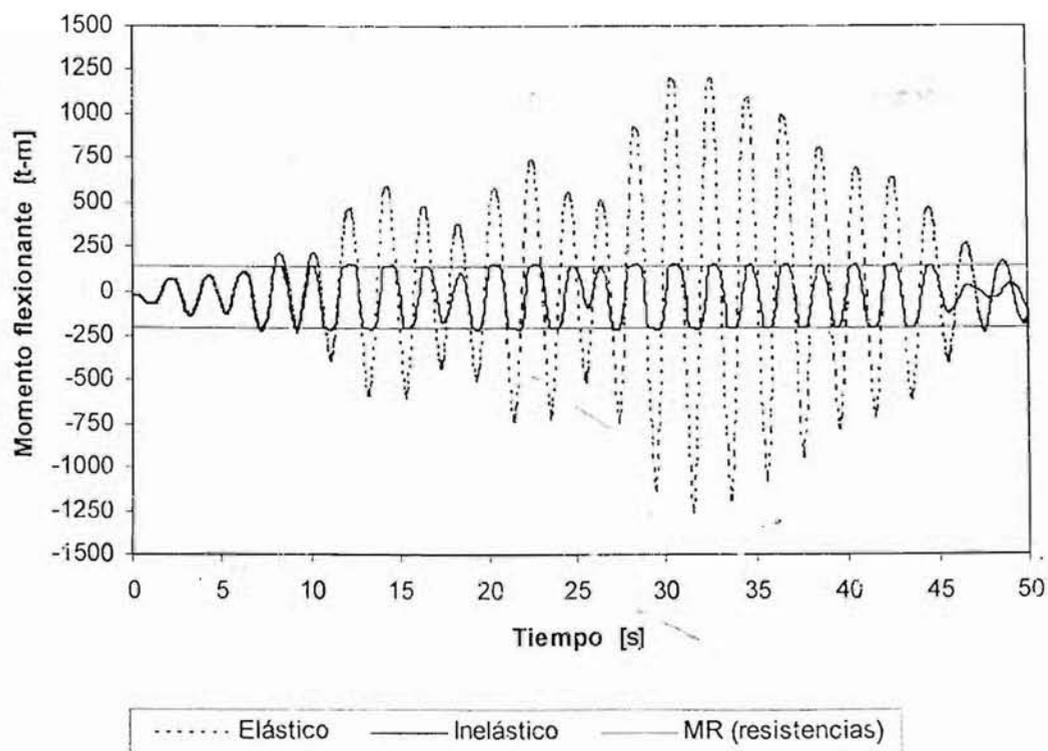


Fig 4.146 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

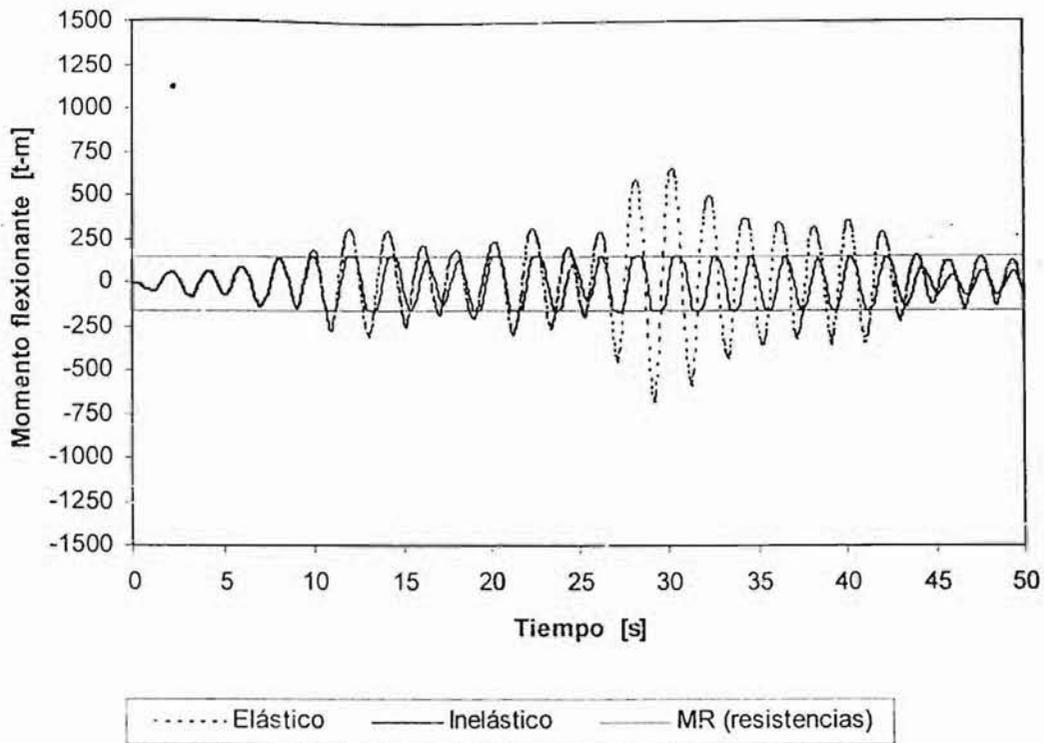


Fig 4.147 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

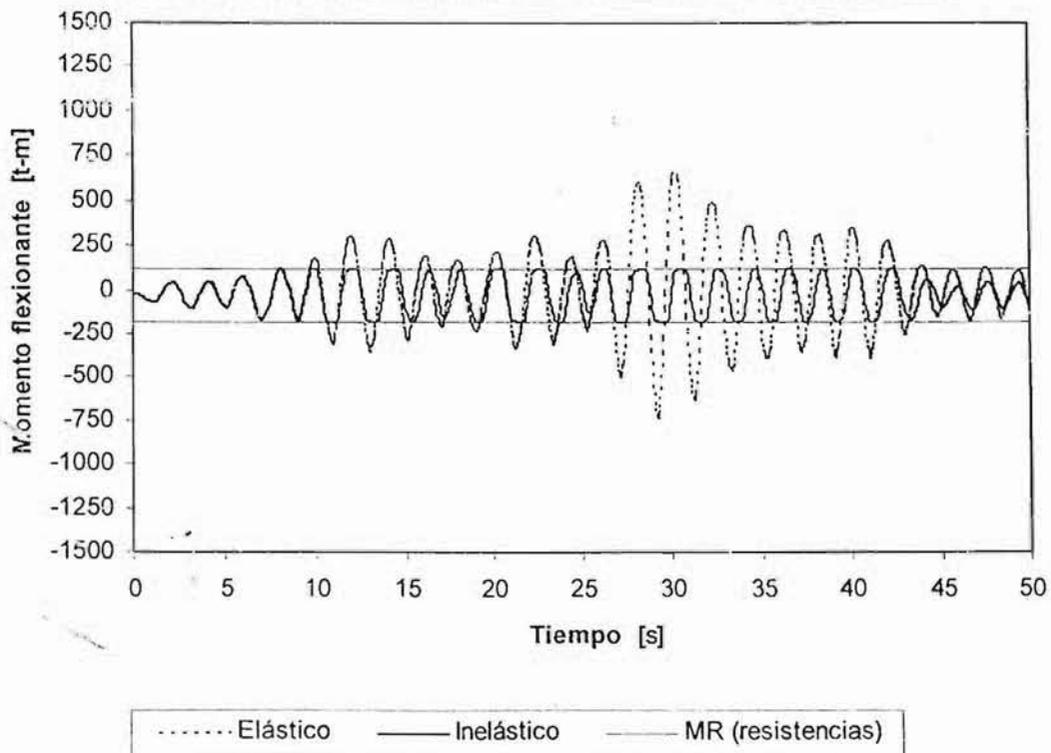


Fig 4.148 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

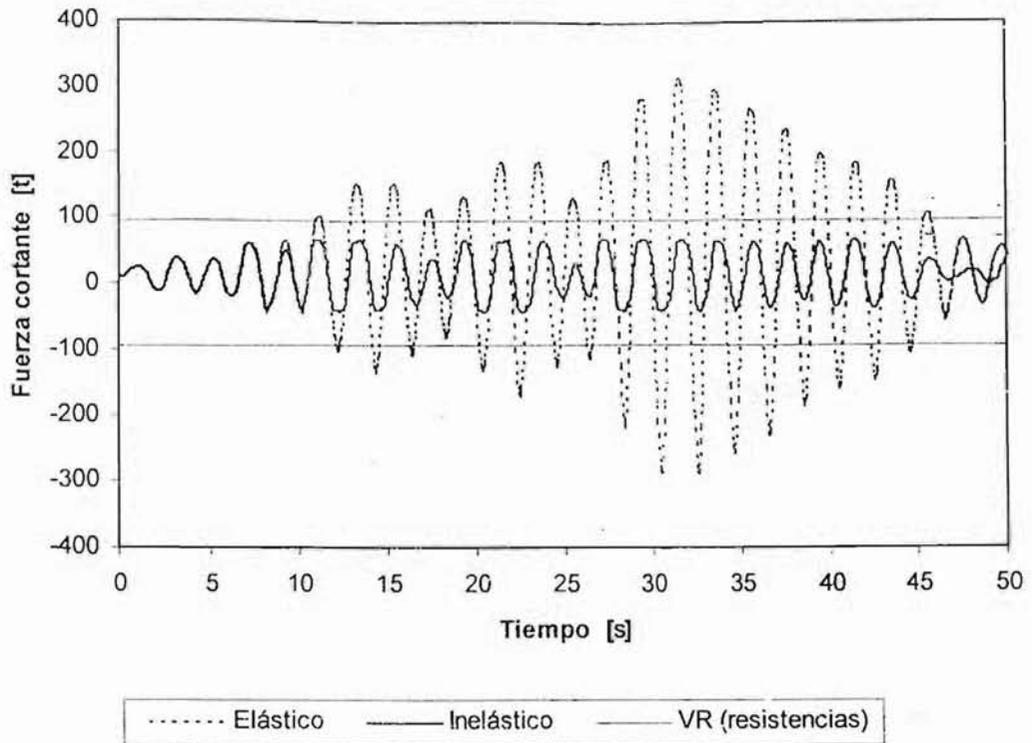


Fig 4.149 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

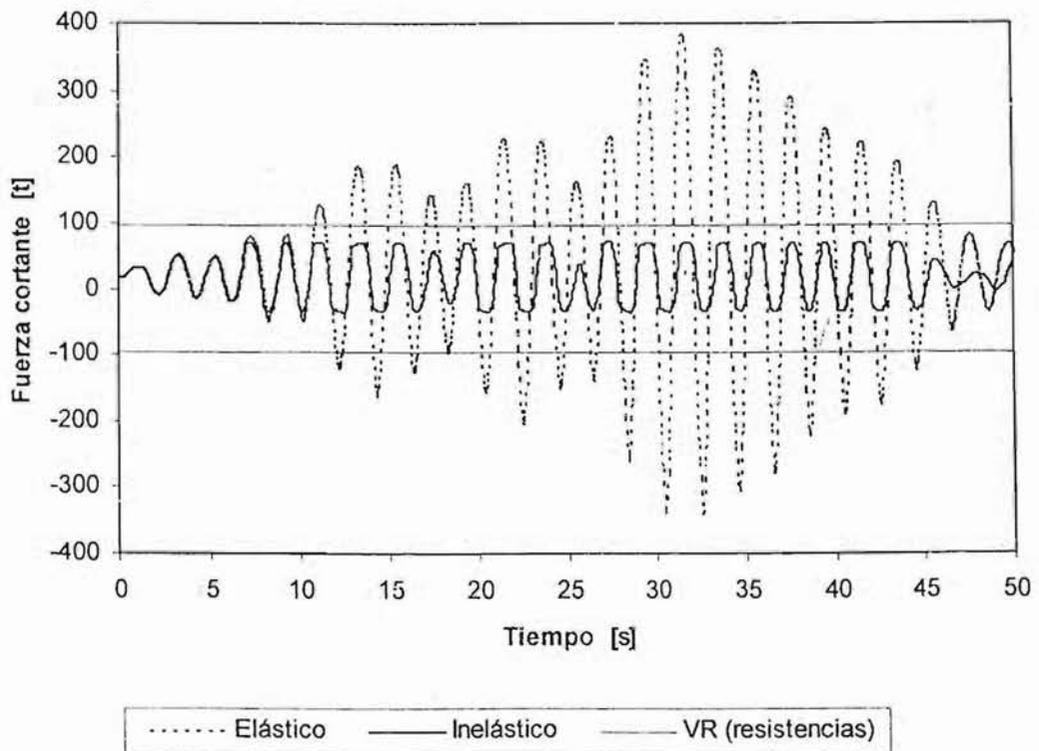


Fig 4.150 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso A

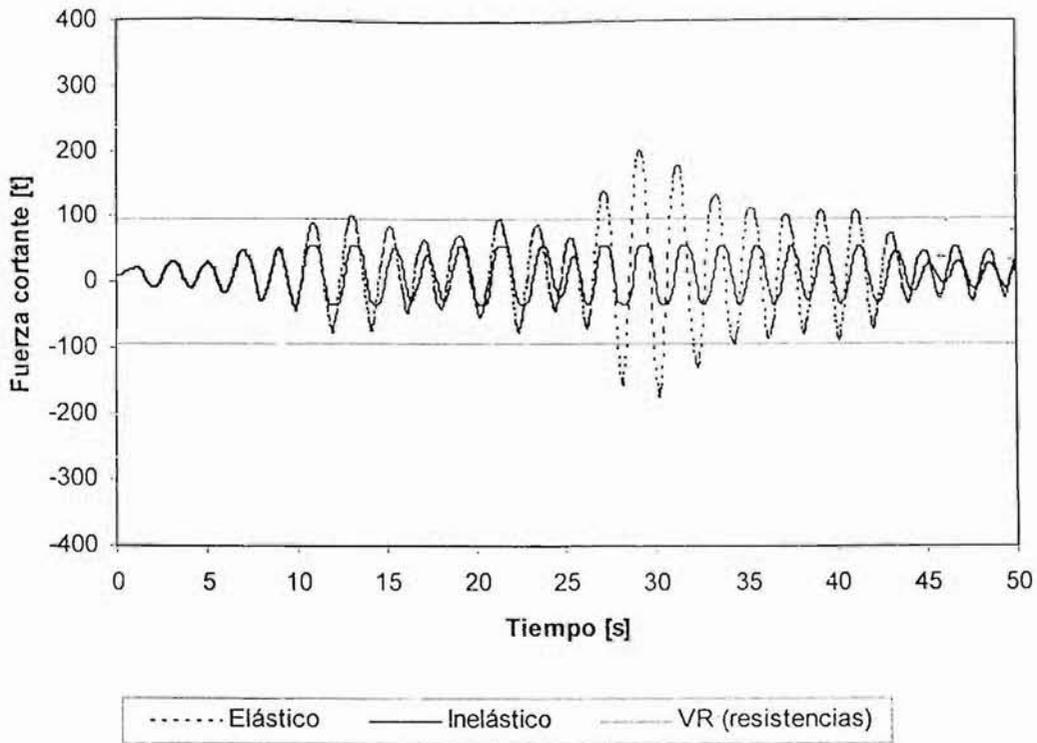


Fig 4.151 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

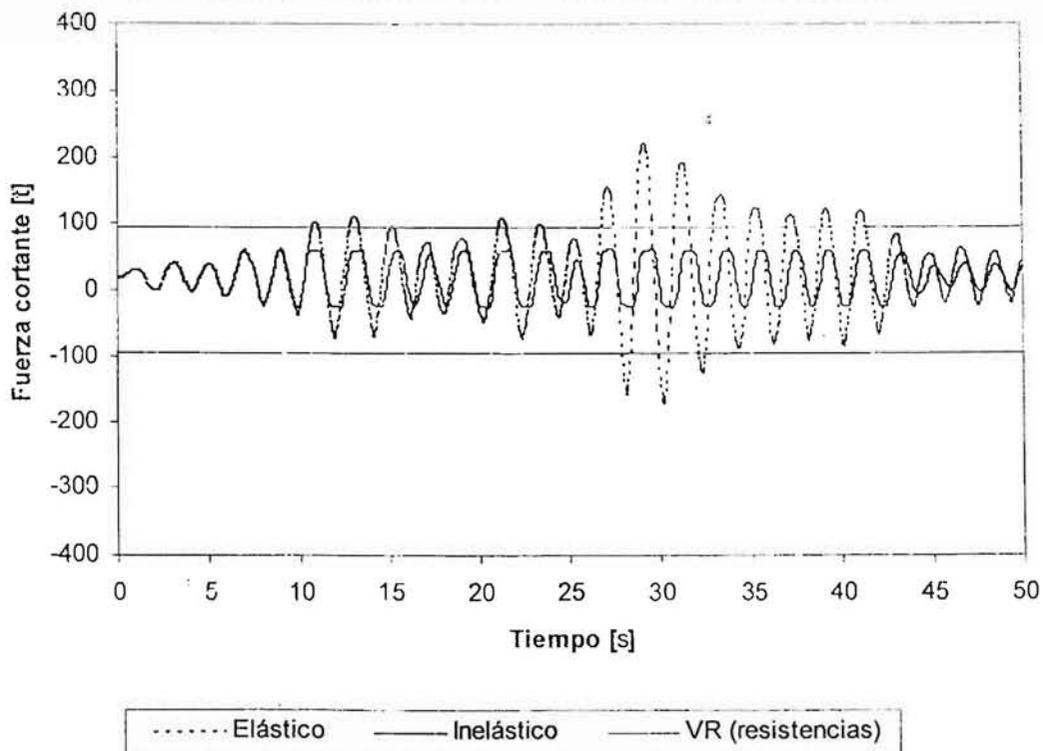


Fig 4.152 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 17NIV, caso B

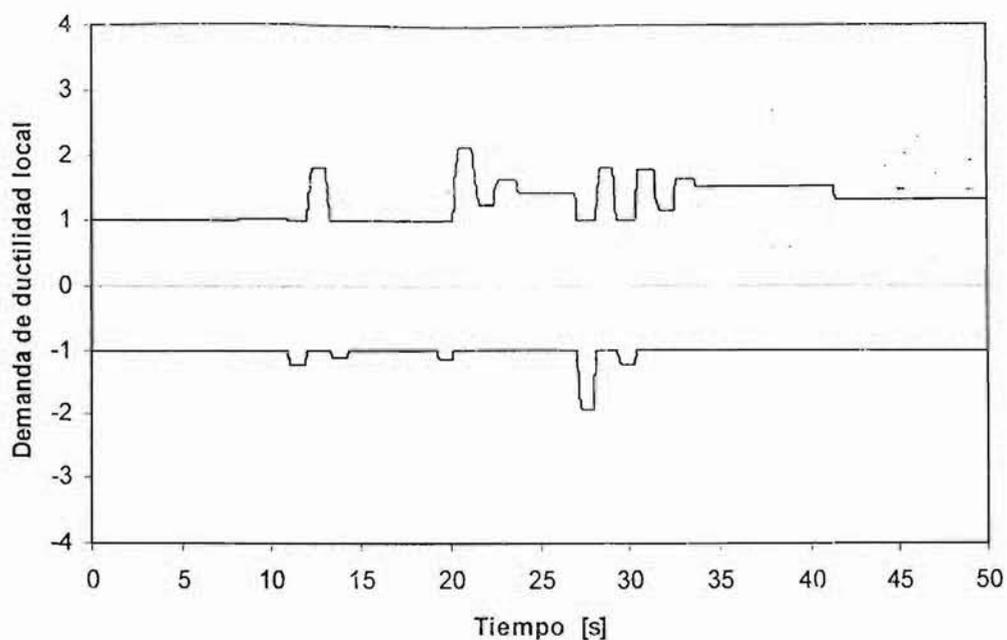


Fig 4.153 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, modelo 17NIV, caso A

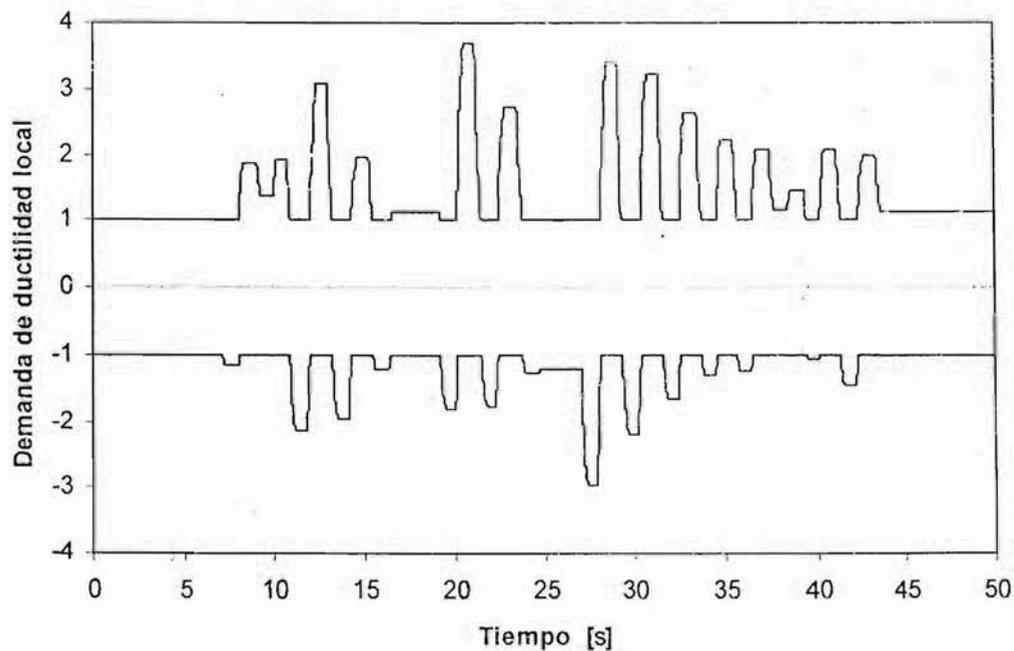


Fig 4.154 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, modelo 17NIV, caso A

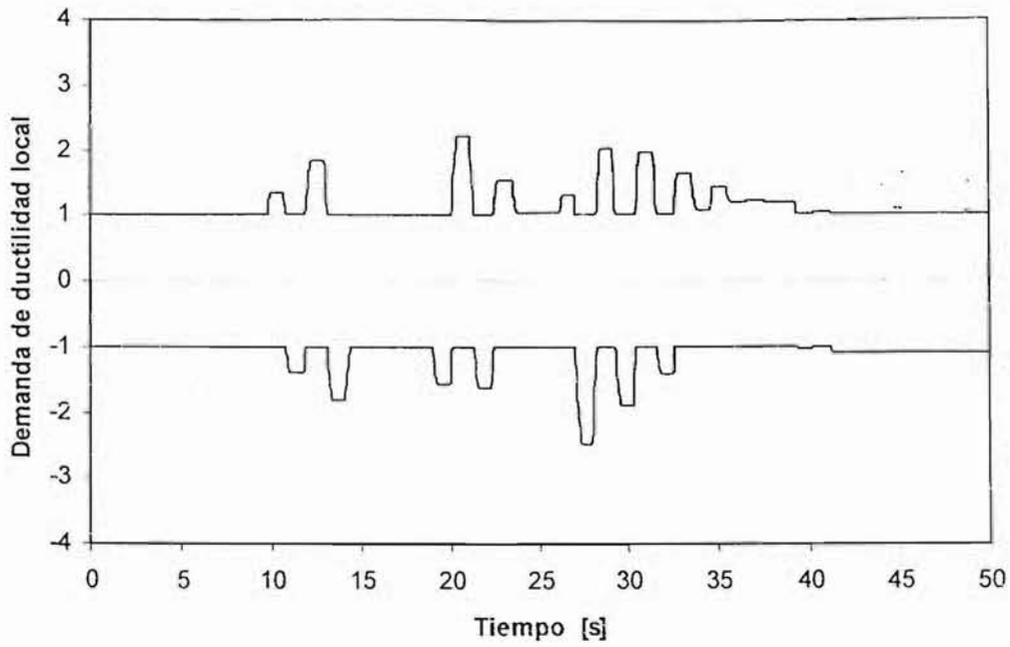


Fig. 4.155 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, modelo 17NIV, caso B

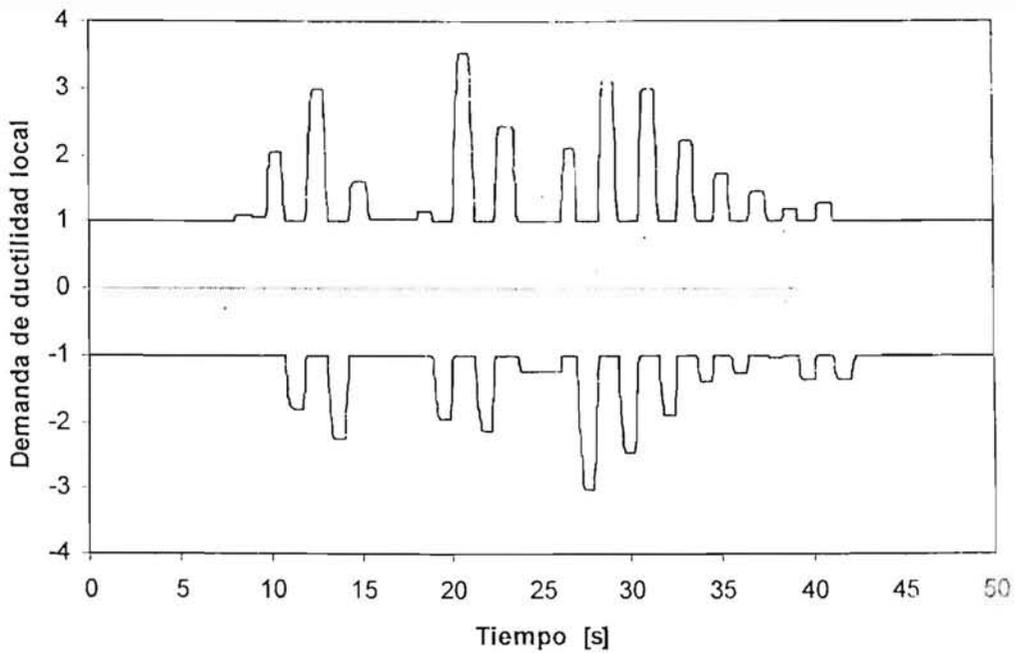


Fig. 4.156 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, modelo 17NIV, caso B

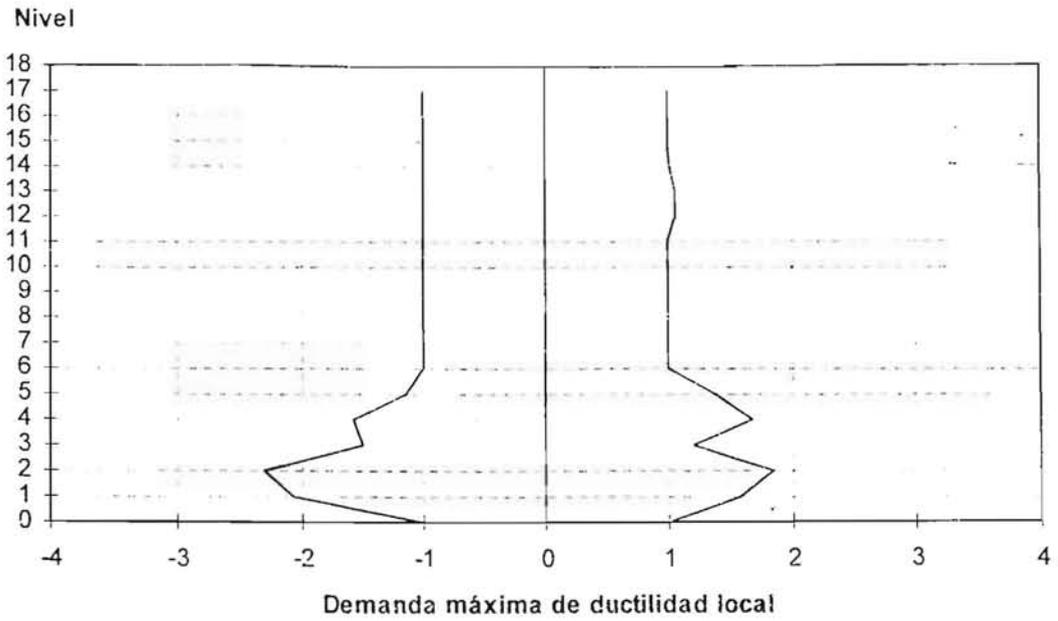


Fig 4.157 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, modelo 17NIV, caso A

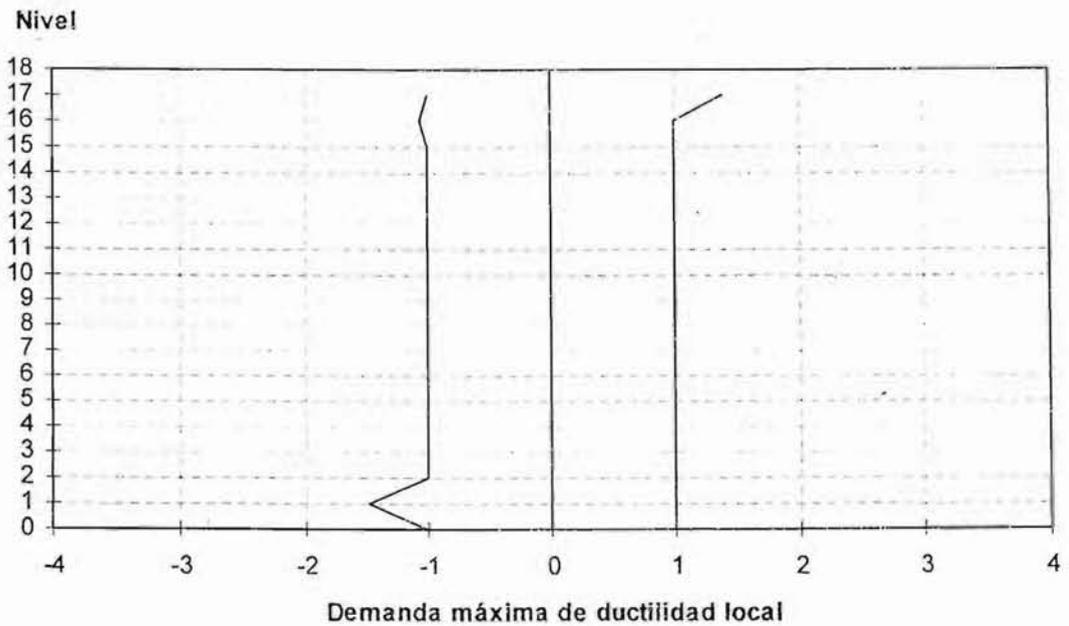


Fig 4.158 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, modelo 17NIV, caso A

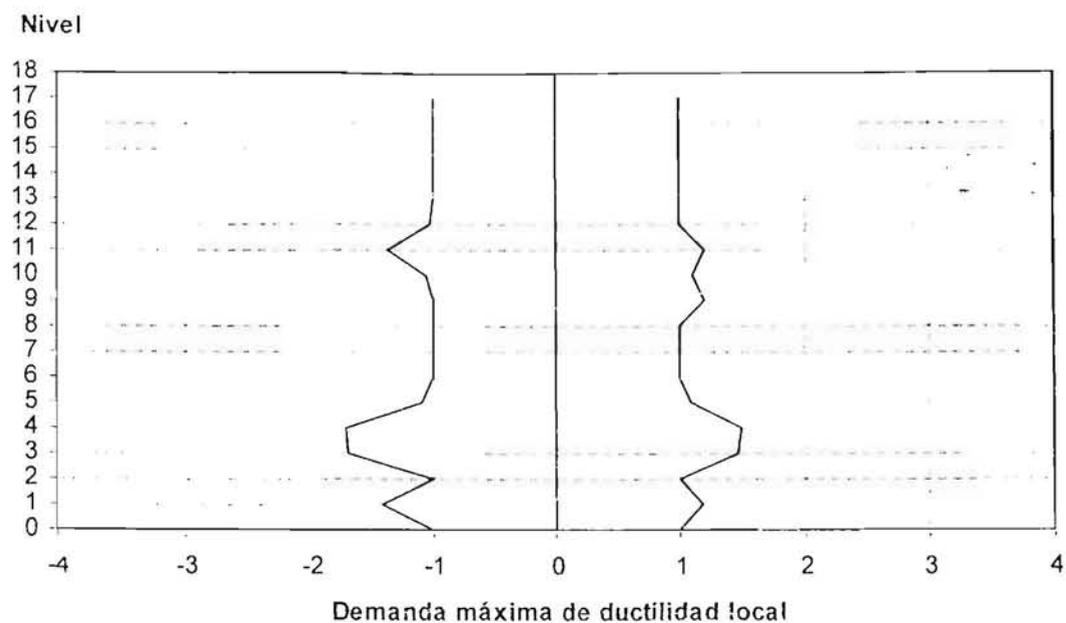


Fig 4.159 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, modelo 17NIV, diseño I, caso B

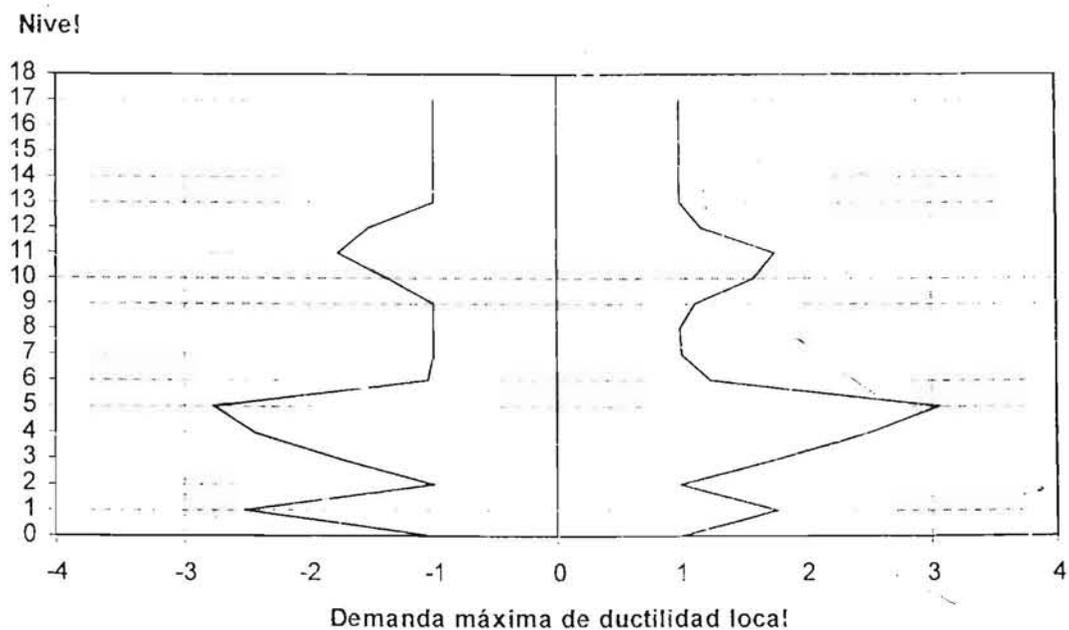


Fig 4.160 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, modelo 17NIV, diseño II, caso B

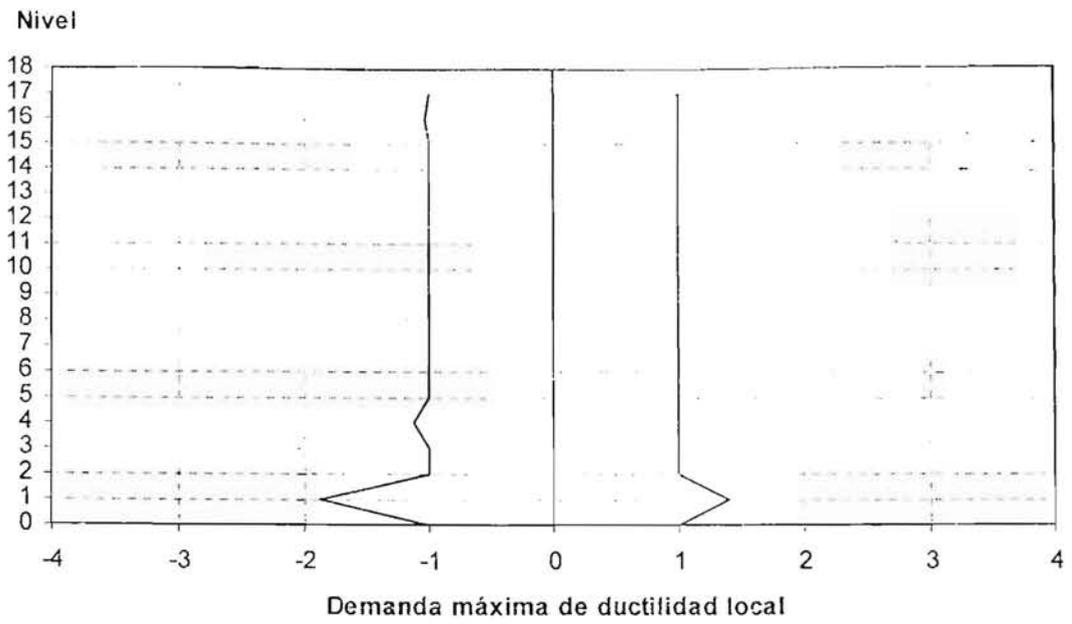


Fig 4.161 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, modelo 17NIV, diseño I, caso B

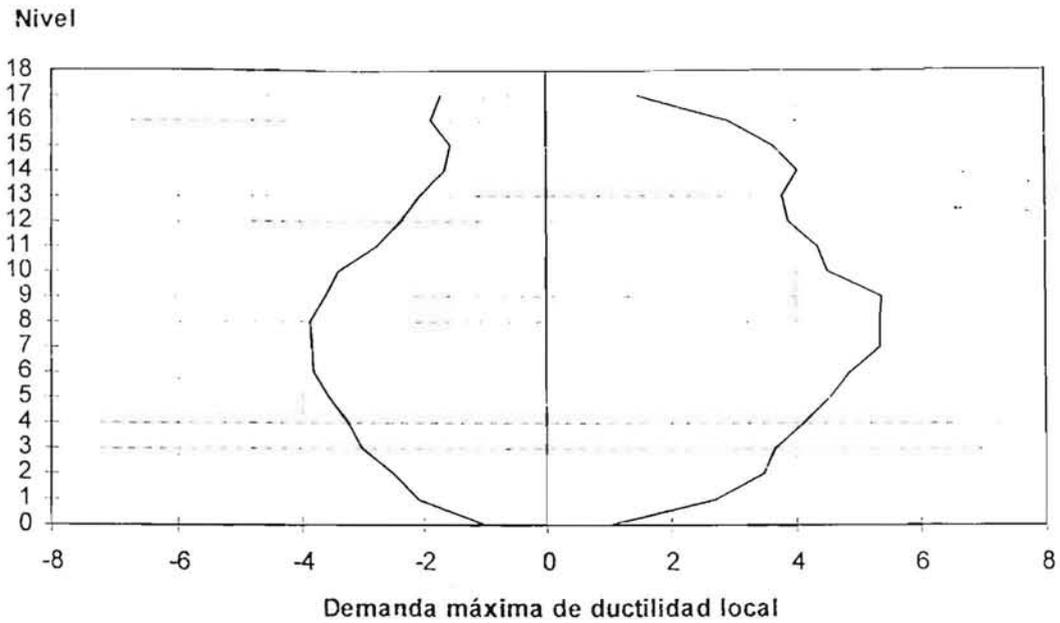


Fig 4.162 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, modelo 17NIV, caso A

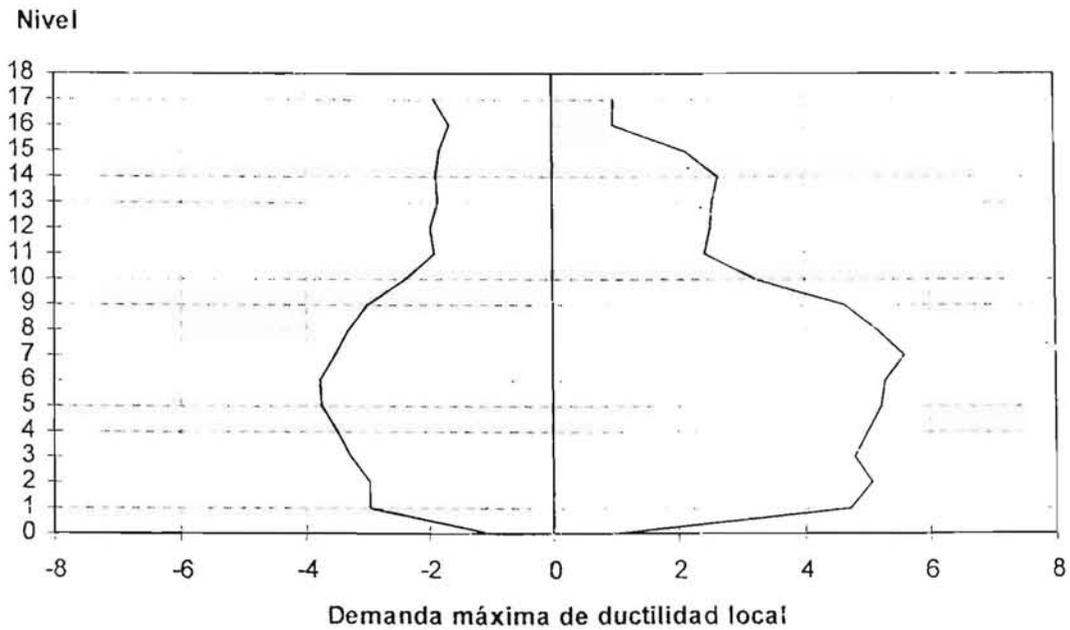


Fig 4.163 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, modelo 17NIV, caso A

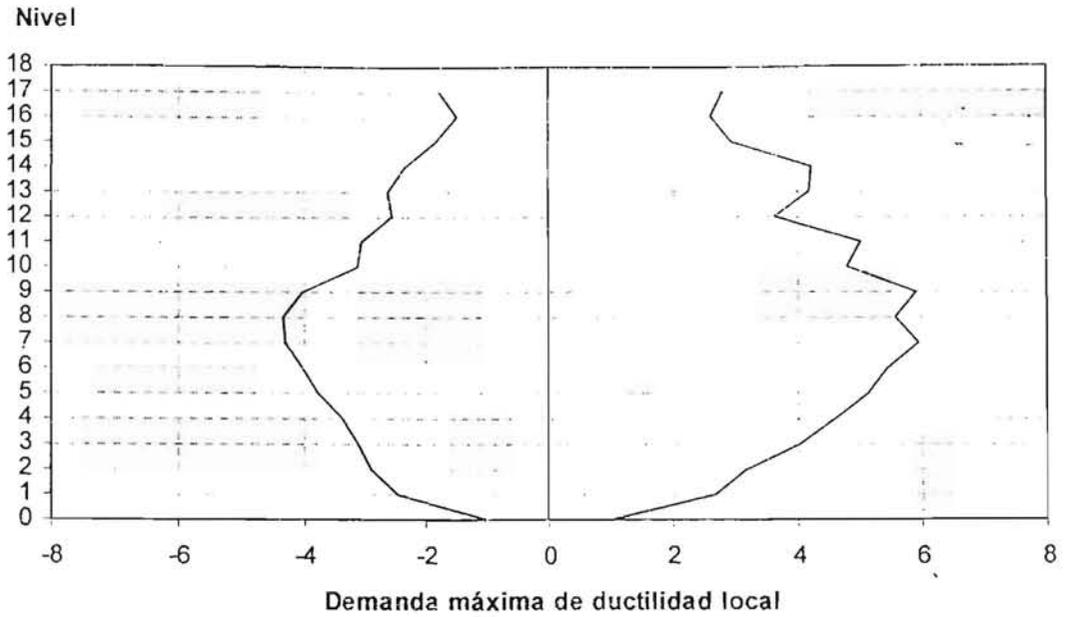


Fig 4.164 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, modelo 17NIV, caso B

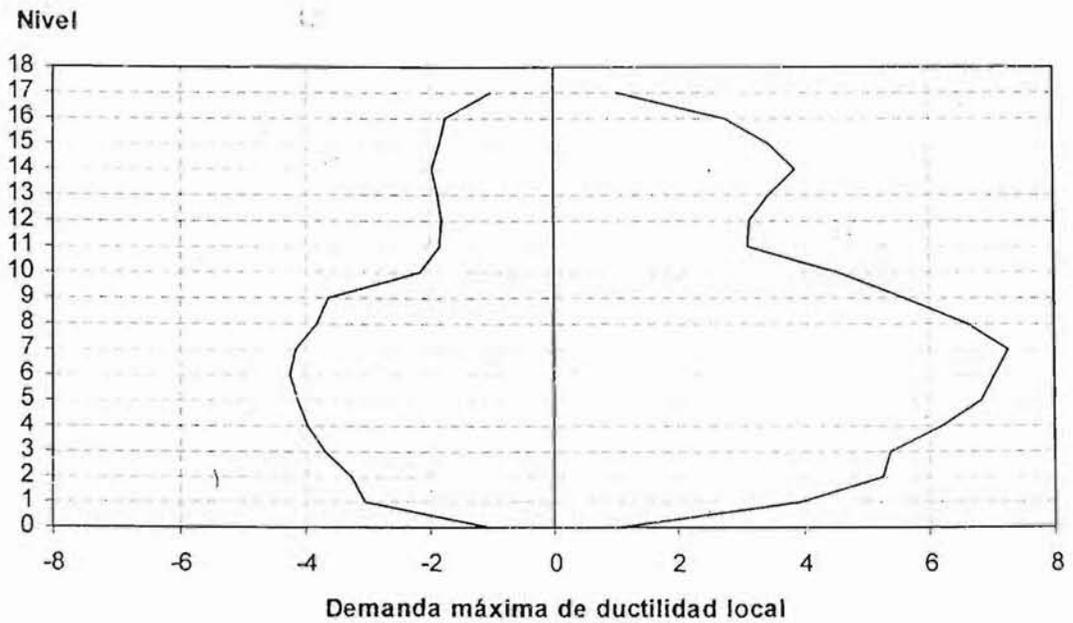


Fig 4.165 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, modelo 17NIV, caso B

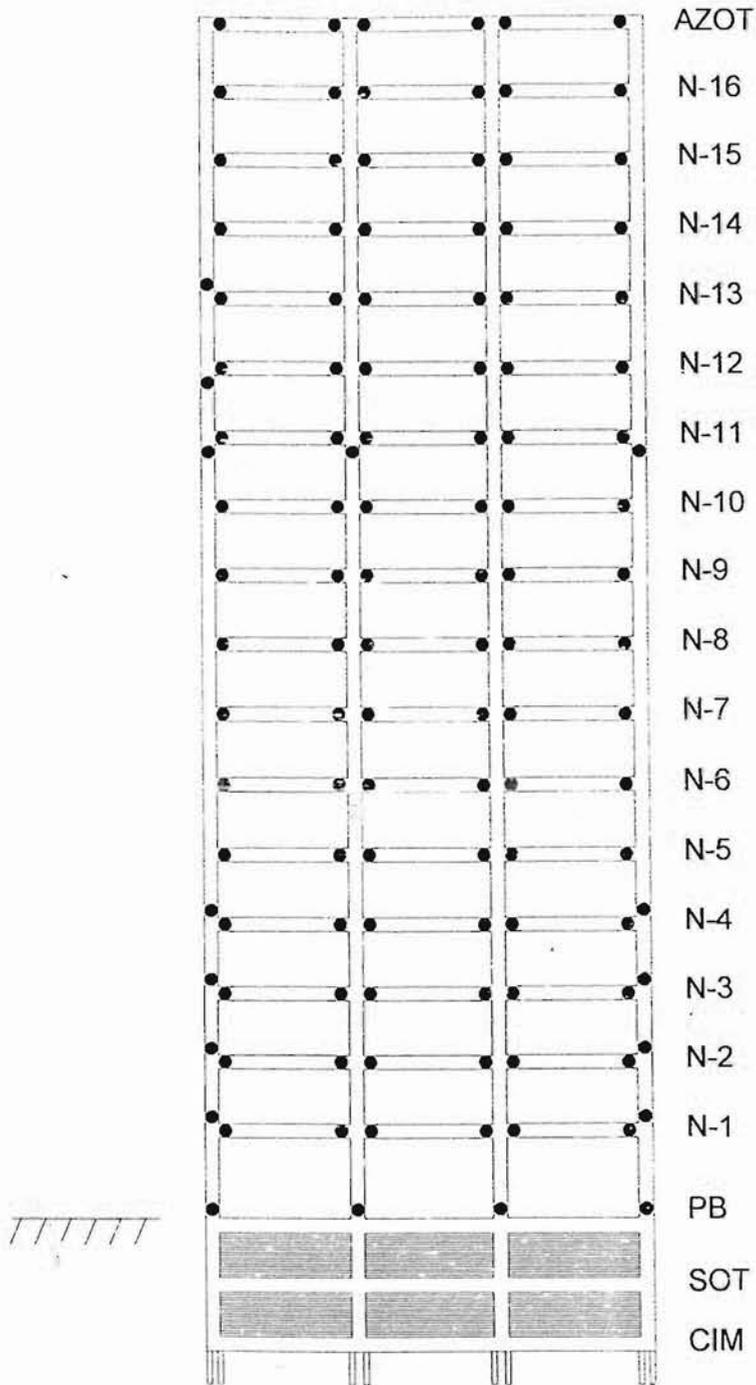


Fig 4.166 Distribución global de articulaciones plásticas del eje A, modelo 17NIV, caso A

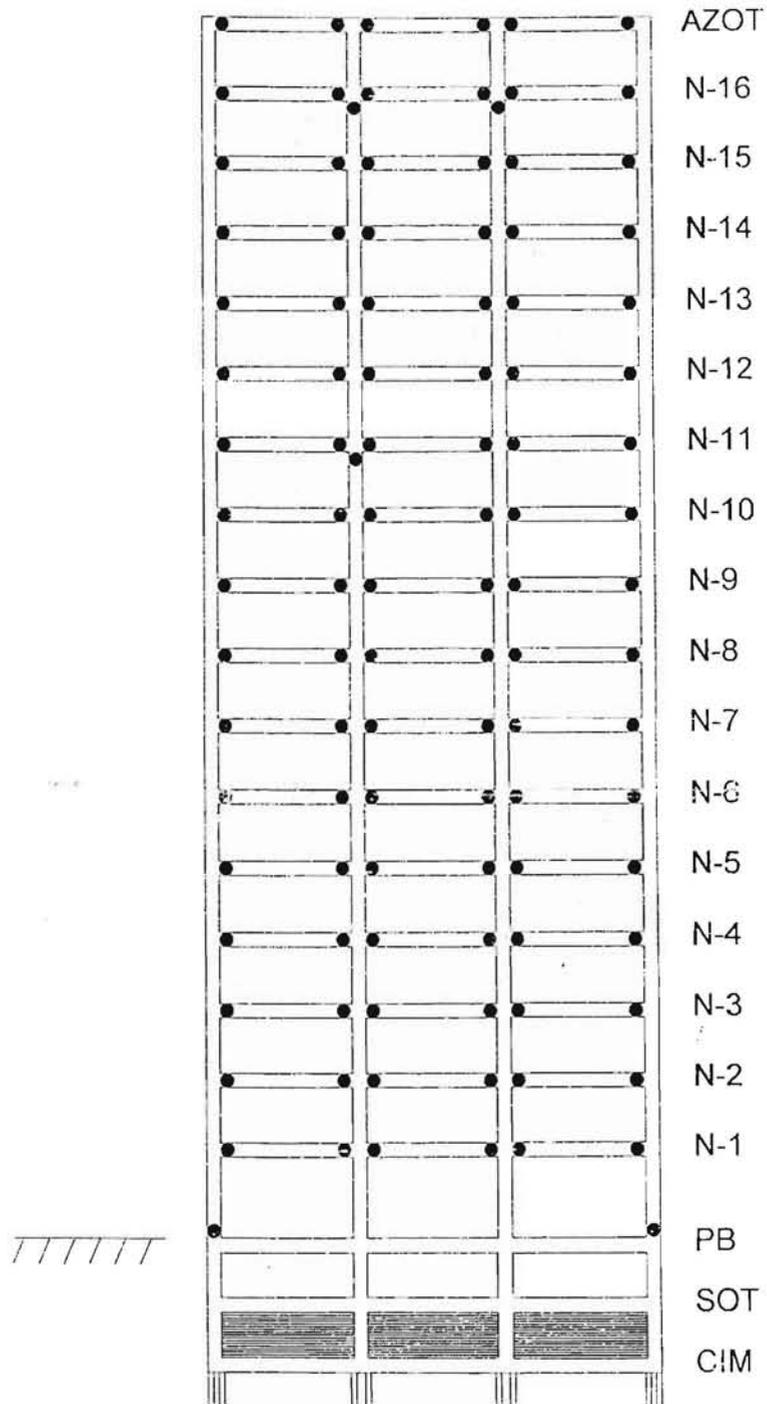


Fig 4.167 Distribución global de articulaciones plásticas del eje B, modelo 17NIV, caso A

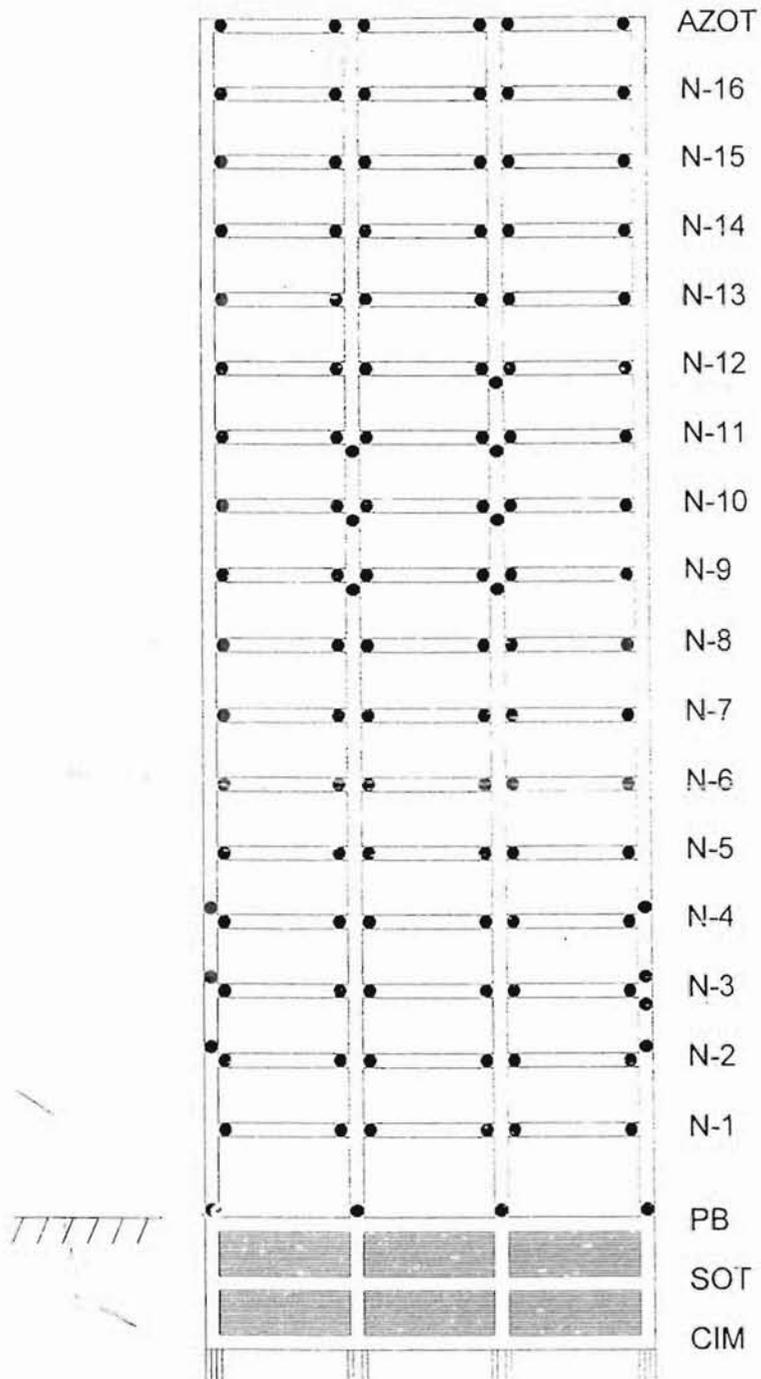


Fig 4.168. Distribución global de articulaciones plásticas del eje A, modelo 17NIV, diseño I, caso B

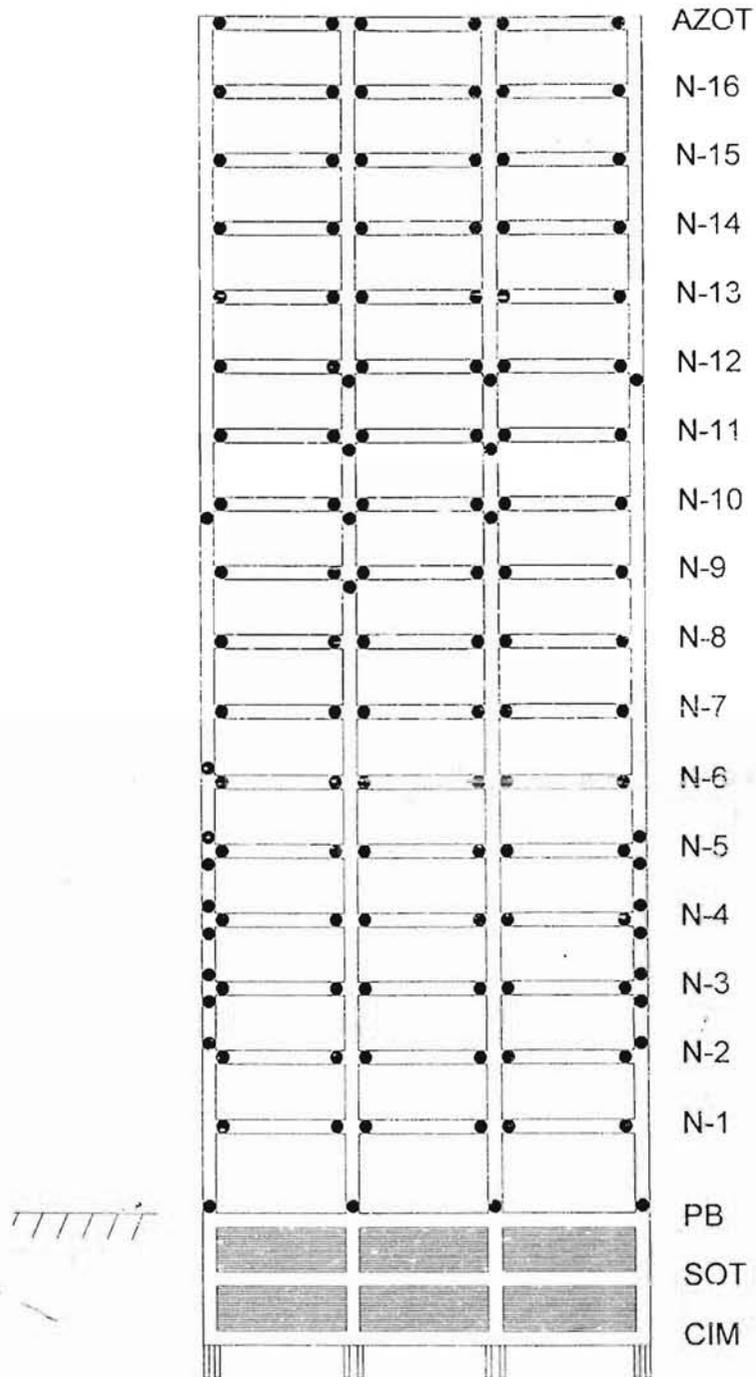


Fig 4.169 Distribución global de articulaciones plásticas del eje A, modelo 17NIV, diseño II, caso B

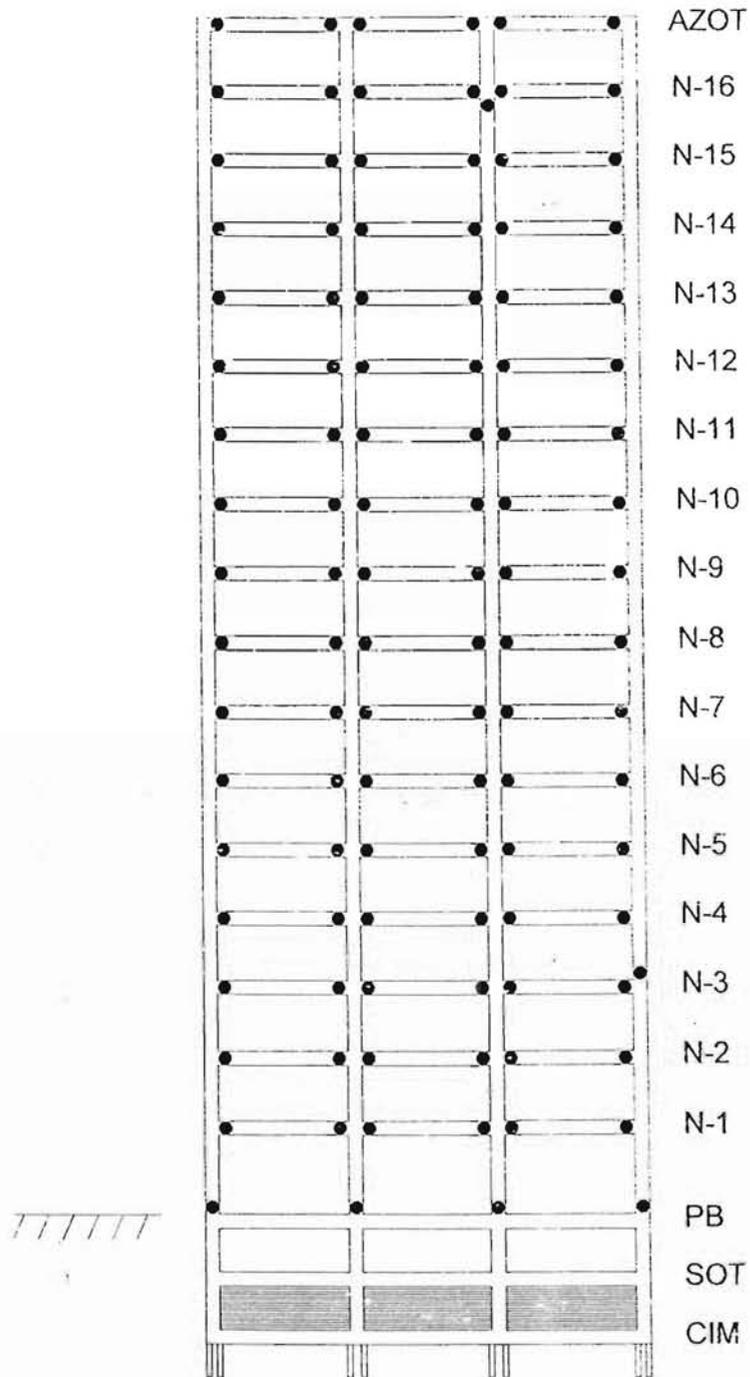


Fig 4.170 Distribución global de articulaciones plásticas del eje B, modelo 17NIV, diseño I, caso B

