

01161
3

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA

**Respuesta Sísmica Elástica e Inelástica de Edificios de Acero
Estructural de 3, 9, 17 y 25 Niveles, Diseñados con el RCDF-93,
para Diferentes Factores de Comportamiento Sísmico "Q", y
Ambas Condiciones de Desplazamiento Horizontal Permisible**

T E S I S
Que para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

presenta

ENRIQUE AVALOS ZAVALA

TUTOR ACADEMICO: M. I. JORGE A. AVILA RODRIGUEZ



2939/44

CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

Agradecimientos

El desarrollo del presente trabajo obedece a la necesidad actual de mejorar los conocimientos profesionales mediante los estudios de maestría. Esta labor, aun cuando sea personalizada por cada estudiante, no deja de tener un soporte tanto humano como técnico, por parte de diversas personas.

Primeramente quisiera mencionar la participación de la Fundación ICA, A.C., que, con el interés principal de formar recursos humanos de excelencia académica, otorgó una beca que constituyó un apoyo muy importante para la culminación de los estudios, por lo cual extiendo mi agradecimiento por la oportunidad que me dieron de demostrar mis capacidades.

El M.I. Jorge A. Avila Rodríguez, director de la presente tesis, realizó un trabajo invaluable dentro de la misma. Basta solo mencionar la exigencia de su parte para lograr los objetivos en un tiempo razonable, y sobretodo con un contenido práctico para la ingeniería. Debo recalcar, además, su paciencia y dedicación para las revisiones finales, lo que parecía un trabajo interminable.

Finalmente, concedo una especial importancia al apoyo familiar de Laura, Mariana y Gabriela, a quienes agradezco su paciencia durante todo este tiempo.

Enrique Avalos Zavala

Resumen

Se presenta cómo influyen, desde el punto de vista estructural, los efectos de sismos representativos de la zona del Lago de la ciudad de México, en edificios de estructura metálica con diferentes periodos de vibración (cortos, medianos y largos: antes, dentro y después de la zona de los periodos dominantes del movimiento del suelo). Para tal efecto se determina el comportamiento sísmico elástico e inelástico de edificios con las siguientes condiciones de diseño:

- Edificios de marcos de acero estructural de 3, 9, 17 y 25 niveles
- Suelo compresible (zona III)
- Factores de comportamiento sísmico: $Q = 1, 2, 3$ y 4
- Distorsiones angulares permisibles de entrepiso, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012
- Diseños según el RCDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias

Al combinar las condiciones anteriores, se llega a un total de 32 casos de análisis distintos, contando así con un amplio rango de variación para las respuestas obtenidas.

La respuesta sísmica inelástica se determina mediante análisis dinámicos en el dominio del tiempo, con el acelerograma SCT-EW, representativo del sismo del 19 de septiembre de 1985; se calculan las demandas máximas de ductilidad global y local en miembros, las tendencias de los mecanismos de falla, los desplazamientos de entrepiso, y los periodos de vibración, entre otras. Se hacen comparaciones entre las respuestas de diseño, obtenidas al emplear el espectro propuesto por el RCDF-93, y las respuestas inelásticas según el acelerograma citado, observando que las variaciones son pequeñas; también, se comparan las respuestas de un mismo edificio, ante las diferentes condiciones de diseño y sus combinaciones.

Se obtienen conclusiones para cada tipo de respuesta, con lo que se observa la influencia de las diversas variables de diseño (ductilidad, desplazamiento horizontal permisible, y altura del edificio). Se definen los criterios para decidir sobre la conveniencia de proveer mayor resistencia a un edificio, aunque haya menor ductilidad o, viceversa. Se concluye sobre la factibilidad de utilizar el parámetro "Q" como medio para llegar a un espectro inelástico, así como el tipo de mecanismo de falla que el RCDF-93 propicia. Las recomendaciones están orientadas hacia los criterios de estructuración que deben seguirse para lograr estructuras metálicas dúctiles, de acuerdo con el RCDF-93.

ÍNDICE

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos y metodología	4

Capítulo 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1	Introducción	6
2.2	Filosofía de diseño	7
2.3	Métodos de análisis sísmico	9
2.3.1	Análisis dinámico modal espectral	10
2.3.2	Análisis dinámico paso a paso	11
2.4	Factores de comportamiento sísmico, Q	14
2.5	Efectos P- Δ	16
2.6	Desplazamientos horizontales permisibles	17
2.7	Ductilidad de curvatura	18
2.8	Demandas de ductilidad local, μ_L	18
2.9	Longitud de articulación plástica, l_p	19
2.10	Requisitos para el diseño de estructuras metálicas según las NTC-EM del RCDF-93 y AISC-LRFD-94	19
2.10.1	Tipos de secciones	20
2.10.2	Vigas	20
2.10.2.1	Diseño por flexión	21
2.10.2.2	Diseño por fuerza cortante	24
2.10.2.3	Requisitos de marcos dúctiles	26
2.10.3	Columnas	27
2.10.3.1	Diseño por flexocompresión	27
2.10.3.2	Requisitos de marcos dúctiles	31
2.10.4	Conexiones	32

Capítulo 3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1	Introducción	38
3.1.1	Descripción de las estructuras	38
3.2	Análisis sísmicos elásticos para diseño	39
3.2.1	Consideraciones generales para análisis y diseño	39
3.2.2	Análisis de cargas gravitacionales	40
3.2.3	Características del programa de computadora ETABS-6	41
3.2.4	Modelado de las estructuras	42
3.3	Respuestas elásticas y diseños	42
3.3.1	Criterios generales	42
3.3.2	Periodos de vibración	43
3.3.3	Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entepiso, Δ_{ri}/h_i	44
3.3.4	Desplazamientos horizontales máximos totales	45
3.3.5	Fuerzas cortantes de entepiso y revisión del cortante basal dinámico	45
3.3.6	Elementos mecánicos últimos de diseño	46
3.3.7	Diseño de elementos estructurales	47
3.3.7.1	Diseño de vigas tipo	48
3.3.7.2	Diseño de columnas tipo	55
3.3.8	Peso estimado de estructura metálica	61

Capítulo 4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1	Introducción	137
4.2	Análisis sísmicos inelásticos	138
4.2.1	Características del programa DRAIN-2DX	138
4.2.2	Modelado de las estructuras	140
4.2.3	Calibración y ajuste de los modelos	141
4.3	Respuestas inelásticas	142
4.3.1	Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamiento en azotea, y demandas de ductilidad global	143
4.3.2	Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entepiso, Δ_{ri}/h_i	144
4.3.3	Historias de coeficientes sísmicos	145
4.3.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea	146
4.3.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	146
4.3.6	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	149

Capítulo 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1	Introducción	302
5.2	Comparación de resultados inelásticos	302
5.2.1	Desplazamientos horizontales máximos totales	302
5.2.2	Historias en el tiempo de desplazamientos en azotea	303
5.2.3	Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	304
5.2.4	Historias de coeficientes sísmicos	304
5.2.5	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea	305
5.2.6	Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, μ_L	306

Capítulo 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1	Conclusiones	352
6.1.1	Análisis sísmico dinámico modal espectral (diseño)	354
6.1.2	Análisis sísmico inelástico paso a paso (revisión)	356
6.2	Recomendaciones	359

REFERENCIAS	362
-------------	-----

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La determinación de la respuesta de una estructura, sujeta a movimientos sísmicos en el terreno de cimentación, es uno de los problemas más complejos de la ingeniería estructural en zonas sísmicas. De manera general, la dificultad de este problema tiene su base en diversos conceptos en los que su determinación resulta incierta y, en ocasiones, difícil de predecir; tal es el caso de las características del movimiento del terreno (magnitud, aceleración, duración, periodo, etc), y las propiedades dinámicas de la estructura (cargas existentes al momento del sismo, ductilidad, amortiguamiento, periodo de vibración, etc.).

El carácter aleatorio de los conceptos anteriores hace pensar que la respuesta esperada de la estructura, incluso la máxima teórica, se encuentre acotada dentro de cierto rango, y como consecuencia, con cierta probabilidad de ocurrencia. Así, el problema dinámico de la respuesta de una estructura será en estricto rigor de carácter probabilista, en el que debe considerarse un rango de variación para los mayores efectos esperados; el minimizar este rango de variación será el resultado de un buen diseño.

Un criterio alternativo, de tipo determinista, como el empleado en la mayoría de los códigos de diseño, basa sus resultados en envolventes observadas o calculadas para efectos extremos, con probabilidad de ocurrencia definida. En este contexto se busca obtener la respuesta máxima que se puede esperar en una estructura, y por medio de una filosofía de diseño adecuada, tratar de

mantenerla en buenas condiciones de servicio, y en los casos más severos, con suficiente estabilidad para no colapsar.

La interacción entre las características del movimiento y las propiedades dinámicas de la estructura se aprecia, de forma más general, al observar cómo los movimientos del suelo se amplifican en la estructura, tal que las aceleraciones que aparecen en ésta, llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. Por tanto, la amplificación depende fuertemente del amortiguamiento de la estructura, y sobretodo de la relación que existe entre los periodos de la estructura y del suelo. Entre más cercanos están los periodos fundamentales de ambos sistemas, la posibilidad de amplificación por resonancia o acoplamiento de movimientos, es mayor.

Obviamente, la respuesta de la estructura también depende de la magnitud del sismo; así, para sismos moderados (menores que los de diseño), la estructura se mantiene dentro del rango elástico-lineal: las deformaciones son recuperables y los esfuerzos no alcanzan la resistencia nominal de los diferentes miembros estructurales. A medida que el movimiento se incrementa, el comportamiento deja de ser lineal; para el caso de estructuras metálicas, se pueden llegar a presentar los siguientes ejemplos de no-linealidad que, en general, tienen relación directa con las zonas de fluencia en secciones de esfuerzos máximos:

- Articulaciones plásticas
- Pandeo local de placas
- Deformaciones residuales (no recuperables)

Como consecuencia del comportamiento no-lineal, la rigidez de la estructura tiende a disminuir, básicamente por la aparición de articulaciones plásticas en zonas de esfuerzos máximos, lo cual consecuentemente provoca que las deformaciones sean no recuperables (daño), y que los esfuerzos sobrepasen el límite de proporcionalidad. Para estructuras metálicas se ha observado que el comportamiento lineal se mantiene hasta niveles muy altos de esfuerzo, cercano a los de fluencia (De Buen, 1975).

Ante la acción de sismos intensos, donde el comportamiento no-lineal tiene lugar, interesa definir la respuesta de la estructura después de la fluencia, cuando según lo descrito anteriormente, la rigidez disminuye. Así, podemos relacionar el comportamiento de la estructura, debido a la disipación de energía por comportamiento no-lineal, con el concepto ya mencionado de ductilidad, definiendo a ésta como la capacidad de la estructura para mantener su resistencia ante grandes deformaciones, superiores incluso a las que originó la fluencia.

Por tanto, resulta evidente que la base del diseño sísmico requiere de proporcionar a la estructura de suficiente resistencia y rigidez lateral, además de contar con capacidad de deformación que permita el desarrollo de máxima ductilidad; cabe hacer mención sobre la relación, inversamente proporcional, que existe entre resistencia y ductilidad. Una buena opción, para dar a una estructura la seguridad adecuada contra el colapso, consiste en proveer de suficiente resistencia, aun cuando no se disponga de gran ductilidad; otra opción será diseñar para una menor resistencia, siempre y cuando se proporcione amplia capacidad de deformación inelástica (ductilidad). El conocer qué relación deben guardar entre sí estos dos conceptos, es uno de los objetivos de este estudio, que más adelante se describirán.

Por otro lado, se puede mencionar que aun cuando se diseñe o detalle adecuadamente la ductilidad de la estructura, la posibilidad de daño está presente, lo cual lleva al problema muy común de elegir entre una estructura rígida con daño casi nulo, o una estructura flexible en la que se aceptaría cierto daño estructural. Es posible que los costos iniciales de la estructura rígida sean mayores que los de la flexible, y que no existan problemas importantes de reparación después de la acción de sismos severos en el futuro, lo cual no ocurre con las estructuras flexibles.

Las estructuras metálicas, como sistemas resistentes a sismos, han tenido buen comportamiento ante eventos de magnitud considerable. Se ha observado que, sujetos a sismos severos, ingresan en el rango no-lineal, principalmente por la aparición de articulaciones plásticas o ciertas formas de inestabilidad como el pandeo local. El sismo de Michoacán de 1985, que afectó fuertemente a la Cd. de México, dejó en claro el buen comportamiento general de estas construcciones. Sin embargo, aparecieron ciertos tipos de falla que conviene resaltar, los cuales tuvieron su origen en un comportamiento no-lineal inadecuado, o como en muchos casos, por deficiencias en el diseño.

De los reportes elaborados a partir de 1985 (Osteraas, 1989; Martínez, 1986), se deducen daños menores en estructuras metálicas, y solo algunas fallas locales que provocaron incluso la fluencia de algunos elementos; solo en unos cuantos casos contados se presentó el desplome y colapso de pisos superiores. Un ejemplo claro de esto fue el complejo Pino Suárez, constituido por cinco edificios, ente 14 y 21 niveles, desplantados sobre un cajón común de concreto que en ese entonces formaba parte de la estación del metro. Las estructuras estaban formadas por marcos de acero, con columnas de sección cajón y trabes tipo armadura de alma abierta, además de contraventeos en la zona de servicios. Las fallas típicas observadas fueron el pandeo local de columnas, pandeo en diagonales de armaduras, fractura en conexiones, etc, concluyendo entre otras cosas, que las trabes de alma abierta son incapaces de desarrollar ductilidades locales adecuadas. De los cinco edificios que formaban el complejo, dos se colapsaron.

De manera alterna, se menciona que las causas más notables de fallas para edificios de estructura metálica fueron (De Buen, 1988):

- Pandeo local o fractura en vigas de alma abierta (armaduras). Aparece una considerable disminución de resistencia en armaduras al ocurrir pandeo en los miembros comprimidos. Además, con el uso de perfiles pequeños tipo ángulo, tiende a haber fractura en ellos debido a la acción cíclica. En general, no se desarrollan articulaciones plásticas, sino que su falla es de tipo frágil.
- Pandeo o ruptura de contraventeos. Conduce a fallas de tipo frágil, ya sea en el elemento o en sus conexiones. Su ruptura deja al resto de la estructura desprotegida y sujeta a toda la fuerza de sismo, así como también con posibles efectos importantes de torsión adicional en planta.
- Pandeo local en columnas de sección rectangular hueca. Este efecto se debe principalmente a la gran fuerza de compresión provocada por el momento de volteo en columnas exteriores. También influye la interacción de carga axial y momento flexionante.
- Fractura en conexiones. En este caso la soldadura representa una conexión de tipo rígido que, al no estar bien diseñadas o construidas, están propensas a fracturas. Por otro lado, las conexiones atornilladas muestran mejor comportamiento, aunque su gran flexibilidad tiene problemas adicionales de daño.

Ante estas evidencias se obtuvo gran conocimiento sobre el comportamiento sísmico de las estructuras metálicas, adecuando la normatividad y proponiendo especificaciones más severas al

respecto. Por otro lado, el hecho de contar con un material homogéneo y con comportamiento carga-deformación bien definido, propicia el buen desempeño dúctil de la estructura, pero también debe tenerse en cuenta que el detallado será un parte fundamental del proceso de diseño, que promueva dicho buen comportamiento.

En investigaciones recientes (González, 2000), se ha estudiado la respuesta sísmica inelástica de edificios de acero para condiciones diversas de zonas sísmicas del Valle de México. En dicho estudio se hacen comparaciones interesantes, tanto desde el punto de vista de diseño (secciones transversales), como del comportamiento dinámico elástico (periodos, desplazamientos horizontales) y del comportamiento inelástico (demandas de ductilidad, articulaciones plásticas, desplazamientos inelásticos). Se comprueba, entre otras cosas, que los requerimientos de marcos dúctiles del RCDF-93 y sus NTC-EM resultan adecuados para este tipo de estructuras, tomando en cuenta que se requiere garantizar modos de falla dúctiles, así como controlar las demandas de ductilidad local.

1.2 Objetivos y metodología

La versión actual del Reglamento de Construcciones para el D. F (RCDF, 1993) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC), han sugerido cambios más estrictos en sus especificaciones para diseño, los cuales han tenido carácter empírico o por observaciones y evaluaciones de daños, de tal manera que no existe una total justificación para los parámetros empleados. Por tanto se pretende, como tema fundamental de esta investigación, estudiar con detalle los efectos de sismos representativos de la zona del Lago de la Ciudad de México, en edificios de estructura metálica con diferentes periodos de vibración (cortos, medianos y largos: antes, dentro y después de la zona de los periodos dominantes del movimiento del suelo). Esta investigación representa un análisis paramétrico de varios casos que incluyen diversas combinaciones de variables, tales como periodo de vibración, factor de comportamiento sísmico, y condición de desplazamiento horizontal permisible, con el fin de abarcar un rango amplio y común de edificios típicos de estructura metálica.

Los objetivos de este trabajo se pueden englobar en los siguientes temas:

- Estudiar y comparar el comportamiento sísmico elástico e inelástico de edificios de estructura metálica con las siguientes condiciones de diseño:
 - Edificios de marcos de acero estructural de 3, 9, 17 y 25 niveles
 - Suelo compresible (zona III)
 - Factores de comportamiento sísmico: $Q = 1, 2, 3$ y 4
 - Distorsiones angulares permisibles de entrepiso, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012
 - Diseños según el RCDF-93 y sus normas técnicas complementarias

Al combinar las condiciones anteriores, se llega a un total de 32 casos de análisis distintos, contando así con un amplio rango de variación para las respuestas obtenidas.

- Verificar, mediante análisis no-lineales del tipo paso a paso, el comportamiento sismorresistente de todos los casos de edificios, dimensionados de acuerdo con las reglas del RCDF-1993, las NTC-Sismo y las NTC-Estructuras metálicas.
- Verificar la simplificación hecha en los análisis modales espectrales elásticos, al utilizar el factor de comportamiento sísmico “Q”, como medio para llegar a un espectro inelástico.
- Definir los criterios para decidir la conveniencia de proveer mayor resistencia y rigidez lateral, aunque haya menor capacidad de deformación (ductilidad), o viceversa.
- Definir algunos criterios de estructuración y comportamiento sísmico ante las disposiciones del RCDF-93, en especial al uso de “Q” y “ γ_p ”.

La metodología propuesta para lograr estos objetivos es la siguiente:

- Establecer los conceptos fundamentales que definen el comportamiento sísmico elástico e inelástico de las estructuras.
- Definir los modelos por estudiar (geometría, cargas, etc)
- Obtener las respuestas elásticas. Para esto se realizan análisis sísmicos dinámicos, del tipo modal espectral, tomando en cuenta para cada caso la influencia del factor de comportamiento sísmico, de las cargas gravitacionales, y los efectos de segundo orden (P- Δ). Se calculan: periodos de vibración, desplazamientos horizontales totales, relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, y elementos mecánicos últimos; se comparan para cada caso, los resultados del diseño para ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible. Los análisis se llevan a cabo con el programa de computadora ETABS-6.
- Dimensionar las estructuras. Esta etapa se elabora conjuntamente con la obtención de respuestas elásticas, descrita en el punto anterior. Se busca que los edificios cumplan con la resistencia, rigidez y ductilidad que establecen las Normas Técnicas para Diseño del RCDF-93. El diseño se elabora con el programa STEELER incluido en el ETABS-6, suponiendo estructuras formadas por marcos ordinarios para los casos de $Q = 1$ y 2 , y por marcos dúctiles para $Q = 3$ y 4 . El diseño se inició calculando las secciones necesarias para cumplir con la condición de desplazamientos horizontales permisibles, y a partir de lo obtenido, se incrementaron a medida que se requirió por resistencia, al aplicar los diferentes valores de Q .
- Realizar los análisis dinámicos paso a paso, del tipo no-lineal, tomando en cuenta un solo marco plano de cada caso analizado, calibrando sus propiedades para obtener una estructura representativa del comportamiento tridimensional. Los análisis se realizan con el programa DRAIN-2D ante la acción del acelerograma SCT, componente E-W, del 19 de septiembre de 1985. Se calculan las respuestas no-lineales en la historia del tiempo, determinando las demandas de ductilidad local y global, así como las tendencias de los mecanismos de falla.
- Comparar las respuestas y obtener los resultados, así como las recomendaciones ante los objetivos planteados.

El trabajo consta de cuatro capítulos principales y uno relativo a la conclusión final y resultados. En el cap 2 se describen algunos conceptos que definen los criterios de análisis y diseño, lo cual representa la metodología a seguir en la investigación. Los caps 3 y 4 tratan respectivamente sobre el cálculo de las respuestas elásticas e inelásticas. En el cap 5 se comparan los resultados obtenidos, y en el cap 6 se presentan las conclusiones más importantes

Capítulo 2

CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción

Como se ha comentado en el capítulo anterior, el diseño sísmico de edificios es muy complejo, principalmente por lo poco predecible de las acciones y la magnitud de sus efectos, así como por las simplificaciones hechas en el proceso del análisis y diseño estructural. El diseño de una estructura que deba resistir movimientos sísmicos en su base, es un problema que difiere un tanto de los métodos aplicados para otras acciones (Bazán, 1999). Esto es, mientras que para otras acciones (cargas gravitacionales, viento, etc) se pretende diseñar para que el comportamiento de la estructura esté dentro del rango lineal y sin daño, ante acciones máximas, en el diseño por sismo se acepta que no es económicamente factible diseñar bajo los mismos criterios, por lo que los reglamentos sugieren que sea incluido el comportamiento no-lineal de la misma, así como aceptar cierto daño como mal necesario.

El comportamiento en el rango inelástico será inevitable, principalmente porque la magnitud del sismo podría ser muy grande. Para controlar este efecto se debe proveer a la estructura de suficiente ductilidad, proporcionando capacidad para sostener grandes deformaciones sin pérdidas importantes de resistencia y de rigidez.

En este capítulo se describe la filosofía actual del diseño por sismo, con lo que se pretende dejar más en claro los objetivos que se quieren alcanzar en este estudio. Se hace una revisión general de los métodos de análisis sísmico por utilizar, así como algunos conceptos que definen el comportamiento inelástico tales como el factor de comportamiento sísmico, los efectos P- Δ , nivel

de desplazamientos horizontales permisibles, y demandas de ductilidad local y global. Posteriormente, se presenta un resumen sobre los aspectos principales de las especificaciones del RCDF-93 y sus normas para diseño.

2.2 Filosofía de diseño

La filosofía de diseño en la que se apoya la ingeniería sísmica para edificaciones tiene su base en evitar el colapso de la estructura, aún cuando se acepte cierto daño, para un sismo excepcionalmente severo, y evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados. Con esto se pretende mantener a la estructura en buen estado ante sismos de ligera magnitud, los cuales se espera ocurrirán varias veces durante su vida útil, y además evitar el colapso ante el sismo de diseño, que se espera ocurra al menos una vez en dicho lapso.

De esta manera, y tal como se hizo ver en los antecedentes del capítulo anterior, la respuesta de la estructura depende de la magnitud del sismo, aceptando que inicialmente es de tipo elástica y conforme la acción se incrementa, pasa al rango inelástico. Este cambio en la magnitud, con periodos de recurrencia menores para sismos moderados y viceversa, hace pensar en la necesidad de revisar diferentes etapas del comportamiento, en el rango lineal y en el no-lineal.

Para cumplir rigurosamente con este procedimiento, deberían realizarse tres diferentes análisis (Bazán, 1999):

- Acción de un sismo moderado (sismo de servicio) sobre la estructura, que se sabe aparecerá varias veces durante la vida útil de la estructura, para lo cual se revisan las condiciones de servicio (desplazamientos horizontales, daño en elementos no estructurales o instalaciones, incomodidad a ocupantes, etc). El modelo de comportamiento es elástico lineal, dado que la acción del sismo no debe ser tal que se sobrepasen los esfuerzos de fluencia del material ni se ingrese en el rango inelástico.
- Acción de un sismo severo, que aparecerá pocas veces en la vida útil del edificio. En esta etapa podrá aparecer daño no estructural y daño estructural menor, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos. Se puede utilizar un modelo elástico lineal, pero con propiedades elásticas dinámicas del material, que en general son mayores con respecto de las estáticas.
- Acción de un sismo de intensidad extraordinaria, que presenta poca probabilidad de ocurrencia, pero es factible su aparición. Aquí se debe revisar la seguridad contra un posible mecanismo de colapso, en que podría haber daño estructural significativo, pero manteniendo la estabilidad general de la estructura. El modelo utilizado tiene que incluir el comportamiento no-lineal (plástico).

Este procedimiento general resulta muy laborioso como para llevarlo a la práctica profesional, sobretudo por la necesidad de establecer niveles de aceleraciones para los diferentes sismos a utilizar, y por lo complejo que resulta un análisis no-lineal. Su utilización, sin embargo, es para fines de investigación o cuando el problema de diseño amerite procedimientos refinados de análisis sísmico.

Los reglamentos modernos de diseño no hacen distinción entre sismos moderados y severos. No se identifican o cuantifican los daños estructurales o no estructurales que puedan existir (Balling, 1981). Actualmente un análisis estructural elástico se realiza con más eficiencia mediante métodos de superposición modal, con fuerzas reducidas; en tanto que, los análisis inelásticos requieren el uso de técnicas numéricas de integración paso a paso. De manera general se acepta que la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipa por deformaciones inelásticas, lo cual conduce a la hipótesis de que las fuerzas de diseño deben ser menores con respecto de las correspondientes a un análisis elástico.

El RCDF-93 especifica espectros de diseño para el análisis sísmico dinámico de estructuras con comportamiento elástico, pero permite, además, que las fuerzas generadas se reduzcan por el factor de comportamiento sísmico Q , que depende del tipo de la estructura en función de su ductilidad por desarrollar. Con estas fuerzas se revisan los esfuerzos actuantes contra los resistentes por el material, según un análisis estructural elástico lineal; los desplazamientos horizontales obtenidos, multiplicados por el valor de Q elegido, no deben exceder los límites especificados para satisfacer el estado límite de servicio.

El criterio del RCDF-93 pretende cumplir con la filosofía básica de diseño expuesta en este inciso, aunque de manera muy simplificada, y con pasos a seguir no siempre bien fundamentados, pero con carácter práctico como para llevarlo a un diseño cotidiano. Por un lado, al diseñar la estructura para fuerzas reducidas según la capacidad de disipación de energía por deformaciones inelásticas, se está incluyendo la idea del diseño ante un sismo severo que puede hacer ingresar a la estructura a un comportamiento inelástico; y, por otro lado, al calcular los desplazamientos con fuerzas sin reducir (obtenidas del análisis con fuerzas reducidas amplificadas Q veces) se tienen los desplazamientos por el sismo de servicio en condiciones elásticas. Estos desplazamientos se comparan con los permisibles por el RCDF-93, mismos que (Bazán, 1999) ya están amplificados por un factor del orden de tres veces de los que son suficientes para iniciar el daño en los elementos no-estructurales. De esta manera, en una sola etapa de análisis puede cumplirse, al menos conceptualmente, con los criterios modernos de diseño sísmico.

Otro aspecto implícito en la filosofía actual del diseño sismorresistente es el mecanismo de colapso supuesto que, de manera general, implica la formación de articulaciones plásticas que aparecen durante sismos intensos. Estas zonas de fluencia se forman, normalmente, en los extremos de vigas y columnas, para el caso de edificios. Se debe buscar que el mecanismo elegido o diseñado genere fluencias en los miembros que pueden presentar fallas dúctiles; el criterio será entonces suministrar columnas fuertes y vigas débiles ó de manera más racional, columnas más fuertes que las vigas. Este mecanismo de colapso, a diferencia del opuesto (columnas menos fuertes que las vigas, ver fig 2.1), resulta más conveniente por las siguientes razones:

- La falla en las columnas de un mismo entrepiso podría representar el colapso del edificio, dada la función importante de dichos miembros para seguir transmitiendo las cargas gravitacionales a la cimentación.
- La degradación de resistencia por la fluencia en columnas, sobretodo en los niveles inferiores, es mucho mayor que en las trabes, debido principalmente a la acción de las cargas axiales elevadas.

- El colapso de la estructura puede aparecer cuando se forman las articulaciones plásticas en las columnas de un solo entrepiso, o en las vigas de todos los entrepisos, más las de los extremos inferiores de las columnas de planta baja. Por tanto, se tienen más defensas con el sistema estructural cuando las articulaciones se forman en las vigas.

Aún cuando el mecanismo de colapso elegido represente articulaciones plásticas (fluencias) en las vigas, no debe olvidarse que necesariamente en la base de las columnas de planta baja también aparecerán, tal que debe tenerse cuidado de detallar adecuadamente las conexiones, para suministrar suficiente ductilidad local y así evitar fallas prematuras indeseables.

2.3 Métodos de análisis sísmico

Actualmente son de uso común dos métodos para análisis sísmico de estructuras, los de tipo estático y los dinámicos, cada uno de ellos con distinto nivel de refinamiento. Los métodos estáticos suponen un conjunto de fuerzas aplicadas directamente sobre la estructura, simulando el efecto de la acción sísmica; los dinámicos implican análisis de la respuesta con base en el uso de espectros, y también de acelerogramas. El RCDF-93 propone dos métodos de cada tipo:

Método estático simplificado: Es aplicable a estructuras con altura hasta 13m, que se encuentran formadas por muros de carga, con una geometría y distribución de muros sensiblemente simétrica. El 75 por ciento de las cargas verticales deben estar soportadas por muros, y habrá por lo menos dos muros perimetrales en cada dirección con longitud mayor a la mitad de la mayor dimensión en planta del edificio. Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se emplean coeficientes sísmicos reducidos dependiendo de la altura de la construcción y de la calidad de la mampostería para los muros resistentes; el código propone valores indicativos de estos coeficientes.

Método estático general: Es aplicable a estructuras con altura menor a 60m. Su uso no es recomendable para edificaciones con alturas mayores o cuando existen irregularidades tanto en planta como en elevación, así como distribución no uniforme de masas o rigidez. En general tiene su fundamento 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 una variación lineal de aceleraciones, con un máximo en la parte más alta del edificio.

Método dinámico modal espectral: Este método es aplicable para cualquier estructura, independientemente si es regular o no, o del número de niveles que tenga. En el siguiente inciso se da una exposición más amplia de los conceptos que lo definen.

Método dinámico paso a paso: Es un método aplicable a cualquier estructura para investigar su respuesta ante la excitación correspondiente a un acelerograma. También se explica con mayor detalle en incisos posteriores de este capítulo.

Para los fines de esta investigación, se utiliza el análisis modal espectral para el cálculo de las respuestas elásticas, durante la fase del diseño de cada caso de estructura, y el método de

integración paso a paso para evaluar la respuesta en el rango inelástico de dichas estructuras, diseñadas según el análisis dinámico modal espectral.

2.3.1 Análisis dinámico modal espectral

Con este método se considera a la estructura como un conjunto de masas y resortes ante la acción de las fuerzas de inercia provocadas por las masas de cada nivel. Se calcula la respuesta total como la superposición de la respuesta de cada modo de vibrar considerado, en el que se descompone el sistema global, después de aplicar un espectro de diseño. Las respuestas modales "Si" (donde "Si" puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc del modo "i") se pueden combinar mediante diversos criterios de superposición, para obtener las respuestas máximas totales. Uno de los criterios más utilizados es el que combina la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (Rosenblueth, 1971); no es totalmente válido para cuando los modos tienen periodos con valores muy cercanos entre sí, y en tales casos es mejor utilizar el criterio general llamado Combinación Cuadrática Completa, que permite tomar en cuenta el acoplamiento de modos cercanos, y en el que se incluye el porcentaje de amortiguamiento, como factor importante en la respuesta total.

Para calcular la participación de cada modo en la respuesta máxima global, se hace uso de la aceleración del espectro de diseño, relacionada con el periodo correspondiente del modo en cuestión. La ordenada del espectro de aceleraciones "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada, según el RCDF-93, por

$$\begin{aligned} a &= (1 + 3T/T_a) c / 4 && \text{si } T < T_a \\ a &= c && \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ a &= q c && \text{si } T_b \leq T \\ q &= (T_b / T)^r \end{aligned}$$

donde

T : Periodo natural de interés

T_a, T_b: Periodos característicos del espectro de diseño

c : Coeficiente sísmico

r : Exponente que depende de la zona sísmica en que se localiza la estructura

Con base en estos parámetros se puede definir el espectro de diseño correspondiente a cada una de las tres zonas sísmicas (I, II y III) en que está dividida la Cd. de México; de acuerdo con los parámetros de la zona III (compresible) de interés en este trabajo, la fig 2.2 muestra los espectros de diseño de dicha zona sísmica, para los diferentes factores de comportamiento sísmico especificados en el código para estructuras grupo "B"; en caso de tener estructuras grupo "A" las ordenadas de los espectros se deben multiplicar por 1.5.

Para la obtención de los espectros de diseño inelásticos (Q=2, 3 y 4), las ordenadas del espectro elástico (Q=1) se pueden dividir, según la filosofía expuesta en el inciso 2.2, entre el factor Q', a saber:

$$\begin{array}{ll}
 Q' = Q & \text{si se desconoce } T \text{ o si } T_a \leq T \\
 Q' = 1 + (T / T_a) (Q-1) & \text{si } T < T_a
 \end{array}$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico que depende del tipo de estructuración, y que más adelante se definirá.

Para las estructuras que no cumplan con los requisitos de regularidad de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 1995), el valor de Q' se debe multiplicar por 0.8, lo que representa incrementar 25 por ciento las fuerzas sísmicas. Los desplazamientos obtenidos con estas fuerzas reducidas entre Q' , deben multiplicarse por Q , para revisar el estado límite de servicio (desplazamientos horizontales).

Al hacer un análisis dinámico modal espectral, puede haber reducciones importantes de fuerza sísmica debido a la influencia de los modos superiores de vibración con aceleración espectral muy baja; a este respecto las NTC-Sismo especifican una revisión del cortante basal dinámico. Esto es, el cortante basal dinámico mínimo debe ser al menos el 80 por ciento del obtenido con un sistema de un grado de libertad equivalente, considerando la aceleración que le corresponda en el espectro, según la participación del periodo fundamental de la estructura. De no cumplirse esto, tanto elementos mecánicos de diseño como desplazamientos horizontales se deben multiplicar por un factor que iguale dicho valor mínimo.

También, se especifica que se deben incluir los efectos bidireccionales del sismo, para lo que conviene hacer el análisis en dos direcciones ortogonales, y combinar el 100 por ciento de los efectos en una dirección con el 30 por ciento de los correspondientes a la dirección perpendicular, con los signos que para cada efecto resulten más desfavorables. Además, en las respuestas para el diseño sísmico se tienen que tomar en cuenta los efectos de la torsión en planta, debido a las posibles asimetrías de rigidez y/o masas.

2.3.2 Análisis dinámico paso a paso

El análisis paso a paso es un método numérico que consiste en resolver las ecuaciones del movimiento para una estructura ante una excitación en la base. Su planteamiento consiste en evaluar la respuesta para cada incremento de tiempo, tomando en cuenta las condiciones iniciales de aceleración, velocidad, desplazamiento y rigidez (para el caso no-lineal), y las nuevas condiciones para el intervalo de tiempo posterior. Es posible analizar sistemas lineales, manteniendo constante la rigidez, o bien variándola para estudiar la no-linealidad del material después de la fluencia; será necesario utilizar los diagramas esfuerzo-deformación de los materiales para determinar la rigidez del sistema en función del desplazamiento obtenido en cada incremento de tiempo Δt .

El desarrollo matemático se puede hacer de la siguiente manera (Clough y Penzien, 1993):

Sea un sistema de un grado de libertad con propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento, sujeto a una ley de carga externa $p(t)$, representando cantidades generalizadas (fig 2.3). Se acepta que puede haber no-linealidad por rigidez y por amortiguamiento. En este caso, el equilibrio dinámico se debe cumplir por medio de la ecuación del movimiento:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \dots\dots\dots (1.a)$$

donde

$f_I(t)$: Fuerza de inercia en el tiempo t

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

$f_S(t)$: Fuerza resistente por rigidez del sistema en el tiempo t

$p(t)$: Fuerza excitadora aplicada en el tiempo t

Para el tiempo $t+\Delta t$, la ec (1.a) se transforma en:

$$f_I(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \dots\dots\dots (1.b)$$

Así, la ecuación del movimiento expresada en función de incrementos, es:

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \dots\dots\dots (2)$$

Cada una de las fuerzas incrementales de la ec (2) se puede definir como:

$$\Delta f_I(t) = f_I(t + \Delta t) - f_I(t) = m\Delta\ddot{u}(t)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta\dot{u}(t)$$

$$\Delta f_S(t) = f_S(t + \Delta t) - f_S(t) = k(t)\Delta u(t)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t)$$

..... (3)

En las expresiones anteriores, m es la masa, que permanece constante, $c(t)$ y $k(t)$ representan las propiedades de amortiguamiento y rigidez, definidas por la ec 4, respectivamente, a saber:

$$c(t) \approx \left(\frac{df_D}{d\dot{u}} \right)_t \dots\dots\dots (4)$$

$$k(t) \approx \left(\frac{df_S}{du} \right)_t$$

Al sustituir las expresiones de las fuerzas de la ec 3 en la ec 2, se tiene la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo t , definida por la siguiente expresión:

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

En un ciclo histerético, tomando en cuenta el comportamiento no-lineal, las fuerzas dependen de la historia última de deformación, así como del valor de desplazamiento. Un segundo requerimiento será la propiedad de rigidez, que queda definida en el paso anterior. Se acepta que la masa es una constante arbitraria, con el fin de simplificar los cálculos.

Para evaluar la integración numérica de la ec 5 existen diversas técnicas. La consideración básica en la presente investigación, es que la aceleración varía linealmente durante cada incremento de tiempo en el que las propiedades estructurales del sistema se consideran constantes. Esto da lugar a que el valor de β , según el método de Newmark, sea igual a 1/6.

Al calcular la expresión final, para un intervalo Δt , se llega a las siguientes ecuaciones en función del incremento de velocidad y desplazamiento:

$$\Delta u(t) = u(t)\Delta t + \Delta u(t) \frac{\Delta t}{2} \dots\dots\dots (6.a)$$

$$\Delta u(t) = u(t)\Delta t + \Delta u(t) \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta u(t) \frac{\Delta t^2}{6} \dots\dots\dots (6.b)$$

Al despejar $\Delta u(t)$ de la ec 6.b y sustituirlo en la ec 6.a se tiene:

$$\Delta u(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta u(t) - \frac{6}{\Delta t} u(t) - 3u(t) \dots\dots\dots (7.a)$$

$$\Delta u(t) = \frac{3}{\Delta t} v(t) - 3u(t) - \frac{\Delta t}{2} u(t) \dots\dots\dots (7.b)$$

Al sustituir la ec 7 en la ec 5, se llega a la siguiente ecuación del movimiento:

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

Y, finalmente, al trasladar todos los términos asociados con las condiciones iniciales, se obtiene:

$$\tilde{k}(t) \Delta u(t) = \Delta \tilde{p}(t) \dots\dots\dots (9)$$

Donde $\tilde{k}(t)$ es la rigidez efectiva que cambia en cada instante de tiempo, según el diagrama esfuerzo-deformación del material, y que se expresa como:

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

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

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

Después de conocer el incremento de desplazamiento $\Delta u(t)$, es posible calcular $\Delta \dot{u}(t)$ y $\Delta \ddot{u}(t)$, estando en posibilidades de establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo. El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último Δt en que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a sistemas de varios grados de libertad.

Las NTC-Sismo indican que el método de análisis dinámico paso a paso ante temblores específicos, puede realizarse con acelerogramas reales o movimientos simulados, o incluso combinaciones de éstos, siempre que se usen al menos cuatro movimientos representativos del sitio en donde se piense construir; los registros de movimientos así utilizados tendrán intensidades compatibles con los otros criterios que se especifican en dichas normas.

2.4 Factores de comportamiento sísmico, Q

Se ha comentado que a partir de los espectros de diseño elásticos ($Q=1$) pueden utilizarse las ordenadas reducidas mediante la inclusión del factor de comportamiento sísmico Q, mayor que la unidad. Este parámetro depende básicamente de la estructuración que se pretende usar, así como de los materiales y detalles de las conexiones. Representa, en su forma conceptual, una manera de incluir el comportamiento inelástico que puede llegar a presentar la estructura, ante la acción del sismo de diseño.

Para tomar en cuenta la reducción de las fuerzas sísmicas, según las NTC-Sismo, se dividen las ordenadas espectrales entre el factor reductor Q' , definido como se hizo ver en el inciso 2.2, y que depende del factor Q. El código acepta que dicho factor Q pueda adoptar diferentes valores, desde 1 hasta 4.

Las NTC-Sismo especifican diversas condiciones de estructuración, de resistencias, y de detallado estructural para cada valor de Q, siendo más estrictas a medida que se aumenta su valor. Será de primordial importancia que se aseguren dichas restricciones durante el proyecto y durante la construcción, a fin de garantizar que el comportamiento inelástico elegido, por desarrollar, sea el que tenga la estructura ante las acciones de diseño.

A continuación se presentan los principales requisitos para cada valor de Q (NTC-Sismo, 1995):

Para $Q=4$

1. La resistencia será suministrada por marcos de acero o concreto reforzado. Si existen además contravientos o muros de concreto, los marcos deberán resistir por lo menos el 50 por ciento de las fuerzas sísmicas.
2. Cuando existan muros de mampostería ligados a la estructura principal, deben incluirse en el análisis, pero su contribución a la resistencia se tomará en cuenta si el resto de la estructura

- (marcos contraventeados o no, o con muros de concreto) sean capaces de resistir al menos el 80 por ciento de la fuerza sísmica.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño, no debe diferir en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para el resto de los entrepisos.
 4. Para asegurar el comportamiento dúctil de los marcos de concreto reforzado, es necesario que se cumplan los requisitos de marcos dúctiles de las normas técnicas correspondientes, además de los requisitos generales de diseño.
 5. Los marcos rígidos de acero deberán cumplir con los requisitos que fijan las normas correspondientes para estructuras dúctiles, evitando la aparición de inestabilidades locales o efectos negativos generados por esbeltez de las piezas o conexiones.