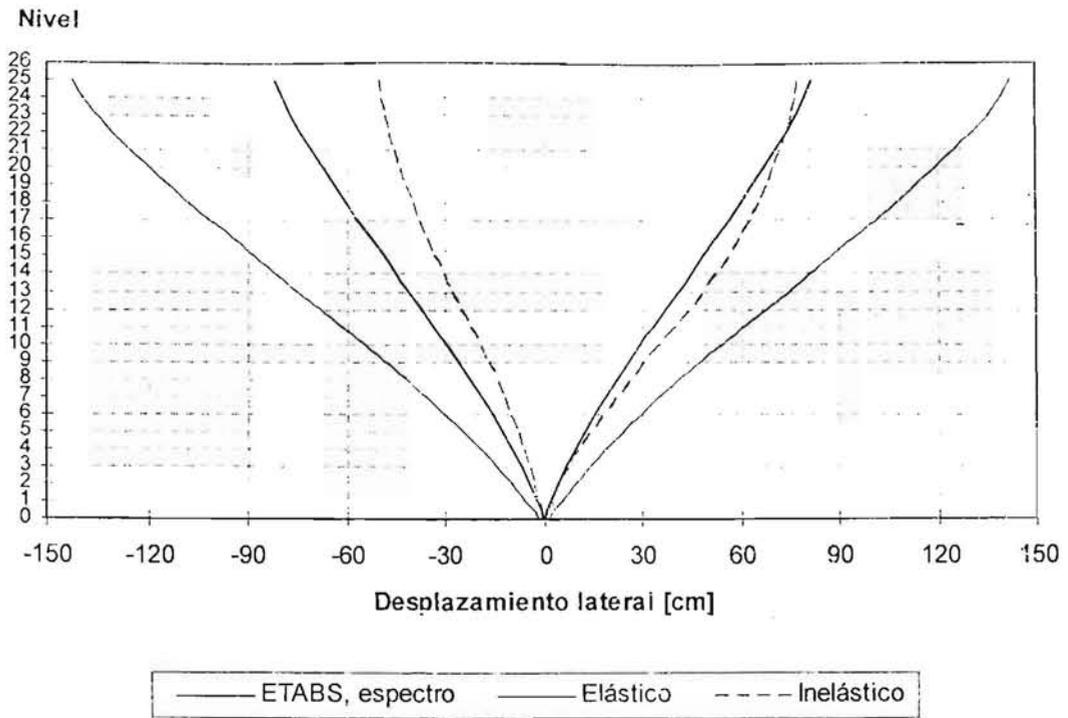


Fig 4.171 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

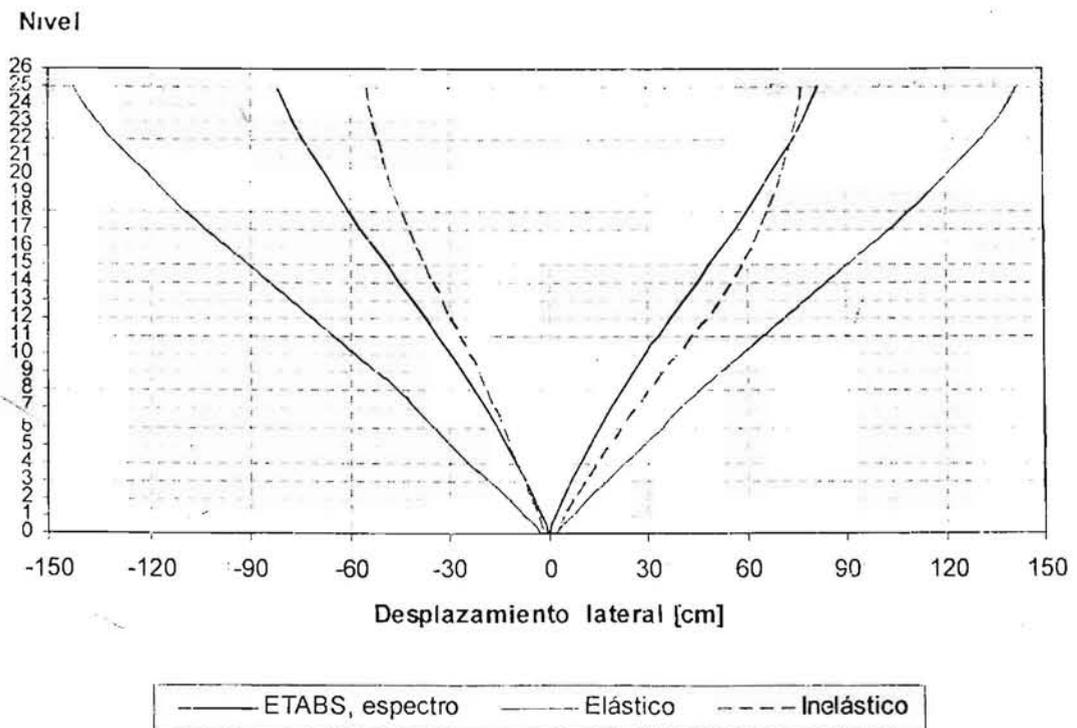


Fig 4.172 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje B, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

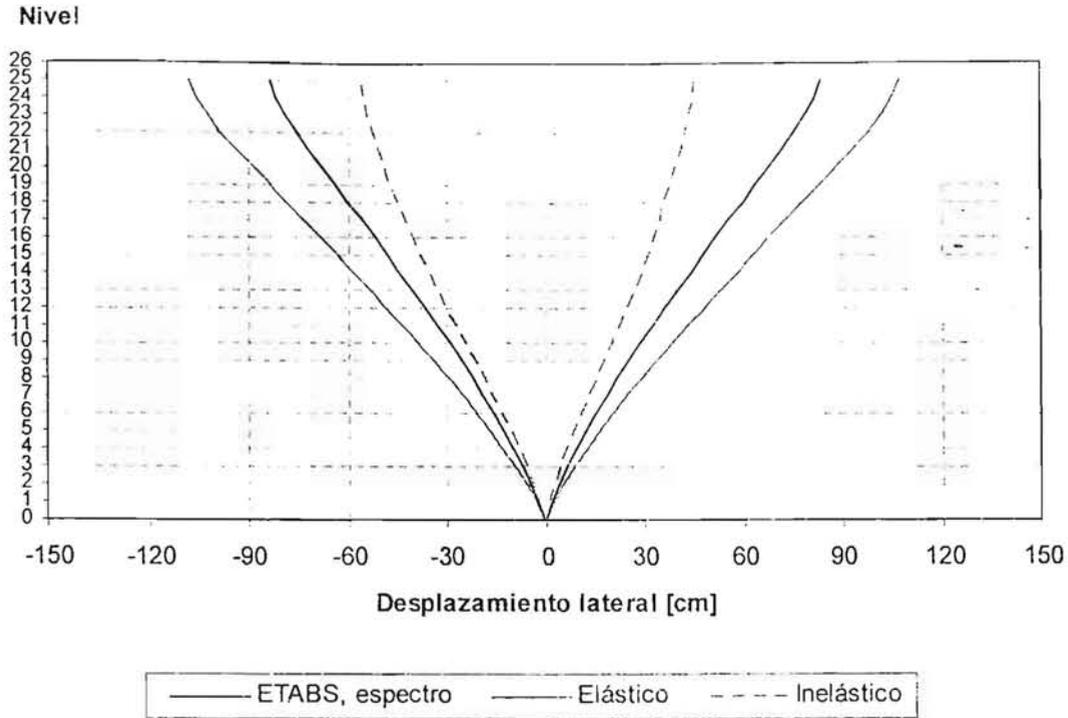


Fig 4.173 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

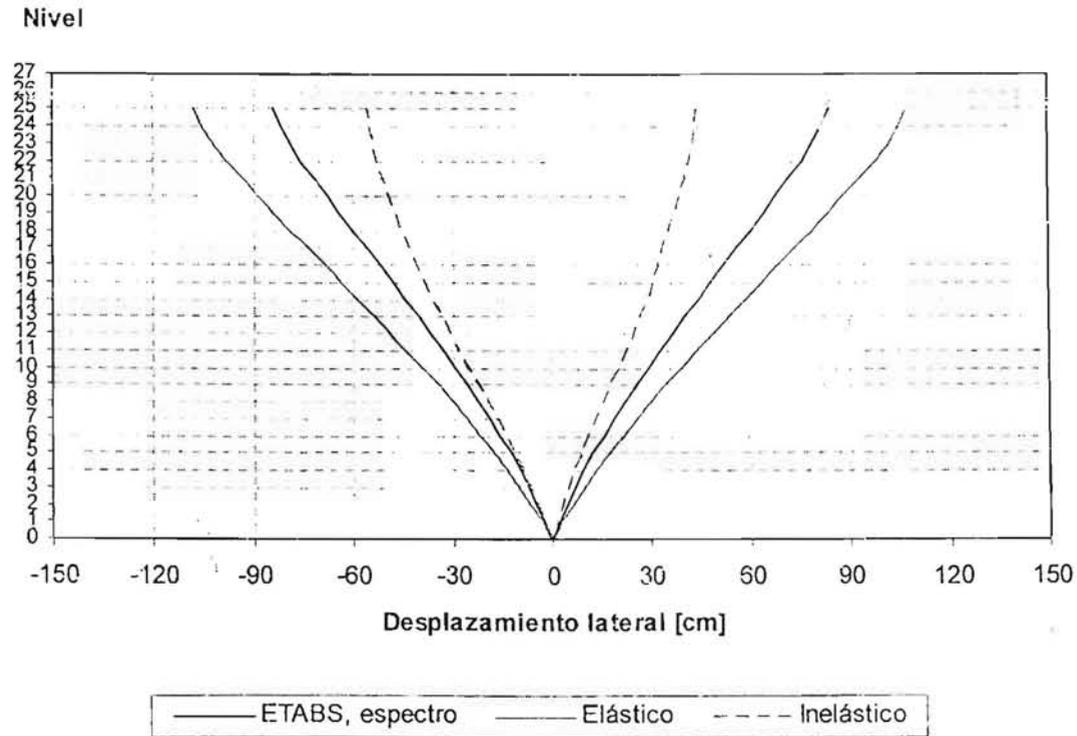


Fig 4.174 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje B, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

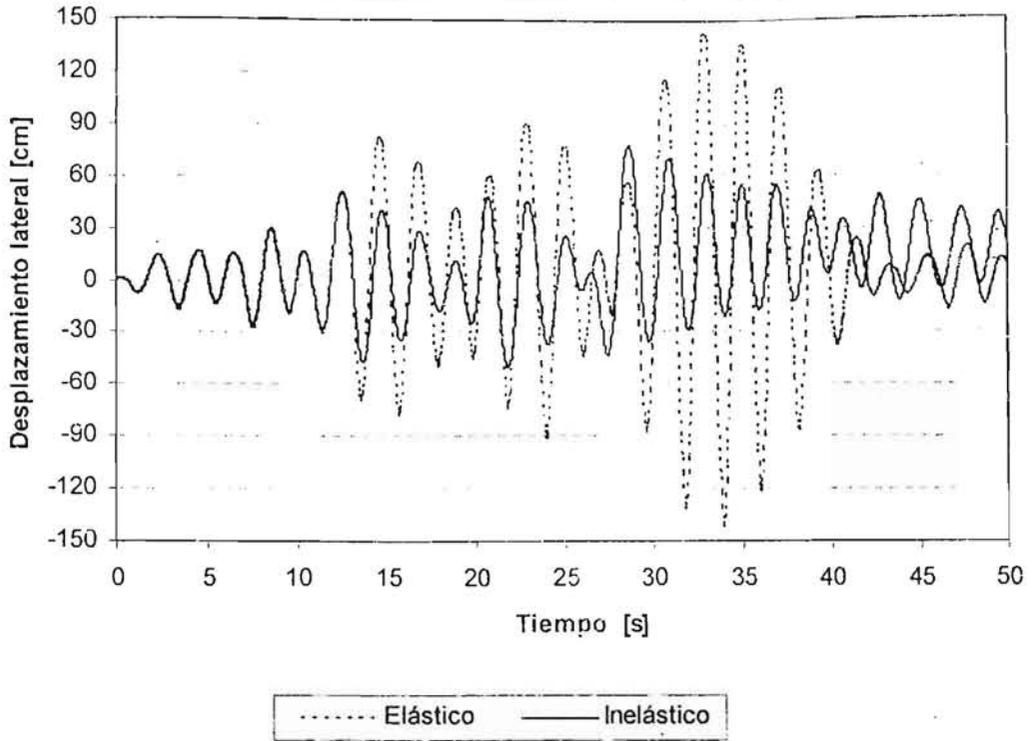


Fig 4.175 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

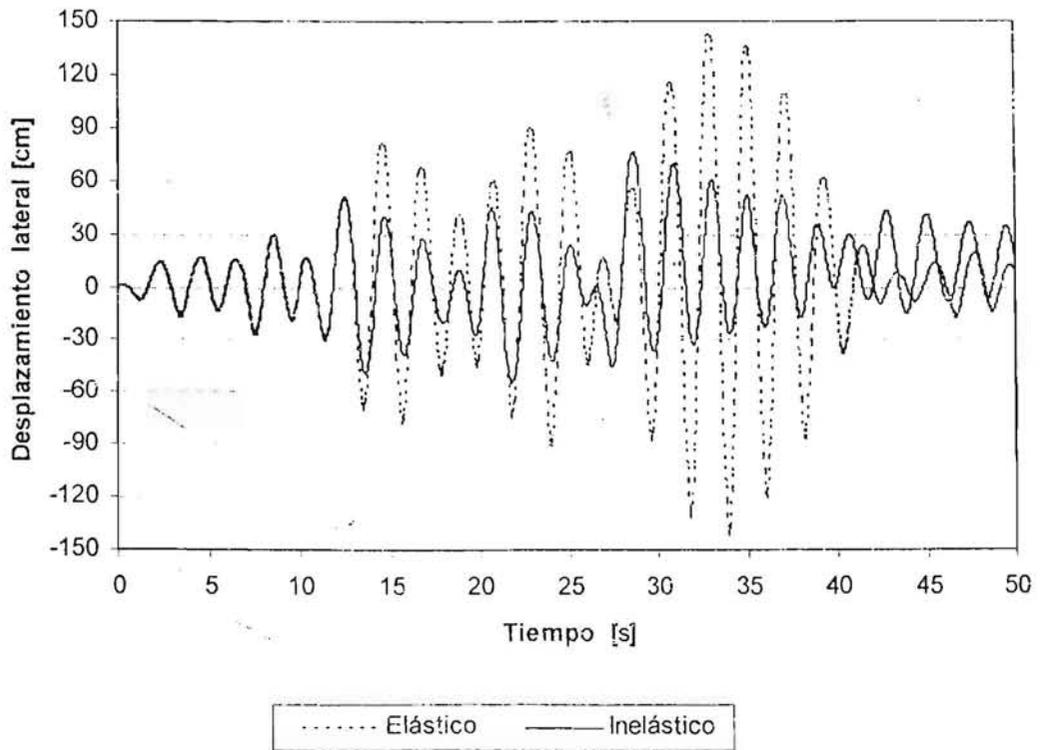


Fig 4.176 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje B, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

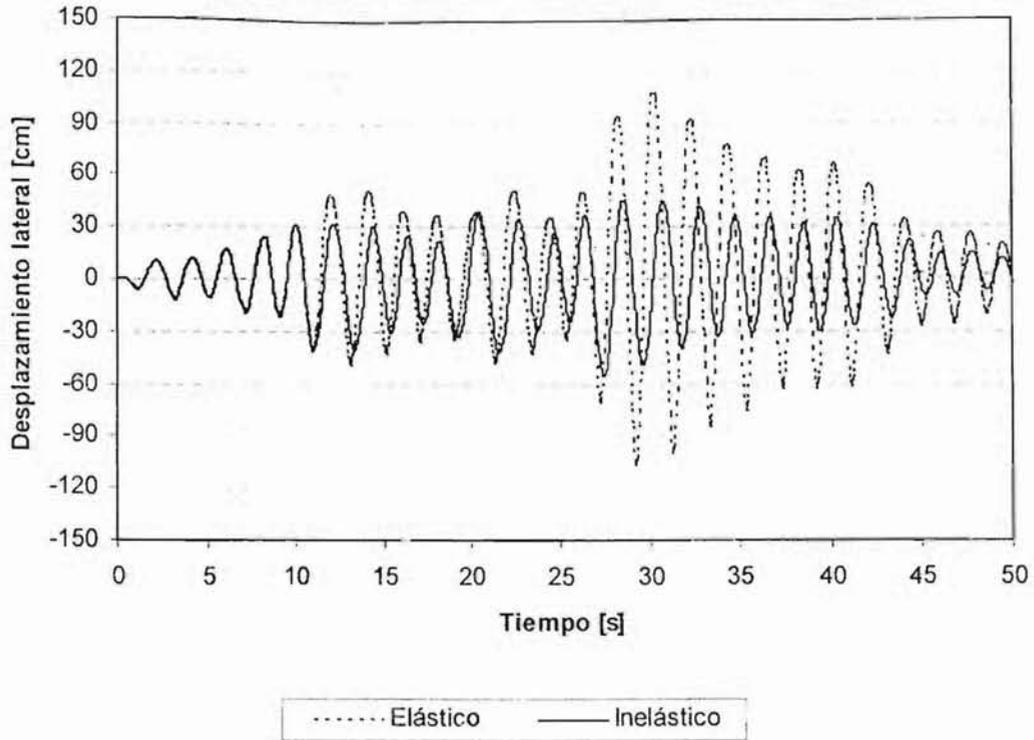


Fig 4.177 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

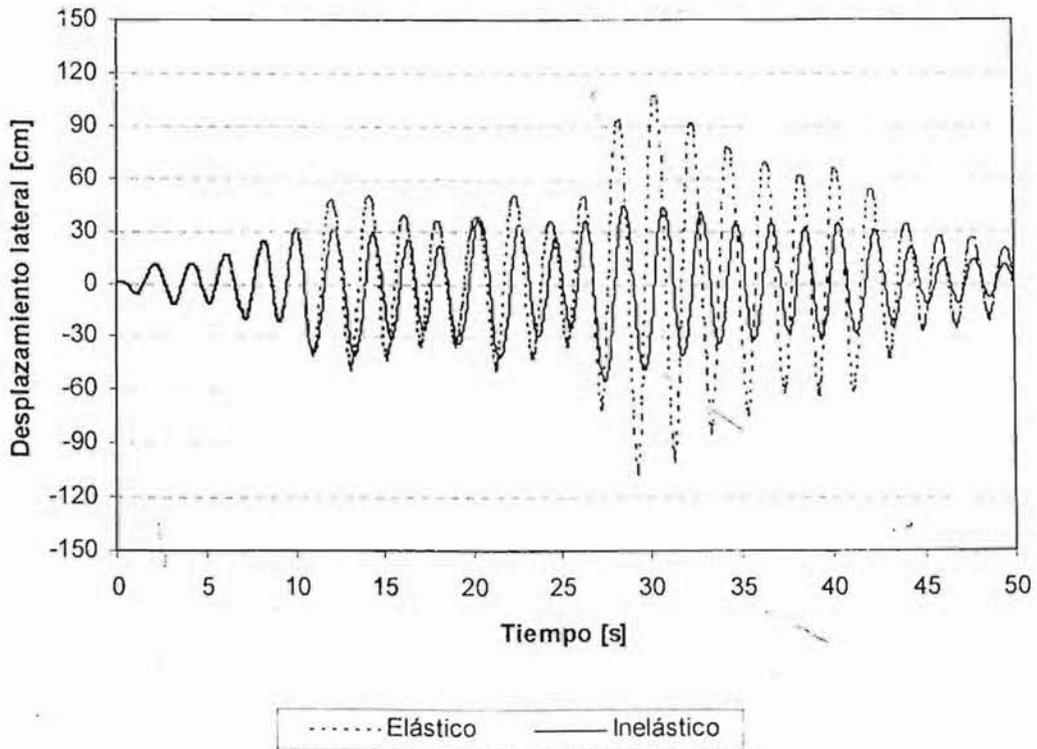


Fig 4.178 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje B, análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

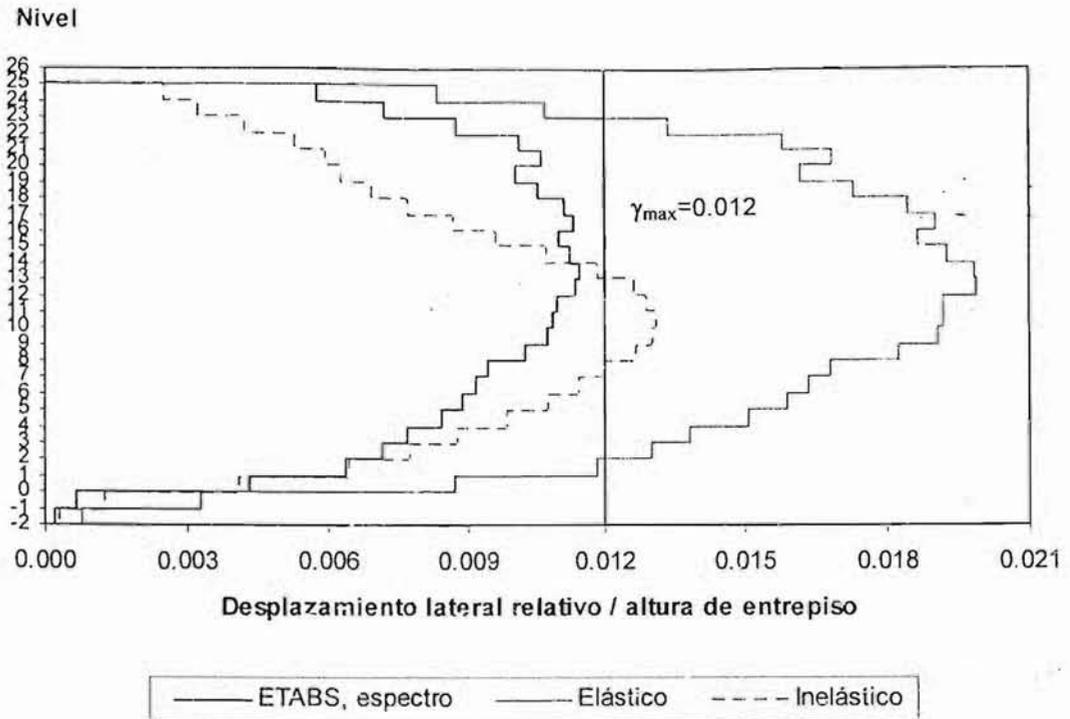


Fig 4.179 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

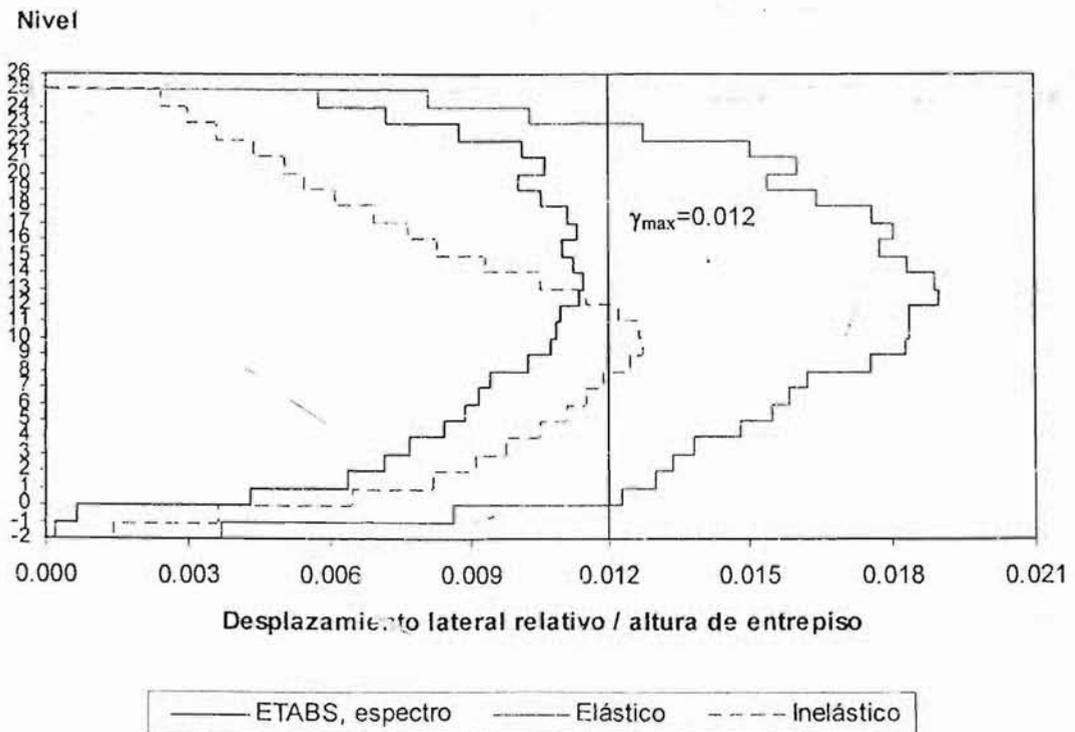


Fig 4.180 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje B, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

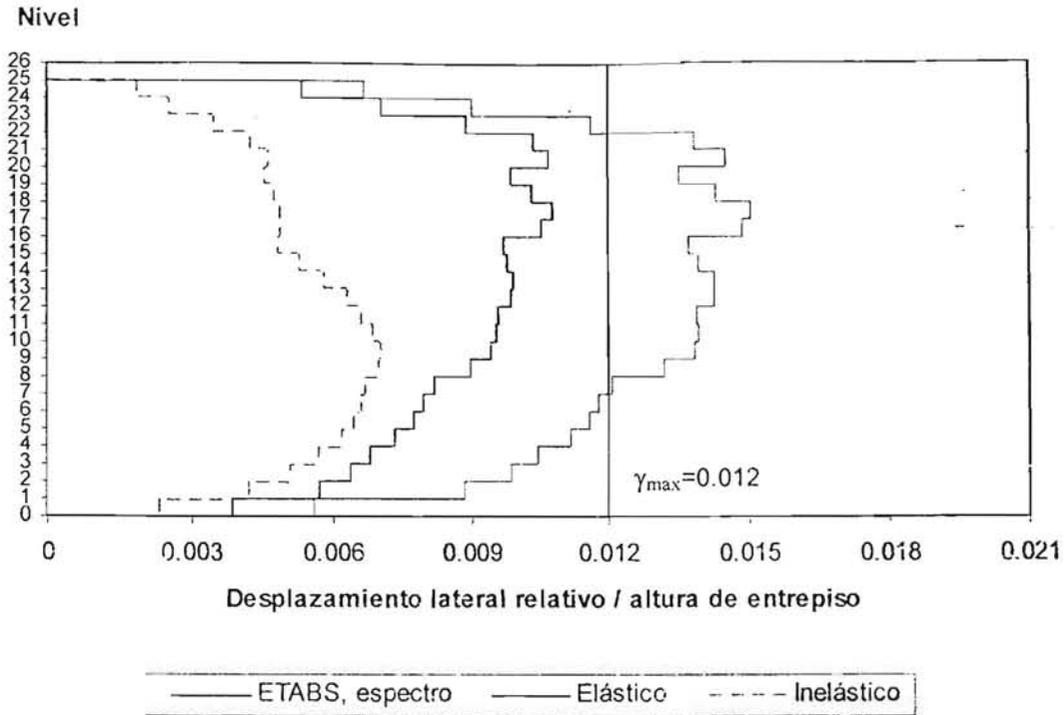


Fig 4.181 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

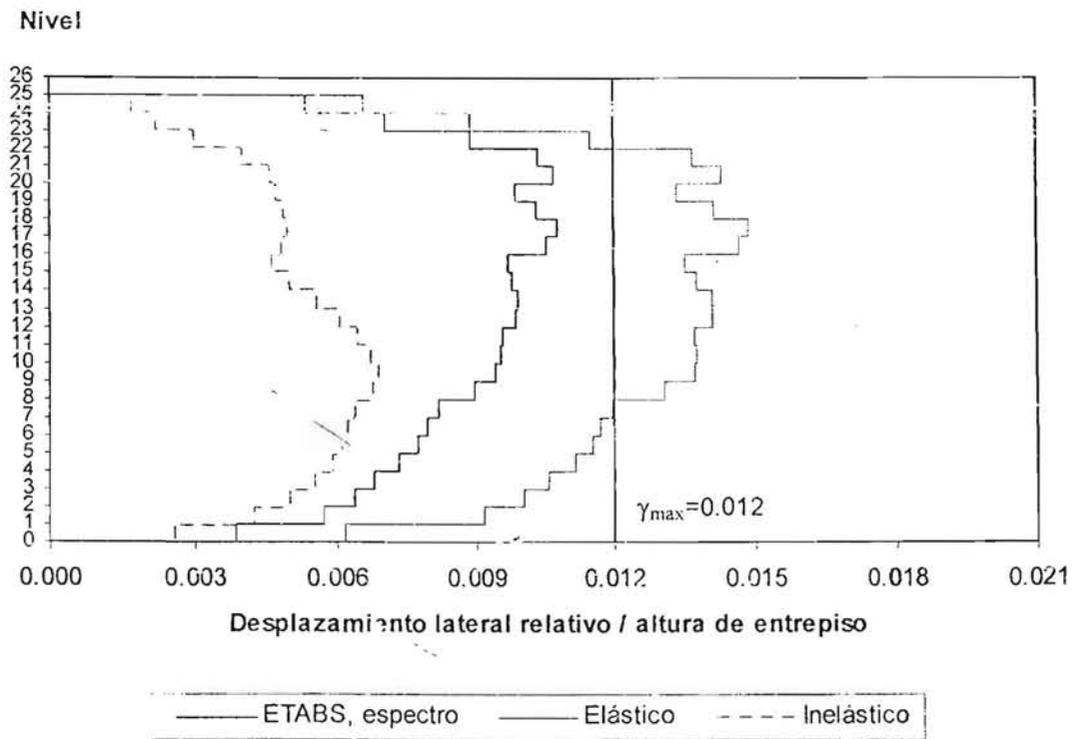


Fig 4.182 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje B, análisis modal espectral y paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

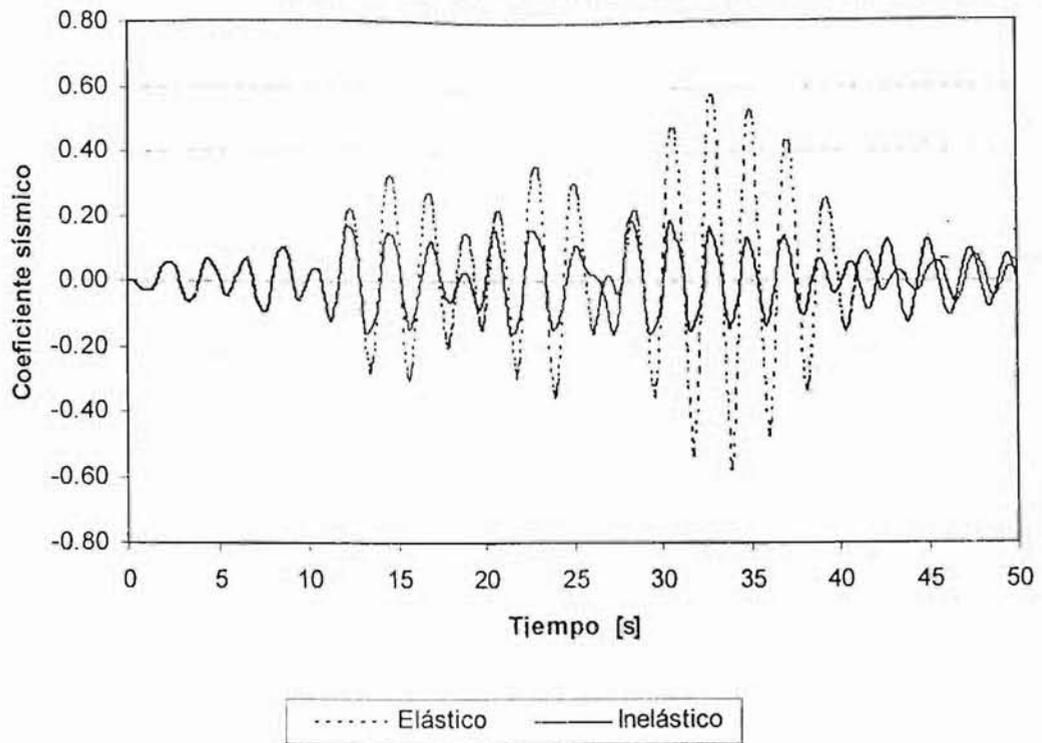


Fig 4.183 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

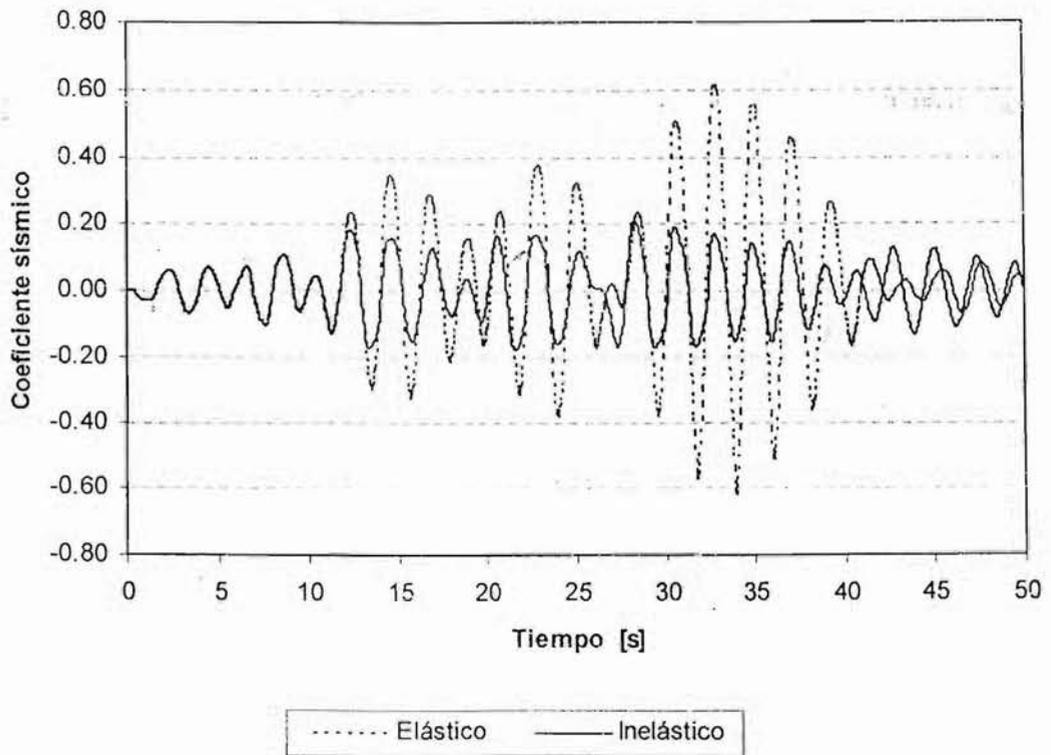


Fig 4.184 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje B, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

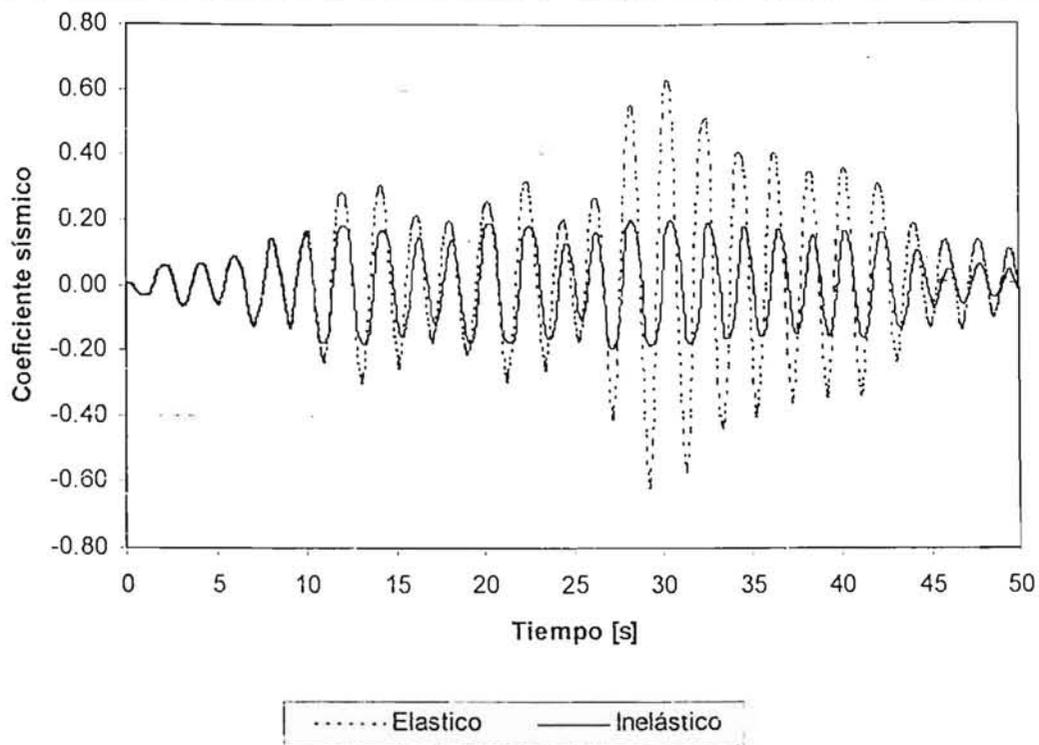


Fig 4.185 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

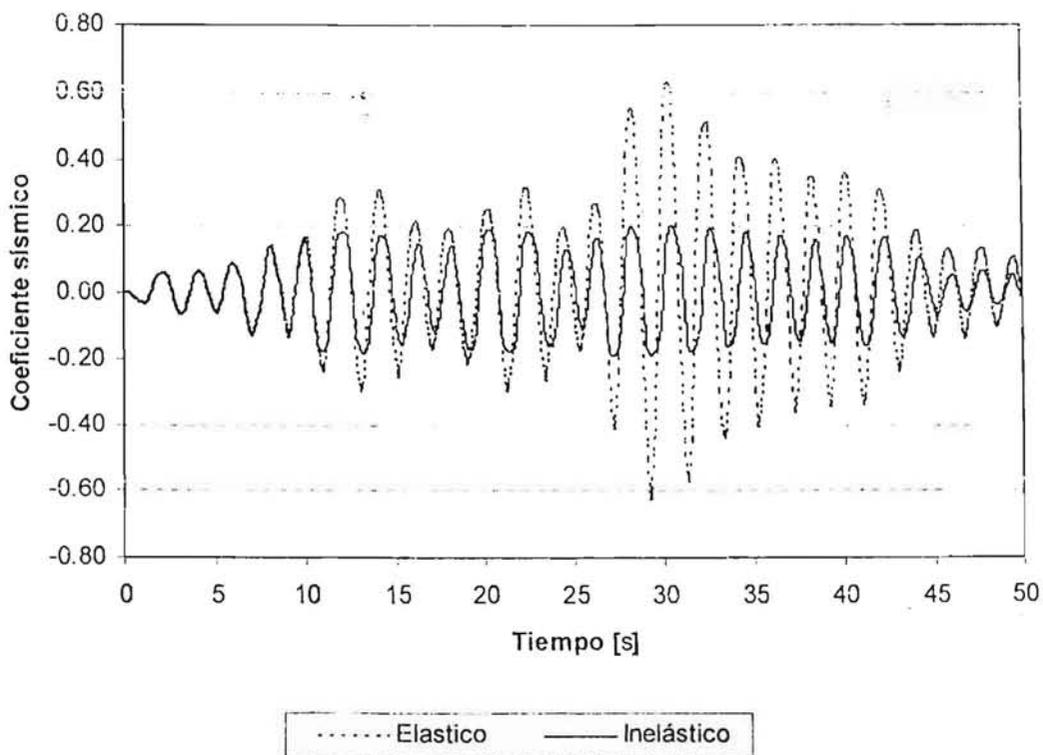


Fig 4.186 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje B, análisis paso a paso elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

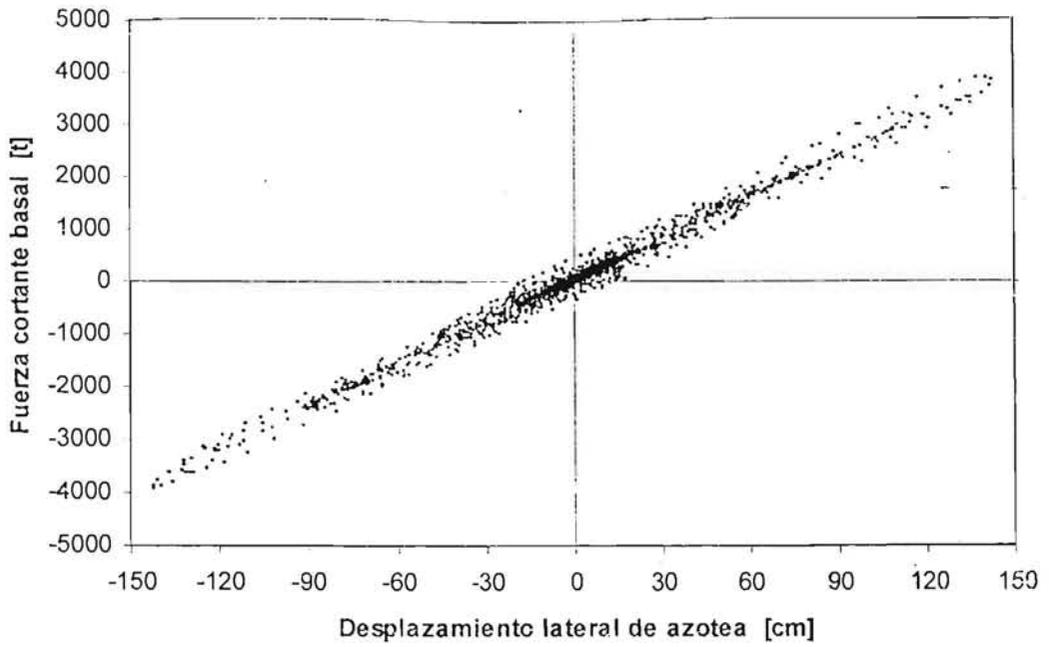


Fig 4.187 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento elástico, modelo 25NIV, caso A

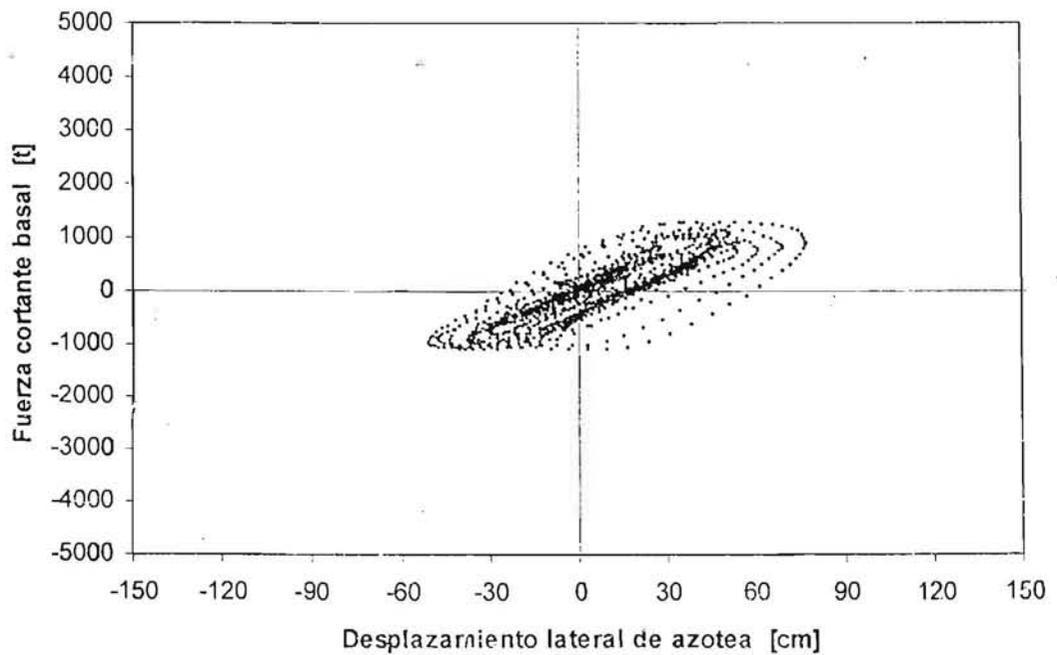


Fig 4.188 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico; modelo 25NIV, caso A

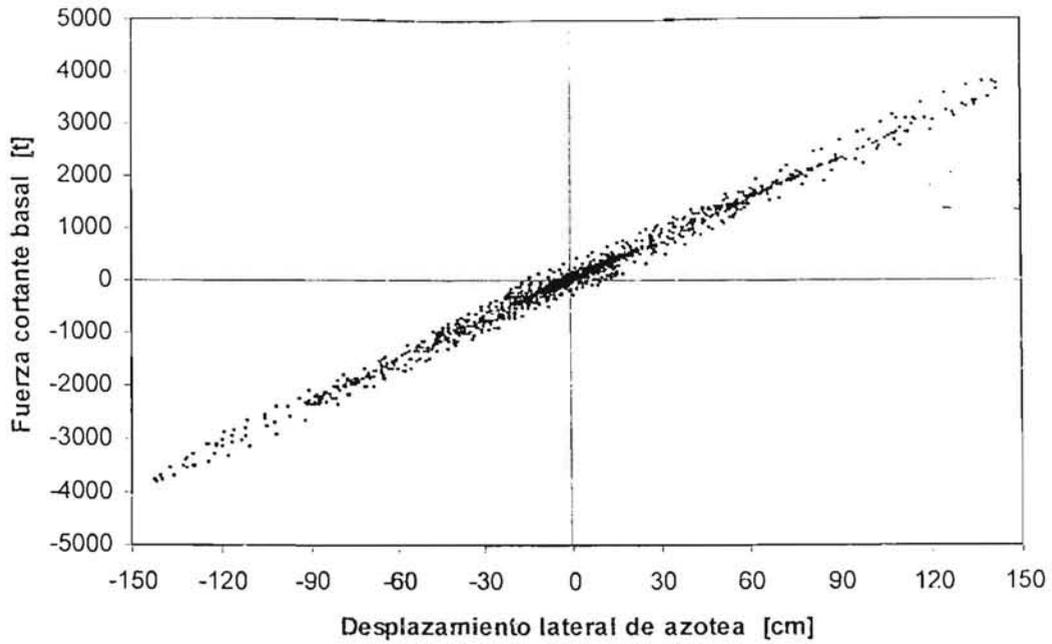


Fig 4.189 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento elástico, modelo 25NIV, caso A

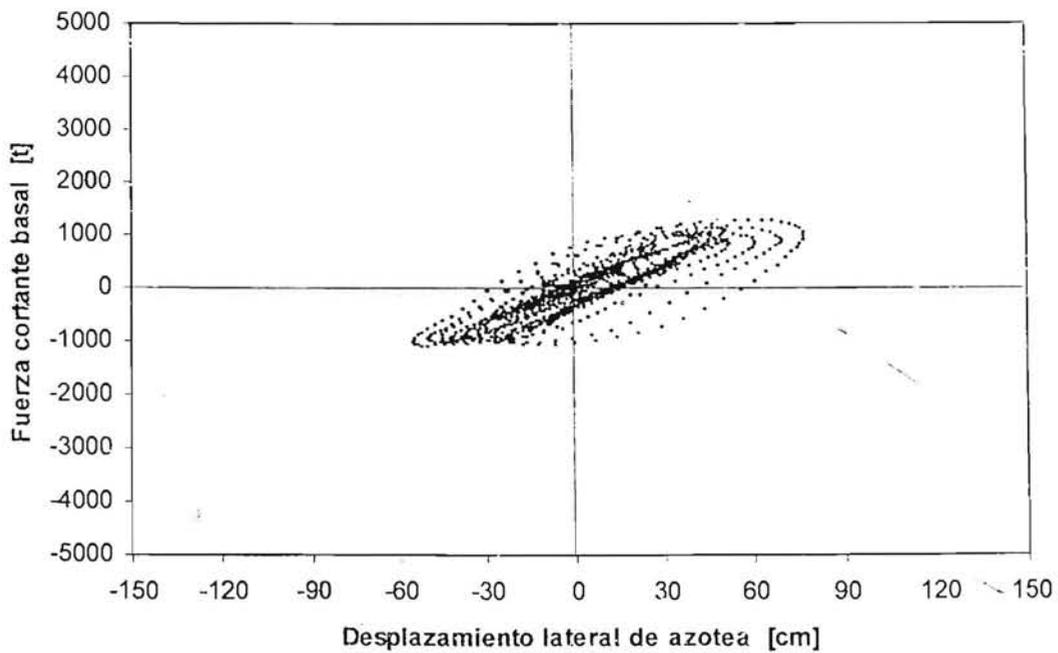


Fig 4.190 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento inelástico, modelo 25NIV, caso A

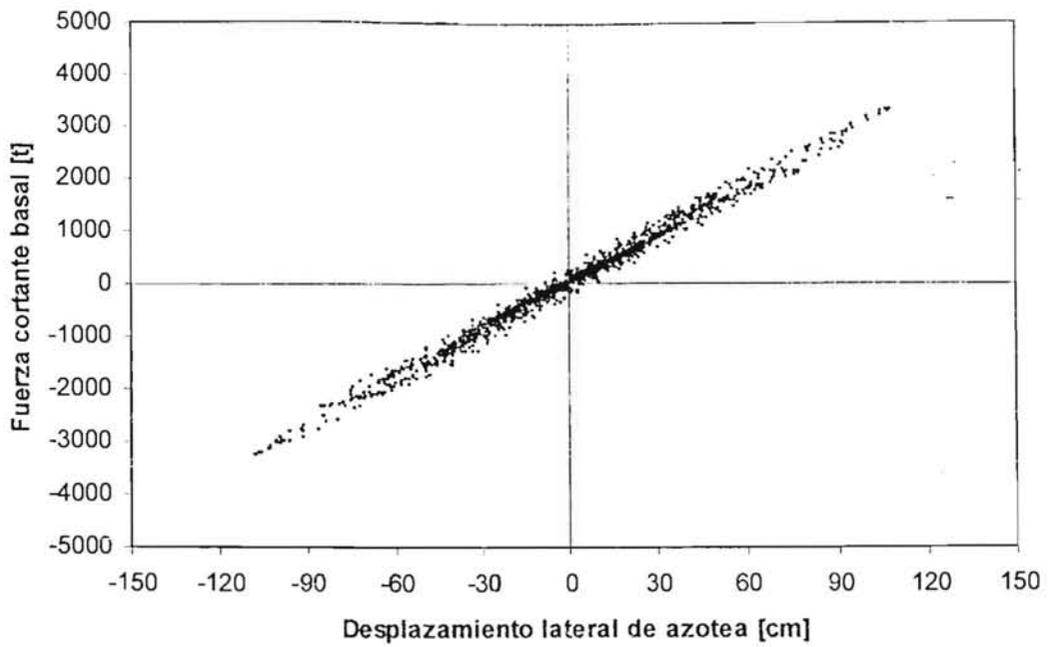


Fig 4.191 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento elástico, modelo 25NIV, caso B

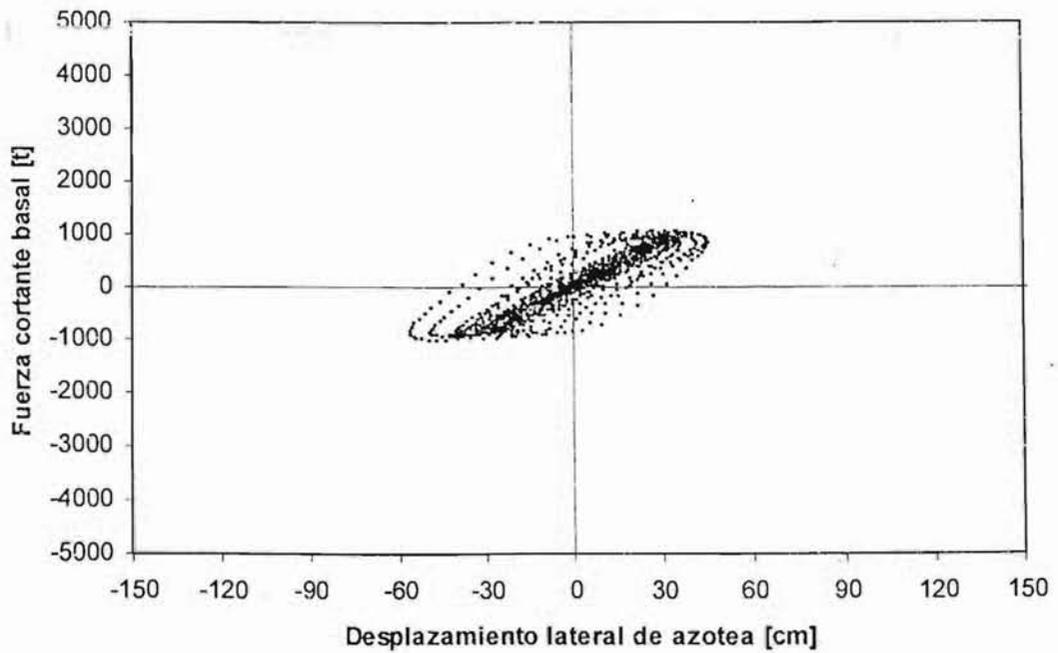


Fig 4.192 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 25NIV, caso B

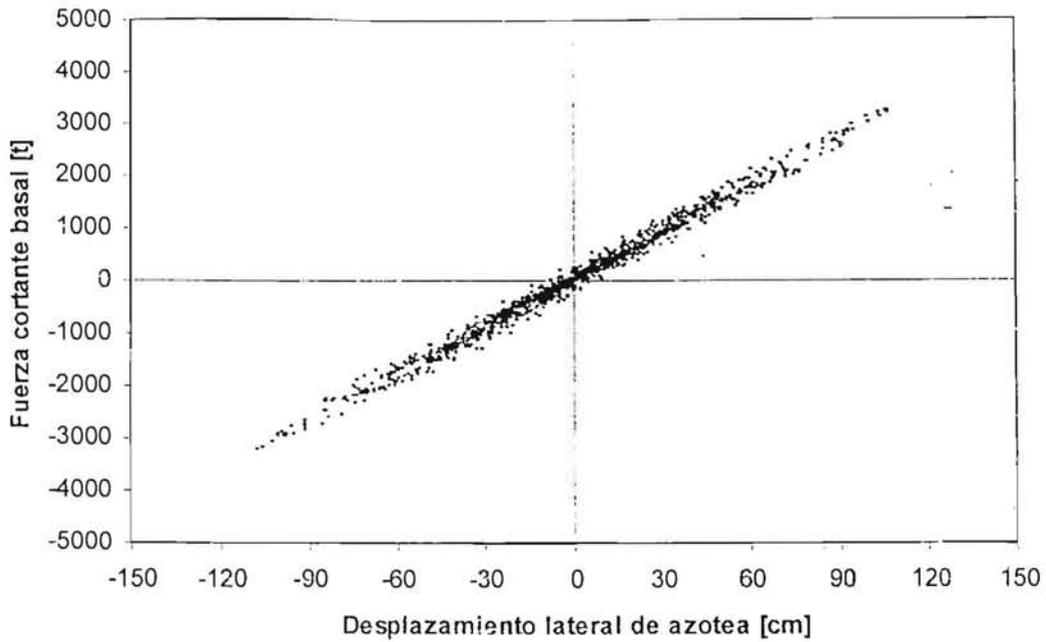


Fig 4.193 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento elástico, modelo 25NIV, caso B

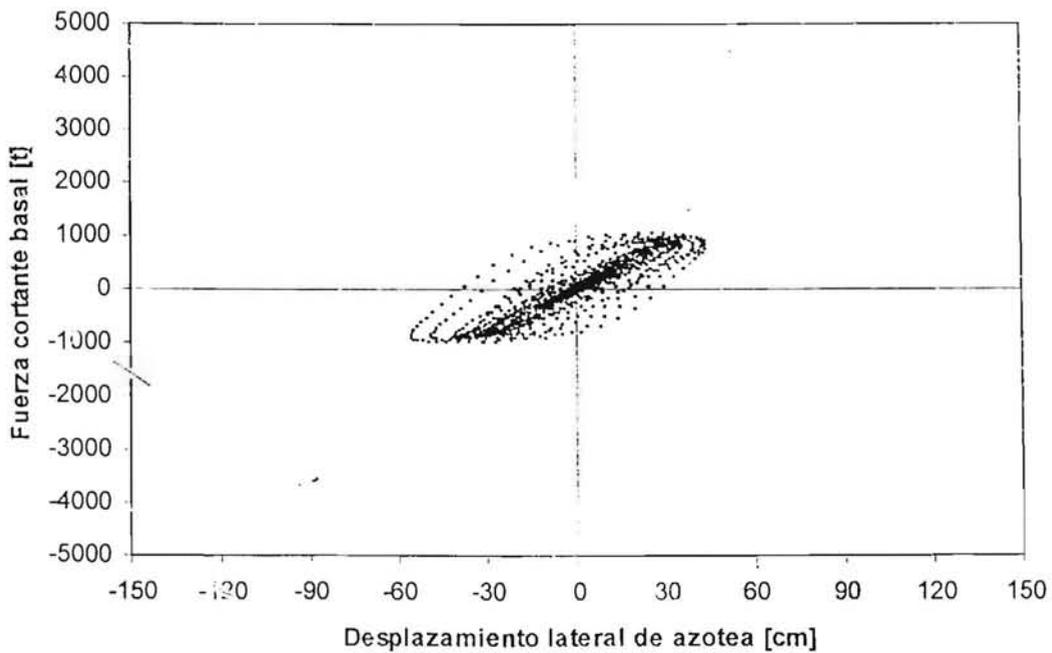


Fig 4.194 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento inelástico, modelo 25NIV, caso B

- EXTREMO DE INTERES

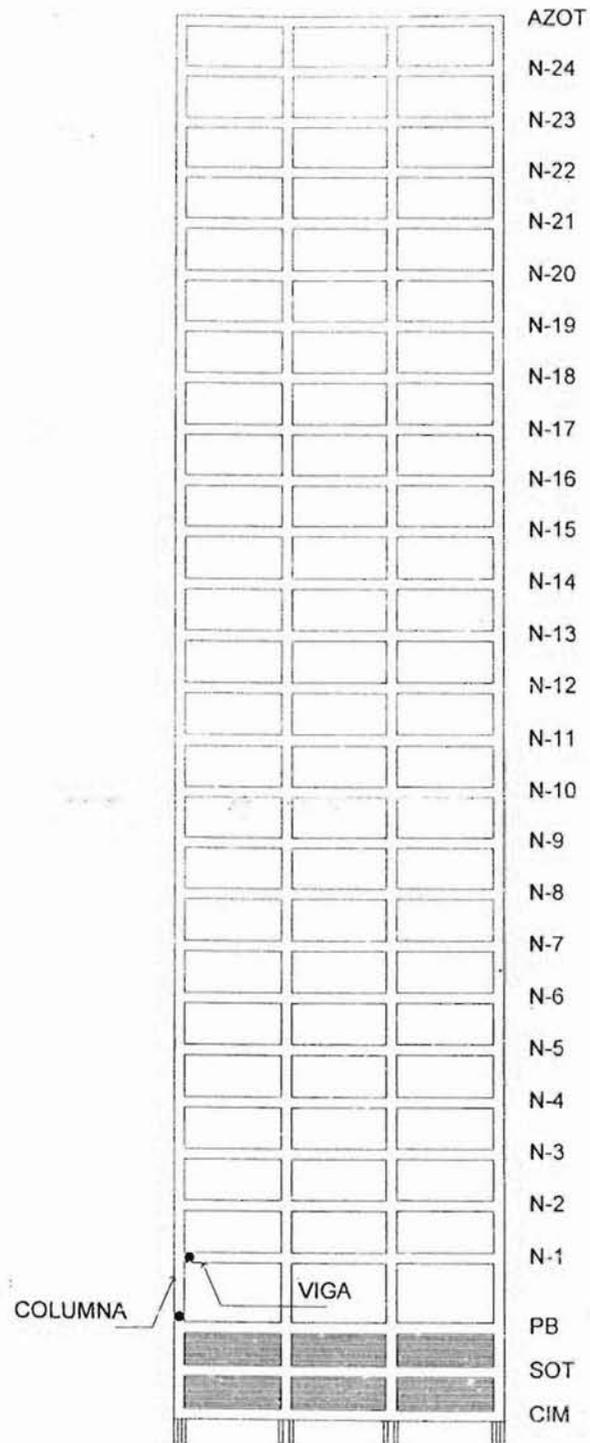


Fig 4.195 Extremos de interés para las vigas y columnas de los ejes A y B, modelo 25NIV, casos A y B,

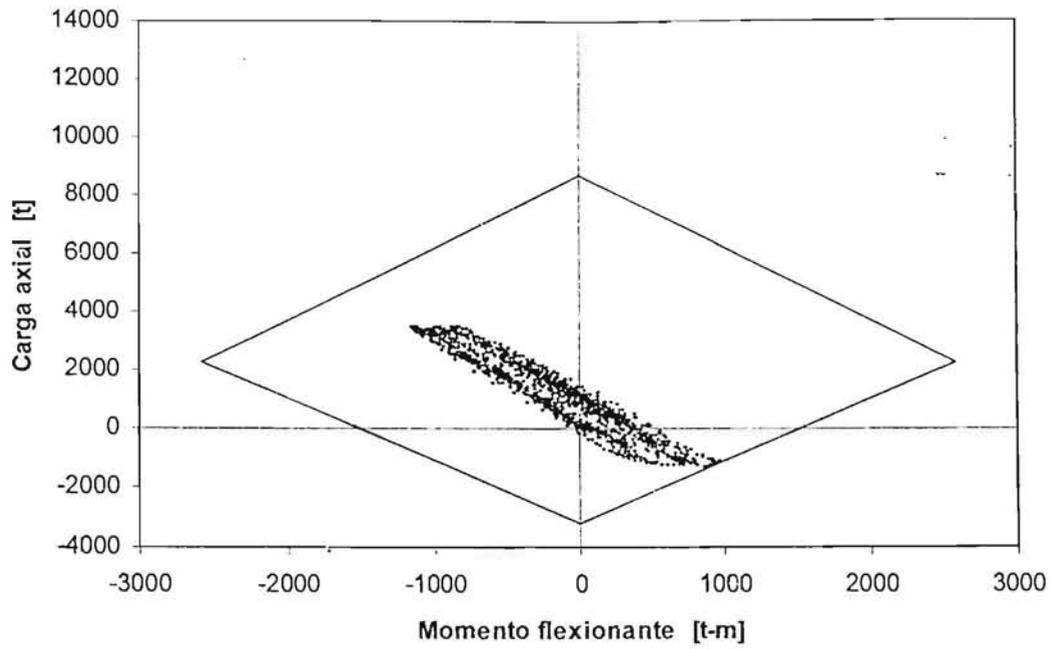


Fig 4.196 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 25NIV, caso A

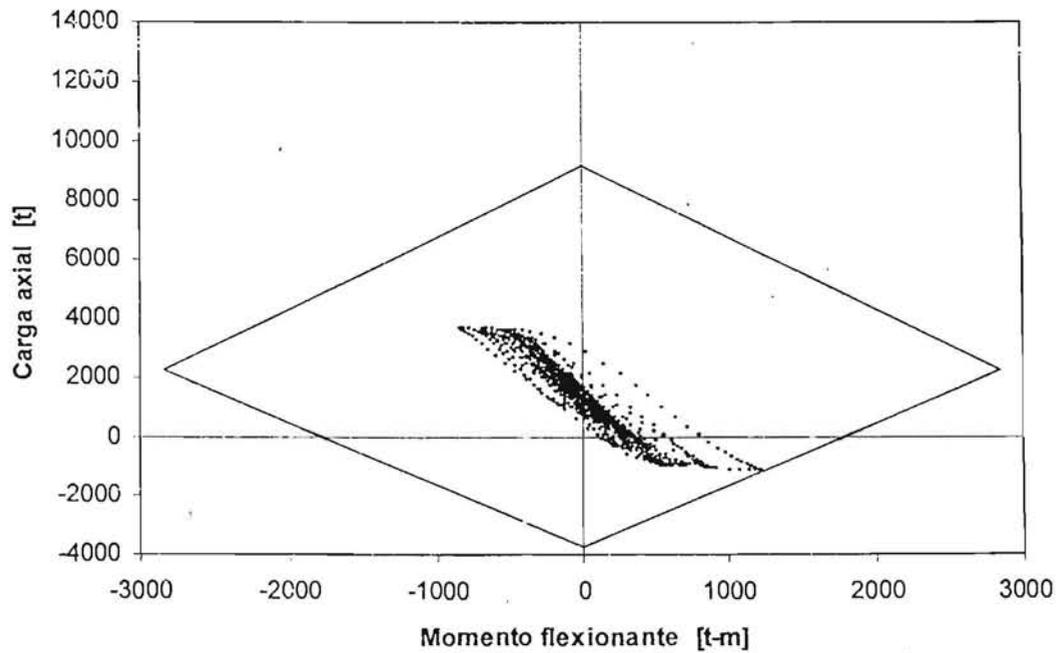


Fig 4.197 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje B, modelo 25NIV, caso A