Para Q=3

Se permitirá el uso de este valor cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso anterior, y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3. Además, la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por cualquiera de los siguientes conceptos:

- Columnas de acero o concreto reforzado con losas planas.
- Marcos rígidos de acero, marcos o muros de concreto reforzado, combinaciones de éstos o diafragmas de madera contrachapada.

Para Q=2

Será aplicable este valor de Q cuando la resistencia ante cargas laterales sea suministrada por los siguientes sistemas:

- Losas planas con columnas de acero o concreto reforzado.
- Marcos de acero o concreto reforzado, contraventeados o no.
- Muros o columnas de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso con lo especificado para Q = 4 ó 3.
- Muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de acero o concreto.
- Diafragmas de duelas de madera inclinadas o muros formados por duelas de madera horizontal y vertical, o combinaciones de estos con diafragmas.
- Elementos de concreto prefabricado o presforzado.

Para Q=1.5

Se usará este valor cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entresijos por los siguientes sistemas:

- Muros de mampostería de piezas huecas, confinados o no, o con refuerzo interior. También combinación de estos con elementos como los descritos para Q=3 ó 2
- Marcos y armaduras de madera.

Para Q=1

Este valor será aplicable a estructuras cuya resistencia ante fuerzas laterales es suministrada, al menos parcialmente, por materiales diferentes a los citados para los otros casos.

El factor Q será único para todos los niveles de la estructura, por lo menos en la dirección que se analiza, pudiendo diferir solo en la dirección ortogonal, en cuyo caso se podrán adoptar valores diferentes.

En el presente trabajo se hicieron los diseños de los edificios de 3, 9, 17 y 25 niveles utilizando los factores de comportamiento sísmico $Q = 1, 2, 3$ y 4 para fines comparativos; para cada caso de Q se consideraron las dos condiciones de desplazamiento horizontal permisible.

2.5 Efectos P- Δ

El comportamiento no-lineal de estructuras reales queda definido por medio de dos conceptos: no-linealidad geométrica y no-linealidad del material. La no-linealidad del material tiene lugar cuando las curvas esfuerzo-deformación de los materiales que constituyen los miembros estructurales no son lineales, debido a los agrietamientos o fluencias que cambian notablemente la rigidez.

La no-linealidad geométrica o efecto de segundo orden (P- Δ) se presenta cuando los desplazamientos de la estructura exceden las hipótesis de deformaciones pequeñas, en los que se basan los métodos tradicionales de análisis estructural, y las condiciones de equilibrio deben plantearse sobre la estructura deformada. Este efecto aparece porque en la estructura deformada actúan las cargas verticales P (ver fig 2.4), produciendo momentos adicionales iguales a P- Δ , que a su vez generan desplazamientos horizontales adicionales. Dichos efectos P- Δ serán más importantes en estructuras esbeltas, y con cargas verticales de consideración. En rigor, al hacer el análisis estructural, para incluir estos efectos, las ecuaciones de equilibrio deberían definirse con base en una configuración deformada del sistema por analizar.

Existen métodos simplificados para considerarlos, como el propuesto por Rosenblueth, que consiste en incluir una fuerza horizontal ficticia, tal que en cada entresijo, la influencia de la

fuerza cortante sea igual a $W\Delta$, donde W es el peso del edificio por encima de dicho entrepiso, y Δ el desplazamiento horizontal del mismo.

Otro método, más justificado, consiste en la incorporación, en el análisis matricial, de la matriz de rigidez geométrica, que depende de la magnitud y distribución de cargas axiales. En este caso se llega a tener una matriz de rigidez corregida por la configuración deformada de la estructura. Los programas de análisis modernos ya incluyen este tipo de análisis. En el presente trabajo se consideró, de manera automática, en los análisis, la influencia de los efectos de segundo orden.

2.6 Desplazamientos horizontales permisibles

Una respuesta importante de una estructura sujeta a sismo es el desplazamiento horizontal, implícito en la relación desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, o drift; para ello es necesario determinar la diferencia de los desplazamientos horizontales en dos niveles sucesivos y dividirlo entre la altura de entrepiso. Este índice también suele llamarse distorsión angular de entrepiso, y sirve para cuantificar y evaluar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no estructurales. El daño en elementos no estructurales aparece por las deformaciones por cortante del entrepiso, en tanto que las deformaciones por flexión solo producen rotación. En los análisis convencionales, donde se incluyen las deformaciones por flexión del edificio, al permitir la deformación axial de las columnas, se obtienen desplazamientos horizontales un poco mayores. Esto, según se vio, es poco representativo para los edificios analizados en este trabajo, básicamente porque no son estructuras muy esbeltas.

Al calcular este tipo de respuesta, los desplazamientos del análisis sísmico se deben multiplicar por el factor Q , debido a que las fuerzas horizontales de diseño están reducidas entre el factor Q' . El RCDF-93 especifica dos limitaciones para la distorsión angular de entrepiso:

- | | |
|-----------------------|---|
| $\gamma_p \leq 0.006$ | Cuando se tienen elementos no-estructurales que puedan ser dañados por los desplazamientos horizontales de la estructura |
| $\gamma_p \leq 0.012$ | Cuando no existen elementos no-estructurales que puedan ser dañados por los desplazamientos horizontales de la estructura |

Debido a que el RCDF-93 propone que se realice una sola etapa de análisis, tanto para revisión de las resistencias como de desplazamientos, los límites anteriores se han incrementado cerca de tres veces, respecto de los que inician el daño (Bazán, 1999). Esto es, la revisión del estado límite de servicio (desplazamientos horizontales) debe hacerse solo para sismos moderados, dado que el daño en muros de mampostería y elementos de recubrimiento aparece cuando las deformaciones se exceden de 0.002 (Bazán, 1999). En este caso, se puede concluir que el sismo de servicio, según el código, es del orden de un tercio del de diseño. Por tal motivo, para el sismo de diseño se ha incrementado el valor permisible en la misma proporción, al considerar un solo tipo de análisis. Los siguientes rangos de distorsión angular de entrepiso dan una idea del posible daño que puede aparecer en elementos no estructurales:

- | | |
|--------------------|---|
| $\gamma = 0.002$: | La estructura se encuentra en condiciones elásticas |
| $\gamma = 0.003$: | Se empieza a presentar daño |

- $\gamma=0.008$: El daño producido es severo
- $\gamma=0.0125$: El daño producido es excesivo con probabilidad de colapso

En el desarrollo del presente trabajo, se utilizaron los dos valores permisibles para el nivel de distorsión angular de entrepiso ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), especificados en las NTC-Sismo, para fines comparativos.

2.7 Ductilidad de curvatura

En el cap 1 se definió a la ductilidad como la capacidad de la estructura o sus componentes, para deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia o degradación de rigidez. Las deformaciones inelásticas, así como el daño estructural de un determinado miembro estructural ante los efectos sísmicos, se pueden medir por medio del estudio de las articulaciones plásticas, su rotación y longitud en que se presenta la fluencia. Conviene relacionar los giros o rotaciones plásticas que causan los momentos flexionantes por unidad de longitud, debido a que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no de forma concentrada en una sección transversal. De esta manera conviene definir la ductilidad de curvatura en función de las rotaciones plásticas que ocurren en una longitud equivalente, a saber:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_m}{\phi_y}$$

donde ϕ_m es la curvatura máxima capaz de desarrollarse, y ϕ_y es la curvatura de fluencia, la cual se presenta en el instante en que la sección transversal de interés inicia su fluencia por flexión.

2.8 Demandas de ductilidad local, μ_L

Para cuantificar la amplitud de las deformaciones inelásticas que se llegan a presentar en los diferentes miembros estructurales (vigas y columnas), como resultado de los análisis paso a paso no-lineales, se utiliza el concepto de demanda de ductilidad local que se calcula con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\phi_{\max}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

μ_L : Factor de ductilidad local

$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$: Curvatura plástica

- $\phi_y = \frac{M_y}{EI}$: Curvatura de fluencia
 θ_p : Rotación plástica
 l_p : Longitud equivalente de articulación plástica
 M_y : Momento flexionante de fluencia
 E : Módulo de elasticidad del acero
 I : Momento de inercia de la sección transversal

2.9 Longitud de articulación plástica, l_p

En el análisis plástico, el concepto de articulación plástica es muy importante para definir el mecanismo de colapso de un edificio, entendiendo a éste como aquel estado del comportamiento sismorresistente en que se presenta una distribución importante de fluencias, tal que la estructura puede disipar la energía que le transmite el movimiento del suelo, ante la ocurrencia de un evento sísmico. Una articulación plástica es la zona de cualquier elemento estructural en que se alcanza la fluencia, por la presencia de esfuerzos superiores al límite elástico del material; llega a presentar rotaciones o giros considerablemente mayores a los de otras secciones del mismo elemento. Como consecuencia, dicha articulación plástica se forma en las zonas de momento flexionante máximo, situación a partir de la cual se tiene una redistribución de esfuerzos hacia las zonas menos cargadas.

El desarrollo de la fluencia tiene lugar en cierta longitud adyacente a la sección de esfuerzos máximos, la cual puede considerarse como una fracción del claro de la viga, teniendo en cuenta que el mecanismo de colapso deseado es el de tipo viga, a saber:

$$l_p = j l$$

El factor de longitud de la articulación plástica "j" depende de la forma de la sección transversal y de la condición de carga, variando entre 1/10 y 1/3 del claro libre de la viga de interés. En un perfil I de patín ancho, la longitud de articulación plástica se extiende sobre 1/8 (Salmon, 1996). Un valor de uso práctico para esta longitud es igual a un peralte del elemento.

2.10 Requisitos para el diseño de estructuras metálicas, según las NTC-Metálicas del RCDF-93 y las normas AISC-LRFD-94

Se presentan, a manera de resumen, los requisitos reglamentarios para el diseño de estructuras metálicas según las NTC-Metálicas del RCDF-93, y el AISC-LRFD-94. Ambos códigos utilizan un procedimiento de diseño similar, basado en el criterio de factores de carga y de resistencia. Para los casos en estudio se utilizaron secciones tipo cajón para columnas, y secciones I para vigas, por lo que solo se discutirá lo referente a dichas secciones en este resumen.

2.10.1 Tipos de secciones

Con base en la sección 2.3 de las normas NTC-EM, "Relaciones ancho-grueso", se establece una clasificación de secciones, las cuales se identifican según su comportamiento ante los estados límite de resistencia, como pueden ser: el sostenimiento del momento plástico, la capacidad de rotación, el desarrollo del momento al inicio del flujo plástico, o el pandeo local en alguno de los elementos de la sección.

La tabla 2.1 presenta las características del comportamiento para las diferentes secciones, en tanto que en la tabla 2.2 se encuentran asentados los límites para identificar las secciones a partir de las relaciones ancho-grueso.

El AISC-LRFD-94 sigue un procedimiento de diseño similar al de las NTC-EM. Las secciones son clasificadas en función de la posibilidad del pandeo local en alguno de sus elementos, definiendo solamente dos tipos de secciones, de una manera más simple y concisa. La tabla 2.3 muestra las características y valores dados por el LRFD (B.5.1).

2.10.2 Vigas

En este estudio solo se trabaja con secciones tipo 1 ó 2, por la razón de que se analizan marcos resistentes a momento flexionante. Una explicación más amplia se expone en el cap 3, en el que se presentan todos los criterios de estructuración empleados. Por tal motivo, solo se describe la parte de las Normas que corresponde con las secciones empleadas.

El diseño de vigas metálicas, según las NTC-EM, se encuentra especificado en la sección 3.3, donde se mencionan los siguientes estados límite de falla:

- Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas
- Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos
- Iniciación del flujo plástico en la sección crítica
- Pandeo local del patín comprimido
- Pandeo local del alma, producido por flexión
- Plastificación del alma por cortante
- Pandeo local del alma por cortante
- Tensión diagonal en el alma
- Pandeo lateral por flexotorsión
- Flexión y fuerza cortante combinados
- Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales
- Fatiga

Además, en el diseño se deben revisar los estados límite de servicio por deformaciones y vibraciones excesivas.

2.10.2.1 Diseño por flexión

Las NTC-EM especifican (sección 3.3.2) que para el diseño de vigas se debe considerar si el elemento está soportado lateralmente o no.

- Miembros soportados lateralmente ($L \leq L_u$), secciones tipo 1 ó 2:

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_P \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.1})$$

donde:

- L : Distancia entre puntos del patín comprimido de una viga, que se encuentran soportados lateralmente.
- L_u : Longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_P .
- M_R : Momento resistente a la flexión
- F_R : Factor de reducción por resistencia = 0.9
- Z : Módulo de sección plástico
- M_P : Momento resistente plástico
- L_P : Longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_P , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso. Para secciones I se calcula como:

$$L_P = \frac{253000 + 155000(M_1/M_P)}{F_y} r_y \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.2})$$

M_1 : Menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente

r_y : Radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia

- Miembros no soportados lateralmente ($L > L_u$), secciones tipo 1 ó 2:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_P \Rightarrow M_R = 1.15 F_R M_P \left[1 - \frac{0.28 M_P}{M_u} \right] \leq F_R M_P \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.7})$$

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_P \Rightarrow M_R = F_R M_u \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.8})$$

M_u , es el momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, y es igual a:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.9})$$

Para secciones I ó H laminadas o hechas con placas, de dimensiones semejantes a las laminadas, puede tomarse:

$$M_u = \frac{1}{C} \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.10})$$

donde:

$$M_{c1} = \frac{EA}{(L/r_y)} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.11})$$

$$M_{c2} = \frac{4.7EAd}{(L/r_y)^2} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.12})$$

En las expresiones anteriores aparecen las siguientes constantes:

A : Area total

d : Peralte

I_y, r_y : Momento de inercia y radio de giro con respecto del eje de simetría del plano del alma

t : Espesor del patín comprimido

L : Separación entre puntos del patín comprimido fijos lateralmente

J y C_a : Constantes de torsión de Saint Venant y por alabeo de la sección

C : Está dado por los siguientes valores

$C = 0.60 + 0.40 M_1 / M_2$	Para tramos que se flexionan en curvatura simple
$C = 0.60 - 0.40 M_1 / M_2$	Pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble
$C = 1.0$	Cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo

M_1 y M_2 son el menor y el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del tramo en estudio, respectivamente.

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro pueda desarrollar todo el momento plástico.

L_u y L_r se calculan con las siguientes expresiones (miembros de sección transversal I):

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.13})$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.14})$$

donde:

$$X_u = 4.293C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.220X_r$$

$$X_r = \frac{4}{3}C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

Por lo que respecta al cálculo de la resistencia a flexión, según el AISC-LRFD-94, será la menor de lo que resulte de las siguientes revisiones:

- Fluencia
- Pandeo torsional lateral
- Pandeo local en el patín
- Pandeo local en el alma

Las revisiones por pandeo local, tanto del alma como del patín, se refieren a secciones no compactas, cuando dicho fenómeno puede tener lugar. Por tanto no se tratan, debido a que solo se usaron secciones compactas (tipo 1 ó 2), para el desarrollo de este trabajo.

Fluencia

Para miembros compactos, lateralmente restringidos ($L_b \leq L_p$)

$$M_p = ZF_y \leq 1.5SF_y \quad (\text{LRFD, F1-1})$$

L_b : Longitud lateral no restringida

L_p : Límite de longitud lateral no restringida, para el desarrollo completo de la capacidad plástica; para secciones I es igual a:

$$\frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD, F1-4})$$

Pandeo torsional-lateral

La resistencia nominal a flexión está dada por las siguientes expresiones (secciones I):

$$\text{Si } L_b \leq L_r, \quad M_{nx} = C_b \left[M_{px} - \left(M_{px} - M_{rx} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{px} \quad (\text{LRFD, F1-2})$$

$$\text{Si } L_b > L_r, \quad M_{nx} = M_{rx} \leq M_{px} \quad (\text{LRFD, F1-12})$$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje mayor

M_{px} : Momento plástico mayor = $ZF_y \leq 1.5SF_y$

M_{rx} : Momento mayor del límite de pandeo = $(F_y - F_r) S_x$, para secciones I

M_{crx} : Momento elástico crítico

$$M_{crx} = \frac{C_b \pi}{L_b} \sqrt{EI_x GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \quad (\text{LRFD, F1-13})$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \left\{ 1 + \left[1 + X_2 (F_y - F_r)^2 \right]^{1/2} \right\}^{1/2} \quad (\text{LRFD, F1-6})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (\text{LRFD, F1-8})$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (\text{LRFD, F1-9})$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{LRFD, F1-3})$$

donde M_{\max} , M_A , M_B , M_C son los valores absolutos de los momentos máximos, y a $1/4$, $1/2$ y $3/4$ del claro respectivamente. C_b toma el valor de 1.0 para elementos en voladizo.

2.10.2.2 Diseño por fuerza cortante

Según las NTC-EM, la resistencia a fuerza cortante de una viga de eje recto y sección transversal constante, está dada por la siguiente expresión:

$$V_R = V_N F_R$$

donde:

$$F_R = 0.90$$

V_N se obtiene de la siguiente manera

$$\text{a) Si } h/t \leq 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = 0.66 F_y A_w \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.22})$$

En este caso, el alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

$$\text{b) Si } 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.23})$$

En este caso, el alma falla por plastificación del alma por cortante.

$$\text{c) Si } 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \text{ se consideran dos casos:}$$

- Estado límite de iniciación del pandeo del alma:

$$V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.24})$$

- Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_N = \left\{ \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \left[1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] \right\} A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.25})$$

$$\text{d) Si } 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t}, \text{ se consideran dos casos:}$$

- Estado límite de iniciación del pandeo del alma:

$$V_N = \frac{1845000k}{(h/t)^2} A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.26})$$

- Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_N = \left\{ \frac{1845000k}{(h/t)^2} \left[1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] \right\} A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.27})$$

A_a es el área del alma; d , h y t se toman en centímetros, y V_N se obtiene en kg; k es un coeficiente adimensional cuyo valor es:

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.28})$$

k se toma igual a 5 cuando la relación a/h es mayor que 3 ó $(260/(h/t))^2$, y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

Según el AISC-LRFD-94, la capacidad al cortante para secciones I, cajón y canales, se calcula siguiendo las especificaciones que a continuación se presentan:

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} \quad \Rightarrow \quad V_N = 0.6F_y A_w \quad (\text{LRFD, F2-1})$$

$$\text{Si } \frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} < \frac{523}{\sqrt{F_y}} \quad \Rightarrow \quad V_N = 0.6F_y A_w \left(\frac{418}{\sqrt{F_y}} / \frac{h}{t_w} \right) \quad (\text{LRFD, F2-2})$$

$$\text{Si } \frac{523}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} < 260 \quad \Rightarrow \quad V_N = 132000 \frac{A_w}{(h/t_w)^2} \quad (\text{LRFD, F2-3})$$

2.10.2.3 Requisitos de marcos dúctiles

Según el RCDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM), las estructuras diseñadas para factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ ó 4 deben cumplir con las especificaciones para marcos dúctiles, además de satisfacer los requisitos generales. Es importante comentar acerca de este tema, dado que algunos casos analizados en este trabajo fueron diseñados según lo anterior, y deben apearse a la norma mencionada.

Miembros en flexión:

Se considera que un miembro tiene comportamiento básicamente en flexión, cuando la carga axial última que actúa sobre él es menor que el 10 por ciento de la carga axial de fluencia ($P_u < 0.10 P_y$). Estos miembros deben cumplir con los siguientes requisitos, según el inciso 11.2.2 de las NTC-EM:

1. Todos los elementos deben ser de sección transversal I ó rectangular hueca.
2. El claro libre de las vigas no será menor de cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten.
3. El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas en más de un décimo de la dimensión transversal de la columna, normal a la viga.
4. Las secciones transversales de las vigas deben ser tipo 1, y por consecuencia deberán cumplir con lo dispuesto para dichas secciones.
5. Las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría.
6. Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga.
7. Cuando se empleen vigas de resistencia variable, el momento resistente no será nunca menor que la cuarta parte del momento resistente máximo que se tendrá en los extremos.
8. Deben evitarse agujeros en zonas de formación de articulaciones plásticas.

9. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros necesarios en la parte a tensión se punzonarán a un diámetro menor y luego, con un taladro o escarificador, se agrandarán.
10. No se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas donde se haya reducido el área de los patines, cuando $F_u < 1.5F_y$.
11. En zonas de articulaciones plásticas no se permitirá ningún tipo de empalmes.

Miembros en cortante:

En elementos que trabajan principalmente en flexión, el diseño se elaborará de manera que se eviten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Como opción, el dimensionamiento por cortante se puede hacer como se ha descrito en incisos anteriores, pero considerando un factor de reducción de resistencia de 0.7 en lugar de 0.9.

2.10.3 Columnas

2.10.3.1 Diseño por flexocompresión

Se presentan en seguida los requisitos de las NTC-EM, relativos a elementos sujetos a flexocompresión, en los que la carga axial última es mayor al 10 por ciento de la carga axial de fluencia ($P_u > 0.10P_y$).

Se acepta que los elementos mecánicos últimos de diseño se obtengan por medio de un análisis estructural de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con un análisis de segundo orden, en donde se tomen en cuenta, como mínimo, los incrementos de las fuerzas internas producidas por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada. En el caso que se opte por realizar análisis de primer orden, se dan recomendaciones para calcular factores de amplificación de momentos en columnas para considerar, de manera indirecta, dichos efectos de segundo orden ($P-\Delta$).

Los estados límite de falla a considerar en el diseño de miembros flexocomprimidos son los siguientes:

1. Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical.
 2. Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical.
 3. Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
 4. Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas.
 5. Pandeo local.
 6. Estado límite de servicio por desplazamientos horizontales.
-

□ Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

Según las NTC-EM, el diseño de columnas implica la revisión de una fórmula de interacción para cada una de las secciones transversales de los extremos, así como también para la columna completa.

Revisión de las secciones de los extremos:

a) Secciones tipo 1 ó 2

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}}\right)^{\alpha} \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.1})$$

- M_{pcx} y M_{pcy} son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales principales, tomando en cuenta la fuerza axial de diseño. Para secciones I ó H, se tiene que:

$$M_{pcx} = 1.18F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) \leq F_R M_{px} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.2})$$

$$M_{pcy} = 1.67F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) \leq F_R M_{py} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.3})$$

Para secciones en cajón, M_{pcx} y M_{pcy} son iguales y se determinan con la ec 3.4.2

- El exponente α toma los siguientes valores:

Secciones H	$\alpha = 1.60 - p / 2 \text{ Ln } p$
Secciones cajón cuadradas	$\alpha = 1.70 - p / 2 \text{ Ln } p$
Secciones cualquiera	$\alpha = 1.0$

- P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial y los momentos flexionantes factorizados para diseño.
- $M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$ son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección transversal.
- $P_y = A_t F_y$ es la fuerza axial nominal que, si actuara por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_t .
- $p = P_u / F_R P_y$

Si se toma $\alpha = 1.0$, o no se conoce su valor, puede emplearse conservadoramente la siguiente expresión, en lugar de la ec 3.4.1:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.4})$$

Revisión de la columna completa:

a) Secciones tipo 1 ó 2

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.6})$$

- M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral; se calculan con las siguientes expresiones:

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right) \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.7})$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right) \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.8})$$

- El exponente β toma los siguientes valores:

Secciones H	$\beta = 0.4 + p + B / D > 1.0$ (para $B/D > 0.3$) $\beta = 1.0$ (para $B/D < 0.3$)
Secciones cajón cuadradas	$\beta = 1.3 + 1000 p / (L/r)^2 > 1.4$
Secciones cualquiera	$\beta = 1.0$

- P_u , M_{uox}^* y M_{uoy}^* son la fuerza axial y los momentos flexionantes factorizados para diseño.
- D es el peralte total de la sección y B es el ancho de los patines.
- $F_R = 0.9$
- M_m es el momento resistente de diseño; para flexión alrededor del eje x, secciones I ó H es igual a:

$$M_m = F_R \left[1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y}}{26500} \right] M_{px} \leq F_R M_{px}$$

- R_c es la resistencia de diseño a compresión, la cual depende de la relación de esbeltez de la columna, a saber:

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

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

Si se toma $\beta = 1.0$, o no se conoce su valor, puede emplearse conservadoramente la siguiente expresión, en lugar de la ec 3.4.6:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}}{M_m} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.9})$$

El AISC-LRFD-94 propone el siguiente criterio de diseño para columnas:

La resistencia nominal a compresión axial, P_n , depende de la relación de esbeltez KL/r , siendo su valor crítico (λ_c) la relación más grande de las dos direcciones.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{LRFD, E2-4})$$

P_n , para secciones compactas o no compactas, caso de pandeo bajo flexión, se calcula de la siguiente manera:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (\text{LRFD, E2-1})$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5 \quad (\text{LRFD, E2-2})$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.5 \quad (\text{LRFD, E2-3})$$

Al diseñar ante el efecto combinado de flexión y carga axial:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2,$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{LRFD, H1-1a})$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2,$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{LRFD, H1-1b})$$

- P_u : Carga axial de compresión factorizada
 P_n : Resistencia nominal a compresión
 ϕ_c : Factor de reducción de resistencia para miembros a compresión = 0.85
 M_{ux} : Momento flexionante factorizado actuando alrededor del eje x; incluye efectos de segundo orden
 M_{uy} : Momento flexionante factorizado actuando alrededor del eje y; incluye efectos de segundo orden
 M_{nx} : Momento resistente nominal alrededor del eje x
 M_{ny} : Momento resistente nominal alrededor del eje y

2.10.3.2 Requisitos de marcos dúctiles

Como se comentó anteriormente, según el RCDF-93, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM), las estructuras diseñadas para factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ ó 4 deben cumplir con las especificaciones para marcos dúctiles, además de satisfacer los requisitos generales. Esta parte se presenta porque en este trabajo se analizan y diseñan estructuras para estos rangos del factor de comportamiento sísmico, además de los casos para $Q = 1$ y 2 .

Requisitos geométricos

1. Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20cm ó más.
2. Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte a ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20cm ó más.
3. La relación de esbeltez máxima de la columna no excederá de 60.

Resistencia mínima en flexión

Esta resistencia debe satisfacer la ec 5.8.5 del inciso 5.8.5 de las NTC-EM, a saber:

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \sum Z_v F_{yv}, \quad \text{para } f_a > 0 \quad (\text{NTC-EM, ec 5.8.5})$$

$\sum Z_c$ y $\sum Z_v$ son la suma de los módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren en el nudo en el plano del marco en estudio; f_a es el esfuerzo normal en cada una de las columnas, producido por la fuerza axial de diseño.

Como alternativa se propone diseñar las columnas de la manera expuesta en incisos anteriores, pero utilizando un factor de reducción de resistencia de 0.7 en lugar de 0.9.

Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos no deben fallar prematuramente por cortante. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio de las resistencias a flexión del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c (F_{yc} - f_a)$, según las NTC-EM, ec 5.8.5.

Como alternativa se propone diseñar las columnas de la manera expuesta en incisos anteriores, pero utilizando un factor de reducción de resistencia de 0.7 en lugar de 0.9.

2.10.4 Conexiones

Se deben satisfacer las recomendaciones de la sección 5.8 de las NTC-EM. Esto es, se debe garantizar que la resistencia de la conexión de cada viga sea suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño que haya en su extremo, sin que se exceda la menor de las cantidades siguientes:

- La resistencia a flexión de la viga.
- El momento requerido para inducir en el tablero del alma de la columna una fuerza cortante igual a $0.8 F_y d_c t_c$; F_y es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, d_c es su peralte total, y t_c es el espesor del alma.

En conexiones viga-columna se debe satisfacer lo siguiente:

- Los patines de la viga deben estar soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna; el alma de la viga debe estar conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, por medio de soldaduras que sean capaces de resistir, como mínimo el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma.
- El módulo de sección plástico de los patines de la viga es mayor al 70 por ciento del módulo de sección plástico de la sección completa.
- Los patines de la viga deben estar soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna.
- El alma de la viga debe estar conectada a la columna por medio de una conexión que transmita la fuerza cortante total.
- La fuerza cortante en la viga se transmite a la columna por medio de soldadura adicional.
- Si la conexión se realiza de manera diferente a lo anterior, se deberá demostrar por medios experimentales que se está cumpliendo con la resistencia requerida.

Tabla 2.1.-Tipos de secciones según las NTC-EM del RCDF-93

Tipo	Características	Estado límite de resistencia
1	Secciones para diseño plástico. Pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos. Sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga; si trabaja en compresión axial o flexocompresión debe tener dos ejes de simetría.	Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.
2	Secciones compactas. Pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante. En flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.	Igual que las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación.
3	Secciones no compactas. Pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.	Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o del momento reducido en columnas.
4	Secciones esbeltas. Tienen como límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que la componen.	Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Tabla 2.2.-Valores máximos admisibles de relaciones ancho/groeso según las NTC-EM del RCDF-93 (5)

Descripción del elemento	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (Diseño plástico)	TIPO 2 (Compactas)	TIPO 3 (No compactas)
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados en uno solo de los bordes longitudinales.	-----	-----	$640/\sqrt{F_y}$ (2)
Atiesadores de traveses armados, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal.	-----	-----	$800/\sqrt{F_y}$
Almas de secciones T	-----	$540/\sqrt{F_y}$	$1100/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones I, H ó T y de canales, en flexión.	$460/\sqrt{F_y}$	$540/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones I, H ó T y de canales, en compresión pura, placas que sobresalen de miembros comprimidos (1).	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones en cajón laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras. Atiesadores soportados en sus dos bordes paralelos a la fuerza.	$1600/\sqrt{F_y}$	$1600/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
Almas de secciones I, H ó T y placas de secciones en cajón, en compresión pura (1).	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
Almas en flexión.	$3500/\sqrt{F_y}$	$5300/\sqrt{F_y}$	$8000/\sqrt{F_y}$
Almas flexocomprimidas.	Si $P_u/P_y \leq 0.28$ (3), (4) $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 1.4 \frac{P_u}{P_y}\right)$ Si $P_u/P_y > 0.28$ $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$ $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 2.7 \frac{P_u}{P_y}\right)$ Si $P_u/P_y > 0.15$ $\frac{3339}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.371 \frac{P_u}{P_y}\right)$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$ $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 2.7 \frac{P_u}{P_y}\right)$ Si $P_u/P_y > 0.15$ $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.598 \frac{P_u}{P_y}\right)$
Secciones circulares huecas en compresión axial.	$132000/F_y$	$184000/F_y$	$235000/F_y$

- (1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para todas las secciones.
- (2) F_y es el valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de la fluencia del material (kg/cm^2).
- (3) P_u es la fuerza axial de diseño (kg).
- (4) P_y es la carga axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material (kg).
- (5) Las relaciones ancho/groeso se refieren a cada elemento sea atiesado o no, de la sección transversal en estudio.

Tabla 2.3.-Límites de relaciones ancho/espesor según el AISC-LRFD-94

Tipo de sección	λ	COMPACTA λ_p	NO COMPACTA λ_r
General	----	Se considera No Compacta	
Rectangular	----	Se considera Compacta	
Perfil - I	$b_f / 2t_f$ (rolada)	$\leq 65 / \sqrt{F_y}$	$\leq 141 / \sqrt{F_y - 10}$
	$b_f / 2t_f$ (soldada)	$\leq 65 / \sqrt{F_{yf}}$	$\leq 162 / \sqrt{(F_{yf} - 16.5) / K_c}$
	h_c / t_w	Si $P_u / \phi P_y \leq 0.125$ $\leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y}\right)$ Si $P_u / \phi P_y > 0.125$ $\leq \frac{191}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right)$	$\leq \frac{970}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right)$
Cajón	b / t_f	$\leq 190 / \sqrt{F_y}$ (rolada)	$\leq 238 / \sqrt{F_y}$ (rolada)
	b / t_f	N/A para secciones soldadas	$\leq 253 / \sqrt{F_y}$ (rolada)
	h_c / t_w	Igual que perfiles I	Igual que perfiles I
Canal	b_f / t_f	Igual que perfiles I	Igual que perfiles I
	h_c / t_w	Igual que perfiles I	Igual que perfiles I
Sección - T	$b_f / 2t_f$	Igual que perfiles I	Igual que perfiles I
	d / t_w	No aplicable	$\leq 127 / \sqrt{F_y}$
Angulos	b / t	No aplicable	$\leq 76 / \sqrt{F_y}$
Varilla	----	Se considera compacta	
Tubo	D / t	$\leq 2070 / F_y$	$\leq 8970 / F_y$
Angulos dobles (separados)	b / t	No aplicable	$\leq 76 / \sqrt{F_y}$

b_f : Ancho del patín (in)

t_f : Espesor del patín (in)

F_y : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el acero utilizado (ksi)

F_{yf} : Esfuerzo de fluencia mínimo en el acero del patín (ksi)

$K_c = 4 / \sqrt{h/t_w}$, entre los valores de: $0.35 \leq K_c \leq 0.763$

h_c : Peralte del alma de la viga (in)

t_w : Espesor del alma (in)

b : Ancho del elemento a compresión (in)

d : Peralte total del miembro (in)

D : Diámetro exterior de la sección (in)

P_u : Fuerza axial de diseño (tensión o compresión) (kips)

P_y : Fuerza axial de fluencia (kips)

ϕ : Factor de resistencia

ϕ_b : Factor de resistencia por flexión

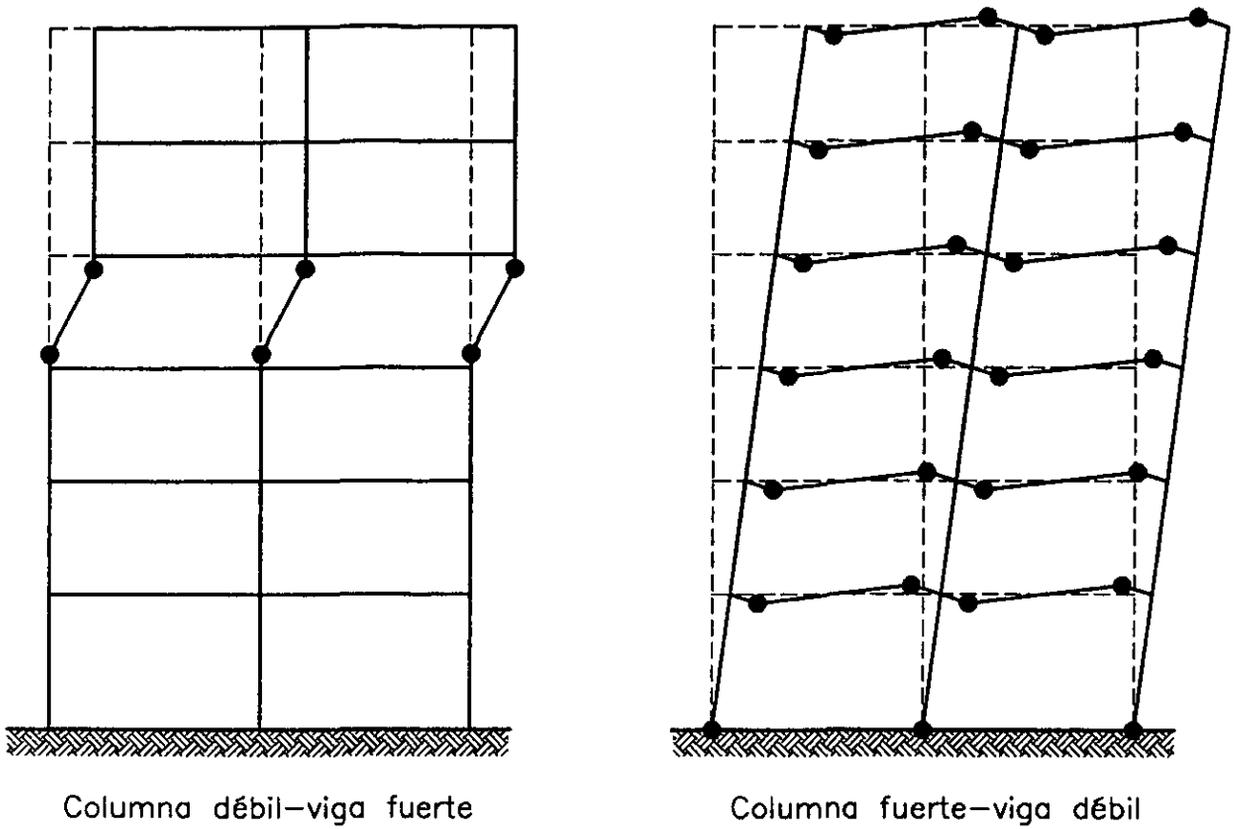


Fig 2.1.—Tipos de mecanismos de colapso en marcos rígidos

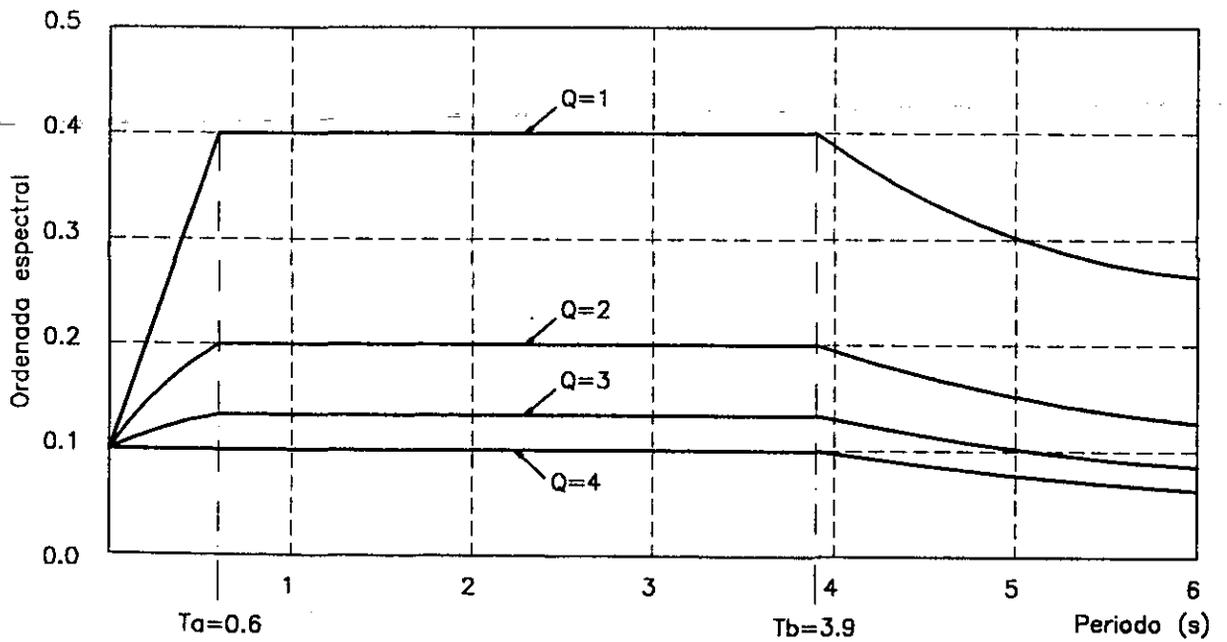


Fig 2.2.—Espectros de diseño para la zona III del RCDF-93

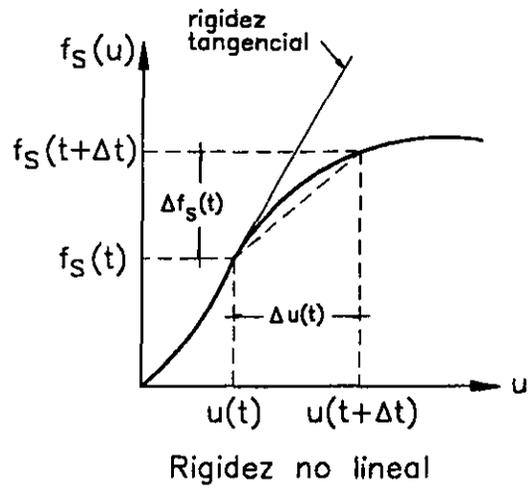
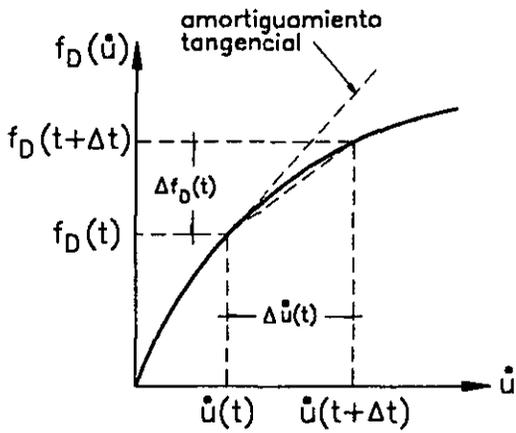
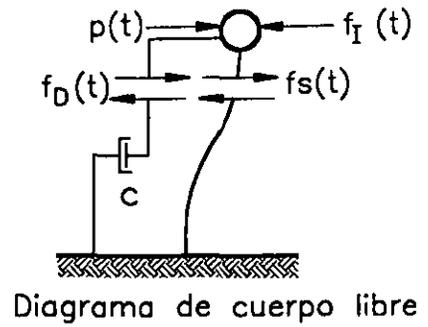
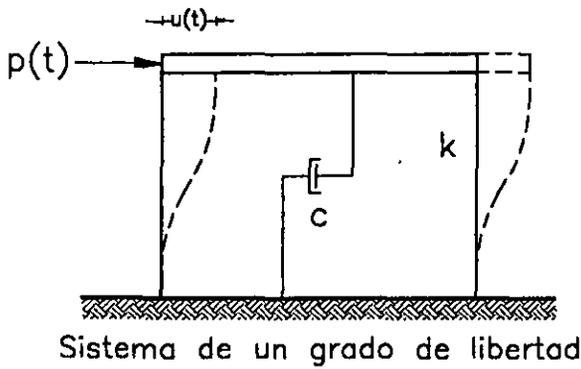


Fig 2.3.—Parámetros representativos del análisis paso a paso

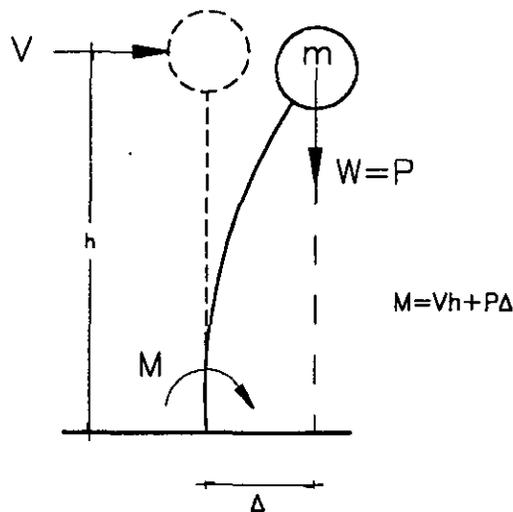


Fig 2.4.—Efectos P-Δ

Capítulo 3

CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1 Introducción

Se presenta en este capítulo el cálculo de las respuestas elásticas, así como el diseño estructural general de los modelos propuestos; se estructuran los edificios en estudio, proponiendo geometría y secciones, y se determinan las propiedades dinámicas que definen el comportamiento elástico ante los requerimientos sísmicos reglamentarios. Con base en los diseños de todos los casos de edificios de este estudio, posteriormente, en el siguiente capítulo, se obtendrán las respuestas inelásticas, resultado de los análisis dinámicos paso a paso.

3.1.1 Descripción de las estructuras

Tal como se comentó en el cap 1 de este trabajo, se estudia el comportamiento dinámico de cuatro edificios de 3, 9, 17 y 25 niveles, respectivamente, para las condiciones de diseño $Q = 1, 2, 3$ y 4, y $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012. Todos los edificios tienen las siguientes características:

- El sistema sismorresistente es a base de marcos de acero estructural (A-36), para ambas direcciones.
 - Los marcos están constituidos por trabes de sección "I", y columnas de sección cajón cuadradas. Para las trabes se tomaron perfiles laminados cuando fue aplicable, o bien secciones armadas por tres placas soldadas.
-

- La planta tipo para todos los edificios es cuadrada con dimensiones de 24m por lado. Tiene tres claros de 8m en ambas direcciones X y Y (ver fig 3.1). Se incluyen dos ejes de trabes secundarias en la dirección X, para distribuir la carga de la losa de manera más uniforme.
- La altura de entresijos tipo es 3.50m, excepto el entresijo de planta baja, que tiene 4.50m. La fig 3.2 muestra de manera esquemática las elevaciones respectivas de cada modelo, según el número de niveles.
- El sistema de piso está formado por lámina losacero con firme de concreto y malla electrosoldada, con un espesor total de 15cm.

3.2 Análisis sísmicos elásticos para diseño

Se presenta el desarrollo numérico del cálculo de las respuestas elásticas, para fines de diseño, de cada uno de los edificios de interés. El procedimiento utilizado corresponde con la secuencia usual en proyectos estructurales de este tipo; consiste básicamente en establecer los criterios de análisis y de estructuración, determinar las cargas gravitacionales, realizar los análisis estructurales con algún programa de computadora confiable, y diseñar los elementos de acuerdo a las normas vigentes de diseño. Se utiliza el programa llamado ETABS-6, que es una herramienta muy útil para el proceso de análisis y diseño estructural de este tipo de construcciones.

3.2.1 Consideraciones generales para análisis y diseño

- Las estructuras son clasificadas dentro del grupo "B", uso para oficinas.
- La ubicación de los edificios es en la zona compresible del D. F., zona III según las NTC-Sismo del RCDF-93.
- Se elaboran análisis sísmicos de tipo dinámico modal espectral, con la ayuda del programa de computadora ETABS-6, y las disposiciones especificadas en las NTC-Sismo del RCDF-93.
- Se revisa que en todos los casos se considere un valor de cortante basal dinámico mínimo del 80 por ciento, con respecto del obtenido al aplicar un análisis con la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de cada estructura.
- Se revisan las condiciones de regularidad estructural conforme a las NTC-Sismo; se verifica que se cumplan todas las condiciones especificadas, y de no ser así, el valor de Q elegido para el diseño debe disminuirse al 80 por ciento de su valor nominal. De los cuatro edificios analizados, sólo el de 25 niveles no cumple con la condición de la relación altura a dimensión menor de la base, la cual excede el límite de 2.5; dicho edificio fue considerado como irregular.
- Los factores de comportamiento sísmico elegidos corresponden a los cuatro valores admitidos por las NTC-Sismo, esto es: $Q=1, 2, 3$ y 4 . Cada edificio se analiza tomando en cuenta dichos factores en el diseño.
- La revisión de la seguridad ante el estado límite de servicio, deformaciones laterales, se realiza para satisfacer las condiciones de los dos límites permisibles del RCDF-93: $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, donde γ es la relación entre el desplazamiento horizontal relativo y la altura de entresijo. El límite inferior especifica que los elementos no estructurales estarán ligados a la estructura, y el límite $\gamma_p \leq 0.012$, es para cuando aquellos están desligados.

Independientemente del límite utilizado, los desplazamientos deben estar afectados por el Q de diseño.

- Se analizan y diseñan cuatro edificios (3, 9, 17 y 25 niveles) para los factores de comportamiento sísmico $Q = 1, 2, 3$ y 4 , así como también para las dos condiciones límite de desplazamientos horizontales; esto es, se tiene un total de 32 casos estudiados.
- Los análisis sísmicos, para fines de diseño, son del tipo modal espectral, más los efectos de las cargas gravitacionales, los efectos de segundo orden, y el comportamiento tridimensional general.

3.2.2 Análisis de cargas gravitacionales

Se muestra a continuación el cálculo de las cargas muertas y vivas de cada nivel tipo, sin incluir el peso propio de la estructura metálica; éste se calcula con la ayuda del programa de computadora.

a) Azotea

Cargas muertas (kg/m^2):

▪ Impermeabilizante	10	
▪ Enladrillado y entortado	100	
▪ Relleno de tezontle ($h_{(\text{promedio})} = 10\text{cm}$)	120	
▪ Losacero con firme de concreto	220	
▪ Carga muerta adicional (RCDF-93)	40	
▪ Plafond de yeso	30	
▪ Instalaciones	<u>30</u>	
	550	kg/m^2

Carga viva (azotea con pendiente $< 5\%$):

▪ - Carga viva máxima	100	kg/m^2
▪ Carga viva instantánea	70	kg/m^2

b) Piso tipo

Cargas muertas (kg/m^2):

▪ Loseta cerámica	30	
▪ Losacero con firme de concreto	220	
▪ Firme de mortero ($e=3\text{cm}$)	65	
▪ Carga muerta adicional (RCDF-93)	40	
▪ Plafond de yeso	30	
▪ Muros divisorios de tablarroca	40	
▪ Instalaciones	<u>15</u>	
	440	kg/m^2

Carga viva (uso de oficinas):

- Carga viva máxima 250 kg/m²
- Carga viva instantánea 180 kg/m²

La siguiente tabla muestra el resumen de cargas gravitacionales uniformemente repartidas en toda el área de cada planta. Para el análisis sísmico se toma la carga correspondiente a $W_{CM+CVinst}$.

Nivel	Carga muerta (kg/m ²)	Carga viva máx. (kg/m ²)	Carga viva inst. (kg/m ²)	$W_{CM+CVmáx}$ (kg/m ²)	$W_{CM+CVinst}$ (kg/m ²)
Azotea	550	100	70	650	620
Tipo	440	250	180	690	620

3.2.3 Características del programa de computadora ETABS-6

Es un programa para el análisis estructural tridimensional de edificios con trabes, columnas, muros, losas y diagonales. Algunas de las características principales se indican a continuación:

- Sirve para el análisis estructural tridimensional lineal y no lineal, estático y dinámico, de estructuras tipo edificios. La no-linealidad se incluye sólo en el comportamiento supuesto en los elementos tipo disipadores.
- La estructura se modela como un ensamble de marcos verticales y/o muros de cortante, interconectados por las losas, las cuales pueden suponerse rígidas en su plano.
- Con los muros se pueden hacer modelaciones bi y tridimensionales, como en el caso de cubos de elevadores, o configuraciones con huecos. La modelación de muros se realiza con elementos panel que consisten en elementos finitos isoparamétricos, los cuales tienen la propiedad de dar continuidad con cualquier elemento viga o columna que se encuentre en su plano.
- Los diafragmas rígidos de piso pueden utilizarse de forma parcial en la planta para inducir el efecto de huecos o mezzanines.
- Es posible modelar elementos estructurales articulados o semicontinuos en sus extremos.
- Se pueden incluir las dimensiones finitas de los nudos, incluyendo para ello una zona rígida en cada nudo viga-columna. Los resultados de elementos mecánicos en trabes y columnas que tienen nudos rígidos y por tanto continuidad, están dados en los paños extremos de los nudos, con lo que es posible obtener, de esta manera, los valores para diseño.
- Se incluyen los efectos P-Δ. Las deformaciones de los diferentes tipos estructurales incluyen efectos por flexión, cortante y axial.
- Se pueden definir los grados de libertad por piso que se desee investigar, ya sea traslación en dos direcciones o torsión, así como una combinación entre ellos.
- El análisis modal espectral se basa en el método de superposición según la técnica de la Combinación Cuadrática Completa. La estructura puede ser excitada en dos direcciones

horizontales diferentes con el mismo espectro, o diferente, así como también en la dirección vertical.

- El programa acepta tres condiciones de carga vertical (I, II, III); dos laterales estáticas (A, B); y tres dinámicas (D1, D2, D3). Las condiciones D1 y D2 son laterales dinámicas y la D3 es dinámica vertical.
- Los archivos de salida incluyen información sobre:
 - Periodos de vibración y frecuencias, así como factores de participación modal
 - Desplazamientos estáticos y dinámicos de cada piso
 - Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso (drifts)
 - Fuerzas cortantes de entrepiso
 - Elementos mecánicos en el extremo de cada miembro estructural (en vigas, además, a cada cuarto del claro)
- Los resultados de las diversas condiciones de carga pueden combinarse entre sí por medio de factores de carga individuales, según lo especificado por los códigos.

3.2.4 Modelado de las estructuras

Para llevar a cabo el adecuado modelado de las estructuras, se requiere crear un archivo de datos en el que se incluya, de manera ordenada, la información de la geometría en planta y en elevación del edificio por estudiar, los diferentes tipos de cargas y su forma de aplicación, etc. Fue creado un archivo de datos para cada uno de los modelos analizados, tomando como base los siguientes bloques:

- Datos de control general
- Datos de piso
- Datos de propiedades de materiales
- Datos de propiedades geométricas de secciones
- Datos de la generación y ubicación de los elementos estructurales
(Las figs 3.3 y 3.4 muestran el modelo matemático tipo en planta y elevación, respectivamente, con la numeración de líneas de columnas y trabes, para fines del análisis estructural por cargas sísmicas y gravitacionales de cada edificio de este trabajo)
- Datos de localización de marcos diferentes
- Datos de cargas laterales estáticas
- Datos del análisis dinámico modal espectral
- Datos de combinaciones de carga

3.3 Respuestas elásticas y diseño

3.3.1 Criterios generales

El cálculo de las respuestas elásticas de cada modelo analizado representa un proceso cíclico; para definir la respuesta “real” de la estructura, se procede a diseñar las secciones de trabes y columnas, con lo que se satisfaga primero el estado límite de servicio (desplazamientos

horizontales), y posteriormente cumplir con los requisitos de resistencia. Después de ser diseñado cada caso de edificio, se obtuvieron las respuestas sísmicas correspondientes.

Cabe aclarar que en el criterio empleado para determinar el tamaño de las secciones transversales de trabes y columnas, dada la configuración geométrica de los edificios, fue necesario utilizar un procedimiento por tanteos bajo las siguientes consideraciones:

- Plantear de inicio que se tienen secciones compactas, de tal manera que no rijan las condiciones de pandeo local, y así propiciar el desarrollo de máxima ductilidad a nivel local y global.
- Mantener trabes de peralte similar, pero no menor, que la dimensión de la columna. Con esto se pretende asignar rigidez adecuada a las trabes, de tal manera que se genere el efecto de marco, obligando a las columnas a flexionar en doble curvatura, lo que se verificó observando el diagrama de momentos flexionantes de las columnas.
- Los espesores de placas de las secciones transversales de las columnas se consideraron iguales, para lograr igual rigidez y resistencia lateral para ambas direcciones ortogonales.
- Los espesores de los patines de las secciones transversales de las trabes son del orden del doble de los espesores del alma.
- Los espesores de patines de las secciones transversales de las trabes son similares a los de las placas de las columnas; se pretende no tener diferencias muy grandes que, desde el punto de vista de soldadura, pudiera complicar la conexión.
- Se dimensionan las vigas y columnas de tal forma que los cocientes de acciones últimas entre resistencias no varían demasiado con respecto de la unidad; esto es, se diseñó para hacer trabajar a cada elemento estructural a su máxima capacidad, previendo que en los análisis sísmicos inelásticos posteriores, se tuviese a los elementos estructurales trabajando al límite.

El procedimiento consistió en verificar, primeramente, que las relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso cumplieran con los valores permisibles: $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$.

Después de proporcionar la rigidez lateral adecuada para satisfacer el estado límite de servicio (desplazamientos horizontales), se revisó el estado límite de falla (resistencias), incrementando los tamaños de las secciones cuando fue requerido. Esta necesidad de incrementar las secciones, por razones de resistencia, se presentó en los casos diseñados con valores de Q menores de 4, quedando entonces dichas estructuras un tanto sobradas por rigidez.

3.3.2 Periodos de vibración

Las tablas 3.1 y 3.2 muestran los periodos fundamentales de vibración (traslación y torsión) de cada uno de los edificios (3, 9, 17 y 25 niveles) y diseños ($Q = 1, 2, 3$ y 4), para los dos límites de desplazamientos horizontales permisibles ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), respectivamente. Además, a fin de tener una mayor visión sobre los resultados obtenidos, considerando que se tiene un total de 32 casos analizados, se presentan gráficas que resumen los periodos de vibración del modo fundamental de traslación en cada dirección; las figs 3.5 y 3.6 muestran la variación del periodo del primer modo en función del número de niveles, y para cada condición de desplazamiento horizontal permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), respectivamente. Los resultados así presentados indican la variación de este tipo de propiedad dinámica, según las estructuras van teniendo un

mayor número de niveles, dependiendo de los parámetros de diseño (Q y γ). Es posible hacer los siguientes comentarios:

Diseños para $\gamma_p \leq 0.006$:

- Los diseños de los edificios de este estudio satisfacen el estado límite de servicio ($\gamma_p \leq 0.006$), y después se revisan ante el estado límite de falla, sin necesidad de aumentar las dimensiones de los diferentes miembros estructurales, excepto para cuando se utiliza $Q=1$; para este factor de comportamiento sísmico fue necesario incrementar las dimensiones de algunos miembros, ocasionando el aumento de rigidez lateral y disminuyendo, por tanto, sus periodos.
- Los periodos resultan prácticamente iguales para los diseños con $Q = 4, 3$ y 2 . Solo para el edificio de 25 niveles, $Q = 4$ y 3 , se tienen periodos similares entre sí; son menores para $Q = 2$, y más aún para $Q = 1$.
- En conclusión, con los diseños de $Q = 4, 3$ y 2 rigió el estado límite de desplazamientos horizontales, y para $Q = 1$ dominó el estado límite de falla.

Diseños para $\gamma_p \leq 0.012$:

- Después de diseñar a cada edificio satisfaciendo el estado límite de servicio (desplazamientos horizontales), y revisar posteriormente el estado límite de falla (resistencia) para las fuerzas sísmicas reducidas por $Q = 4$, no hay necesidad de incrementar las dimensiones de los diferentes miembros estructurales.
- Los periodos disminuyen conforme se diseña para un valor más pequeño de Q .
- Lo anterior se debe a que conforme se considera un menor valor de Q , se producen mayores acciones internas que requieren incrementar las secciones para cumplir con la resistencia demandada.
- Se aprecia una variedad más amplia de periodos con respecto de los casos de $\gamma_p \leq 0.006$, dependiendo del valor de Q utilizado en el diseño para satisfacer el estado límite de falla, después de haber cumplido con el de servicio.
- Las estructuras altas (principalmente de 17 y 25 niveles) presentan periodos fundamentales cercanos a los 2s, que corresponde al periodo dominante del suelo en la zona del registro SCT-EW-85 que se va a utilizar en los análisis sísmicos paso a paso posteriores.

Los valores de los periodos de vibración de cada uno de los edificios resultan prácticamente sin cambio después de diseñar para $Q = 1$, independientemente del nivel de desplazamientos horizontales permisibles; en los diseños para valores de Q mayores de 1, se tienen periodos mayores para $\gamma_p \leq 0.012$, en el rango de 0.6 a 2.2 segundos. Las figs 3.7 a 3.9 muestran en planta la deformada tipo del primer modo de vibración de las direcciones X, Y y torsión, respectivamente, independientemente del número de niveles de cada edificio.

3.3.3 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

Las figs 3.10 a 3.17 tienen la variación de este tipo de respuesta para cada edificio diseñado con $Q=1, 2, 3$ y 4 , y ambos valores de desplazamiento horizontal permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$). Para cada caso de diseño se acepta una tolerancia de más menos cinco por ciento sobre los

valores permisibles, para admitir que los desplazamientos máximos sean adecuados. Las observaciones obtenidas con base en este tipo de respuesta son similares a las ya descritas en los periodos.

Al diseñar ante el límite permisible $\gamma_p \leq 0.006$, el proporcionamiento fue idéntico para $Q = 4, 3$ y 2 , y las respuestas Δ_{ri}/h_i resultan iguales; para $Q=1$ son inferiores, con respecto a lo requerido en la condición de servicio, dado que en este caso rigió el estado límite de falla. Para $\gamma_p \leq 0.012$, las respuestas Δ_{ri}/h_i resultantes tienden a ser menores que el límite admisible, a medida que el factor Q se reduce; esto es, sólo el diseño para $Q = 4$, presenta respuestas similares a las obtenidas después de satisfacer la condición de servicio.

Los valores máximos de este tipo de respuesta se producen varias veces en la altura de cada edificio, principalmente localizados en los niveles en que se tuvo cambios de sección transversal en vigas y columnas (a cada 4 ó 5 niveles). Cabe aclarar que los valores reportados ya están multiplicados por el correspondiente valor de Q , según lo especifican las NTC-Sismo del RCDF-93.

3.3.4 Desplazamientos horizontales máximos totales

Para observar la variación de este tipo de respuesta en las estructuras analizadas, las figs 3.18 a 3.25 presentan los desplazamientos horizontales máximos para cada uno de los edificios de interés en este trabajo: diseños para $Q = 1, 2, 3$ y 4 , y ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$).

En este tipo de gráficas se aprecia un patrón de comportamiento similar a lo observado con los periodos de vibración, y con las relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso; esto es, para $\gamma_p \leq 0.006$ se tiene la misma configuración deformada de los diseños con $Q = 4, 3$ y 2 ; se aprecia una disminución de desplazamientos para $Q = 1$, principalmente por el aumento de rigidez lateral que hubo que agregar, ante la necesidad de satisfacer el estado límite de falla (resistencia), después de haber cumplido con el estado límite de servicio (desplazamientos horizontales). Los diseños con $\gamma_p \leq 0.012$ presentan una variación más uniforme con el valor de Q , después de que hubo necesidad de incrementar las secciones transversales conforme disminuía Q , para cumplir con el estado límite de falla.

La configuración tipo de cada edificio, independientemente de la forma de diseño, es similar al de una viga de cortante, lo cual concuerda con el comportamiento de este tipo de estructuras con base en marcos de flexión.

3.3.5 Fuerzas cortantes de entrepiso y revisión del cortante basal dinámico

Las figs 3.26 a 3.33 muestran la variación de las fuerzas cortantes de entrepiso para cada edificio de este trabajo, diseños para $Q = 1, 2, 3$ y 4 , y ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$). Este tipo de respuesta aumenta a medida de que el factor de comportamiento sísmico disminuye, y viceversa; las diferencias entre $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, para un mismo valor de Q , son relativamente pequeñas.

Los resultados mostrados, así como el resto de las respuestas reportadas, incluyendo los elementos mecánicos últimos para diseño, ya se encuentran ajustados de tal forma que el cortante basal dinámico (V_{OD}) satisfaga el límite especificado por las NTC-Sismo del RCDF-93. Esta revisión implica cumplir con la siguiente desigualdad:

$$V_{OD} \geq \frac{0.8W_o a}{Q'}$$

donde:

W_o : Peso total del edificio

a : Ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental del edificio en la dirección de análisis

Q' : Factor reductivo que propone el código para reducir las fuerzas sísmicas, debido al efecto del periodo de la estructura y del factor de comportamiento sísmico Q .

Esta fue una revisión que se incluyó dentro del proceso de diseño sísmico de este estudio; en los edificios de 17 y 25 niveles fue necesario hacer correcciones, debido a que el cortante basal dinámico resultaba ligeramente menor que el límite indicado.

3.3.6 Elementos mecánicos últimos de diseño

Las figs 3.34 a 3.49 muestran y comparan, para los dos diseños de desplazamiento horizontal permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), $Q = 1, 2, 3$ y 4 , los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) en las trabes del marco del eje "B" de los edificios estudiados. Las figs 3.50 a 3.65 muestran lo mismo, pero para las columnas (momentos flexionantes, fuerzas axiales y fuerzas cortantes). El marco del eje "B" (ver fig 3.1) de cada edificio, se considera representativo del comportamiento global de la estructura.

Estos elementos mecánicos últimos son el resultado de la combinación crítica de cargas, después de considerar el 100 por ciento de los efectos sísmicos en una dirección, más el 30 por ciento en la dirección perpendicular, además de los de las cargas gravitacionales. Las observaciones más importantes se mencionan a continuación:

- Los elementos mecánicos últimos de trabes del diseño $\gamma_p \leq 0.006$ tienden a ser ligeramente mayores que en los del diseño con $\gamma_p \leq 0.012$, independientemente del valor de Q utilizado; para las columnas aparece un patrón de comportamiento similar.
- En las columnas de los entrepisos inferiores de los edificios altos (17 y 25 niveles), rige la carga axial; las columnas centrales tienen mayores momentos y menores cargas axiales, y en las extremas es al contrario, debido a la influencia del momento de volteo originado por los efectos sísmicos.
- A medida que el valor de Q tiende a la unidad, independientemente del límite permisible de desplazamientos horizontales ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), los elementos mecánicos últimos de vigas y columnas obligan a diseños más robustos, como era de esperarse.

3.3.7 Diseño de elementos estructurales

La etapa de dimensionamiento estructural de las secciones transversales propuestas de traveses y columnas, fue realizada con el método de factores de carga y resistencia, tal como lo especifican las NTC-EM. Para optimizar el proceso cíclico de diseño, se utiliza el postprocesador STEELER que incluye el programa ETABS-6, para el proporcionamiento de estructuras metálicas; con base en esta herramienta es posible determinar para cada elemento estructural, el cociente de acciones máximas entre resistencias, ante la combinación más desfavorable de cargas especificadas.

Con el STEELER se pueden aplicar varios reglamentos de diseño, a saber:

AISC-ASD	(Esfuerzos permisibles, según el AISC)
UBC-94	(Código Uniforme para Edificios)
AISC-Plastic-89	(Diseño plástico, según el AISC)
AISC-LRFD-94	(Factores de carga y resistencia, según el AISC)
CISC-89	(Reglamento Canadiense para diseño por estados límite)

Para fines de este trabajo, solo se aplican las especificaciones del AISC-LRFD-94, con la ayuda del postprocesador de diseño descrito anteriormente.

Las figs 3.66 a 3.81 muestran y comparan los cocientes de acción última entre resistencia en flexión ($M_u/\phi M_n$), para el extremo más esforzado de las vigas del eje "B" de cada edificio, condiciones de desplazamiento horizontal permisible $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, diseños para $Q = 1, 2, 3$ y 4 ; en dichas figuras se presenta también la relación acción última entre resistencia, para el extremo más esforzado de las columnas ante los efectos de flexocompresión biaxial ($P_u/\phi P_n + M_{ux}/\phi M_{nx} + M_{uy}/\phi M_{ny}$).

Las especificaciones del AISC-LRFD-94 son similares a las de las NTC-EM; sin embargo, para comprobar y garantizar los resultados obtenidos con el programa de computadora, también se efectúan paso a paso algunos diseños, por medio de la aplicación de las expresiones que definen la resistencia de las secciones propuestas, tanto por las NTC-EM como por el AISC-LRFD-94.

Con los siguientes cálculos se pretende comprobar:

- La veracidad de los resultados obtenidos con el STEELER, al aplicar las especificaciones AISC-LRFD-94.
- La similitud de resultados, después de aplicar las especificaciones AISC-LRFD-94 y las correspondientes al RCDF-93 en sus Normas Técnicas (NTC-EM).

3.3.7.1 Diseño de vigas tipo

Diseño según AISC (LRFD-94)

Viga B12 (fig 3.3), nivel N1, edificio de 17 niveles, $Q=2$ y $\gamma_p \leq 0.012$.

Elementos mecánicos últimos y propiedades del material

$$M_u = 15\,531\,700 \text{ kg-cm} \\ = 155.317 \text{ t-m}$$

$$V_u = 47\,116 \text{ kg} \\ = 47.116 \text{ t}$$

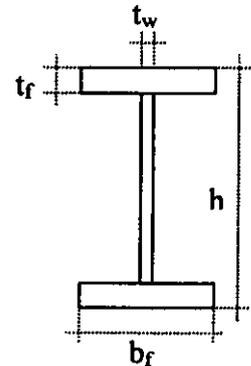
Acero A-36

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ ksi}$$

$$E = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2 = 29\,000 \text{ ksi}$$

$$G = 784\,615 \text{ kg/cm}^2 = 11\,160 \text{ ksi}$$

$$F_r = 703 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ ksi}$$

*Propiedades geométricas*

$$h = 70 \text{ cm} = 27.56 \text{ in} \quad A = 362.4 \text{ cm}^2 = 56.2 \text{ in}^2$$

$$t_w = 1.9 \text{ cm} = 0.75 \text{ in} \quad J = 1231 \text{ cm}^4 = 29.6 \text{ in}^4$$

$$b_f = 32 \text{ cm} = 12.60 \text{ in} \quad C_w = 22\,790\,215 \text{ cm}^6 \\ = 84\,868.4 \text{ in}^6$$

$$t_f = 3.81 \text{ cm} = 1.5 \text{ in}$$

$$I_x = 305\,800 \text{ cm}^4 \\ = 7\,346.9 \text{ in}^4$$

$$S_x = 8\,737 \text{ cm}^3 \\ = 533.2 \text{ in}^3$$

$$Z_x = 9\,918 \text{ cm}^3 \\ = 605.2 \text{ in}^3$$

$$r_x = 29 \text{ cm} \\ = 11.4 \text{ in}$$

$$I_y = 20\,840 \text{ cm}^4 \\ = 500.7 \text{ in}^4$$

$$S_y = 1\,302 \text{ cm}^3 \\ = 79.5 \text{ in}^3$$

$$Z_y = 2\,007 \text{ cm}^3 \\ = 122.5 \text{ in}^3$$

$$r_y = 7.6 \text{ cm} \\ = 3 \text{ in}$$

Revisión como sección compacta

Al utilizar secciones compactas se evitan problemas de pandeo local; revisión de las relaciones de aspecto, según la tabla B5.1 del AISC:

- Patines

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{12.60}{2(1.5)} = 4.2 \ll \frac{65}{\sqrt{f_y}} = 10.83 \quad \therefore \text{BIEN}$$

- Alma

$$\frac{h}{t_w} = \frac{27.56}{0.75} = 36.75 \ll \frac{640}{\sqrt{f_y}} = 106.67 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Se comprueba que la sección es compacta.

Cálculo de la resistencia por flexión

Las especificaciones del AISC-LRFD-94, para el cálculo de la resistencia por flexión, señalan que se debe calcular la correspondiente a la fluencia en el plano de flexión, así como la que resulte de considerar la posibilidad de pandeo lateral torsional, eligiendo la menor para fines de diseño. Asimismo, ante posibles problemas de pandeo local en los patines o en el alma, la revisión y cumplimiento de las relaciones de aspecto, garantizan que la resistencia a flexión no se vea reducida por este tipo de inestabilidades.

- Fluencia en el plano de flexión:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y \quad (\text{AISC-LRFD, F1-1})$$

$$M_y = F_y S_x = (36 \text{ ksi}) (533.2 \text{ in}^3) = 19\,195.2 \text{ kips-in}$$

$$M_p = F_y Z_x = (36 \text{ ksi}) (605.2 \text{ in}^3) = 21\,787.2 \text{ kips-in} < 1.5 (19\,195.2) = 28\,792.8 \text{ kips-in}$$

$$\therefore \phi_b M_n = 0.9 (21\,787.2) = 19\,608.5 \text{ kips-in} = 22\,611\,738 \text{ kg-cm} = 226.2 \text{ t-m}$$

- Pandeo torsional lateral:

El cálculo de esta resistencia toma en cuenta la posibilidad de inestabilidad lateral-torsional de la viga, antes de que se desarrolle el momento plástico, por efecto de su longitud libre no soportada; para ello se requiere la determinación de los siguientes parámetros:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = 3\,056.96 \text{ ksi} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-8})$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 0.001766 \text{ in}^4/\text{kips}^2 \quad (\text{AISC-LRFD, F1-9})$$

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} = 150 \text{ in} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-4})$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \left\{ 1 + \left[1 + X_2 (F_y - F_r)^2 \right]^{1/2} \right\}^{1/2} = 555.6 \text{ in} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-6})$$

La longitud libre no soportada de la viga en estudio es $L_b = 730 \text{ cm} = 287.4 \text{ in}$

Por tanto, $L_p < L_b < L_r$, tal que la resistencia a flexión está dada por la siguiente expresión:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{AISC-LRFD, F1-2})$$

Donde el momento plástico M_p es:

$$M_p = 21\,787.2 \text{ kips-in}$$

y el momento del límite de pandeo M_r se calcula como:

$$M_r = (F_y - F_r) S_x = (36 - 10) (533.2) = 13\,863.2 \text{ kips-in}$$

Además, C_b se determina según:

$$C_b = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-3})$$

donde $M_{máx}$, M_A , M_B , y M_C son los valores absolutos de los momentos flexionantes máximo, a $1/4$, $1/2$ y $3/4$ del claro, respectivamente, y cuyo valor es el mostrado en la siguiente tabla, después de revisar el diagrama de momentos flexionantes de la viga de interés.

$M_{máx}$	M_A	M_B	M_C
13 468.8	6 319.4	215.3	5 677.7

Valores en kips-in

Al sustituir en la ec F1-3, se llega a un valor de $C_b = 2.39$

Así, conocidos los parámetros anteriores, se obtiene un valor de momento resistente nominal de $M_n = 45\,655.8 \text{ kips-in}$; después de aplicar el factor de reducción de resistencia ϕ_b :

$$\phi_b M_n = 0.9 (45\,655.8) = 41\,090.3 \text{ kips-in} > \phi_b M_p = 0.9 \times 21\,787.2 \text{ kips-in} = 19\,608.5 \text{ kips-in}$$

Por tanto, el momento resistente a la flexión, tomando en cuenta los efectos del pandeo torsional lateral, será de $19\,608.5 \text{ kips-in} = 226.2 \text{ t-m}$, mayor que el momento flexionante último de diseño; esto es, la sección transversal propuesta tiene resistencia suficiente a la flexión.

Relación acción última entre resistencia (flexión)

$$M_u / \phi_b M_n = 155.31 / 226.2 = 0.687$$

Según el STEELER (fig 3.75), el valor de la relación anterior es 0.769, resultado similar al obtenido después de aplicar directamente las ecuaciones del AISC-LRFD-94.

Cálculo de la resistencia por cortante

Para el cálculo de la resistencia a cortante conviene verificar el rango de la relación de aspecto que guarda el alma, con lo que se puede predecir la posible falla, ya sea por plastificación, pandeo, o tensión diagonal.

$$A_w = \text{Área del alma} = 133 \text{ cm}^2 = 20.61 \text{ in}^2$$

$$h / t_w = 70 / 1.9 = 36.84$$

$$\text{Como } \frac{h}{t_w} = 36.84 < \frac{418}{\sqrt{F_y}} = 69.67 \implies V_n = 0.6 F_y A_w \quad (\text{AISC-LRFD, F2-1})$$

$$\therefore \phi V_n = 0.9 (0.6) (2530) (133) = 181\,705 \text{ kg} = 181.7 \text{ t} \gg V_u = 47.2 \text{ ton}$$

Por tanto, se acepta la sección transversal propuesta por cortante.

Relación acción última entre resistencia (cortante)

$$V_u / \phi V_n = 47.2 / 181.7 = 0.259$$

Este valor es idéntico al obtenido con el STEELER.

Diseño según NTC-EM (RCDF-93)

Viga B12 (fig 3.3), nivel N1, edificio de 17 niveles, $Q=2$ y $\gamma_p \leq 0.012$.

Elementos mecánicos últimos y propiedades del material

$$M_u = 15\,531\,700 \text{ kg-cm}$$

$$= 155.317 \text{ t-m}$$

$$V_u = 47\,116 \text{ kg}$$

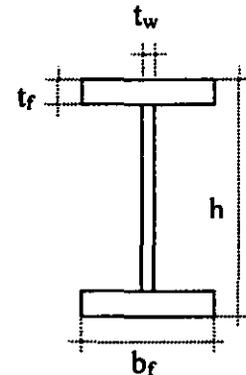
$$= 47.116 \text{ t}$$

Acero A-36

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 784\,615 \text{ kg/cm}^2$$



Propiedades geométricas

$$h = 70 \text{ cm} \quad A = 362.4 \text{ cm}^2 \quad I_x = 305\,800 \text{ cm}^4 \quad I_y = 20\,840 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 1.9 \text{ cm} \quad J = 1231 \text{ cm}^4 \quad S_x = 8\,737 \text{ cm}^3 \quad S_y = 1\,302 \text{ cm}^3$$

$$b_f = 32 \text{ cm} \quad C_a = 22\,790\,215 \text{ cm}^6 \quad Z_x = 9\,918 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 2\,007 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 3.81 \text{ cm} \quad r_x = 29 \text{ cm} \quad r_y = 7.6 \text{ cm}$$

Revisión como sección compacta

Al utilizar secciones compactas se evitan problemas de pandeo local; revisión de las relaciones de aspecto, según la tabla 2.3.1 de las NTC-EM:

▪ Patines

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{32}{2(3.81)} = 4.2 \ll \frac{460}{\sqrt{f_y}} = 9.14 \quad \therefore \text{BIEN}$$

▪ Alma

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{1.90} = 36.84 \ll \frac{3500}{\sqrt{f_y}} = 69.58 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Se comprueba que la sección es tipo 1.

Cálculo de la resistencia por flexión

Se debe determinar si la viga es un miembro soportado lateralmente o no. Se debe calcular la longitud no soportada lateralmente "L_u", para que el miembro pueda desarrollar todo el momento plástico, y comparar con la longitud libre existente.

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.13})$$

$$X_u = 4.293C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

El valor del parámetro C depende del comportamiento de la viga en lo que a curvatura del miembro se refiere; está dado por las siguientes expresiones:

$$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$$

Para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$$

Pero no menor de 0.40 para tramos que se flexionan en curvatura doble.

$$C = 1.0$$

Cuando el momento flexionante en cualquier sección transversal dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M₂, o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

M₁ y M₂ son respectivamente el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto. La viga en estudio se flexiona en curvatura doble, dado que rige la condición de carga que incluye sismo; como M₁ = 14 541 300 kg-cm y M₂ = 15 531 700 kg-cm, entonces:

$$C = 0.60 - 0.4 (14\ 541\ 300 / 15\ 531\ 700) = 0.225 < 0.4 \quad \implies \quad C = 0.4$$

Al sustituir valores se llega a que:

$$X_u = 1.475$$

$$L_u = 621.7 \text{ cm}$$

La longitud libre de la viga sin arriostrar es $L = 730\text{cm} > L_u$, por lo que se considera que el miembro no cumple con la condición, y su resistencia se debe calcular considerando el estado límite de resistencia por pandeo torsional-lateral, según se especifica en la sección 3.3.2.2 de las NTC-EM; se debe determinar si la longitud no soportada "L" produce pandeo torsional en el rango elástico o en el inelástico, lo cual se revisa comparando "L" contra " L_r ", calculada como sigue:

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.14})$$

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

Después de sustituir los valores correspondientes, se obtiene que:

$$X_r = 0.458$$

$$L_r = 1\,739.4 \text{ cm}$$

La longitud no soportada de la viga "L" es menor que " L_r ", lo que indica que el pandeo se origina en el rango inelástico; entonces, la resistencia a flexión se calcula con la ec 3.3.7 de las NTC-EM, a saber:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 C_a \right]} \quad (\text{NTC-EM, ec. 3.3.9})$$

$$M_u = 68\,908\,923 \text{ kg-cm} = 689.10 \text{ t-m}$$

$$M_p = ZF_y = (9\,918)(2530) = 25\,092\,540 \text{ kg-cm} = 250.9 \text{ t-m}$$

Dado que $M_u > (2/3) M_p$, entonces:

$$M_r = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq F_R M_p \quad (\text{NTC-EM, ec. 3.3.7})$$

$$M_r = 233.2 \text{ t-m} > F_R M_p = 225.8 \text{ t-m} \quad \therefore \quad M_r = F_R M_p = 225.8 \text{ t-m}$$

Por tanto, el momento resistente es mayor que el último de diseño.

Relación acción última entre resistencia (flexión)

$$M_u / \phi M_n = 155.31 / 225.80 = 0.687$$

Según el STEELER (ver fig 3.75), el valor anterior es 0.769, similar el determinado después de la aplicación directa de las ecuaciones de resistencia.

Cálculo de la resistencia por cortante

Para calcular la resistencia a cortante, conviene verificar el rango de la relación de aspecto que guarda el alma, con lo cual se puede predecir la posible falla, ya sea por plastificación, pandeo, o tensión diagonal.

$$A_w = \text{Area del alma} = 133 \text{ cm}^2$$

$$h / t_w = 70 / 1.9 = 36.84$$

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} \quad \Rightarrow \quad V_n = 0.66 F_y A_w \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.22})$$

donde:

$$K = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.28})$$

a = Separación de atiesadores transversales

K = Igual a 5 cuando la relación a/h es mayor que 3 o $[260/(h/t)]^2$, y cuando no se emplean atiesadores.

Si se asume que no se emplean atiesadores, para verificar la resistencia, se toma un valor de $K=5$, tal que:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{1.9} = 36.84 \leq 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 62.24$$

$$V_n = 0.66 (2530) (133) = 222\,083 \text{ kg} = 222 \text{ t}$$

$$\therefore \phi V_n = 0.9 (222) = 199.8 \text{ t} \gg V_u = 47.2 \text{ t}$$

Por tanto, la sección transversal propuesta no presenta problemas por cortante.

Relación acción última entre resistencia (cortante)

$$V_u / \phi V_n = 47.2 / 199.8 = 0.236$$

Este valor es prácticamente igual al obtenido con el STEELER (0.259). La diferencia básicamente se debe a la influencia del esfuerzo resistente que consideran los códigos comparados; esto es, el AISC toma en cuenta $0.6 F_y$, en tanto que las NTC-EM sugieren $0.66 F_y$.

Comparación de resultados de resistencias

Se comparan los resultados de las relaciones acción última entre resistencia según el STEELER, las normas AISC-LRFD-94, y las NTC-EM del RCDF-93, ante los efectos de flexión y de cortante, a saber:

	<u>Flexión</u>	<u>Cortante</u>
STEELER	0.769	0.259
AISC-LRFD	0.687	0.259
NTC-EM	0.687	0.236

Con base en estos resultados de la viga de interés, así como los de otras vigas diseñadas y revisadas de forma semejante, se concluye que los diseños elaborados con el programa STEELER son muy parecidos a los dados por el código AISC-LRFD-94 y las NTC-EM del RCDF-93; los valores son muy similares, solo con ciertas variaciones dependiendo de los criterios propios de cada reglamento. La tabla 3.3 muestra los resultados y comparaciones de otras vigas tipo (vigas B10 y B12) de los edificios de 3, 9, 17 y 25 niveles, diseños para los diferentes Q y ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible. Esto es, apoyándose en estas comparaciones se tiene la certeza de que los resultados que proporciona el programa de cómputo STEELER son confiables, y se pueden aceptar para los fines de este estudio.

Las figs 3.82 a 3.85 muestran los resultados del diseño, indicando las secciones transversales tipo de las vigas del marco del eje B.