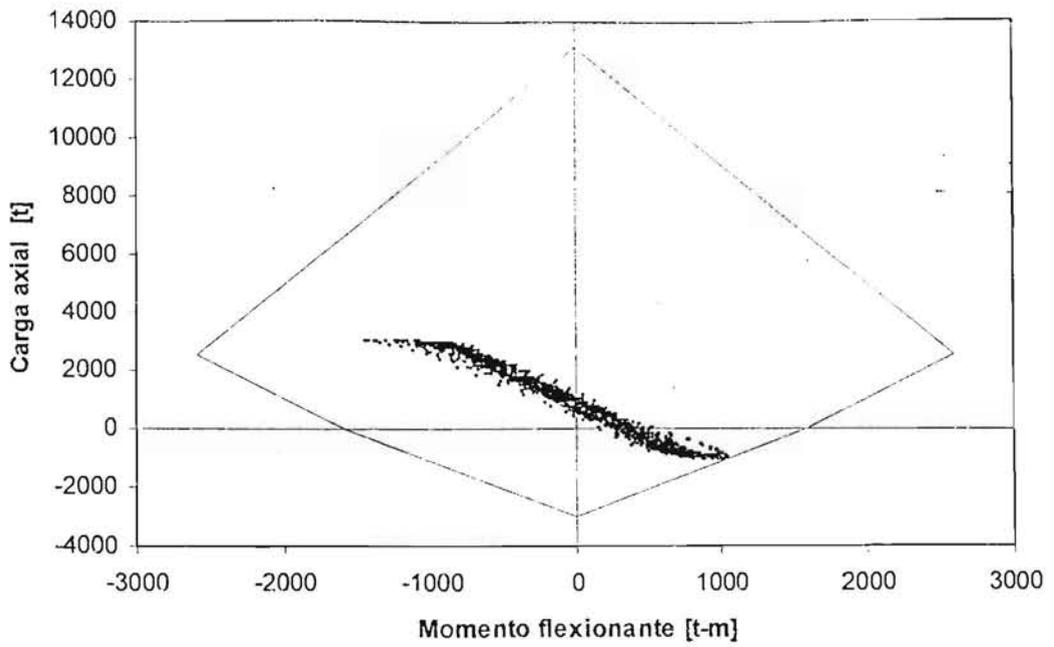


Fig 4.198 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje A, modelo 25NIV, caso B

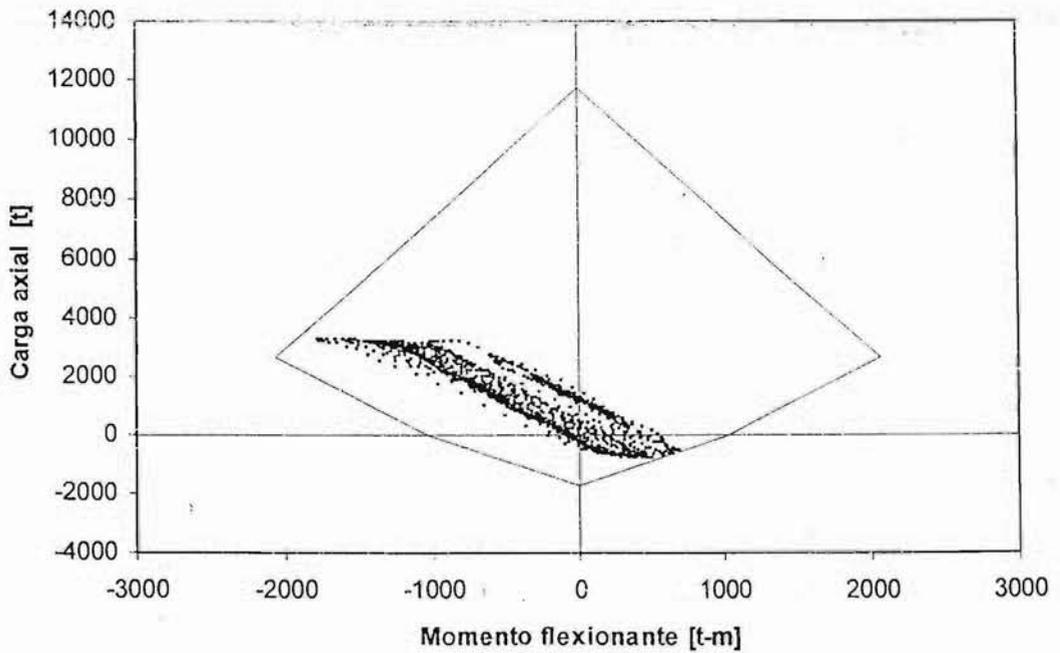


Fig 4.199 Relaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna de interés del eje B, modelo 25NIV, caso B

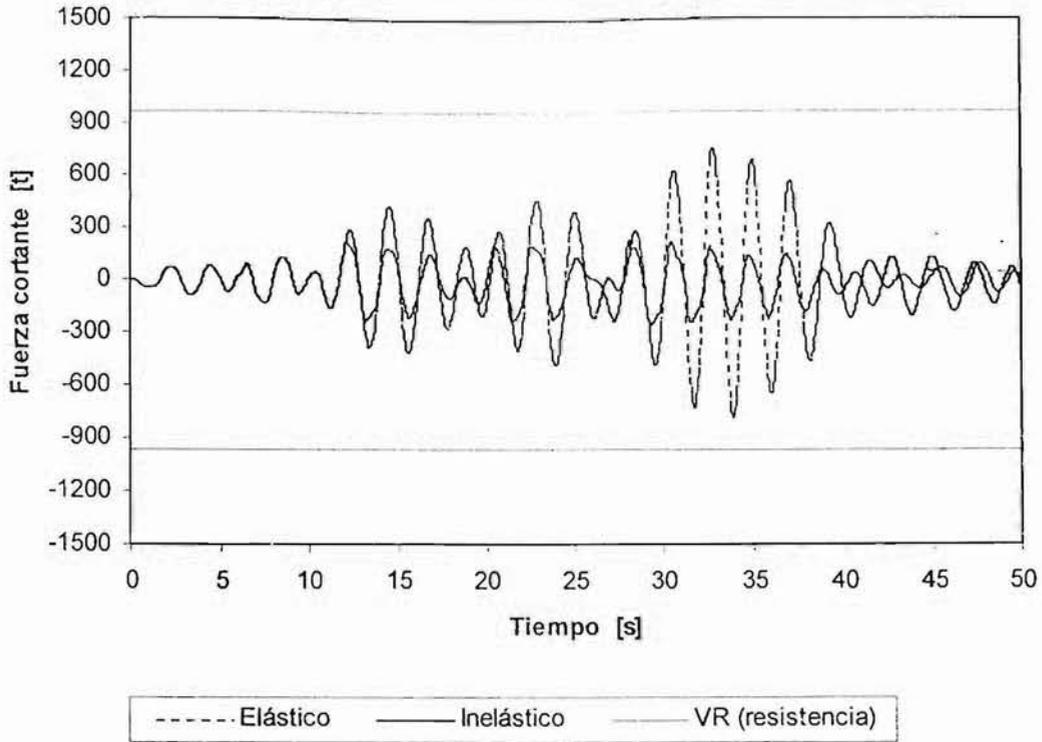


Fig 4.200 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

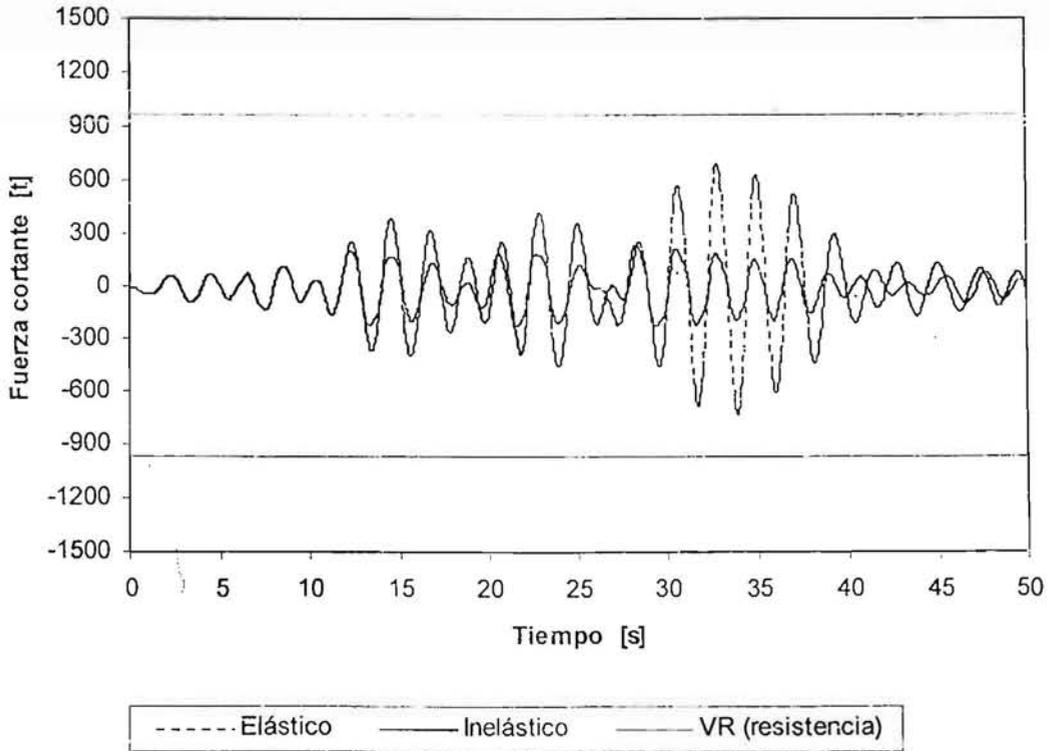


Fig 4.201 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

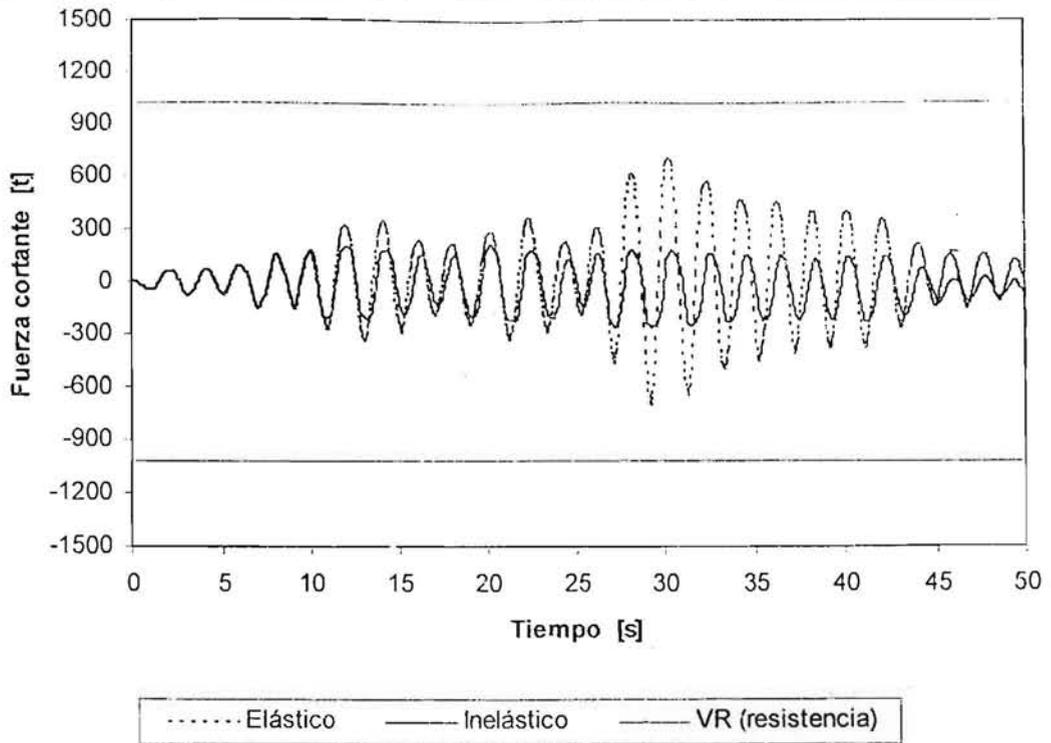


Fig 4.202 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

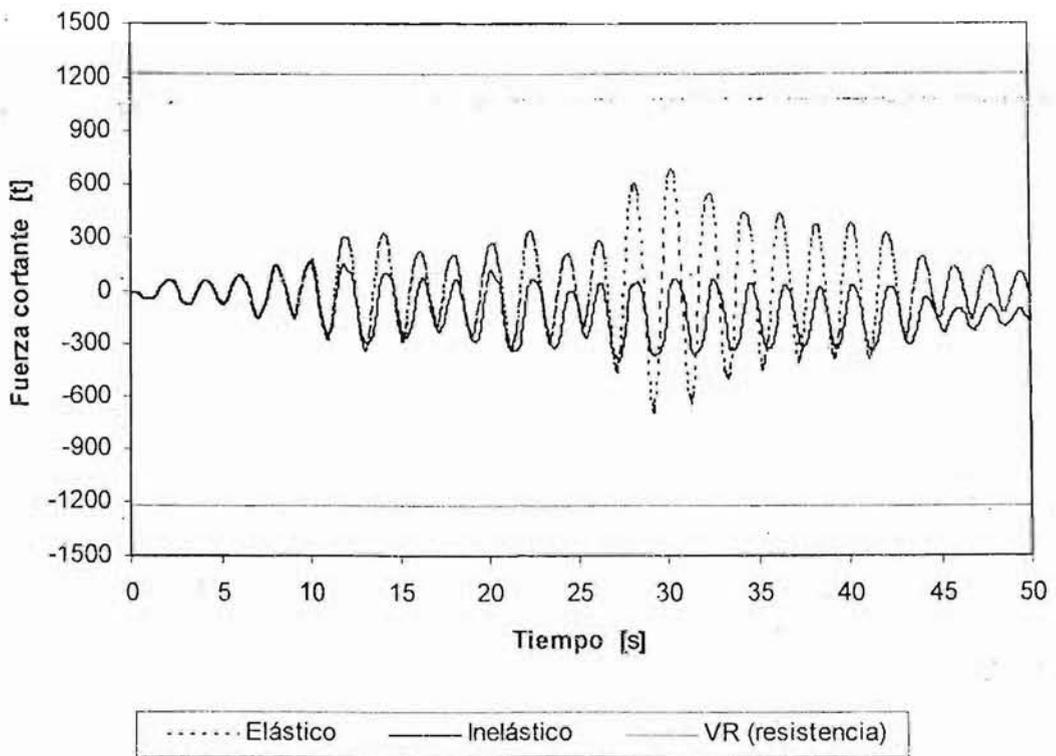


Fig 4.203 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

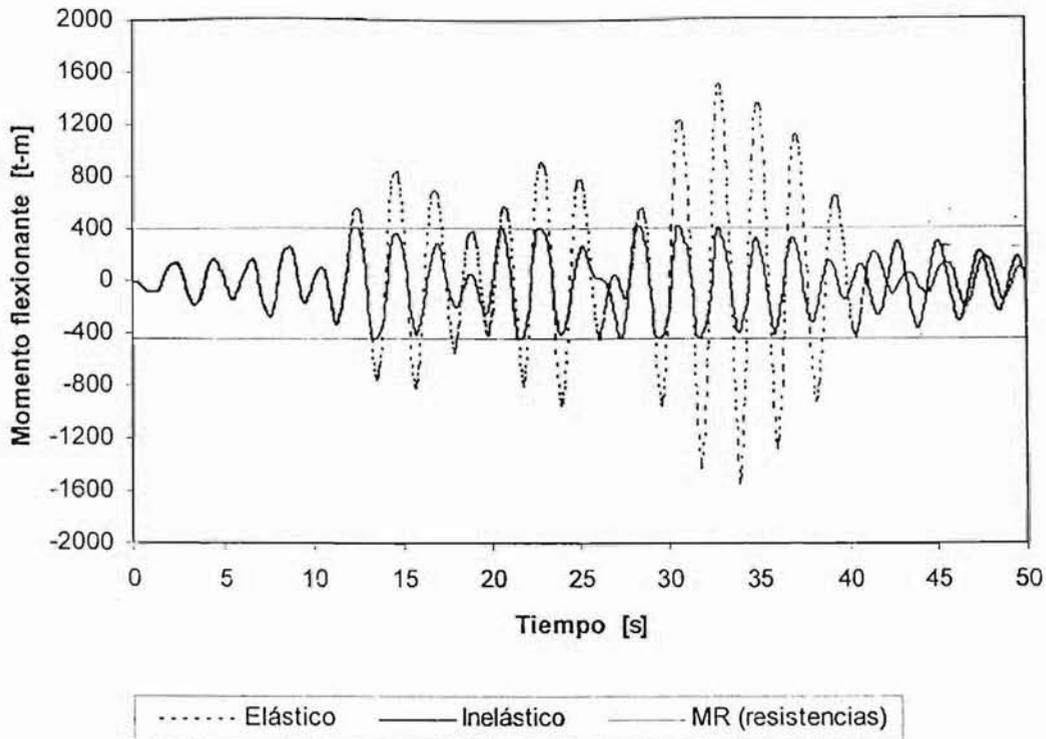


Fig 4.204 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

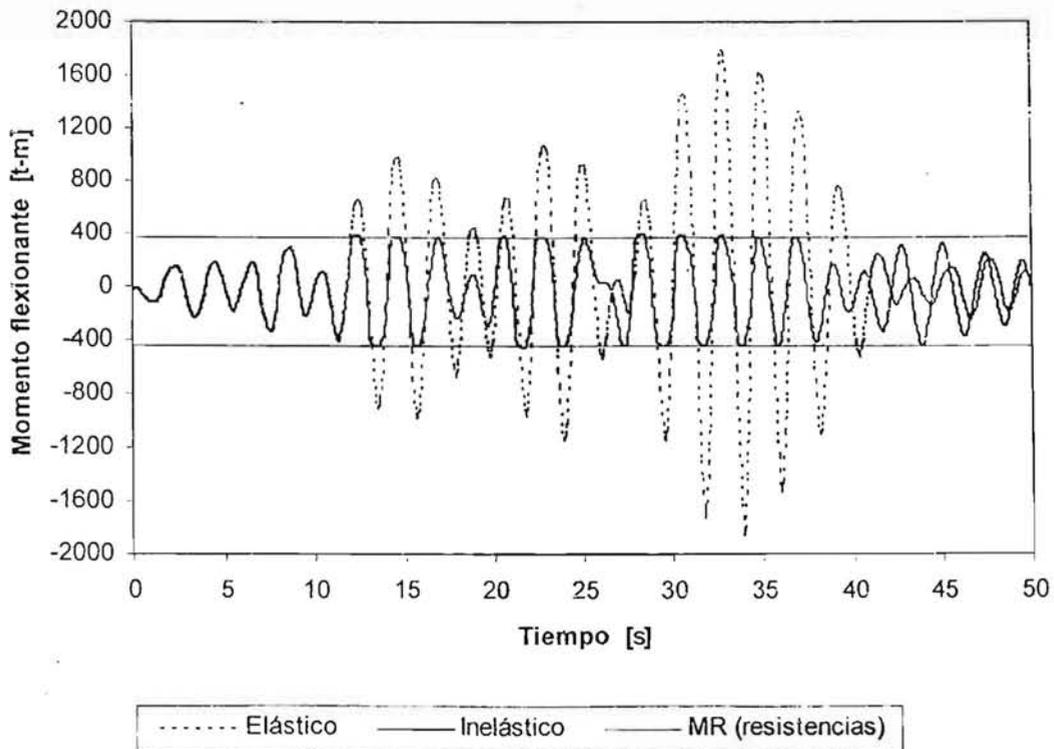


Fig 4.205 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

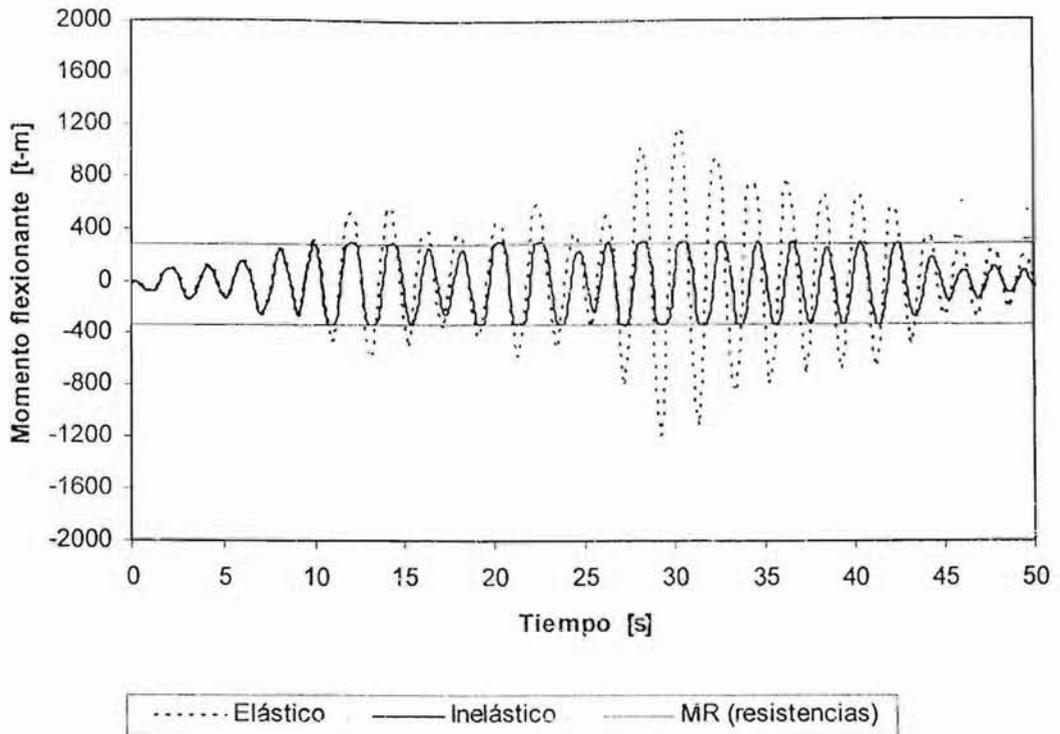


Fig 4.206 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

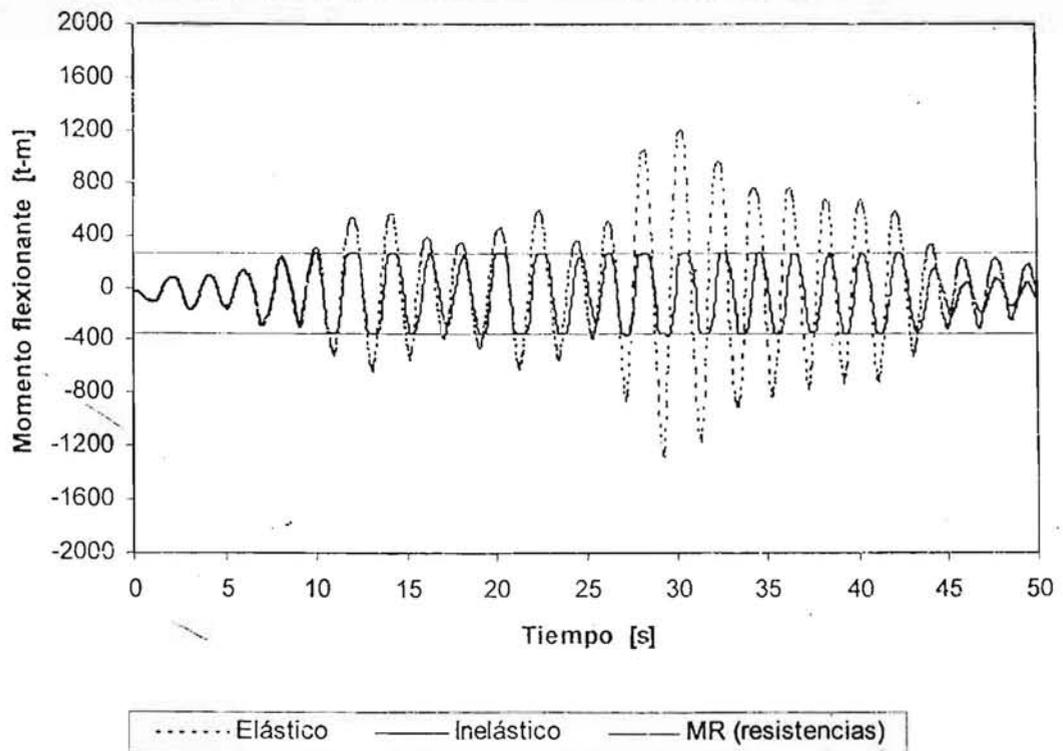


Fig 4.207 Comparación de historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

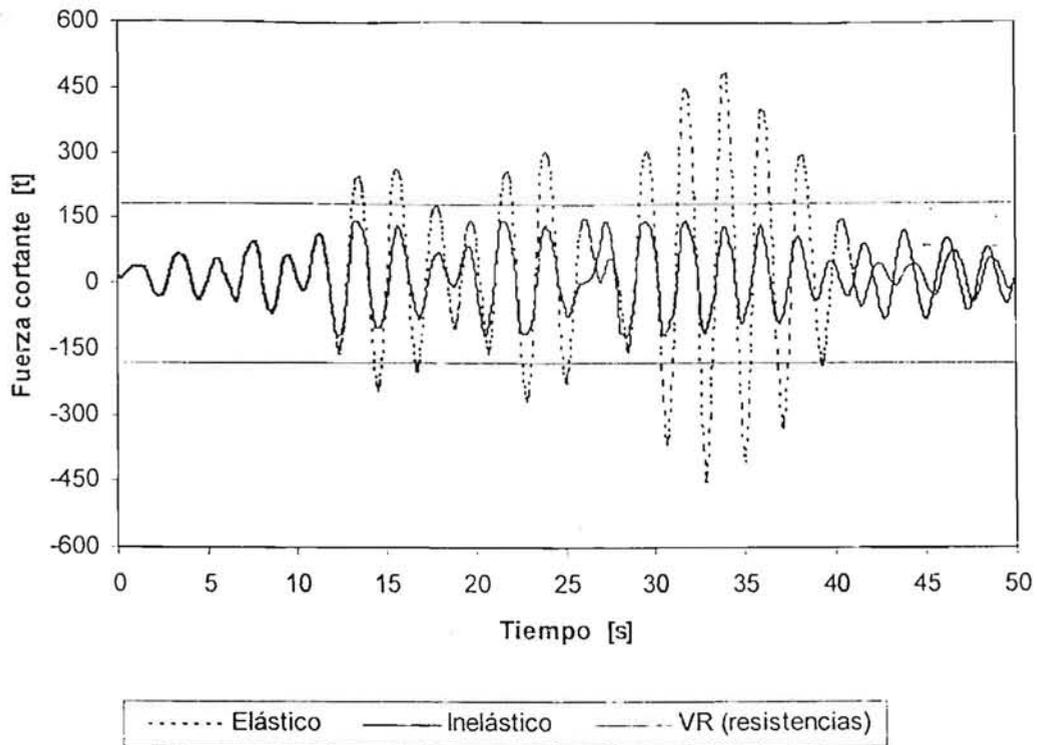


Fig 4.208 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

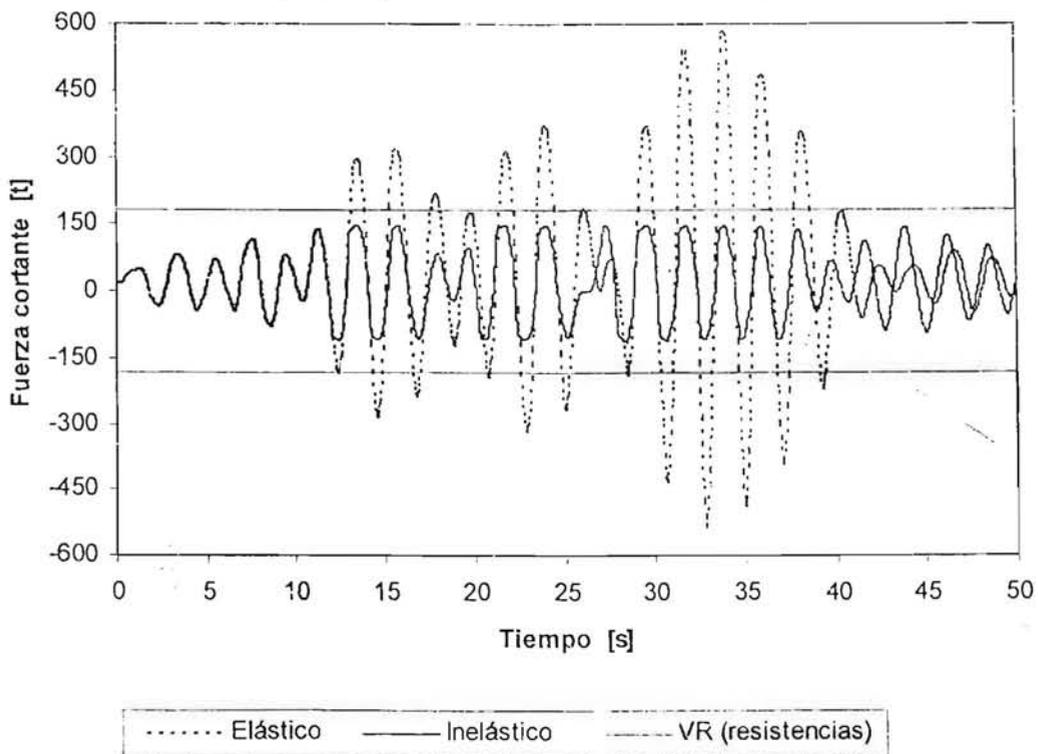


Fig 4.209 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso A

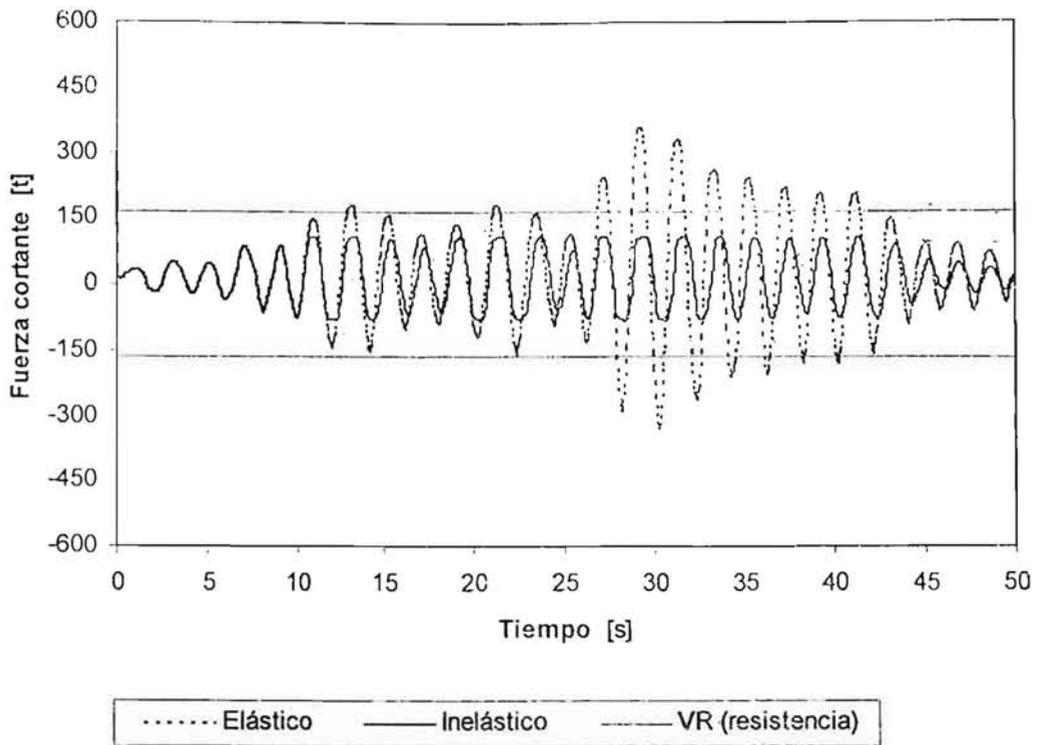


Fig 4.210 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

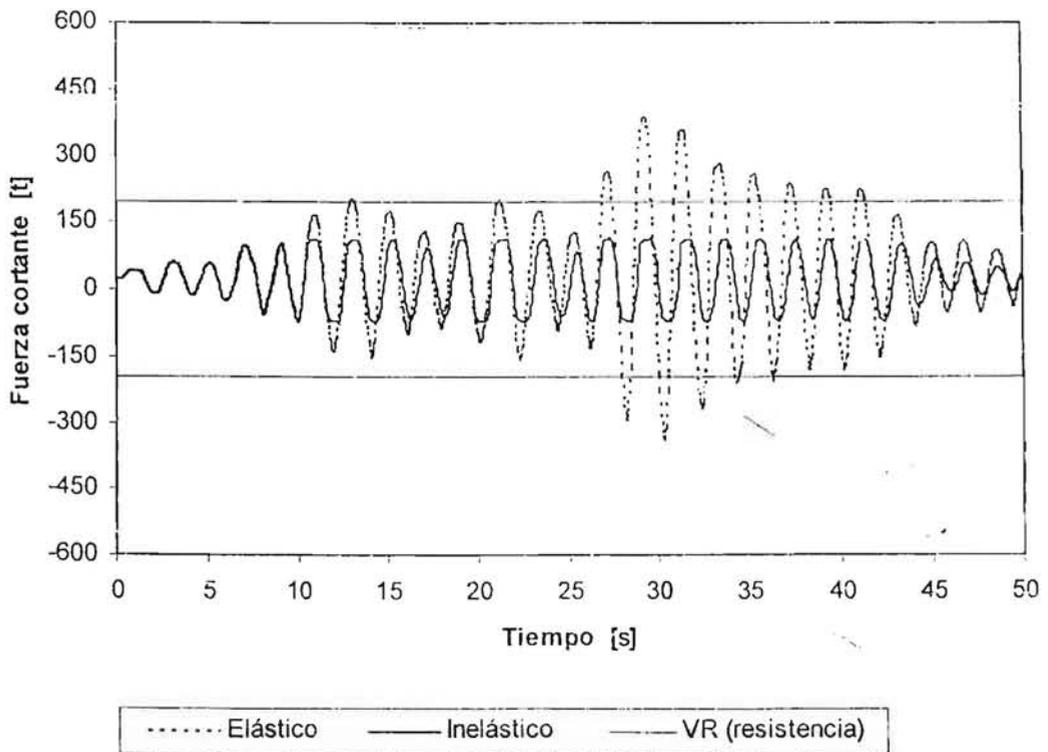


Fig 4.211 Comparación de historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, comportamientos elástico e inelástico, modelo 25NIV, caso B

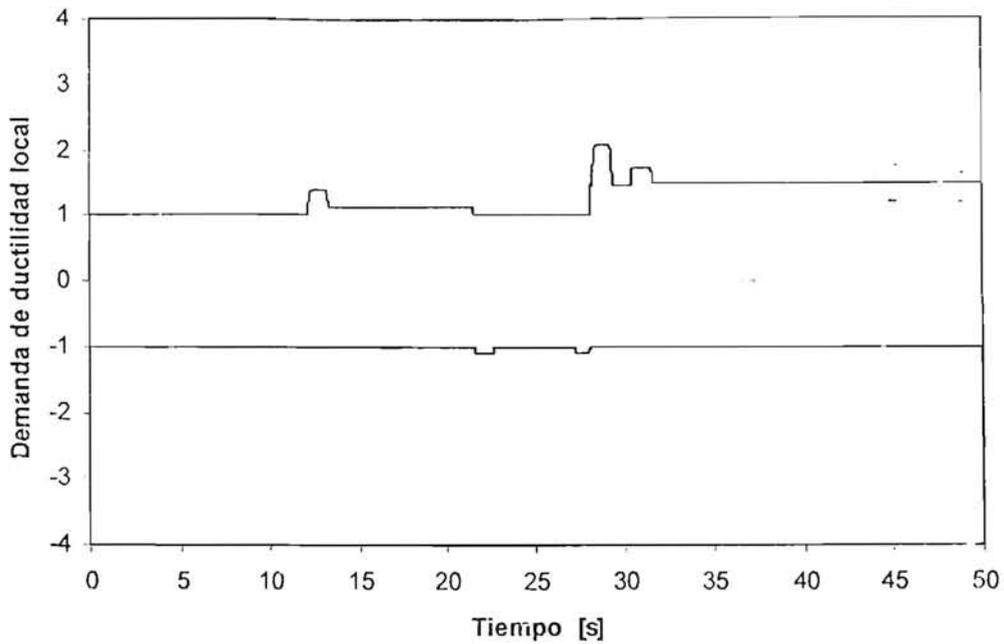


Fig 4.212 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, modelo 25NIV, caso A

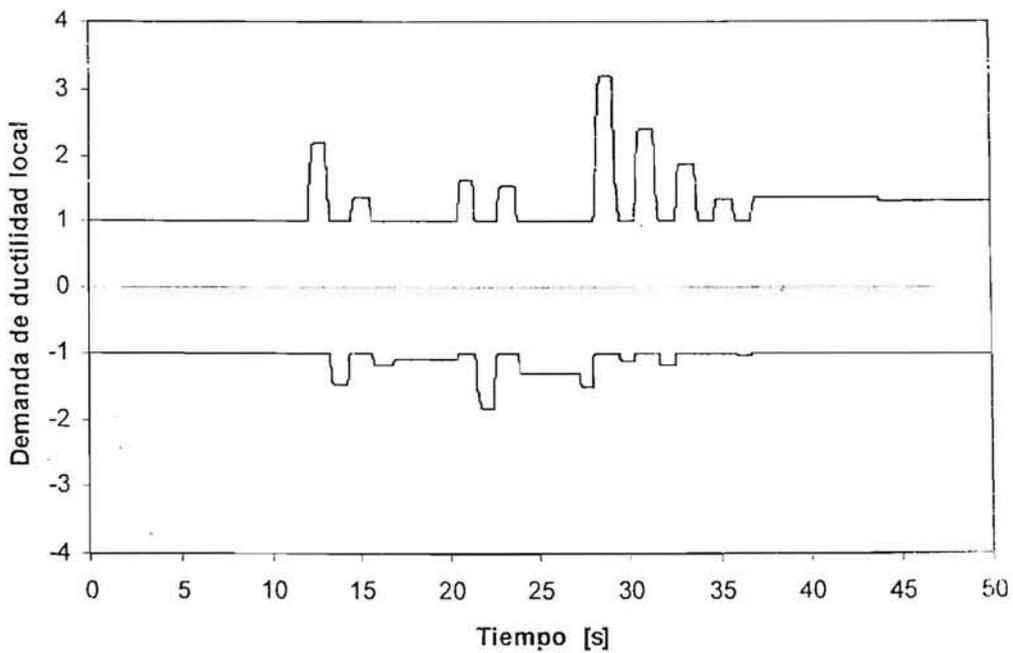


Fig 4.213 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, modelo 25NIV, caso A

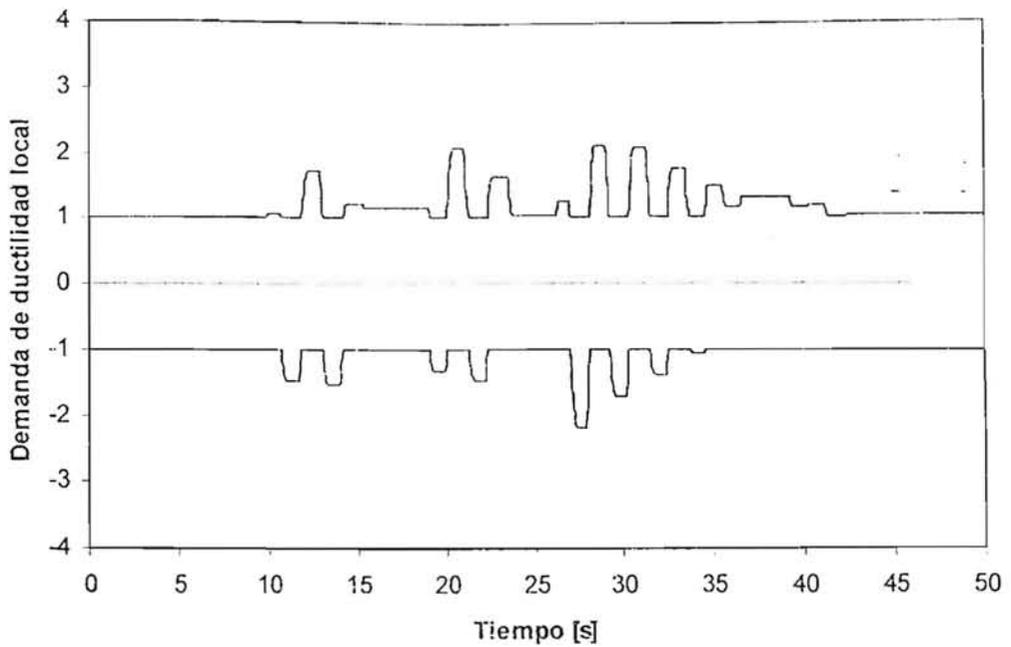


Fig 4.214 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje A, modelo 25NIV, caso B

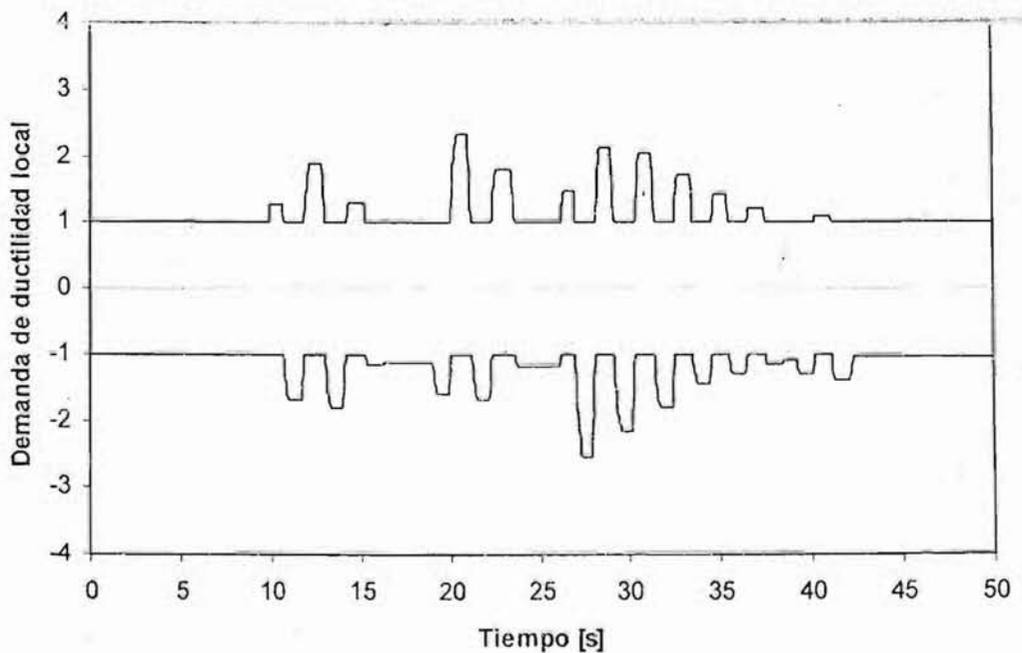


Fig 4.215 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de interés del eje B, modelo 25NIV, caso B

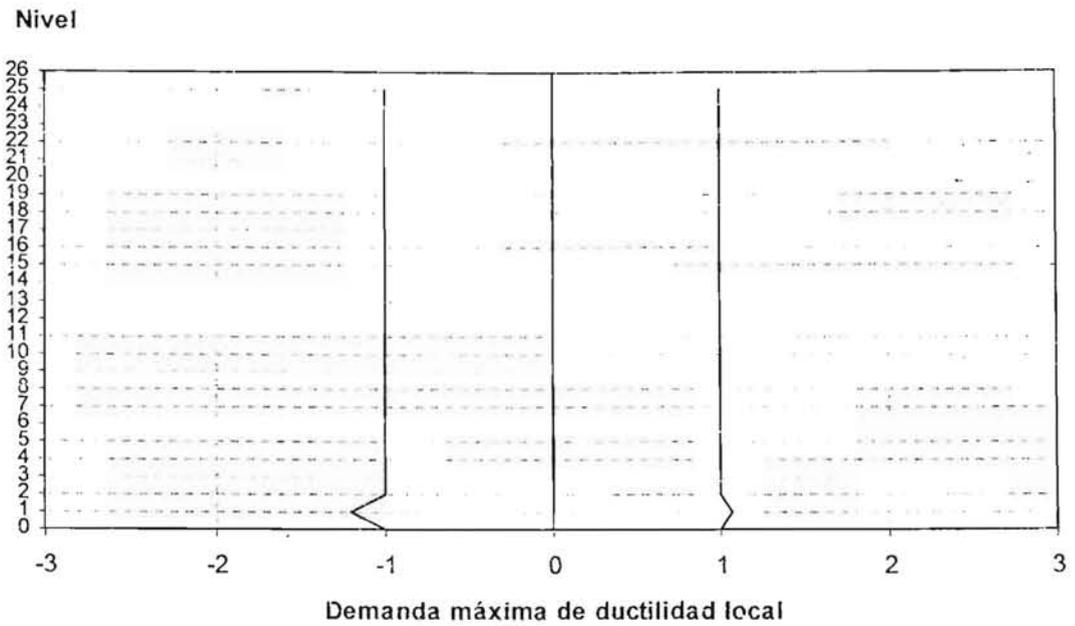


Fig 4.218 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, modelo 25NIV, caso B

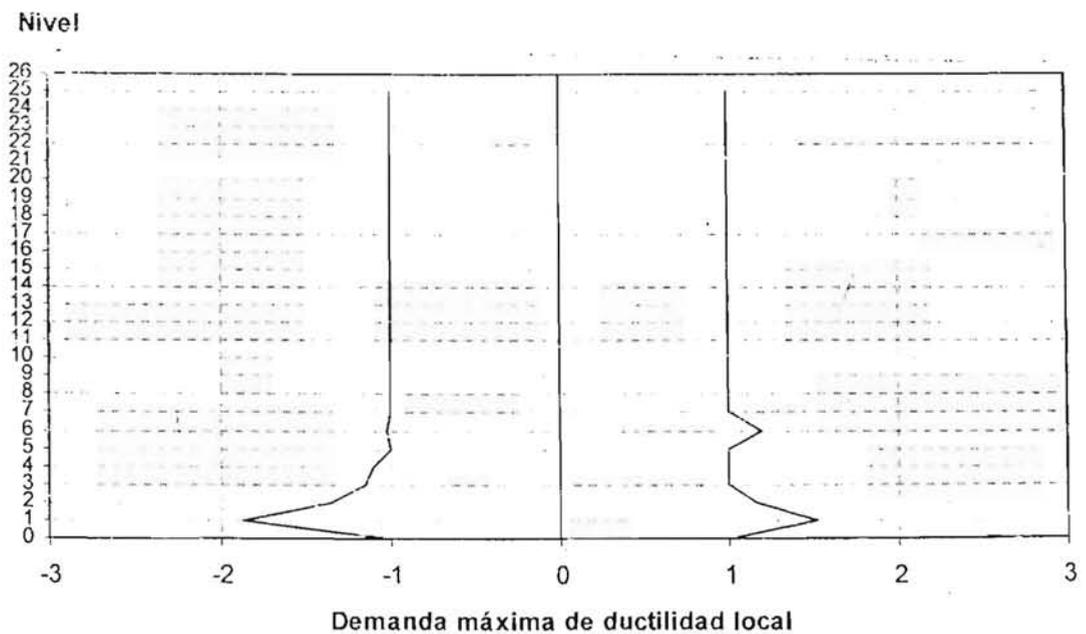


Fig 4.219 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, modelo 25NIV, caso B

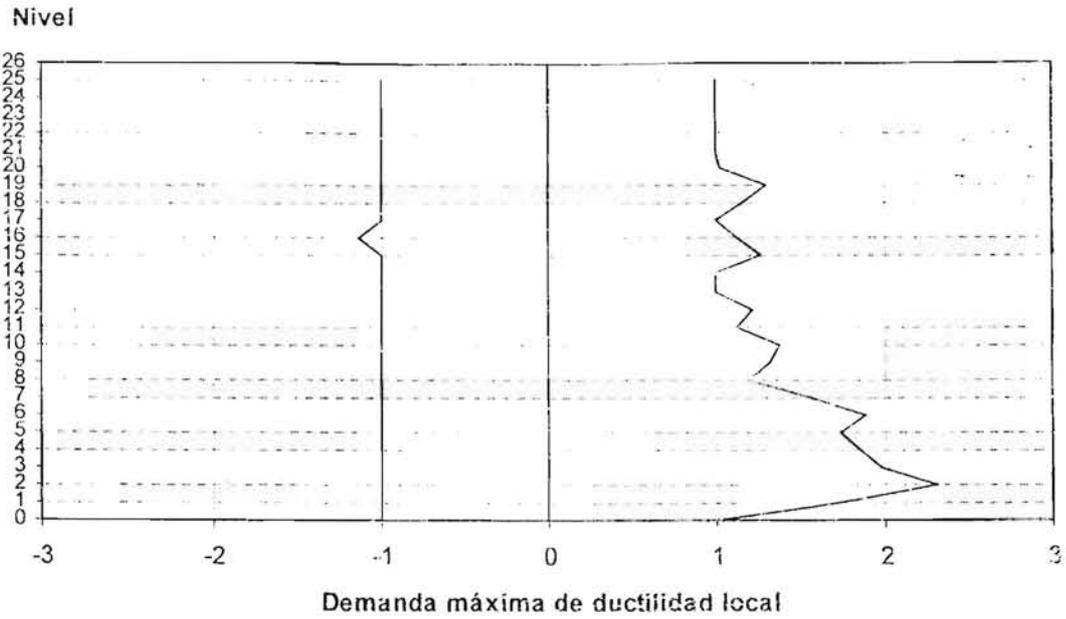


Fig 4.216 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, modelo 25NIV, caso A

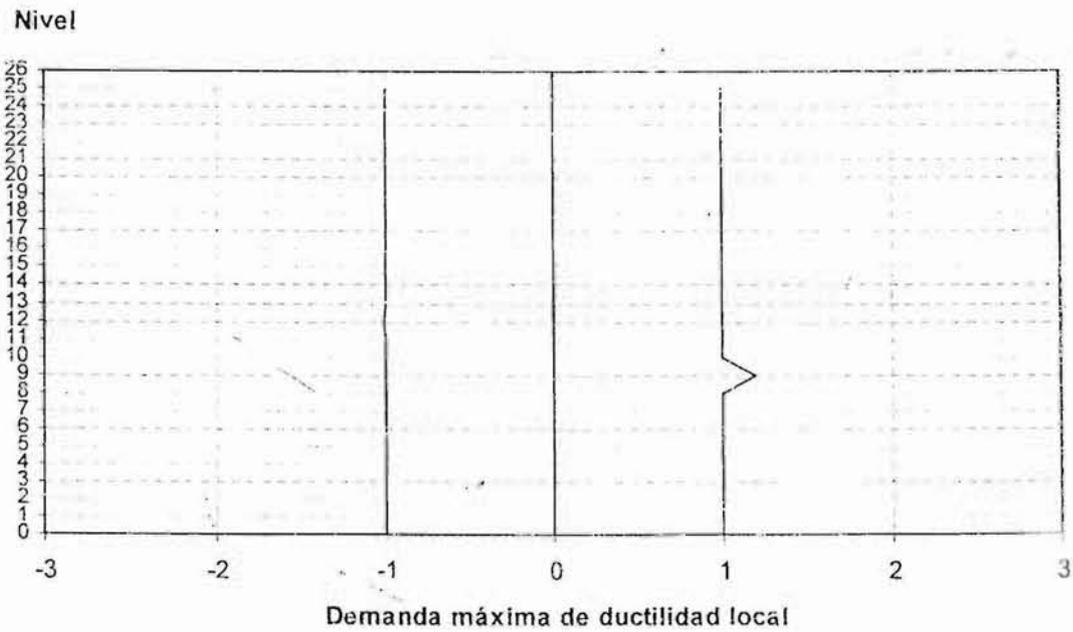


Fig 4.217 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, modelo 25NIV, caso A

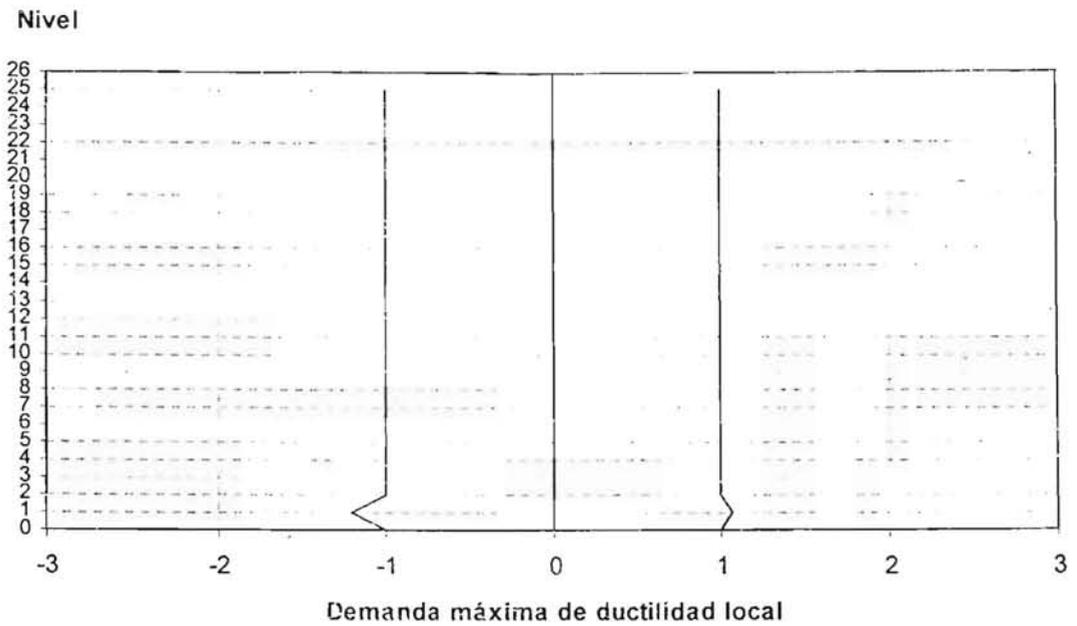


Fig 4.218 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, modelo 25NIV, caso B

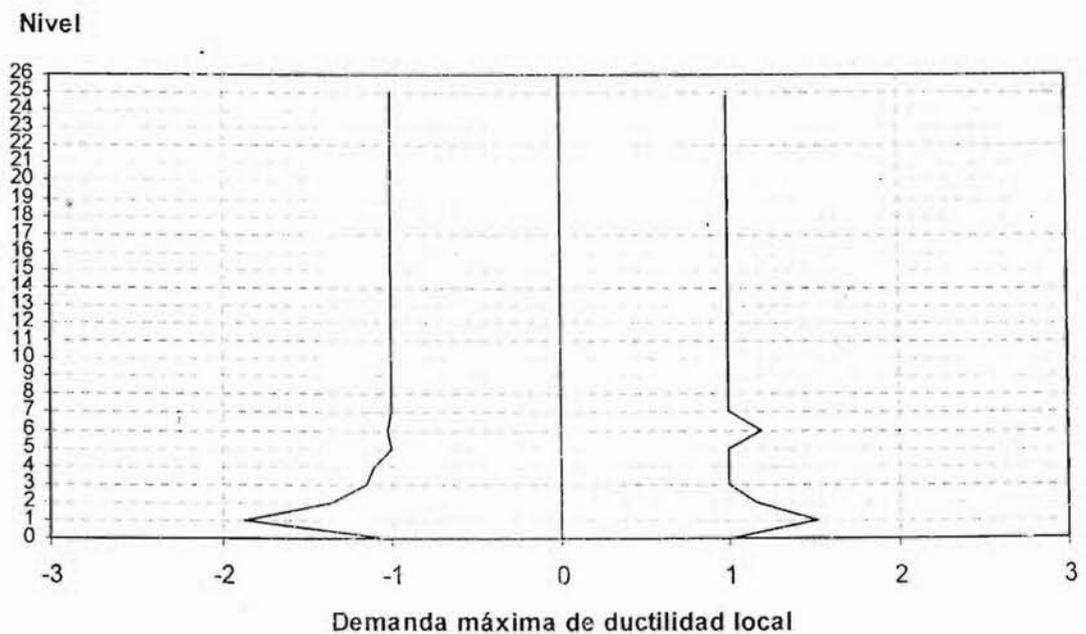


Fig 4.219 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, modelo 25NIV, caso B

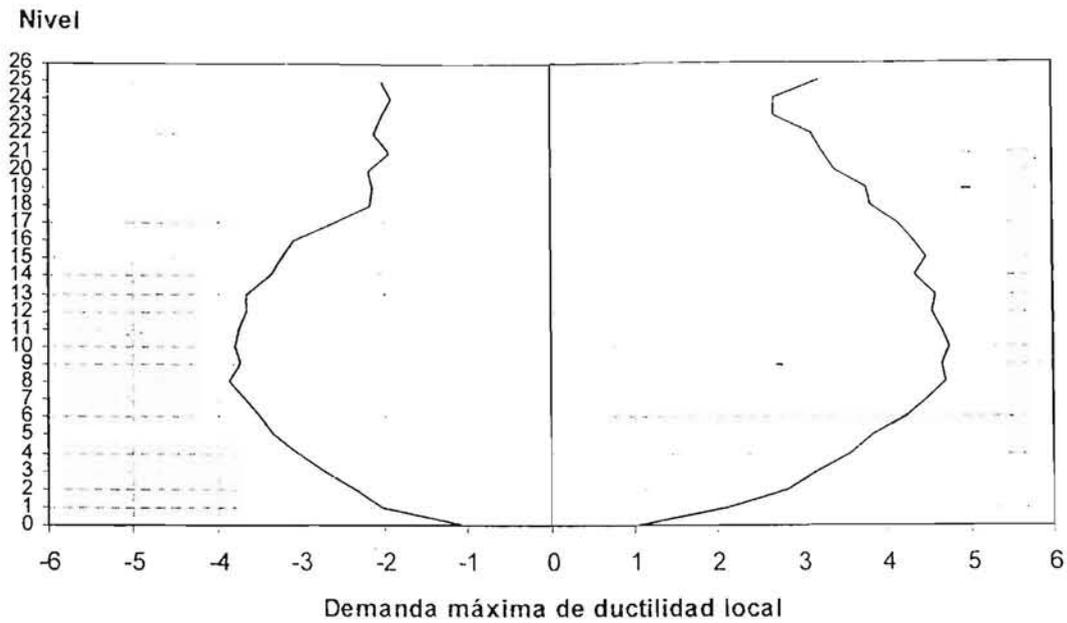


Fig 4.220 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, modelo 25NIV, caso A

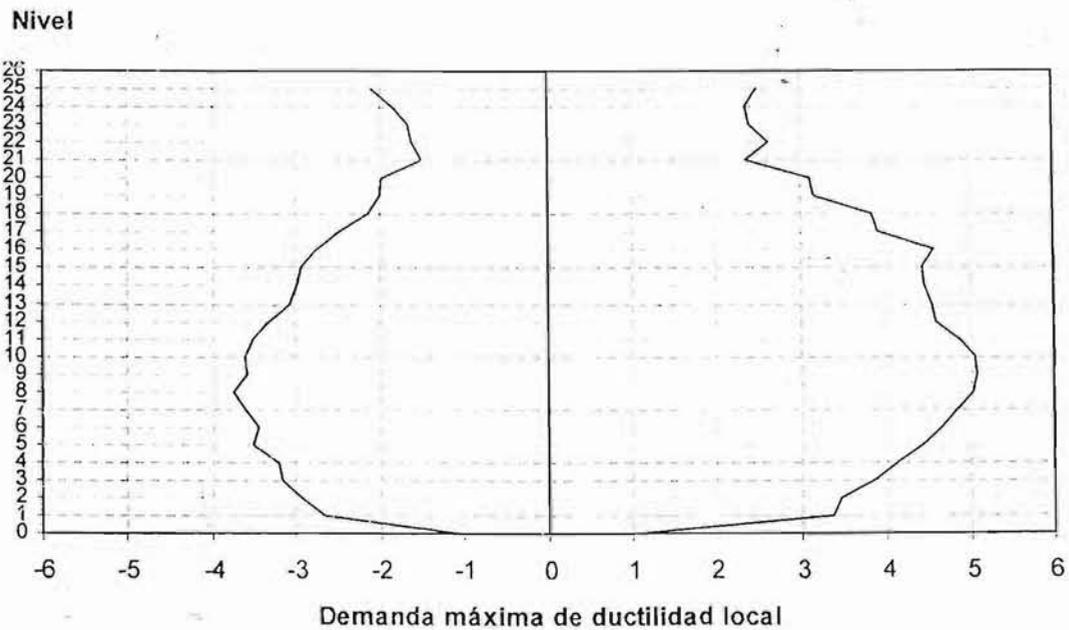


Fig 4.221 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, modelo 25NIV, caso A