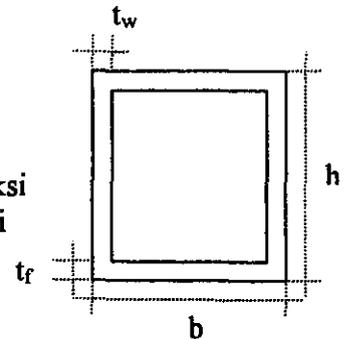
3.3.7.2 Diseño de columnas tipo

Diseño según AISC-LRFD-94

Columna C15, entrepiso N2-N3, edificio de 17 niveles, Q=2 y $\gamma_p \leq 0.012$

Elementos mecánicos últimos y propiedades del material

$M_{ux} = 16\ 350\ 000\ \text{kg-cm}$ = 163.5 t-m	Acero A-36
$M_{uy} = 4\ 590\ 000\ \text{kg-cm}$ = 45.90 t-m	$F_y = 2530\ \text{kg/cm}^2 = 36\ \text{ksi}$
$P_u = 718\ 500\ \text{kg} = 718.5\ \text{t}$	$E = 2\ 039\ 000\ \text{kg/cm}^2 = 29\ 000\ \text{ksi}$
	$G = 784\ 615\ \text{kg/cm}^2 = 11\ 160\ \text{ksi}$
	$F_r = 703\ \text{kg/cm}^2 = 10\ \text{ksi}$



Propiedades geométricas

$h = 70\ \text{cm} = 27.56\ \text{in}$
 $A = 1164\ \text{cm}^2 = 180.4\ \text{in}^2$
 $I_x = 837\ 900\ \text{cm}^4 = 20\ 130\ \text{in}^4$
 $I_y = 837\ 900\ \text{cm}^4 = 20\ 130\ \text{in}^4$

$t_w = 4.44 \text{ cm} = 1.75 \text{ in}$	$J = 1\,251\,000 \text{ cm}^4$ $= 30\,055.4 \text{ in}^4$	$S_x = 23\,940 \text{ cm}^3$ $= 1\,460.9 \text{ in}^3$	$S_y = 23\,940 \text{ cm}^3$ $= 1\,460.9 \text{ in}^3$
$b = 70 \text{ cm} = 27.56 \text{ in}$	$C_w = 0$	$Z_x = 28\,669 \text{ cm}^3$ $= 1\,749.5 \text{ in}^3$	$Z_y = 28\,669 \text{ cm}^3$ $= 1\,749.5 \text{ in}^3$
$t_f = 4.44 \text{ cm} = 1.75 \text{ in}$		$r_x = 26.8 \text{ cm}$ $= 10.55 \text{ in}$	$r_y = 26.8 \text{ cm}$ $= 10.55 \text{ in}$

Revisión como sección compacta

Al utilizar secciones compactas se evitan problemas de pandeo local, por lo que se deben revisar las relaciones de aspecto, según la tabla B5.1 del AISC (LRFD-94):

▪ Patines

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{27.56}{1.75} = 15.75 \ll \frac{190}{\sqrt{f_y}} = 31.66 \quad \therefore \text{BIEN}$$

▪ Alma

Como:

$$P_u / \phi P_y = (770\,000) / [0.9(1164)(2530)] = 0.29 > 0.125$$

entonces, para el cálculo de la relación de aspecto se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{27.56}{1.75} = 15.75 \ll \frac{191}{\sqrt{f_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) = 64.94 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Se comprueba que la sección es compacta

Revisión por compresión

En columnas, la resistencia nominal a compresión está regida principalmente por la posibilidad de pandeo general, dependiente de la relación de esbeltez de la pieza. Para calcular la resistencia por compresión, es necesario determinar los siguientes parámetros:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{AISC-LRFD, E2-4})$$

donde la longitud libre de pandeo es la altura libre de entrepiso, descontando el peralte de las trabes, tal como lo considera el STEELER, y cuyo valor es igual a $L=280 \text{ cm} = 110.23 \text{ in}$; el factor de longitud efectiva se calcula según el programa, y resulta $K=2.39$. Así, después de sustituir valores:

$$\lambda_c = 0.28$$

Como este valor es menor de 1.5, entonces el esfuerzo crítico que limita el pandeo general de la columna está dado por (sección 2.11):

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{AISC-LRFD, E2-2})$$

Después de sustituir valores, $F_{cr} = 34.83$ ksi, tal que la carga resistente de compresión es:

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} = 0.85 (180.4) (34.83) = 5\,340 \text{ kips} = 2\,424 \text{ t}$$

y la relación carga axial última-resistencia resulta igual a:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{718.5}{2424} = 0.296 \ll 1 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Revisión por flexocompresión

Se debe revisar la interacción de acciones internas de fuerza axial y momentos flexionantes en ambas direcciones.

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$$

$$\text{entonces } \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{AISC-LRFD, H1-1a})$$

Dado que $\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{718.5}{2424} = 0.296 > 0.2$, se usa la expresión H1-1a y es necesario determinar las resistencias nominales a flexión M_{nx} y M_{ny} , según los requerimientos para miembros sujetos a flexión, ambos sentidos, como se hizo con la viga del inciso anterior.

Para columnas tipo cajón,

$$M_p = F_y Z = 36 (1\,749.5) = 62\,982 \text{ kips-in}$$

$$L_p = \frac{3750 r_y}{M_p} \sqrt{J A} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-5})$$

Después de sustituir valores, $L_p = 1\,462$ in. Como la longitud libre no arriostrada $L = 110.23$ in es menor que $L_p = 1\,462$ in, la resistencia a flexión de la columna queda definida por el momento plástico que pueda desarrollar dicha sección, a saber:

$$M_{nx} = M_{ny} = M_p = 62\,982 \text{ kips-in} = 725.9 \text{ t-m}$$

Por tanto, al aplicar la ec H1-1a, se tiene que:

$$\frac{718.5}{2424} + \frac{8}{9} \left(\frac{163.50}{0.9(725.9)} + \frac{45.9}{0.9(725.9)} \right) = 0.296 + 0.222 + 0.062 = 0.580 < 1.0 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Esto es, se acepta por flexocompresión la sección transversal propuesta de la columna en estudio.

Diseño según NTC-EM (RCDF-93)

Columna C15, entrepiso N2-N3, edificio de 17 niveles, $Q=2$ y $\gamma_p \leq 0.012$.

Elementos mecánicos últimos y propiedades del material

$$M_{ux} = 16\,350\,000 \text{ kg-cm} \\ = 163.5 \text{ t-m}$$

$$M_{uy} = 4\,590\,000 \text{ kg-cm} \\ = 44.3 \text{ t-m}$$

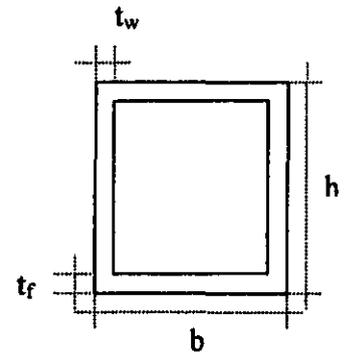
$$P_u = 718\,500 \text{ kg} = 718.5 \text{ t}$$

Acero A-36

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 784\,615 \text{ kg/cm}^2$$



Propiedades geométricas

$$h = 70 \text{ cm} = 27.56 \text{ in}$$

$$t_w = 4.44 \text{ cm} = 1.75 \text{ in}$$

$$b = 70 \text{ cm} = 27.56 \text{ in}$$

$$t_f = 4.44 \text{ cm} = 1.75 \text{ in}$$

$$A = 1164 \text{ cm}^2$$

$$J = 1\,251\,000 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 0$$

$$I_x = 837\,900 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 23\,940 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 28\,669 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 26.8 \text{ cm}$$

$$I_y = 837\,900 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 23\,940 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 28\,669 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 26.8 \text{ cm}$$

Revisión como sección compacta (tipo 1)

Al utilizar secciones compactas se evitan problemas de pandeo local; así, se revisa que se satisfagan las relaciones de aspecto propuestas en la tabla 2.3.1 de las NTC-EM.

▪ Patines

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{70}{4.44} = 15.75 \ll \frac{1600}{\sqrt{f_y}} = 31.66 \quad \therefore \text{BIEN}$$

▪ Alma

$$\text{Como } P_u/P_y = (718\,500) / [(1164)(2530)] = 0.244 < 0.28$$

$$\text{Entonces } \frac{h}{t_w} = \frac{70}{4.44} = 15.75 \ll \frac{3500}{\sqrt{f_y}} \left(1 - 1.4 \frac{P_u}{P_y} \right) = 44.25 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Se comprueba así que la sección es tipo 1.

Revisión por compresión

En columnas, la resistencia nominal a compresión está regida principalmente por la posibilidad de pandeo general, dependiente de la relación de esbeltez de la pieza. Para calcular la resistencia por compresión, es necesario determinar los siguientes parámetros (sección 3.2.2.1):

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

donde la longitud libre de pandeo es la altura libre de entrepiso, descontando el peralte de las trabes, tal como lo considera el STEELER, y cuyo valor es igual a $L=280$ cm. El factor de longitud efectiva se calcula según el programa, y resulta de $K=2.39$. Después de sustituir valores,

$$\lambda_c = 0.28$$

Así, la resistencia a compresión de la columna vale:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_R A_t F_y \quad (\text{NTC-EM, ec 3.2.1})$$

A_t es el área total de la sección, $F_R=0.9$, y "n" es un valor adimensional que toma el valor de 1.4 para columnas de sección cajón armadas con 4 placas soldadas que cumplen con los requisitos de sección tipo 1, 2 ó 3. Al sustituir datos en la ec 3.2.1, se tiene que:

$$R_c = 2\,605\,032 \text{ kg} = 2\,605 \text{ t}$$

Revisión por flexocompresión

Según las NTC-EM se deben revisar dos posibles condiciones de estados límite: la fluencia de las secciones extremas, y el pandeo general de la columna como miembro estructural completo.

Revisión de las secciones extremas

De acuerdo a la sección 3.4.3.1 de las NTC-EM, para secciones tipo 1 se debe cumplir con la siguiente ecuación de interacción:

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.1})$$

donde M_{uox} y M_{uoy} son los momentos últimos de diseño del extremo de la columna de interés, con respecto de los dos planos de simetría, respectivamente. Al revisar los elementos mecánicos últimos se observa que en el extremo inferior de la columna de interés se presentan las respuestas máximas, a saber:

$$M_{uox} = 163.5 \text{ t-m}$$

$$M_{uoy} = 45.9 \text{ t-m}$$

El valor de α para una sección cajón de lados iguales es:

$$\alpha = 1.70 - \frac{P}{2Lnp}$$

donde:

$$p = \frac{P_u}{F_R P_y}$$

Después de sustituir valores se llega a:

$$p = 0.271$$

$$\alpha = 1.803$$

Por tanto, las resistencias a flexión M_{pcx} y M_{pcy} , secciones cajón cuadradas, se determinan a partir de la siguiente expresión:

$$M_{pcx} = M_{pcy} = 1.18 F_R M_p \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_p \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.2})$$

$$F_R = 0.9$$

$$M_p = F_y Z = (2\ 530)(28\ 669) = 72\ 532\ 570 \text{ kg-cm} = 725.32 \text{ t-m}$$

$$P_u = 718.5 \text{ t}$$

$$P_y = A_t F_y = (1\ 164)(2\ 530) = 2\ 944\ 920 \text{ kg} = 2\ 944.9 \text{ t}$$

Esto es:

$$M_{pcx} = M_{pcy} = 561.50 \text{ t-m} < F_R M_p = 652.80 \text{ t-m}$$

Así, al aplicar la ec 3.4.1, se tiene que:

$$\left(\frac{163.5}{561.5} \right)^{1.803} + \left(\frac{45.9}{561.5} \right)^{1.803} = 0.119 \ll 1.0 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Revisión de la columna completa

Después de adaptar la ec 3.4.9 para el caso particular de una sección cajón cuadrada, se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.9})$$

Conocidos los valores de esta expresión, se tiene que:

$$\frac{718.5}{2605} + \frac{163.50}{652.79} + \frac{45.9}{652.79} = 0.276 + 0.250 + 0.070 = 0.596 < 1.0 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Esto es, la sección transversal propuesta para la columna C15, entrepiso N2-N3, del marco del eje B del edificio de 17 niveles, no tiene problemas por flexocompresión.

Comparación de resultados de resistencias

Se comparan los resultados de las relaciones acción última entre resistencia según el STEELER, las normas AISC-LRFD-94 y las NTC-EM del RCDF-93, ante los efectos de la flexocompresión biaxial. El orden de los resultados mostrados indica primero el efecto de la carga axial, y posteriormente los de la flexión alrededor del eje "x" y alrededor del eje "y", respectivamente.

STEELER	$0.297 + 0.223 + 0.062 = 0.582$
AISC-LRFD	$0.296 + 0.222 + 0.062 = 0.580$
NTC-EM	$0.276 + 0.250 + 0.070 = 0.596$

En términos generales los tres resultados son prácticamente iguales, independientemente del criterio utilizado. Asimismo, se llevó al cabo el diseño y comparación de las columnas C13 y C16 de algunos entrepisos de las estructuras de 3, 9, 17 y 25 niveles, diseños para $Q = 1, 2, 3$ y 4 , ambas condiciones de desplazamientos horizontales permisibles (ver tabla 3.3). Puede verificarse que los valores entre sí, para los tres métodos de diseño, son muy similares y solo con ciertas variaciones, dependiendo de los criterios propios de cada reglamento. Se aprecia que para los edificios de pocos niveles, rige la influencia de la flexión en la ecuación de interacción de diseño, y para los edificios altos rige la componente de carga axial. Por tanto, se aceptan los resultados del programa STEELER, ante la similitud observada en los resultados, después de aplicar los reglamentos AISC-LRFD-94 y NTC-EM del RCDF-93.

Las figs 3.82 a 3.85 muestran las secciones transversales tipo obtenidas, después de esta etapa de diseño; las dimensiones de dichas secciones transversales, de todos los casos considerados en este estudio, están en las tablas 3.4 a 3.11.

3.3.8 Peso estimado de estructura metálica

Ante la gran cantidad de información obtenida, después de terminar con el diseño de los 32 casos de edificios analizados, las figs 3.86 y 3.87 muestran las relaciones peso propio-número de niveles de estructura metálica para cada caso de desplazamiento horizontal permisible, respectivamente, diseños con $Q = 1, 2, 3$ y 4 . Cabe aclarar que las variaciones mostradas en estas gráficas son representativas de edificios para oficinas desplantados en el terreno compresible de la Cd. de México, según los requerimientos de diseño sísmico especificados en el RCDF-93.

Con excepción del diseño para $Q = 1$, resultan más ligeras las estructuras metálicas dimensionadas para la condición de desplazamientos horizontales permisibles $\gamma_p \leq 0.012$; lo anterior es más notorio para valores de Q mayores.

Tabla 3.1.-Periodos fundamentales de vibración ($\gamma_p \leq 0.006$)

No. de niveles	Q	$T_x = T_y$ (s)	T_θ (s)
3 nivs	1	0.598	0.457
	2	0.714	0.545
	3	0.714	0.545
	4	0.714	0.545
9 nivs	1	0.922	0.695
	2	1.119	0.841
	3	1.119	0.841
	4	1.119	0.841
17 nivs	1	1.230	0.883
	2	1.469	1.056
	3	1.469	1.056
	4	1.469	1.056
25 nivs	1	1.286	0.859
	2	1.578	1.046
	3	1.610	1.054
	4	1.610	1.054

Tabla 3.2.-Periodos fundamentales de vibración ($\gamma_p \leq 0.012$)

No. de niveles	Q	$T_x = T_y$ (s)	T_θ (s)
3 nivs	1	0.598	0.457
	2	0.738	0.563
	3	0.826	0.629
	4	0.918	0.698
9 nivs	1	0.922	0.695
	2	1.306	0.981
	3	1.483	1.113
	4	1.532	1.150
17 nivs	1	1.230	0.883
	2	1.798	1.314
	3	2.046	1.496
	4	2.055	1.503
25 nivs	1	1.286	0.859
	2	1.862	1.274
	3	2.161	1.478
	4	2.226	1.503

Tabla 3.3.-Comparación del diseño estructural de traveses por distintos métodos

Trabe	Entrepiso	No. de niveles	Sección * (cm)	Tipo de análisis		Criterio de diseño	$M_u / \phi M_R$	$V_u / \phi V_R$
				Q	$\gamma_p \leq$			
B10	PB-N1	3	46.3x28.0x1.7x1.1	2	0.006	STEELER	0.804	0.216
						LRFD-94	0.768	0.215
						NTC-EM-93	0.762	0.195
B10	PB-N1	3	46.3x28.0x1.7x1.1	4	0.006	STEELER	0.501	0.163
						LRFD-94	0.492	0.163
						NTC-EM-93	0.495	0.148
B12	PB-N1	3	47.2x28.3x2.2x1.36	1	0.012	STEELER	0.981	0.244
						LRFD-94	0.975	0.245
						NTC-EM-93	0.962	0.222
B12	PB-N1	3	46.9x19.4x2.1x1.3	3	0.012	STEELER	0.919	0.158
						LRFD-94	0.922	0.157
						NTC-EM-93	0.905	0.143
B10	2°	9	62.8x32.8x2.8x1.7	2	0.006	STEELER	0.731	0.224
						LRFD-94	0.715	0.224
						NTC-EM-93	0.711	0.203
B10	2°	9	62.8x32.8x2.8x1.7	4	0.006	STEELER	0.402	0.143
						LRFD-94	0.412	0.143
						NTC-EM-93	0.409	0.131
B12	2°	9	70.6x35.8x3.0x1.8	1	0.012	STEELER	0.991	0.311
						LRFD-94	0.979	0.309
						NTC-EM-93	0.982	0.282
B12	2°	9	54.9x25.4x2.4x1.5	3	0.012	STEELER	0.946	0.207
						LRFD-94	0.944	0.207
						NTC-EM-93	0.935	0.188
B10	3°	17	75.0x38.0x4.44x2.22	2	0.006	STEELER	0.602	0.255
						LRFD-94	0.611	0.254
						NTC-EM-93	0.598	0.231
B10	3°	17	75.0x38.0x4.44x2.22	4	0.006	STEELER	0.326	0.151
						LRFD-94	0.327	0.151
						NTC-EM-93	0.315	0.137
B12	3°	17	90.0x45.0x3.81x1.9	1	0.012	STEELER	0.908	0.459
						LRFD-94	0.911	0.459
						NTC-EM-93	0.882	0.418
B12	3°	17	65.0x30.0x3.17x1.59	3	0.012	STEELER	0.882	0.281
						LRFD-94	0.875	0.281
						NTC-EM-93	0.862	0.255
B10	4°	25	90.0x50.0x5.08x2.54	2	0.006	STEELER	0.636	0.351
						LRFD-94	0.645	0.351
						NTC-EM-93	0.602	0.319
B10	4°	25	90.0x50.0x5.08x2.54	4	0.006	STEELER	0.339	0.195
						LRFD-94	0.323	0.196
						NTC-EM-93	0.301	0.178
B12	4°	25	100x50.0x6.35x3.17	1	0.012	STEELER	0.909	0.618
						LRFD-94	0.921	0.618
						NTC-EM-93	0.889	0.563
B12	4°	25	80.0x35.0x3.81x1.9	3	0.012	STEELER	0.856	0.329
						LRFD-94	0.869	0.329
						NTC-EM-93	0.846	0.299

* Ver figs 3.82 a 3.85, y tablas 3.4 a 3.11

Tabla 3.3.-Comparación del diseño estructural de columnas por distintos métodos (continuación)

Col	Entrepiso	No. de niveles	Sección * (cm)	Tipo de análisis		Criterio de diseño	$P_u/\phi P_R + M_{ux}/\phi M_{Rx} + M_{uy}/\phi M_{Ry}$
				Q	$\gamma_p \leq$		
C13	PB-N1	3	40x40x1.9x1.9	2	0.006	STEELER	0.070+0.148+0.475=0.693
						LRFD-94	0.069+0.149+0.475=0.693
						NTC-EM-93	0.062+0.156+0.487=0.705
C13	PB-N1	3	40x40x1.9x1.9	4	0.006	STEELER	0.069+0.085+0.238=0.392
						LRFD-94	0.069+0.084+0.238=0.391
						NTC-EM-93	0.060+0.095+0.243=0.398
C16	PB-N1	3	45x45x2.22x2.22	1	0.012	STEELER	0.059+0.196+0.674=0.929
						LRFD-94	0.059+0.196+0.675=0.930
						NTC-EM-93	0.055+0.201+0.678=0.934
C16	PB-N1	3	38x38x1.27x1.27	3	0.012	STEELER	0.216+0.141+0.427=0.784
						LRFD-94	0.216+0.140+0.427=0.783
						NTC-EM-93	0.201+0.153+0.439=0.793
C13	PB-N1	9	60x60x2.54x2.54	2	0.006	STEELER	0.323+0.387+0.128=0.838
						LRFD-94	0.322+0.387+0.129=0.838
						NTC-EM-93	0.301+0.398+0.145=0.844
C13	PB-N1	9	60x60x2.54x2.54	4	0.006	STEELER	0.263+0.198+0.065=0.526
						LRFD-94	0.263+0.198+0.065=0.526
						NTC-EM-93	0.235+0.215+0.086=0.536
C16	PB-N1	9	65x65x3.81x3.81	1	0.012	STEELER	0.283+0.480+0.159=0.922
						LRFD-94	0.285+0.480+0.158=0.923
						NTC-EM-93	0.262+0.495+0.165=0.922
C16	PB-N1	9	55x55x2.22x2.22	3	0.012	STEELER	0.344+0.372+0.121=0.837
						LRFD-94	0.344+0.372+0.122=0.838
						NTC-EM-93	0.301+0.398+0.145=0.844
C13	PB-N1	17	75x75x3.81x3.81	2	0.006	STEELER	0.462+0.344+0.114=0.920
						LRFD-94	0.462+0.344+0.114=0.920
						NTC-EM-93	0.402+0.375+0.148=0.925
C13	PB-N1	17	75x75x3.81x3.81	4	0.006	STEELER	0.344+0.174+0.057=0.575
						LRFD-94	0.344+0.174+0.057=0.575
						NTC-EM-93	0.315+0.199+0.085=0.599
C16	PB-N1	17	95x95x5.07x5.07	1	0.012	STEELER	0.434+0.414+0.134=0.983
						LRFD-94	0.435+0.415+0.135=0.985
						NTC-EM-93	0.401+0.445+0.152=0.998
C16	PB-N1	17	65x65x3.81x3.81	3	0.012	STEELER	0.427+0.337+0.109=0.873
						LRFD-94	0.427+0.337+0.109=0.873
						NTC-EM-93	0.401+0.356+0.129=0.886
C13	PB-N1	25	95x95x6.35x6.35	2	0.006	STEELER	0.527+0.324+0.106=0.957
						LRFD-94	0.524+0.325+0.107=0.956
						NTC-EM-93	0.498+0.356+0.135=0.989
C13	PB-N1	25	95x95x5.07x5.07	4	0.006	STEELER	0.434+0.184+0.060=0.678
						LRFD-94	0.435+0.182+0.061=0.678
						NTC-EM-93	0.402+0.199+0.089=0.669
C16	PB-N1	25	120x120x10.2x10.2	1	0.012	STEELER	0.460+0.382+0.120=0.962
						LRFD-94	0.458+0.383+0.123=0.964
						NTC-EM-93	0.415+0.399+0.159=0.973
C16	PB-N1	25	85x85x5.08x5.08	3	0.012	STEELER	0.511+0.324+0.105=0.940
						LRFD-94	0.510+0.323+0.106=0.939
						NTC-EM-93	0.458+0.368+0.145=0.971

* Ver figs 3.82 a 3.85, y tablas 3.4 a 3.11

Tabla 3.4.-Elementos estructurales tipo, edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$

Elemento	Parámetro *	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
		Dimensiones (mm)			
C-1	h	450	400	400	400
	b	450	400	400	400
	t_f	22.2	19	19	19
	t_w	22.2	19	19	19
T-1	h	472	463	463	463
	b	283	280	280	280
	t_f	22.1	17.3	17.3	17.3
	t_w	13.6	10.8	10.8	10.8

* Ver fig 3.82 para nomenclatura y distribución de secciones

Tabla 3.5.-Elementos estructurales tipo, edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.012$

Elemento	Parámetro *	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
		Dimensiones (mm)			
C-1	h	450	400	380	350
	b	450	400	380	350
	t_f	22.2	1.59	12.7	12.7
	t_w	22.2	1.59	12.7	12.7
T-1	h	472	469	469	463
	b	283	225	194	192
	t_f	22.1	20.6	20.6	17.7
	t_w	13.6	13.1	12.6	10.5

* Ver fig 3.82 para nomenclatura y distribución de secciones

Tabla 3.6.-Elementos estructurales tipo, edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$

Elemento	Parámetro *	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
		Dimensiones (mm)			
C-1	h	650	600	600	600
	b	650	600	600	600
	t _f	38.1	25.4	25.4	25.4
	t _w	38.1	25.4	25.4	25.4
C-2	h	550	550	550	550
	b	550	550	550	550
	t _f	19	19	19	19
	t _w	19	19	19	19
T-1	h	706	628	628	628
	b	358	328	328	328
	t _f	30.2	27.7	27.7	27.7
	t _w	18.4	16.5	16.5	16.5
T-2	h	560	546	546	546
	b	318	313	313	313
	t _f	29.2	22.2	22.2	22.2
	t _w	18.3	14	14	14

* Ver fig 3.83 para nomenclatura y distribución de secciones

Tabla 3.7.-Elementos estructurales tipo, edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.012$

Elemento	Parámetro *	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
		Dimensiones (mm)			
C-1	h	650	600	550	500
	b	650	600	550	500
	t _f	38.1	25.4	22.2	22.2
	t _w	38.1	25.4	22.2	22.2
C-2	h	550	450	450	450
	b	550	450	450	450
	t _f	19	15.9	15.9	15.9
	t _w	19	15.9	15.9	15.9
T-1	h	706	551	549	549
	b	358	315	254	254
	t _f	30.2	24.4	23.6	23.6
	t _w	18.4	15.2	14.7	14.7
T-2	h	560	543	467	467
	b	318	254	282	282
	t _f	29.2	22.2	19.6	19.6
	t _w	18.3	17	12.2	12.2

* Ver fig 3.83 para nomenclatura y distribución de secciones

Tabla 3.8.-Elementos estructurales tipo, edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$

Elemento	Parámetro *	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
		Dimensiones (mm)			
C-1	h	950	750	750	750
	b	950	750	750	750
	t_f	50.7	38.1	38.1	38.1
	t_w	50.7	38.1	38.1	38.1
C-2	h	800	700	700	700
	b	800	700	700	700
	t_f	31.7	31.7	31.7	31.7
	t_w	31.7	31.7	31.7	31.7
C-3	h	700	650	650	650
	b	700	650	650	650
	t_f	31.7	25.4	25.4	25.4
	t_w	31.7	25.4	25.4	25.4
C-4	h	600	600	600	600
	b	600	600	600	600
	t_f	25.4	22.2	22.2	22.2
	t_w	25.4	22.2	22.2	22.2
T-1	h	900	750	750	750
	b	450	380	380	380
	t_f	38.1	44.4	44.4	44.4
	t_w	19	22.2	22.2	22.2
T-2	h	850	750	750	750
	b	450	380	380	380
	t_f	38.1	38.1	38.1	38.1
	t_w	19	19	19	19
T-3	h	750	750	750	750
	b	420	350	350	350
	t_f	38.1	38.1	38.1	38.1
	t_w	19	19	19	19
T-4	h	650	650	650	650
	b	350	300	300	300
	t_f	38.1	25.4	25.4	25.4
	t_w	19	15.9	15.9	15.9

* Ver fig 3.84 para nomenclatura y distribución de secciones

Tabla 3.9.-Elementos estructurales tipo, edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.012$

Elemento	Parámetro *	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
		Dimensiones (mm)			
C-1	h	950	700	650	650
	b	950	700	650	650
	t_f	50.7	44.4	38.1	38.1
	t_w	50.7	44.4	38.1	38.1
C-2	h	800	600	600	600
	b	800	600	600	600
	t_f	31.7	31.7	31.7	31.7
	t_w	31.7	31.7	31.7	31.7
C-3	h	700	550	550	550
	b	700	550	550	550
	t_f	31.7	25.4	25.4	25.4
	t_w	31.7	25.4	25.4	25.4
C-4	h	600	500	500	500
	b	600	500	500	500
	t_f	25.4	22.2	22.2	22.2
	t_w	25.4	22.2	22.2	22.2
T-1	h	900	700	650	650
	b	450	320	300	300
	t_f	38.1	38.1	31.7	31.7
	t_w	19	19	15.9	15.9
T-2	h	850	650	600	600
	b	450	320	300	300
	t_f	38.1	38.1	31.7	31.7
	t_w	19	19	15.9	15.9
T-3	h	750	600	600	600
	b	420	300	300	300
	t_f	38.1	38.1	31.7	31.7
	t_w	19	19	15.9	15.9
T-4	h	650	550	550	550
	b	350	250	250	250
	t_f	38.1	31.7	25.4	19
	t_w	19	15.9	12.7	10

* Ver fig 3.84 para nomenclatura y distribución de secciones

Tabla 3.10.-Elementos estructurales tipo, edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$

Elemento	Parámetro *	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
		Dimensiones (mm)			
C-1	h	1200	950	950	950
	b	1200	950	950	950
	t _f	102	63.5	50.8	50.8
	t _w	102	63.5	50.8	50.8
C-2	h	1050	900	900	900
	b	1050	900	900	900
	t _f	57.2	44.4	44.4	44.4
	t _w	57.2	44.4	44.4	44.4
C-3	h	950	850	850	850
	b	950	850	850	850
	t _f	44.4	44.4	44.4	44.4
	t _w	44.4	44.4	44.4	44.4
C-4	h	850	800	800	800
	b	850	800	800	800
	t _f	31.7	38.1	38.1	38.1
	t _w	31.7	38.1	38.1	38.1
C-5	h	750	750	750	750
	b	750	750	750	750
	t _f	25.4	25.4	25.4	25.4
	t _w	25.4	25.4	25.4	25.4
T-1	h	1000	900	900	900
	b	500	500	500	500
	t _f	63.5	50.8	50.8	50.8
	t _w	31.7	25.4	25.4	25.4
T-2	h	1000	900	900	900
	b	500	500	500	500
	t _f	63.5	50.8	50.8	50.8
	t _w	31.7	25.4	25.4	25.4
T-3	h	1000	900	900	900
	b	500	500	500	500
	t _f	57.2	50.8	50.8	50.8
	t _w	25.4	25.4	25.4	25.4
T-4	h	950	850	850	850
	b	500	450	450	450
	t _f	44.4	44.4	44.4	44.4
	t _w	22.2	22.2	22.2	22.2
T-5	h	800	750	750	750
	b	400	400	400	400
	t _f	38.1	38.1	38.1	38.1
	t _w	19	19	19	19

* Ver fig 3.85 para nomenclatura y distribución de secciones

Tabla 3.11.-Elementos estructurales tipo, edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.012$

Elemento	Parámetro *	Q=1	Q=2	Q=3	Q=4
		Dimensiones (mm)			
C-1	h	1200	950	850	800
	b	1200	950	850	800
	t_f	102	63.5	50.8	38.1
	t_w	102	63.5	50.8	38.1
C-2	h	1050	850	750	750
	b	1050	850	750	750
	t_f	57.2	38.1	31.7	31.7
	t_w	57.2	38.1	31.7	31.7
C-3	h	950	750	700	700
	b	950	750	700	700
	t_f	44.4	31.7	25.4	25.4
	t_w	44.4	31.7	25.4	25.4
C-4	h	850	650	650	650
	b	850	650	650	650
	t_f	31.7	25.4	22.2	22.2
	t_w	31.7	25.4	22.2	22.2
C-5	h	750	600	600	600
	b	750	600	600	600
	t_f	25.4	22.2	22.2	22.2
	t_w	25.4	22.2	22.2	22.2
T-1	h	1000	850	800	800
	b	500	450	350	350
	t_f	63.5	38.1	38.1	38.1
	t_w	31.7	19	19	19
T-2	h	1000	850	800	800
	b	500	450	350	350
	t_f	63.5	38.1	38.1	38.1
	t_w	31.7	19	19	19
T-3	h	1000	850	800	800
	b	500	450	350	350
	t_f	57.2	38.1	38.1	38.1
	t_w	25.4	19	19	19
T-4	h	950	800	700	700
	b	500	400	350	350
	t_f	44.4	31.7	38.1	38.1
	t_w	22.2	15.9	19	19
T-5	h	800	700	650	650
	b	400	350	300	300
	t_f	38.1	22.2	22.2	22.2
	t_w	19	10	10	10

* Ver fig 3.85 para nomenclatura y distribución de secciones

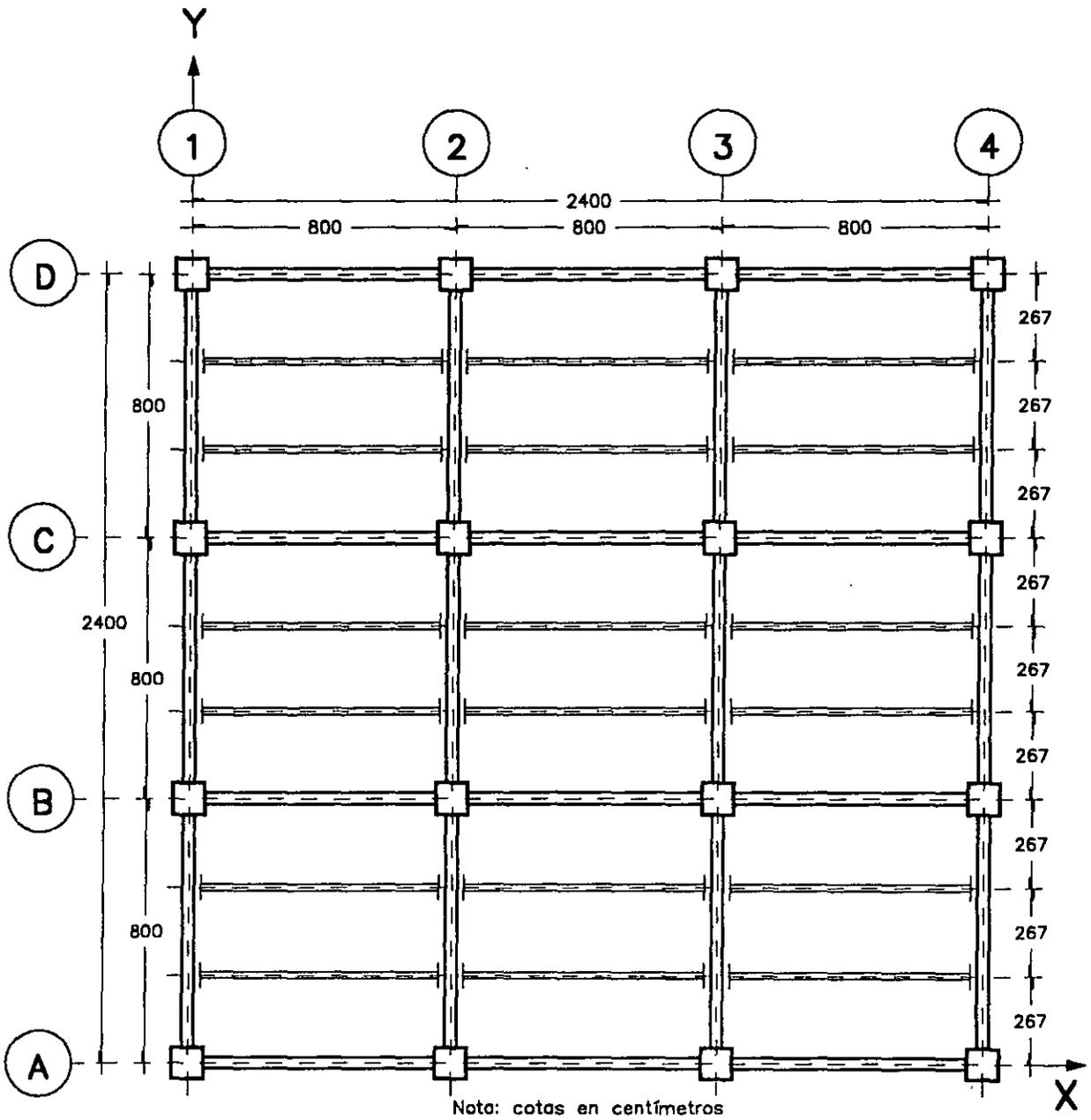


Fig 3.1.—Planta estructural tipo (igual para todos los edificios de estudio)

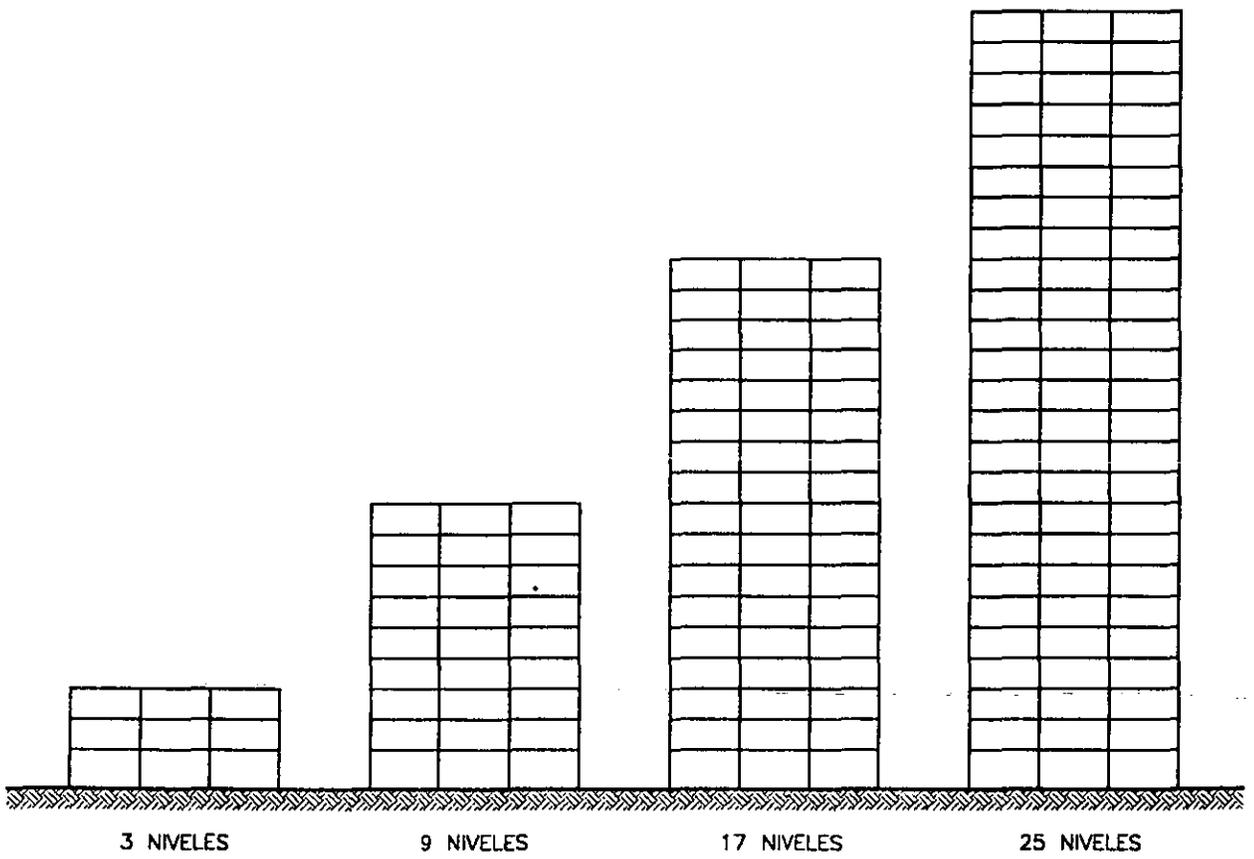


Fig 3.2.—Elevación esquemática de los edificios de estudio

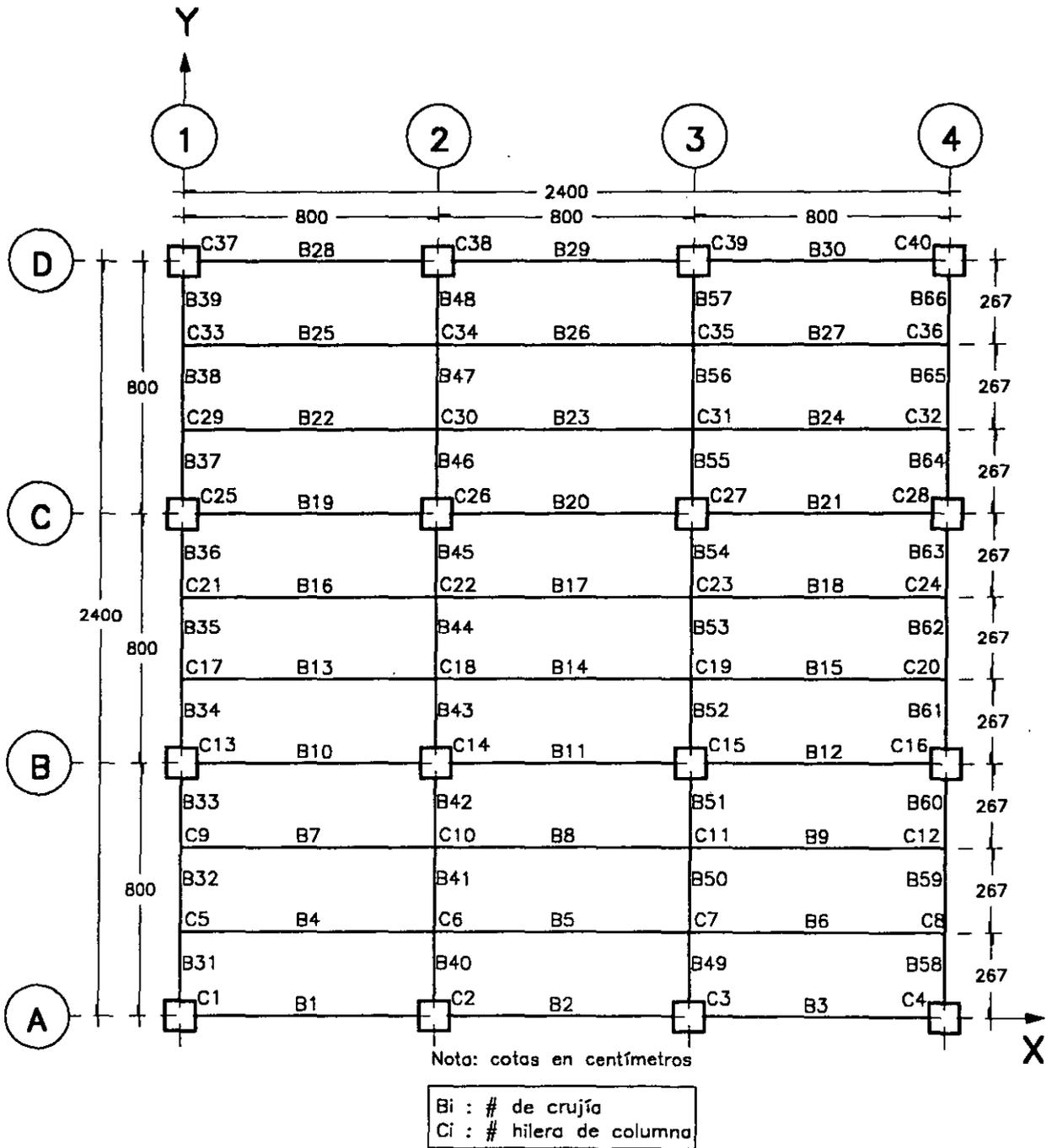


Fig 3.3.—Vista en planta del modelo matemático de análisis estructural (igual para todos los edificios)