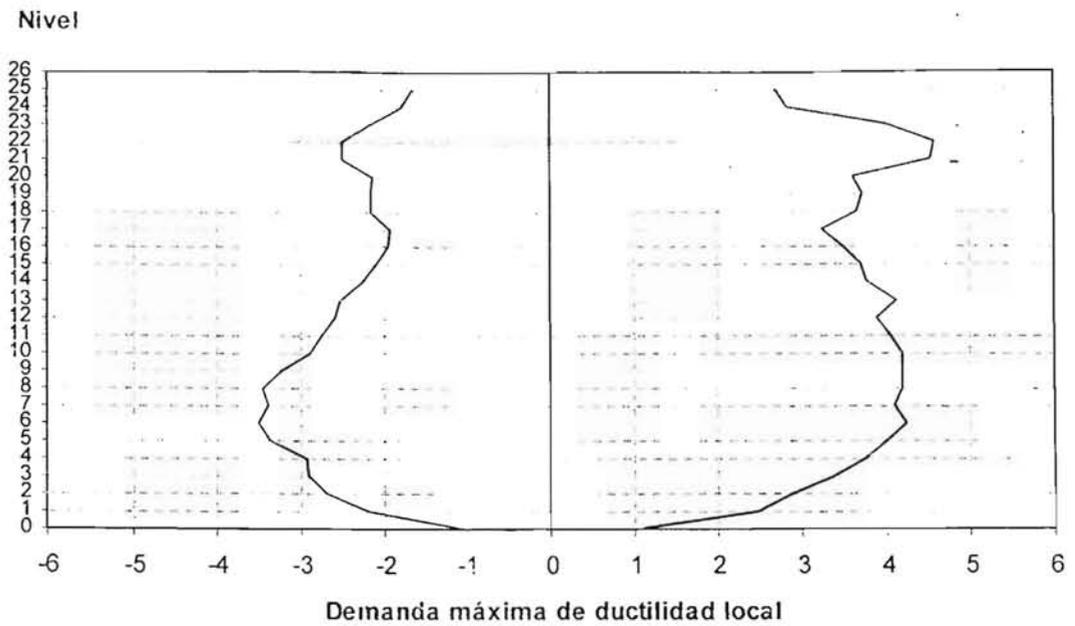


Fig 4.222 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, modelo 25NIV, caso B

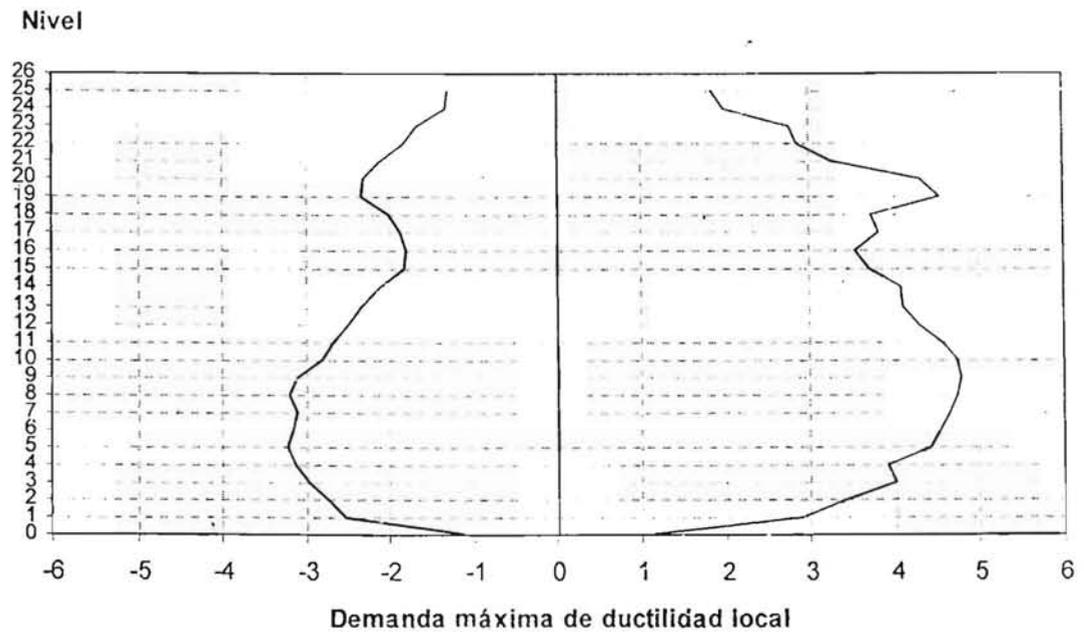


Fig 4.223 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, modelo 25NIV, caso B

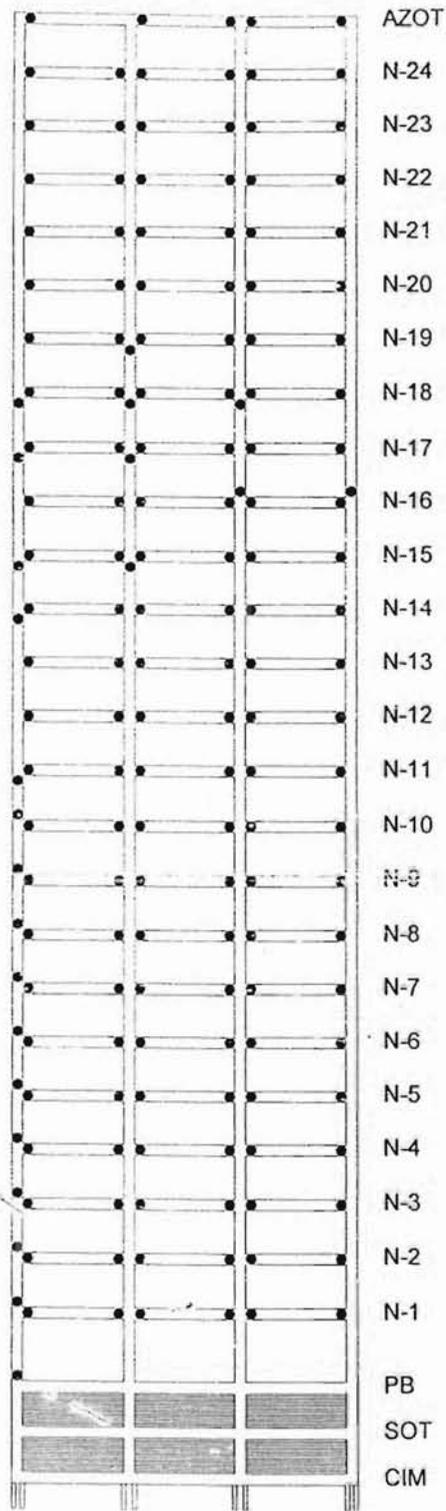


Fig 4.224 Distribución global de articulaciones plásticas del eje A, modelo 25NIV, caso A

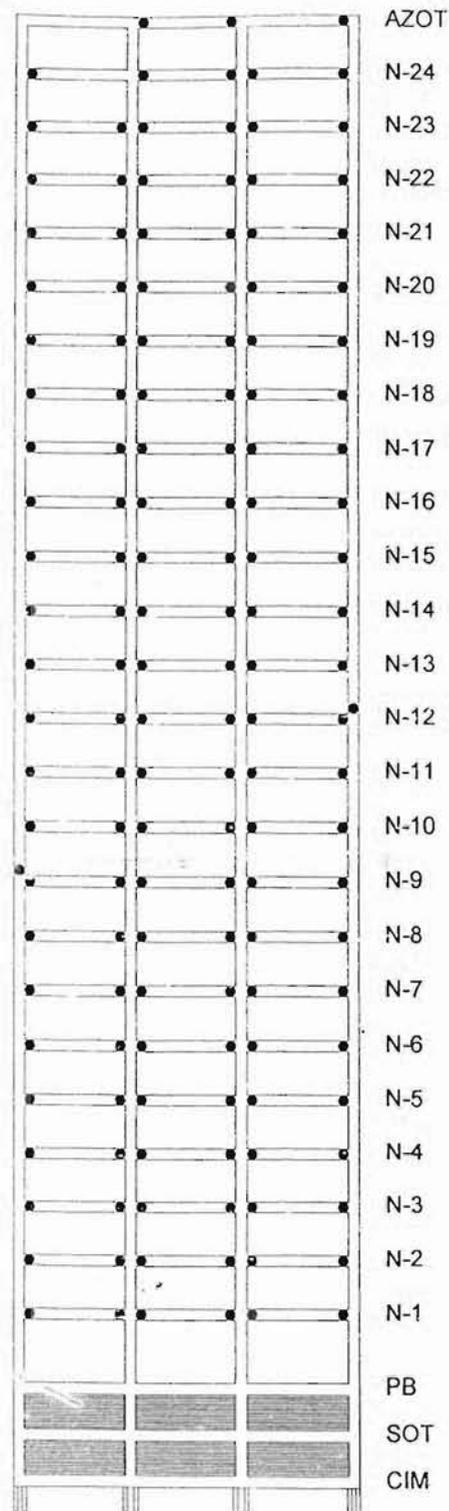


Fig 4.225 Distribución global de articulaciones plásticas del eje B, modelo 25NIV, caso A

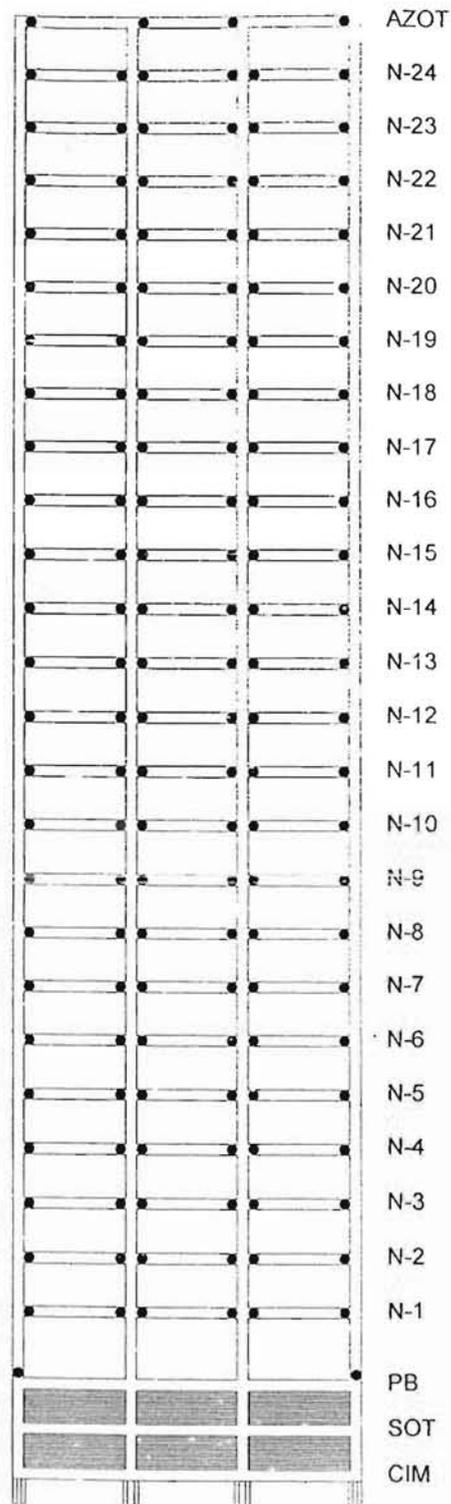


Fig 4.226 Distribución global de articulaciones plásticas del eje A, modelo 25NIV, caso B

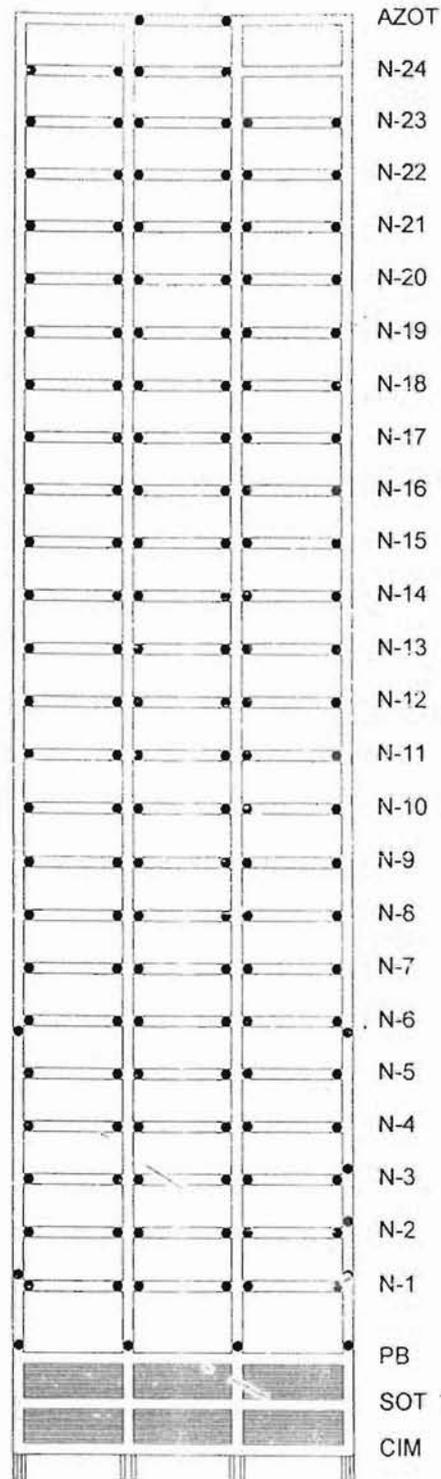


Fig 4.227 Distribución global de articulaciones plásticas del eje B, modelo 25NIV, caso B

Capítulo 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1 INTRODUCCIÓN

En este trabajo se llevó a cabo el estudio de cuatro edificios (3, 9, 17 y 25 niveles) con dos alternativas de resistencia de concreto para cada uno. En la primera, caso A, se utilizó un concreto normal ($f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$); en la segunda, caso B, se utilizó un concreto de alta resistencia ($f_c = 700 \text{ kg/cm}^2$). Los edificios se diseñaron con el RDF-93 y RDF-04, respectivamente, proporcionando la seguridad estructural adecuada para satisfacer los estados límite de servicio y de falla; en todos los casos se adoptó un factor de comportamiento sísmico de $Q=3$. Para cumplir con el estado límite de servicio, la deformación angular de entrepiso permisible fue de 0.012. Las estructuras son del grupo B, ubicadas en la zona compresible del Valle de México.

Se revisó el comportamiento sísmico elástico e inelástico de las estructuras, tanto a nivel global como local, determinando la respuesta dinámica paso a paso ante la acción del acelerograma SCT, componente EW, del sismo del 19 de septiembre de 1985. Todos los análisis tomaron en cuenta la condición de empotramiento en cimentación, excepto el modelo 9NIV donde se consideró la interacción suelo-estructura.

Los dos capítulos anteriores presentaron los resultados de diseño de los análisis sísmicos modales espectrales (cap 3), y los de los análisis sísmicos paso a paso elásticos e inelásticos (cap 4). En este capítulo se comparan los principales resultados de los cuatro edificios de interés.

5.2 ANÁLISIS SÍSMICOS ELÁSTICOS PARA DISEÑO

5.2.1 Comparación de las dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales y cuantías de refuerzo

Las tablas 3.2, 3.4, 3.6 y 3.8 tienen las dimensiones definitivas de los miembros estructurales de los cuatro edificios 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV, respectivamente, casos A y B. Son el resultado de la etapa de análisis y diseño, después de satisfacer los estados límite de servicio y de falla definidos en el RDF-93 y RDF-04.

Los tamaños de los elementos estructurales de los edificios del caso B son menores a los del caso A, debido a que en éstos se utilizó un concreto con un módulo de elasticidad mayor, haciendo posible la reducción en sus dimensiones. Esta reducción fue más significativa en columnas, ya que el incremento

de la resistencia a compresión en el concreto tiene una mayor influencia en el comportamiento de elementos sujetos a cargas axiales elevadas.

Las cuantías de acero de refuerzo en vigas y columnas se calcularon de acuerdo con los requisitos del capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto de ambos códigos. Los armados de cada uno de los edificios se muestran en las figs 3.64 a 3.78; por lo general, las cuantías de refuerzo requeridas en los edificios casos B fueron menores; únicamente en algunas columnas de los ejes externos las cuantías resultaron similares para ambos casos.

5.2.2 Periodos fundamentales de vibración

La tabla 5.1 compara los periodos fundamentales de vibración, direcciones X, Y y θ , de los cuatro edificios analizados (3, 9, 17 y 25 niveles), casos A y B de diseño. Las estructuras con concreto normal resultaron más flexibles, con mayores periodos, que las del caso B. En todos los casos los valores de los periodos son similares en las direcciones X y Y, debido a la simetría de las estructuras, tanto en planta como en elevación.

Las figs 5.1 y 5.2 muestran la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de la dirección X en los espectros de respuesta elástica e inelástica del acelerograma SCT-EW-85 y del RDF-04, con amortiguamiento crítico de 5%. Con los edificios analizados se abarca una parte importante del espectro de respuesta elástica, cumpliendo así uno de los objetivos planteados inicialmente. El edificio de 3 niveles presenta una rigidez similar en ambos tipos de estructuración, siendo ligeramente mayor en el caso B. Conforme se va incrementando el número de niveles la diferencia tiende a ser cada vez mayor; las estructuras del caso B van incrementando su rigidez (disminuye su periodo) con respecto de las del caso A. Para el edificio de 25 niveles, el periodo en dirección X del caso A es un 12% mayor con respecto del caso B (ver fig 5.3). El periodo de torsión es muy similar en ambos casos, como se aprecia en la fig 5.4.

- Modelo 3NIV. Los periodos de ambos casos caen en la parte baja del espectro elástico de SCT-EW. El caso A ($T_{1X}=0.80$ s) aparece un poco hacia la derecha del primer pico del espectro; el caso B ($T_{1X}=0.70$ s) se encuentra justamente en el pico, por lo que es de esperarse que el sismo induzca una ligera mayor cantidad de energía con respecto del caso A.
- Modelo 9NIV. Los periodos en ambos casos caen en la parte ascendente del segundo pico, aún bastante alejados del periodo dominante del terreno (2 s). El edificio del caso A ($T_{1X}=1.49$ s) presenta una ordenada espectral ligeramente superior al del caso B ($T_{1X}=1.44$ s), por lo que es de esperarse que las fuerzas inducidas serán mayores para este caso.
- Modelo 17NIV. En el edificio del caso A ($T_{1X}=1.91$ s) el periodo es muy cercano al periodo dominante del terreno, alcanzando así las mayores ordenadas espectrales. El periodo del edificio del caso B ($T_{1X}=1.84$ s) también se encuentra en la parte ascendente del espectro, sin embargo, las ordenadas son menores. Esto implica que en ambas estructuras se deben esperar grandes fuerzas de inercia debidas a la acción del sismo.
- Modelo 25NIV. El edificio del caso A ($T_{1X}=2.10$ s) tiene el periodo que se localiza en la parte descendente del espectro, hacia la derecha del periodo dominante del terreno. En el edificio del caso B ($T_{1X}=1.88$ s) el periodo se localiza en la parte ascendente del espectro; en ambas estructuras se presentan ordenadas espectrales similares. También se espera una importante demanda de comportamiento inelástico para disipar la energía sísmica.

Cabe señalar que, excepto el edificio de 3 niveles, los demás caen en la meseta del espectro inelástico de diseño del RDF-93 y RDF-04 para $Q=3$, por lo que fueron diseñados para la misma ordenada espectral, c/Q . En los edificios de 3 y 25 niveles no se satisficieron algunas de las condiciones de regularidad, tal que $Q=0.8Q$.

5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

La tabla 5.2 compara los desplazamientos laterales máximos de azotea de los cuatro edificios en estudio. En ambos casos se presentan valores muy similares; si acaso, las estructuras del caso A son ligeramente más flexibles, las cuales fueron diseñadas con el RDF-93, con un coeficiente sísmico menor ($c=0.40$) que el del espectro de diseño del RDF-04 ($c=0.45$).

5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i

Los valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i , de los cuatro edificios para los casos A y B, se muestran en la tabla 5.3. Los edificios de 3 y 9 niveles presentan menores distorsiones, debido a que en estos rigieron las condiciones de resistencia, por lo que fue necesario aumentar las dimensiones en algunos elementos estructurales. En general, las estructuras del caso B están más cercanas al límite permisible de 0.012, como se aprecia en la fig 5.5.

5.2.5 Fuerzas cortantes basales

La tabla 5.4 compara las fuerzas cortantes basales (N1-PB) de los cuatro edificios. En ambos casos se presentan valores muy similares, ligeramente menores para el caso A, (fig 5.6). Los edificios del caso B, a pesar de que son más ligeros, fueron diseñados para una mayor ordenada espectral. En todos los casos, en la distribución de las fuerzas cortantes en elevación, se observa que el primer modo domina la respuesta global.

5.3 ANÁLISIS SÍSMICOS DINÁMICOS PASO A PASO INELÁSTICOS

En esta sección se comparan los resultados de los ejes seleccionados de cada estructura, a raíz de los análisis sísmicos dinámicos paso a paso, con el programa DRAIN-2DX.

5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales y demandas máximas de ductilidad global

En todos los casos los desplazamientos son menores en el caso B, excepto en el eje A del edificio de 17 niveles, donde los desplazamientos del caso B son ligeramente mayores. En la mayor parte de los edificios, la respuesta inelástica es menor que la elástica, en particular en los edificios altos (17 y 25 niveles), ya que en estos hay una mayor disipación de energía; en el edificio de 3 niveles ambas respuestas son muy similares.

La tabla 5.5 presenta los desplazamientos inelásticos máximos ($\Delta_{m\acute{a}x}$) y de fluencia (Δ_y) de azotea de los ejes seleccionados de cada estructura; el cálculo de la demanda de ductilidad global (μ_G), se hace a partir del cociente $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_y$ con el objetivo de tener un índice de cómo se distribuyó globalmente el comportamiento no-lineal en cada caso analizado. Se observa que, excepto en el edificio de 3 niveles, los valores de μ_G son mayores en los edificios del caso A; es decir, las estructuras diseñadas con concreto normal tuvieron una mayor disipación de energía que las del caso B. Cabe señalar que en ningún caso μ_G es mayor a 3, que es el valor de diseño con el que se redujo el espectro elástico utilizado en la etapa del dimensionamiento.

El edificios de 3 niveles muestra demandas de ductilidad global muy bajas; para el caso A fueron cercanas a la unidad. Conforme se fue incrementando el número de niveles, los valores de μ_G aumentaron hasta alcanzar, en el edificio de 25 niveles, valores cercanos al factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño ($Q=3$). Las figs 5.7 a 5.24 muestran las envolventes de los desplazamientos laterales totales y las historias de desplazamiento en azotea para ambos casos, comportamientos elástico e inelástico; para los edificios de 9, 17 y 25 niveles solo se muestran las

historias del eje A (externo), debido a que los ejes internos presentan resultados muy similares, por ser simétricas, las estructuras de estudio.

- Modelo 3NIV. La respuesta inelástica es muy similar a la elástica, debido a la baja disipación de energía de las estructuras, particularmente en el caso A. Este comportamiento es común en estructuras con pocos niveles. Las demandas de ductilidad global resultan bajas, cercanas a la unidad.
- Modelo 9NIV. La respuesta del caso A es mayor; la respuesta elástica es mayor que la inelástica, excepto en el lado positivo del eje C, a diferencia del caso B, en donde en ambos ejes la respuesta inelástica resulta mayor o similar a la elástica. Los valores de μ_G son casi iguales para el eje A; para el eje C, la demanda tiende a ser mayor en el caso A.
- Modelo 17NIV. La respuesta elástica de los dos ejes analizados ejes resulta mayor en el caso A; la inelástica es muy similar en los dos casos. Los valores de μ_G son mayores en el caso A, en particular en el eje B.
- Modelo 25NIV. El patrón de comportamiento de este edificio es muy similar al del edificio de 17 niveles. La respuesta elástica es mayor en el caso A; la inelástica es similar en ambos casos; si acaso la positiva resulta mayor en el caso A. Los valores de μ_G del eje B del caso A son mayores.

5.3.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso (Δ_{ri}/h_i)

Las envolventes de las relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso de los ejes analizados de cada estructura, casos A y B, se comparan en la tabla 5.6. En el edificio de 3 niveles, la respuesta es muy similar en ambos casos; en los demás edificios la respuesta resulta mayor en el caso A, superando incluso el nivel permisible en algunos casos. Las figs 5.25 a 5.32. muestran los valores de Δ_{ri}/h_i de todos los edificios.

- Modelo 3NIV. Las respuestas elástica e inelástica de los casos A y B son similares, por debajo del nivel permisible ($\gamma_{perm} \leq 0.012$), del orden del 50%.
- Modelo 9NIV. Las respuestas elástica e inelástica resultan mayores en el caso A, superando en los dos ejes el nivel permisible. En algunos entrepisos de ambos casos, la respuesta inelástica supera a la elástica.
- Modelo 17NIV. El edificio del caso A, presenta una mayor respuesta. En los dos casos A y B la respuesta inelástica se abate considerablemente con respecto de la elástica, hasta alcanzar valores cercanos al nivel permisible; las respuestas elásticas superan en gran medida dicho valor.
- Modelo 25NIV. La respuesta elástica del edificio de 25 niveles es menor que en el edificio de 17 niveles. En los dos ejes del caso A, la respuesta inelástica supera ligeramente el nivel permisible, mayor que lo que ocurre en el caso B.

5.3.3 Coeficientes sísmicos

La tabla 5.7 compara las envolventes de los coeficientes sísmicos, elásticos e inelásticos, de los ejes seleccionados en cada estructura. En todos los casos, excepto el edificio de 3 niveles, los coeficientes elásticos son mayores en el caso A; los coeficientes inelásticos resultan similares en ambos casos. Las mayores diferencias entre los coeficientes elásticos e inelásticos se presentan en el edificio de 17 niveles. En el caso A los ejes interiores tienen coeficientes sísmicos mayores que los ejes exteriores; en el caso B los valores son similares en ambos ejes. Las figs 5.33 a 5.42 muestran las historias de los coeficientes sísmicos elásticos e inelásticos de todos los edificios.

- Modelo 3NIV. Los coeficientes sísmicos inelásticos de ambas estructuras son muy parecidos, con poca variación con respecto de los elásticos, debido a la poca fluencia que presentaron.
- Modelo 9NIV. El caso A presenta coeficientes sísmicos elásticos mayores; los coeficientes inelásticos resultan similares en los dos casos, por lo que la relación entre ambos coeficientes es mayor en el caso A. Lo anterior indica que en este caso se tiene una mayor incursión en el rango no-lineal.
- Modelo 17NIV. El edificio de 17 niveles presenta los mayores cocientes entre coeficientes elásticos e inelásticos (tabla 5.7); la respuesta elástica es considerablemente mayor que la inelástica, 4.6 veces para el caso A y 3.6 veces para el caso B. Lo anterior se debe a que la ordenada espectral elástica del caso en estudio se localiza en la parte ascendente de la curva del espectro de respuesta inelástica del registro SCT-EW, con un valor muy cercano a la del periodo dominante del terreno. La respuesta inelástica es similar en los casos A y B.
- Modelo 25NIV. El caso B presenta coeficientes sísmicos elásticos ligeramente superiores; la ordenada espectral se encuentra en la parte ascendente de la curva, mientras que en el caso A, la ordenada se ubica en la parte descendente, con un menor valor. Sin embargo, los coeficientes inelásticos son también similares, por lo que los cocientes inel/elas resultan parecidos.

5.3.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea ayudan a entender el comportamiento de una estructura ante la acción de un sismo. Se puede observar como varían algunos de los parámetros más importantes del comportamiento estructural, tales como: desplazamiento lateral máximo, fuerza cortante máxima, rigidez lateral de la estructura, así como los niveles de fluencia de comportamiento inelástico.

Ante comportamiento elástico las respuestas son prácticamente líneas rectas; sólo se observa cierta disipación de energía debido al amortiguamiento viscoso supuesto del 5%. Cuando se tiene comportamiento inelástico, se observa que a medida que la estructura disipa mayor cantidad de energía sísmica las respuestas tienen mayor área histéretica, con reducciones más importantes de la fuerza cortante basal y de los desplazamientos laterales. La tabla 5.8 compara las envolventes de desplazamientos laterales en azotea y las fuerzas cortantes basales, elásticos e inelásticos, de las estructuras analizadas (3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV) para los casos A y B. Se observa como, excepto para el edificio de 3 niveles, los desplazamientos y las fuerzas cortantes basales resultan mayores en el caso A. Las figs 5.43 a 5.55 muestran las respuestas inelásticas para los edificios de 9, 17 y 25 niveles.

- Modelo 3NIV. En general, el comportamiento es prácticamente elástico, las respuestas inelásticas son casi líneas rectas, sin presencia de área histéretica; sólo se tienen mínimas reducciones en el cortante basal debido al escaso comportamiento inelástico. El eje A del caso A presenta una ligera incursión en el rango no lineal ya que se aprecia cierta área histéretica. La respuesta del caso B fue mayor.
- Modelo 9NIV. Los dos casos de estos edificios tienen una importante disipación de energía a través del comportamiento inelástico; se presentan reducciones en cortante basal y una disminución en los desplazamientos. La respuesta elástica e inelástica es mayor en el caso A, además de que se presenta una mayor área histéretica.
- Modelo 17NIV. En ambos casos se presentan considerables reducciones en el cortante basal y en los desplazamientos laterales de azotea, mayores en el edificio del caso A, con una importante disipación de energía histéretica. El comportamiento de los dos ejes, casos A y B, es muy similar debido a la simetría de la estructura. La respuesta inelástica es parecida en ambos casos,

ligeramente mayor para el caso A. También, las gráficas para los diseños I y II del eje A, caso A, son muy semejantes.

- Modelo 25NIV. Ambos casos de estructuras muestran una considerable disipación de energía por histéresis, con importantes reducciones en el cortante basal y en los desplazamientos, ligeramente menores que las del edificio de 17 niveles. La respuesta inelástica del caso A tiende a ser mayor.

5.3.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para observar la respuesta sísmica local de los elementos estructurales, se seleccionó una viga y una columna tipo de cada uno de los ejes analizados; se obtuvieron las historias en el tiempo de los elementos mecánicos, mismas que se comparan a continuación.

5.3.5.1 Historias de elementos mecánicos en columnas

Las columnas de los edificios de 3, 9 y 17 niveles, casos A y B, tanto en ejes exteriores como interiores, muestran un comportamiento a la flexocompresión (M-P) en que gobierna la flexión, con acciones M-P menores a la condición balanceada. En el edificio 25NIV, las columnas presentan mayor variación en la carga axial, por arriba de la falla balanceada; esto ocurre en mayor medida en el caso A, ya que la resistencia a carga axial de las columnas del caso B es muy superior. Se observa que en los edificios de 17 y 25 niveles hay una mayor incursión en el rango no lineal, ocasionando un aumento en el área histerética.

En todos los casos, al revisar las historias de fuerzas cortantes actuantes, la resistencia nunca es alcanzada, ni siquiera ante comportamiento elástico; siempre existe una reserva de resistencia, mayor en los edificios del caso B, ya que para este caso fue requerida una mayor cuantía de refuerzo transversal por confinamiento. La respuesta inelástica se reduce notablemente con respecto de la elástica, excepto en el edificio de 3 niveles, donde las respuestas elástica e inelástica son prácticamente iguales.

5.3.5.2 Historias de elementos mecánicos en vigas

Las vigas de los edificios de 9, 17 y 25 niveles, casos A y B, presentan un número importante de ciclos en los que se alcanza la fluencia, tanto para momento flexionante negativo como positivo; la respuesta inelástica disminuye notablemente con respecto de la elástica, sobre todo en los edificios del caso A. En el edificio de 3 niveles, la respuesta inelástica es muy similar a la elástica y supera en pocas ocasiones la resistencia disponible. Los momentos flexionantes elásticos actuantes son, en general, considerablemente mayores en las vigas de los edificios del caso A; las resistencias proporcionadas, y por lo tanto los momentos inelásticos actuantes resultan similares en ambos casos, si acaso ligeramente mayores en el caso A.

En todas las vigas, al comparar las historias de fuerzas cortantes actuantes contra la resistencia proporcionada, se verifica que rigen los modos de falla frágiles; el cortante inelástico actuante nunca supera al cortante resistente.

5.3.6 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas

A continuación se comparan las demandas máximas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en vigas y columnas, así como las distribuciones globales de articulaciones plásticas. El cálculo de las μ_L se basó en una longitud plástica efectiva de un peralte efectivo, $l_p=d$. Las figs 5.52 a 5.65 comparan las demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas de los ejes de estudio, casos A y B.

- Modelo 3NIV. Las demandas máximas de ductilidad local resultan mayores en el caso B; lo anterior parece razonable, ya que para este caso se presenta una mayor incursión en el rango inelástico debido a que la estructura estuvo sometida a mayores fuerzas sísmicas, como se mencionó anteriormente. En ningún caso hay fluencia en las columnas; éstas permanecieron en su rango elástico.
- Modelo 9NIV. En los dos ejes, casos A y B, las demandas de ductilidad en vigas son **muy** similares. Las demandas máximas en columnas tienden a ser mayores en el eje A del caso A, y en el eje C del caso B; en el caso A las columnas tienen resistencias similares en ambos ejes, y al estar sometidas a fuerzas de tensión en el eje A (exterior) presentan una mayor demanda de ductilidad. En el caso B, las columnas del eje A tienen una mayor resistencia que las del eje C (interior), por lo que las demandas máximas se presentan en los ejes interiores.
- Modelo 17NIV. Los valores de μ_L en vigas resultan muy similares en los dos ejes, casos A y B; son ligeramente superiores en el eje B del caso B. En columnas, las mayores demandas se presentan en el eje A del caso A, y en el eje B del caso B; en general, las demandas tienden a ser mayores en el eje A. También, se observa que las columnas que fueron diseñadas con un F_R variable (diseño II) tienen mayores demandas, ya que su resistencia es menor.
- Modelo 25NIV. Los valores de μ_L en vigas resultan similares en los dos ejes, casos A y B. Nuevamente, las demandas máximas en columnas se presentan en el eje A del caso A, y en el eje B del caso B.

Los máximos valores de μ_L en vigas y columnas se presentan en el edificio de 9 niveles. En general, las demandas máximas son similares en ambos casos, dentro de límites admisibles, para asegurar un buen comportamiento en el elemento.

En todos los edificios, casos A y B, la distribución global de articulaciones plásticas presenta una tendencia general hacia el mecanismo de falla conocido como tipo "viga"; esto es, que se tienen articulaciones plásticas en la mayor parte de las vigas y solamente en algunas columnas, lo cual es congruente con la filosofía actual de diseño "columna fuerte-trabe débil" del RDF-93 y RDF-04.

- Modelo 3NIV. En el edificio del caso A sólo las vigas de los dos primeros niveles llegan a fluir; en el caso B fluyen todas las vigas del eje A, en ambos extremos. Como ya se mencionó anteriormente, ninguna columna presenta fluencia.
- Modelo 9NIV. En el caso A fluyen una mayor cantidad de columnas, en particular en el eje A; en el caso B, únicamente alcanzan su resistencia las columnas de planta baja y algunas en los niveles superiores de la crujía interna del eje C.
- Modelo 17NIV. Se articulan una mayor cantidad de columnas en el eje externo A, casos A y B. La distribución global de rótulas plásticas de vigas y columnas es similar en ambos casos, al revisar el diseño I para el eje A del caso B. En el diseño II se articulan una mayor cantidad de columnas, en particular en los ejes externos. Esto se debe a que en dichos ejes las columnas fueron diseñadas para cargas axiales muy bajas, e inclusive de tensión, ocasionando que los valores de F_R fueran cercanos a 0.9, dando como resultado menores armados en los elementos. Para la condición de diseño II se articulan más columnas, pero dichas articulaciones no se presentan al mismo tiempo, y en ningún nivel se articulan todas las columnas.
- Modelo 25NIV. En el eje A del caso A se articula una mayor cantidad de columnas, en particular las columnas externas, a diferencia del caso B, en donde se tienen más articulaciones en el eje B.

5.4 COMPARACIÓN DE PESOS Y VOLÚMENES DE CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

A continuación se comparan los pesos de concreto y acero de refuerzo de las cuatro estructuras consideradas en este trabajo, para ambos tipos de resistencia del concreto (casos A y B). Los volúmenes de concreto se obtuvieron a partir del nivel de planta baja hasta la azotea. Los pesos del acero de refuerzo, longitudinal y transversal se obtuvieron únicamente en los extremos en las zonas de confinamiento de los elementos para los ejes analizados. Se asume que el acero de refuerzo en otras zonas es proporcional para ambos casos, por lo que se espera que no afecte de forma considerable los cálculos realizados. Los otros ejes de las estructuras tienen los mismos armados, debido a la simetría que éstas presentan.

La tabla 5.9 compara los volúmenes y pesos totales de los cuatro edificios para los casos A y B. En las figs 5.70 y 5.71 se puede observar que en el caso B hay una reducción en el peso total de la estructura (columnas y vigas de concreto) con respecto del caso A; esta reducción es más significativa para las estructuras altas, en las que la rigidez lateral es el parámetro de mayor importancia en la obtención de las dimensiones de los elementos estructurales. En las estructuras con pocos niveles tienden a ser más importantes las condiciones de resistencia, tales como la cuantía máxima de refuerzo longitudinal. La diferencia en las reducciones de los pesos de las estructuras de 9, 17 y 25 niveles es muy baja; lo anterior se puede deber en parte, a que en el diseño no se alcanzó un mismo valor en la distorsión máxima para condiciones de servicio (0.012). A pesar de que existe una reducción importante en el volumen de concreto, aproximadamente del 15% para el edificio de 3 niveles y del 30% para los demás edificios, el costo de un concreto de alta resistencia es considerablemente mayor que el de un concreto normal, por lo que el costo del material requerido es mayor, en particular en la estructura de 3 niveles.

Las tablas 5.10 a 5.15 y las figs 5.72 a 5.75 comparan los pesos del acero de refuerzo longitudinal y transversal, requerido en los extremos de las zonas de confinamiento para las vigas y columnas de las cuatro estructuras. La reducción en el peso del acero de refuerzo longitudinal de las estructuras del caso B, con respecto de las del caso A, varía entre el 20 y el 25%, ligeramente mayor para los edificios más altos. Dicha reducción no se presenta de manera uniforme en las estructuras, ya que es mayor para los ejes internos que para los externos, como se observa en la fig 5.73.

En los edificios del caso B se requirió de una mayor cantidad de refuerzo transversal con respecto de lo necesario en los edificios del caso A, como se explica en el cap 2. La fig 5.74 muestra que el aumento de refuerzo transversal de las estructuras del caso B es mayor en los edificios de menos niveles, siendo prácticamente nulo en los edificios de 17 y 25 niveles.

La fig 5.75 presenta la reducción del refuerzo total, longitudinal más transversal, que tienen las estructuras del caso B. Dichas reducciones son menores que las obtenidas para el refuerzo longitudinal por el aumento en el refuerzo transversal. En este trabajo únicamente se diseñaron los extremos de los elementos estructurales, por lo que no fue posible realizar una comparación en costos entre ambos casos, ya que faltaría considerar el acero en los tramos intermedios, así como el de las vigas secundarias.

Tabla 5.1 Comparación de periodos fundamentales de vibración, modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

MODELO	CASO	PERIODO DE VIBRACIÓN [s]		
		X	Y	θ
3NIV	A	0.80	0.80	0.69
	B	0.70	0.74	0.63
9NIV	A	1.49	1.45	1.07
	B	1.44	1.41	1.09
17NIV	A	1.91	1.91	1.38
	B	1.84	1.84	1.42
25NIV	A	2.10	2.10	1.39
	B	1.88	1.88	1.38

Tabla 5.2 Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales en azotea, sismo en ambas direcciones, modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

MODELO	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MAXIMO EN AZOTEA [cm]			
	CASO A		CASO B	
	X	Y	X	Y
3NIV	9.87	10.02	8.31	9.51
9NIV	32.94	31.11	34.47	32.67
17NIV	53.40	53.40	58.08	58.08
25NIV	81.72	81.72	83.76	83.76

Tabla 5.3 Comparación de relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i , sismo en ambas direcciones, modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

MODELO	CASO	RELACIONES Δ_{ri}/h_i			
		Entrepiso	X	Entrepiso	Y
3NIV	A	N2-N1	0.01101	N2-N1	0.01041
	B	N2-N1	0.00939	N2-N1	0.01017
9NIV	A	N6-N5	0.01122	N6-N5	0.01059
	B	N6-N5	0.01158	N6-N5	0.01092
17NIV	A	N11-N10	0.01134	N11-N10	0.01134
	B	N10-N9	0.01224	N10-N9	0.01224
25NIV	A	N14-N13	0.01143	N14-N13	0.01143
	B	N18-N17	0.01212	N18-N17	0.01212

Tabla 5.4 Comparación de fuerzas cortantes basales, sismo en ambas direcciones, modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

MODELO	FUERZA CORTANTE BASAL [t]			
	CASO A		CASO B	
	X	Y	X	Y
3NIV	198.30	199.42	207.01	210.71
9NIV	1011.46	1016.73	1013.56	1018.83
17NIV	1250.47	1250.47	1388.46	1388.46
25NIV	2816.97	2816.97	3024.57	3024.57

Tabla 5.5 Demandas de ductilidad global de desplazamiento, μ_G , modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

MODELO	EJE	DEMANDAS DE DUCTILIDAD GLOBAL DE DESPLAZAMIENTO					
		CASO A			CASO B		
		$\Delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	Δ_y [cm]	μ_G	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	Δ_y [cm]	μ_G
3NIV	A	5.48	4.82	1.14	5.27	3.74	1.41
	3	5.64	5.42	1.04	5.90	3.15	1.91
9NIV	A	41.12	17.40	2.36	32.30	13.80	2.34
	C	43.06	16.70	2.58	29.10	14.90	1.96
17NIV	A	51.00	22.40	2.28	39.88	19.85	2.01
	B	48.98	18.50	2.65	38.36	18.84	2.04
25NIV	A	77.26	29.30	2.64	45.18	20.61	2.19
	B	76.73	30.70	2.50	44.10	28.56	1.54

Tabla 5.6 Comparación de relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i , análisis dinámico paso a paso elástico e inelástico, modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

MODELO	EJE	RELACIONES Δ_r/h_i ELÁSTICAS E INELÁSTICAS			
		CASO A		CASO B	
		Elástico	Inelástico	Elástico	Inelástico
3NIV	A	0.0052	0.0052	0.0055	0.0052
	3	0.0058	0.0059	0.0063	0.0064
9NIV	A	0.0136	0.0140	0.0087	0.0110
	C	0.0122	0.0133	0.0087	0.0107
17NIV	A	0.0296	0.0110	0.0191	0.0110
	B	0.0273	0.0109	0.0187	0.0108
25NIV	A	0.0199	0.0131	0.0151	0.0070
	B	0.0190	0.0127	0.0149	0.0069

Tabla 5.7 Comparación de coeficientes sísmicos máximos, análisis dinámico paso a paso elástico e inelástico, modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

MODELO	EJE	COEFICIENTES SÍSMICOS MÁXIMOS					
		CASO A			CASO B		
		Elástico	Inelástico	Inel/Elas	Elástico	Inelástico	Inel/Elas
3NIV	A	0.2345	0.2271	0.9684	0.3387	0.2739	0.8085
	3	0.2632	0.2492	0.9470	0.3150	0.2660	0.8446
9NIV	A	0.4758	0.2117	0.4448	0.3548	0.2240	0.6313
	C	0.4992	0.2868	0.5744	0.3638	0.2263	0.6219
17NIV	A	0.7885	0.1696	0.2151	0.6234	0.1714	0.2750
	B	0.8515	0.1846	0.2168	0.6175	0.1708	0.2766
25NIV	A	0.5869	0.1885	0.3211	0.6259	0.1973	0.3153
	B	0.6221	0.2063	0.3316	0.6290	0.2028	0.3224

Tabla 5.8 Comparación de valores máximos de las combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, análisis dinámico paso a paso elástico e inelástico, modelos 3NIV, 9NIV, 17NIV y 25NIV (casos A y B)

MODELO	EJE	CASO	VALORES MÁXIMOS DE FUERZA CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO LATERAL DE AZOTEA, ELÁSTICOS E INELÁSTICOS			
			CASO A		CASO B	
			Δ [cm]	V [t]	Δ [cm]	V [t]
3NIV	A	Elás.	5.47	161	5.68	203
		Inel.	5.45	156	5.27	164
	3	Elás.	5.61	60	5.89	56
		Inel.	5.64	57	5.90	52
9NIV	A	Elás.	49.30	859	27.90	525
		Inel.	41.12	382	30.93	331
	C	Elás.	44.80	706	28.11	518
		Inel.	43.05	406	29.11	329
17NIV	A	Elás.	149.00	2710	93.14	1792
		Inel.	51.00	582	44.81	424
	B	Elás.	148.00	2610	92.00	1757
		Inel.	48.97	566	46.58	407
25NIV	A	Elás.	143.00	3920	107.84	3277
		Inel.	77.26	1261	55.56	921
	B	Elás.	142.00	3830	107.57	3229
		Inel.	76.73	1269	55.39	910

Tabla 5.9 Comparación de pesos, volúmenes de concreto y costos, sin y con concretos de alta resistencia

MODELO	Peso [t] *		Reducción	
	Caso A	Caso B	[t]	[%]
3NIV	380.35	319.45	60.90	16.01
9NIV	3017.39	2135.18	882.22	29.24
17NIV	5388.06	3880.19	1507.87	27.99
25NIV	12455.09	9094.48	3360.60	26.98

Volumen [m ³]		Costo [millones de pesos]		Aumento
Caso A	Caso B	Caso A	Caso B	[%]
172.89	145.20	0.196	0.324	65.014
1371.54	970.53	1.555	2.162	39.028
2449.12	1763.72	2.777	3.930	41.489
5661.40	4133.86	6.420	9.210	43.461

$\gamma_c = 2.2 \text{ t/m}^3$
 $\$ 1,134 / \text{m}^3$ ($f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$)
 $\$ 2,228 / \text{m}^3$ ($f'_c = 700 \text{ kg/cm}^2$)

*Nota: Estos valores fueron obtenidos a partir del nivel de desplante de los edificios (no incluye cimentación)

Tabla 5.10 Comparación de pesos del acero de refuerzo longitudinal de las zonas de confinamiento, modelo 3NIV

Peso [t]	Caso A		Caso B		Reducción [t]		Reducción [%]	
	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3
Columnas	2.29	0.82	1.81	0.53	0.47	0.29	20.72	35.14
Vigas	0.85	0.51	0.73	0.50	0.12	0.01	14.09	1.58
Cols + Vigas	3.14	1.33	2.54	1.04	0.59	0.30	18.93	22.33
Eje A + Eje 3	4.47		3.58		0.89		19.94	

Diferencia en pesos [t]		
Acero long	Acero trans*	Total
0.89	-0.18	0.71
19.94%	-20.24%	12.06%

*Nota: el signo negativo indica que se presentó un aumento en el peso en lugar de una reducción

Tabla 5.11 Comparación de pesos del acero de refuerzo longitudinal de las zonas de confinamiento, modelo 9NIV

Peso [t]	Caso A		Caso B		Reducción [t]		Reducción [%]	
	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3
Columnas	6.95	6.86	6.08	4.64	0.87	2.22	12.57	32.32
Vigas	4.64	4.86	4.03	4.32	0.61	0.54	13.12	11.09
Cols + Vigas	11.59	11.72	10.11	8.96	1.48	2.76	12.79	23.51
Eje A + Eje 3	23.31		19.07		4.24		18.18	

Diferencia en pesos [t]		
Acero long	Acero trans	Total
4.24	-1.55	2.68
18.18%	-17.34%	8.30%

Tabla 5.12 Comparación de pesos del acero de refuerzo longitudinal de las zonas de confinamiento, modelo 17NIV

Peso [t]	Caso A		Caso B			Reducción [t]		Reducción [%]	
	Eje A	Eje 3	Diseño I	Diseño II	Diseño I	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3
Columnas	17.11	18.58	12.70	10.05	10.11	4.41	8.47	25.76	45.58
Vigas	12.94	13.31	11.84	11.84	12.13	1.10	1.17	8.51	8.83
Cols + Vigas	30.05	31.89	24.54	21.89	22.24	5.51	9.64	18.33	30.24
Eje A + Eje 3	61.94					15.15		24.46	

Diferencia en pesos [t]		
Acero long	Acero trans	Total
15.15	-0.108	15.04
24.46%	-0.35%	16.25%

Tabla 5.13 Comparación de pesos del acero de refuerzo longitudinal de las zonas de confinamiento, modelo 25NIV

Peso [t]	Caso A		Caso B		Reducción [t]		Reducción [%]	
	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3	Eje A	Eje 3
Columnas	67.17	59.55	54.14	36.94	13.04	22.61	19.41	-37.96
Vigas	41.85	41.76	36.48	36.25	5.37	5.51	12.82	13.19
Cols + Vigas	109.02	101.31	90.62	73.19	18.40	28.11	16.88	27.75
Eje A + Eje 3	210.33		163.81		46.52		22.12	

Diferencia en pesos [t]		
Acero long	Acero trans	Total
46.52	-3.836	42.68
22.12%	-3.76%	13.66%

Tabla 5.14 Reducción en los pesos del acero de refuerzo de los cuatro edificios del caso B con respecto de los del caso A

MODELO	Reducción en los pesos del acero de refuerzo [t]					
	Longitudinal	%	Transversal	%	Total	%
3NIV	0.89	19.94	0.18	20.24	0.71	12.06
9NIV	4.24	18.80	1.55	17.34	2.68	8.30
17NIV	15.15	24.46	0.11	0.35	15.04	16.25
25NIV	46.52	22.12	3.84	3.76	42.68	13.66

Tabla 5.15 Comparación en la reducción de los pesos del acero de refuerzo longitudinal en los ejes externos e internos de los edificios de 9, 17 y 25 niveles

MODELO	Eje exterior	%	Eje interior	%
9NIV	1.48	12.79	2.76	23.51
17NIV	5.51	18.33	9.64	30.24
25NIV	18.40	16.88	28.11	27.75

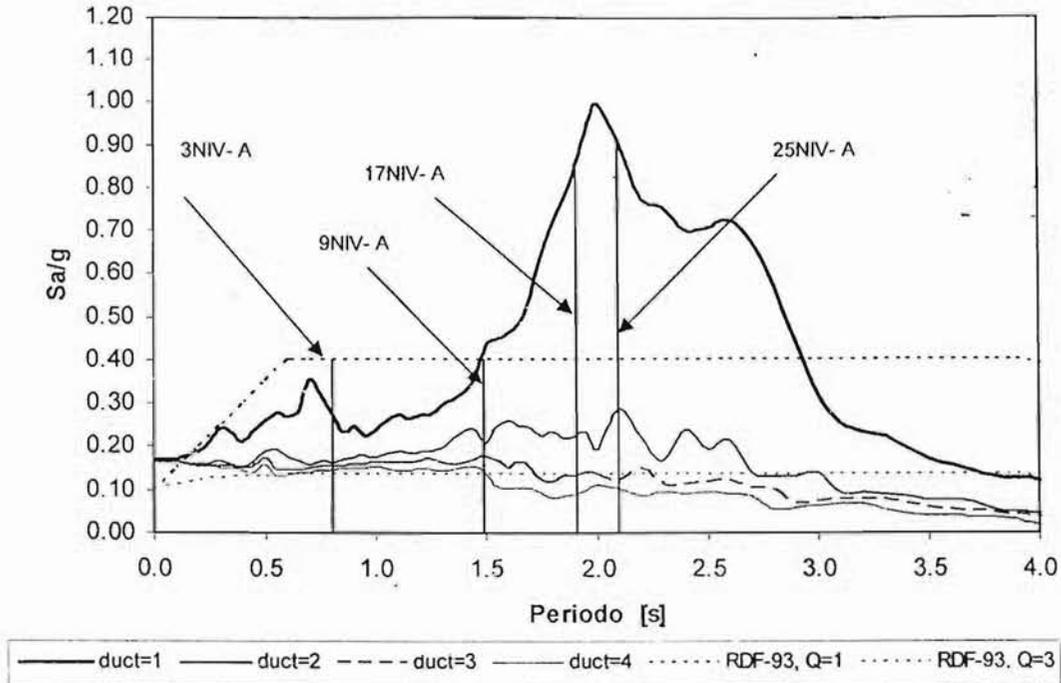


Fig 5.1 Ubicación de los períodos fundamentales de vibración de las cuatro estructuras, dirección X, con respecto de los espectros de diseño del RDF-93 y de respuesta SCT-EW para distintas ductilidades, caso A

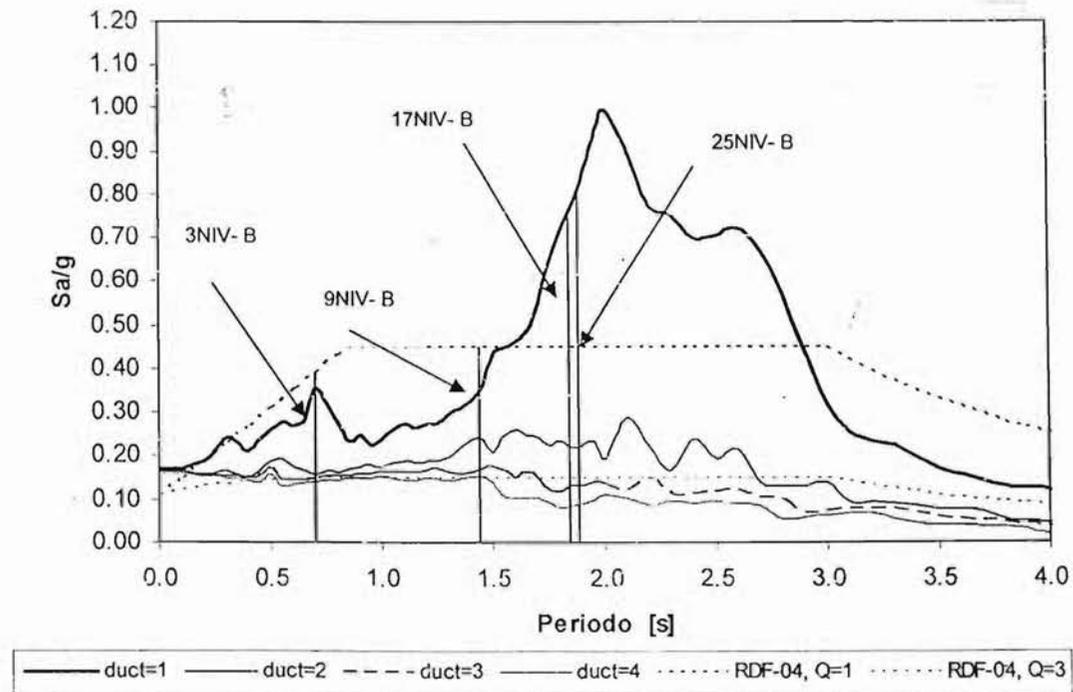


Fig 5.2 Ubicación de los períodos fundamentales de vibración de las cuatro estructuras, dirección X, con respecto de los espectros de diseño del RDF-04 y de respuesta SCT-EW para distintas ductilidades, caso B

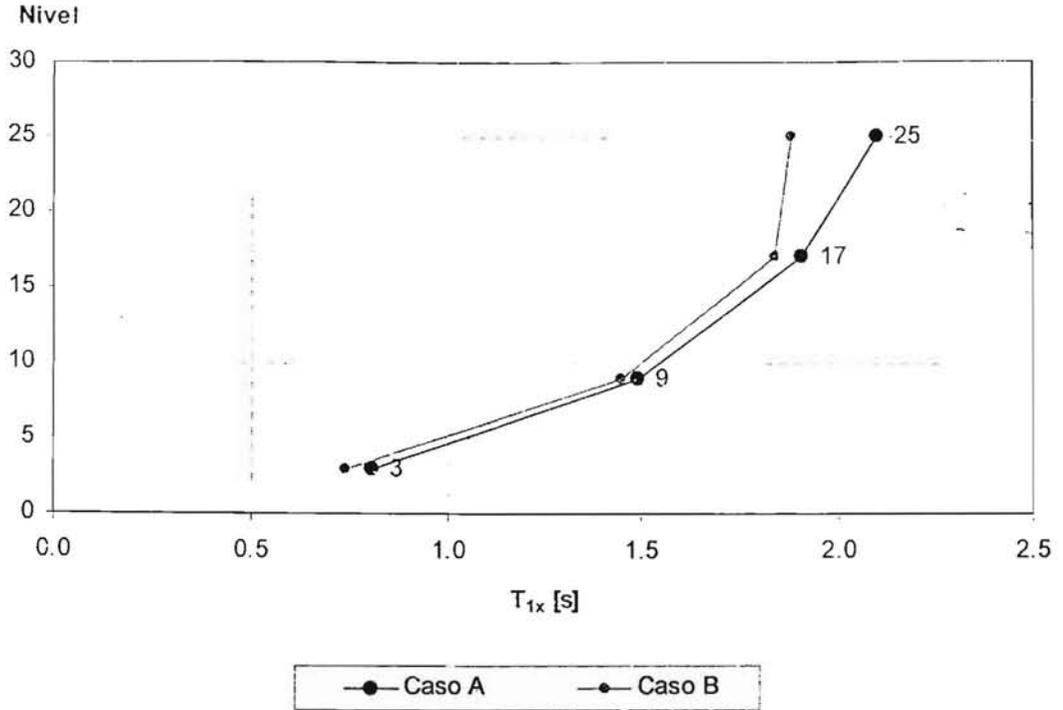


Fig 5.3 Comparación de los periodos fundamentales de vibración de traslación de la dirección X de los cuatro edificios, casos A y B

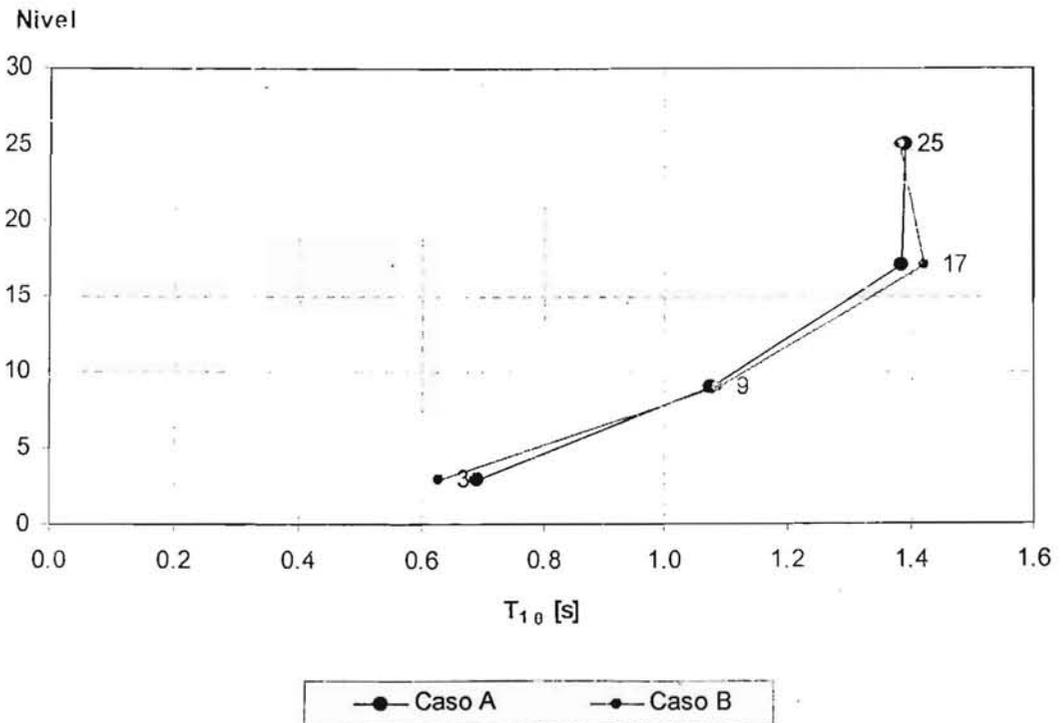


Fig 5.4 Comparación de los periodos fundamentales de vibración de torsión de los cuatro edificios, casos A y B

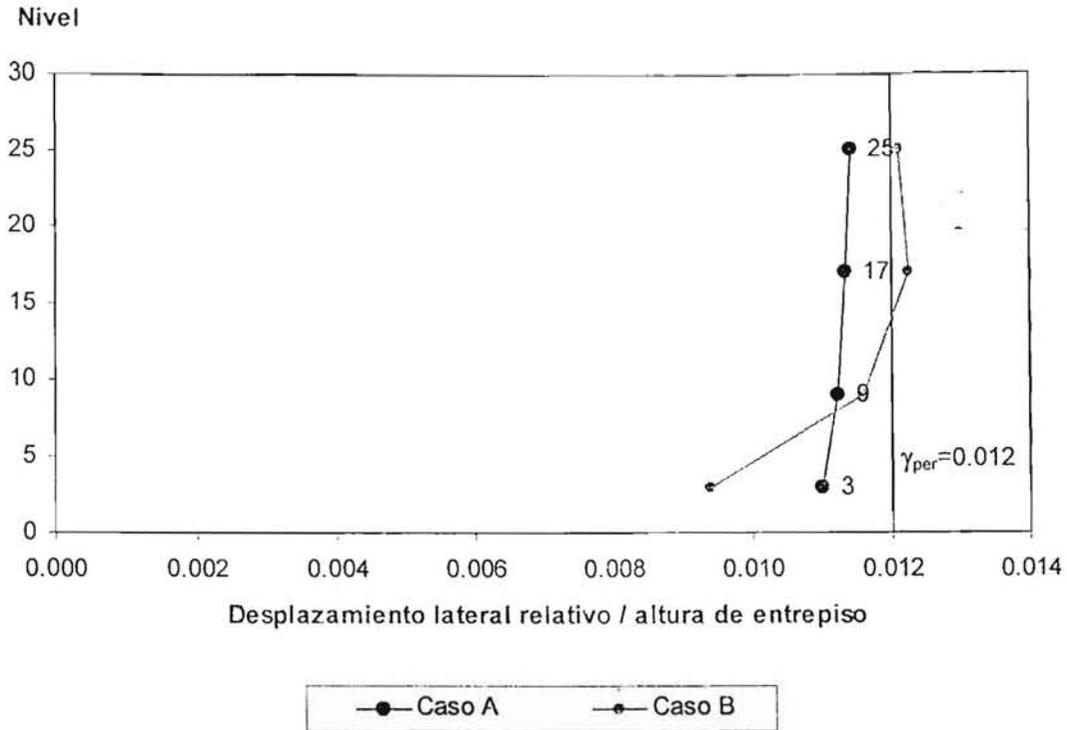


Fig 5.5 Comparación de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso de los cuatro edificios, análisis modal espectral, en dirección X, casos A y B

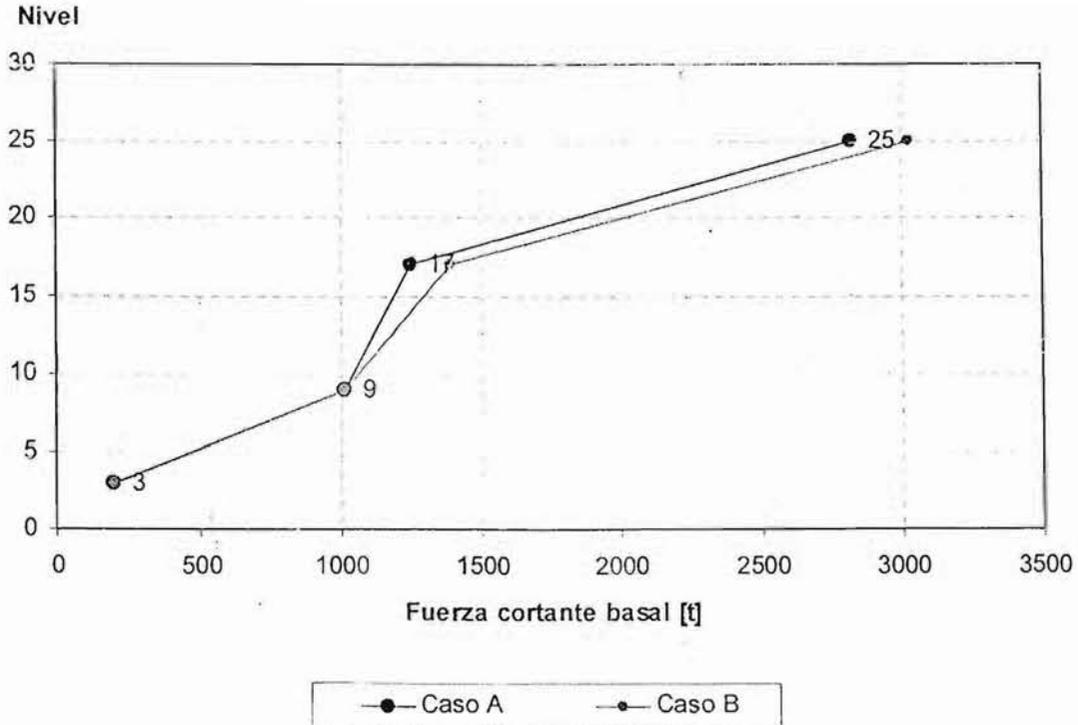


Fig 5.6 Comparación de las fuerzas cortantes basales de los cuatro edificios, análisis modal espectral, en dirección X, casos A y B

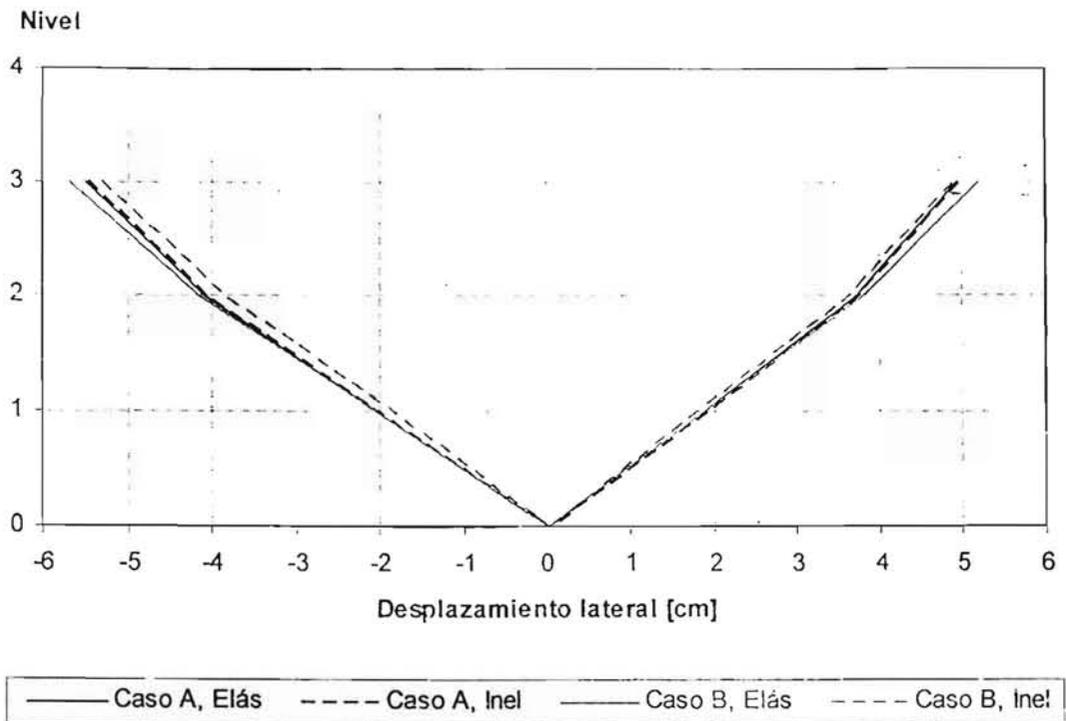


Fig 5.7 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 3NIV, casos A y B

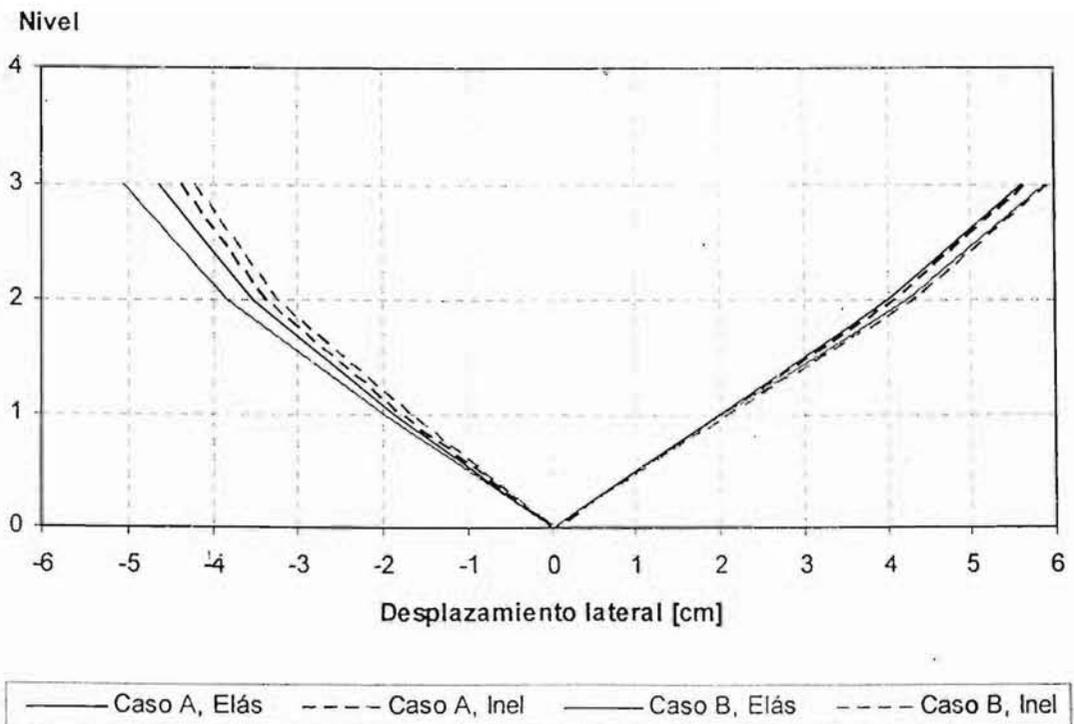


Fig 5.8 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje 3, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 3NIV, casos A y B

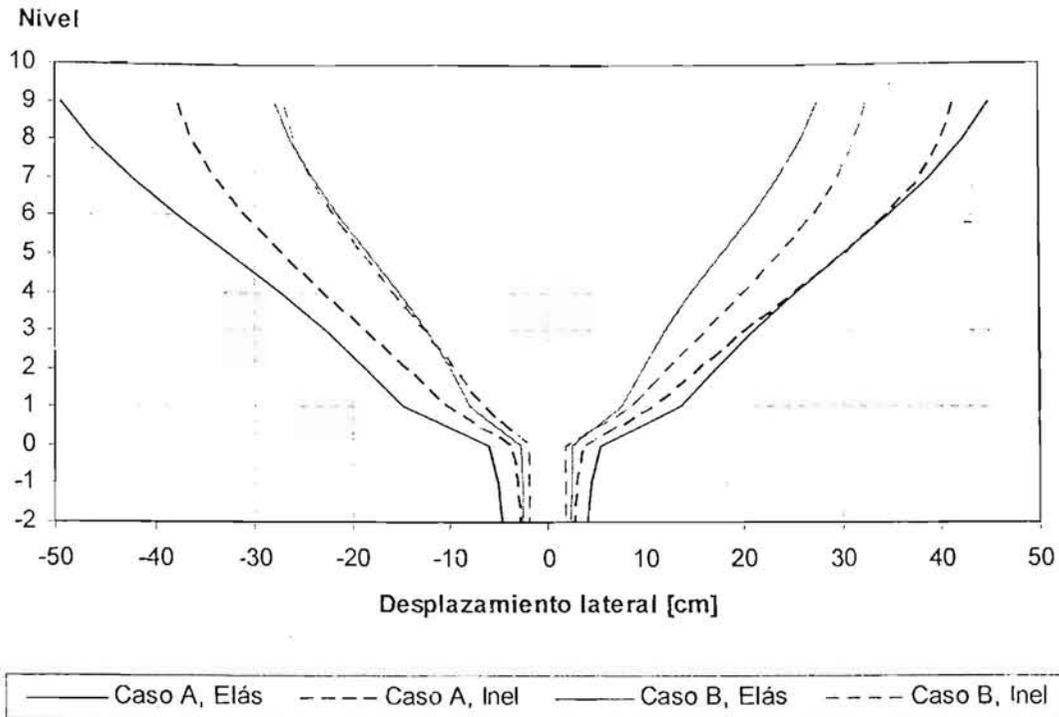


Fig 5.9 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 9NIV, casos A y B

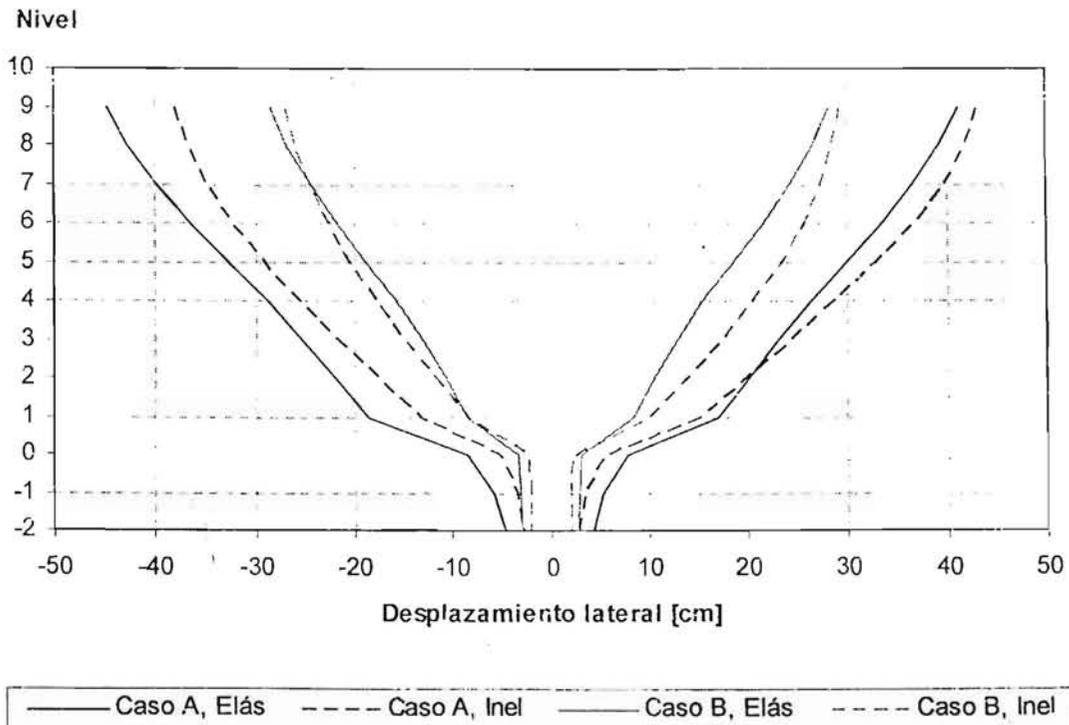


Fig 5.10 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje C, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 9NIV, casos A y B

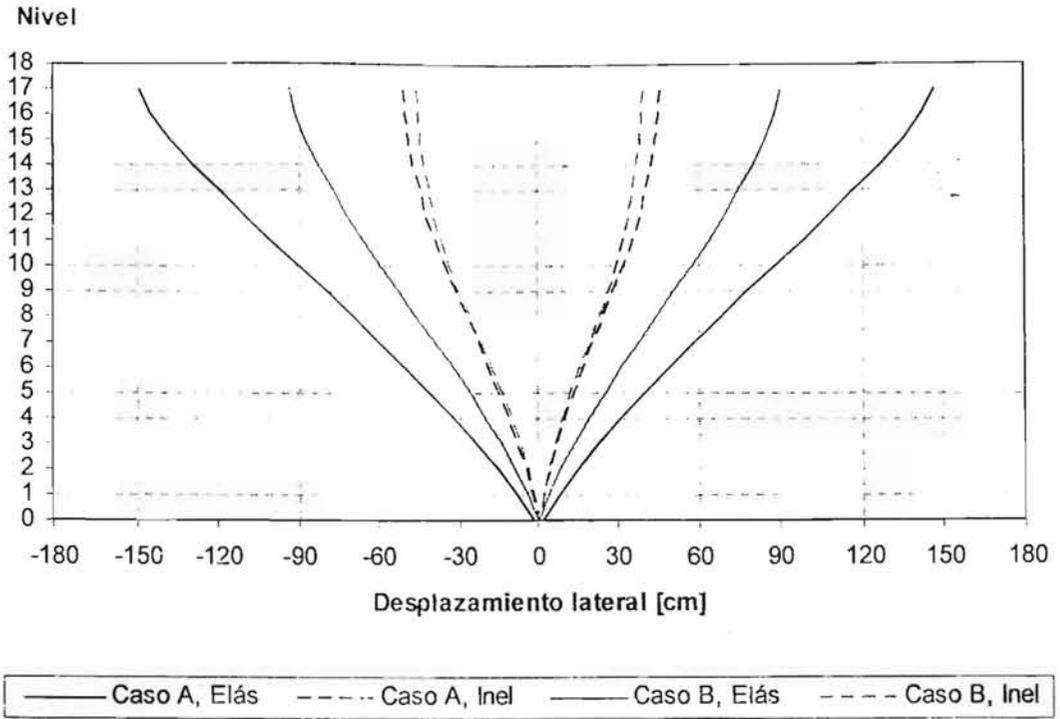


Fig 5.11 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 17NIV, casos A y B

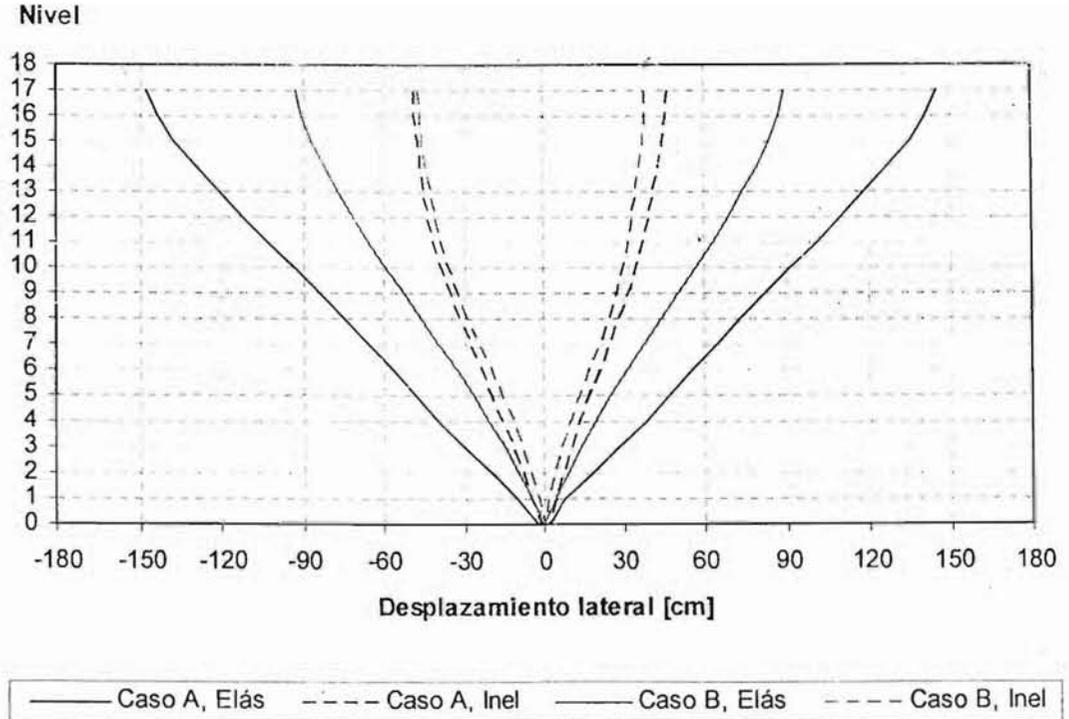


Fig 5.12 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje B, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 17NIV, casos A y B

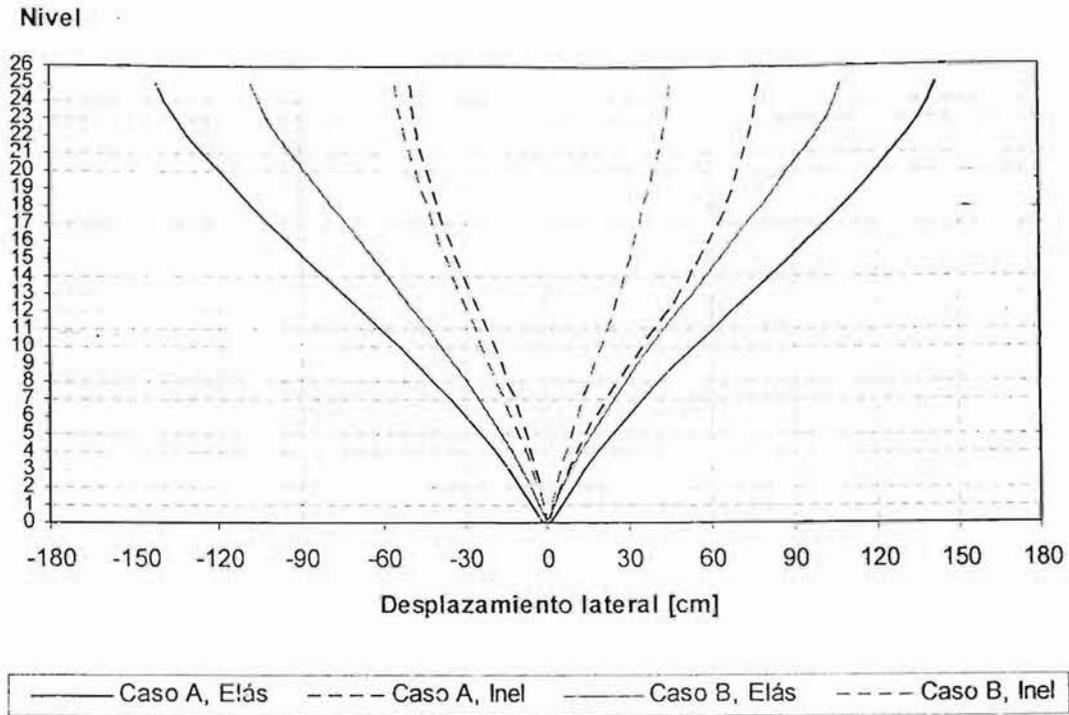


Fig 5.13 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 25NIV, casos A y B

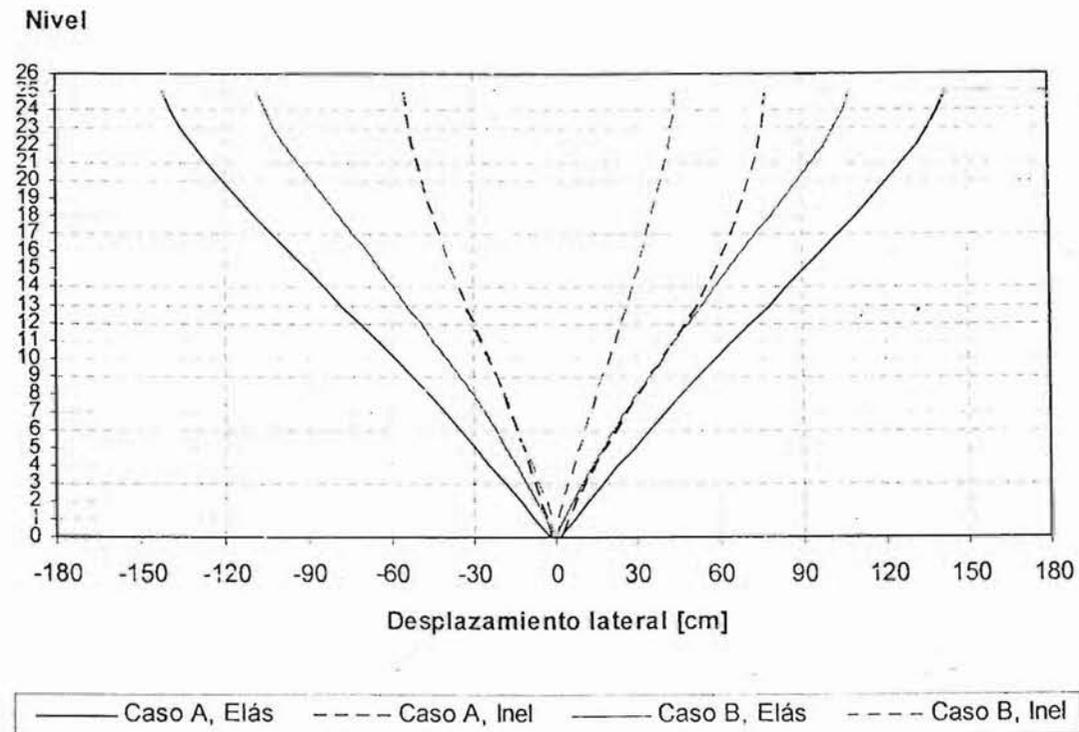


Fig 5.14 Comparación de desplazamientos laterales máximos del eje B, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 25NIV, casos A y B

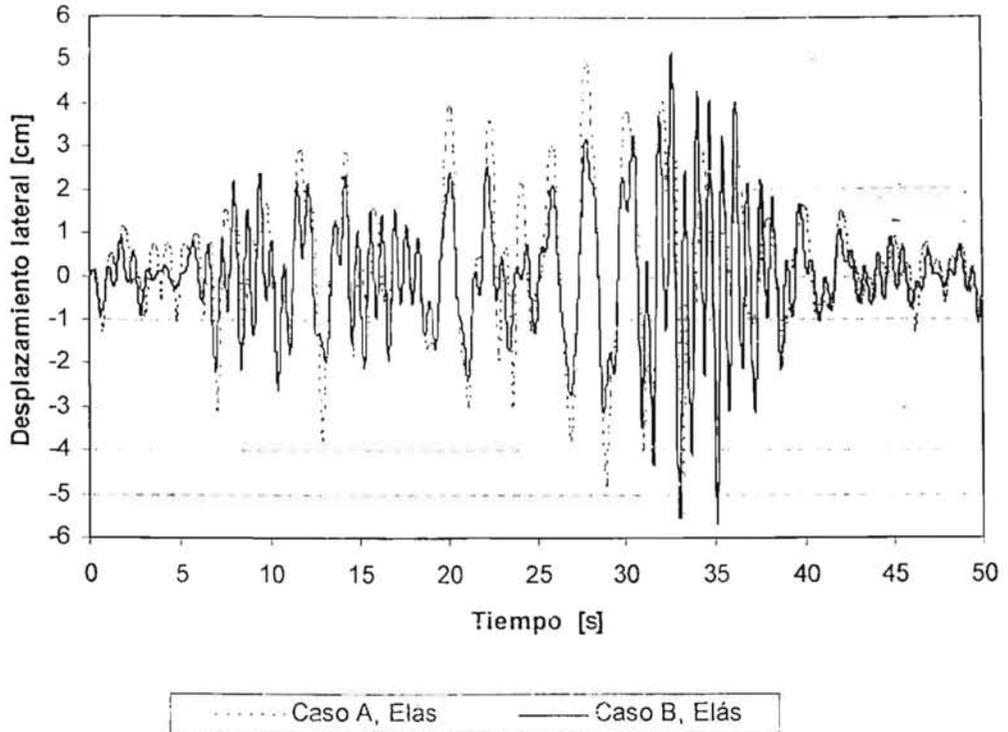


Fig 5.15 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, comportamiento elástico, edificio 3NIV, casos A y B

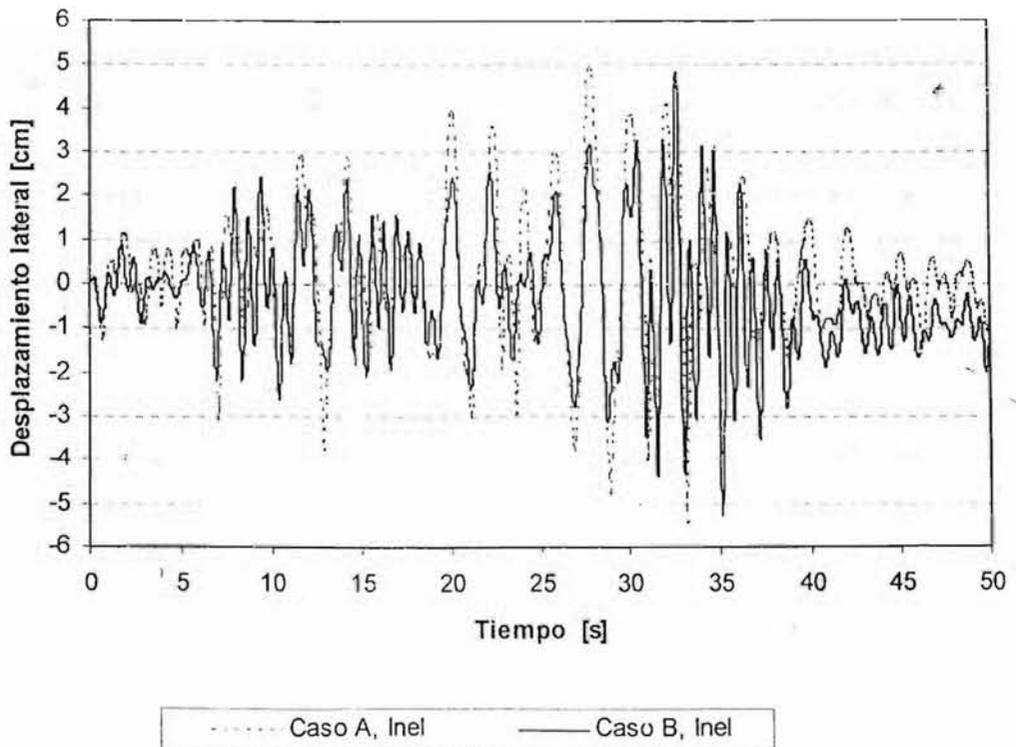


Fig 5.16 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, comportamiento inelástico, edificio 3NIV, casos A y B

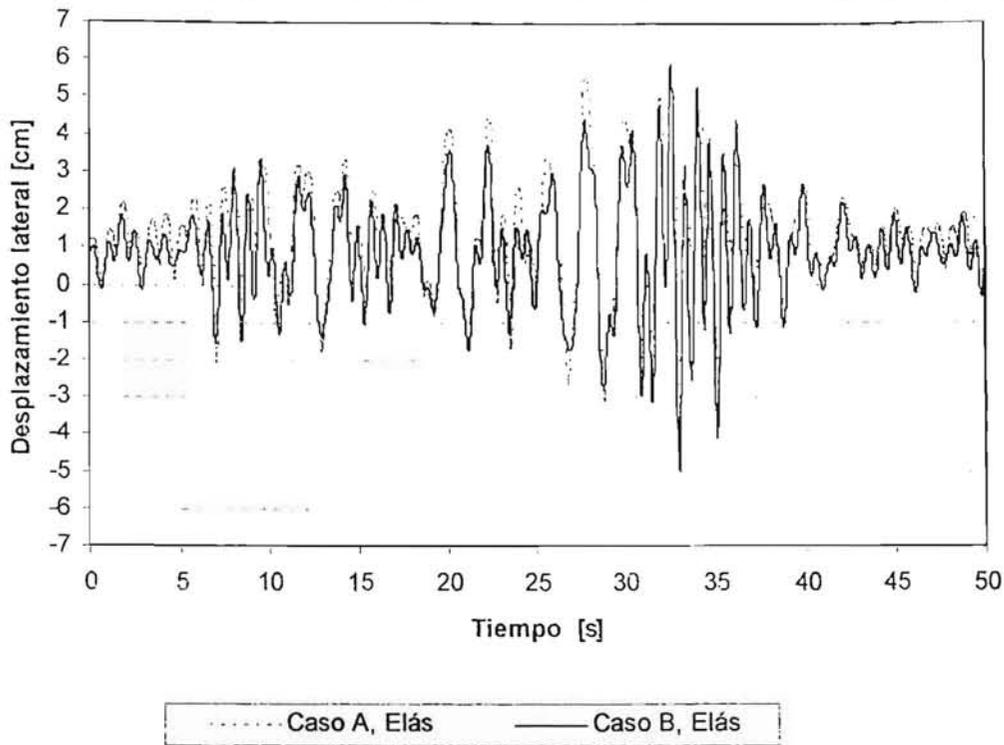


Fig 5.17 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 3, comportamiento elástico, edificio 3NIV, casos A y B

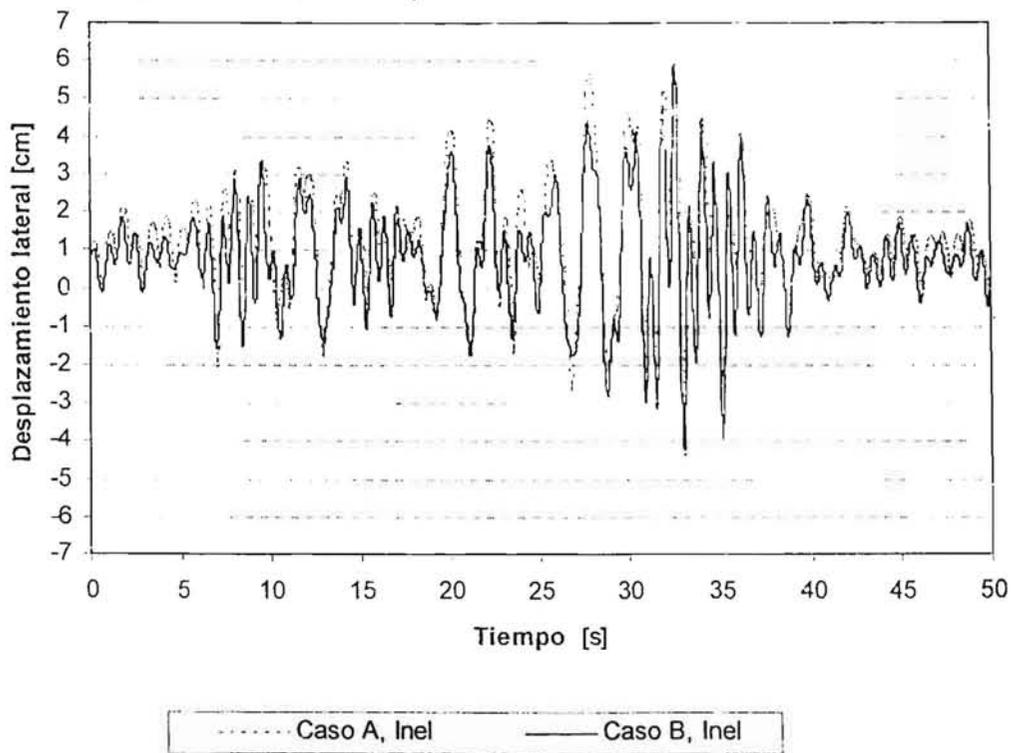


Fig 5.18 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 3, comportamiento inelástico, edificio 3NIV, casos A y B

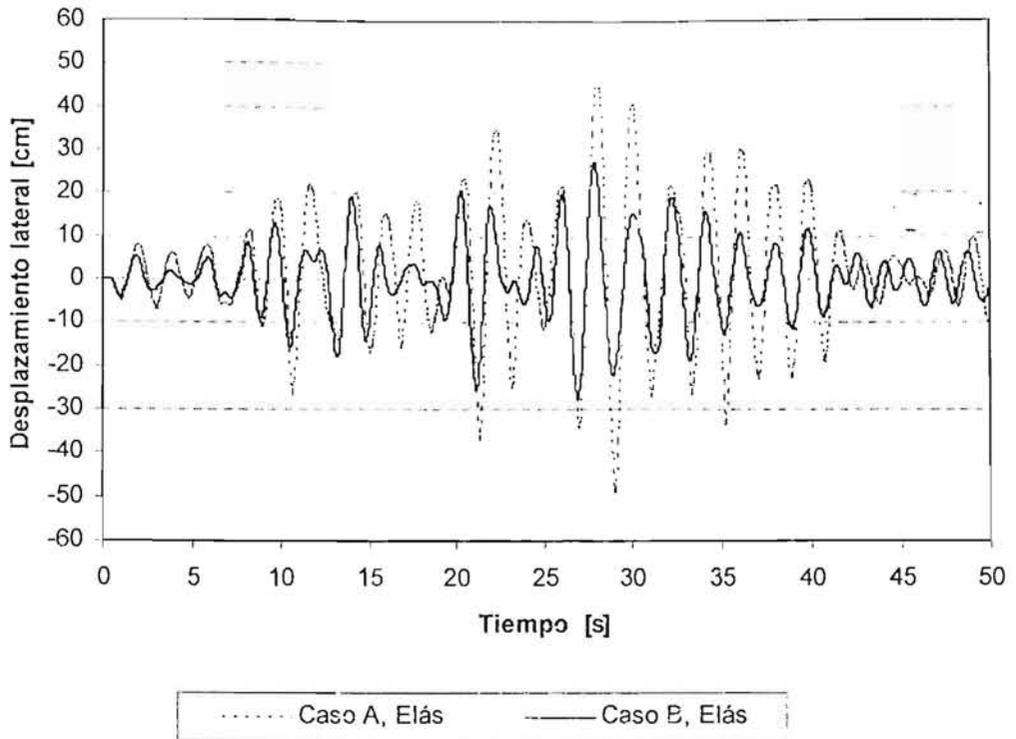


Fig 5.19 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, comportamiento elástico, edificio 9NIV, casos A y B

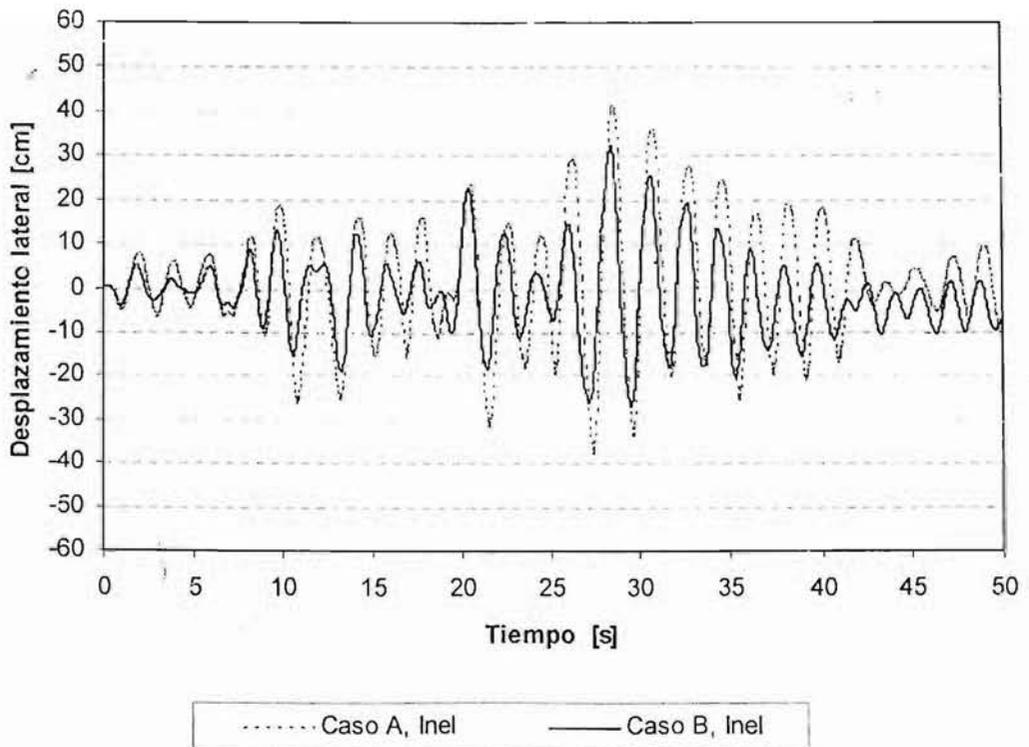


Fig 5.20 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, comportamiento inelástico, edificio 9NIV, casos A y B

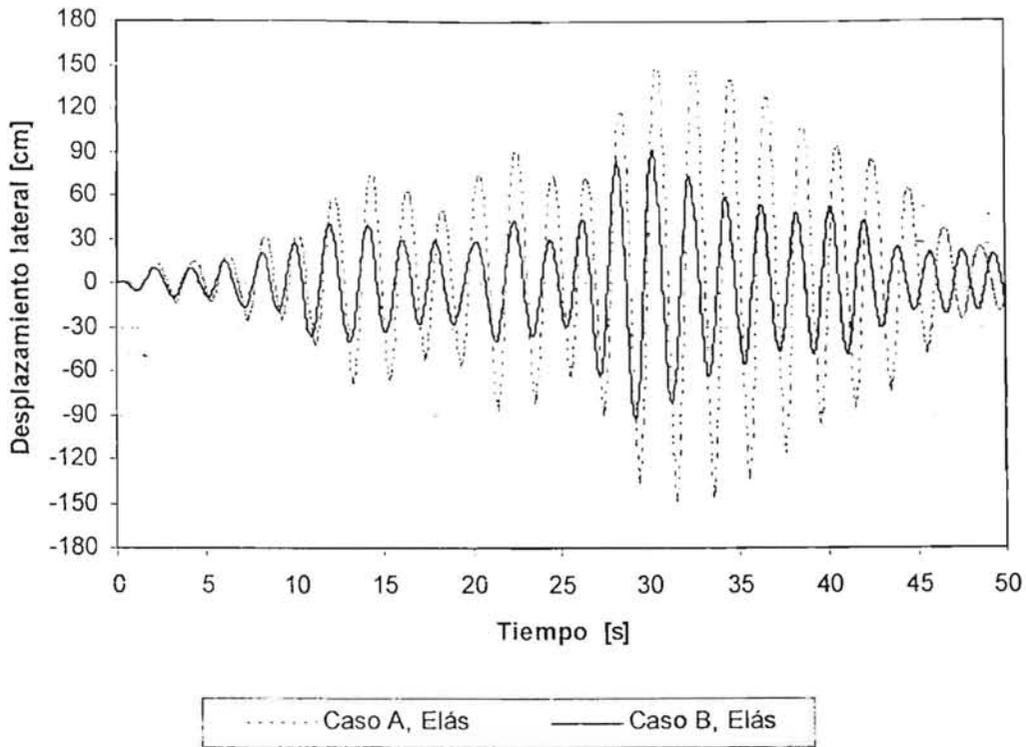


Fig. 5.21 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, comportamiento elástico, edificio 17NIV, casos A y B

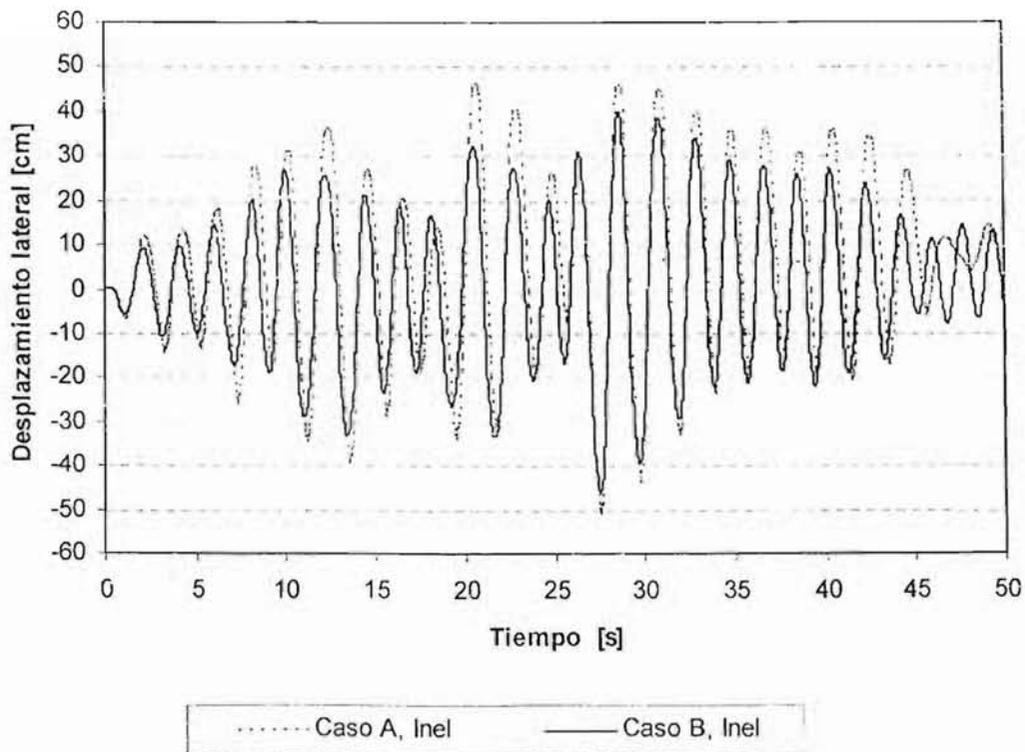


Fig 5.22 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, comportamiento inelástico, edificio 17NIV, casos A y B

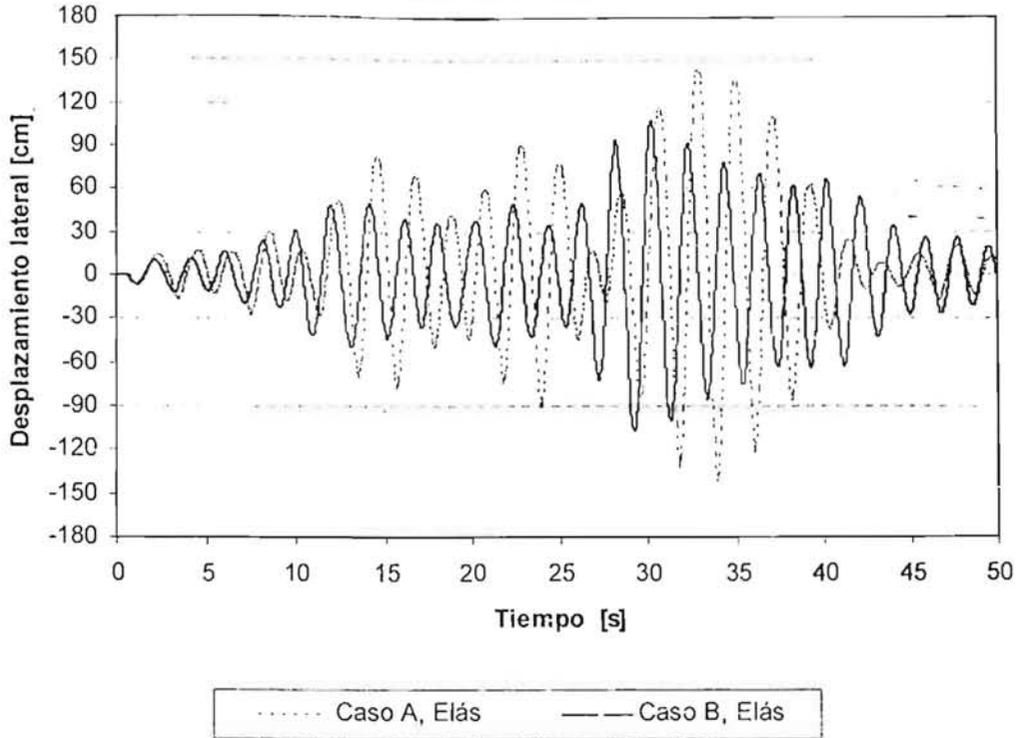


Fig 5.23 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, comportamiento elástico, edificio 25NIV, casos A y B

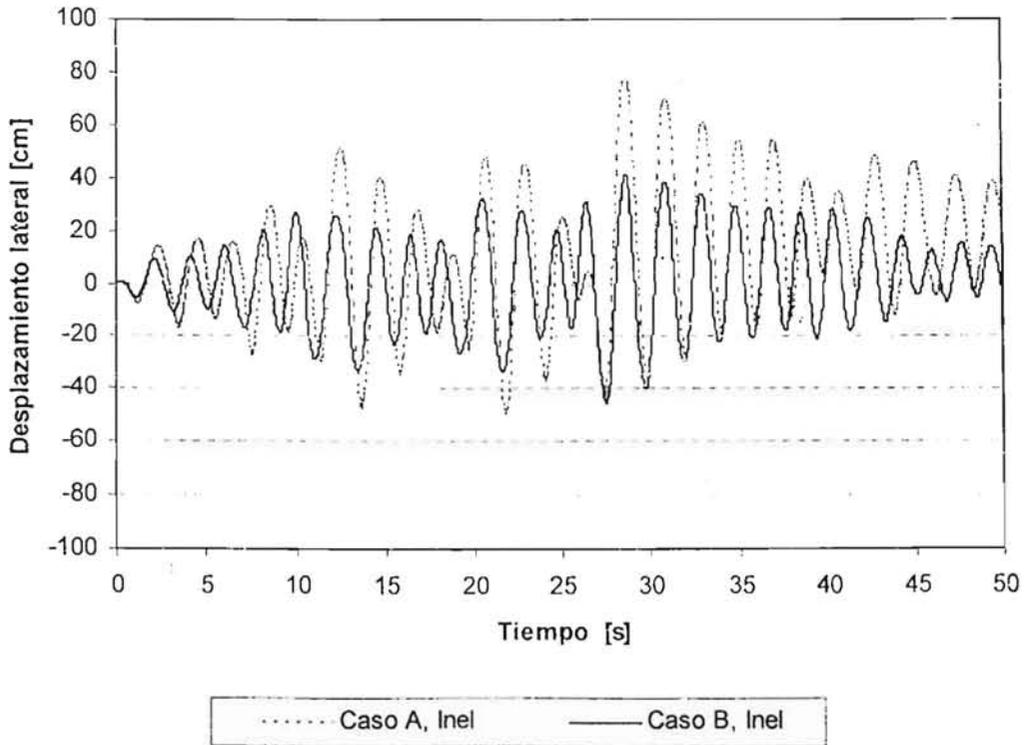


Fig 5.24 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje A, comportamiento inelástico, edificio 25NIV, casos A y B

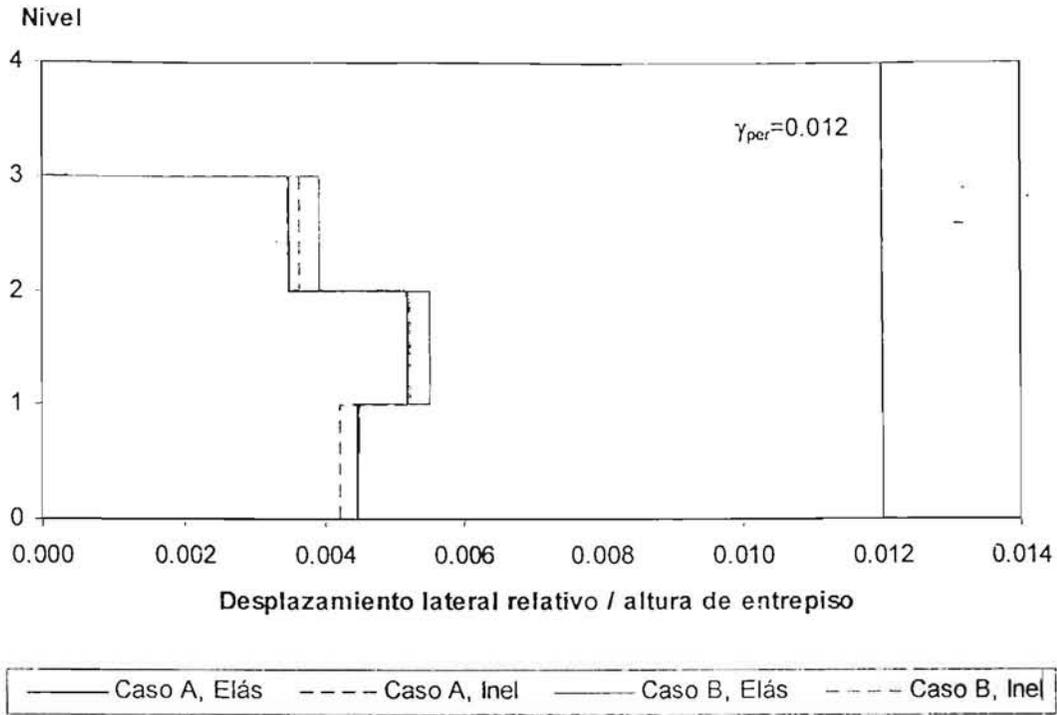


Fig 5.25 Comparación de relaciones máximas desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 3NIV, casos A y B

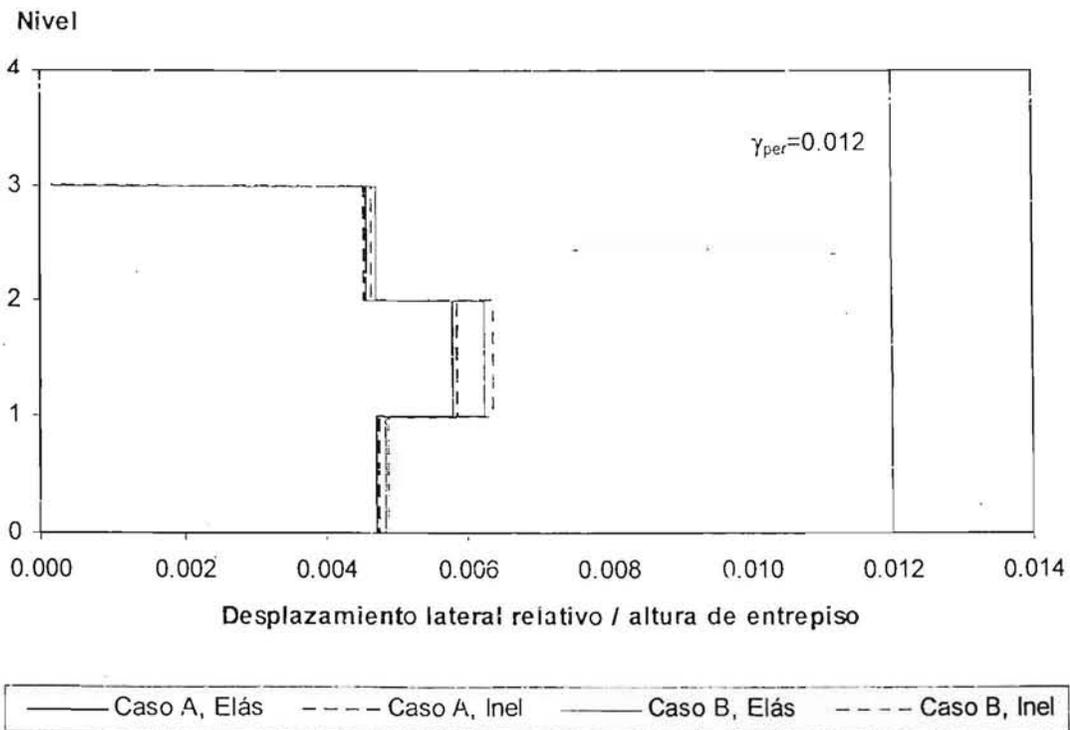


Fig 5.26 Comparación de relaciones máximas desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso del eje 3, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 3NIV, casos A y B

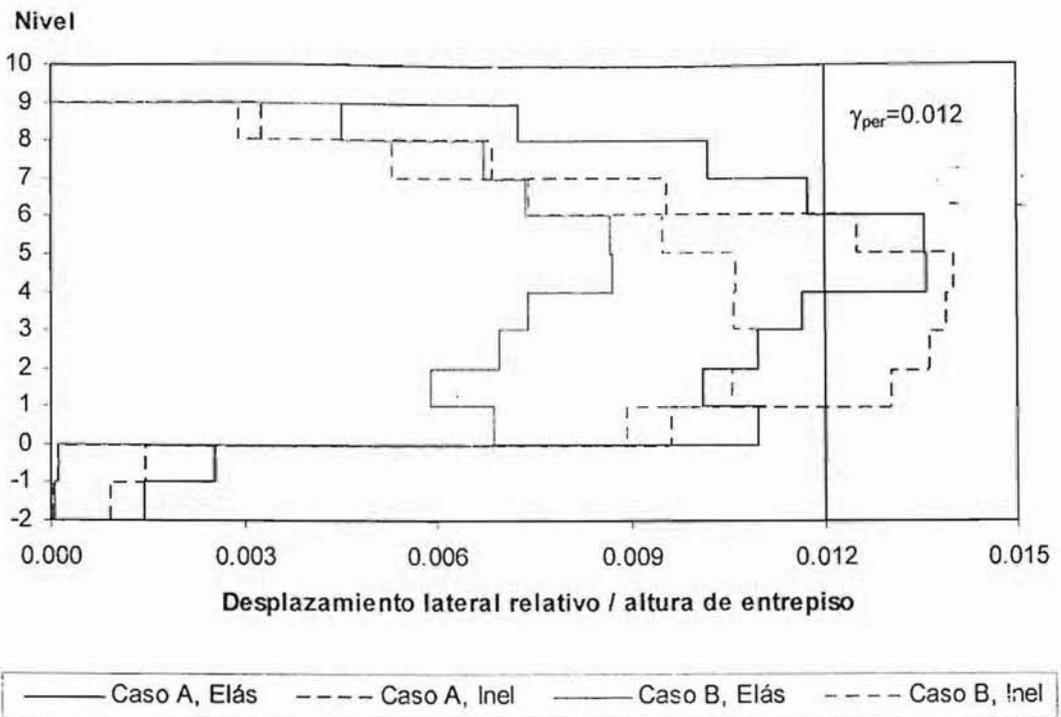


Fig 5.27 Comparación de relaciones máximas desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 9NIV, casos A y B

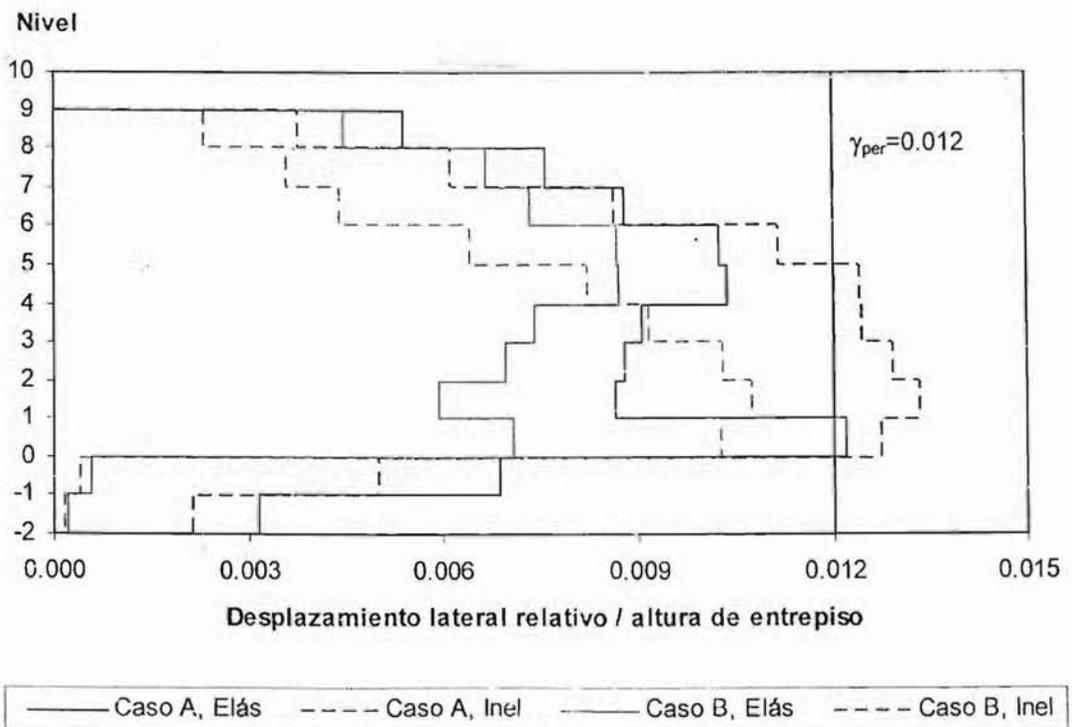


Fig 5.28 Comparación de relaciones máximas desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso del eje C, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 9NIV, casos A y B

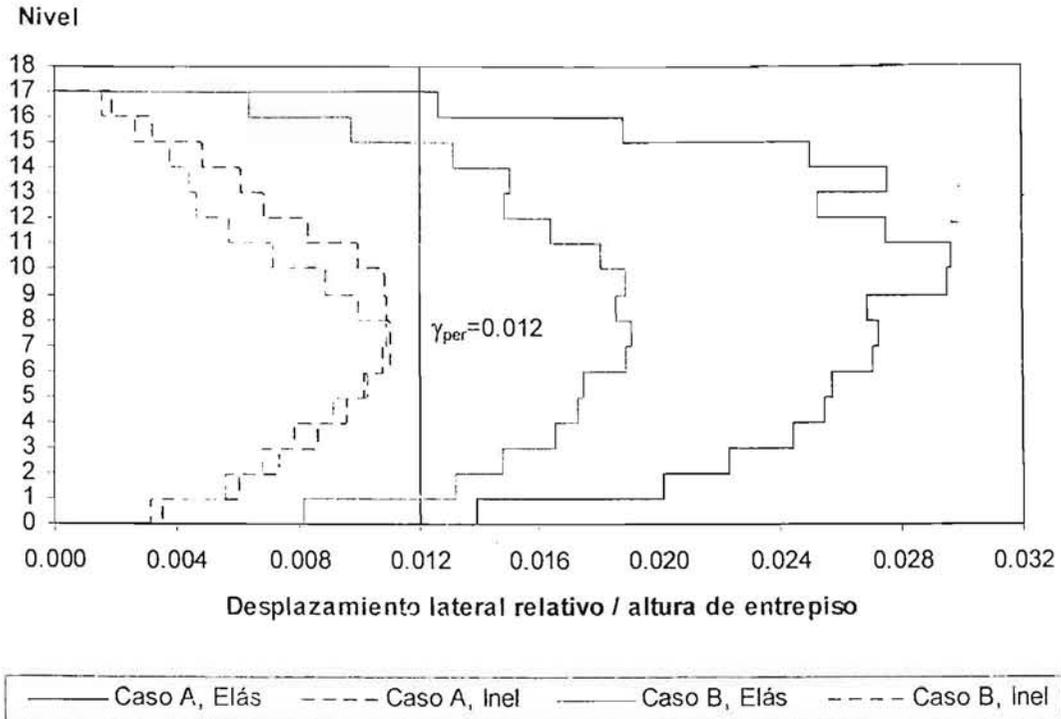


Fig 5.29 Comparación de relaciones máximas desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 17NIV, casos A y B

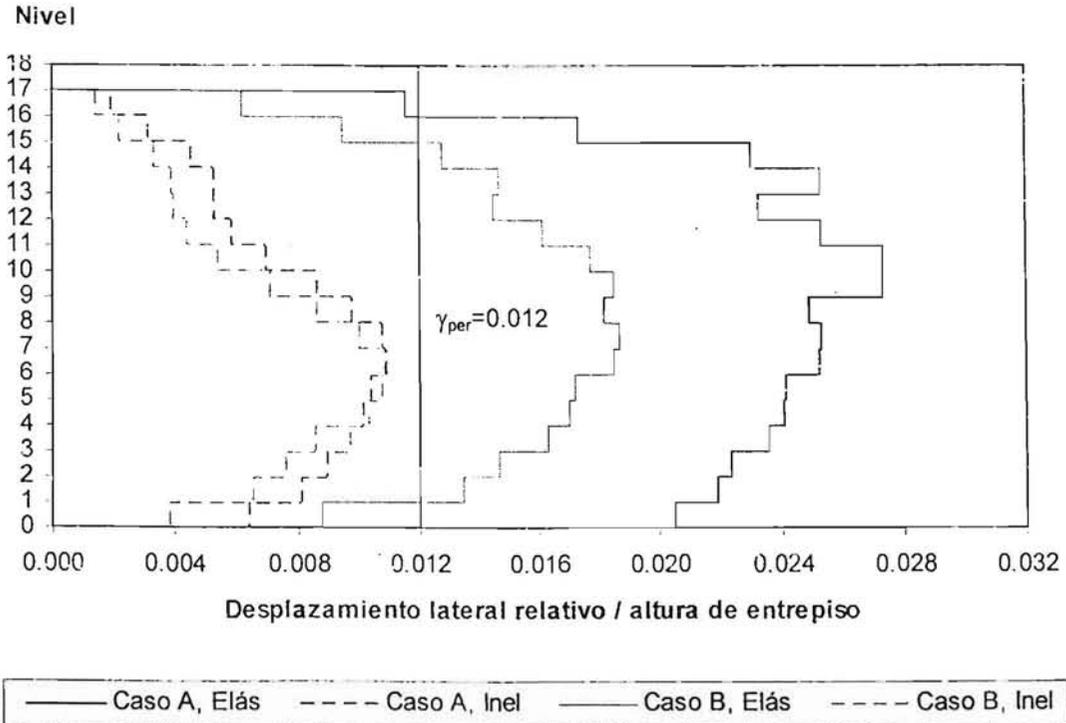


Fig 5.30 Comparación de relaciones máximas desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso del eje B, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 17NIV, casos A y B

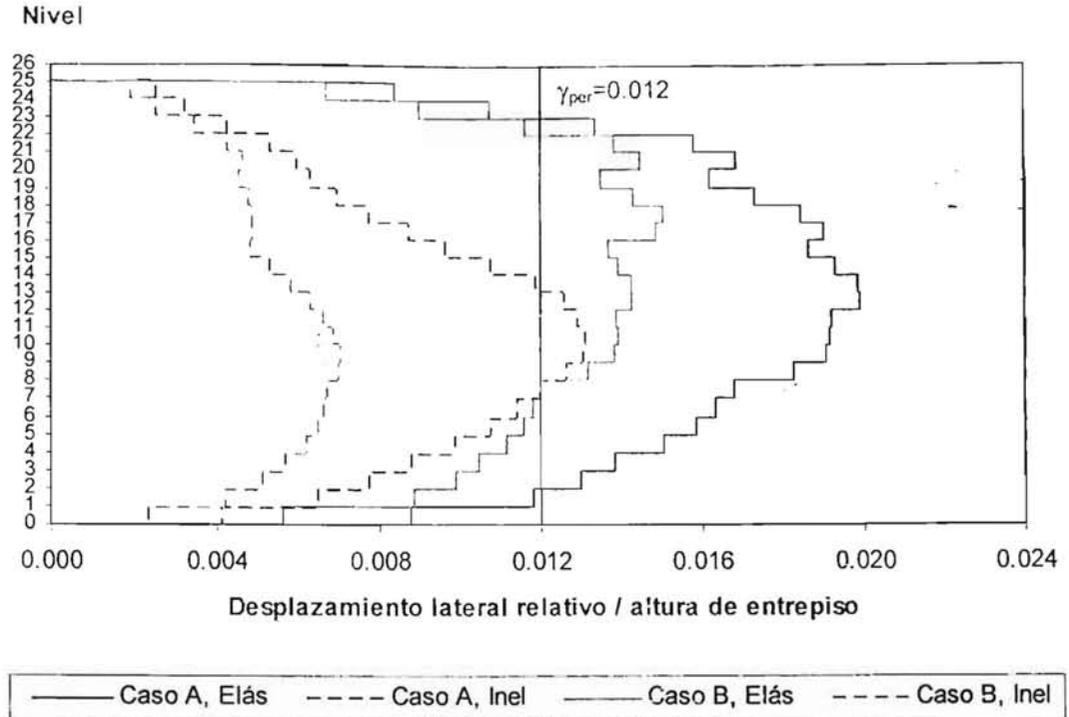


Fig 5.31 Comparación de relaciones máximas desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso del eje A, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 25NIV, casos A y B