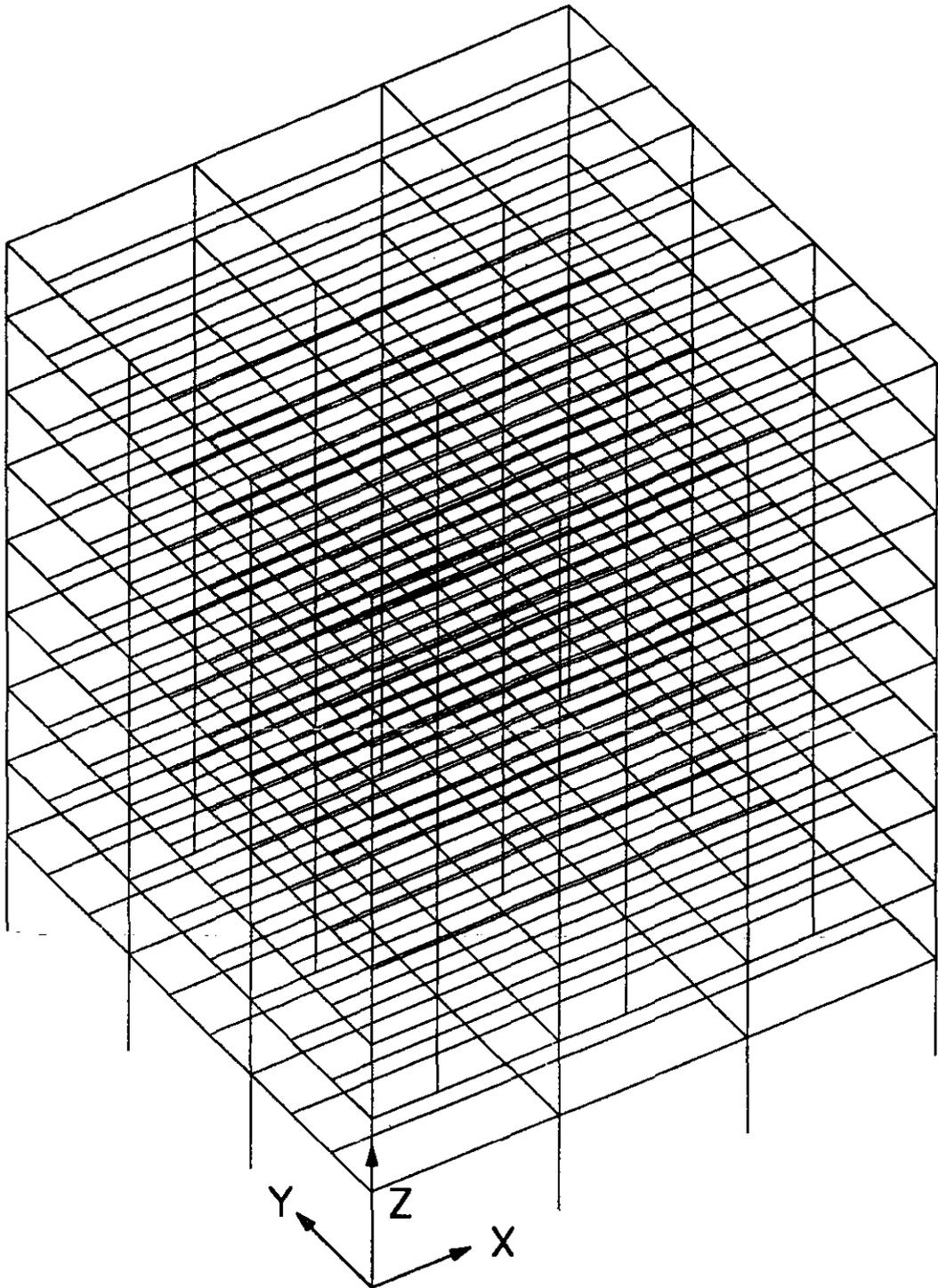


Fig 3.4.—Vista tridimensional del modelo matemático del edificio de 9 niveles (solo cambia el número de niveles para cada edificio)

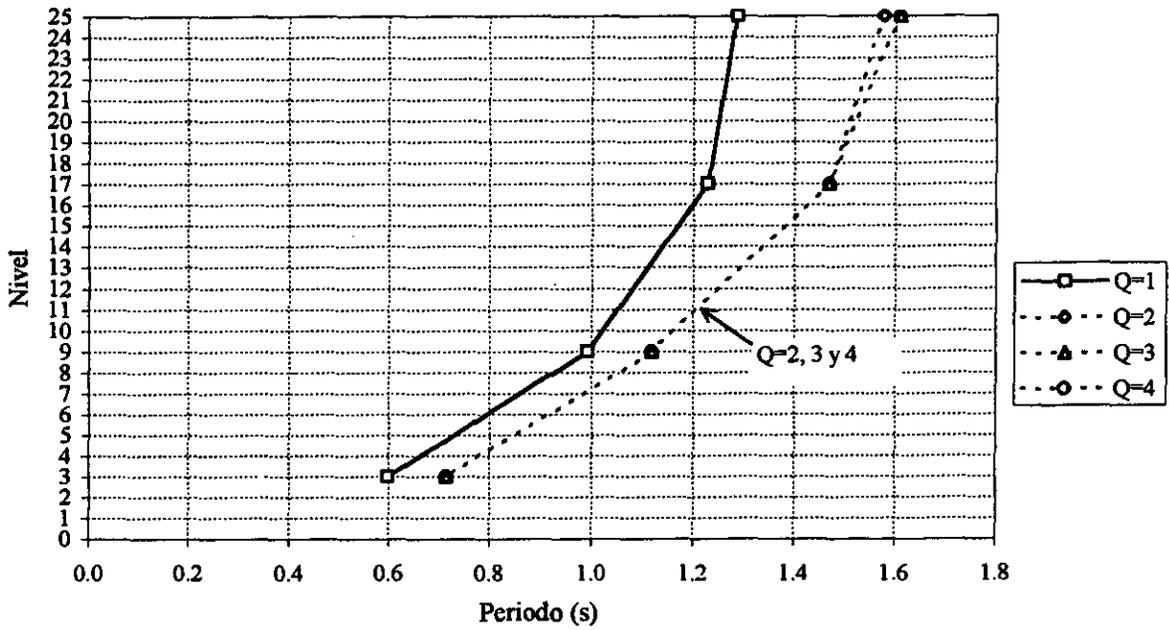


Fig 3.5.-Relaciones periodo fundamental de vibración - número de niveles para todos los edificios ($\gamma_p \leq 0.006$)

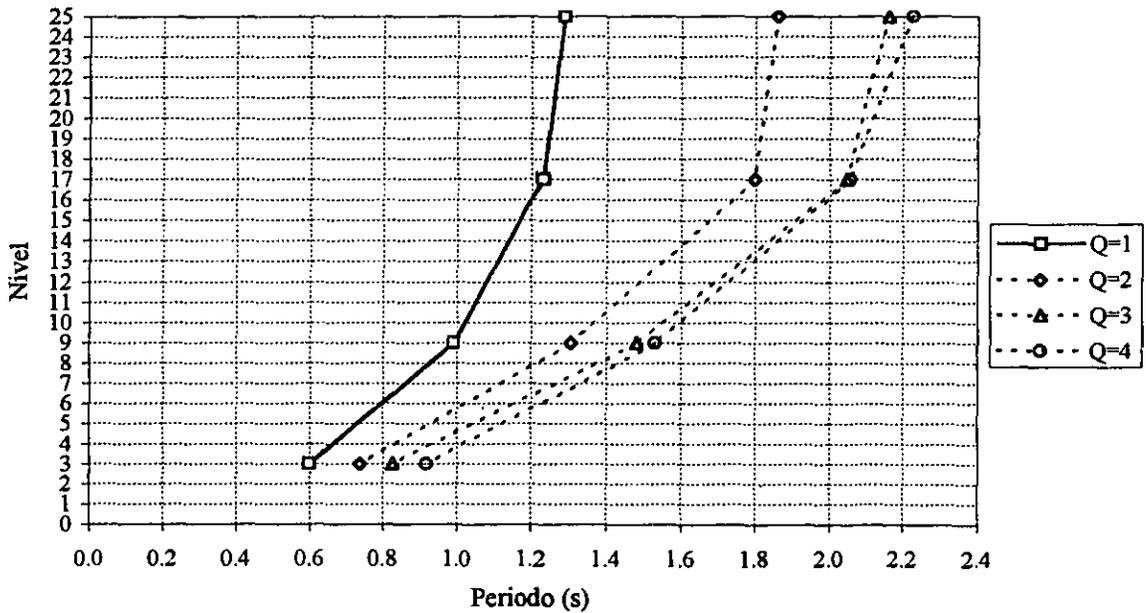


Fig 3.6.-Relaciones periodo fundamental de vibración - número de niveles para todos los los edificios ($\gamma_p \leq 0.012$)

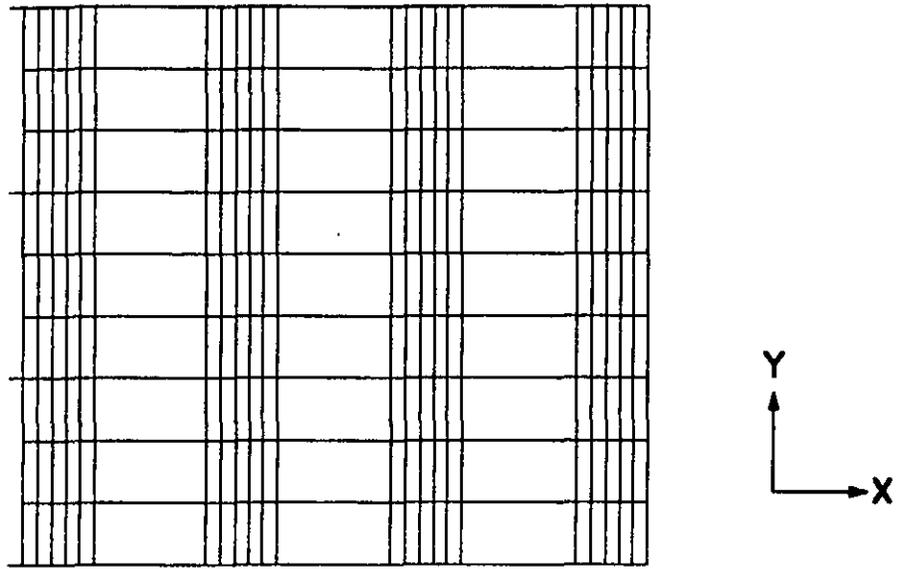


Fig 3.7.—Vista en planta de la deformada del primer modo de vibración en dirección "X" (tipo para cada edificio)

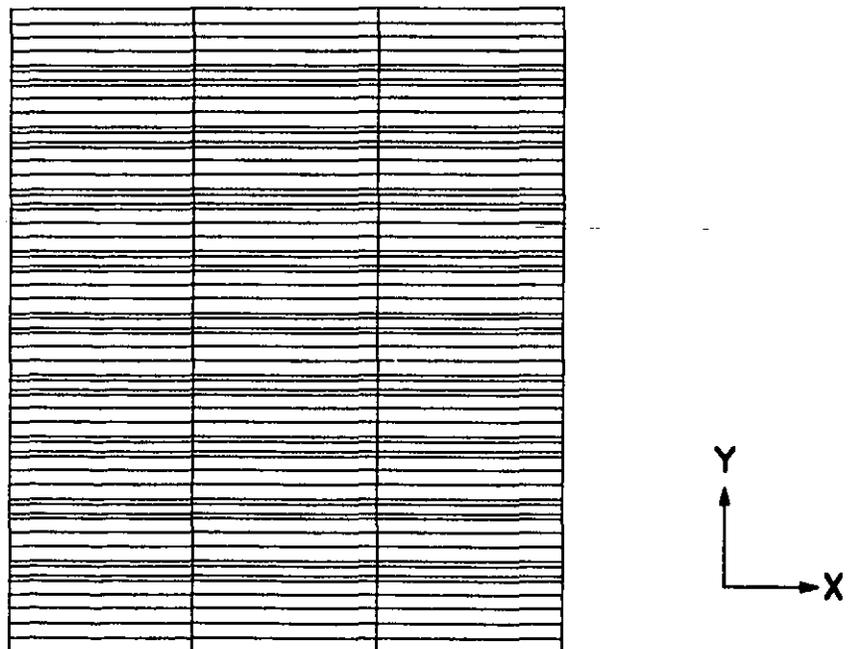


Fig 3.8.—Vista en planta de la deformada del primer modo de vibración en dirección "Y" (tipo para cada edificio)

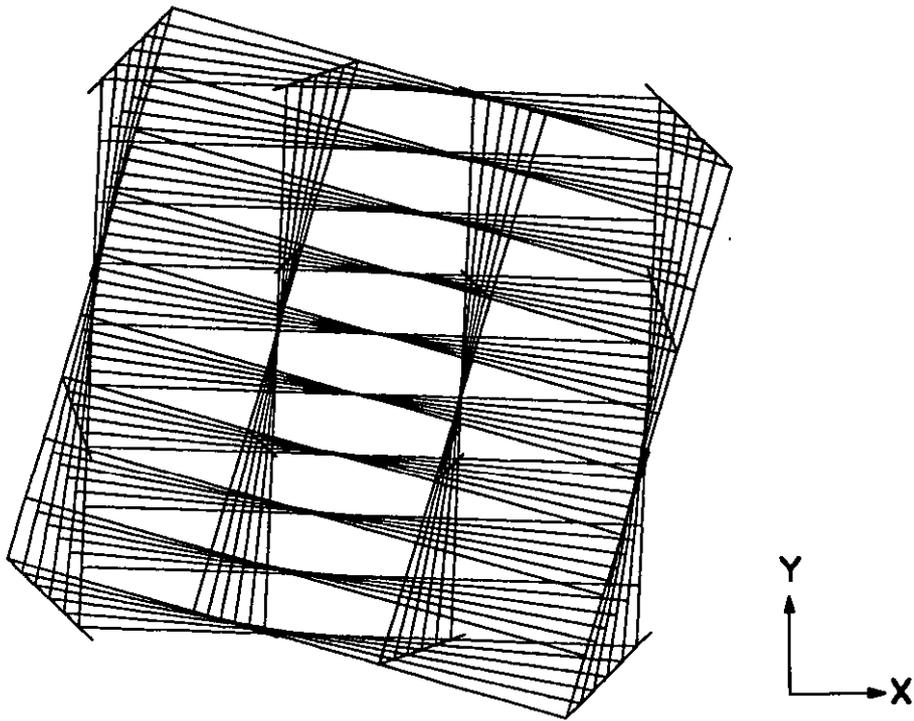


Fig 3.9.—Vista en planta de la deformada del primer modo de vibración en torsión (tipo para cada edificio)

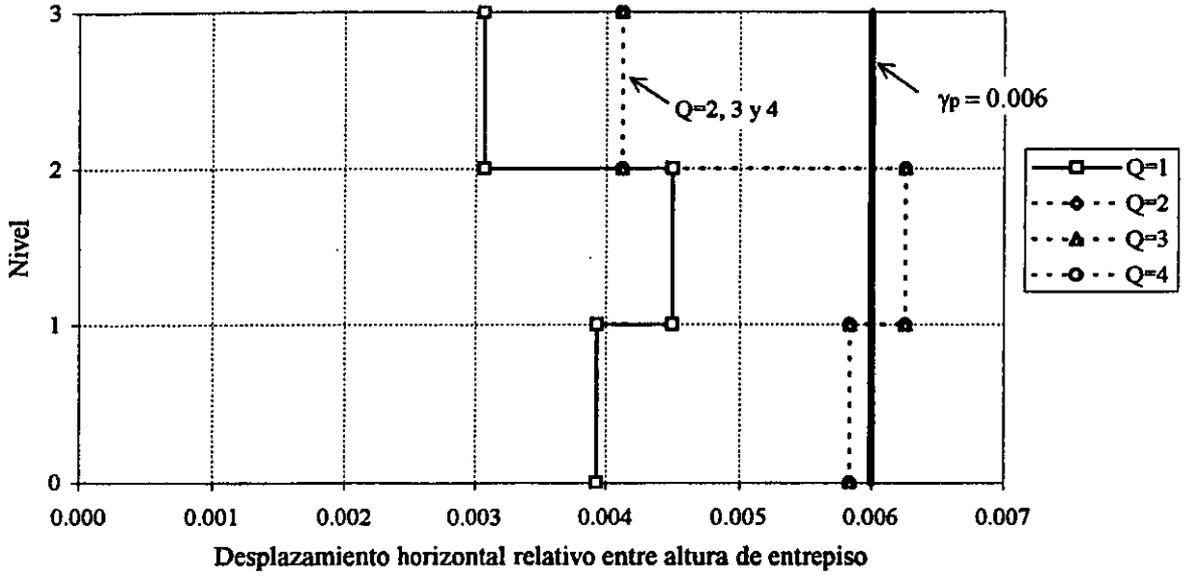


Fig 3.10.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entepiso del edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

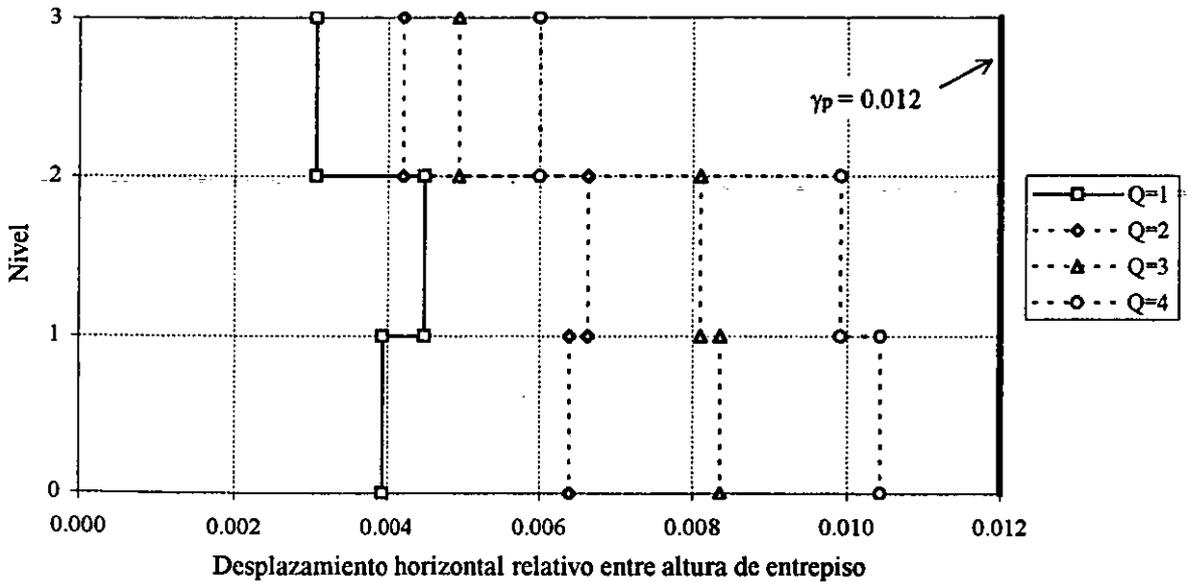


Fig 3.11.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entepiso del edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