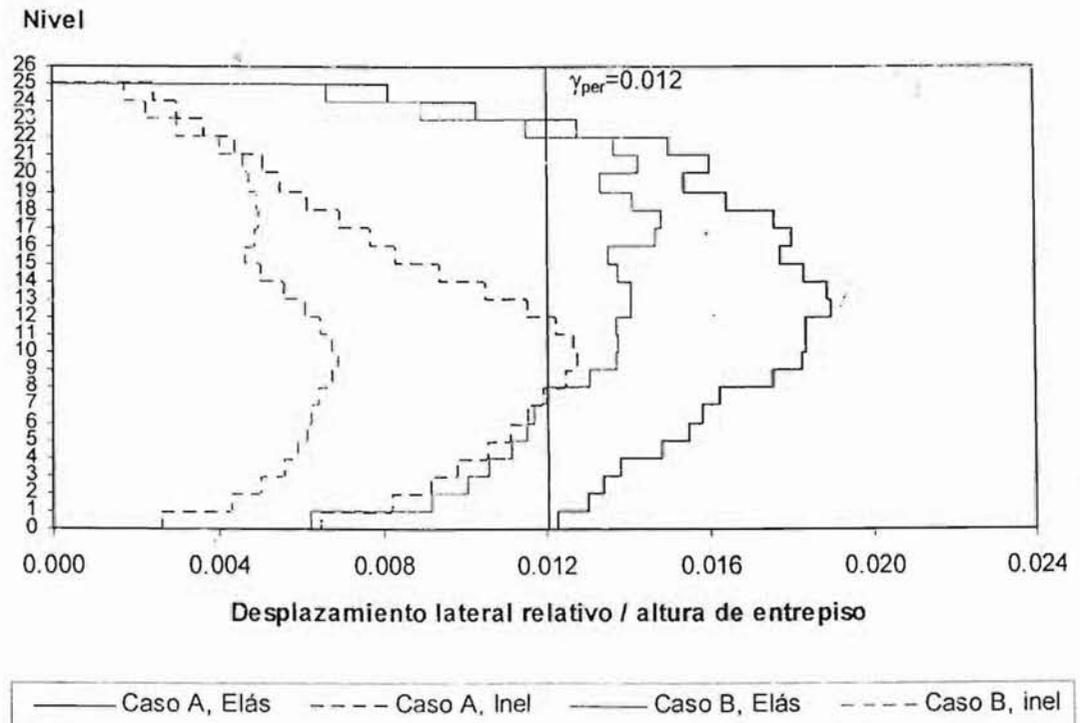


Fig 5.32 Comparación de relaciones máximas desplazamiento lateral relativo / altura de entrepiso del eje B, análisis paso a paso elástico e inelástico, edificio 25NIV, casos A y B

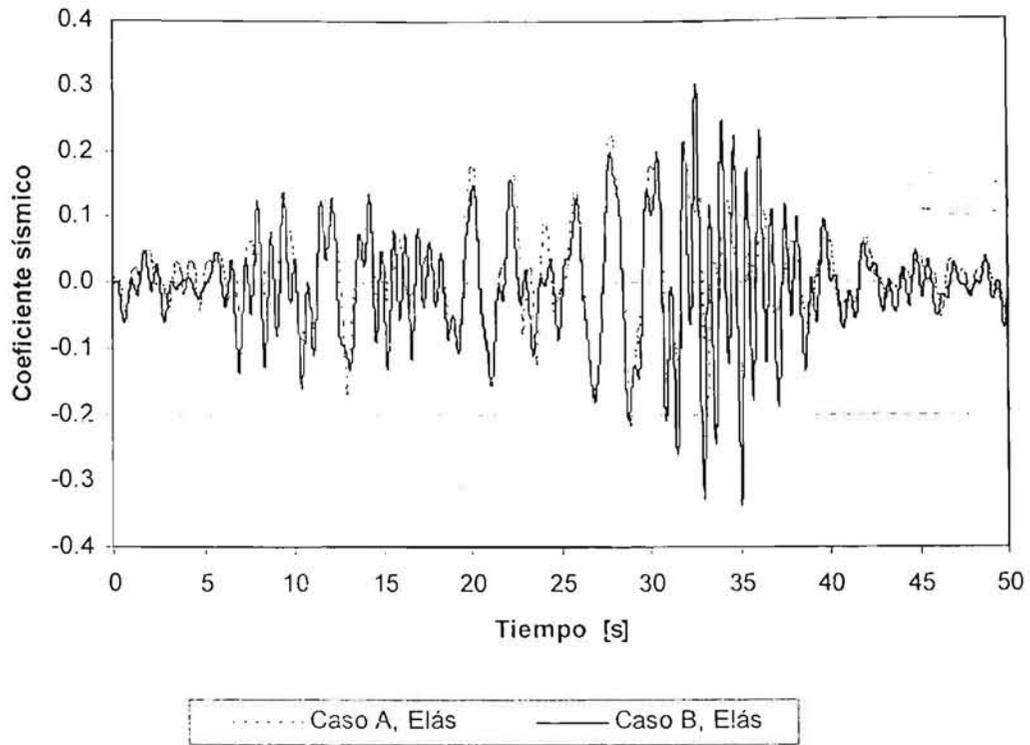


Fig 5.33 Comparación de coeficientes sísmicos elásticos del eje A, edificio 3NIV, casos A y B

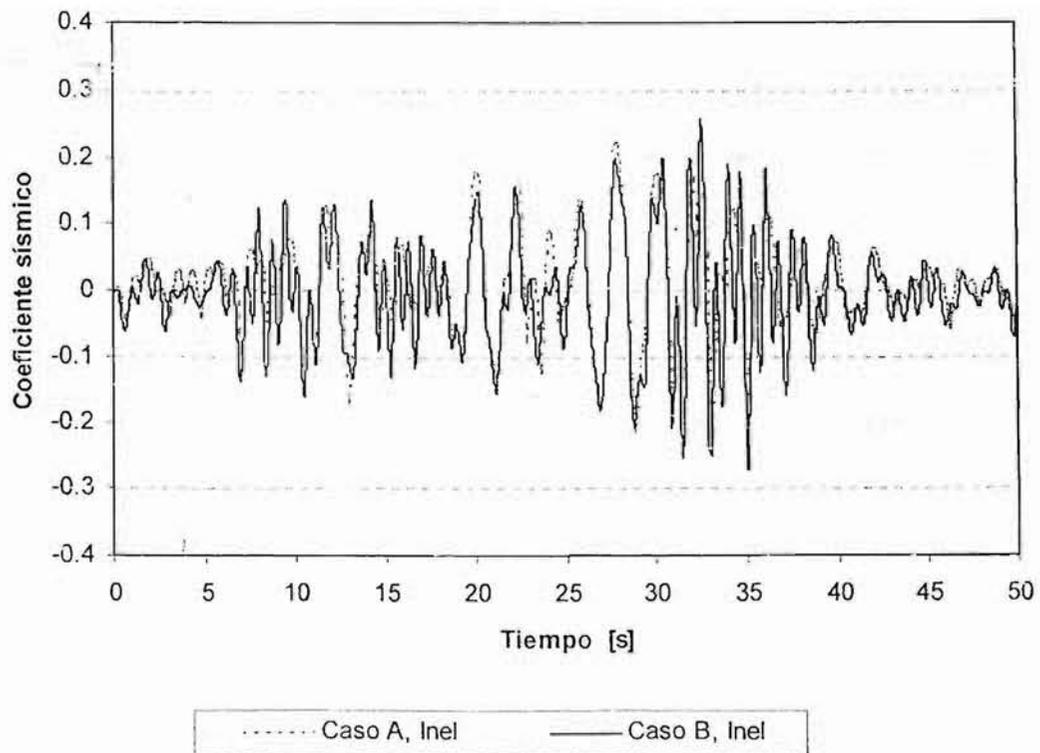


Fig 5.34 Comparación de coeficientes sísmicos inelásticos del eje A, edificio 3NIV, casos A y B

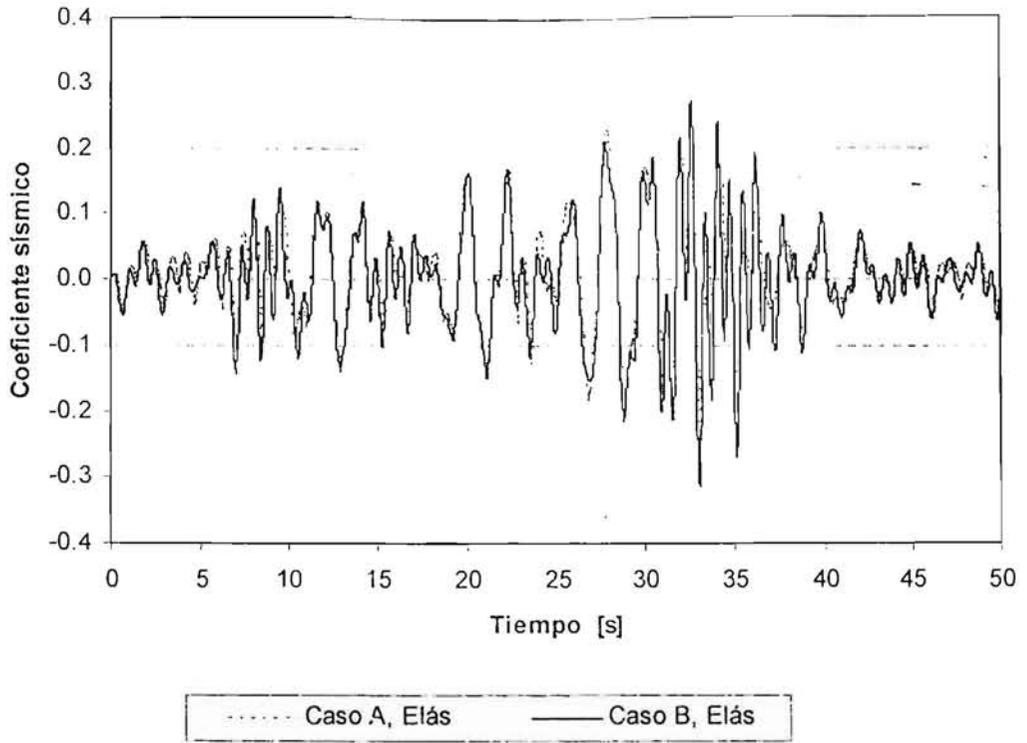


Fig 5.35 Comparación de coeficientes sísmicos elásticos del eje 3, edificio 3NIV, casos A y B

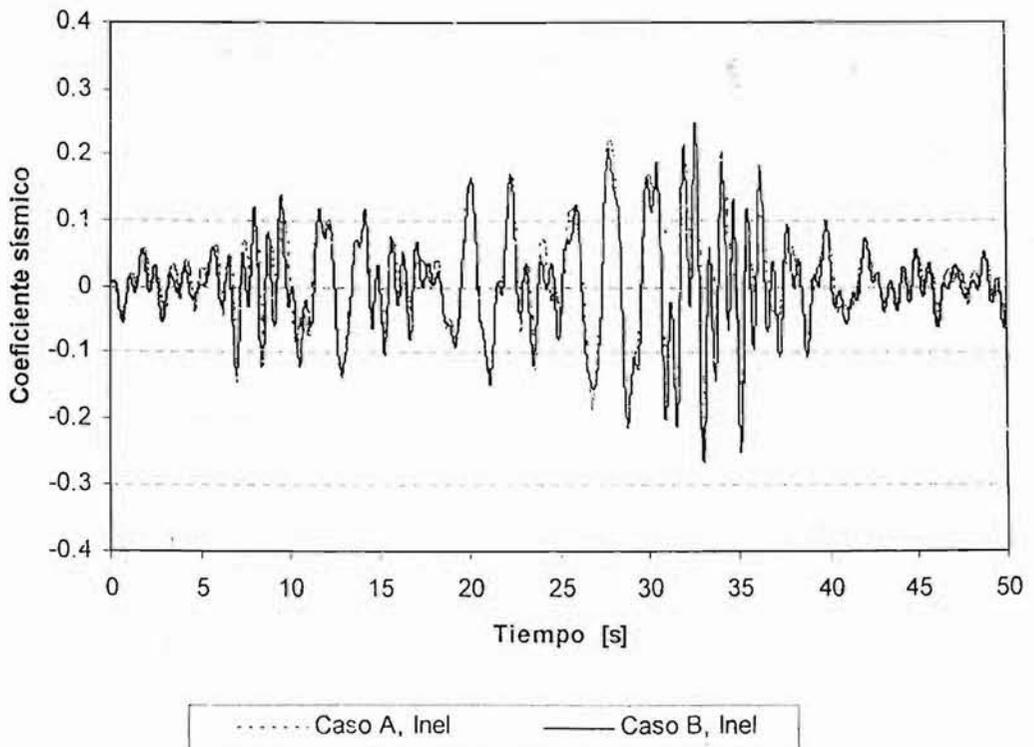


Fig 5.36 Comparación de coeficientes sísmicos inelásticos del eje 3, edificio 3NIV, casos A y B

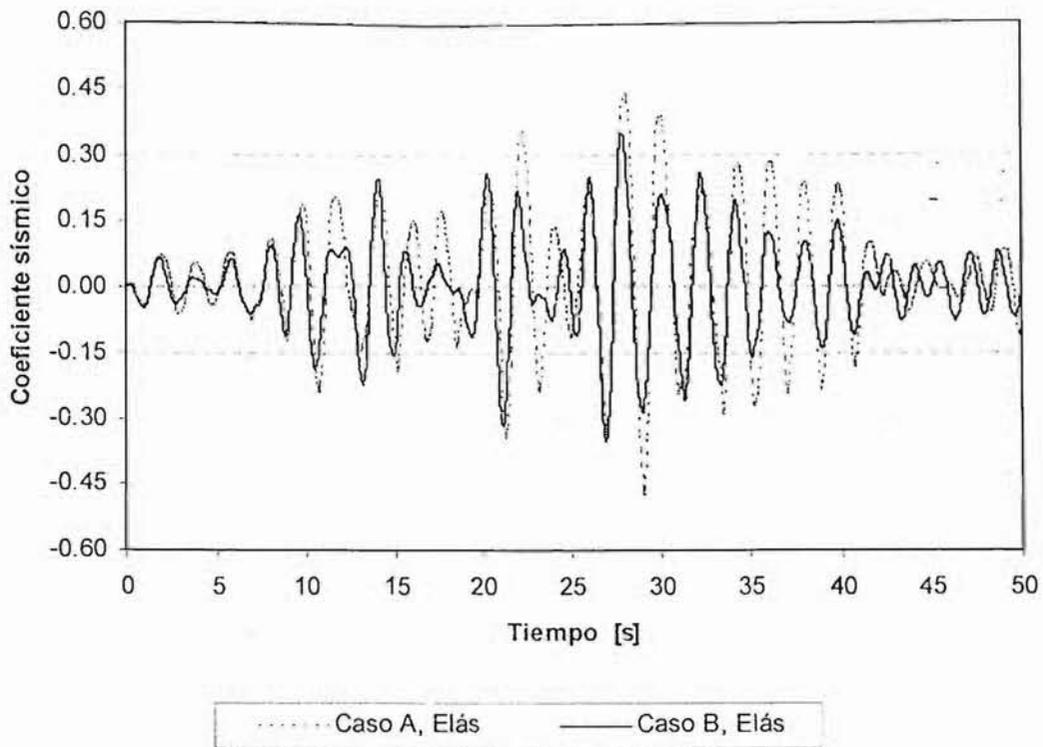


Fig 5.37 Comparación de coeficientes sísmicos elásticos del eje A, edificio 9NIV, casos A y B

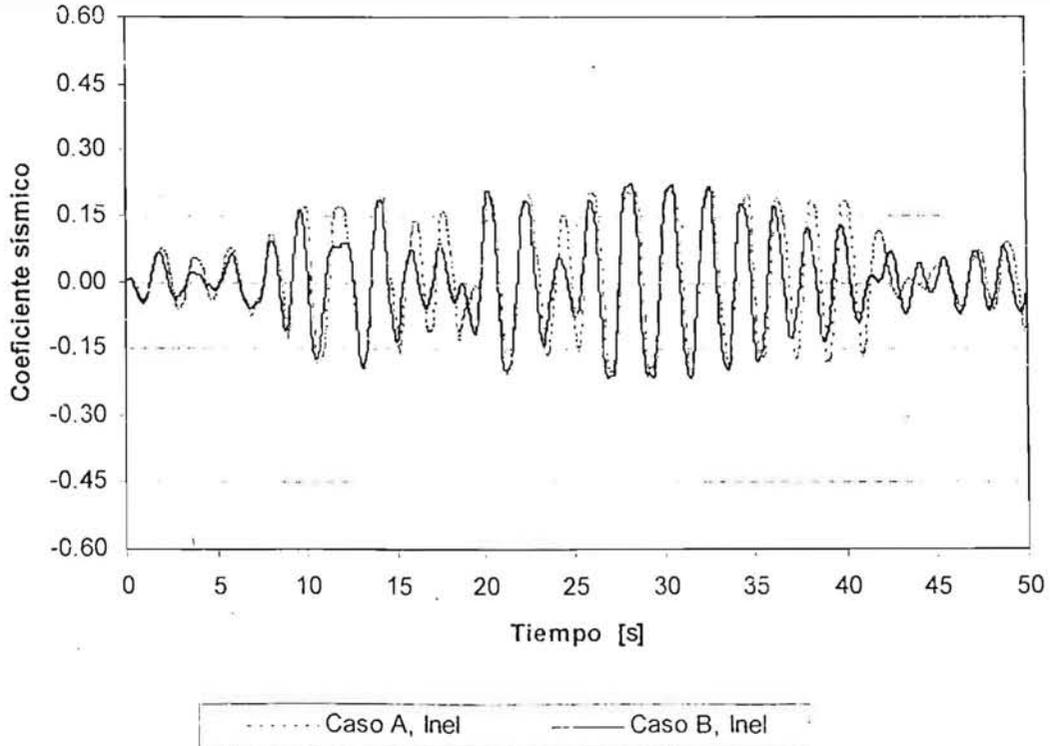


Fig 5.38 Comparación de coeficientes sísmicos inelásticos del eje A, edificio 9NIV, casos A y B

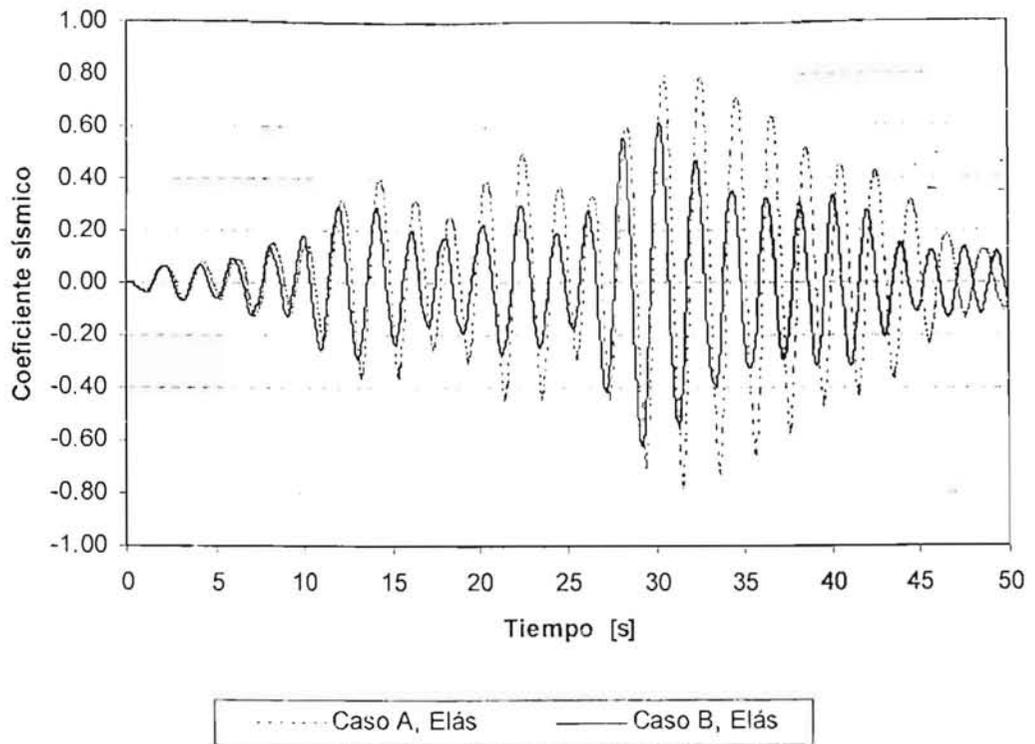


Fig 5.39 Comparación de coeficientes sísmicos elásticos del eje A, edificio 17NIV, casos A y B

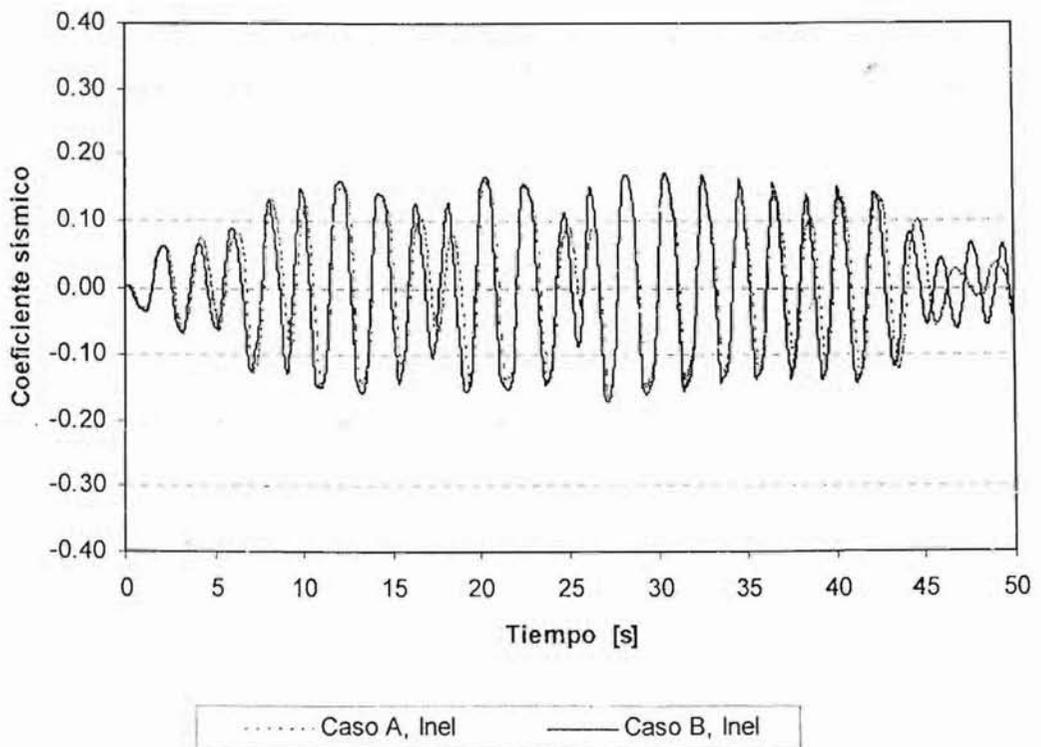


Fig 5.40 Comparación de coeficientes sísmicos inelásticos del eje A, edificio 17NIV, casos A y B

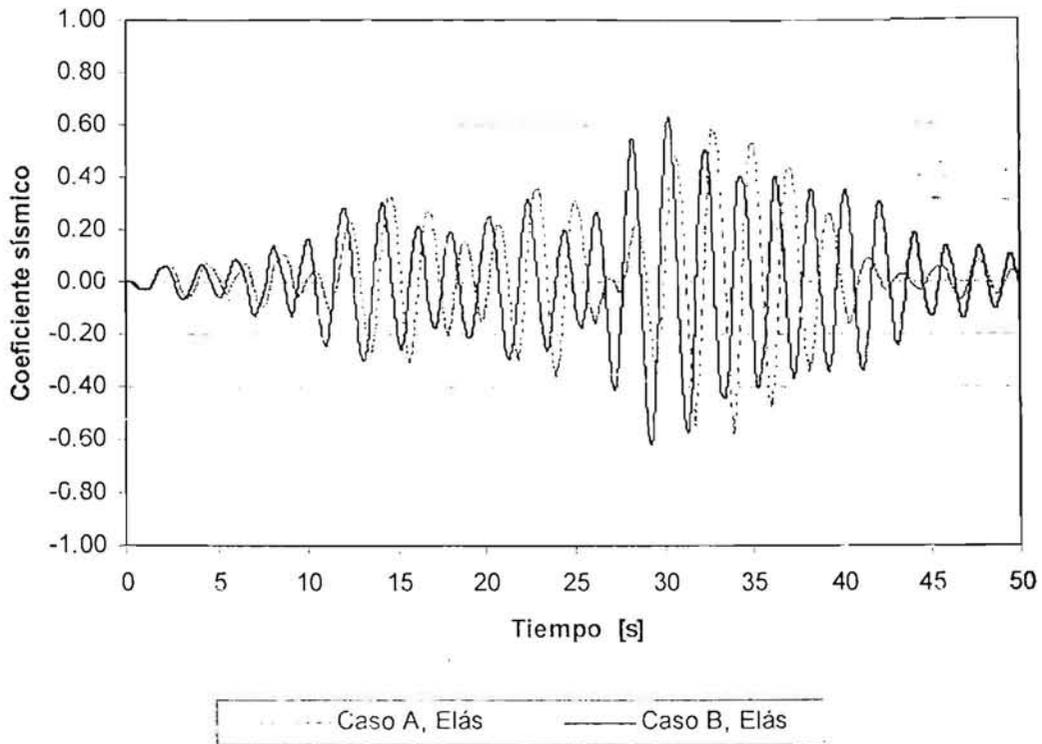


Fig 5.41 Comparación de coeficientes sísmicos elásticos del eje A, edificio 25NIV, casos A y B

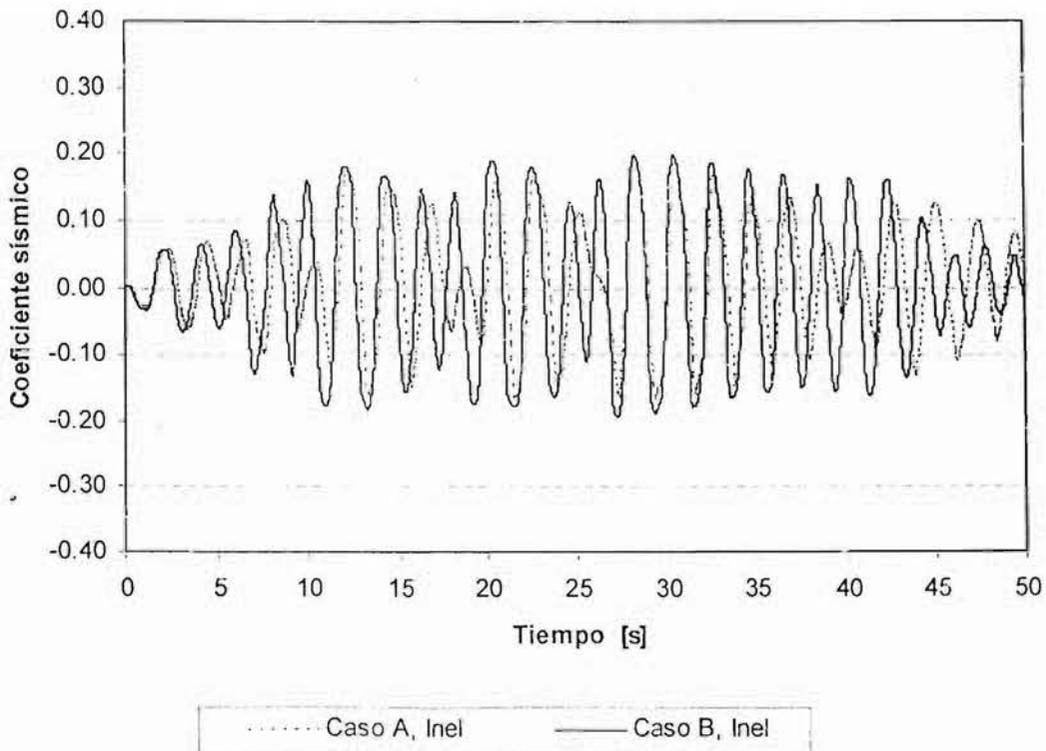


Fig 5.42 Comparación de coeficientes sísmicos inelásticos del eje A, edificio 25NIV, casos A y B

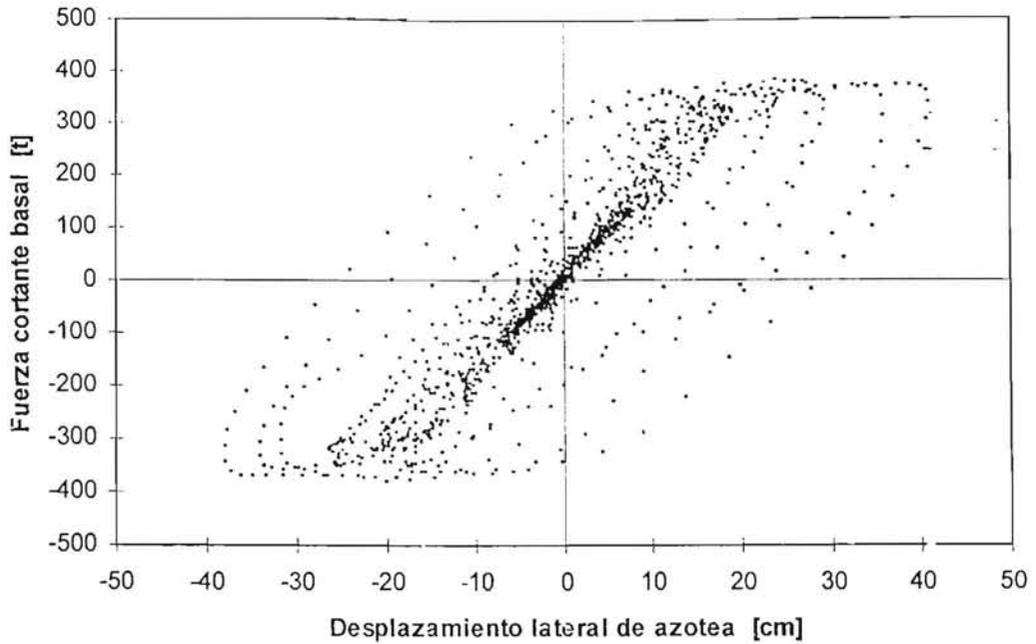


Fig 5.43 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 9NIV, caso A

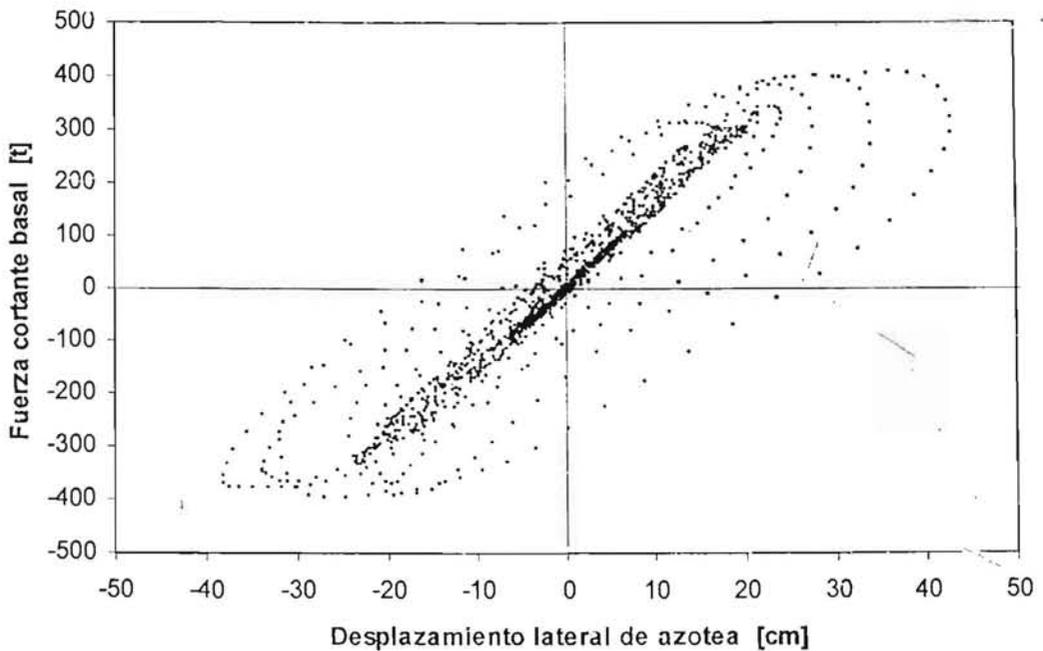


Fig 5.44 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje C, comportamiento inelástico, modelo 9NIV, caso A

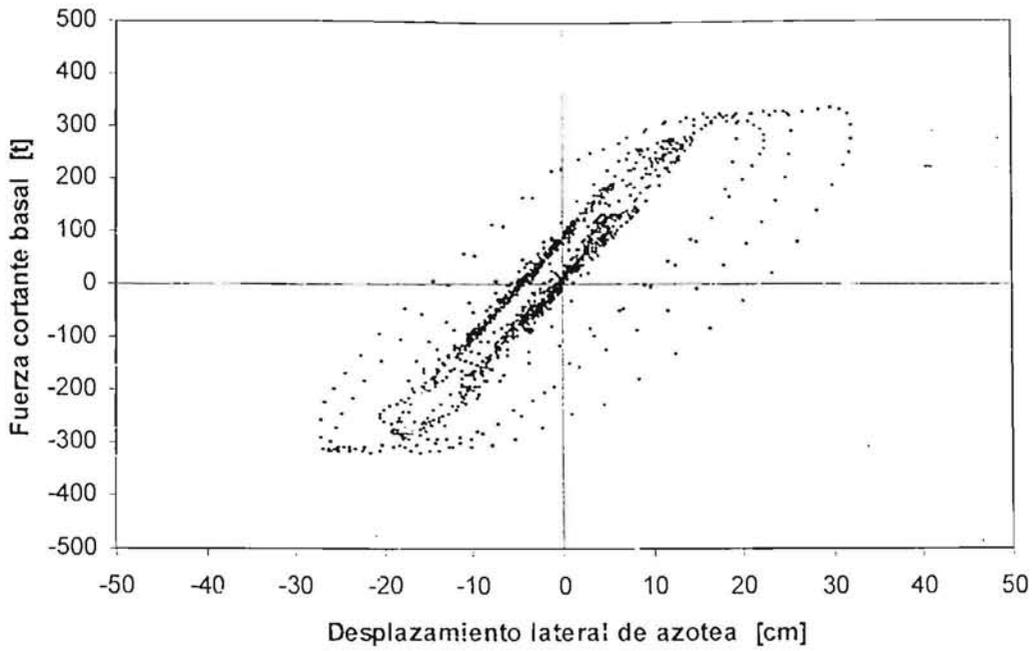


Fig 5.45 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 9NIV, caso B

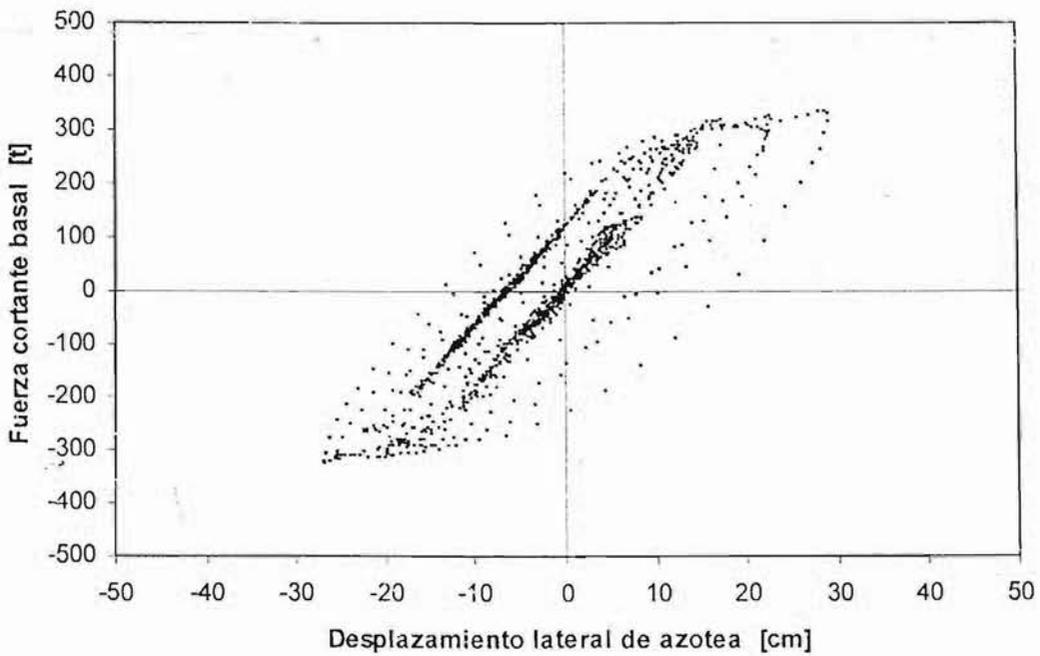


Fig 5.46 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje C, comportamiento inelástico, modelo 9NIV, caso B

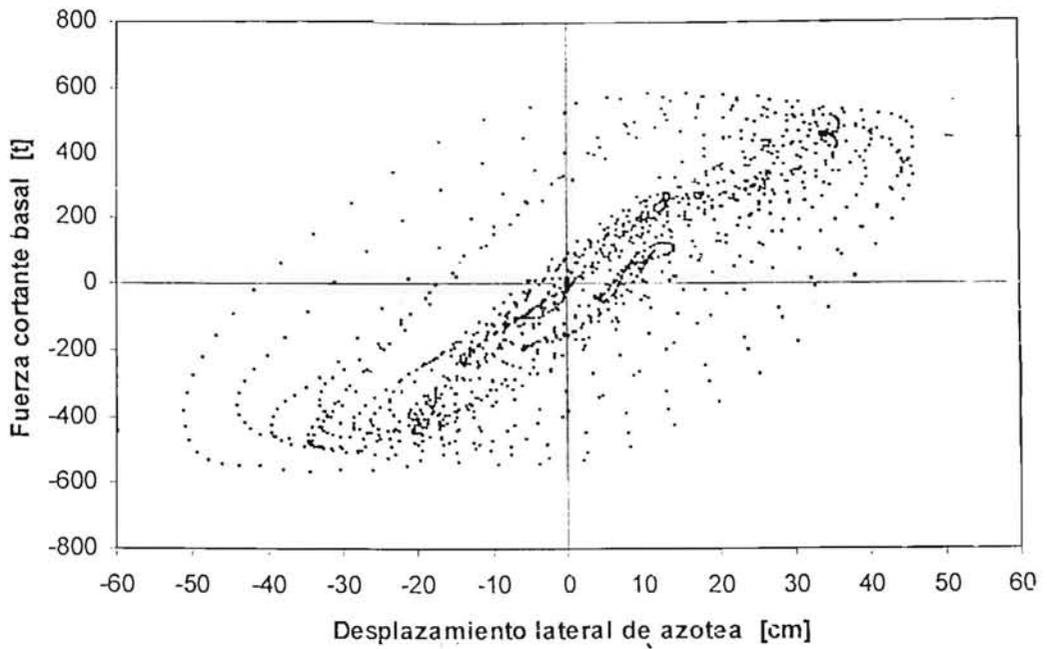


Fig 5.47 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, caso A

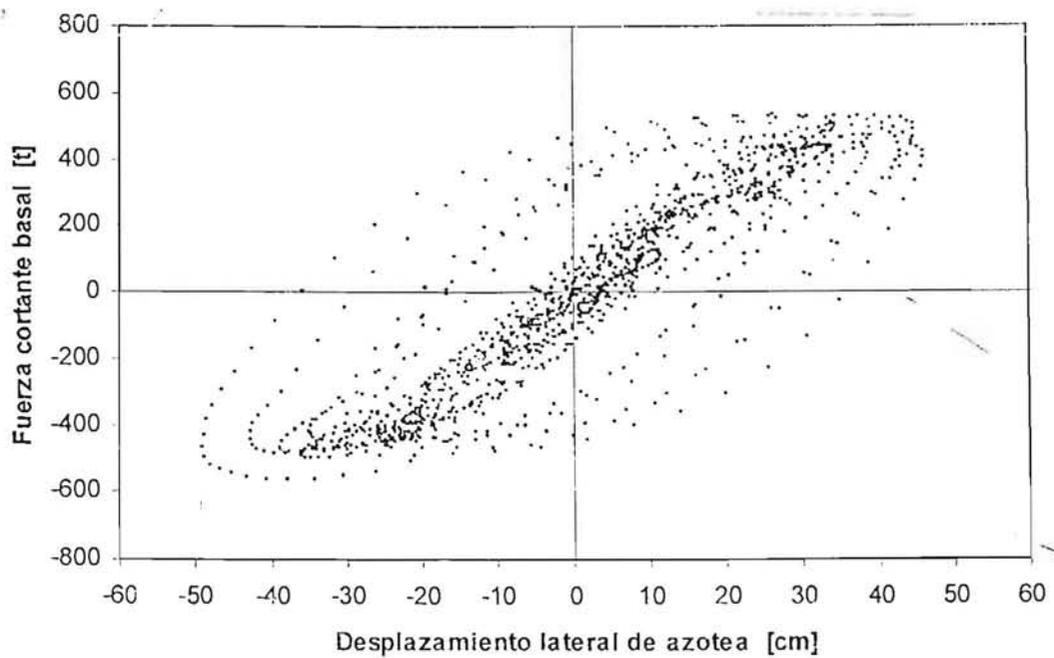


Fig 5.48 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, caso A

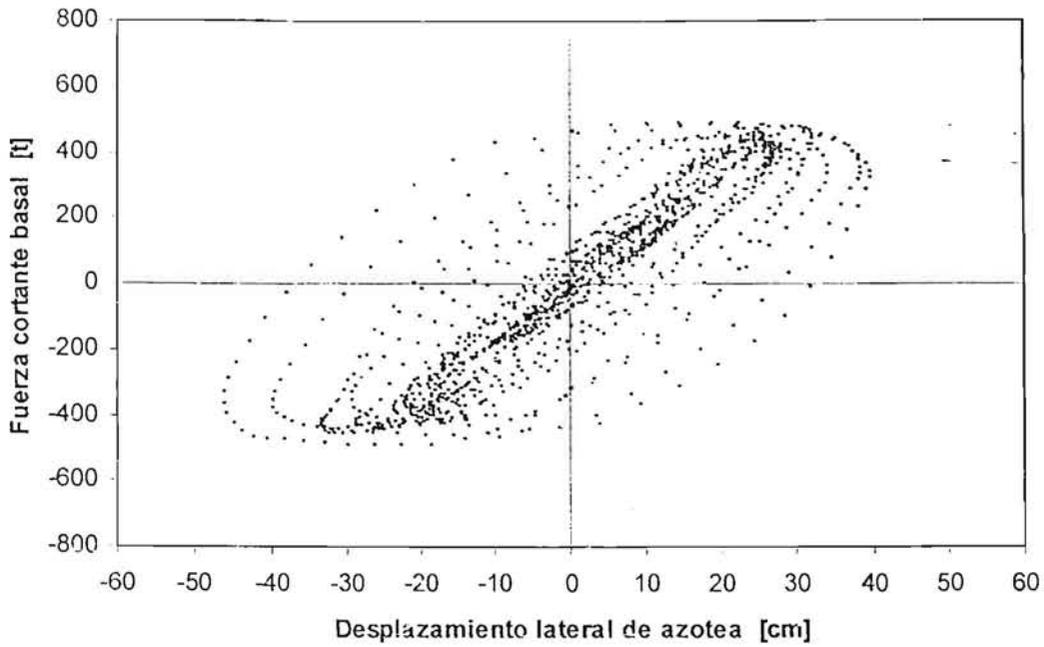


Fig 5.49 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, diseño I, caso B

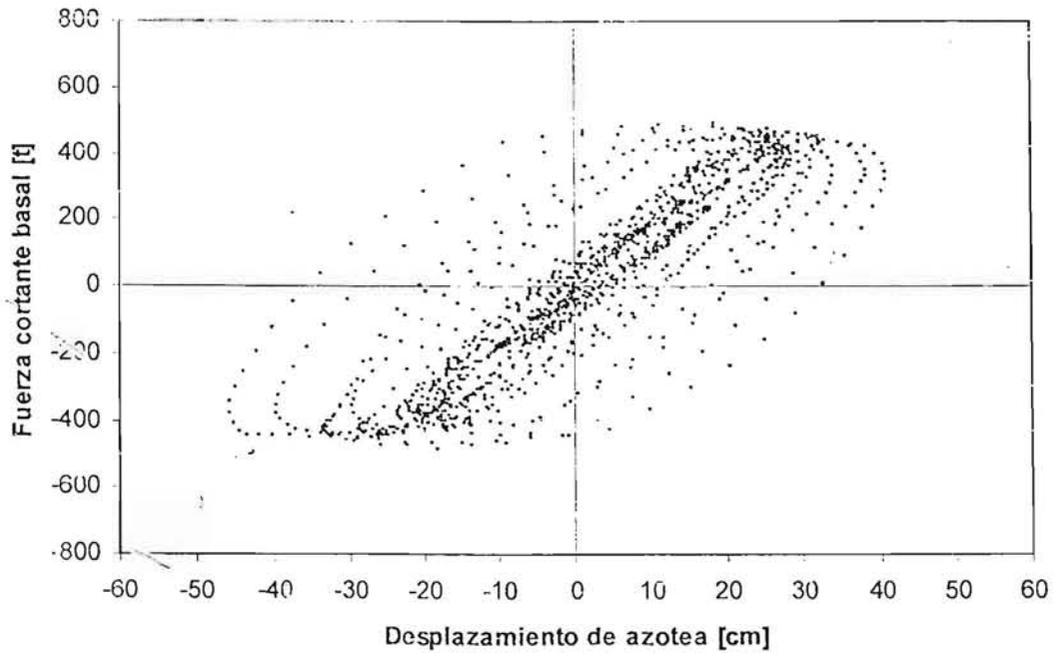


Fig 5.50 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, diseño II, caso B

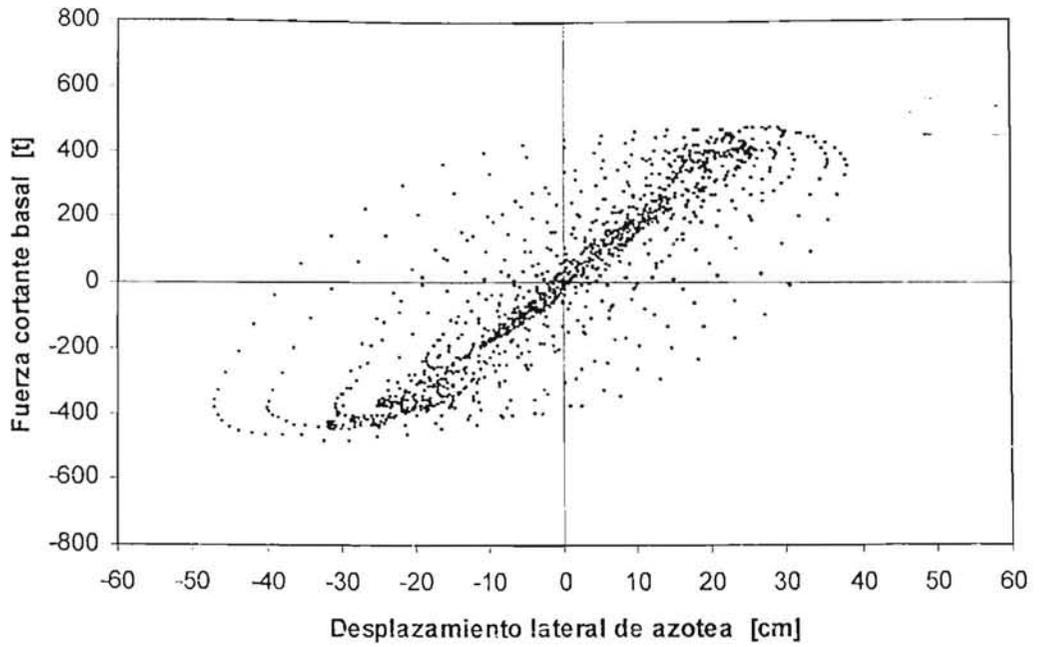


Fig 5.51 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento inelástico, modelo 17NIV, diseño I, caso B

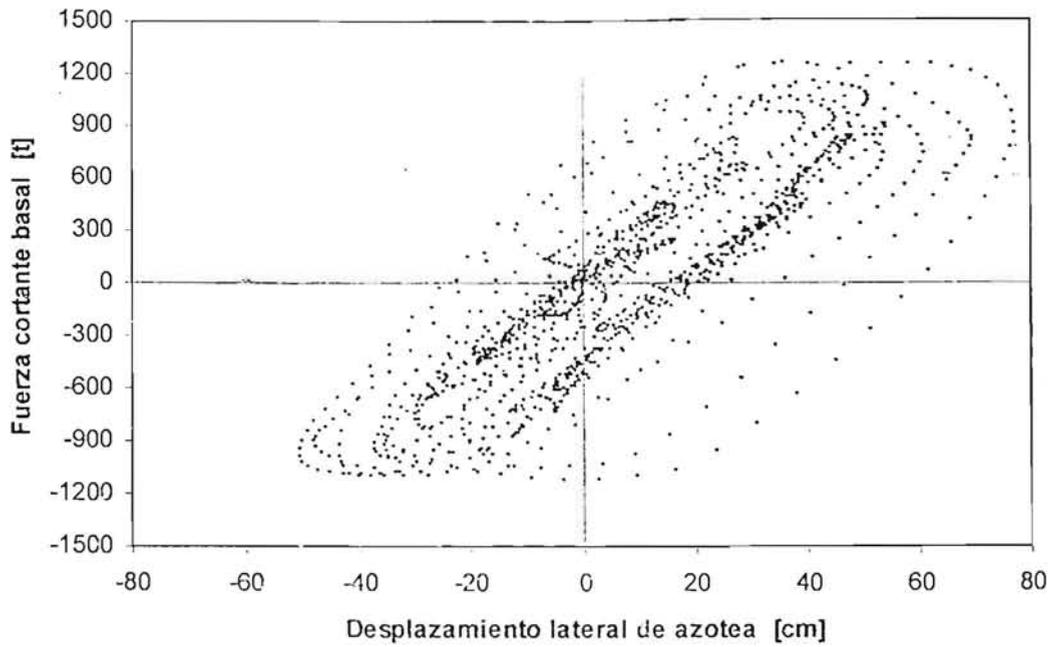


Fig 5.52 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 25NIV, caso A

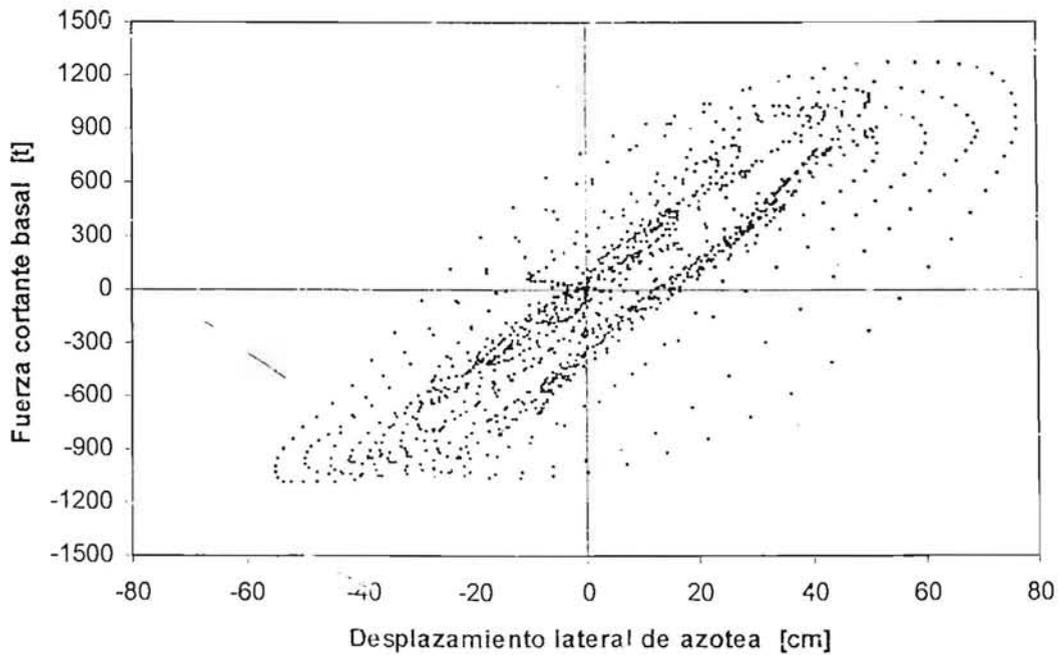


Fig 5.53 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento inelástico, modelo 25NIV, caso A

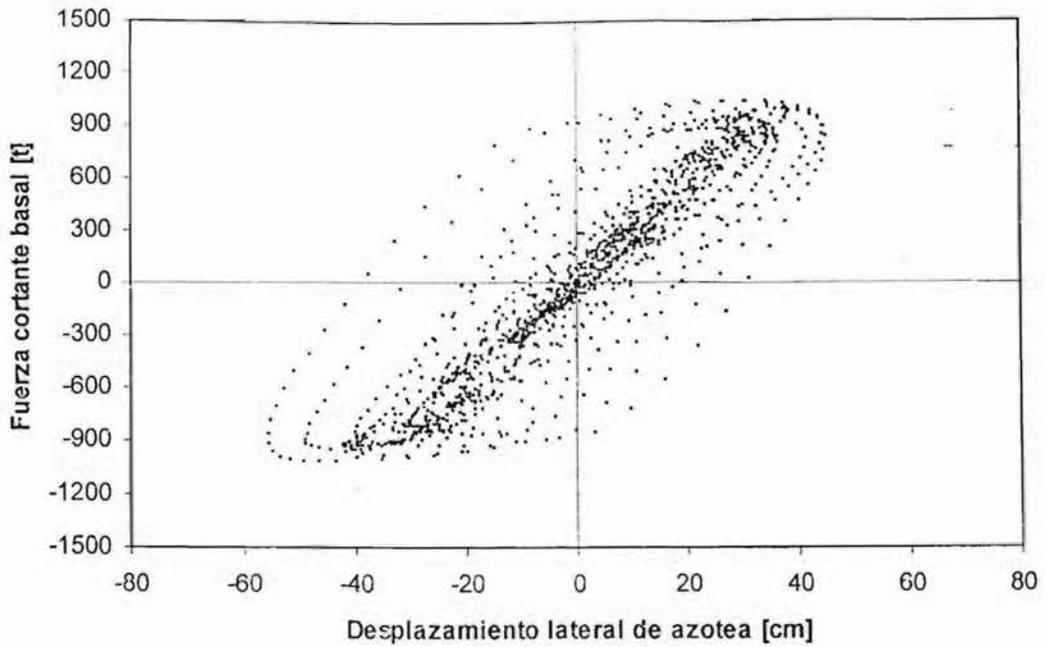


Fig 5.54 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje A, comportamiento inelástico, modelo 25NIV, caso B

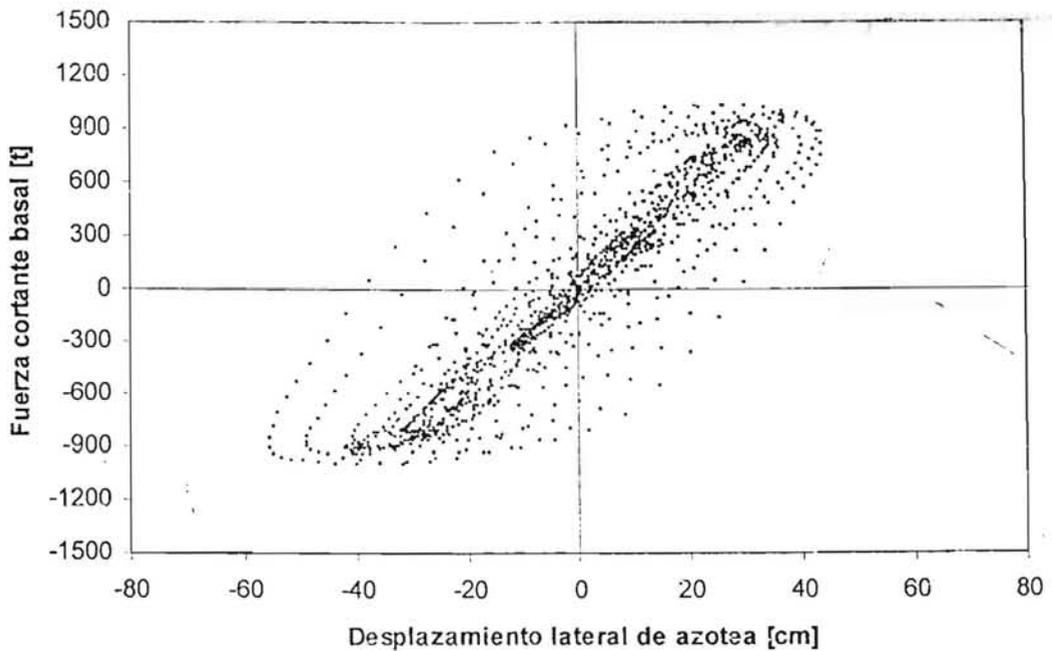


Fig 5.55 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje B, comportamiento inelástico, modelo 25NIV, caso B

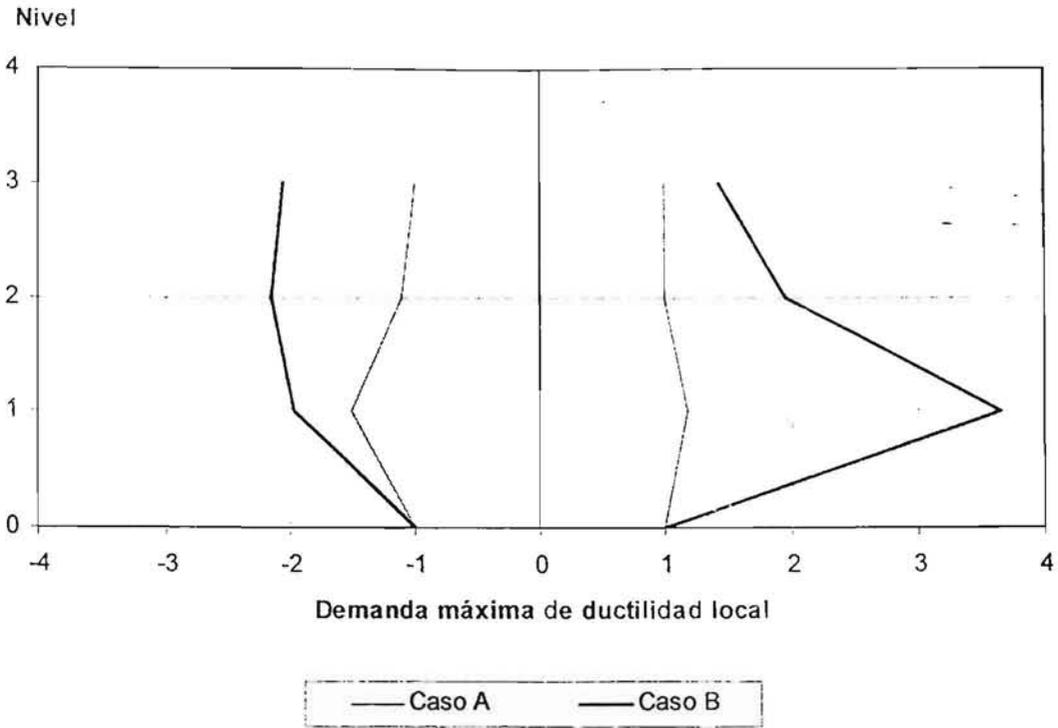


Fig 5.56 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, edificio 3NIV, casos A y B

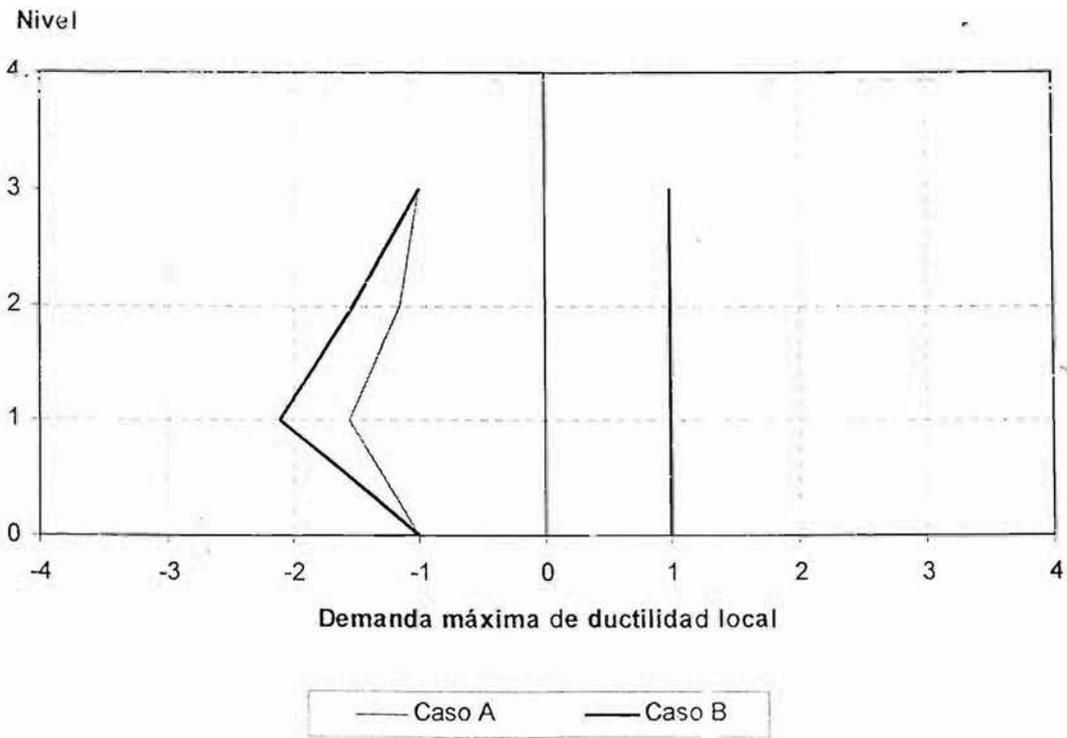


Fig 5.57 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje 3, edificio 3NIV, casos A y B

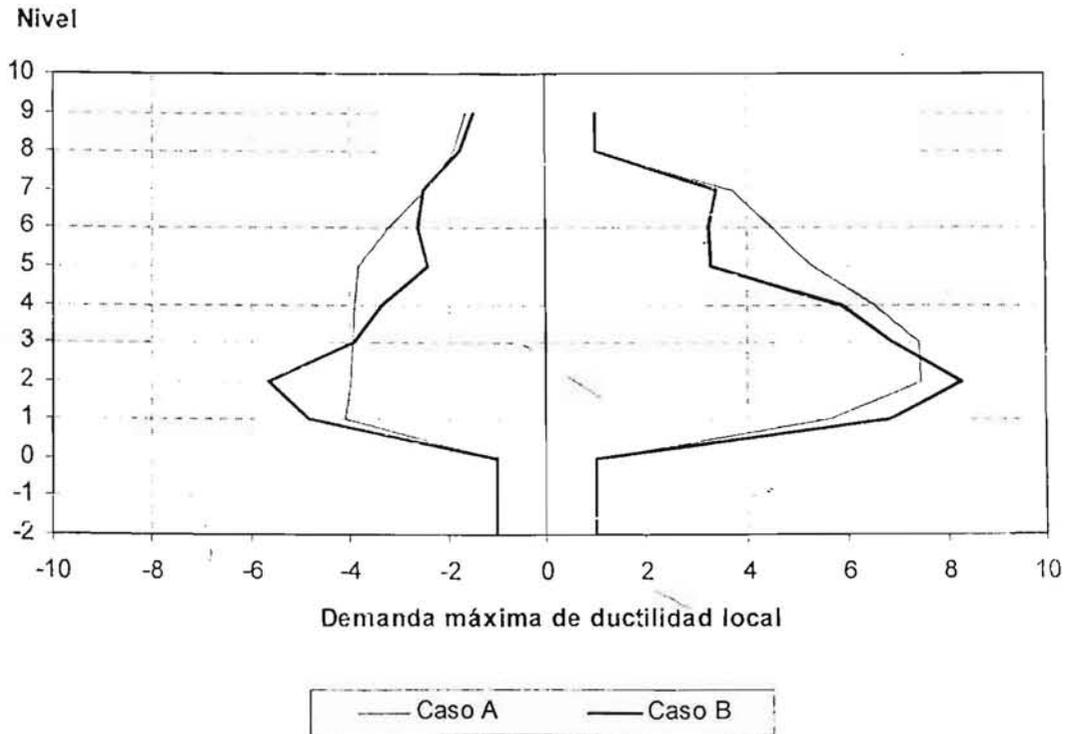
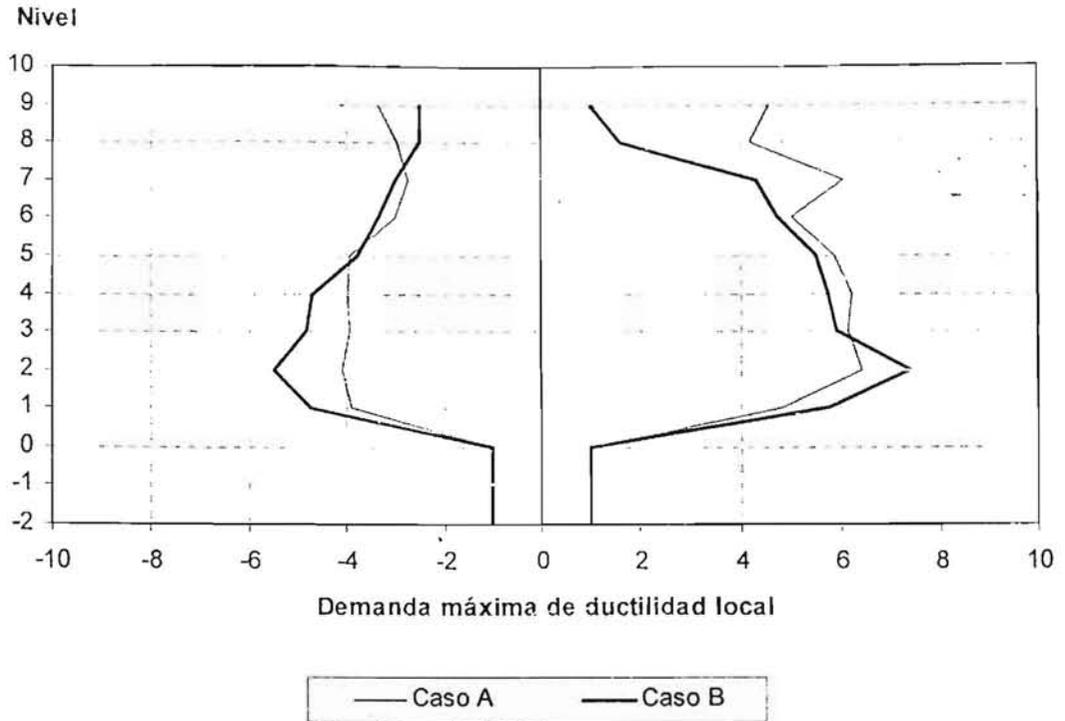


Fig 5.59 Demanda máxima de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje C, edificio 9NIV, casos A y B

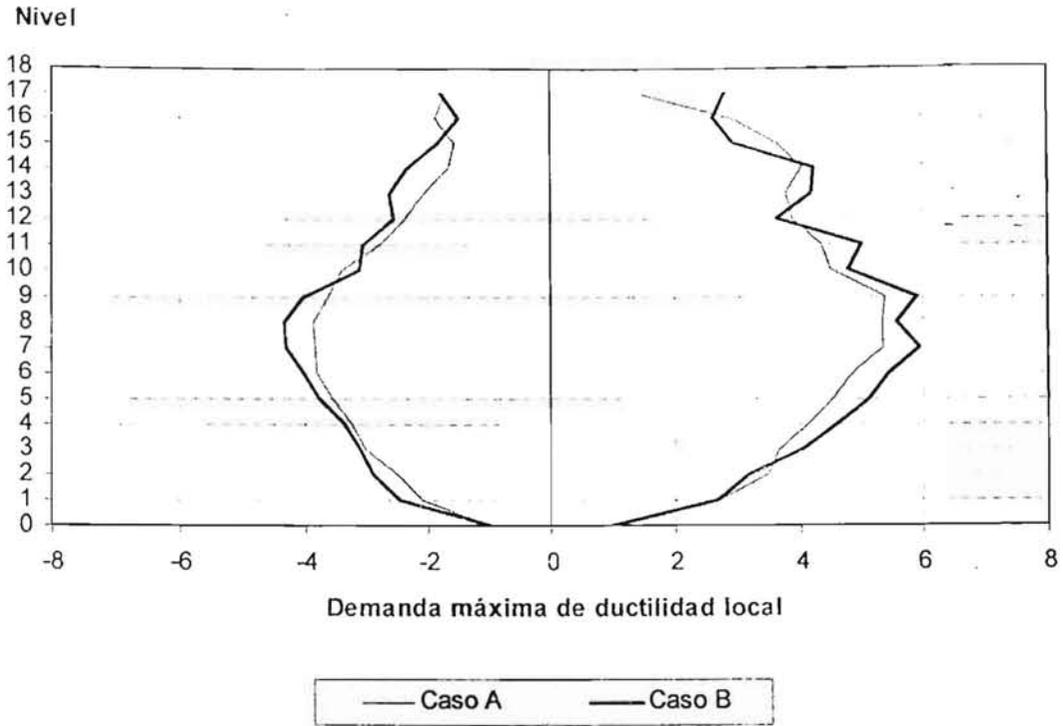


Fig 5.60 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, edificio 17NIV, casos A y B

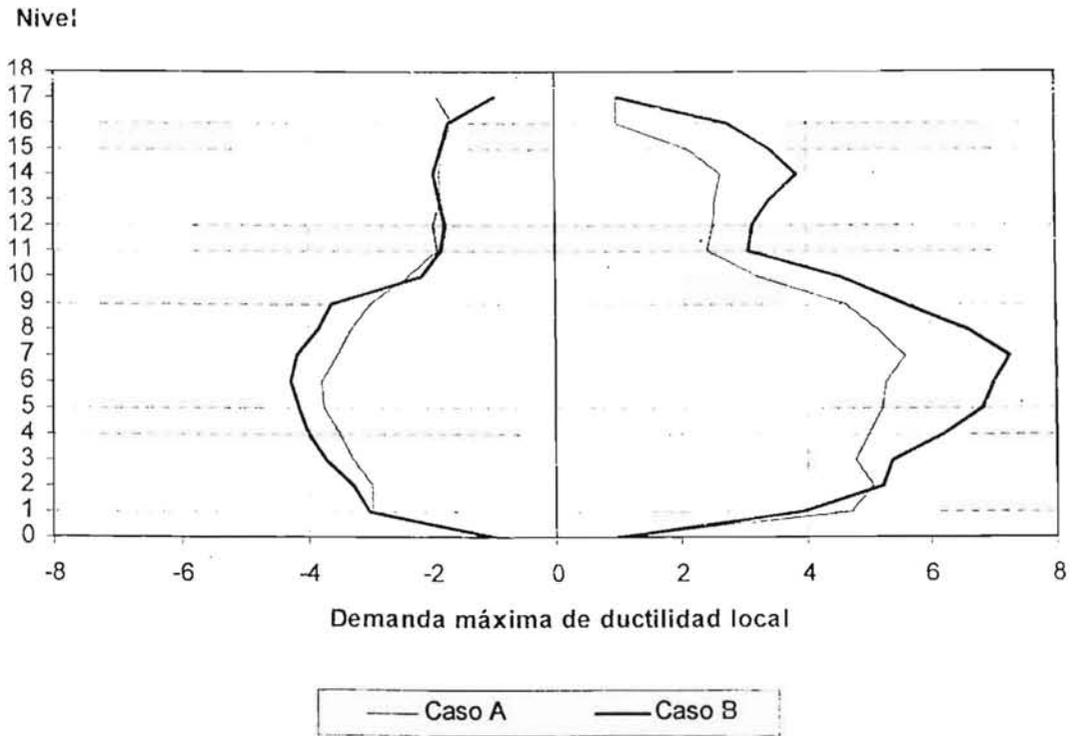


Fig 5.61 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, edificio 17NIV, casos A y B

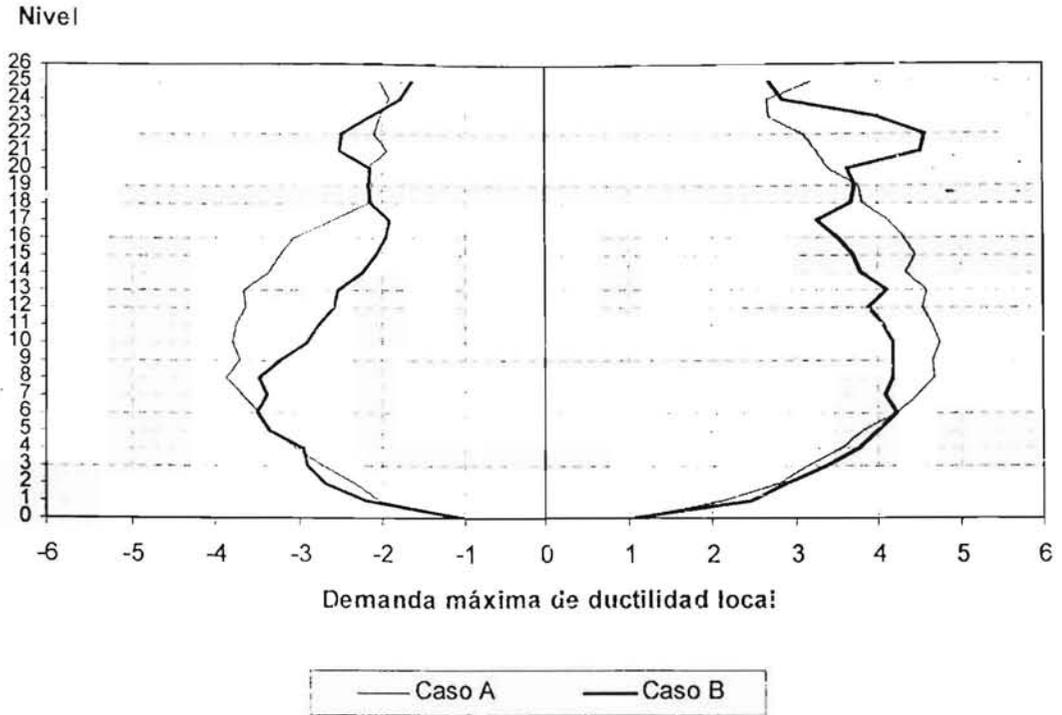


Fig 5.62 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje A, edificio 25NIV, casos A y B

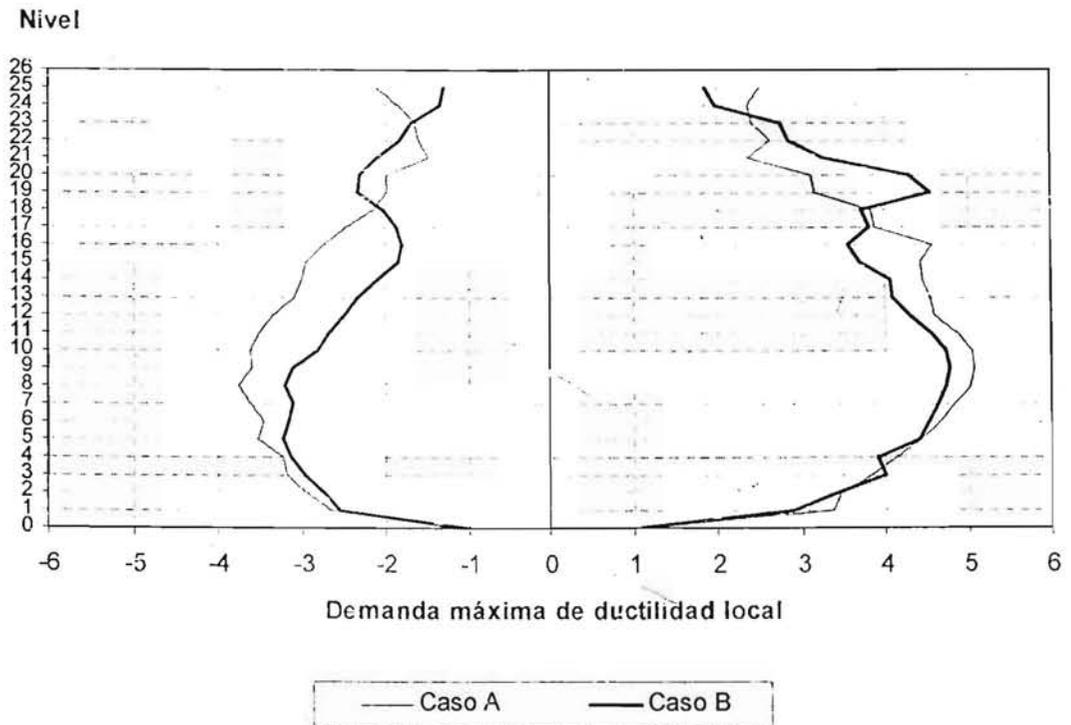


Fig 5.63 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, edificio 25NIV, casos A y B

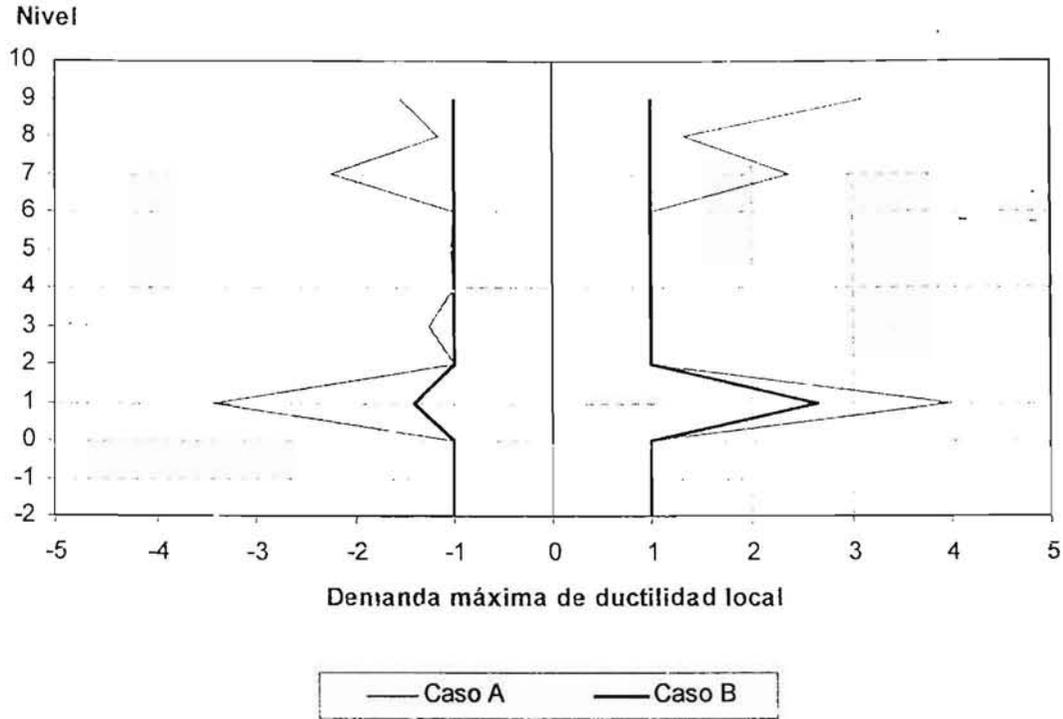


Fig 5.64 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, edificio 9NIV, casos A y B

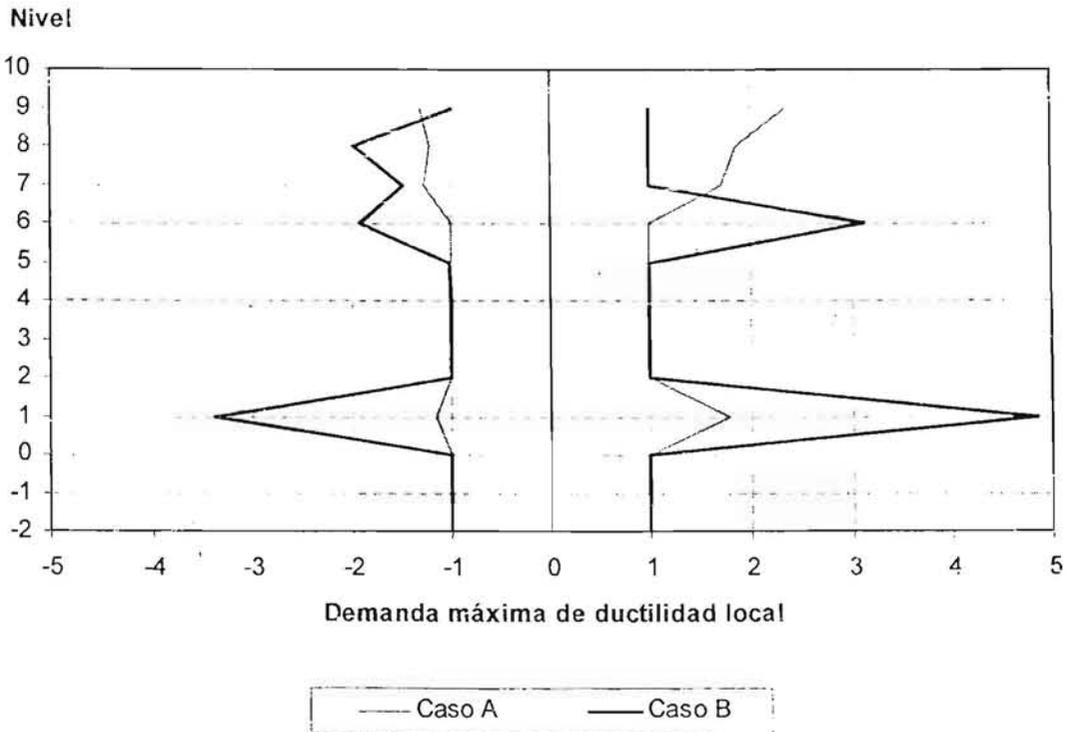


Fig 5.65 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje C, edificio 9NIV, casos A y B

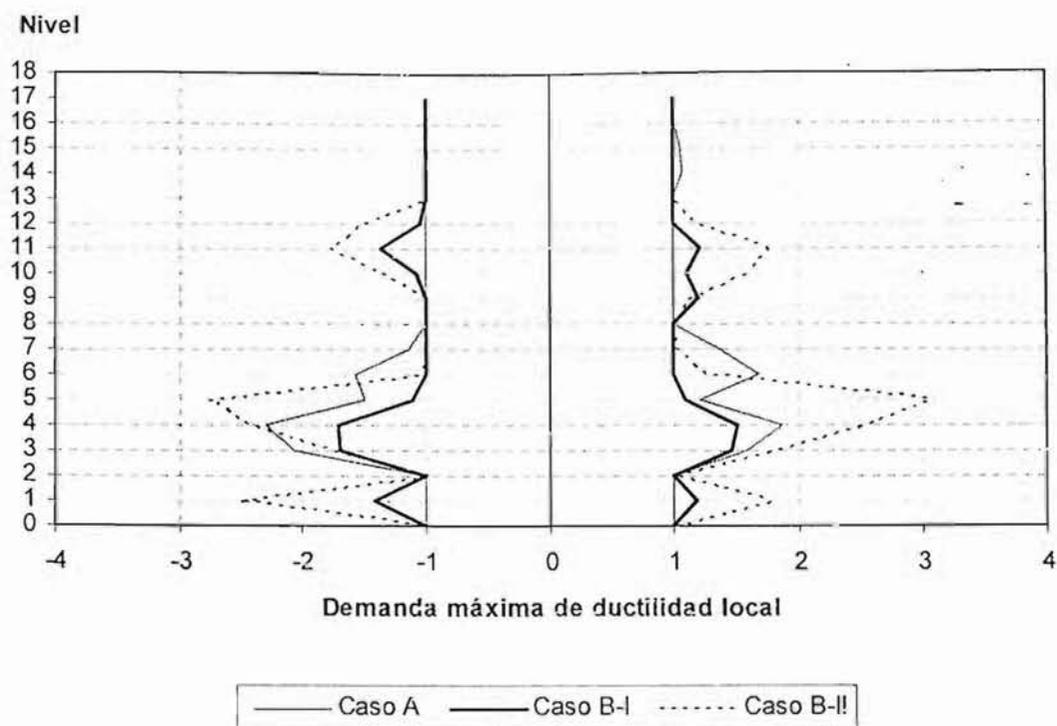


Fig 5.66 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, edificio 17NIV, casos A, B-I y B-II (con diseños I y II)

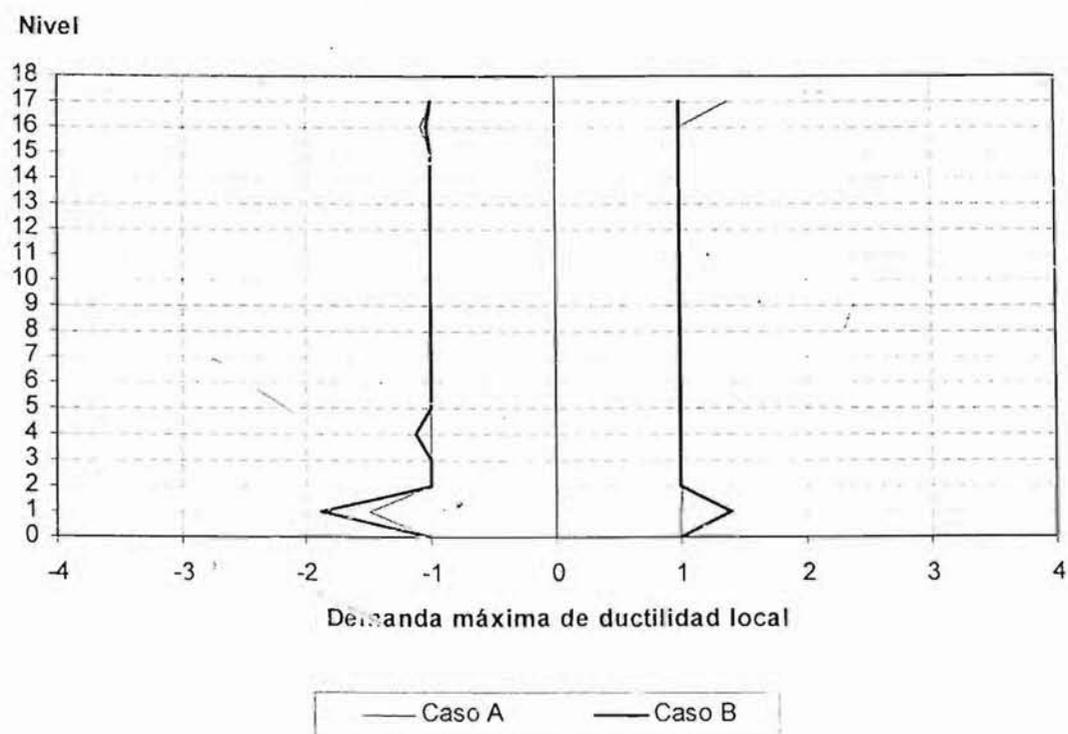


Fig 5.67 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, edificio 17NIV, casos A y B

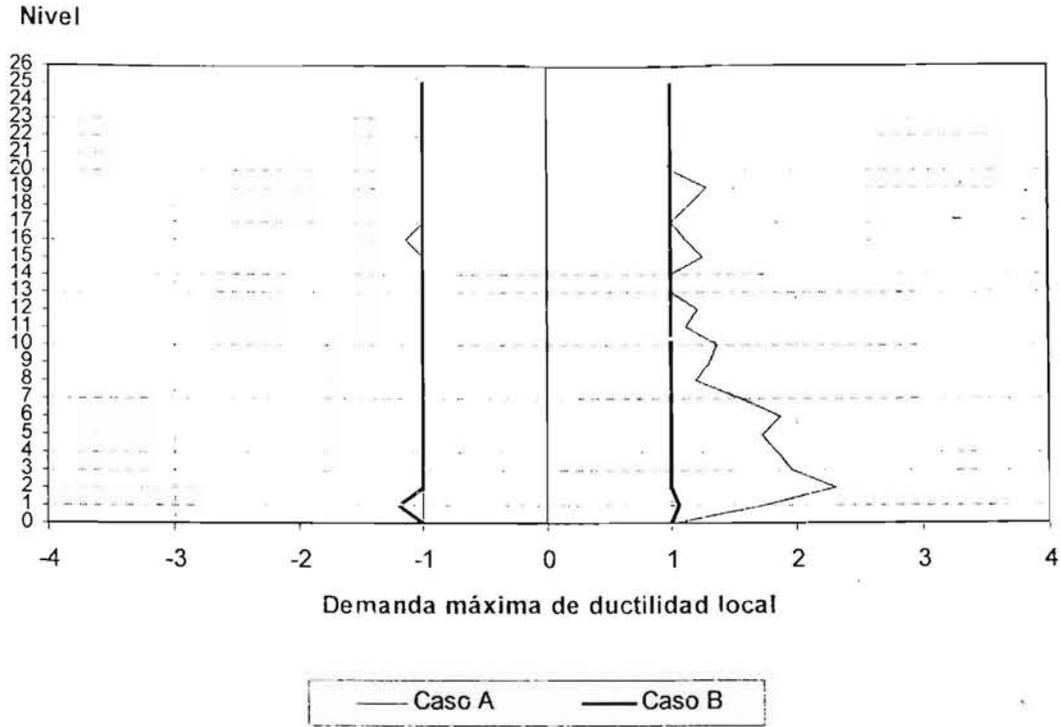


Fig 5.68 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje A, edificio 25NIV, casos A y B

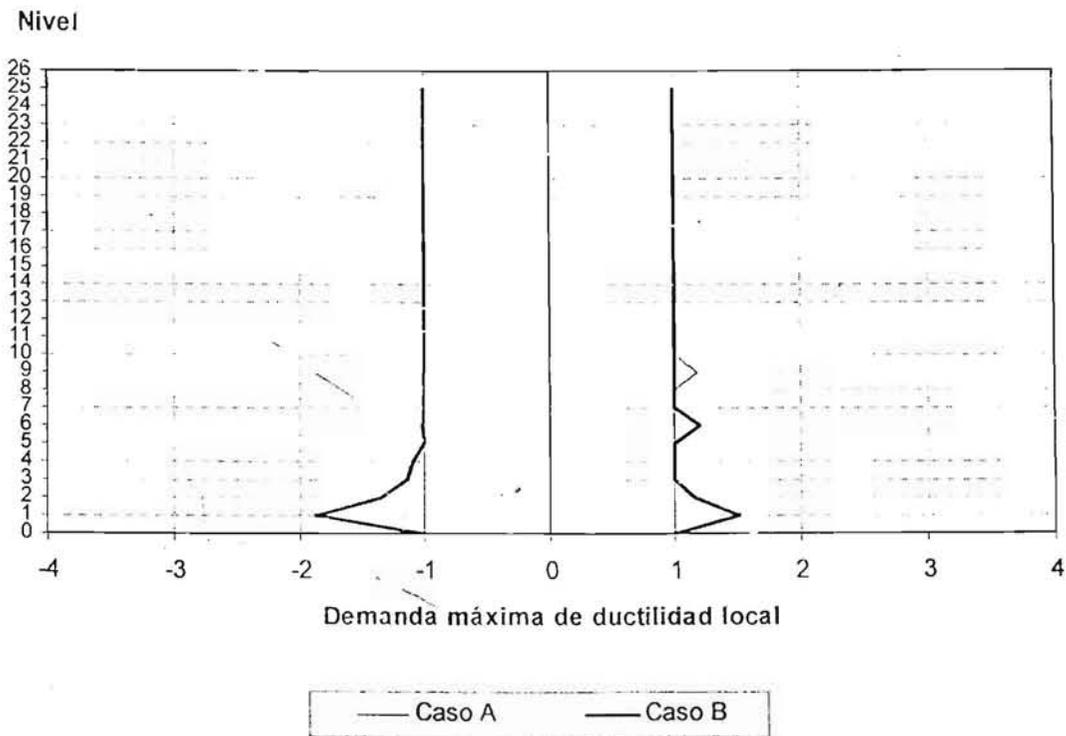


Fig 5.69 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, edificio 25NIV, casos A y B

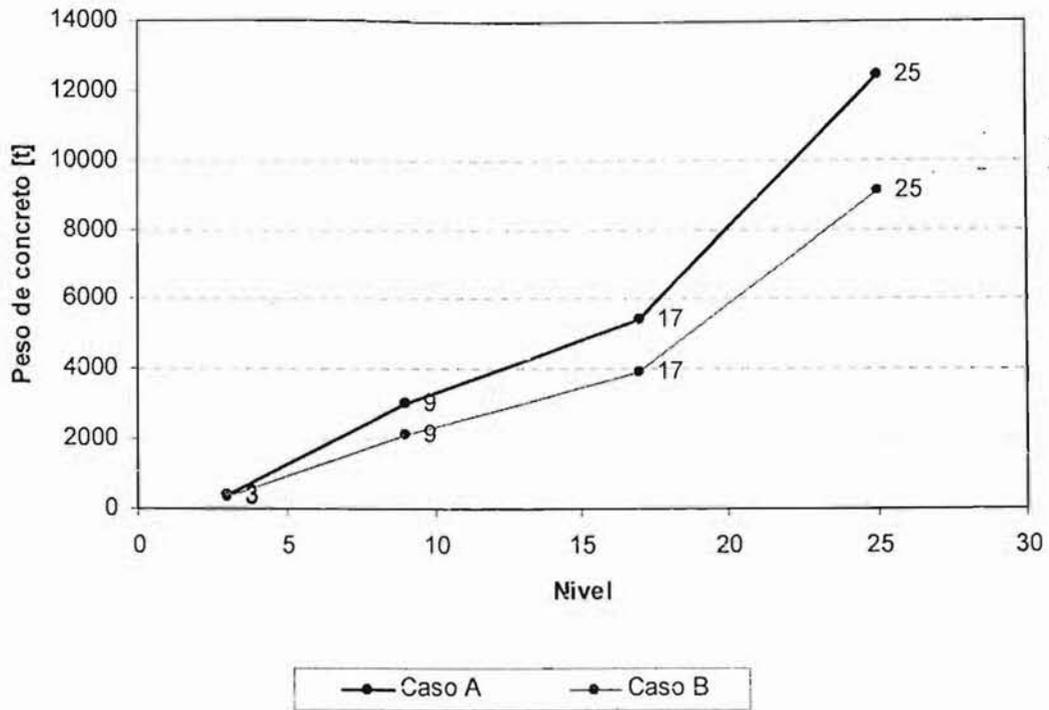


Fig 5.70 Pesos de concreto de las estructuras, casos A y B

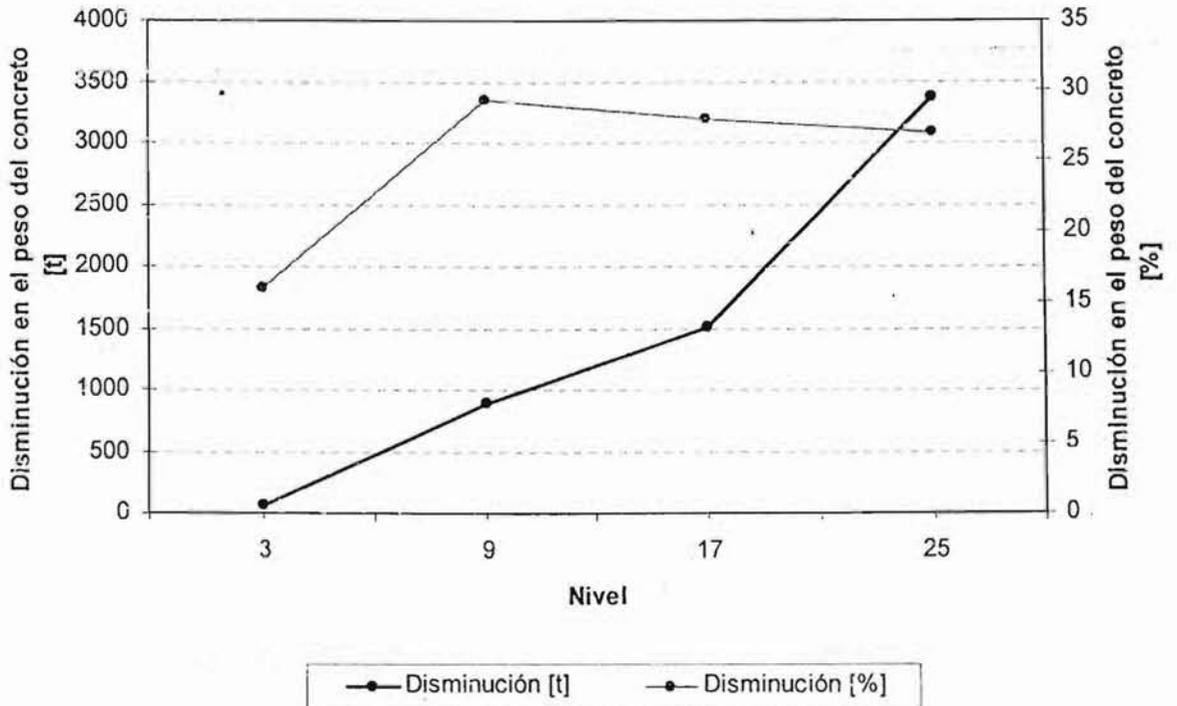


Fig 5.71 Disminución en el peso del concreto de las estructuras del caso B con respecto de las del caso A

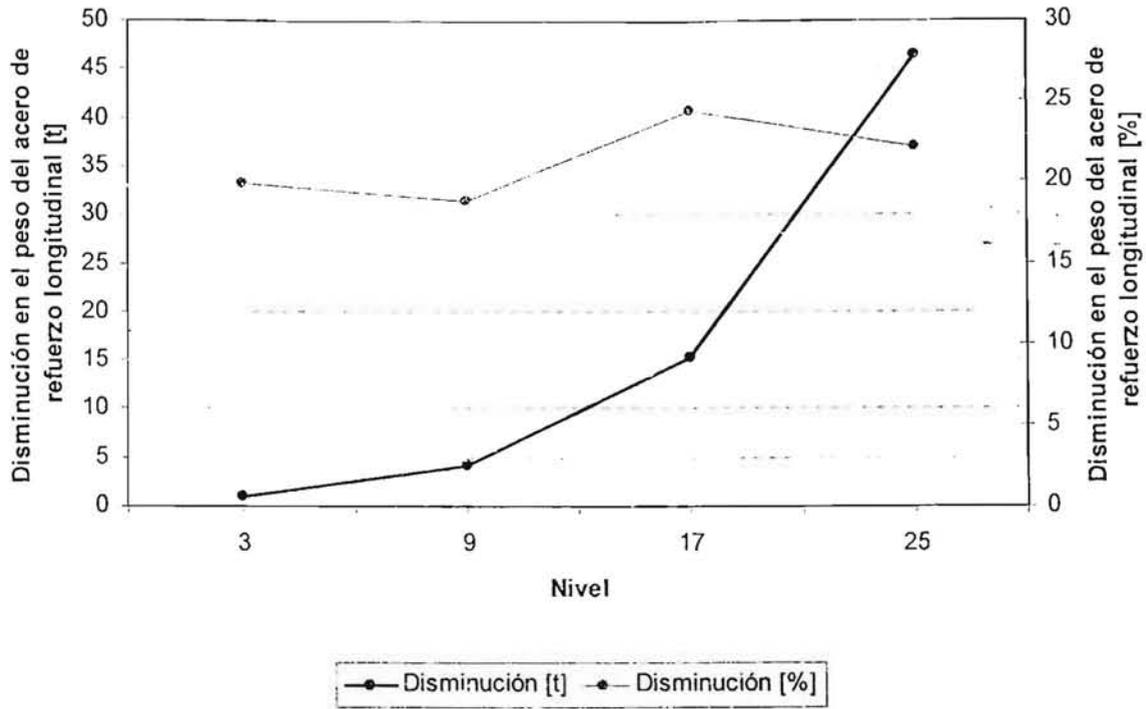


Fig 5.72 Disminución en el peso del acero de refuerzo longitudinal de las estructuras del caso B con respecto de las del caso A

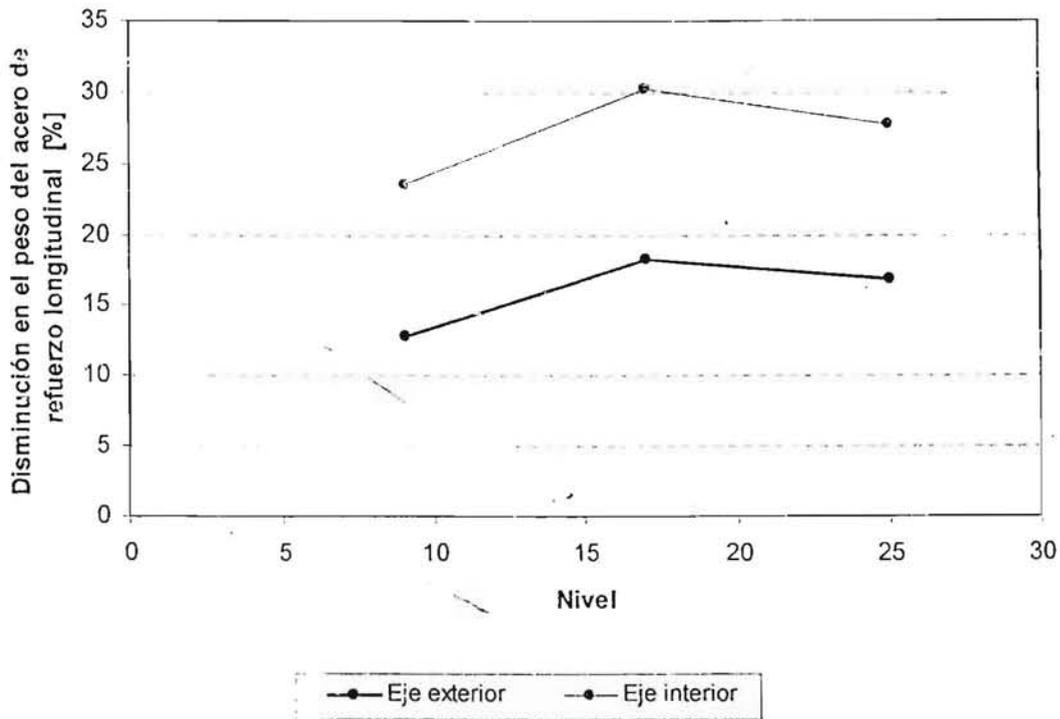


Fig 5.73 Comparación en la reducción de los pesos del acero de refuerzo longitudinal de los ejes externos e internos de las estructuras del caso B con respecto de las del caso A.

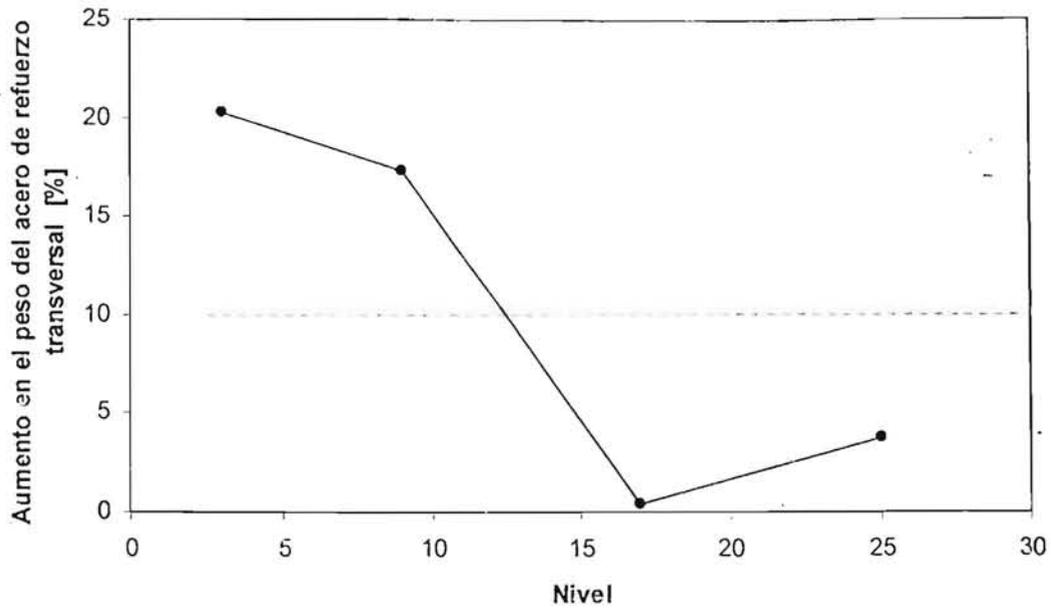


Fig 5.74 Aumento en porcentaje del peso del acero de refuerzo transversal de las estructuras del caso B con respecto de las del caso A

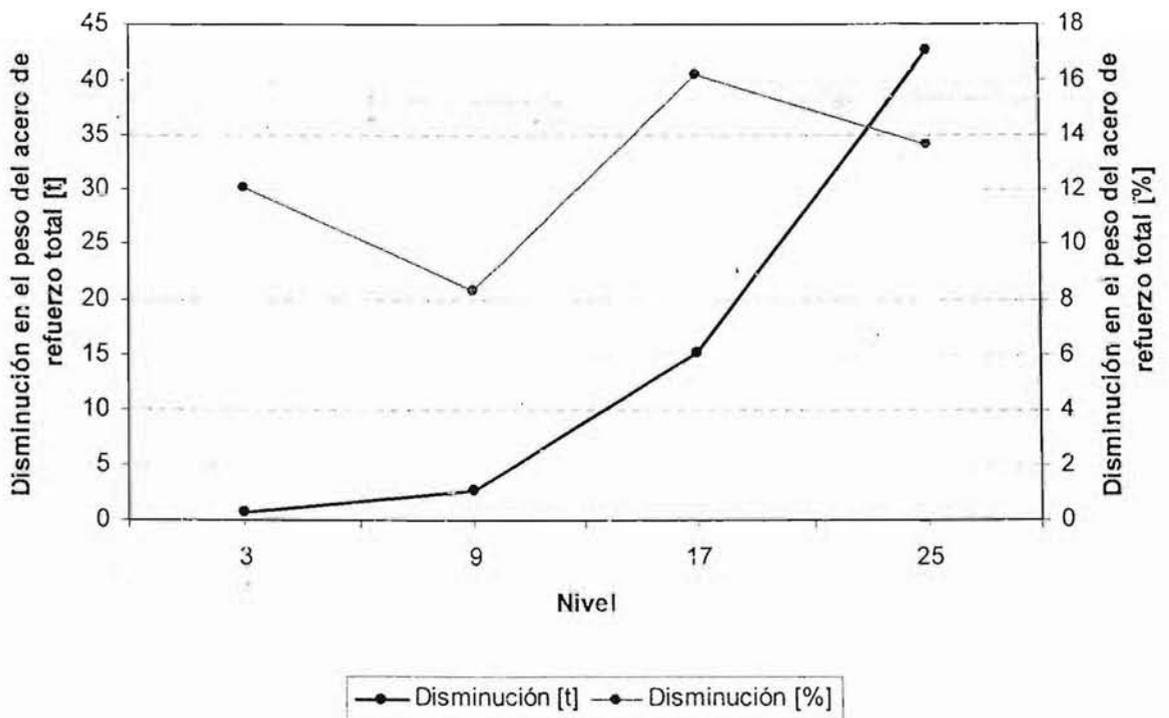


Fig 5.75 Disminución en el peso del acero de refuerzo total (longitudinal y transversal) de las estructuras del caso B con respecto de las del caso A

Capítulo 6. CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió la respuesta sísmica elástica e inelástica de cuatro edificios de marcos de concreto reforzado de 3, 9, 17 y 25 niveles, desplantados en la zona compresible del Valle de México; son construcciones del grupo B (oficinas). Se utilizaron dos diferentes alternativas en la resistencia a compresión del concreto de todos los elementos de cada uno de los edificios: caso A, con $f_c=250$ kg/cm² y caso B, con $f_c=700$ kg/cm². El análisis y diseño se hizo de acuerdo a las especificaciones del RDF-93 para el caso A, y del RDF-04 para el caso B. La revisión del estado límite de servicio se hizo para que los desplazamientos horizontales relativos no excedieran el valor permisible de 0.012 veces la altura del entrepiso; las resistencias se proporcionaron para el factor de comportamiento sísmico $Q=3$. La respuesta inelástica se determinó con análisis sísmicos dinámicos paso a paso, ante la excitación del acelerograma SCT, componente EW, del sismo del 19 de septiembre de 1985. A continuación se mencionan algunas de las conclusiones y recomendaciones de mayor importancia:

- El aumento en el módulo de elasticidad del concreto, utilizado en las estructuras del caso B, ocasionó que éstas fueran más rígidas que las del caso A, por lo que las dimensiones de los elementos estructurales se redujeron, en particular en las columnas. Los periodos de vibración también disminuyeron, en especial en los edificios de 17 y 25 niveles.
- Los desplazamientos máximos de diseño fueron similares; en algunas ocasiones, incluso mayores para el caso B (a pesar de que las estructuras son más rígidas), debido a que estas estructuras fueron diseñadas con un coeficiente sísmico de 0.45, en lugar de 0.40 del RDF-93.
- Los armados de las vigas resultaron muy similares en ambos casos; en cambio, las cuantías de refuerzo longitudinal en columnas se redujeron en el caso B, en especial en los ejes internos.
- El valor de 0.025 (2.5%) como cuantía máxima de refuerzo longitudinal a tensión en vigas que propone el RDF-04, resulta menor que $0.75 \cdot A_{sbal}$ para concretos de alta resistencia, por lo que rige en el diseño a flexión de este tipo de elementos. Lo anterior ocasiona que ya no se tenga un área máxima a partir de la cual las vigas deban ser doblemente armadas, sino únicamente un límite en la cuantía total. Por lo tanto, convendría modificar la expresión para obtener el área balanceada, o aumentar la cuantía máxima.

- Debido a los requerimientos con respecto del área mínima de confinamiento en columnas, las cuantías de refuerzo transversal resultaron mayores para el caso B, en donde se utilizó un concreto con mayor resistencia. Esto resulta congruente con lo observado en algunas pruebas de laboratorio, en las que se ha observado que el uso de este tipo de concretos disminuye la ductilidad en los elementos sujetos a flexo-compresión, por lo que el confinamiento debe ser mayor. Sin embargo, de acuerdo a algunos autores, hay un límite en la presión de confinamiento a partir de la cual el aumento en refuerzo transversal no incrementa la ductilidad del elemento. Esto permite que para elementos con concretos de resistencia muy elevada se disminuya el congestionamiento de estribos. Otra alternativa para evitar dicho congestionamiento que ha demostrado buenos resultados es el uso de acero transversal de alta resistencia.
- En general, la respuesta elástica resultó mayor en las estructuras del caso A; la respuesta inelástica fue similar en ambos casos.
- Los desplazamientos elásticos máximos de los análisis paso a paso resultaron considerablemente menores para las estructuras del caso B; las ordenadas espectrales son menores en este caso, al tener dichas estructuras menores periodos. Los máximos desplazamientos inelásticos, a diferencia de los elásticos, resultaron similares en ambos casos. Las distorsiones elásticas e inelásticas también fueron menores para los edificios del caso B.
- En las gráficas de fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea, casos inelásticos, se tiene una mayor área de histéresis en las estructuras del caso A, lo que significa que hubo una mayor disipación de energía por comportamiento no-lineal.
- La mayor parte de la disipación de energía ocurrió en las vigas de todas las estructuras, por lo que se cumple con la filosofía de diseño del RDF: "viga débil – columna fuerte". Las demandas desarrolladas de ductilidad local y globales se encuentran dentro de los límites establecidos por el RDF y son manejables desde el punto de vista práctico.
- Las demandas máximas de ductilidad local en vigas fueron muy similares en ambos casos. En cuanto a las columnas, las demandas de ductilidad resultaron menores en los ejes internos del caso A, y menores en los externos del caso B. Esto se debe a que en los edificios del caso B las columnas de los ejes internos tienen menores armados que las de los ejes externos. Las demandas globales de ductilidad fueron menores para el caso B, excepto en la estructura de 3 niveles.
- Los reglamentos actuales (ACI-02 y RDF-04) aceptan el valor de 0.003 como ϵ_{cu} para concretos con f_c' mayores a 400 kg/cm², sin embargo, de acuerdo a estudios realizados en distintos elementos, se ha observado que dicho nivel de deformación es un valor menos conservador que para concretos con una f_c' menor.
- El valor de 700 kg/cm² como f_c' máximo permitido por el RDF-04 resulta congruente con lo obtenido en pruebas experimentales, donde se ha observado que a partir de este nivel de resistencia en el concreto, los elementos empiezan a presentar cambios en sus propiedades mecánicas, así como en su comportamiento, en particular en zonas en donde se requiere que se desarrolle cierta ductilidad. Por lo tanto, gran parte de las expresiones de diseño son aplicables para este tipo de concretos por debajo de $f_c' = 700$ kg/cm², con resultados aceptables.
- En los edificios de 9, 17 y 25 niveles del caso B, se obtuvieron reducciones en los volúmenes de concreto cercanas al 30%; sin embargo, el costo de un concreto de $f_c' = 700$ kg/cm² es del doble que uno de $f_c' = 250$ kg/cm², por lo que es de esperarse que el costo en las estructuras se va a incrementar aproximadamente un 40%. En el edificio de 3 niveles la reducción en el volumen de concreto fue menor (15%), por lo que el incremento en su valor fue aún mayor (65%).

- En los cuatro edificios del caso B disminuyó el acero de refuerzo total utilizado en las zonas de confinamiento de los elementos estructurales; los valores van desde 8.3% (9NIV) hasta 16.3% (17NIV). La disminución fue más significativa en el acero longitudinal de los ejes interiores, alcanzando valores del 30.2% para el edificio de 17 niveles. Los ejes exteriores tuvieron menores reducciones, debido a que los armados de las columnas se incrementaron considerablemente para resistir las tensiones desarrolladas en la estructura; para este caso, la máxima reducción de refuerzo longitudinal fue del 18.9% en el edificio de 25 niveles. En general, los edificios más altos presentaron mayores disminuciones de refuerzo longitudinal. En todos los edificios hubo un aumento en el acero de refuerzo transversal, debido a los requisitos de confinamiento de los códigos utilizados; éste incremento fue más significativo en los edificios más bajos (3 y 9 niveles), alcanzando un valor del 20.2% para el edificio de 3 niveles.
- Las comparaciones en los volúmenes de acero de refuerzo se realizaron únicamente en las zonas de confinamiento; sin embargo, representan adecuadamente las reducciones o incrementos del acero de refuerzo en la estructura completa.
- El uso de concretos de alta resistencia en estructuras ubicadas en zonas sísmicas presenta algunas ventajas con respecto de los concretos convencionales, a saber: disminuye el peso de la estructura, ya que hay una reducción en los volúmenes de concreto debido al aumento en la rigidez del material; disminuye las cuantías de refuerzo longitudinal, en particular en los ejes internos, en donde el comportamiento de las columnas es dominado por la carga axial. Sin embargo, también tienen algunas desventajas: el costo de un concreto de alta resistencia es considerablemente mayor; aumentan las cuantías de refuerzo transversal, en particular en edificios de pocos niveles. Por lo tanto, en todo proyecto conviene hacer una evaluación considerando el ahorro total de acero de refuerzo y el aumento en el precio del concreto, con el objetivo de determinar si el uso de un concreto con mayor resistencia da como resultado una estructura más económica.
- En zonas en las cuales no se presenta sismicidad y los diseños se realizan fundamentalmente ante cargas gravitacionales, el uso de concretos de alta resistencia es más eficiente, ya que tanto los volúmenes de concreto y, en especial, las cuantías de acero de refuerzo se pueden reducir de manera significativa. Esto permite una importante disminución en los costos de la estructura, en especial en estructuras de gran altura.
- El uso de concretos de alta resistencia es recomendable en elementos donde el comportamiento es dominado por la carga axial, como es el caso de las columnas. En elementos donde domina la flexión, el trabajo del concreto se vuelve menos importante, siendo el acero longitudinal el que provee la mayor parte de la resistencia. Con base en esto, no se recomienda el uso de este tipo de concretos en vigas, ya que las disminuciones tanto en las dimensiones de la sección como en el acero de refuerzo son relativamente bajas, comparadas con las que se pueden obtener en columnas.

REFERENCIAS

1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D. F., 1993
2. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D. F., 2004
3. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D. F., 1993 y 2004
4. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D. F., 1993 y 2004
5. 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
6. Meli R, "Diseño Estructural", Limusa, México, D.F., 1993
7. Bazán E y Meli R, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Limusa, México, D.F., 1992
8. Sauter F Franz, "Fundamentos de Ingeniería Sísmica I, Introducción a la Sismología", Tecnológica de Costa Rica, 1989
9. Park R y Paulay T, "Estructuras de Concreto Reforzado", Limusa, México, D.F., 1990
10. Paulay T and Priestley M J N, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, 1992
11. Robles F y González O, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Limusa, México, D.F., 1989
12. Clough W R and Penzien J, "Dynamics of Structures", McGraw-hill, 1975
13. Wilson E y Habibullah A, "ETABS: Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems", Computers and Structures Inc., California, U.S.A., 1993
14. 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
15. Prakash V, Powell G H and Campbell S, "Drain-2DX: Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Universidad de California, Berkeley, 1993
16. Ávila Jorge A y Ángeles R Alejandro "Respuesta Sísmica inelástica de edificios de 3,9,17 y 25 niveles de concreto reforzado sin y con diagonales de acero estructural, diseñados con el RDF-93", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1998
17. Ghosh, S K, "High Strength concrete in U.S. codes and Standards", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro. 2004
18. Mac Gregor J, "Reinforced concrete: mechanics and design", Prentice Hall, 1988

-
19. Nawy, E G, "Fundamentals of high strength high performance concrete", Longman, 1996
 20. Comité ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete", ACI 318-02, Detroit, MI, 2002
 21. Comité ACI 363, "State-of-the-Art Report on High Strength Concrete", ACI 363R-92, Detroit, MI, 1992 (Reaprobado en 1997)
 22. Comité ACI 441, "High Strength concrete columns: State of the Art", ACI 441R-96, Detroit, MI, 1996

APÉNDICES

APÉNDICE A

A.1 Principales características del programa ETABS

El ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Buildings Systems) es un programa con el cual se pueden llevar a cabo análisis tridimensionales de estructuras tipo edificio, considerando comportamiento elástico lineal.

Las estructuras se modelan como un ensamble de marcos verticales y muros de cortante interconectados por sistemas de piso, que se suponen como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. El sistema estructural puede estar formado por columnas, vigas, diagonales y muros tipo paneles. Se consideran los efectos de las deformaciones por flexión, cortante y axiales. Se admiten cargas verticales y laterales, así como combinaciones de las mismas. También es posible realizar análisis estáticos, dinámico modal espectral, y dinámico paso a paso mediante el uso de acelerogramas. Se toman en cuenta los efectos de segundo orden (P- Δ), y la rigidez en los nudos.

Los resultados que se pueden obtener son: periodos y formas modales, factores de participación, desplazamientos, distorsiones, cortantes de entrepiso y elementos mecánicos en cada uno de los miembros estructurales, entre otros. Algunos de estos resultados se pueden obtener en el centro de masa de la estructura o bien en el origen del sistema de coordenadas globales.

Para la preparación de los datos de entrada se deben definir las dimensiones de la estructura (alturas de entrepisos y claros entre columnas), luego se deben localizar los elementos de la estructura, indicando las coordenadas de las líneas de columnas y la conectividad entre las crujías; también se debe proporcionar los tipos de materiales y las dimensiones y/o propiedades mecánicas de dichos elementos. Es posible generar columnas ficticias para modelar algunas condiciones especiales o para obtener información de algún punto en especial. Posteriormente, se deben definir los tipos de carga y sus valores; el efecto del peso propio puede incluirse de manera independiente o bien el programa lo puede calcular e incluir en la carga I y en el cálculo de las masas por nivel.

Para los análisis dinámicos es necesario proporcionar los datos de las masas traslacional y rotacional, así como la posición del centro de masa de cada nivel. Se pueden incluir las cargas laterales para hacer análisis sísmicos estáticos; para los análisis modales espectrales se deben definir los espectros con los que se quiere diseñar. Se pueden incluir las combinaciones de carga, con los respectivos factores de carga, que sean necesarios para satisfacer los requisitos de algún código en especial.

Para interpretar los resultados de los análisis correspondientes, el programa cuenta con los post-procesadores de graficación y de diseño de elementos de concreto reforzado (CONKER) y de acero estructural (STEELER).

A.2 Principales características del post-procesador de diseño CONKER

El CONKER es un post-procesador para diseñar elementos de concreto reforzado que utiliza los resultados del análisis estructural tridimensional realizado con el ETABS. Considera las diferentes combinaciones de carga y diseña para la más crítica; los elementos se diseñan de acuerdo al ACI 318-89, CAN3-A23.2-M84 y UBC91.

Para el diseño por sismo, se manejan tres alternativas dependiendo del riesgo sísmico, a saber:

- Se deben satisfacer los requisitos especiales para marcos dúctiles cuando se diseñe en una zona de alto riesgo sísmico
- Para estructuras desplantadas en zonas de riesgo sísmico moderado, se deben cumplir los requisitos que garanticen el comportamiento adecuado de los marcos resistentes
- Y, para las estructuras en donde el riesgo sísmico es mínimo, únicamente se deberán cumplir los requisitos normales generales

En el diseño de columnas, el programa calcula el área de acero de refuerzo longitudinal requerido. Las secciones transversales pueden ser cuadradas, rectangulares y circulares. Para revisar la capacidad biaxial de la columna, el programa genera una superficie de interacción para cada miembro. Durante el proceso se toman en cuenta los efectos de esbeltez, considerando los factores de amplificación de los momentos flexionantes como se especifica en el código. También se calcula el área de refuerzo transversal necesaria en columnas.

El diseño de vigas se realiza por flexión y cortante a lo largo de su claro, en cinco secciones de su longitud (extremos y a cada L/4 partes iguales). Se permiten secciones rectangulares o tipo "T". También se revisan por cortante las uniones viga-columna. En el diseño de marcos dúctiles, la revisión del cortante en columnas, vigas y uniones se hace de acuerdo al criterio de la capacidad probable a flexión; el programa revisa la relación de la capacidad del momento flexionante de las vigas con respecto de la capacidad a flexión de la columna, así como en la unión viga-columna, con el fin de evitar fallas frágiles por corte.

El programa CONKER es una herramienta muy útil para agilizar el diseño de elementos de concreto reforzado. En este trabajo se empleó para determinar las áreas de acero longitudinal de las vigas y columnas del caso A, y se comparó con algunos resultados obtenidos de forma manual. No fue posible utilizarlo para el diseño de columnas del caso B debido a que éstas fueron diseñadas de acuerdo al RDF-04, en el cual se modifica el bloque equivalente de esfuerzos. A pesar de que las vigas del caso B también fueron diseñadas con base en el RDF-04, el cambio en el bloque de esfuerzos ocasiona cambios mínimos en la resistencia de elementos en los que domina la flexión.

A.3 Principales características del programa DRAIN-2DX

El DRAIN-2DX permite determinar la respuesta dinámica inelástica de marcos planos con cualquier configuración ante un movimiento del terreno, descrito por un acelerograma dado, con componente horizontal y vertical. Para llevar a cabo la modelación de una estructura es necesario considerar las siguientes características del programa:

- La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos estructurales conectados por nudos
- Cada nudo tiene tres posibles grados de libertad (desplazamiento horizontal, vertical y giro)

- Pueden especificarse desplazamientos nulos o idénticos en diferentes nudos, lo cual reduce el número de ecuaciones por resolver
- Se pueden considerar excitaciones sísmicas independientes en dirección horizontal o vertical
- Los efectos P-Δ se incluyen en el programa modificando la rigidez geométrica de los miembros estructurales, mediante una aproximación lineal de los efectos no lineales producto de grandes desplazamientos
- Las coordenadas y desplazamientos de los nudos se definen con respecto de un sistema global derecho, con los ejes "X" y "Y" en el plano de la estructura

La respuesta se determina después de hacer la integración numérica paso a paso de las ecuaciones del movimiento, con el método descrito en el segundo capítulo. Para modelar los efectos del amortiguamiento viscoso, el DRAIN-2DX adopta el criterio de Rayleigh, en el cual la matriz de amortiguamiento se obtiene sumando la matriz de masas (M) y la de rigideces iniciales [K_i], afectando a la primera con el factor α y a la segunda con el factor β₀, como se indica a continuación:

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

Los factores α y β₀ se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{4\pi\varphi}{T_1 + T_2} \quad \beta = \frac{T_1 T_2 \varphi}{\pi(T_1 + T_2)}$$

donde:

- φ = Porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico para el primer y segundo modos de vibración
- T₁ = Periodo del primer modo de vibración en la dirección de interés
- T₂ = Periodo del segundo modo de vibración en la dirección de interés

En este trabajo se considera un porcentaje de amortiguamiento φ = 5%, común para estructuras de concreto reforzado.