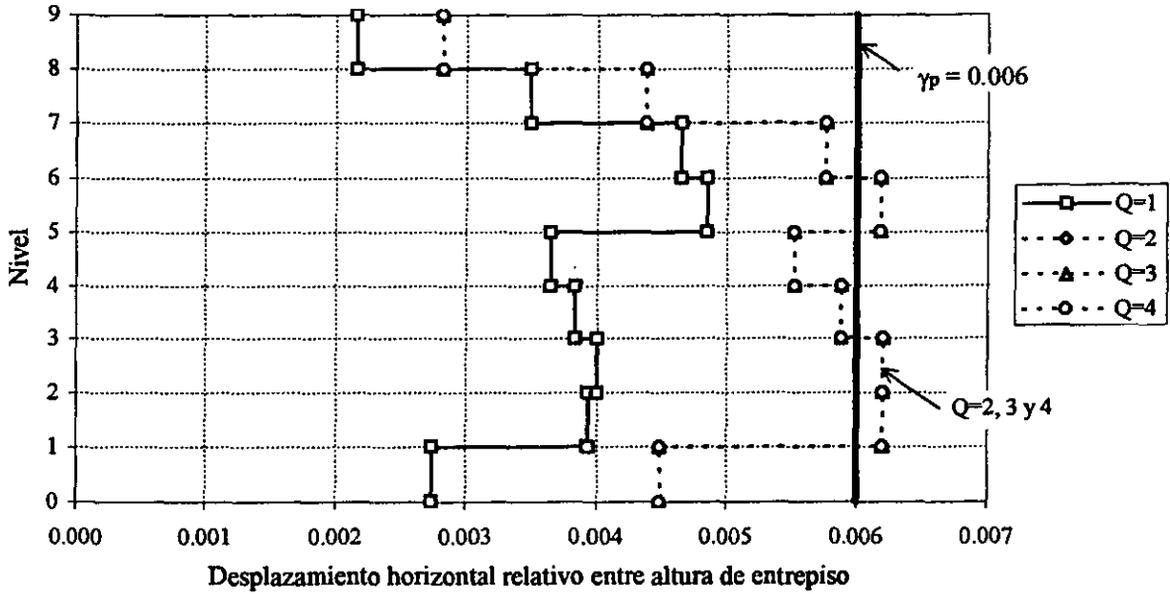


Fig 3.12.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

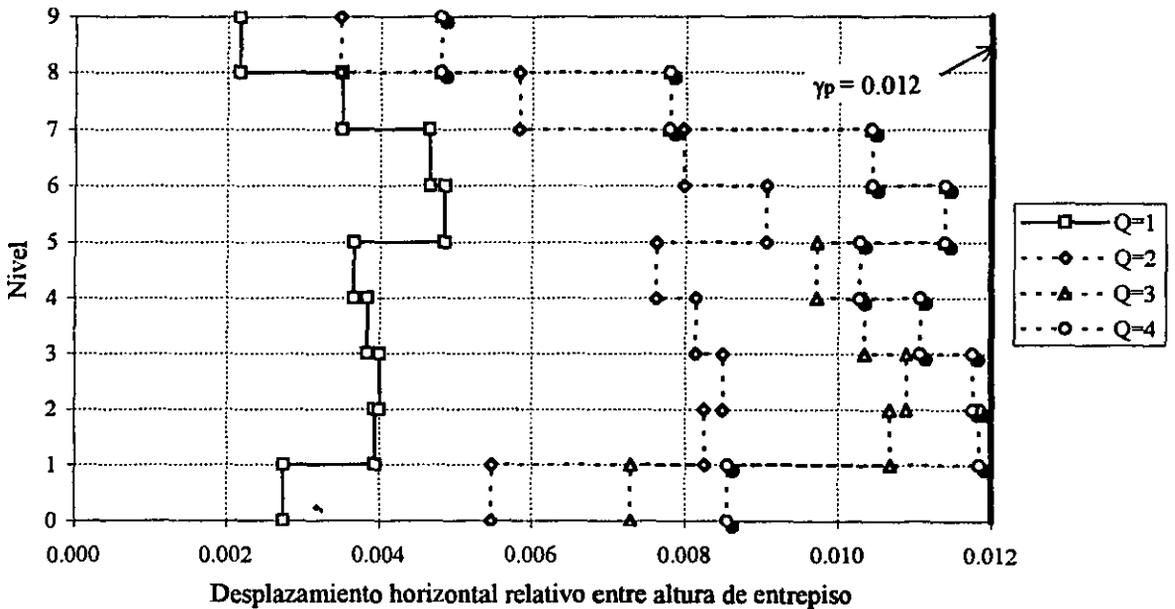


Fig 3.13.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

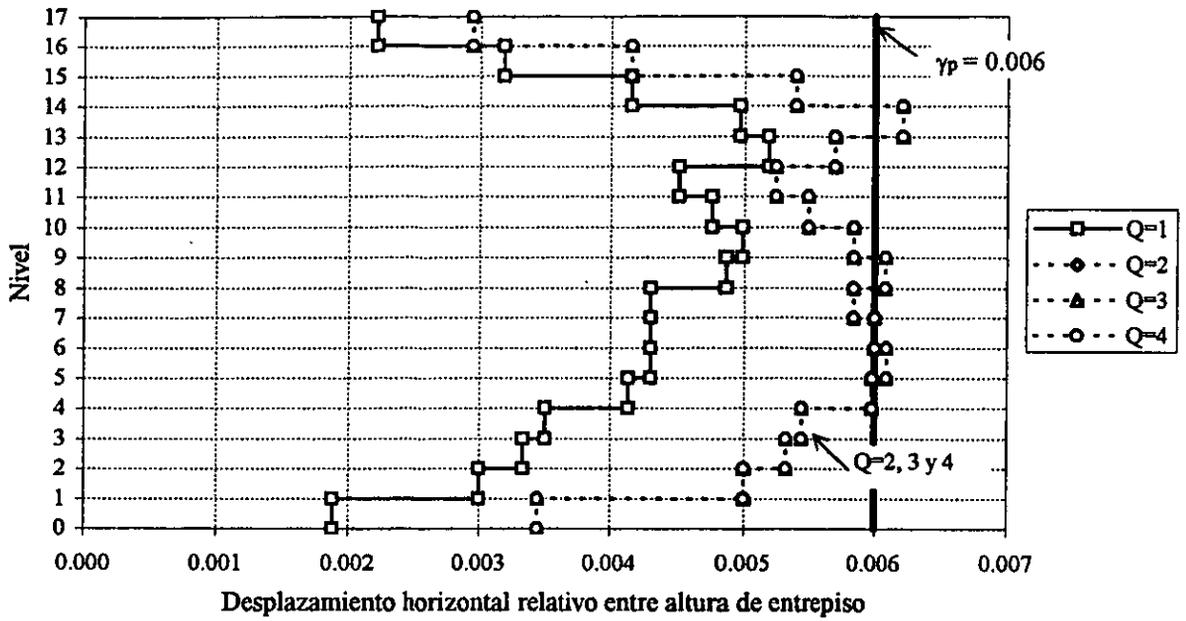


Fig 3.14.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

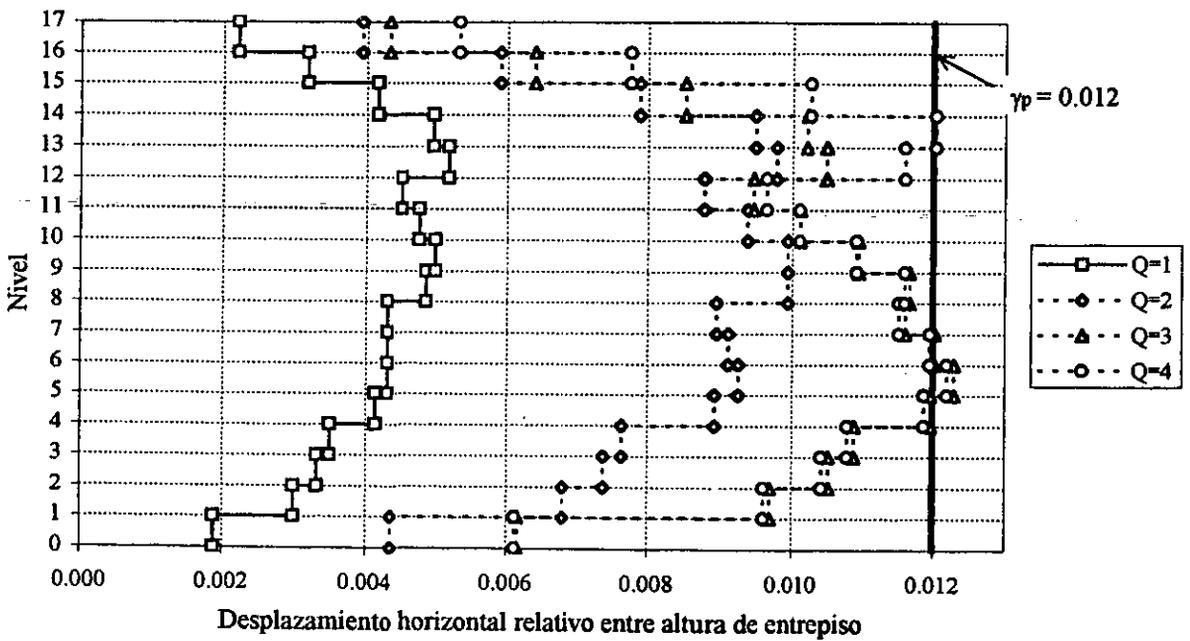


Fig 3.15.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

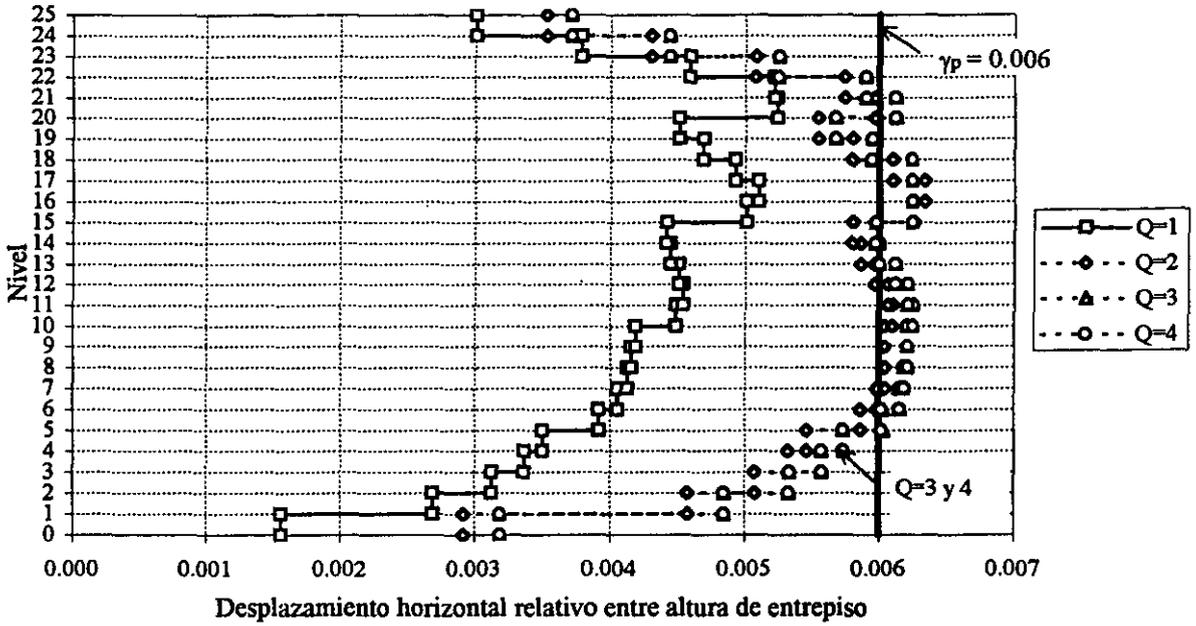


Fig 3.16.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

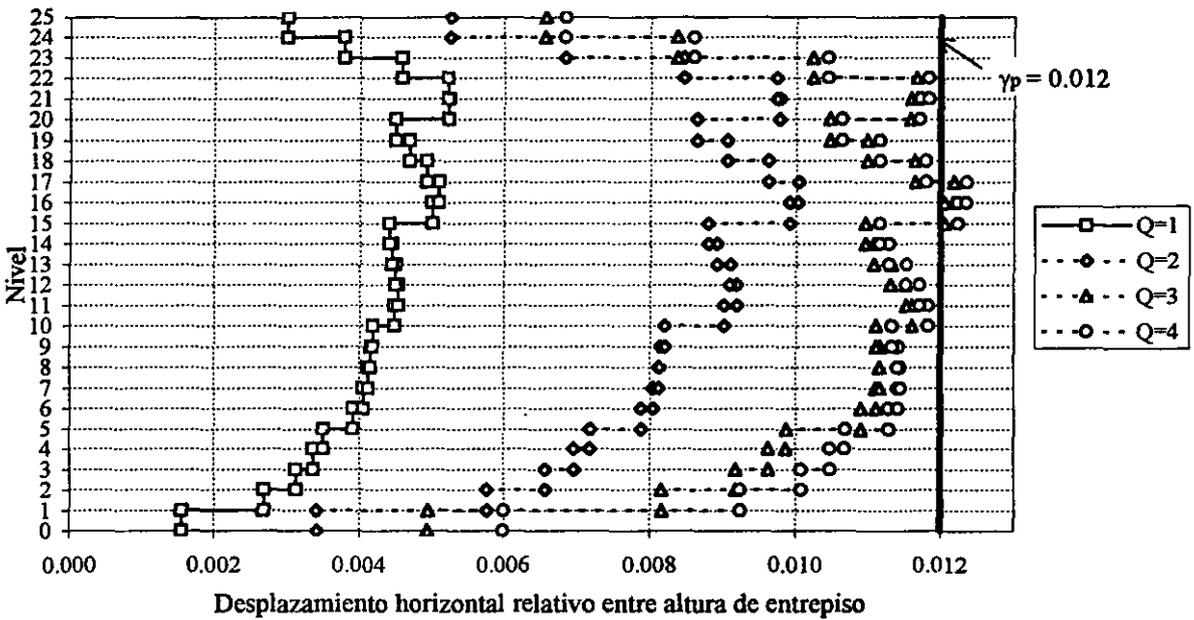


Fig 3.17.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

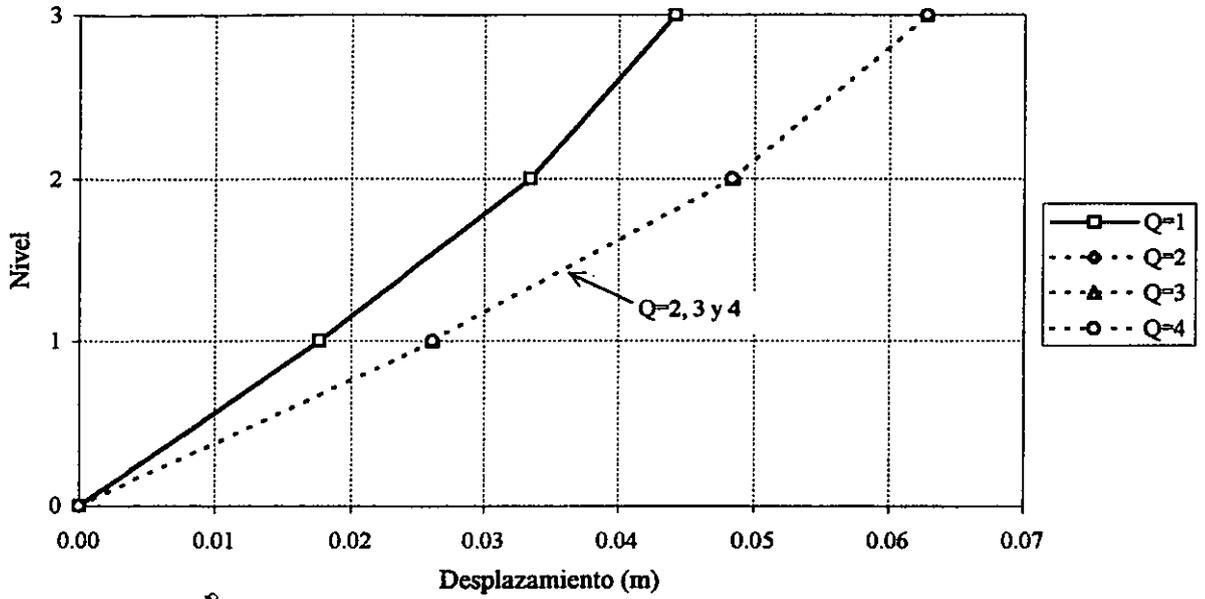


Fig 3.18.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

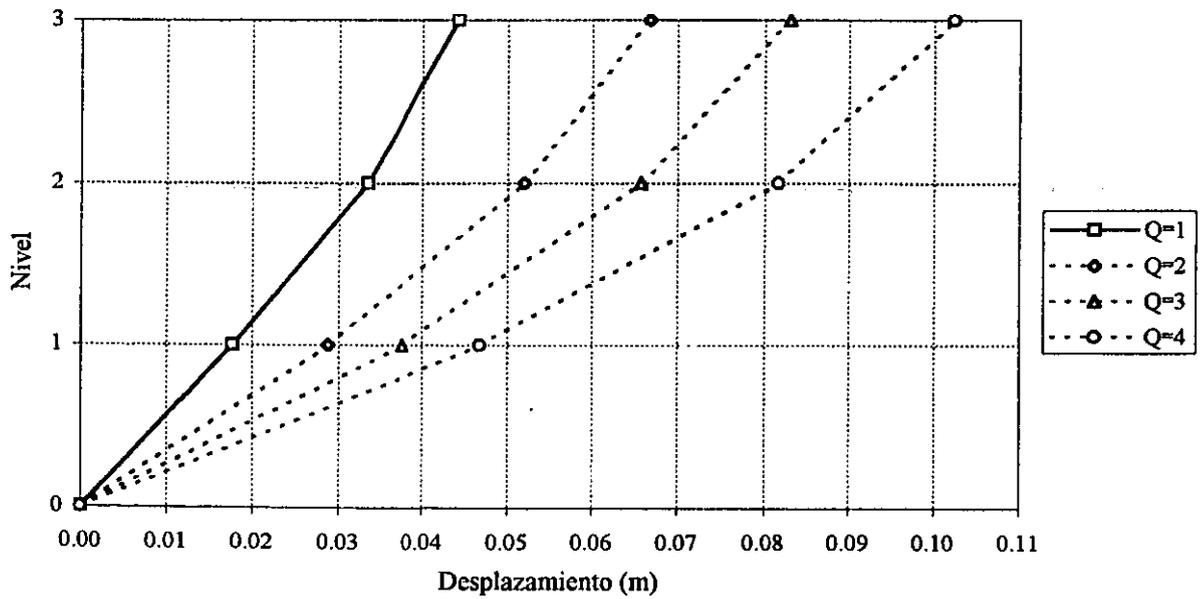


Fig 3.19.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

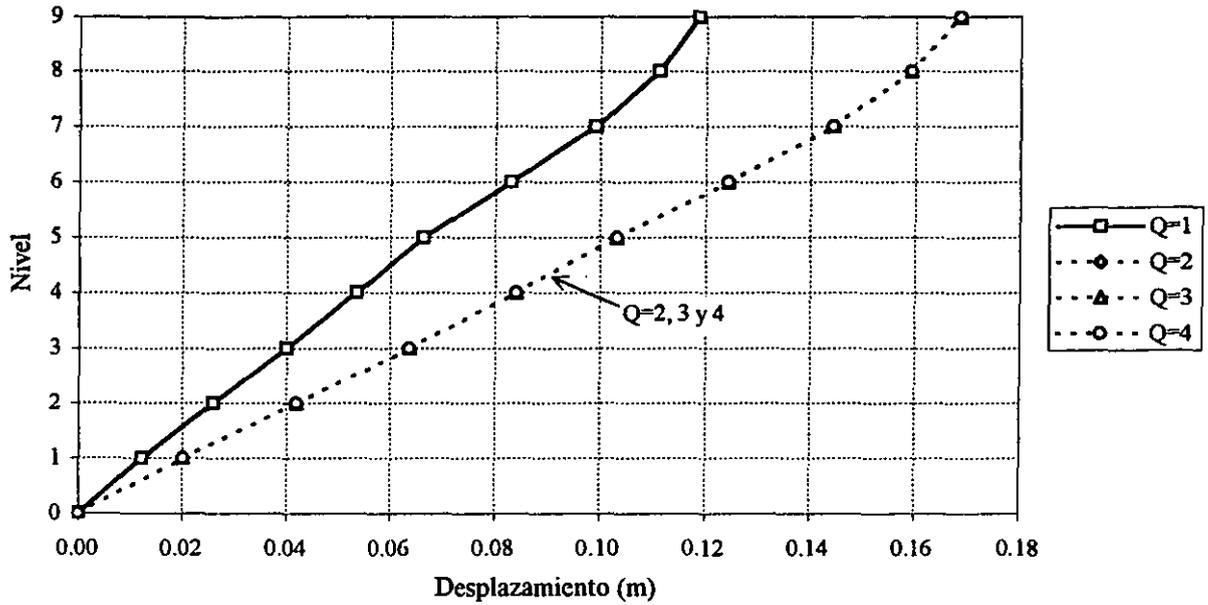


Fig 3.20. -Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

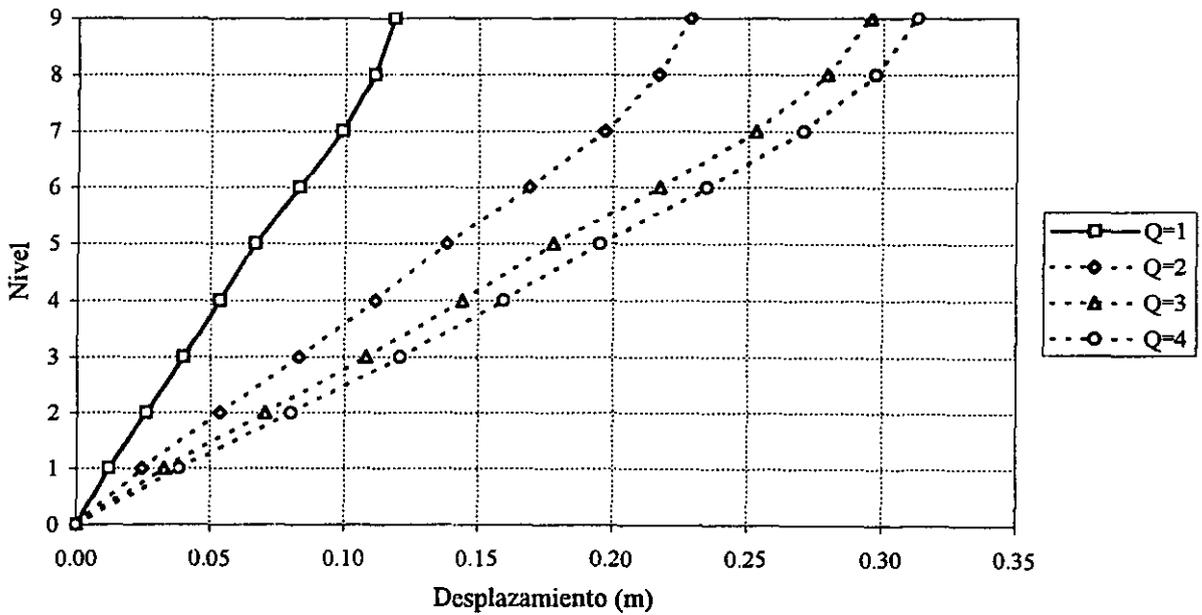


Fig 3.21. -Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

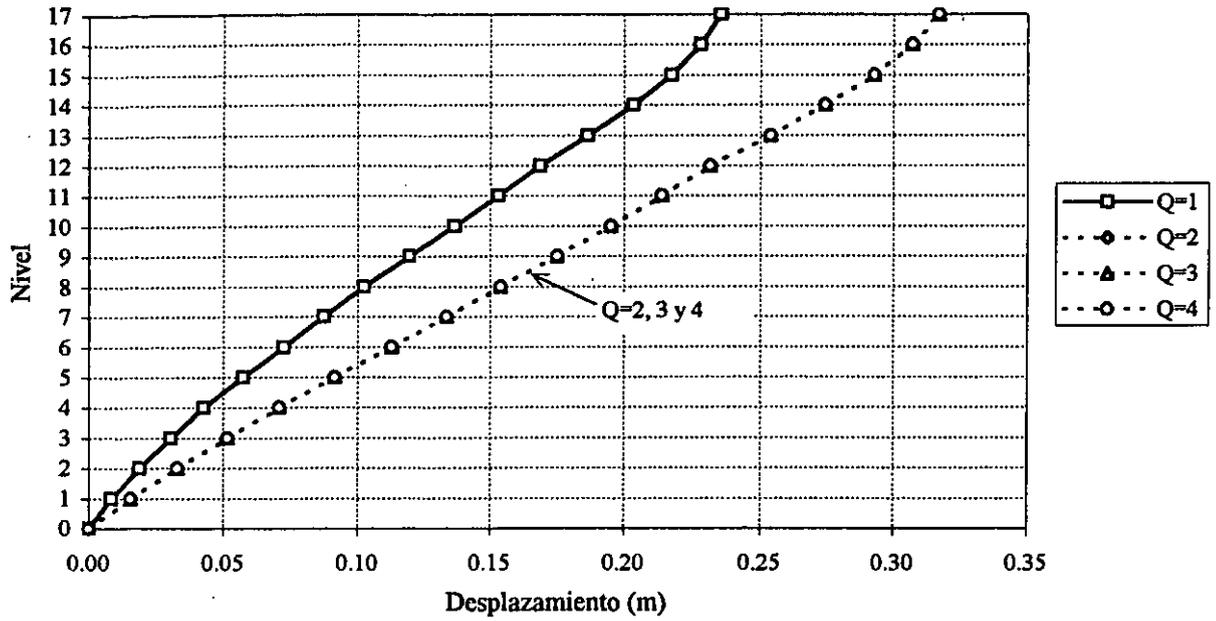


Fig 3.22.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

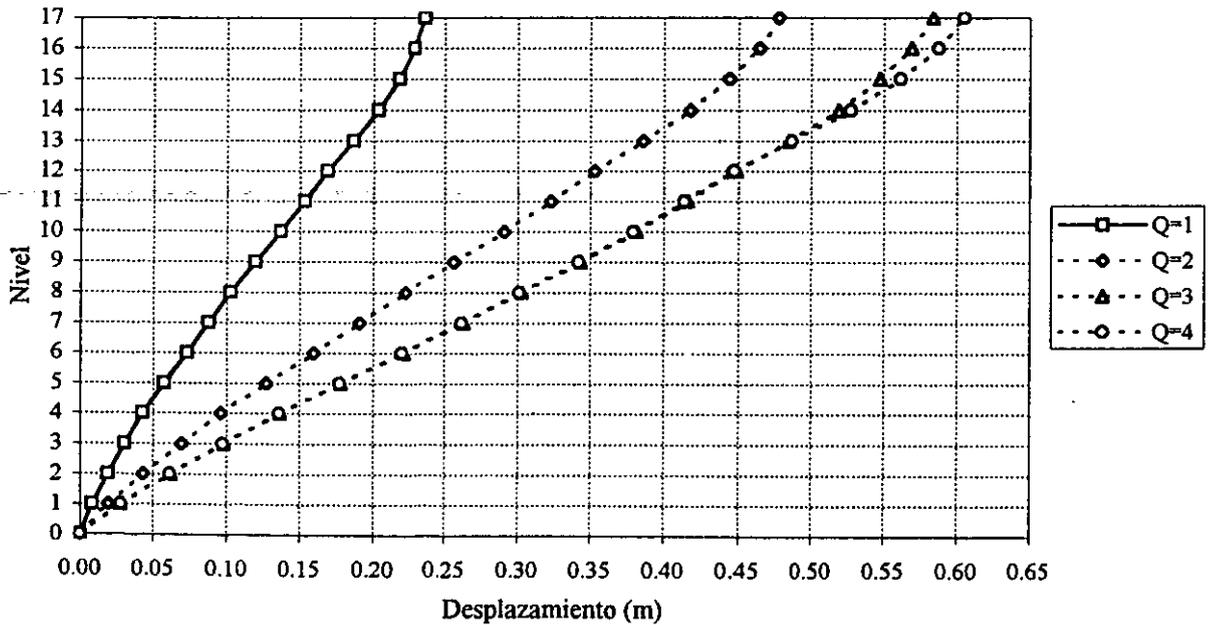


Fig 3.23.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

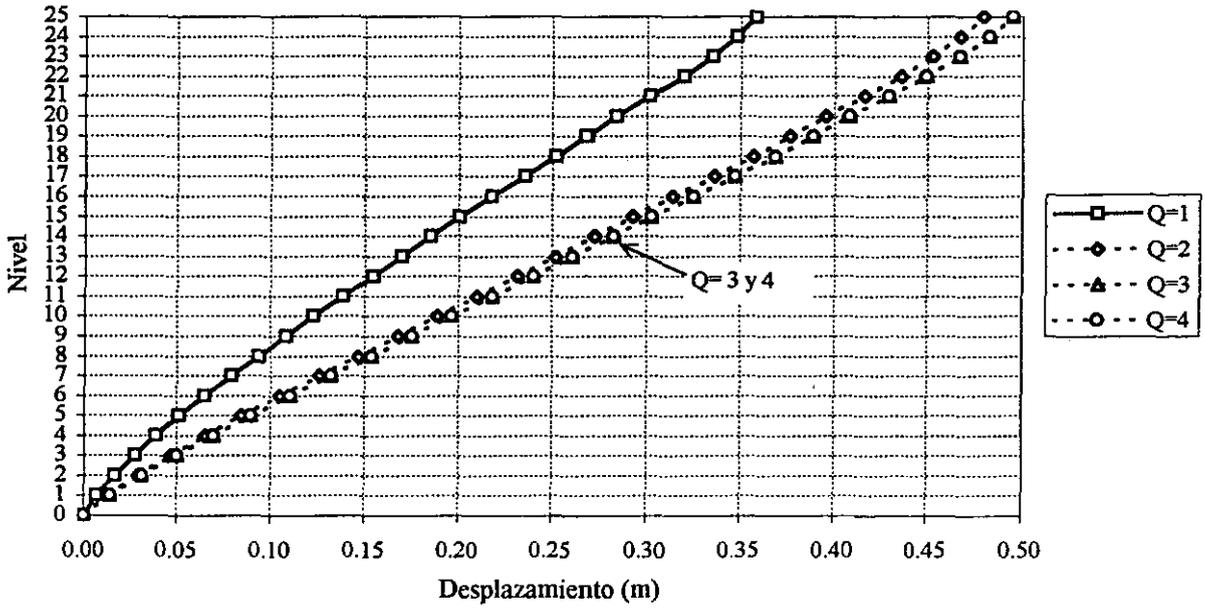


Fig 3.24.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

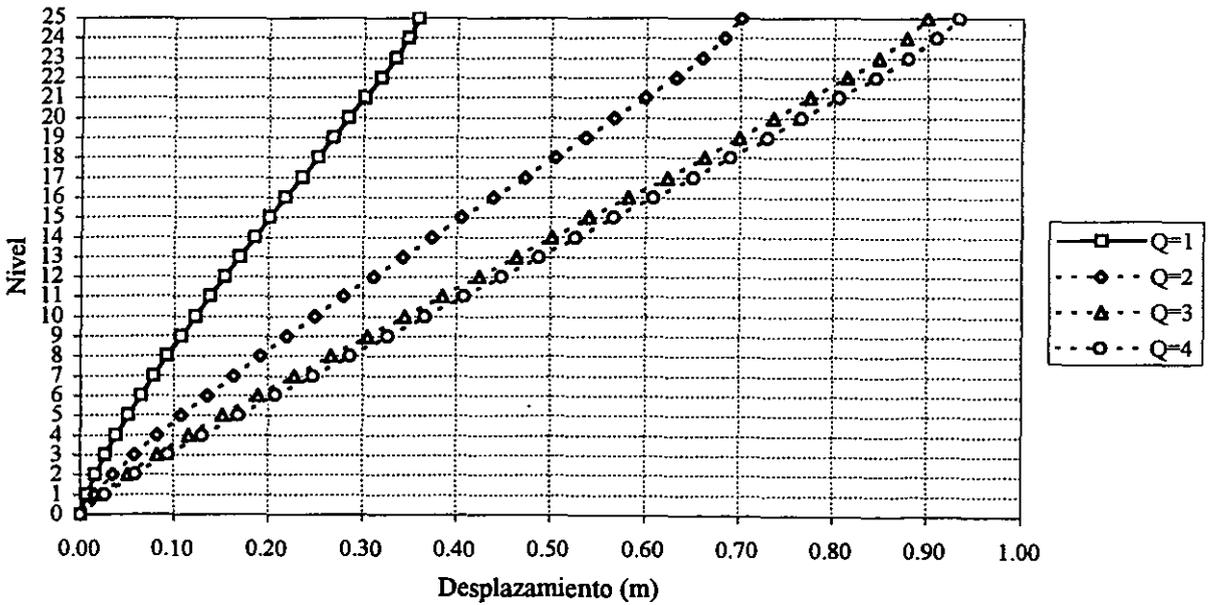


Fig 3.25.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

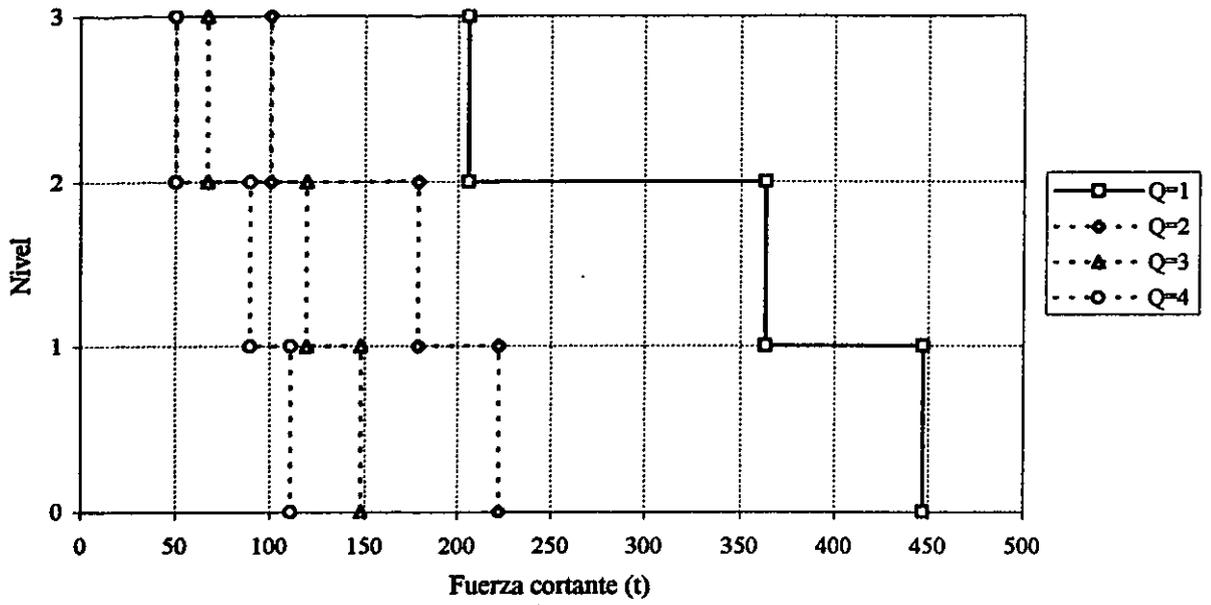


Fig 3.26.-Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

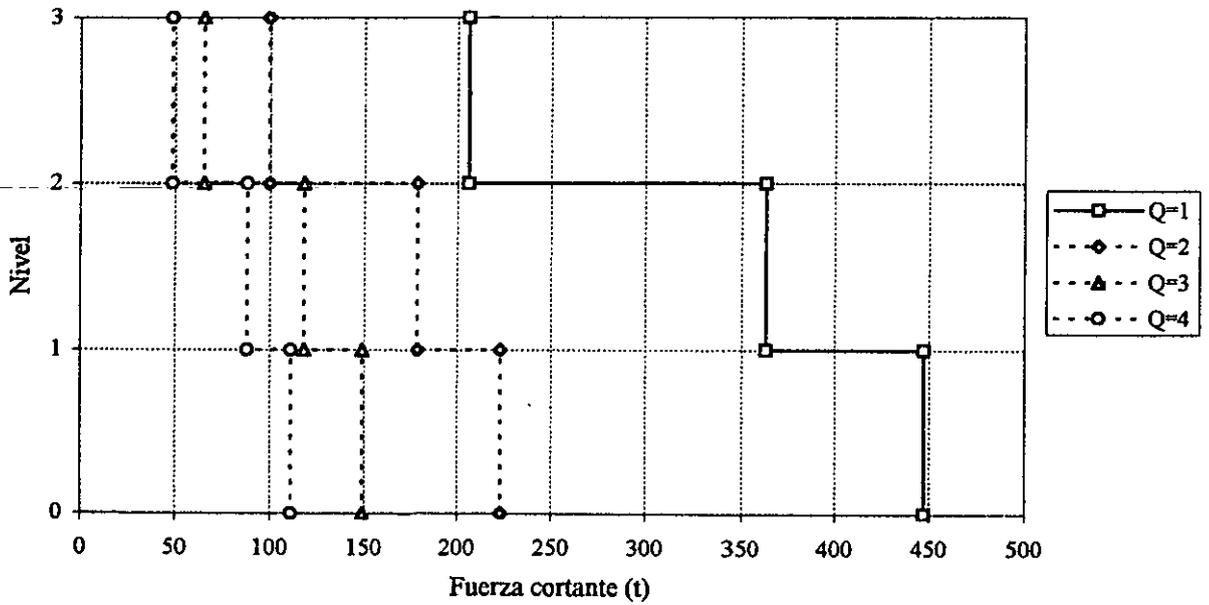


Fig 3.27.-Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

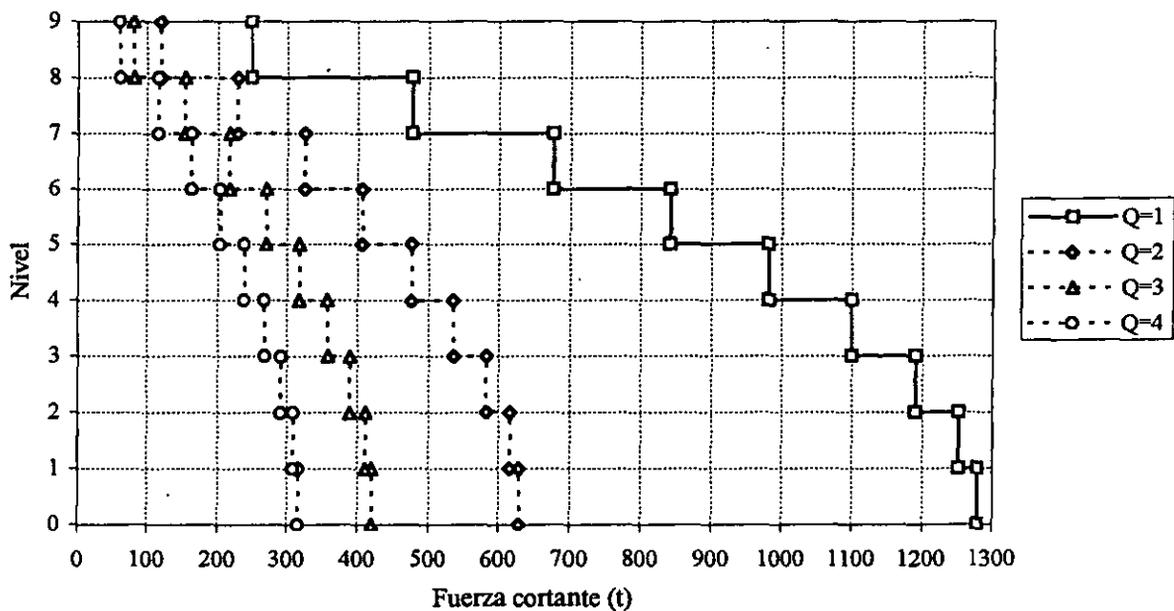


Fig 3.28.-Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 9 niveles
($\gamma_p \leq 0.006$)

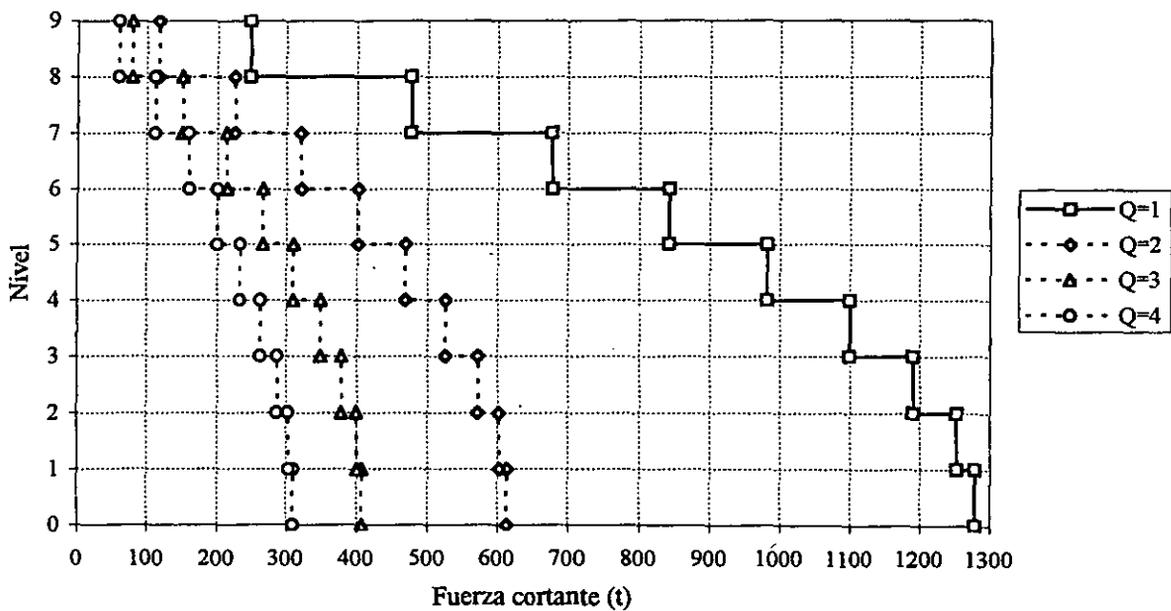


Fig 3.29.-Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 9 niveles
($\gamma_p \leq 0.012$)

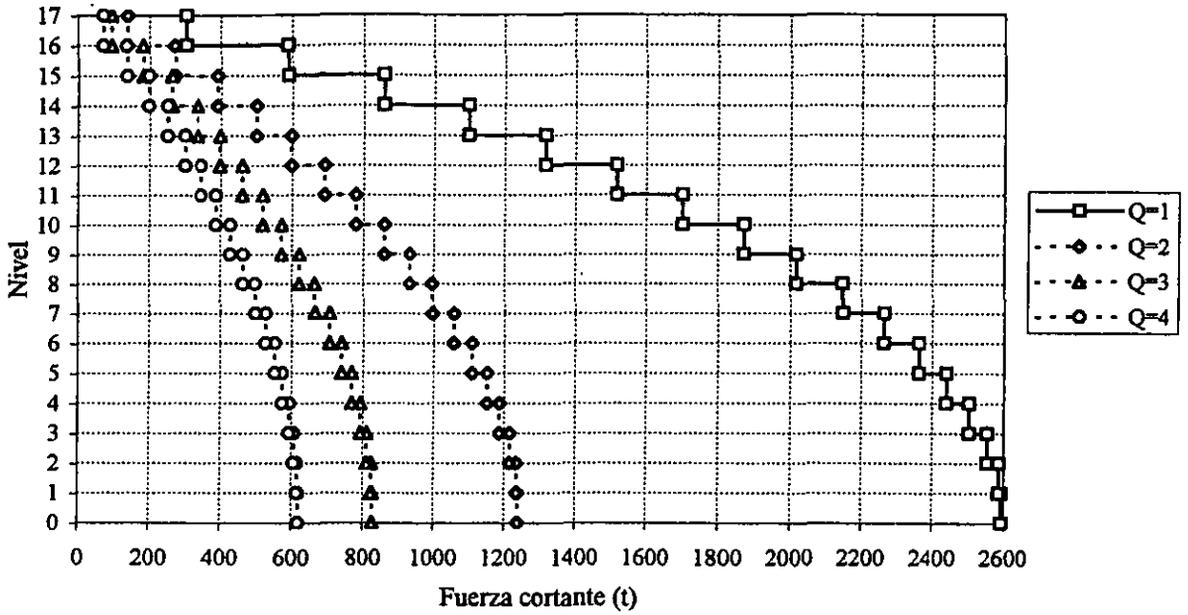


Fig 3.30.-Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 17 niveles
($\gamma_p \leq 0.006$)

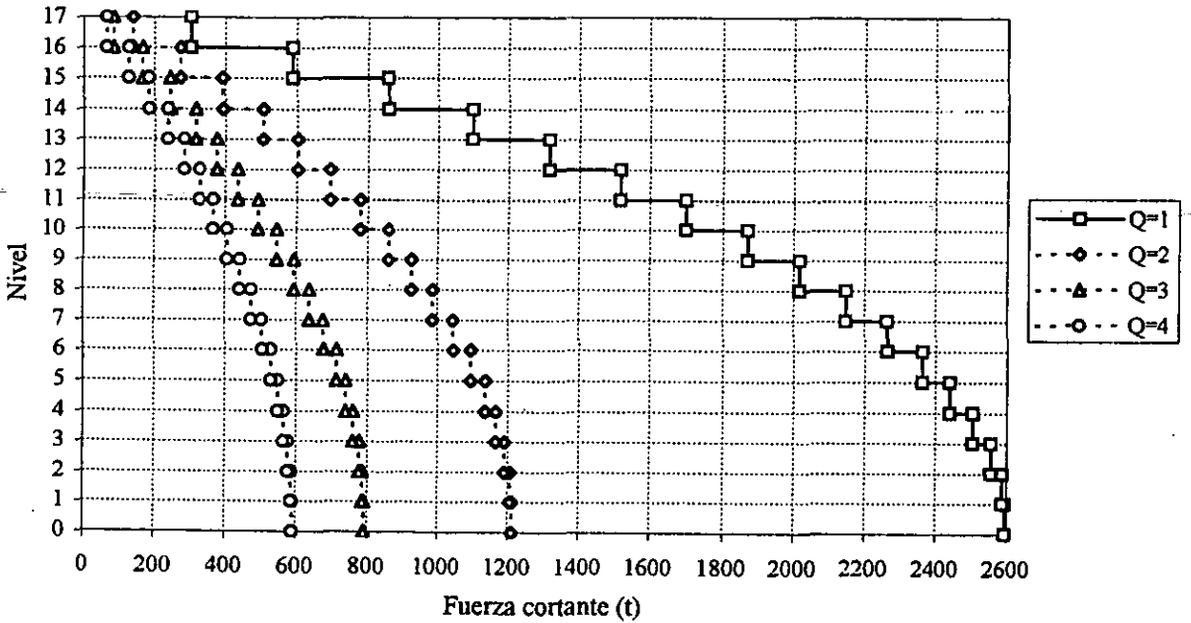


Fig 3.31.-Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 17 niveles
($\gamma_p \leq 0.012$)

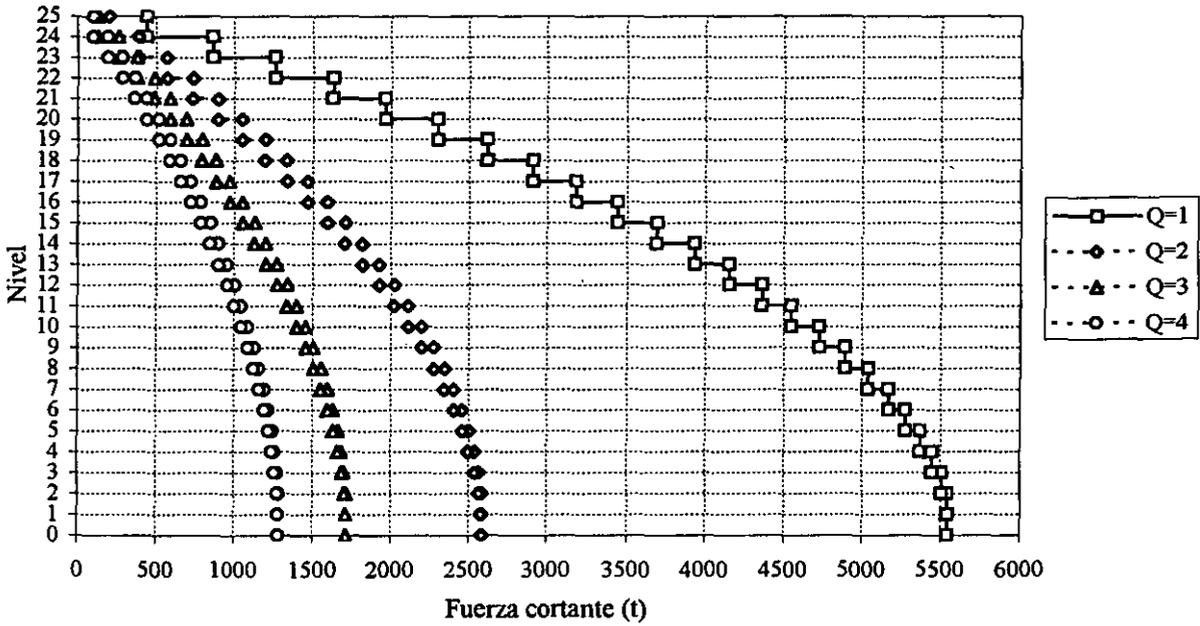


Fig 3.32.-Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 25 niveles
($\gamma_p \leq 0.006$)

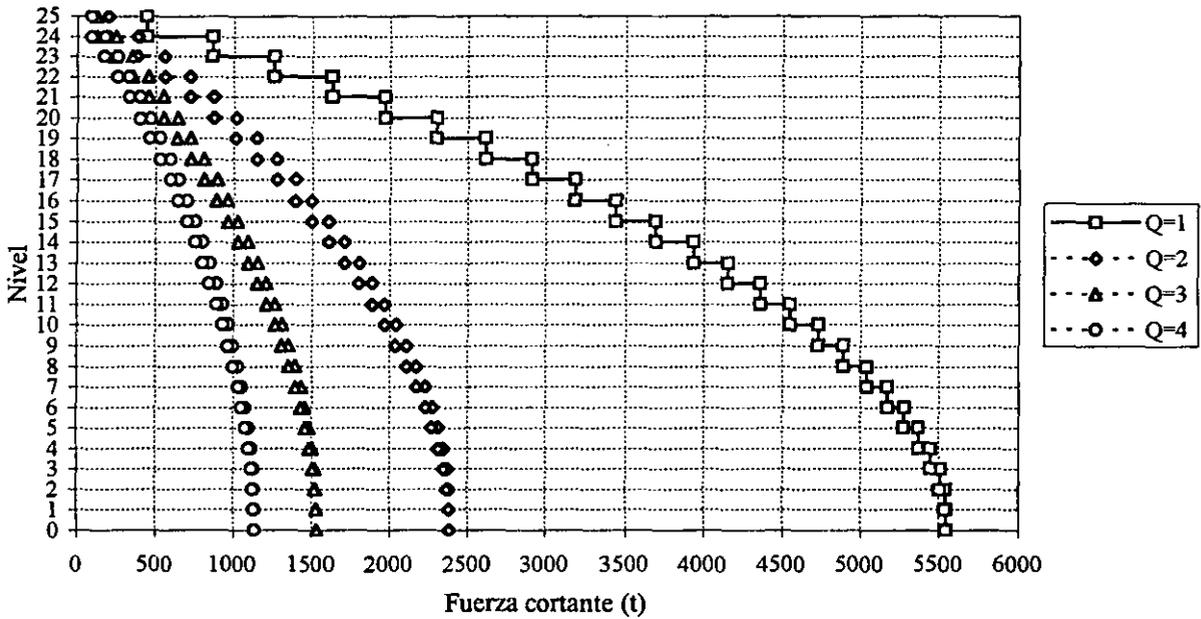


Fig 3.33.-Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 25 niveles
($\gamma_p \leq 0.012$)

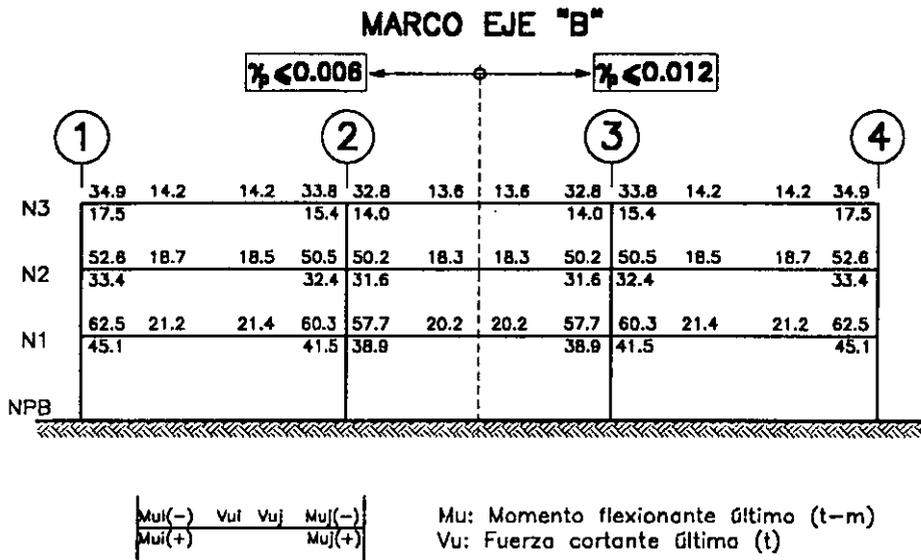


Fig 3.34.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

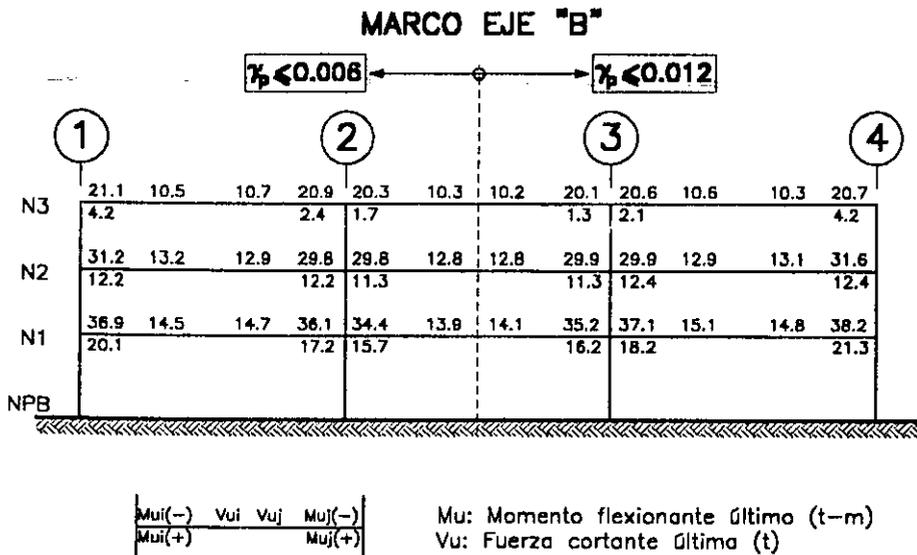
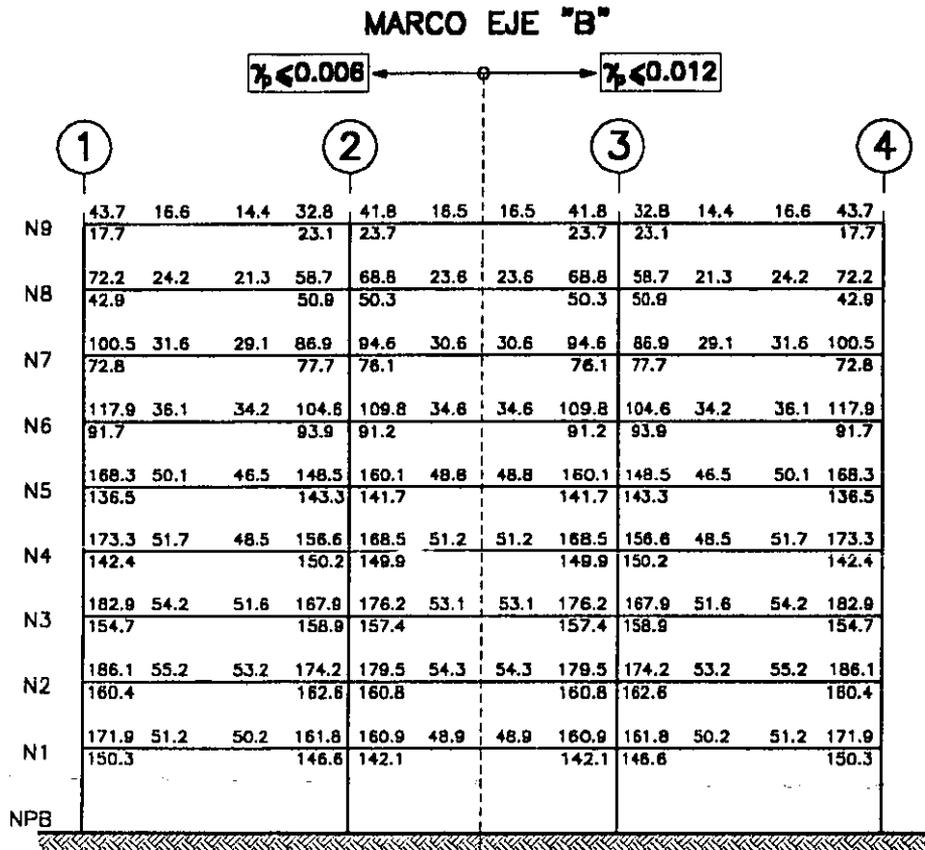


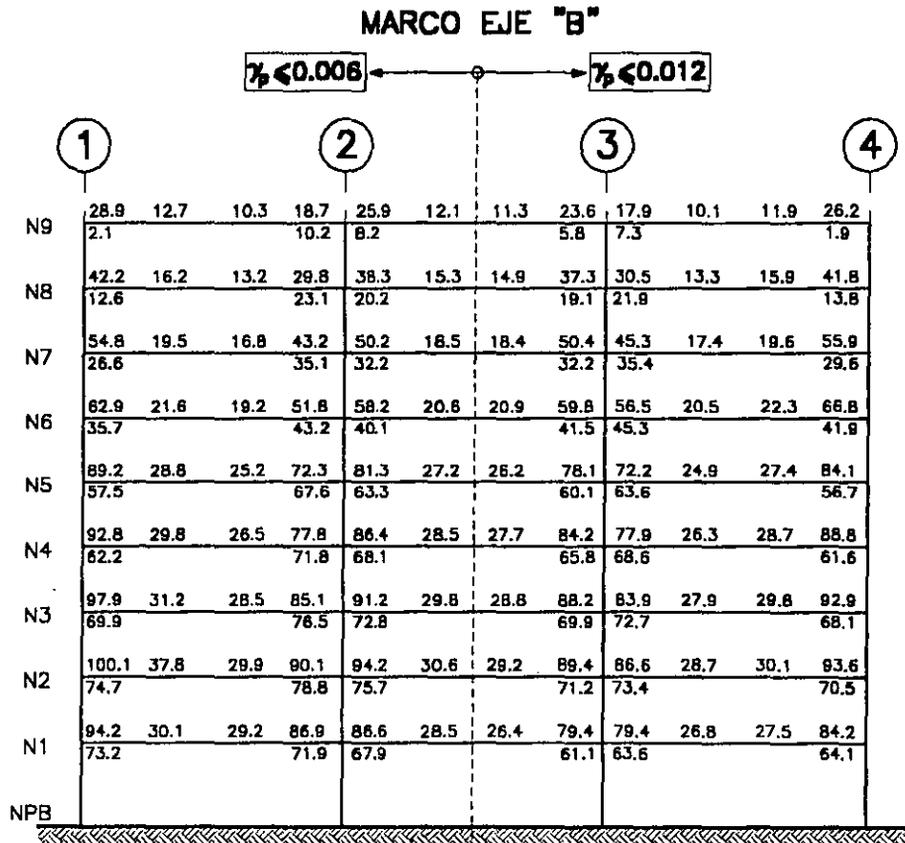
Fig 3.35.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$



$M_{ui}(-)$	V_{ui}	V_{uj}	$M_{uj}(-)$
$M_{ui}(+)$			$M_{uj}(+)$

Mu: Momento flexionante último (t-m)
Vu: Fuerza cortante última (t)

Fig 3.38.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$



$M_{ui}(-)$	V_{ui}	$M_{uj}(-)$
$M_{ui}(+)$		$M_{uj}(+)$

Mu: Momento flexionante último (t-m)
Vu: Fuerza cortante última (t)

Fig 3.39.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

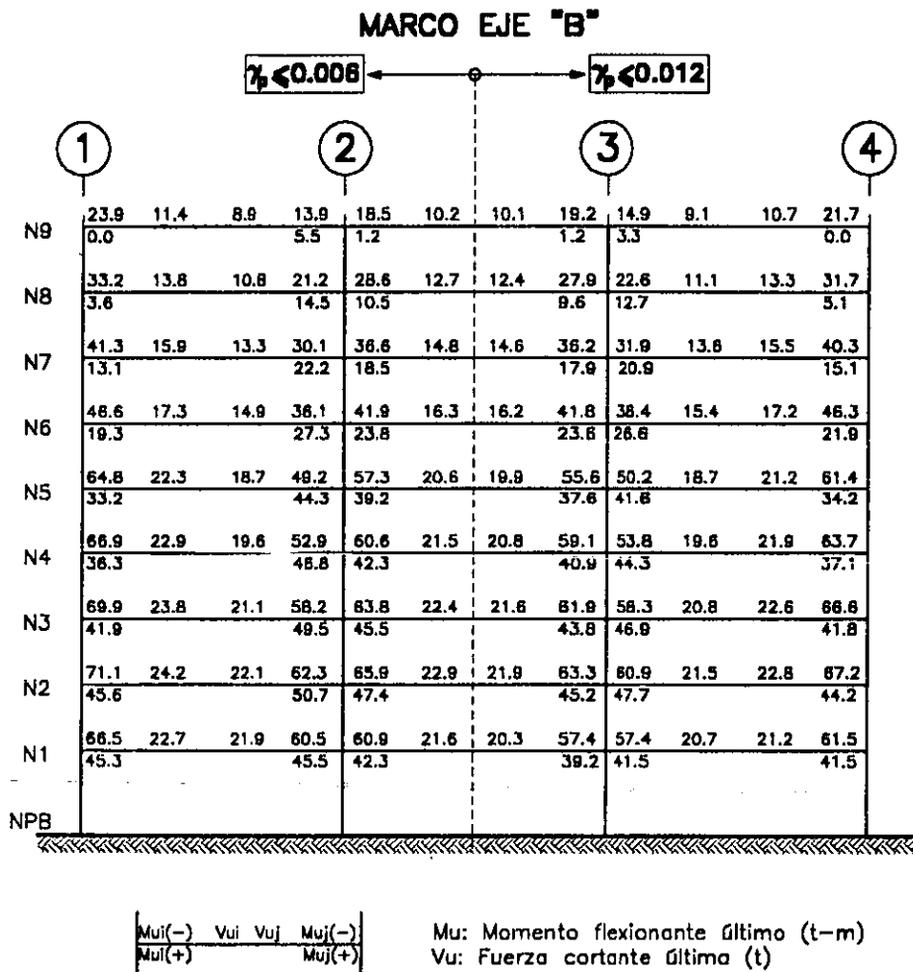


Fig 3.40.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

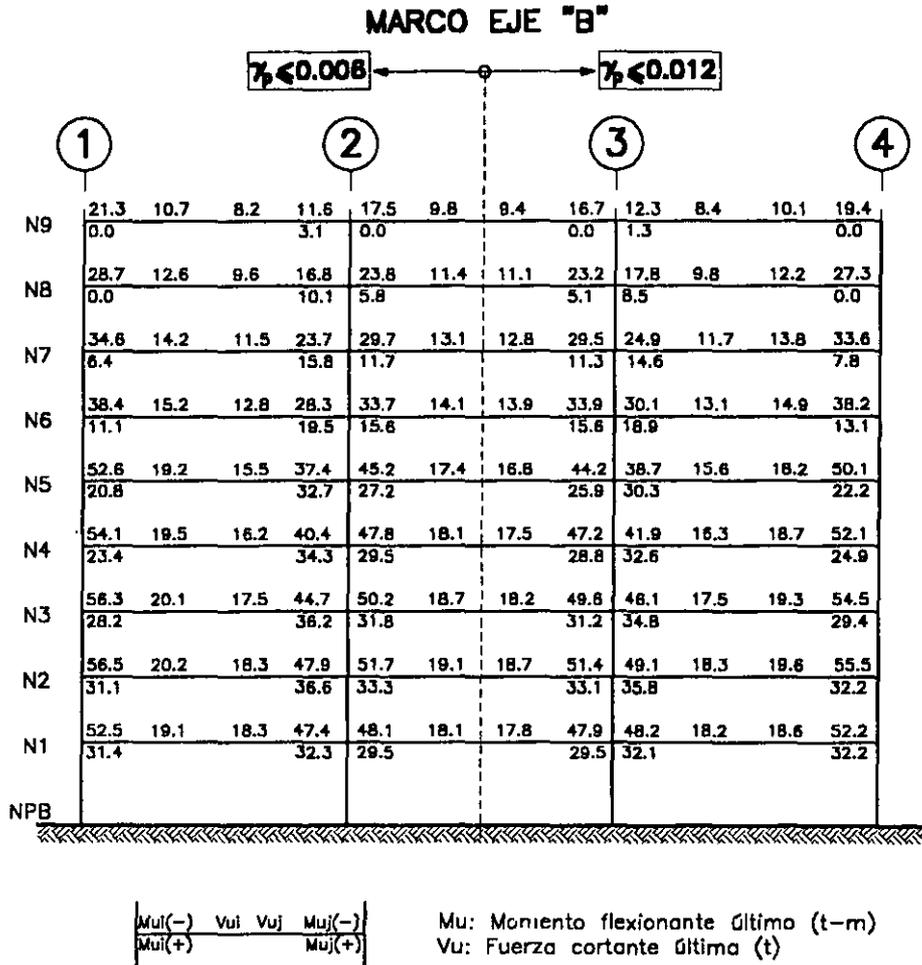


Fig 3.41.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

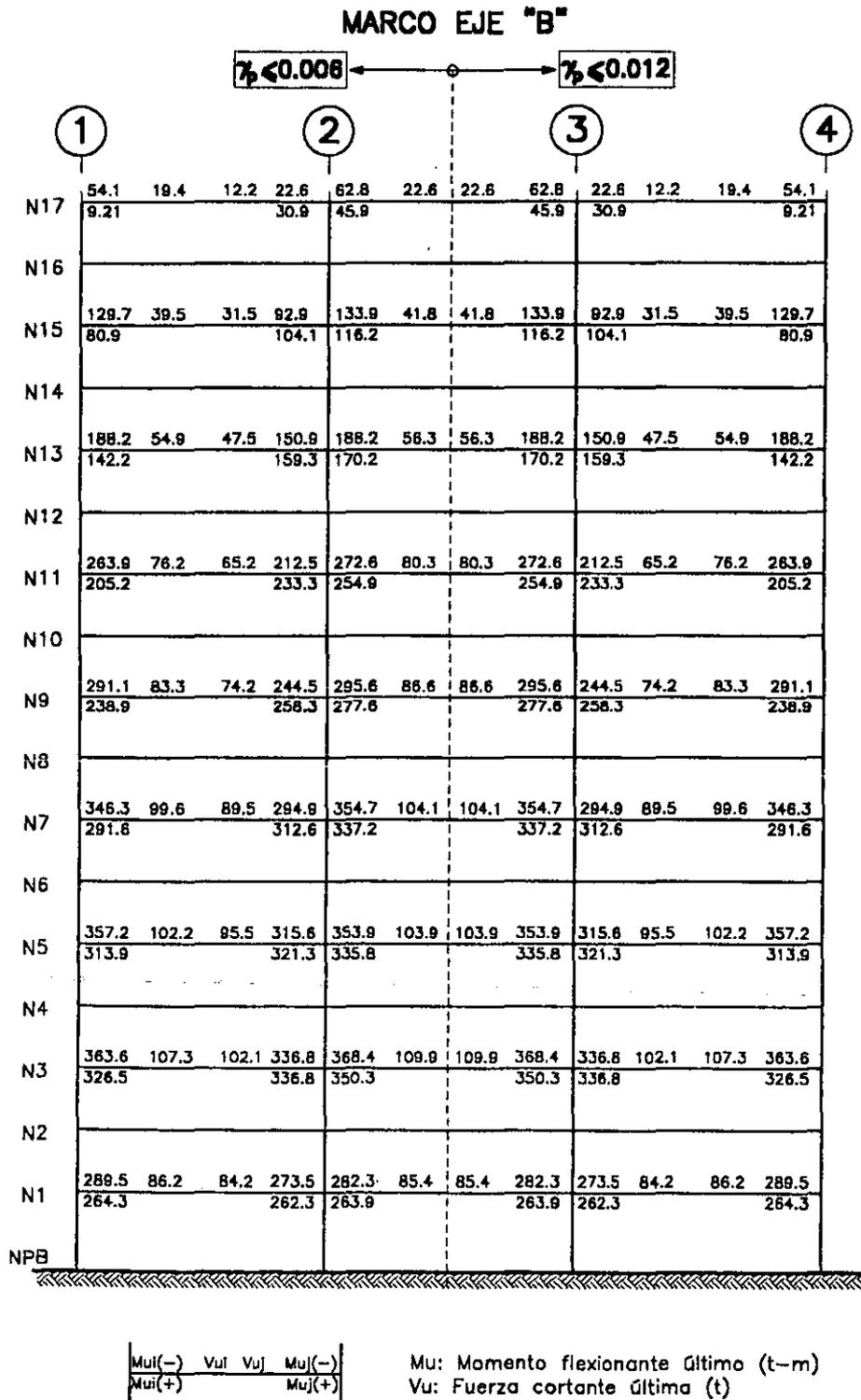


Fig 3.42.-Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

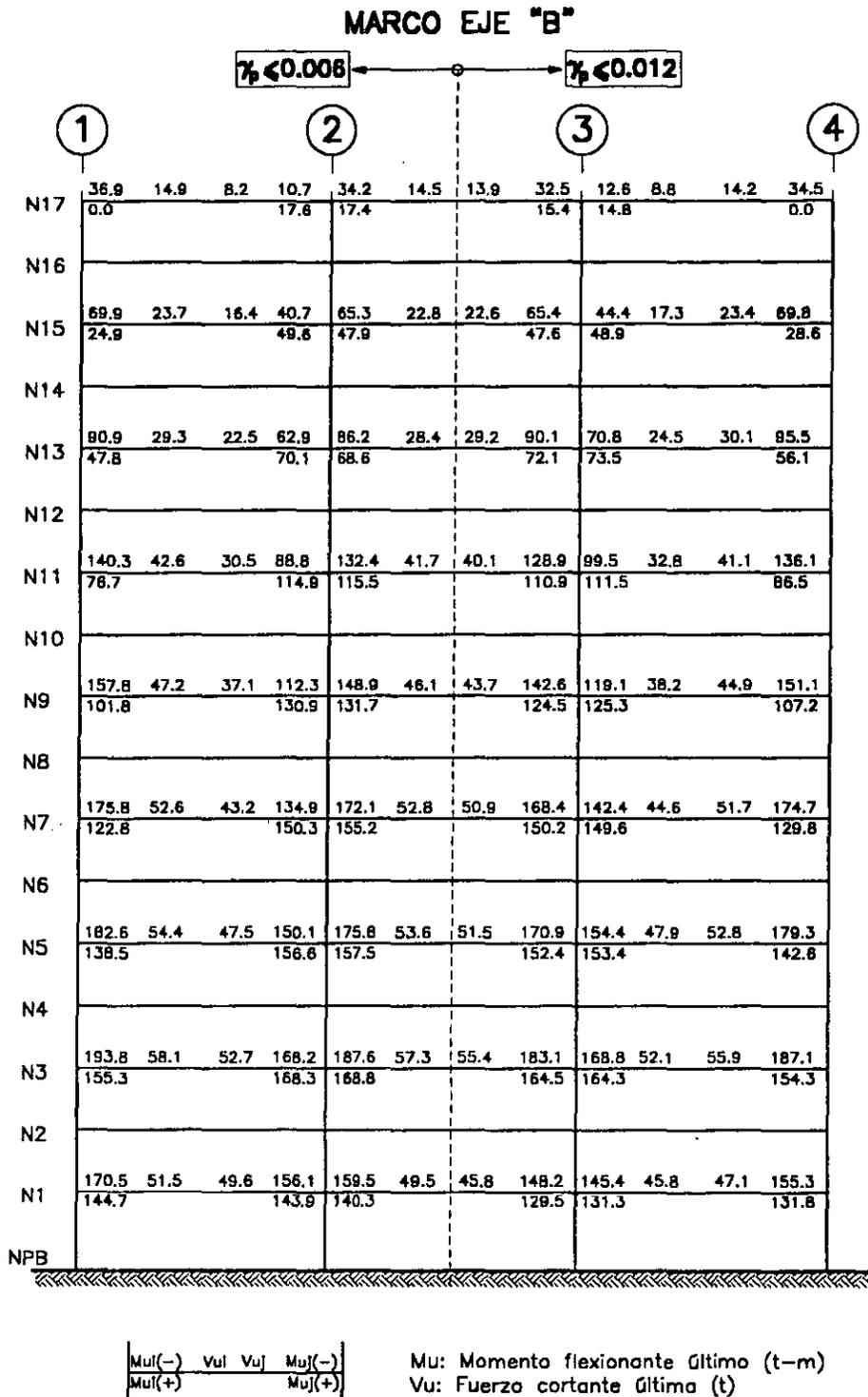


Fig 3.43.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

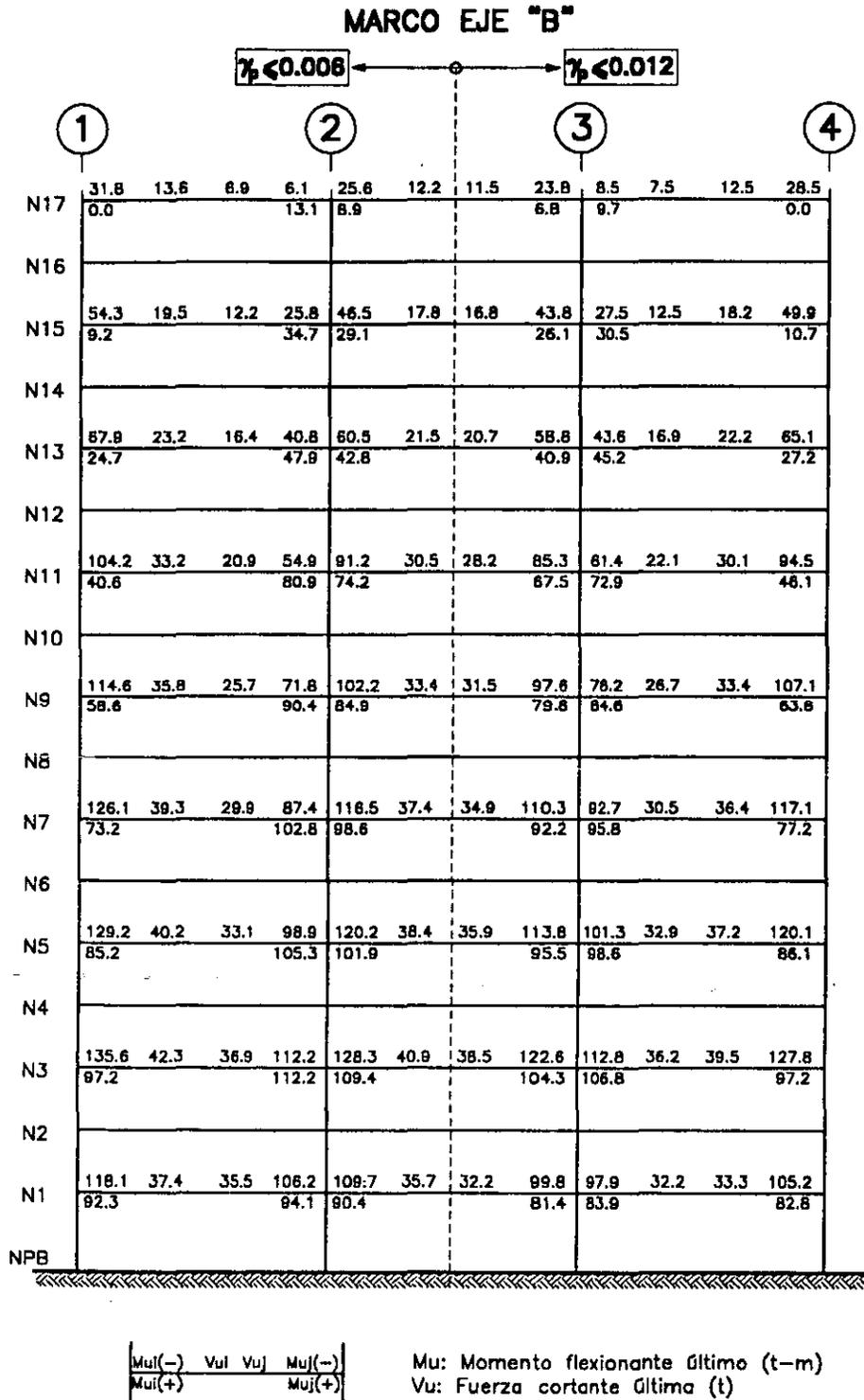


Fig 3.44.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

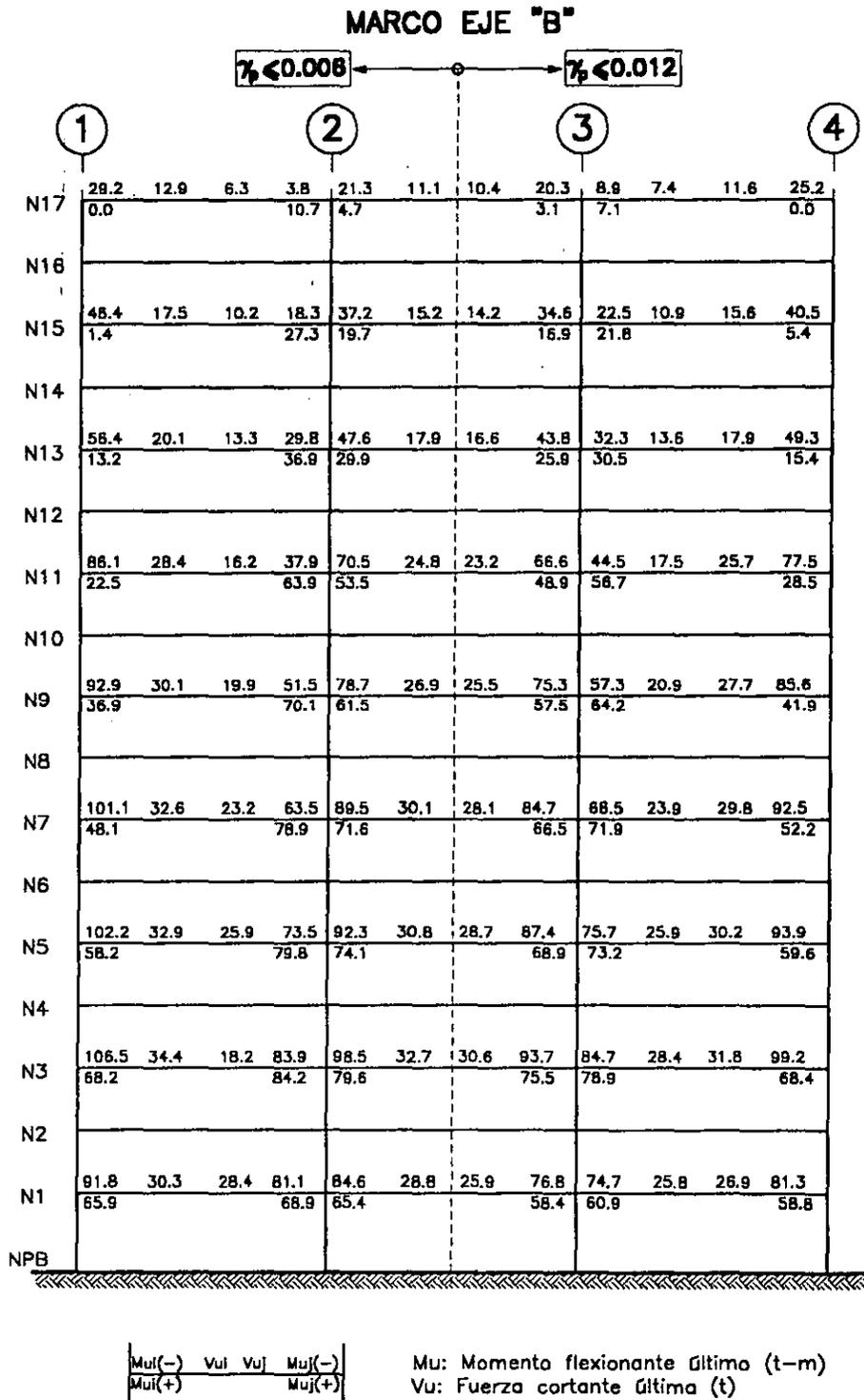


Fig 3.45.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_b \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

MARCO EJE "B"

$\gamma_p \leq 0.006$ ← → $\gamma_p \leq 0.012$

	①		②		③		④					
N25	72.9	24.5	14.6	29.9	98.4	32.9	32.9	98.4	29.9	14.6	24.5	72.9
	19.1			47.5	82.3			82.3	47.5			19.1
N24												
N23												
N22	226.1	66.1	55.6	176.2	245.6	73.3	73.3	245.6	176.2	55.6	66.1	226.1
	169.8			195.1	228.2			228.2	195.1			169.8
N21												
N20												
N19	387.6	110.8	92.4	297.7	438.4	128.8	128.8	438.4	297.7	92.4	110.8	387.6
	302.8			343.2	421.7			421.7	343.2			302.8
N18												
N17												
N16	474.7	134.1	119.2	389.9	516.8	150.7	150.7	516.8	389.9	119.2	134.1	474.7
	402.2			423.3	499.8			499.8	423.3			402.2
N15												
N14												
N13	591.3	169.2	151.9	498.9	663.5	194.5	194.5	663.5	498.9	151.9	169.2	591.3
	510.5			538.9	645.4			645.4	538.9			510.5
N12												
N11												
N10	673.7	195.6	181.1	594.1	743.6	220.2	220.2	743.6	594.1	181.1	195.6	673.7
	602.9			623.6	724.5			724.5	623.6			602.9
N9												
N8												
N7	719.3	209.2	198.8	656.9	767.3	226.9	226.9	767.3	656.9	198.8	209.2	719.3
	663.5			672.2	747.7			747.7	672.2			663.5
N6												
N5												
N4	716.2	214.6	208.3	682.6	752.5	227.3	227.3	752.5	682.6	208.3	214.6	716.2
	675.3			683.9	732.4			732.4	683.9			675.3
N3												
N2												
N1	497.3	150.5	148.5	479.6	498.3	152.4	152.4	498.3	479.6	148.5	150.5	497.3
	471.2			466.5	478.4			478.4	466.5			471.2
NPB												

$M_{ui}(-)$	V_{ui}	V_{uj}	$M_{uj}(-)$
$M_{ui}(+)$			$M_{uj}(+)$

Mu: Momento flexionante último (t-m)
Vu: Fuerza cortante última (t)

Fig 3.46.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

MARCO EJE "B"

	1				2				3				4			
	$\gamma_p \leq 0.006$				$\gamma_p \leq 0.012$											
N25	48.2	18.3	7.6	5.9	51.9	20.1	18.9	48.9	10.8	8.4	16.8	44.9				
	0.0		26.8		36.2			32.3	24.4			0.0				
N24																
N23																
N22	118.8	37.4	25.9	71.8	120.2	38.7	36.5	115.6	78.9	26.5	35.6	115.4				
	58.5		84.9		102.9			98.6	82.5			63.6				
N21																
N20																
N19	187.7	59.4	42.1	128.9	206.9	63.5	59.8	188.6	126.3	41.2	56.7	184.5				
	115.9		169.9		189.7			182.5	164.9			118.5				
N18																
N17																
N16	235.6	69.6	54.4	170.3	246.1	74.3	69.8	235.6	172.1	54.1	66.9	233.6				
	161.5		205.6		228.6			219.3	200.9			167.6				
N15																
N14																
N13	289.3	87.6	69.8	221.6	319.2	85.5	87.2	285.1	216.9	67.2	81.8	283.5				
	215.5		265.4		301.2			277.9	250.7			211.5				
N12																
N11																
N10	335.1	98.1	83.1	266.7	353.4	105.6	99.6	336.1	261.8	80.5	93.5	321.8				
	261.7		300.3		335.2			318.5	289.8			255.9				
N9																
N8																
N7	361.3	105.5	94.3	306.5	373.9	111.3	101.8	344.3	290.2	88.2	97.5	335.2				
	301.7		326.3		355.2			326.5	304.6			282.8				
N6																
N5																
N4	371.1	109.6	102.5	335.9	380.3	113.7	103.1	344.4	310.6	94.2	99.8	336.3				
	326.2		341.3		360.9			325.9	311.9			297.9				
N3																
N2																
N1	301.2	89.6	87.5	282.9	292.1	88.6	74.4	243.8	235.8	73.5	74.6	247.5				
	273.9		270.7		272.2			225.2	223.5			224.5				
NPB																

$\begin{matrix} Mu_i(-) & Vu_i & Vuj & Mu_j(-) \\ Mu_i(+) & & & Mu_j(+) \end{matrix}$

Mu: Momento flexionante
 último (t-m)
 Vu: Fuerza cortante
 última (t)

Fig 3.47.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

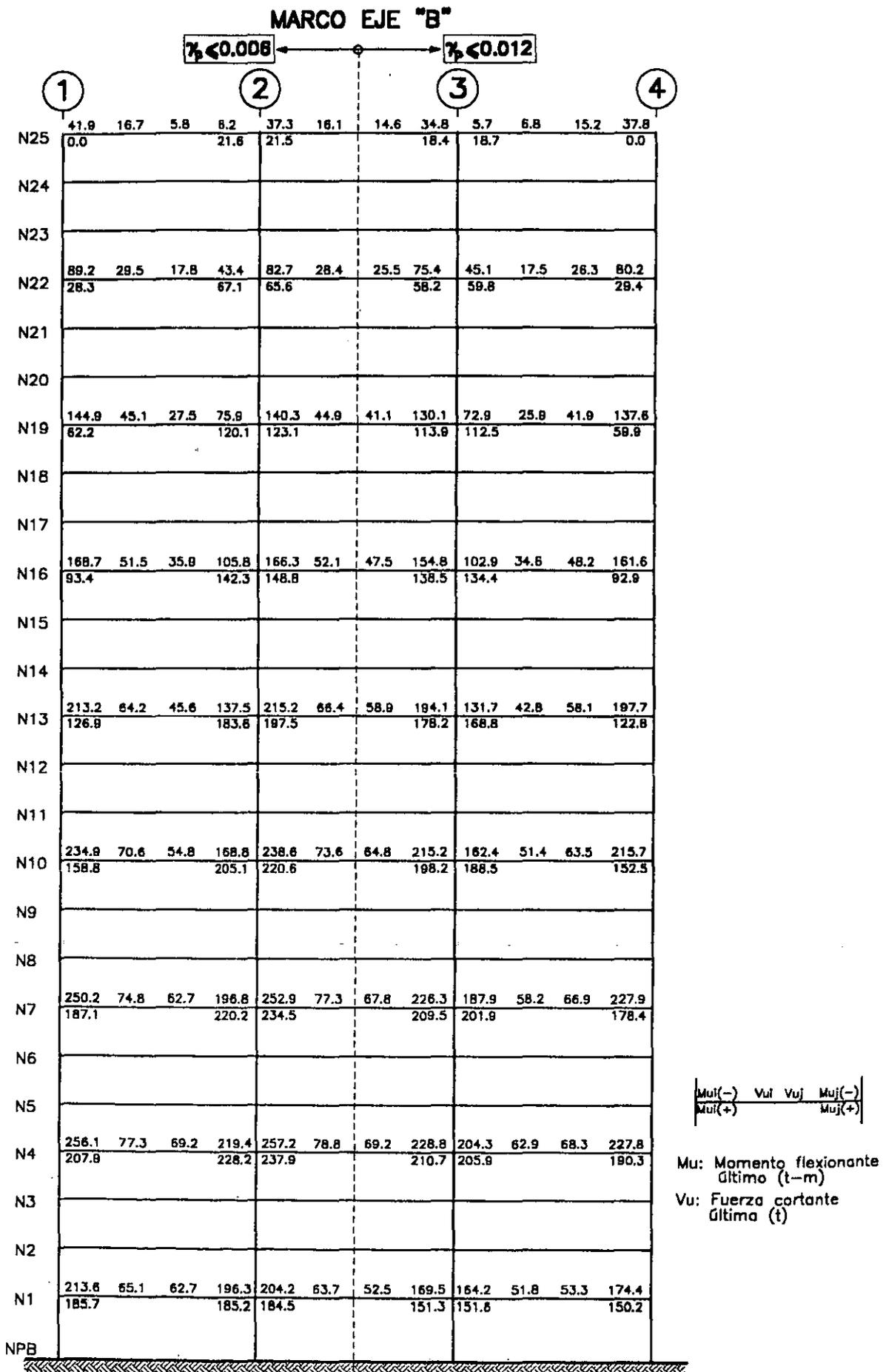


Fig 3.48.-Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

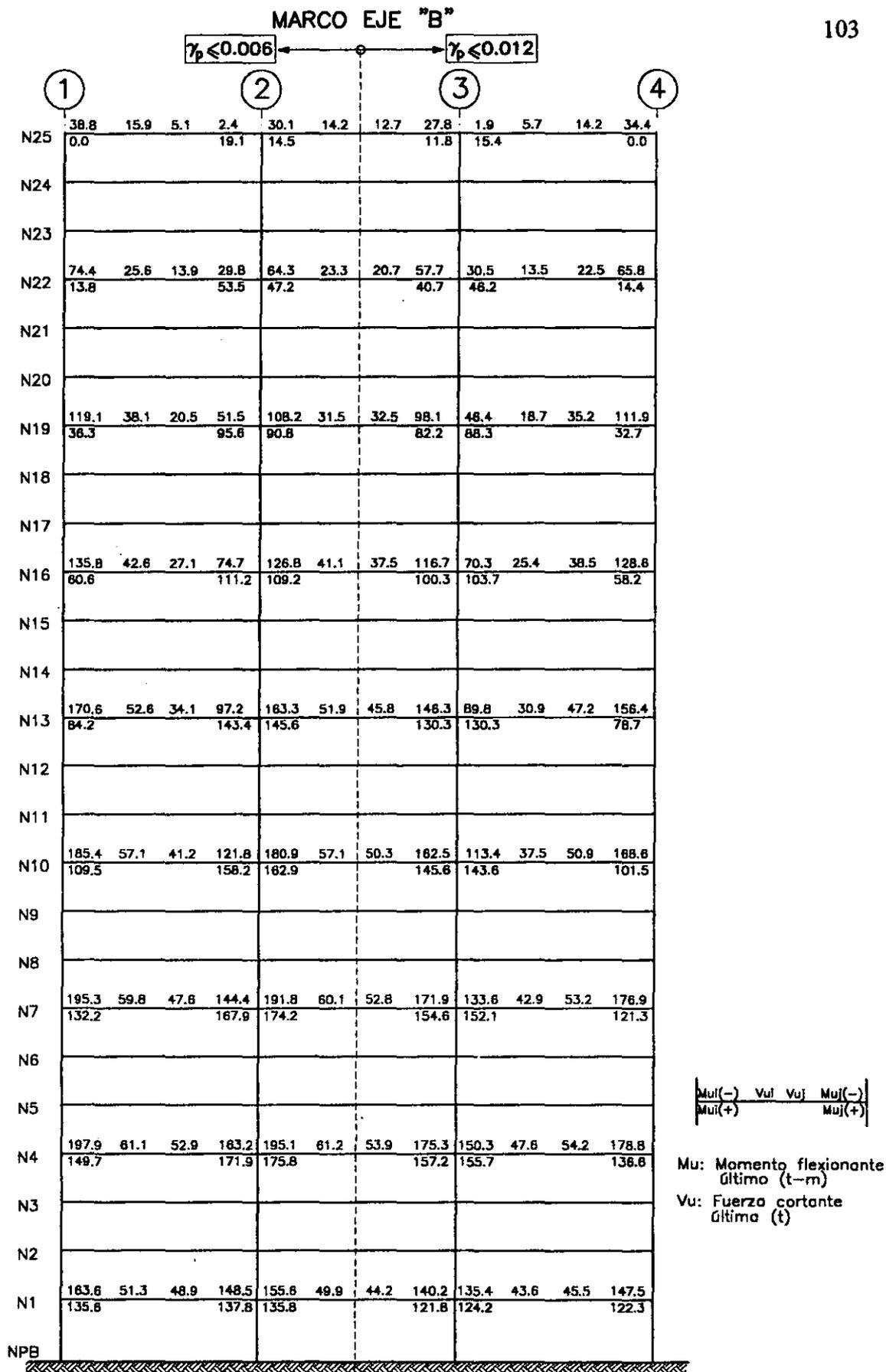


Fig 3.49.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las vigas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

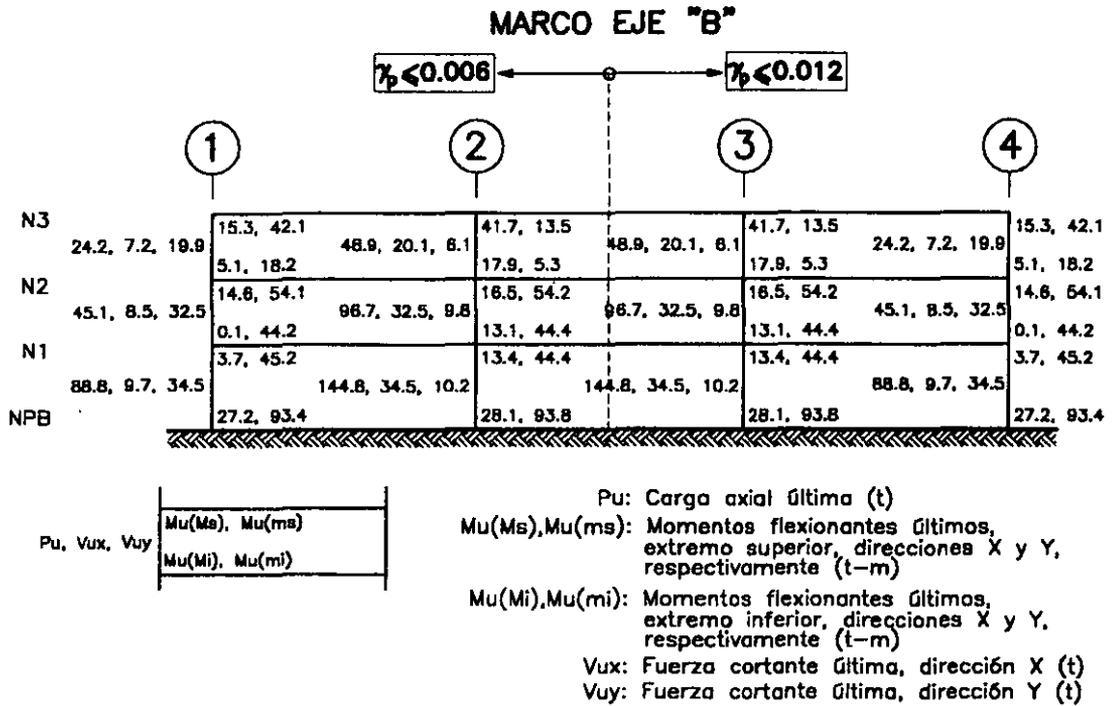


Fig 3.50.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

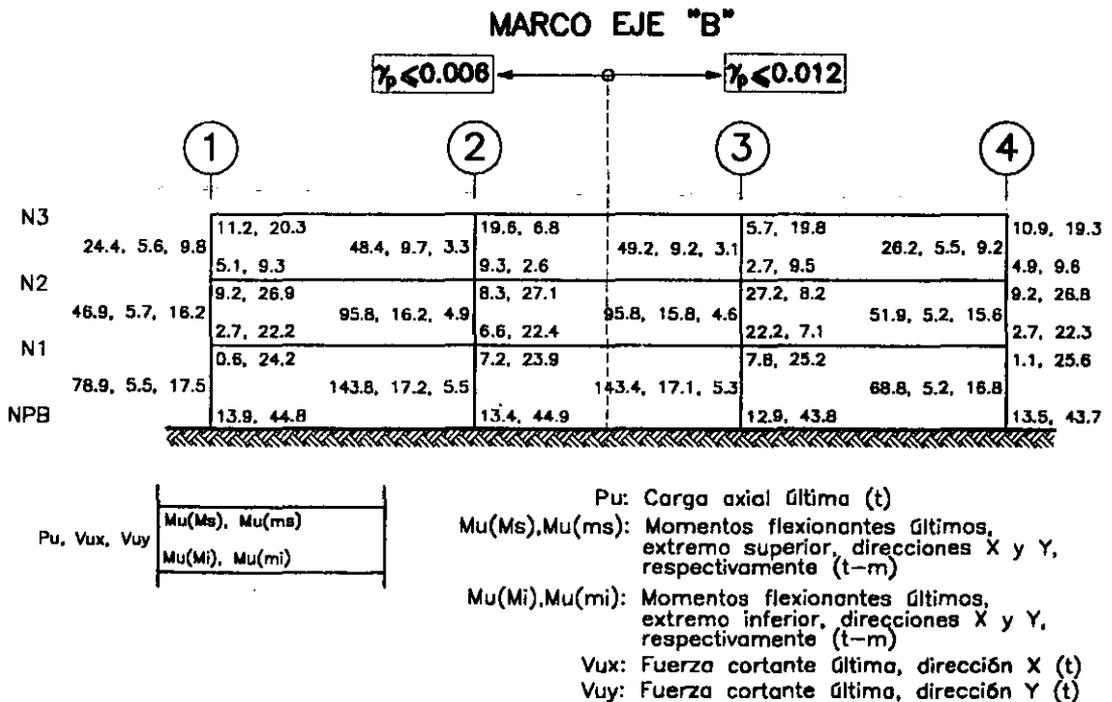


Fig 3.51.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

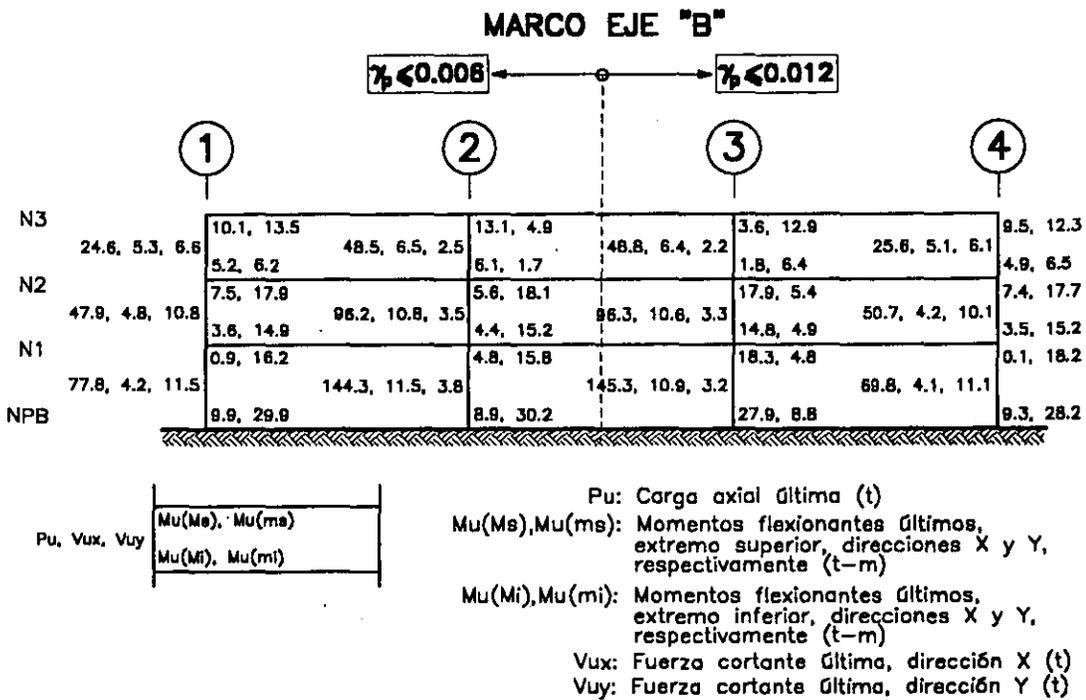


Fig 3.52.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

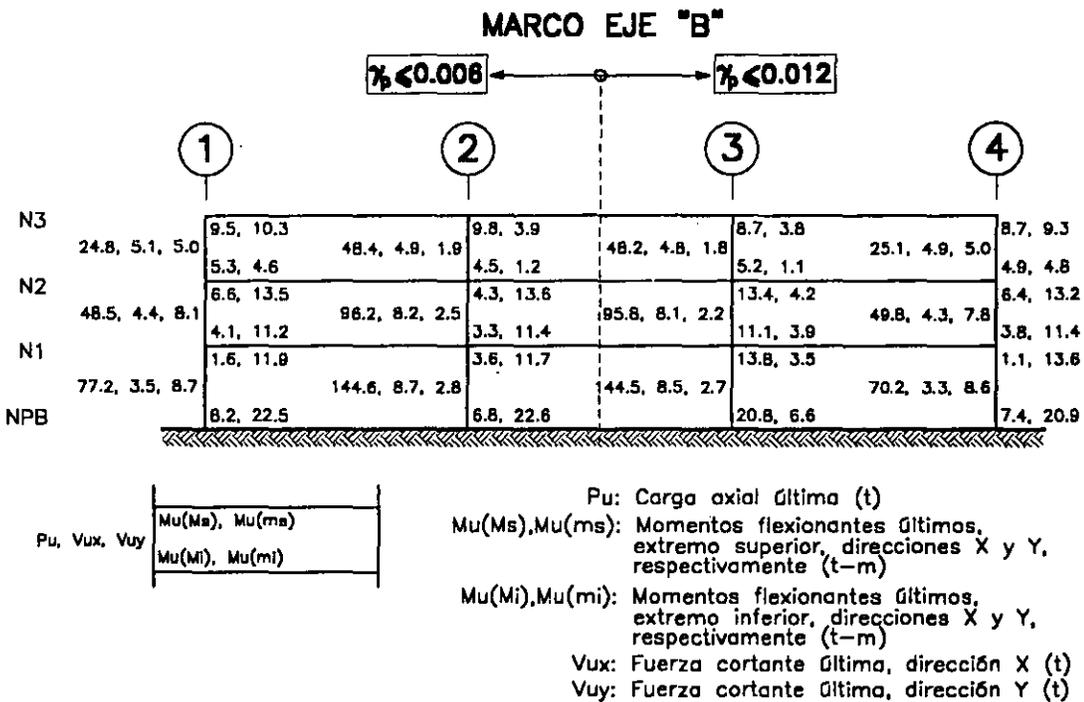
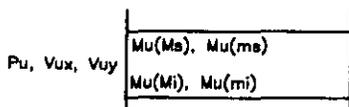