El incremento de tiempo (Δt) adoptado para la integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento fue de 0.02 segundos, igual que el intervalo de digitización del acelerograma utilizado.

Para modelar las estructuras de los marcos de este trabajo se emplearon elementos viga-columna para las columnas y tipo viga para los miembros estructurales horizontales. Las principales características de estos elementos son:

- Se orientan en cualquier dirección en el plano "X-Y"
- Pueden tener rigidez y deformaciones a flexión, carga axial y cortante
- Los elementos de sección transversal variable se pueden definir por medio de coeficientes de rigidez
- Es posible considerar la interacción entre carga axial y momento flexionante en los elementos columna
- En el caso de las vigas, la articulación plástica se forma cuando el momento flexionante actuante alcanza el momento de fluencia, mientras que en columnas cuando alguna combinación de carga axial y momento flexionante llegue a la frontera de la superficie del diagrama de interacción correspondiente
- Las articulaciones plásticas se forman en los extremos de los elementos definidos
- La etapa de endurecimiento por deformación del acero se puede modelar considerando que la gráfica esfuerzo-deformación consiste en una componente elástica y otra elastoplástica superpuestas. Las articulaciones en la componente elastoplástica fluyen bajo momento constante, mientras que en la componente elástica el momento continua creciendo en forma lineal

- Se pueden tener hasta tres tipos de diagramas de interacción momento flexionante – carga axial; en este trabajo se emplean el que corresponde a las vigas, y el que corresponde a las columnas de concreto reforzado
- Las resistencias de fluencia pueden ser diferentes en los dos extremos de cada elemento estructural
- Las cargas estáticas se toman en cuenta especificando fuerzas aplicadas en los extremos de los miembros, previamente al análisis dinámico paso a paso

APÉNDICE B

A continuación se muestran los datos más importantes de los tipos de resistencias nominales de vigas y columnas de los cuatro edificios, casos A y B; los tipos de resistencias de vigas y columnas están referidas a las figs B1 a B17, a saber:

B.1 Edificio de 3 niveles, caso A (figs B1 y B2)

Eje A

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	47.79	-47.79	1026.52	-302.36	93.86	291.53	1.96	0.28
2	60.81	-60.81	1110.03	-382.86	106.42	287.50	1.75	0.26
3	101.50	-101.50	1356.69	-615.70	148.49	284.90	1.46	0.21
4	108.68	-108.68	1414.61	-671.11	154.76	284.34	1.42	0.20

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	11.45	-11.44
2	16.85	-29.53
3	22.99	-41.25
4	23.07	-44.01

Eje 3

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	60.81	-50.81	1110.03	-382.86	106.42	287.50	1.75	0.26
2	101.50	-101.50	1356.69	-615.70	148.49	284.90	1.46	0.21

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	12.76	-12.76
2	25.08	-45.50
3	37.44	-73.26
4	37.40	-76.13
5	57.60	-93.29
6	13.95	-13.95
7	41.07	-81.11
8	61.13	-98.62

B.2 Edificio de 3 niveles, caso B (figs B3 y B4)

Eje A

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	135.12	-135.12	2263.844	-596.23	183.30	532.11	1.36	0.24
2	84.82	-84.82	1907.004	-399.17	123.29	398.88	1.45	0.21
3	75.25	-75.25	1849.548	-351.29	118.88	398.21	1.58	0.22
5	80.60	-80.60	1751.38	-351.29	144.81	518.32	1.80	0.30
6	62.20	-62.20	1459.02	-303.41	108.35	397.54	1.74	0.27
7	53.38	-53.38	1416.57	-255.53	101.48	446.44	1.90	0.32

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	12.83	-25.10
2	19.49	-36.05
3	20.72	-41.07

Eje 3

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
3	75.25	-75.25	1849.548	-351.29	118.88	398.21	1.58	0.22
4	85.92	-85.92	1951.752	-436.46	127.04	399.41	1.48	0.20
7	53.38	-53.38	1416.57	-255.53	101.48	446.44	1.90	0.32

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
4	37.30	-73.34
5	50.77	-92.18
6	25.94	-50.26
7	37.26	-69.40
8	41.37	-73.53

B.3 Edificio de 9 niveles, caso A (figs B5 y B6)

Eje A

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	46.56	-46.56	1266.58	-244.86	126.92	423.04	2.73	0.33
2	52.92	-52.92	1302.07	-292.38	128.54	417.96	2.43	0.32
3	75.29	-75.29	1702.62	-350.76	196.51	565.27	2.61	0.33
4	87.86	-87.86	1749.87	-396.68	212.97	565.21	2.42	0.32
5	94.59	-94.59	1785.39	-437.79	216.04	562.40	2.28	0.32
6	117.49	-117.49	1878.95	-531.85	240.85	558.02	2.05	0.30
7	113.48	-113.48	2200.30	-467.12	290.85	730.50	2.56	0.33
8	140.03	-140.03	2294.25	-565.77	319.97	727.28	2.25	0.32
9	164.09	-164.09	2760.14	-598.69	415.31	915.37	2.53	0.33
10	367.82	-367.82	3417.94	-1243.22	636.70	909.17	1.73	0.27
11	370.83	-370.83	3473.30	-1296.63	628.56	903.06	1.70	0.26

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	18.76	-36.53
2	16.93	-36.49
3	25.60	-50.12
4	40.72	-88.58
5	49.40	-83.52
6	55.81	-95.86
7	61.50	-95.29
8	59.67	-94.38
9	66.84	-95.69
10	91.17	-141.12
11	105.59	-141.52
12	125.30	-190.73
13	142.70	-191.70
14	158.98	-207.99
15	175.24	-207.69

Eje C

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	52.92	-52.92	1302.07	-292.38	128.54	417.96	2.43	0.32
2	46.56	-46.56	1266.58	-244.86	126.92	423.04	2.73	0.33
3	75.29	-75.29	1702.62	-350.76	196.51	565.27	2.61	0.33
4	107.24	-107.24	1832.53	-481.83	232.28	562.59	2.17	0.31
5	117.49	-117.49	1878.85	-531.85	240.85	558.02	2.05	0.30
6	127.84	-127.84	2248.20	-512.72	310.01	730.67	2.43	0.33
7	140.03	-140.03	2294.25	-565.77	319.97	727.28	2.29	0.32
8	164.09	-164.09	2760.14	-598.69	415.31	916.37	2.53	0.33
9	370.83	-370.83	3473.30	-1296.63	628.56	903.06	1.70	0.26
10	326.84	-326.84	3287.44	-1115.28	593.54	910.62	1.82	0.28

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	25.60	-50.12
2	35.15	-69.11
3	34.96	-64.29
4	57.40	-100.72
5	48.92	-95.33
6	60.87	-103.14
7	55.69	-104.27
8	68.13	-110.86
9	83.72	-150.04
10	91.69	-150.44
11	74.83	-148.82
12	110.05	-206.57
13	142.70	-207.76
14	144.05	-220.85
15	158.98	-207.99

B.4 Edificio de 9 niveles, caso B (figs B7 y B8)

Eje A

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	378.05	-378.05	4776.16	-1106.78	548.54	1144.77	1.452	0.240
2	167.48	-167.48	4005.29	-436.46	414.25	1149.41	2.473	0.287
3	124.36	-124.36	2814.69	-436.46	244.98	677.51	1.970	0.241
4	102.97	-102.97	2704.57	-340.70	225.70	709.48	2.192	0.262
5	91.36	-91.36	2362.45	-340.70	183.94	598.53	2.013	0.253
6	82.04	-82.04	2319.56	-303.11	179.44	596.82	2.187	0.257
7	63.64	-63.64	1717.42	-303.11	113.05	402.17	1.776	0.234
8	55.19	-55.19	1445.53	-255.53	106.32	400.93	1.926	0.277
9	358.99	-358.99	4894.31	-1032.19	522.46	1139.59	1.455	0.233
10	171.24	-171.24	4166.74	-425.88	413.42	1183.40	2.414	0.284
11	119.90	-119.90	2924.38	-425.88	225.45	642.62	1.880	0.220
12	107.35	-107.35	2567.38	-425.88	184.90	542.20	1.722	0.211
13	88.82	-88.82	2465.16	-340.70	172.24	538.68	1.939	0.219
14	68.29	-68.29	1836.84	-340.70	105.96	362.82	1.552	0.198

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	17.31	-28.10
2	23.58	-42.58
3	44.10	-75.47
4	43.89	-69.02
5	53.14	-81.82
6	57.63	-87.54
7	92.39	-120.41
8	114.89	-155.98
9	127.43	-155.96
10	155.91	-184.25
11	143.49	-171.92

Eje C

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mo/My	Pb/Pyc
16	335.37	-335.37	4824.16	-973.73	505.94	965.21	1.509	0.200
15	138.72	-138.72	4064.52	-340.70	400.53	1182.74	2.887	0.291
4	102.97	-102.97	2704.57	-340.70	225.70	709.48	2.192	0.262
13	88.82	-88.82	2465.16	-340.70	172.24	538.68	1.939	0.219
14	68.29	-68.29	1836.84	-340.70	105.96	362.82	1.552	0.198
23	235.83	-235.83	4454.02	-665.28	444.75	893.44	1.886	0.201
22	124.30	-124.30	3852.28	-303.41	408.88	1171.45	3.289	0.304
21	88.10	-88.10	2661.69	-303.41	223.86	716.73	2.541	0.269
20	78.89	-78.89	2606.62	-255.53	222.72	808.87	2.823	0.310
19	74.59	-74.59	2264.50	-255.53	179.33	643.44	2.404	0.284
18	45.28	-45.28	2135.83	-143.64	164.38	672.74	3.631	0.315
17	33.91	-33.91	1600.37	-143.64	95.94	461.81	2.947	0.289

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
2	23.58	-42.58
3	31.45	-60.96
4	28.78	-61.81
7	48.64	-92.31
8	42.12	-82.22
10	54.20	-100.19
11	53.35	-92.67
13	55.85	-103.50
14	55.42	-98.89
16	72.13	-144.37
17	85.20	-133.14
20	99.08	-184.47
21	127.46	-159.51
24	128.84	-198.90
23	143.49	-171.92

B.5 Edificio de 17 niveles, caso A (figs B9 y B10)

Eje A

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	59.20	-59.20	1477.45	-303.62	154.45	489.04	2.61	0.33
2	68.07	-68.07	1514.23	-339.12	166.23	489.10	2.44	0.32
3	85.67	-85.67	1596.98	-422.94	184.02	485.48	2.15	0.30
4	97.47	-97.47	1643.93	-466.71	198.94	484.96	2.04	0.30
5	127.84	-127.84	2248.20	-512.72	310.01	730.67	2.43	0.33
6	148.05	-148.05	2315.87	-583.46	332.82	727.18	2.25	0.31
7	104.84	-104.84	2165.34	-421.16	287.26	731.88	2.74	0.34
8	185.51	-185.51	3034.66	-631.68	484.92	1019.65	2.61	0.34
9	115.87	-115.87	2209.72	-484.07	290.14	729.21	2.50	0.33
10	230.61	-230.61	3628.30	-742.90	614.58	1237.25	2.67	0.34
11	316.81	-316.81	4354.67	-917.69	827.19	1480.59	2.61	0.34
12	506.47	-506.47	4062.74	-1142.83	1022.06	1468.55	2.02	0.30
13	495.97	-495.97	4811.44	-1370.60	1032.61	1481.92	2.08	0.31

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	21.99	-42.71
2	29.75	-58.80
3	37.02	-80.91
4	43.72	-81.45
5	43.93	-92.03
6	54.31	-92.97
7	76.22	-136.43
8	104.28	-137.52
9	82.65	-137.59
10	110.67	-137.91
11	92.91	-147.34
12	120.62	-148.02
13	102.58	-148.02
14	134.32	-147.97
15	131.19	-190.26
16	160.78	-190.27
17	175.50	-190.22
18	155.95	-209.03
19	203.33	-219.83
20	187.16	-209.05
21	172.90	-224.39
22	205.30	-225.27
23	158.27	-225.35
24	189.65	-225.32
25	140.60	-204.74
26	157.63	-205.58

Eje B

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	59.20	-59.20	1477.45	-303.62	154.45	489.04	2.61	0.33
2	68.07	-68.07	1514.23	-339.12	166.23	489.10	2.44	0.32
3	85.67	-85.67	1596.98	-422.94	184.02	485.48	2.15	0.30
4	97.47	-97.47	1643.93	-466.71	198.94	484.96	2.04	0.30
5	127.84	-127.84	2248.20	-512.72	310.01	730.67	2.43	0.33
6	148.05	-148.05	2315.87	-583.46	332.82	727.18	2.25	0.31
7	196.65	-196.65	2502.03	-770.65	380.32	720.58	1.93	0.29
8	185.51	-185.51	3034.66	-631.68	484.92	1019.65	2.61	0.34
9	245.34	-245.34	3221.22	-834.55	543.18	1014.68	2.21	0.32
10	230.61	-230.61	3628.30	-742.90	614.58	1237.25	2.67	0.34
11	280.26	-280.26	3763.37	-877.53	674.87	1234.39	2.41	0.33
12	316.81	-316.81	4354.67	-917.69	827.19	1480.59	2.61	0.34
13	495.97	-495.97	4811.44	-1370.60	1032.61	1481.92	2.08	0.31
14	419.12	-419.12	4619.16	-1192.17	937.57	1473.51	2.24	0.32
15	79.69	-79.69	1561.17	-384.00	181.14	488.65	2.27	0.31

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	28.95	-57.07
2	28.95	-51.85
3	43.72	-81.45
4	36.84	-75.18
5	47.70	-94.31
6	54.46	-105.19
7	83.54	-156.75
8	92.91	-147.34
9	103.83	-147.57
10	93.52	-157.34
11	108.02	-159.36
12	93.51	-169.29
13	120.34	-158.39
14	118.46	-202.89
15	162.24	-205.54
16	142.31	-235.13
17	188.14	-219.83
18	142.30	-219.41
19	172.89	-219.78
20	158.64	-243.44
21	190.06	-243.24
22	141.81	-241.45
23	174.36	-243.20
24	126.64	-210.13
25	141.38	-209.15

B.6 Edificio de 17 niveles, caso B (figs B11 a B13)

Eje A, diseño I

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyt
1	80.41	-80.41	2618.79	-266.11	220.64	752.65	2.744	0.287
2	99.33	-99.33	3385.15	-266.11	332.47	977.74	3.347	0.289
3	128.37	-128.37	3470.93	-340.70	345.02	1032.57	2.688	0.297
4	142.41	-142.41	3538.17	-399.17	340.86	938.08	2.394	0.265
5	151.45	-151.45	3568.89	-425.88	345.88	941.64	2.284	0.264
6	167.52	-167.52	3636.12	-484.34	362.66	936.77	2.165	0.258
7	181.46	-181.46	4060.35	-484.34	426.73	1049.04	2.352	0.258
8	216.54	-216.54	4990.93	-484.34	605.87	1443.20	2.798	0.289
9	240.42	-240.42	6293.21	-484.34	803.95	1825.48	3.344	0.290
10	561.07	-561.07	6899.82	-1239.84	952.04	1627.58	1.697	0.236
11	90.76	-90.76	2777.41	-303.41	221.16	702.31	2.437	0.253
12	108.18	-108.18	3577.09	-303.41	340.14	1011.16	3.144	0.283
13	116.93	-116.93	4019.77	-303.41	405.88	1146.12	3.471	0.285
14	130.28	-130.28	4064.52	-340.70	411.26	1112.88	3.157	0.274
15	159.40	-159.40	5035.56	-340.70	568.92	1507.30	3.569	0.299
16	189.09	-189.09	5150.47	-436.46	592.63	1425.11	3.134	0.277
17	221.61	-221.61	6235.75	-436.00	803.49	1747.23	3.626	0.280
18	431.30	-431.30	6526.55	-915.26	894.09	1781.58	2.073	0.273

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	21.08	-34.32
2	27.72	-56.12
4	35.45	-66.44
5	41.87	-66.54
7	42.44	-80.48
8	55.85	-80.81
11	66.08	-120.27
12	86.52	-111.09
14	85.13	-122.41
15	96.19	-121.90
18	85.20	-133.14
19	108.28	-132.38
21	104.10	-144.60
22	117.40	-144.54
25	116.03	-168.84
26	147.51	-168.81
28	128.54	-173.78
29	147.90	-186.42
30	151.74	-201.46
31	164.91	-201.48
36	169.14	-212.09
38	168.70	-194.16
41	140.47	-168.10

Eje A, diseño II

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
19	60.30	-60.30	2533.01	-191.52	212.68	746.49	3.527	0.295
20	73.06	-73.06	2587.50	-239.40	219.40	787.02	3.003	0.304
21	84.42	-84.42	3354.44	-239.40	335.13	1013.88	3.970	0.302
2	99.33	-99.33	3385.15	-266.11	332.47	977.74	3.347	0.289
12	108.18	-108.18	3577.09	-303.41	340.14	1011.16	3.144	0.283
13	116.93	-116.93	4019.77	-303.41	405.88	1146.12	3.471	0.285
14	130.28	-130.28	4064.52	-340.70	411.26	1112.88	3.157	0.274
15	159.40	-159.40	5035.56	-340.70	568.92	1507.30	3.569	0.299
16	189.09	-189.09	5150.47	-436.46	592.63	1425.11	3.134	0.277
17	221.61	-221.61	6235.75	-436.00	803.49	1747.23	3.626	0.280
23	448.32	-448.32	6593.79	-973.73	894.20	1643.50	1.995	0.249
22	109.97	-109.97	3809.39	-266.11	404.81	1167.38	3.681	0.306
24	314.41	-314.41	6226.91	-654.70	811.01	1612.92	2.579	0.259

Eje B

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
11	90.76	-90.76	2777.41	-303.41	221.16	702.31	2.437	0.253
12	108.18	-108.18	3577.09	-303.41	340.14	1011.16	3.144	0.283
13	116.93	-116.93	4019.77	-303.41	405.88	1146.12	3.471	0.285
14	130.28	-130.28	4064.52	-340.70	411.26	1112.88	3.157	0.274
15	159.40	-159.40	5035.56	-340.70	568.92	1507.30	3.569	0.299
16	189.09	-189.09	5150.47	-436.46	592.63	1425.11	3.134	0.277
17	221.61	-221.61	6235.75	-436.00	803.49	1747.23	3.626	0.280
18	431.30	-431.30	6526.55	-915.26	894.09	1781.58	2.073	0.273
19	60.30	-60.30	2533.01	-191.52	212.68	746.49	3.527	0.295
20	73.06	-73.06	2587.50	-239.40	219.40	787.02	3.003	0.304
21	84.42	-84.42	3354.44	-239.40	335.13	1013.88	3.970	0.302
2	99.33	-99.33	3385.15	-266.11	332.47	977.74	3.347	0.289
22	109.97	-109.97	3809.39	-266.11	404.81	1167.38	3.681	0.306

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
2	27.72	-56.12
3	37.67	-71.44
4	35.45	-66.44
6	46.36	-90.57
7	42.44	-80.48
9	56.36	-101.10
10	49.88	-90.82
13	72.11	-139.22
14	85.13	-122.41
16	73.67	-144.62
17	96.23	-132.43
20	87.51	-154.93
21	104.10	-144.60
23	88.29	-165.45
24	109.89	-153.95
27	105.01	-195.38
28	128.54	-173.78
29	147.90	-186.42
32	125.61	-211.69
33	165.06	-212.20
34	125.61	-211.69
35	151.69	-199.92
37	142.90	-219.02
36	169.14	-212.09
39	127.85	-218.94
40	154.02	-205.13
42	112.88	-180.24
43	124.94	-168.14

B.7 Edificio de 25 niveles, caso A (figs B14 y B15)

Eje A

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	123.27	-123.27	2426.51	-480.86	334.18	822.59	2.71	0.34
2	138.65	-138.65	2474.97	-527.56	354.81	821.69	2.56	0.33
3	151.86	-151.86	2520.96	-582.24	365.53	819.31	2.41	0.33
4	160.21	-160.21	2542.97	-600.03	379.22	821.38	2.37	0.32
5	198.70	-198.70	3299.02	-647.52	544.84	1128.26	2.74	0.34
6	215.70	-215.70	3352.20	-725.41	549.60	1122.99	2.55	0.34
7	316.81	-316.81	4354.67	-917.69	827.19	1480.59	2.61	0.34
8	380.17	-380.17	5055.15	-1015.80	1032.92	1744.03	2.72	0.35
9	437.10	-437.10	5190.11	-1154.10	1098.00	1743.88	2.51	0.34
10	551.38	-551.38	5456.73	-1425.18	1227.37	1746.15	2.23	0.32
11	609.06	-609.06	6151.20	-1478.37	1446.52	2036.05	2.38	0.33
12	660.98	-660.98	6266.17	-1601.68	1498.44	2030.24	2.27	0.32
13	796.16	-796.16	6568.79	-1910.11	1636.90	2016.62	2.06	0.31
14	965.81	-965.81	6946.99	-2263.89	1823.45	2014.63	1.89	0.29
15	873.47	-873.47	7314.27	-1980.69	1898.92	2325.94	2.17	0.32
16	964.96	-964.96	7504.62	-2161.58	2000.36	2318.93	2.07	0.31
17	1147.61	-1147.61	7884.07	-2516.76	2203.41	2317.92	1.92	0.29
18	1056.42	-1056.42	7694.52	-2340.85	2102.28	2316.05	1.99	0.30
19	1448.60	-1448.60	8451.96	-3032.14	2542.29	2290.48	1.76	0.27
20	1505.64	-1505.64	8636.89	-3204.18	2579.16	2286.78	1.71	0.27
21	1769.91	-1769.91	9198.66	-3737.74	2844.25	2272.07	1.61	0.25

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	36.5	-58.6
2	36.49	-67.18
3	45.13	-88.98
4	58.59	-93.83
5	55.16	-121.27
6	94.54	-122.17
7	77.22	-149.07
8	122.24	-149.62
9	95.07	-164.39
10	137.34	-178.33
11	141.29	-226.63
12	215.25	-255.65
13	141.68	-251.95
14	229.52	-270.11
15	158.86	-268.05
16	245.96	-293.25
17	174.01	-288.77
18	261.26	-293.13
19	219.12	-325.04
20	328.73	-337.85
21	229.22	-327.58
22	331.06	-350.97
23	246.89	-337.69
24	261.79	-336.41
25	330.96	-375.61
26	313.87	-397.99
27	382.68	-427.71
28	361.43	-449.51
29	451.65	-476.28
30	451.8	-451.81
31	390.63	-473.88
32	476.01	-502.1
33	370.53	-475.71
34	446.56	-476.34
35	351.9	-414.93
36	401.57	-444.35

Eje B

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	123.27	-123.27	2426.51	-480.86	334.18	822.59	2.71	0.34
2	138.65	-138.65	2474.97	-527.56	354.81	821.69	2.56	0.33
3	151.86	-151.86	2520.96	-582.24	365.53	819.31	2.41	0.33
4	160.21	-160.21	2542.97	-600.03	379.22	821.38	2.37	0.32
5	198.70	-198.70	3299.02	-647.52	544.84	1128.26	2.74	0.34
6	215.70	-215.70	3352.20	-725.41	549.60	1122.99	2.55	0.34
7	316.81	-316.81	4354.67	-917.69	827.19	1480.59	2.61	0.34
8	380.17	-380.17	5055.15	-1015.80	1032.92	1744.03	2.72	0.35
9	437.10	-437.10	5190.11	-1154.10	1098.00	1743.88	2.51	0.34
10	551.38	-551.38	5456.73	-1425.18	1227.37	1746.15	2.23	0.32
11	609.06	-609.06	6151.20	-1478.37	1446.52	2036.05	2.38	0.33
12	485.16	-485.16	5881.43	1200.55	1306.05	2029.09	2.69	0.35
13	796.16	-796.16	6568.79	-1910.11	1636.90	2016.62	2.06	0.31
14	965.81	-965.81	6946.99	-2263.89	1823.45	2014.63	1.89	0.29
15	1056.42	-1056.42	7694.52	-2340.85	2102.28	2316.05	1.99	0.30
16	602.34	-602.34	6758.26	-1388.11	1616.68	2338.36	2.68	0.35
17	1147.61	-1147.61	7884.07	-2516.76	2203.41	2317.92	1.92	0.29
18	1448.60	-1448.60	8451.96	-3032.14	2542.29	2290.48	1.76	0.27
19	1769.91	-1769.91	9198.66	-3737.74	2844.25	2272.07	1.61	0.25

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	36.5	-75.71
2	54.66	-104.71
3	68.39	-136.34
4	75.85	-136.37
5	80.42	-176.47
6	95.07	-164.39
7	96.35	-198.94
8	123.8	-197.41
9	127.05	-259.66
10	206.02	-259.07
11	142.58	-274.23
12	215.52	-279.11
13	142.77	-287.15
14	229.35	-292.33
15	159.47	-289.53
16	245.96	-293.25
17	185.14	-328.75
18	314.07	-350.45
19	204.71	-346.14
20	221.42	-346.93
21	314.01	-374.96
22	231.47	-372.69
23	330.96	-375.61
24	281.72	-423.75
25	364.37	-423.88
26	334.41	-473.75
27	451.64	-485.11
28	334.43	-445.03
29	451.65	-476.28
30	370.55	-498.97
31	475.95	-511.45
32	370.53	-475.71
33	476.01	-502.1
34	446.56	-476.34
35	331.75	-443.88
36	370.57	-443.91

B.8 Edificio de 25 niveles, caso B (figs B16 y B17)

Eje A

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
1	116.89	-116.89	3852.28	-303.41	398.82	1077.08	3.412	0.280
2	151.24	-151.24	3962.41	-399.17	416.21	1034.09	2.752	0.261
3	160.81	-160.81	3993.12	-425.88	428.32	1051.91	2.663	0.263
4	200.55	-200.55	5430.05	-425.88	691.17	1476.55	3.396	0.272
5	280.42	-280.42	5638.13	-606.82	698.54	1455.80	2.491	0.258
6	333.01	-333.01	7321.38	-606.82	1048.78	2000.54	3.149	0.273
20	347.09	-347.09	7387.60	-665.28	1045.57	1965.92	3.012	0.266
21	425.08	-425.08	7869.53	-798.34	1086.59	1956.74	2.556	0.249
22	490.41	-490.41	8029.19	-931.39	1132.38	1841.13	2.309	0.229
23	517.53	-517.53	8671.79	-931.39	1266.01	2014.10	2.446	0.232
24	592.29	-592.29	8882.26	-1106.78	1335.33	2024.17	2.255	0.228
25	688.59	-688.59	9112.08	-1298.30	1402.14	2038.73	2.036	0.224
26	759.85	-759.85	10482.96	-1298.30	1715.62	2408.93	2.258	0.230
27	887.57	-887.57	10763.59	-1532.16	1809.31	2427.40	2.039	0.226
28	944.88	-944.88	10993.42	-1723.68	1885.49	2440.18	1.995	0.222
29	1041.94	-1041.94	11223.24	-1915.20	1962.18	2293.47	1.883	0.204
30	1092.85	-1092.85	11951.52	-1915.20	2146.93	2650.39	1.965	0.222
31	1202.16	-1202.16	12181.34	-2106.72	2267.44	2488.40	1.886	0.204
32	1304.60	-1304.60	12411.17	-2298.24	2350.01	2495.75	1.801	0.201
33	1594.30	-1594.30	13100.64	-3016.44	2591.58	2526.76	1.626	0.193
12	243.44	-243.44	5793.74	-532.22	708.95	1493.74	2.912	0.258
13	298.85	-298.85	7550.18	-532.22	1053.86	2063.76	3.526	0.273
7	350.26	-350.26	7937.21	-606.82	1183.27	2105.23	3.378	0.265
14	455.66	-455.66	8512.13	-798.34	1275.09	2123.49	2.798	0.249
10	510.22	-510.22	9471.22	-838.26	1590.54	2548.22	3.117	0.269
34	555.00	-555.00	10042.67	-977.96	1568.23	2344.02	2.826	0.233
35	641.69	-641.69	10253.14	-1162.12	1642.03	2196.66	2.556	0.214
36	671.72	-671.72	10981.42	-1162.12	1812.55	2498.85	2.698	0.228
37	780.45	-780.45	11211.24	-1363.22	1889.42	2513.51	2.421	0.224
15	1040.31	-1040.31	11721.70	-1723.68	2066.99	2637.02	1.987	0.225

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
1	30.26	-54.71
1A	37.15	-61.56
3	37.16	-75.94
4	53.35	-80.62
6	53.42	-97.80
7	77.38	-106.81
9	67.59	-122.08
10	99.48	-128.31
13	79.82	-140.33
14	113.38	-140.68
17	138.73	-214.67
18	178.25	-214.48
21	189.30	-217.58
24	148.67	-217.14
25	203.36	-242.44
20	164.10	-217.70
28	204.98	-296.37
29	280.61	-306.63
33	219.41	-306.80
34	280.60	-322.82
36	307.10	-323.11
39	272.02	-356.26
40	355.91	-377.25
43	327.25	-402.41
44	402.04	-439.36
47	315.86	-379.66
48	379.31	-428.09
50	379.36	-402.26
53	346.47	-426.34
54	401.83	-441.63
56	346.47	-402.09
57	381.15	-429.93
59	334.30	-377.79
60	362.13	-377.70
62	281.79	-334.47
63	306.41	-334.41

Eje B

Columna	My+ [t-m]	My- [t-m]	Pyc [t]	Pyt [t]	Mb [t-m]	Pb [t]	Mb/My	Pb/Pyc
2	151.24	-151.24	3962.41	-399.17	416.21	1034.09	2.752	0.261
3	160.81	-160.81	3993.12	-425.88	428.32	1051.91	2.663	0.263
4	200.55	-200.55	5430.05	-425.88	681.17	1476.55	3.396	0.272
12	243.44	-243.44	5793.74	-532.22	708.95	1493.74	2.912	0.258
13	298.85	-298.85	7550.18	-532.22	1053.86	2063.76	3.526	0.273
6	333.01	333.01	7321.38	-606.82	1048.78	2000.54	3.149	-0.273
7	350.26	-350.26	7937.21	-606.82	1183.27	2105.23	3.378	0.265
14	455.66	-455.66	8512.13	-798.34	1275.09	2123.49	2.798	0.249
10	510.22	-510.22	9471.22	-838.26	1590.54	2548.22	3.117	0.269
34	555.00	-555.00	10042.67	-977.96	1568.23	2344.02	2.826	0.233
35	641.69	-641.69	10253.14	-1162.12	1642.03	2196.66	2.559	0.214
36	671.72	-671.72	10981.42	-1162.12	1812.55	2498.85	2.698	0.228
37	780.45	-780.45	11211.24	-1363.22	1889.42	2513.51	2.421	0.224
15	1040.31	-1040.31	11721.70	-1723.68	2066.99	2637.02	1.987	0.225
1	116.89	-116.89	3852.28	-303.41	398.82	1077.08	3.412	0.280
16	307.57	-307.57	7594.94	-569.52	1070.93	2072.16	3.482	0.273
17	338.46	-338.46	8237.54	-569.52	1208.64	2212.47	3.571	0.269
8	389.64	-389.64	8004.44	-665.28	1231.40	2262.32	3.160	0.283
9	420.52	-420.52	9723.34	-665.28	1544.69	2696.42	3.673	0.277
11	514.31	-514.31	10611.29	-798.34	1721.69	2804.20	3.348	0.264

Viga	My+ [t-m]	My- [t-m]
2	37.15	-72.17
5	49.81	-96.12
8	66.13	-122.05
11	78.14	-140.83
12	89.90	-140.77
15	79.34	-151.27
16	100.43	-151.15
19	117.78	-216.00
20	164.10	-217.70
22	117.94	-226.29
23	178.31	-228.56
25	139.05	-242.78
27	189.30	-242.51
30	190.50	-321.54
31	264.40	-322.02
35	190.54	-322.83
34	280.60	-322.82
37	206.79	-322.86
38	281.00	-337.73
41	239.10	-379.47
42	334.55	-377.31
45	289.69	-439.30
46	379.28	-439.39
49	289.64	-428.19
48	379.31	-428.09
51	289.65	-402.50
52	356.46	-428.11
55	334.20	-453.77
54	401.83	-441.63
58	306.37	-426.43
57	381.15	-429.93
61	306.37	-402.23
56	346.47	-402.09
64	255.34	-347.49
62	281.79	-334.47

Nomenclatura:



Vigas:

R_i Resistencia en el extremo i (izquierdo)
 R_j Resistencia en el extremo j (derecho)

Columnas:

R_i Resistencia en el extremo i (inferior)
 R_j Resistencia en el extremo j (superior)

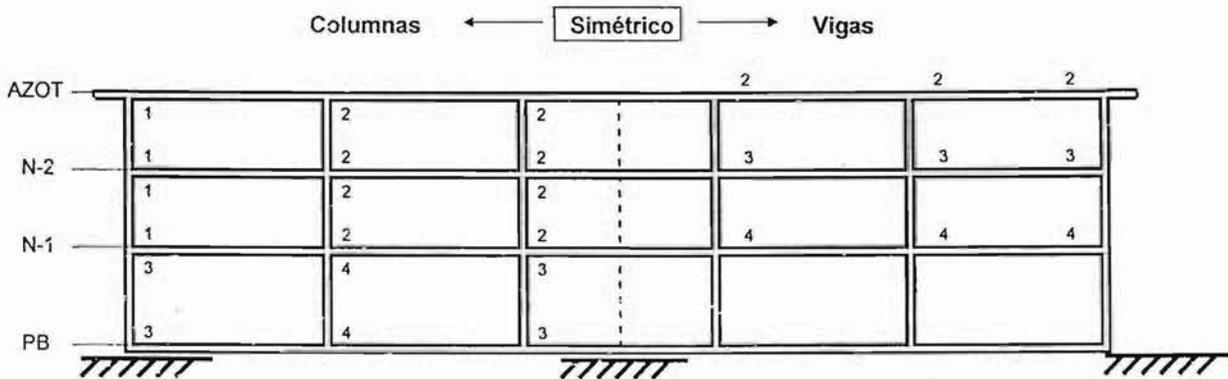


Fig B1 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 3NIV, caso A (parte B.1)

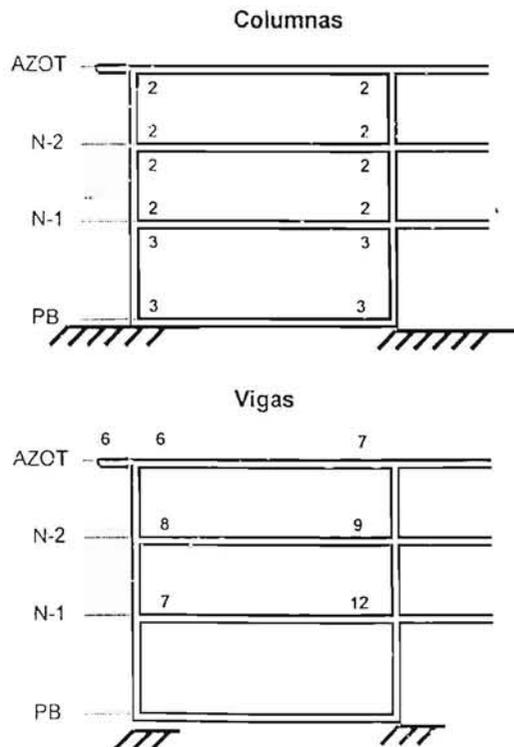


Fig B2 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje 3, modelo 3NIV, caso A (parte B.1)

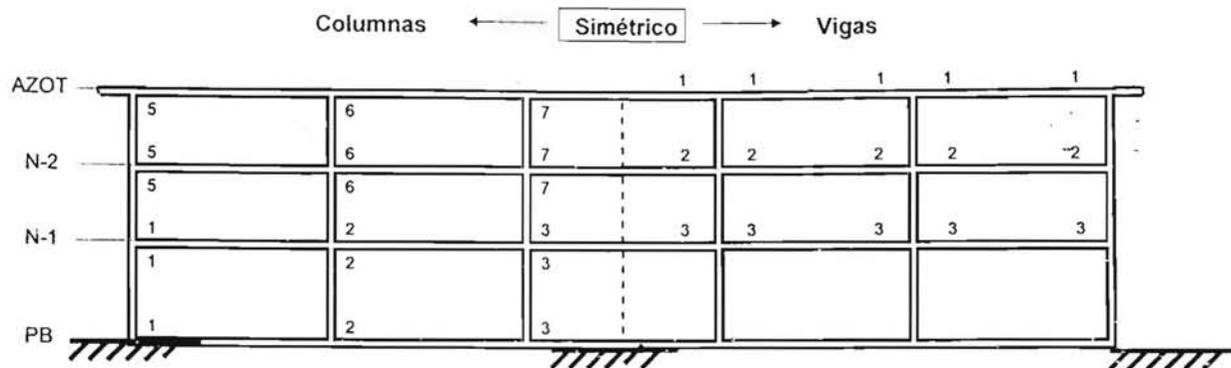


Fig B3 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 3NIV, caso B (parte B.2)

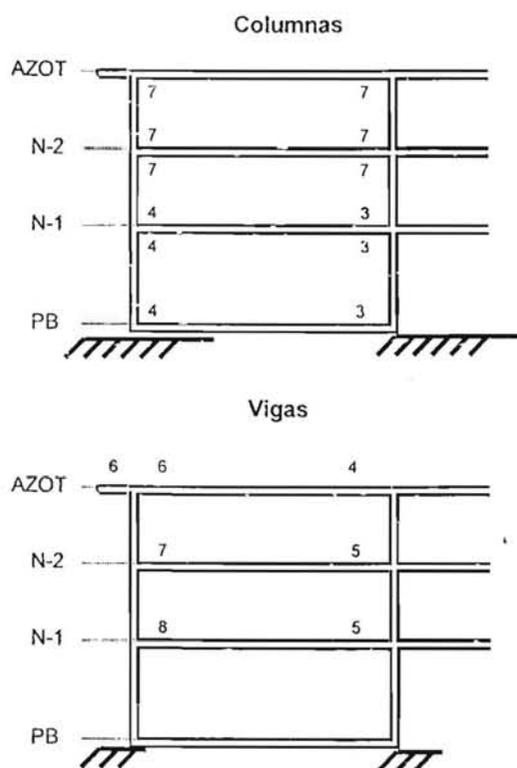


Fig B4 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje 3, modelo 3NIV, caso B (parte B.2)

	Columnas	Simétrico	Vigas
AZOT			2 1
N-8	1	2	3 3
N-7	1	2	5 4
N-6	3	4	7 6
N-5	3	4	9 8
N-4	5	6	11 10
N-3	7	8	11 10
N-2	7	8	13 12
N-1	9	9	28 14
PB	10	11	
SOT			
CIM			

Fig B5 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 9NIV, caso A (parte B.3)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT			3	3
N-8	2	1	16	15
N-7	2	1	18	17
N-6	3	3	20	19
N-5	3	3	19	21
N-4	12	6	23	22
N-3	13	8	23	24
N-2	13	8	26	25
N-1	9	9	14	27
PB	11	14		
SOT				
CIM				

Fig B6 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje C, modelo 9NIV, caso A (parte B.3)

Columnas ← Simétrico → Vigas

AZOT	8	14	1	1
N-8	8	14	2	2
N-7	8	14	6	5
N-6	7	14	9	9
N-5	6	13	12	12
N-4	6	13	15	15
N-3	6	12	15	15
N-2	5	12	19	18
N-1	4	11	23	22
PB	3	11		
SO	3	11		
CIM	2	10		
	1	9		
	1	9		

Fig B7 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 9NIV, caso B (parte B.4)

Columnas ← Simétrico → Vigas

			2	2	2
AZOT	14	17			
N-8	14	17	4	4	3
N-7	14	17	8	8	7
N-6	13	18	11	11	10
N-5	13	18	14	14	13
N-4	13	19	17	17	16
N-3	4	20	17	17	16
N-2	4	20	21	21	20
N-1	15	22	23	23	24
	16	23			
PB	16	23			
SOT					
CIM					

Fig B8 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje C, modelo 9NIV, caso B (parte B.4)

	Columnas	Simétrico	Vigas	
AZOT				26 26
N-16	1 1	1 1		27 27
N-15	1 1	2 2		3 28
N-14	1 1	3 3		30 29
N-13	2 2	4 4		32 31
N-12	16 16	5 5		34 33
N-11	16 16	5 5		35 8
N-10	16 16	5 5		37 36
N-9	17 17	6 6		39 38
N-8	8 8	8 8		40 38
N-7	8 8	8 8		40 38
N-6	8 8	8 8		42 41
N-5	10 10	10 10		43 41
N-4	10 10	10 10		43 41
N-3	10 10	10 10		45 44
N-2	12 12	12 12		47 46
N-1	12 12	12 12		49 48
PB	18 18	13 13		

Fig B9 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 17NIV, caso A (parte B.5)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
			2	1
AZOT	1	1		
N-16	1	1	4	3
N-15	2	1	5	5
N-14	3	15	6	6
N-13	4	4	8	7
N-12	5	5	9	7
N-11	5	5	11	10
N-10	5	5	13	12
N-9	6	7	15	14
N-8	8	9	15	14
N-7	8	9	15	14
N-6	8	9	17	16
N-5	10	11	17	18
N-4	10	11	19	18
N-3	10	11	21	20
N-2	12	12	23	22
N-1	12	12	25	24
PB	13	14		

Fig B10 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje B, modelo 17NIV, caso A (parte B.5)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT				1 1
N-16	1	11		2 2
N-15	1	11	5	4
N-14	1	11	8	7
N-13	1	11	12	11
N-12	2	12	15	14
N-11	3	12	19	18
N-10	4	12	22	21
N-9	5	12	26	25
N-8	6	12	26	28
N-7	7	13	29	28
N-6	7	13	31	30
N-5	7	14	31	30
N-4	8	15	31	30
N-3	8	15	36	36
N-2	8	16	38	38
N-1	9	17	41	41
PB	10	18		
	10	18		

Fig B11 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 17NIV, diseño I, caso B (parte B.6)

Columnas ← Simétrico →

AZOT	19	20	
N-16	19	20	
N-15	19	20	
N-14	19	20	
N-13	20	20	
N-12	21	21	
N-11	2	21	
N-10	2	21	
N-9	2	21	
N-8	12	2	
N-7	13	22	
N-6	13	22	
N-5	13	22	
N-4	13	22	
N-3	14	14	
N-2	15	15	
N-1	15	15	
PB	15	15	
PB	16	16	
PB	17	17	
PB	17	17	
PB	23	24	
PB	23	24	
PB	23	24	

Fig B12 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 17NIV, diseño II, caso B (parte B.6)

	Columnas	Simétrico	Vigas	
AZOT				2 2
N-16	11	19	4	3
N-15	11	19	7	6
N-14	11	19	10	9
N-13	11	20	14	13
N-12	12	21	17	16
N-11	12	21	21	20
N-10	12	21	24	23
N-9	12	2	28	27
N-8	13	22	29	27
N-7	13	22	29	27
N-6	14	14	33	32
N-5	15	15	33	32
N-4	15	15	35	34
N-3	16	16	36	37
N-2	17	17	40	39
N-1	18	17	43	42
PB	18	17		

Fig B13 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje B, modelo 17NIV, diseño I, caso B (parte B.6)

	Columnas	Simétrico	Vigas
			2 1
AZOT			
N-24	1 1	1 1	4 3
N-23	1 1	1 1	6 5
N-22	1 1	2 2	8 7
N-21	1 1	3 3	10 9
N-20	1 1	4 4	12 11
N-19	5 5	5 5	14 13
N-18	5 5	5 5	16 15
N-17	5 5	6 6	18 17
N-16	5 5	6 6	20 19
N-15	7 7	7 7	22 21
N-14	7 7	7 7	22 23
N-13	7 7	7 7	25 24
N-12	7 7	7 7	27 26
N-11	8 8	8 8	27 26
N-10	8 8	8 8	27 26
N-9	9 9	8 8	27 26
N-8	10 10	10 10	29 28
N-7	11 11	11 11	29 28
N-6	11 11	11 11	29 28
N-5	12 12	13 13	30 28
N-4	13 13	14 14	32 31
N-3	15 15	18 18	32 31
N-2	16 16	17 17	34 33
N-1	18 18	19 19	36 35
PB	20 20	21 21	

Fig B14 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 25NIV, caso A (parte B.7)

	Columnas	Simétrico	Vigas	
AZOT				37 37
N-24	1 1	1 1	38	38
N-23	1 1	1 1	40	39
N-22	2 2	1 1	9	41
N-21	3 3	2 2	43	42
N-20	4 4	4 4	45	44
N-19	5 5	5 5	47	46
N-18	5 5	5 5	49	48
N-17	6 6	5 5	16	50
N-16	6 6	6 6	52	51
N-15	7 7	7 7	52	53
N-14	7 7	7 7	55	54
N-13	7 7	7 7	25	56
N-12	7 7	7 7	58	57
N-11	8 8	8 8	58	57
N-10	8 8	8 8	58	57
N-9	8 8	8 8	58	57
N-8	10 10	9 9	60	59
N-7	11 11	22 22	60	59
N-6	11 11	22 22	60	59
N-5	13 13	22 22	29	61
N-4	14 14	22 22	63	62
N-3	18 18	23 23	32	33
N-2	17 17	23 23	34	33
N-1	19 19	23 23	65	64
PB	21 21	18 18		

Fig B15 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje B, modelo 25NIV, caso A (parte B.7)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT			1A	1
N-24	1 1	2 2	4	3
N-23	1 2	2 3	7	6
N-22	2 2	3 3	10	9
N-21	2 2	3 3	14	13
N-20	2 3	3 3	18	17
N-19	4 5	4 4	21	17
N-18	5 5	4 4	25	24
N-17	5 5	4 4	25	20
N-16	5 5	4 12	29	28
N-15	6 20	13 13	29	28
N-14	20 20	13 13	34	33
N-13	20 21	13 13	36	33
N-12	21 22	13 6	40	39
N-11	23 24	7 7	40	39
N-10	24 24	7 7	40	39
N-9	24 25	7 14	40	39
N-8	25 25	14 14	44	43
N-7	26 27	10 10	44	43
N-6	27 28	10 10	48	47
N-5	28 29	10 34	50	47
N-4	29 29	34 35	54	53
N-3	30 31	36 36	57	56
N-2	31 32	36 37	60	59
N-1	32 33	37 15	63	62
PB	33 33	15 15		

Fig B16 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje A, modelo 25NIV, caso B (parte B.8)

	Columnas	← Simétrico →	Vigas	
AZOT				2 2
N-24	2 2	1 1	5 5	
N-23	2 3	1 2	8 8	
N-22	3 3	2 2	12 11	
N-21	3 3	2 2	16 15	
N-20	3 3	2 3	20 19	
N-19	4 4	4 4	23 22	
N-18	4 4	4 4	27 26	
N-17	4 4	4 4	27 26	
N-16	4 12	4 12	31 30	
N-15	13 13	13 13	31 30	
N-14	13 13	13 13	34 35	
N-13	13 13	13 13	38 37	
N-12	13 6	13 16	42 41	
N-11	7 7	17 17	42 41	
N-10	7 7	17 17	42 41	
N-9	7 14	17 17	42 41	
N-8	14 14	17 8	46 45	
N-7	10 10	9 9	46 45	
N-6	10 10	9 9	48 49	
N-5	10 34	9 9	52 51	
N-4	34 35	9 10	54 55	
N-3	36 36	11 11	57 58	
N-2	36 37	11 11	56 61	
N-1	37 15	11 11	62 64	
PB	15 15	11 11		

Fig B17 Tipos de resistencias de vigas y columnas del eje B, modelo 25NIV, caso B (parte B.8)

APÉNDICE C

C.1 Diseño de una viga tipo

Para verificar los resultados obtenidos del post-procesador de diseño CONKER, se realizaron de forma manual el diseño de varios elementos estructurales tipo viga; en esta parte se muestran los cálculos del extremo izquierdo de la viga 26 del nivel 3, edificio 3NIV, caso B:

1) Dimensiones y propiedades de materiales

$b=30$ cm
 $h=55$ cm
 $r=5$ cm
 $d=50$ cm
 $f'_c=700$ kg/cm²
 $f_y=4200$ kg/cm²

2) Elementos mecánicos últimos

$M_u^+ = 32.2$ t-m (se utiliza el valor de $0.5M_u^-$ debido a que el obtenido en el análisis es menor)
 $M_u^- = 64.4$ t-m
 $V_u = 28.6$ t

3) Requisitos geométricos

$L \geq 4d \Rightarrow 7.5 \geq 4 \cdot 0.50 = 2$ BIEN
 $L/b \leq 30 \Rightarrow 7.5/0.30 = 25$ BIEN
 $h/b < 3 \Rightarrow 55/30 = 1.83$ BIEN
 $b=30\text{cm} \geq 25\text{cm}$ BIEN

4) Refuerzo longitudinal

$$A_{s\text{mín}} \geq \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b d}{f_y} = 6.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.75 A_{s\text{bal}} = 0.75 \cdot \frac{f'_c \beta_1 6000}{f_y f_y + 6000} b d = 48.75 \text{ cm}^2 \quad (\beta_1 = 0.65)$$

En marcos dúctiles el porcentaje de refuerzo longitudinal a tensión no debe exceder a 0.025, por lo que:

$$A_s \leq 0.025 \cdot b d = 37.5 \text{ cm}^2 \leq 48.75 \text{ cm}^2; \text{ esto es, rige } A_{s\text{máx}} = 37.5 \text{ cm}^2$$

4.1) Cálculo del refuerzo longitudinal para momento flexionante negativo

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q); \quad F_R = 0.90$$

Con $p_{\max} = 0.025 \Rightarrow A_{s\max} = 37.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow q_{\max} = p_{\max} f_c'' / f_y$

$M_{R\max} = 63.10 \text{ t-m} < Mu^- \Rightarrow$ la viga debe diseñarse como doblemente armada

$$As^- = A_{s\max} + \frac{M_u - M_{R\max}}{F_R f_y (d - d')} = 38.29 \text{ cm}^2$$

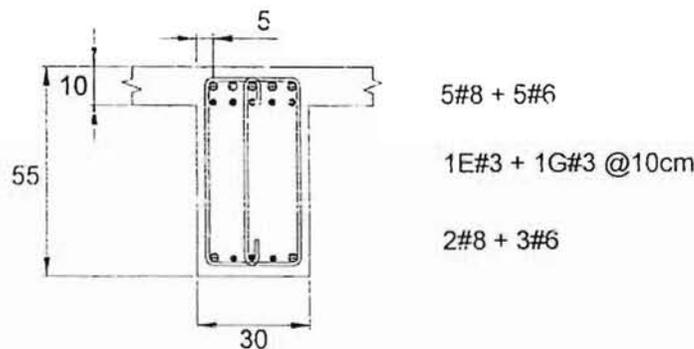
$$As^+ = \frac{M_u - M_{R\max}}{0.75 F_R f_y (d - d')} = 1.05 \text{ cm}^2$$

4.2) Cálculo del refuerzo longitudinal para momento flexionante positivo

$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q); \quad F_R = 0.90$

Con $Mu^+ = M_R = 32.20 \text{ t-m}, \quad As^+ = 17.99 \text{ cm}^2$

Así, el refuerzo longitudinal resultante arriba y abajo queda definido por: $As^- = 38.29 \text{ cm}^2$ y $As^+ = 17.99 \text{ cm}^2$. Se propone el siguiente armado:



Los momentos resistentes, después de revisar al elemento como una viga doblemente armada, se presentan en la tabla siguiente, donde se observa que las acciones últimas actuantes tienden a ser mejores que las resistencias proporcionadas.

Momento	Resistencias	Elemento mecánico último
M^- (t-m)	73.34	64.40
M^+ (t-m)	37.30	32.2

5) Refuerzo transversal

5.1) Requisitos por fuerza cortante

En ningún caso V_u debe ser mayor que $2F_R b d \sqrt{f'_c}$:

$$V_u = 28\,620 \text{ kg} < 2 \cdot 0.6 \cdot 30 \cdot 50 \cdot \sqrt{560} = 42\,596 \text{ kg} \quad \text{BIEN}$$

Con $L/h = 13.6 > 5$ y $\rho_{\text{tension}} = 0.0264 > 0.015$, se calcula la fuerza cortante que toma el concreto con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 0.5 \cdot 0.6 \cdot 30 \cdot 50 \cdot \sqrt{560} = 10\,649 \text{ kg}$$

Se revisa que la sección cumpla con los siguientes requisitos geométricos; en caso de no satisfacerlos se deberá reducir V_{CR} en un 30% por cada uno:

$$h \leq 70 \text{ cm} \Rightarrow h = 55 \text{ cm} \quad \text{BIEN}$$

$$h/b \leq 6 \Rightarrow 55/30 = 1.833 < 6 \quad \text{BIEN}$$

$$\text{claro libre}/h \geq 5 \Rightarrow 747.5/55 = 13.59 > 5 \quad \text{BIEN}$$

La separación de estribos "s" necesaria en los extremos de la viga es la menor de las siguientes expresiones:

$$a) \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.6 \cdot 3 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 50}{28620 - 10649} = 14.9 \text{ cm}$$

$$b) \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.6 \cdot 3 \cdot 0.71 \cdot 4200}{3.5 \cdot 30} = 51.1 \text{ cm}$$

$$c) d/2 = 25 \text{ cm}$$

Rige s = 14.9 cm.

5.2) Requisitos por confinamiento

En una distancia de 2d medida desde el paño de la columna, la separación máxima de los estribos será la menor de las siguientes expresiones:

$$a) d/4 = 12.5 \text{ cm}$$

$$b) 8 \text{ diámetro de la varilla longitudinal} = 15.2 \text{ cm}$$

$$c) 24 \text{ diámetro del estribo} = 22.8 \text{ cm}$$

$$d) 30 \text{ cm}$$

Rige s = 12.5 cm, menor que 14.9 cm, por lo tanto $s_{\text{máx}} = 12.5 \text{ cm}$

Por último, se verifica que $V_{u \text{ sismo}} < 0.5V_u$ ó de lo contrario se debe despreciar la contribución del concreto en la resistencia de la viga a fuerza cortante.

$$V_{u \text{ sismo}} = 6,666 \text{ kg} < 0.5 \cdot 28\,620 = 14,310 \text{ kg} \quad \text{BIEN}$$

Por lo tanto, la resistencia al cortante es:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} = 10,649 + \frac{F_R A_v f_y d}{s_{\text{máx}}} = 10,649 + 21,470 = 32,119 \text{ kg} > 28,620 \text{ kg} \quad \text{BIEN}$$

C.2 Diseño de una columna tipo

A continuación se presenta el diseño de la columna 36, eje 2 (interno), del entrepiso N3-N4, del edificio de 25NIV, caso B.

1) Dimensiones y propiedades de materiales

$$\begin{aligned} h &= 130 \text{ cm} \\ b &= 130 \text{ cm} \\ r &= 7.5 \text{ cm} \\ H &= 350 \text{ cm} \end{aligned}$$

2) Requisitos geométricos

$$\begin{aligned} \text{a) } h/b &\leq 4 \Rightarrow 130/130 = 1 < 4 && \text{BIEN} \\ \text{b) } b &= 130 \geq 30 \text{ cm} && \text{BIEN} \\ \text{c) } H/b &\leq 15 \Rightarrow 350/130 = 2.7 < 15 && \text{BIEN} \end{aligned}$$

$$\text{d) } A_g \geq \frac{P_u}{0.5f_c} \Rightarrow 130 \cdot 130 = 16,900 \text{ cm}^2 \geq \frac{1843000}{0.5 \cdot 700} = 5266 \text{ cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

3) Elementos mecánicos últimos

Se diseñó con la combinación de carga #6 y posteriormente se revisó con la combinación #5

	Comb. de carga # 5	Comb. de carga # 6
P_u [t]	1842.84	-258.02 (tensión)
M_{UM} [t-m]	358.72	100.98
M_{um} [t-m]	89.62	166.72
V_u [t]	128.07 (Comb. de carga # 5)	

4) Cálculo de la cuantía de acero longitudinal

Las cuantías mínima y máxima para cumplir con los requisitos de marcos dúctiles son :

$$\rho_{\text{min}} = 0.01; \quad \rho_{\text{máx}} = 0.04$$

Para el diseño de las columnas de los edificios del caso A se emplearon los nomogramas que se incluyen en "Las Ayudas Diseño para Estructuras de Concreto Reforzado". Para las estructuras del caso B fue necesario utilizar el método de Bresler y para la obtención de los diagramas de interacción se utilizó el programa DIDO, que incluye los cambios del RDF-04 en el bloque de esfuerzos de compresión del concreto.

De acuerdo a la combinación de carga 6:

$$e_M = \frac{M_{UM}}{P_U} = -0.391 \text{ m}; \quad e_m = \frac{M_{Um}}{P_U} = -0.646 \text{ m}$$

Con base en estos datos se propone un armado de 12#12 + 16#10 ($A_s = 263.52 \text{ cm}^2$); posteriormente se determina el diagrama de interacción del elemento con los siguientes valores:

$$P_{RM} = -670 \text{ t}; \quad P_{Rm} = -533 \text{ t}; \quad P_{R0} = 9,026 \text{ t}$$

Con el método de Bresler :

$$P_R = F_R \left(\frac{1}{\frac{1}{P_{RM}} + \frac{1}{P_{Rm}} - \frac{1}{P_{R0}}} \right) = 0.90 * \frac{1}{\frac{1}{-670} + \frac{1}{-533} - \frac{1}{9026}} = 0.90 * (-287.4) = -258.7 \text{ t}$$

Se utiliza un F_R de 0.90 debido a que la carga axial es de tensión, lo que representa un comportamiento dúctil. Al comparar P_R contra P_U se tiene que:

$$P_R = -258.7 \approx P_U$$

Sin embargo, $P_R / P_{R0} = -258.7 / 9026 = -0.032 < 0.10$, por lo que es necesario utilizar la expresión en términos de los momentos:

$$\frac{M_{UM}}{M_{RM}} + \frac{M_{Um}}{M_{Rm}} \leq 1.0$$

donde: $M_{RM} = e_M * P_{RM}$ y $M_{Rm} = e_m * P_{Rm}$; al sustituir los valores se tiene que:

$$\frac{101}{236} + \frac{167}{310} = 0.97 < 1.0 \Rightarrow \text{se acepta el armado propuesto}$$

Si se utiliza la combinación # 5 en el diseño de la columna, se obtiene que el acero mínimo de refuerzo es suficiente para suministrar la resistencia requerida, tal que:

$$P_R = 3534 \text{ t} > P_U = 1843 \text{ t}$$

5) Refuerzo transversal

En ningún caso V_u debe ser mayor que $2F_R b d \sqrt{f'_c}$:

$$V_u = 128,070 \text{ kg} < 2 * 0.5 * 130 * 122.5 * \sqrt{560} = 376,850 \text{ kg} \quad \text{BIEN}$$

La resistencia del concreto se calcula con alguna de las siguientes expresiones, de acuerdo con la cuantía de acero a tensión:

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \text{para } \rho_{\text{tensión}} \leq 0.015$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho_t) \sqrt{f_c'} \quad \text{para } \rho_{\text{tensión}} > 0.015$$

Con $\rho_{\text{tensión}} = 0.0073 < 0.015$, se tiene que:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho_t) \sqrt{f_c'} = 0.5 \cdot 130 \cdot 122.5 \cdot (0.2 + 20 \cdot 0.0073) \cdot \sqrt{560} = 65,110 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto se va a despreciar si $V_{u \text{ sismo}} \geq 0.5V_u$ y $A_g f_c' / 20 \geq P_u$

$$V_{u \text{ sismo}} \geq 0.5V_u \Rightarrow 114.74 \text{ t} > 0.5 \cdot 128.07 = 64.04 \text{ t}$$

$$A_g f_c' / 20 \geq P_u \Rightarrow 130 \cdot 130 \cdot 700 / 20 \geq -258,000 \text{ kg} \Rightarrow 591,500 \geq -258,000$$

Por tanto, se desprecia la resistencia V_{CR} del concreto; los factores mencionados en 2.5.1 y 2.5.1.3 de las NTC del RDF-04 que afectan dicha resistencia ya no se calculan.

Se proponen 4 estribos del # 5 ($A_{st} = 15.84 \text{ cm}^2$).

La separación máxima " s_1 " en la zona de confinamiento (extremos) es la menor de la siguientes:

- dim. menor / 4 = $122.5 / 4 = 30.6 \text{ cm}$
- $6d_{\text{menor}} = 6 \cdot 3.18 (\#10) = 19.1 \text{ cm}$
- 10 cm

Rige $s_1 = 10 \text{ cm}$.

La zona de confinamiento (l_c) tendrá una longitud mínima de:

- dim. máxima = 130 cm
- $H/6 = 265/6 = 44.2 \text{ cm}$
- 60 cm

Rige $l_c = 130 \text{ cm}$; la separación s_1 se usará dentro de ésta longitud en ambos extremos del elemento.

Fuera de los extremos confinados se colocarán los estribos a una separación máxima " s_2 ", la cual es la menor de las siguientes:

- $\frac{850d_b}{\sqrt{f_y}} = 41.71 \text{ cm}$
- $48d_b = 76.32 \text{ cm}$
- dim. Menor / 2 = $130/2 = 65 \text{ cm}$

Rige $s_2 = 41.71 \text{ cm}$; estos es, $s_2 = 40 \text{ cm}$ para fines prácticos.

A continuación se verifica que se satisfaga el requisito de área mínima de refuerzo transversal por confinamiento; la separación máxima debe ser menor que los siguientes valores:

$$a) \frac{A_v f_y}{0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) f_c b_c} = 17.70 \text{ cm}$$

$$b) \frac{A_v f_y}{0.09 f_c b_c} = 8.70 \text{ cm}$$

donde:

$$A_v = 15.84 \text{ cm}^2; A_g = 16\,900 \text{ cm}^2; A_c = 14\,728 \text{ cm}^2; b_c = 121.36 \text{ cm}$$

Rige $s = 8.70 \text{ cm}$, menor que $s_1 = 10 \text{ cm}$; para fines prácticos se usará $s @ = 7.5 \text{ cm}$.

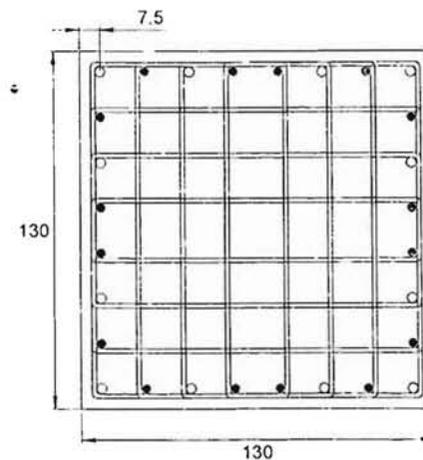
La resistencia a fuerza cortante de la columna se obtiene de la siguiente manera:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

Debido a que se desprecia la resistencia V_{CR} , la capacidad de la sección transversal a fuerza cortante es:

$$V_R = V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s_{\max}} = 0.5 * 15.84 * 4200 * 122.5 / 7.5 = 543,312 \text{ kg} = 543.3 \text{ t} \gg V_u = 128 \text{ t}$$

Columna 36, eje A, N4, 25NIV, Caso B



12#12+16#10 (263.52 cm²); 4E#5 @ 7.5cm

...izo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Diego Rivera Benard

FECHA: 10/08/05

FIRMA: [Firma]

2002

Diego Rivera Benard