Fig 3.53.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

MARCO EJE "B"

$\gamma_p \leq 0.006$ ← → $\gamma_p \leq 0.012$

	①	②	③	④
N9	18.9, 52.7 23.9, 9.7, 26.1	47.2, 9.6, 26.7	54.6, 17.8 7.2, 9.6, 26.7	54.6, 17.8 18.8, 4.5 23.9, 9.7, 26.1
N8	8.1, 21.2 21.2, 77.8 45.6, 11.5, 43.5	83.2, 44.2, 14.3	78.8, 25.1 83.2, 44.2, 14.3	78.8, 25.1 45.6, 11.5, 43.5
N7	1.2, 48.2 24.4, 98.4 65.7, 14.5, 61.4	140.4, 82.1, 19.3	99.5, 30.9 140.4, 82.1, 19.3	99.5, 30.9 85.7, 14.5, 61.4
N6	4.2, 80.3 8.9, 93.1 132.3, 17.1, 71.9	193.7, 72.5, 22.3	79.3, 22.8 193.7, 72.5, 22.3	79.3, 22.8 82.2, 26.8 132.3, 17.1, 71.9
N5	27.2, 142.6 169.9, 18.4, 98.5	169.9, 97.6, 31.1	82.2, 26.8 169.9, 97.6, 31.1	82.2, 26.8 169.9, 18.4, 98.5
N4	8.1, 123.9 31.5, 146.9 213.5, 20.5, 100.1	285.2, 100.8, 31.3	8.2, 123.9 285.2, 100.8, 31.3	8.2, 123.9 148.1, 45.9 213.5, 20.5, 100.1
N3	12.1, 130.6 31.1, 153.9 396.7, 21.6, 107.9	334.6, 108.5, 33.5	129.5, 37.5 334.6, 108.5, 33.5	129.5, 37.5 154.9, 47.7 396.7, 21.6, 107.9
N2	17.1, 145.8 63.9, 41.9 473.2, 22.2, 114.3	144.9, 42.3 383.2, 114.8, 34.9	144.9, 42.3 383.2, 114.8, 34.9	144.9, 42.3 41.1, 140.6 473.2, 22.2, 114.3
N1	100.3, 53.4 23.8, 25.8 544.8, 24.9, 99.8	54.1, 177.2 443.9, 99.9, 30.2	54.1, 177.2 443.9, 99.9, 30.2	54.1, 177.2 25.4, 86.2 544.8, 24.9, 99.8
NPB	263.7, 87.7	87.9, 292.1	87.9, 292.1	263.7, 87.7



- Pu: Carga axial última (t)
- Mu(Ms), Mu(ms): Momentos flexionantes últimos, extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
- Mu(Mi), Mu(mi): Momentos flexionantes últimos, extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
- Vux: Fuerza cortante última, dirección X (t)
- Vuy: Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.54.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

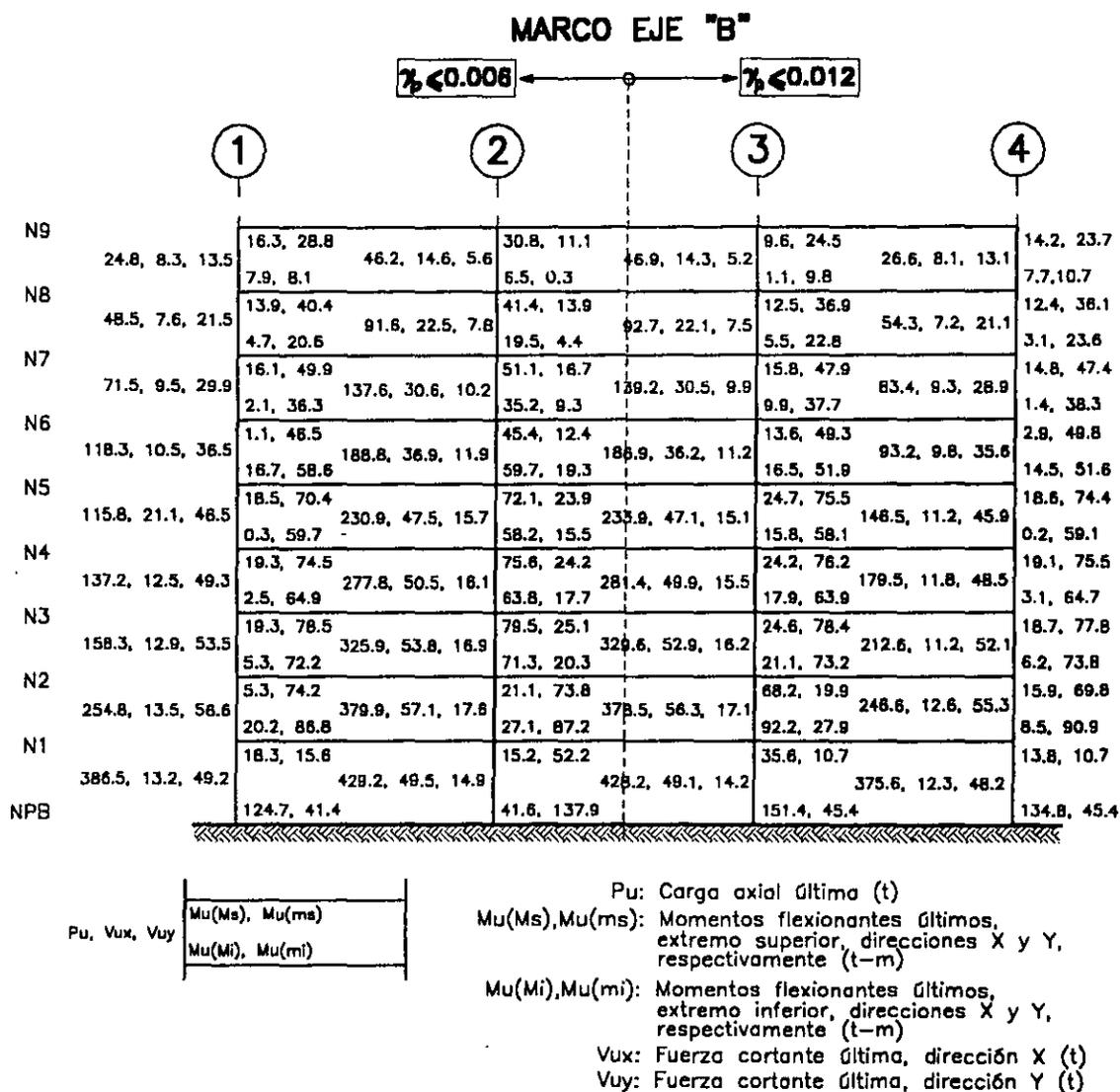


Fig 3.55.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

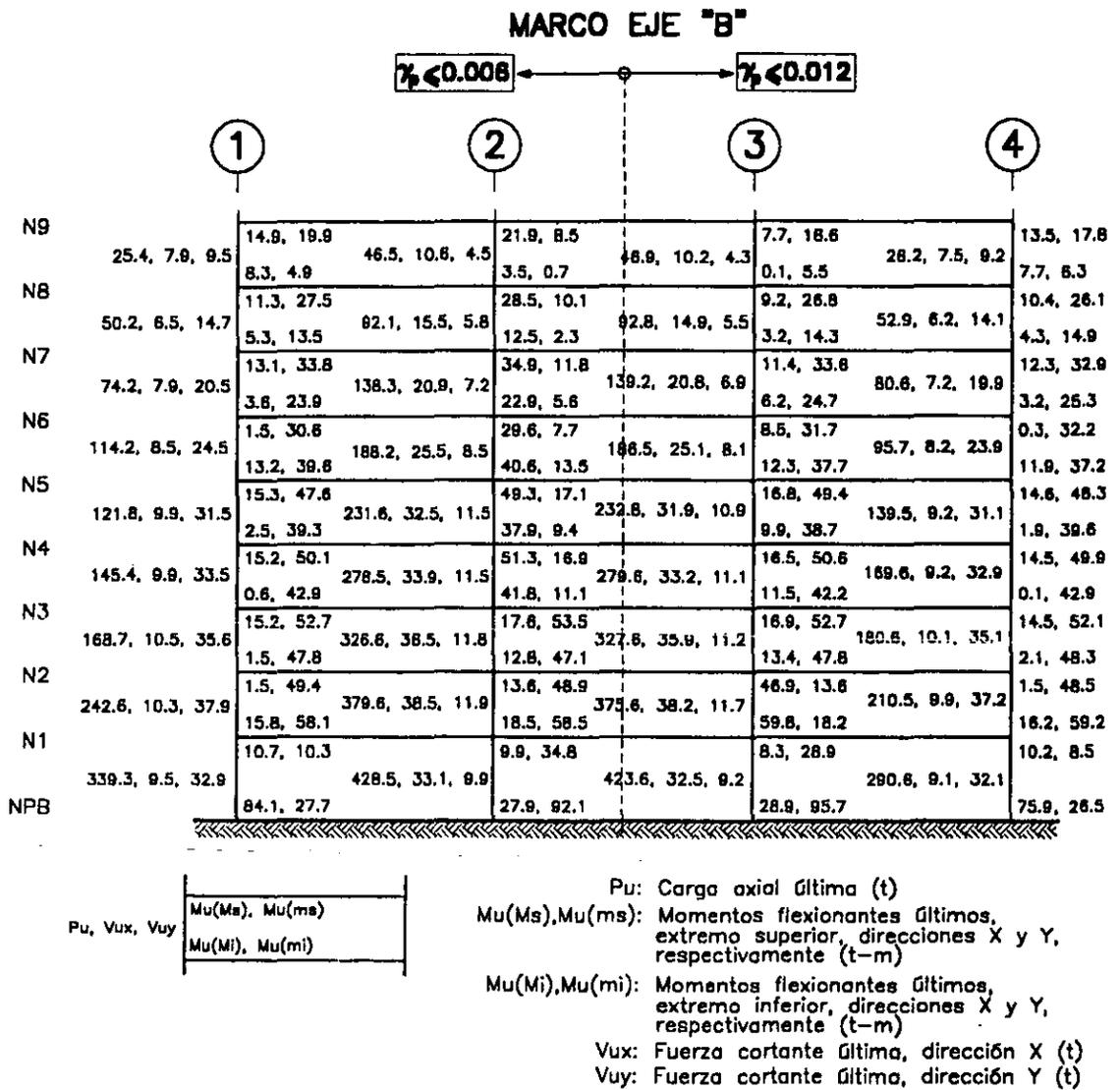
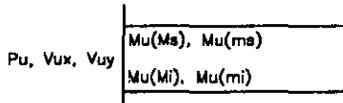
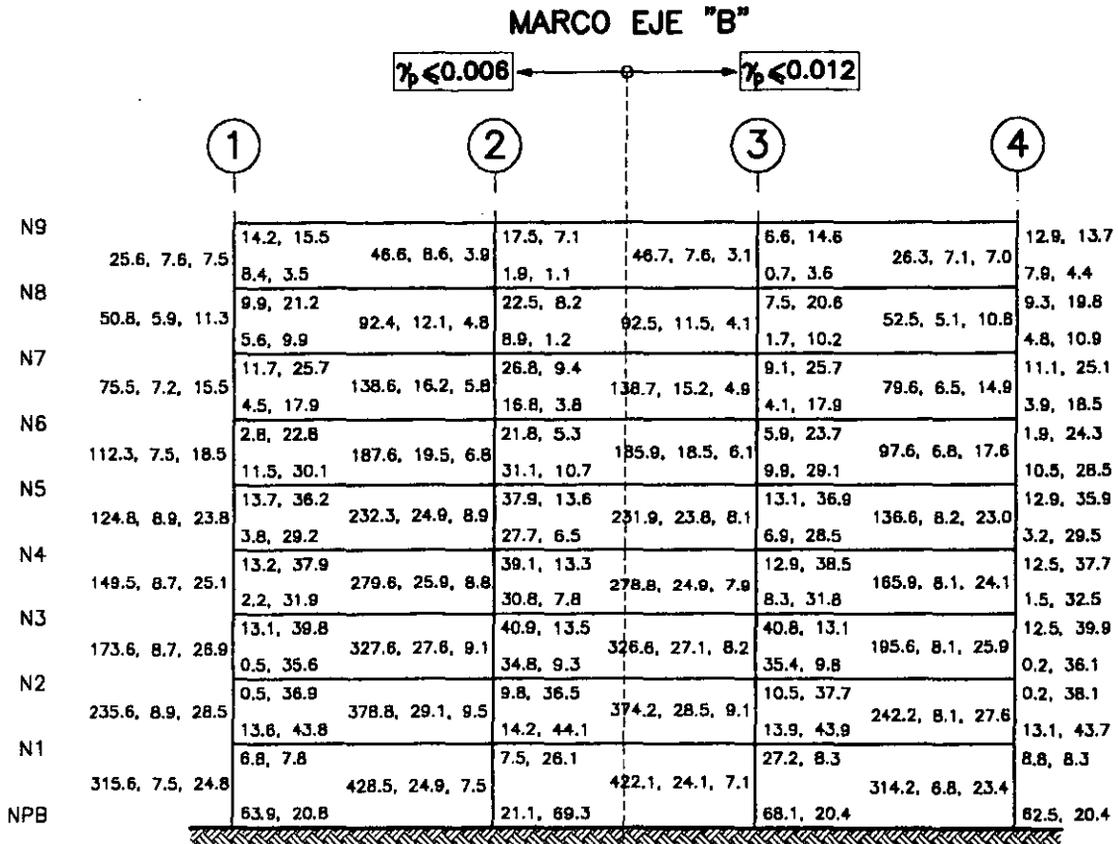


Fig 3.56.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$



P_u : Carga axial última (t)
 $M_u(M_s), M_u(m_s)$: Momentos flexionantes últimos, extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
 $M_u(M_i), M_u(m_i)$: Momentos flexionantes últimos, extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
 V_{ux} : Fuerza cortante última, dirección X (t)
 V_{uy} : Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.57.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

MARCO EJE "B"

$\gamma_p \leq 0.006$ ← → $\gamma_p \leq 0.012$

	1	2	3	4	
N17	27.1, 71.7 20.1, 13.9, 37.3 12.3, 24.9	35.8, 39.7, 15.9	75.5, 28.7 21.9, 1.4	75.5, 28.7 21.9, 1.4 20.1, 13.9, 37.3	27.1, 71.7 12.3, 24.9
N16					
N15	33.9, 134.1 51.9, 19.8, 82.5 0.7, 82.5	104.9, 83.9, 28.2	136.6, 45.3 80.1, 22.8	136.6, 45.3 80.1, 22.8 51.9, 19.8, 82.5	33.9, 134.1 0.7, 82.5
N14					
N13	12.5, 149.8 219.2, 26.6, 118.9 42.2, 182.7	262.2, 120.5, 38.9	147.6, 40.5 282.2, 120.5, 38.9 184.5, 59.3	147.6, 40.5 219.2, 26.6, 118.9 184.5, 59.3	12.5, 149.8 42.2, 182.7
N12					
N11	48.5, 229.9 335.8, 32.5, 160.2 15.7, 201.1	240.1, 162.2, 52.6	232.8, 75.3 240.1, 162.2, 52.6 198.2, 54.1	232.8, 75.3 335.8, 32.5, 160.2 198.2, 54.1	48.5, 229.9 15.7, 201.1
N10					
N9	19.5, 218.2 458.8, 37.5, 184.2 58.6, 280.1	480.8, 186.1, 59.2	215.6, 60.1 480.8, 186.1, 59.2 282.6, 89.5	215.6, 60.1 458.8, 37.5, 184.2 282.6, 89.5	19.5, 218.2 58.6, 280.1
N8					
N7	29.7, 270.7 591.4, 39.9, 210.7 52.5, 279.1	593.7, 212.6, 67.5	268.2, 75.5 593.7, 212.6, 67.5 281.1, 89.1	268.2, 75.5 591.4, 39.9, 210.7 281.1, 89.1	29.7, 270.7 52.5, 279.1
N6					
N5	112.4, 75.6 1167.5, 42.8, 216.9 206.2, 94.5	703.7, 218.2, 67.6	73.7, 257.4 703.7, 218.2, 67.6 95.9, 311.2	73.7, 257.4 1167.5, 42.8, 216.9 95.9, 311.2	112.4, 75.6 206.2, 94.5
N4					
N3	101.9, 73.6 1430.6, 42.6, 231.4 214.7, 105.4	820.8, 232.4, 71.5	72.3, 249.5 820.8, 232.4, 71.5 106.6, 348.1	72.3, 249.5 1430.6, 42.6, 231.4 106.6, 348.1	101.9, 73.6 214.7, 105.4
N2					
N1	88.9, 5.4 1666.6, 49.2, 201.8	935.1, 201.9, 60.9	4.8, 19.4 935.1, 201.9, 60.9	4.8, 19.4 1666.6, 49.2, 201.8	88.9, 5.4
NPB	655.1, 211.9		212.2, 705.9	212.2, 705.9	655.1, 211.9

Pu, Vux, Vuy	Mu(Ms), Mu(ms)
	Mu(Mi), Mu(mi)

Pu: Carga axial última (t)
 Mu(Ms), Mu(ms): Momentos flexionantes últimos, extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

Mu(Mi), Mu(mi): Momentos flexionantes últimos, extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

Vux: Fuerza cortante última, dirección X (t)

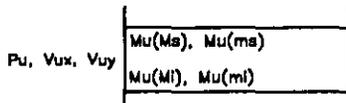
Vuy: Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.58.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

MARCO EJE "B"

$\gamma_p \leq 0.006$ ← → $\gamma_p \leq 0.012$

	1	2	3	4	
N17	21.8, 38.4 23.6, 11.8, 19.2	39.8, 21.5, 10.2	41.9, 18.4 4.5, 3.4	17.2, 38.8 2.2, 7.6	20.5, 35.9 11.4, 9.9
N16					
N15	21.6, 65.2 6.3, 38.6	116.7, 40.5, 14.9	67.5, 24.2 36.4, 6.9	23.8, 67.1 8.8, 40.5	20.9, 65.2 4.8, 42.4
N14					
N13	1.8, 57.8 27.6, 95.5	233.5, 57.8, 20.2	55.7, 13.1 97.9, 33.9	18.8, 67.3 31.3, 92.1	1.4, 68.9 24.6, 90.2
N12					
N11	2.4, 97.1 26.7, 100.3	263.1, 78.5, 27.8	111.4, 39.5 86.3, 19.9	38.6, 113.8 23.6, 93.8	28.4, 103.6 3.1, 102.9
N10					
N9	5.4, 112.1 27.9, 119.2	335.1, 89.4, 30.5	124.3, 42.4 107.9, 27.8	28.9, 109.1 42.8, 130.8	27.4, 110.6 12.6, 128.9
N8					
N7	9.3, 131.2 30.6, 135.2	410.6, 101.8, 33.9	142.8, 47.8 124.4, 32.8	46.6, 142.8 35.2, 129.1	31.7, 134.6 10.2, 136.9
N6					
N5	54.6, 36.8 95.9, 48.4	617.7, 107.2, 34.6	128.8, 35.1 156.3, 50.1	136.4, 36.4 149.5, 48.6	73.8, 37.8 88.4, 47.5
N4					
N3	63.1, 41.1 94.6, 49.2	721.1, 112.5, 35.5	39.6, 141.1 50.5, 160.5	136.1, 44.3 163.5, 45.9	75.3, 40.2 84.9, 49.7
N2					
N1	16.9, 23.8 1046.3, 24.5, 97.5	825.7, 97.5, 29.5	23.2, 80.5 822.4, 92.5, 28.1	50.7, 16.2 1018.4, 22.2, 92.6	6.7, 15.1
NPB	255.3, 84.9		85.3, 282.6	305.6, 91.2	274.2, 91.8



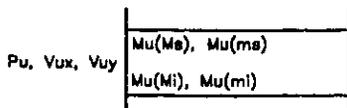
Pu: Carga axial última (t)
 Mu(Ms), Mu(ms): Momentos flexionantes últimos, extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
 Mu(Mi), Mu(mi): Momentos flexionantes últimos, extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
 Vux: Fuerza cortante última, dirección X (t)
 Vuy: Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.59.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

MARCO EJE "B"

$\gamma_p \leq 0.006$ ← → $\gamma_p \leq 0.012$

	1	2	3	4	
N17	20.4, 27.5 25.1, 11.5, 13.9	40.9, 18.5, 8.8	31.2, 15.1 0.7, 4.6	43.1, 15.2, 7.5 13.5, 27.4 28.1, 10.2, 12.5	18.5, 24.8 10.9, 4.3
N16					
N15	18.1, 44.8 72.8, 11.2, 26.9	120.7, 28.5, 11.5	47.1, 18.1 22.5, 2.8	127.3, 27.2, 10.3 16.7, 44.3 80.7, 10.1, 24.6	16.8, 42.5 6.6, 24.4
N14					
N13	4.6, 37.5 160.9, 13.2, 38.5	227.2, 39.9, 14.9	35.4, 6.9 67.7, 24.9	223.6, 38.1, 13.6 8.8, 39.8 130.6, 12.4, 38.8	2.5, 41.5 18.9, 58.5
N12					
N11	24.4, 73.9 181.5, 18.9, 51.9	273.6, 54.2, 20.8	77.2, 29.2 54.7, 10.5	294.9, 52.4, 19.1 26.9, 75.4 12.5, 58.1	22.1, 65.8 2.3, 65.6
N10					
N9	0.6, 73.1 319.2, 17.4, 59.4	349.5, 61.4, 21.9	85.4, 30.7 69.8, 18.3	379.6, 59.9, 20.1 29.6, 86.4 268.6, 16.5, 57.2	23.1, 84.5 2.9, 71.2
N8					
N7	2.3, 88.2 402.2, 18.2, 67.7	428.6, 69.6, 24.2	97.4, 33.9 80.8, 19.8	467.2, 66.2, 22.8 32.2, 96.8 372.6, 17.1, 65.2	23.9, 88.8 3.6, 88.4
N6					
N5	33.1, 23.5 620.3, 17.9, 71.3	597.1, 72.6, 24.2	83.8, 21.7 105.8, 34.8	586.1, 70.5, 22.6 22.9, 84.8 586.8, 18.2, 89.9	50.6, 24.4 54.2, 32.8
N4					
N3	39.3, 26.6 746.5, 17.6, 74.8	698.6, 75.6, 24.5	25.2, 92.9 34.8, 108.1	682.9, 72.5, 22.6 25.3, 90.3 705.1, 16.2, 71.2	52.4, 26.4 54.2, 33.2
N2					
N1	9.3, 15.7 867.5, 17.1, 64.9	803.2, 65.2, 19.8	15.1, 53.5 796.2, 62.3, 18.5	11.2, 33.8 816.5, 16.1, 62.3	6.8, 9.9
NPB	171.4, 56.8		57.2, 188.8	59.8, 200.9	178.6, 60.4



P_u : Carga axial última (t)
 $M_u(M_s), M_u(m_s)$: Momentos flexionantes últimos, extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
 $M_u(M_i), M_u(m_i)$: Momentos flexionantes últimos, extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
 V_{ux} : Fuerza cortante última, dirección X (t)
 V_{uy} : Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.60.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

MARCO EJE "B"

$\gamma_p \leq 0.008$ ← → $\gamma_p \leq 0.012$

	1	2	3	4	
N17	25.8, 11.3, 11.4	19.7, 22.1 41.6, 13.7, 7.9	25.8, 13.5 1.2, 5.2	43.8, 12.6, 6.9 11.2, 22.6 25.9, 10.6, 10.2	16.8, 20.3 9.7, 2.2
N16					
N15	75.5, 10.2, 20.8	16.3, 34.6 122.6, 22.5, 9.5	36.8, 14.9 15.5, 0.8	129.8, 21.2, 8.9 13.2, 34.6 79.6, 9.5, 19.2	14.3, 33.1 6.5, 17.5
N14					
N13	155.8, 11.8, 29.5	5.9, 27.2 224.1, 31.5, 12.2	25.2, 3.9 52.5, 20.3	223.1, 30.1, 11.5 4.5, 24.7 127.2, 10.6, 28.1	4.5, 26.1 17.5, 48.8
N12					
N11	171.2, 15.2, 39.9	21.7, 56.8 7.1, 42.1	60.1, 24.1 38.8, 5.7	298.9, 40.9, 15.9 21.7, 57.6 197.5, 14.1, 37.9	19.2, 55.2 4.5, 42.9
N10					
N9	219.8, 15.2, 45.5	21.5, 63.1 1.9, 53.1	65.9, 24.9 50.6, 10.6	383.9, 46.8, 16.9 23.5, 65.8 261.2, 14.2, 44.1	19.8, 63.8 0.2, 52.5
N8					
N7	382.5, 15.7, 51.5	1.5, 63.5 21.1, 69.6	74.6, 27.1 58.9, 13.2	471.9, 51.9, 17.8 25.3, 73.4 327.5, 14.2, 49.8	20.2, 71.6 0.5, 62.2
N6					
N5	560.3, 15.2, 53.9	22.3, 16.8 52.5, 25.6	61.5, 15.1 80.4, 27.2	582.9, 54.8, 17.6 16.3, 62.2 527.6, 14.1, 52.1	39.6, 17.7 38.5, 24.9
N4					
N3	671.1, 14.8, 56.5	27.3, 19.4 51.5, 25.6	17.9, 68.8 26.9, 81.8	679.8, 55.8, 17.2 18.2, 66.7 630.2, 13.5, 54.9	40.9, 19.3 38.7, 25.1
N2					
N1	777.6, 13.4, 48.8	5.6, 11.7 781.3, 49.1, 14.9	11.2, 39.9 749.2, 48.1, 13.5	24.8, 8.2 727.6, 12.8, 46.9	6.5, 7.3
NPB		129.5, 42.7	42.9, 141.6	149.9, 44.6	133.2, 45.2

Pu, Vux, Vuy	Mu(Ms), Mu(ms)
	Mu(Mi), Mu(mi)

- Pu: Carga axial última (t)
- Mu(Ms), Mu(ms): Momentos flexionantes últimos, extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
- Mu(Mi), Mu(mi): Momentos flexionantes últimos, extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)
- Vux: Fuerza cortante última, dirección X (t)
- Vuy: Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.61.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

MARCO EJE "B"

	①		②		③		④	
N25	33.9, 109.1	25.4, 59.6, 23.8	113.2, 42.8	25.4, 59.6, 23.8	113.2, 42.8	13.3, 18.8, 56.9	33.9, 109.1	
13.3, 18.8, 56.9	10.2, 31.8		28.6, 2.7		28.6, 2.7		10.2, 31.8	
N24								
N23								
N22	48.4, 221.9	98.9, 155.3, 50.9	224.5, 73.3	98.9, 155.3, 50.9	224.5, 73.3	28.5, 32.1, 153.9	48.4, 221.9	
28.5, 32.1, 153.9	13.5, 182.5		180.4, 48.8		180.4, 48.8		13.5, 182.5	
N21								
N20								
N19	68.1, 336.9	371.8, 255.1, 83.8	340.7, 111.6	371.8, 255.1, 83.8	340.7, 111.6	230.3, 48.5, 252.2	68.1, 336.9	
230.3, 48.5, 252.2	21.1, 289.6		285.9, 78.1		285.9, 78.1		21.1, 289.6	
N18								
N17								
N16	142.1, 100.4	662.4, 318.3, 101.5	345.6, 97.3	662.4, 318.3, 101.5	345.6, 97.3	1082.9, 60.8, 315.9	142.1, 100.4	
1082.9, 60.8, 315.9	273.1, 137.9		445.9, 140.8		445.9, 140.8		273.1, 137.9	
N15								
N14								
N13	217.9, 139.1	923.5, 398.1, 126.1	478.5, 135.6	923.5, 398.1, 126.1	478.5, 135.6	1657.2, 68.8, 395.2	217.9, 139.1	
1657.2, 68.8, 395.2	241.3, 153.5		493.9, 156.9		493.9, 156.9		241.3, 153.5	
N12								
N11								
N10	214.8, 159.9	1181.6, 459.9, 144.6	546.1, 156.6	1181.6, 459.9, 144.6	546.1, 156.6	2293.8, 73.4, 457.5	214.8, 159.9	
2293.8, 73.4, 457.5	285.6, 179.9		582.9, 183.1		582.9, 183.1		285.6, 179.9	
N9								
N8								
N7	249.2, 164.5	1437.4, 483.5, 149.5	553.6, 162.4	1437.4, 483.5, 149.5	553.6, 162.4	2991.9, 80.2, 481.6	249.2, 164.5	
2991.9, 80.2, 481.6	337.1, 195.4		624.3, 197.4		624.3, 197.4		337.1, 195.4	
N6								
N5								
N4	164.5, 139.2	1681.8, 497.7, 151.8	465.9, 137.8	1681.8, 497.7, 151.8	465.9, 137.8	3727.9, 84.4, 496.6	164.5, 139.2	
3727.9, 84.4, 496.6	481.4, 234.9		772.8, 236.2		772.8, 236.2		481.4, 234.9	
N3								
N2								
N1	618.6, 122.3	1910.8, 425.8, 128.9	408.8, 121.9	1910.8, 425.8, 128.9	408.8, 121.9	4378.2, 105.1, 425.6	618.6, 122.3	
4378.2, 105.1, 425.6	1811.2, 572.4		1892.2, 572.6		1892.2, 572.6		1811.2, 572.4	
NPB								

Pu, Vux, Vuy

Mu(Ma), Mu(ma)
Mu(Mi), Mu(mi)

Pu:
Carga axial última (t)

Mu(Ms), Mu(ms):
Momentos flexionantes últimos extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

Mu(Mi), Mu(mi):
Momentos flexionantes últimos extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

Vux:
Fuerza cortante última, dirección X (t)

Vuy:
Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.62.—Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

MARCO EJE "B"

	①	②	③	④
N25	28.3, 57.4	61.9, 27.8	57.2, 23.9	24.8, 53.2
21.8, 15.6, 30.2	14.3, 10.8	7.5, 5.2	9.2, 3.7	12.9, 12.3
N24				
N23				
N22	30.6, 109.8	112.6, 39.8	108.9, 38.4	27.5, 104.5
76.1, 19.9, 73.2	3.2, 79.8	77.1, 17.4	79.4, 18.9	0.3, 81.7
N21				
N20				
N19	42.1, 168.9	172.6, 80.4	161.8, 55.7	38.2, 158.1
110.2, 28.8, 119.4	0.5, 130.7	127.2, 29.8	127.8, 30.3	2.1, 131.5
N18				
N17				
N16	6.3, 183.5	40.3, 160.2	160.8, 41.3	38.7, 164.2
517.8, 34.5, 151.7	52.1, 223.5	78.2, 228.9	204.9, 67.6	20.5, 202.5
N15				
N14				
N13	16.1, 230.3	58.9, 226.5	240.5, 58.2	127.9, 61.8
737.3, 39.3, 187.6	49.5, 239.8	81.8, 243.8	213.5, 77.9	89.7, 74.6
N12				
N11				
N10	108.1, 72.8	257.2, 69.4	88.2, 245.2	121.9, 69.9
1344.5, 41.5, 212.1	142.4, 87.9	279.1, 91.1	69.7, 271.9	107.7, 85.9
N9				
N8				
N7	121.6, 79.1	76.5, 273.5	86.9, 258.6	139.6, 75.7
1722.1, 42.6, 228.8	160.5, 94.7	97.1, 305.7	78.4, 287.9	127.6, 88.8
N6				
N5				
N4	119.8, 80.3	273.8, 78.7	251.5, 70.7	119.9, 72.1
2120.3, 42.8, 234.8	185.2, 100.8	330.4, 102.2	315.3, 100.1	172.1, 98.9
N3				
N2				
N1	58.6, 14.6	49.9, 14.2	60.9, 17.2	163.2, 17.5
2500.7, 48.9, 201.8				
NPB	622.3, 202.8	874.9, 202.9	727.6, 220.4	679.3, 220.2

P_u, V_{ux}, V_{uy}	$M_u(M_s), M_u(m_s)$
	$M_u(M_i), M_u(m_i)$

P_u : Carga axial última (t)

$M_u(M_s), M_u(m_s)$: Momentos flexionantes últimos extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

$M_u(M_i), M_u(m_i)$: Momentos flexionantes últimos extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

V_{ux} : Fuerza cortante última, dirección X (t)

V_{uy} : Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.63.-Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

MARCO EJE "B"

116

$\gamma_p \leq 0.006$ ← → $\gamma_p \leq 0.012$

	1	2	3	4
N25 24.7, 15.3, 22.1	26.6, 41.4 15.3, 4.6	35.8, 25.1, 13.6	45.9, 23.2 1.1, 7.1	20.4, 42.7 24.8, 14.1, 19.9
N24				
N23				
N22 91.7, 18.6, 50.2	25.1, 74.9 6.8, 50.9	138.9, 52.1, 19.9	77.7, 29.5 48.3, 8.6	36.7, 24.1, 12.9 173.3, 48.2, 18.1
N21				
N20				
N19 147.2, 23.6, 81.4	33.9, 114.9 6.5, 83.7	228.8, 84.2, 31.8	118.7, 44.3 79.9, 15.3	251.4, 82.1, 29.9
N18				
N17				
N16 552.8, 27.1, 102.6	33.1, 26.2 95.2, 51.1	489.5, 105.3, 37.7	22.8, 102.2 54.6, 154.5	424.9, 101.5, 35.8
N15				
N14				
N13 636.7, 31.1, 126.9	3.9, 149.3 39.2, 182.2	651.3, 129.9, 48.1	34.3, 145.3 58.9, 188.1	551.8, 125.4, 44.8
N12				
N11				
N10 1072.6, 32.2, 142.9	65.4, 45.3 99.9, 81.2	818.8, 145.6, 49.9	166.3, 41.8 189.2, 84.5	747.2, 141.2, 48.2
N9				
N8				
N7 1359.6, 32.2, 152.5	75.1, 50.2 111.3, 64.9	990.3, 154.5, 50.9	178.4, 47.6 205.7, 67.4	900.7, 151.2, 47.9
N6				
N5				
N4 1658.3, 31.5, 157.2	78.5, 52.3 124.5, 67.8	1165.3, 158.5, 50.5	181.5, 50.5 219.8, 89.5	1060.2, 152.8, 49.3
N3				
N2				
N1 1947.6, 33.4, 134.6	12.3, 17.5 1340.2, 134.8, 40.9	59.8, 17.1	1223.8, 132.5, 38.5	5.8, 0.7
NPB	387.6, 127.1	422.6, 127.3	432.9, 131.8	398.8, 131.8

P_u, V_{ux}, V_{uy}	$M_u(M_s), M_u(m_s)$ $M_u(M_i), M_u(m_i)$
-----------------------	--

P_u : Carga axial última (t)

$M_u(M_s), M_u(m_s)$: Momentos flexionantes últimos extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

$M_u(M_i), M_u(m_i)$: Momentos flexionantes últimos extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

V_{ux} : Fuerza cortante última, dirección X (t)

V_{uy} : Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.64.-Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

MARCO EJE "B"

	1	2	3	4	
N25	25.7, 33.5 26.2, 15.2, 18.2 15.8, 1.7	37.5, 21.2, 12.4	38.2, 20.7 1.8, 7.9	35.2, 18.2 25.5, 14.5, 18.2 1.4, 6.8	22.8, 31.1 13.5, 1.8
N24					
N23					
N22	22.3, 57.8 8.5, 36.9	145.5, 40.7, 16.6	60.6, 24.3 34.2, 4.5	43.2, 20.2, 11.8 169.9, 38.7, 15.6 54.5, 21.2 33.3, 5.5	19.5, 52.1 5.8, 35.6
N21					
N20					
N19	29.8, 88.3 8.2, 60.6	242.5, 65.6, 26.2	92.1, 36.4 58.8, 8.4	290.8, 62.5, 24.8 85.8, 34.2 55.3, 8.2	196.9, 20.1, 60.8 28.4, 81.8 8.7, 59.3
N18					
N17					
N16	20.7, 17.7 495.4, 23.4, 78.4 75.5, 40.5	467.6, 81.1, 30.3	14.2, 73.7 43.9, 118.7	412.6, 79.8, 28.6 14.4, 73.3 39.8, 107.5	289.3, 22.8, 77.1 4.2, 76.7 31.5, 104.1
N15					
N14					
N13	38.1, 26.3 710.5, 26.8, 96.8 70.2, 43.5	617.8, 99.8, 37.1	22.4, 105.5 47.4, 127.6	533.2, 98.2, 34.5 120.7, 44.5 94.5, 20.3	516.8, 25.1, 94.2 32.8, 100.7 1.8, 113.9
N12					
N11					
N10	44.4, 31.9 939.1, 27.5, 108.6 79.1, 47.8	774.5, 111.3, 39.6	28.3, 121.6 51.1, 144.4	661.5, 108.9, 38.2 135.8, 48.3 112.6, 26.8	834.8, 26.7, 105.6 72.2, 30.2 41.5, 43.5
N9					
N8					
N7	52.8, 36.1 1180.6, 26.7, 115.2 86.7, 49.9	937.4, 117.2, 39.7	33.4, 131.5 52.6, 155.9	855.5, 115.2, 38.5 137.8, 31.7 127.1, 47.3	1047.6, 24.1, 112.6 75.7, 34.2 53.5, 44.9
N6					
N5					
N4	54.7, 38.3 1431.5, 25.6, 118.5 95.9, 51.7	1105.7, 119.9, 38.9	134.6, 36.5 165.8, 53.3	1006.8, 117.1, 37.2 138.3, 34.7 140.4, 47.7	1267.5, 23.9, 115.6 72.8, 36.3 66.7, 46.3
N3					
N2					
N1	7.5, 12.9 1875.6, 25.7, 100.9	1278.6, 101.2, 30.8	44.4, 12.5 1162.5, 99.5, 28.9	48.5, 13.2 1480.6, 24.6, 95.6	11.5, 13.5
NPB	291.3, 95.4	316.9, 95.6	279.5, 84.6	250.8, 84.4	

P_u, V_{ux}, V_{uy}

$M_u(M_s), M_u(m_s)$
$M_u(M_i), M_u(m_i)$

P_u :
 Carga axial última (t)

$M_u(M_s), M_u(m_s)$:
 Momentos flexionantes últimos extremo superior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

$M_u(M_i), M_u(m_i)$:
 Momentos flexionantes últimos extremo inferior, direcciones X y Y, respectivamente (t-m)

V_{ux} :
 Fuerza cortante última, dirección X (t)

V_{uy} :
 Fuerza cortante última, dirección Y (t)

Fig 3.65.-Elementos mecánicos últimos de diseño en las columnas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p < 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

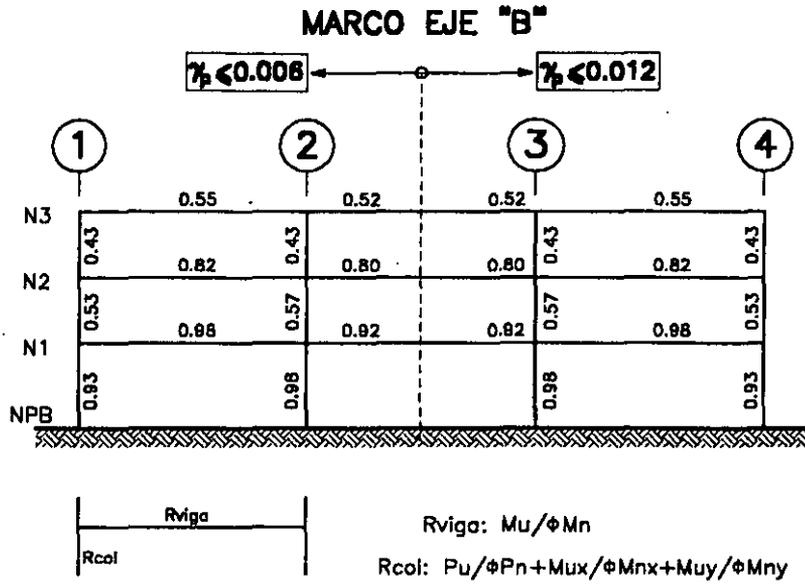


Fig 3.66.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

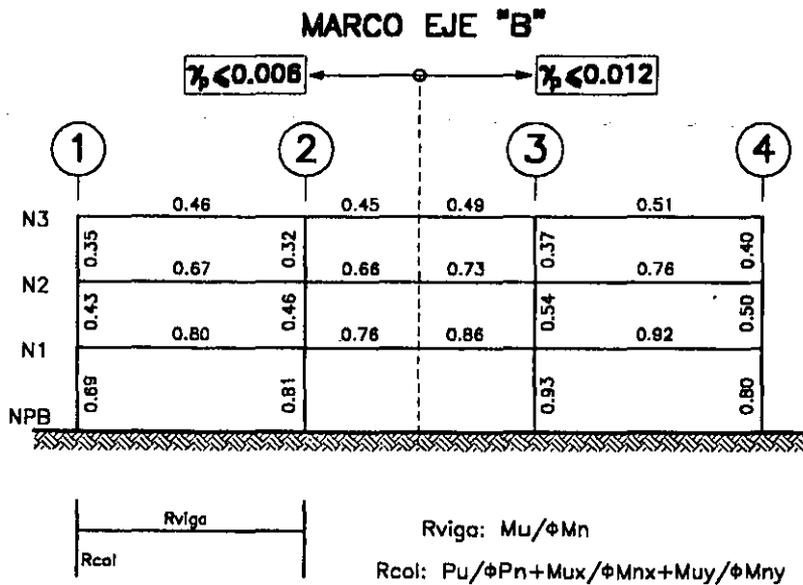


Fig 3.67.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

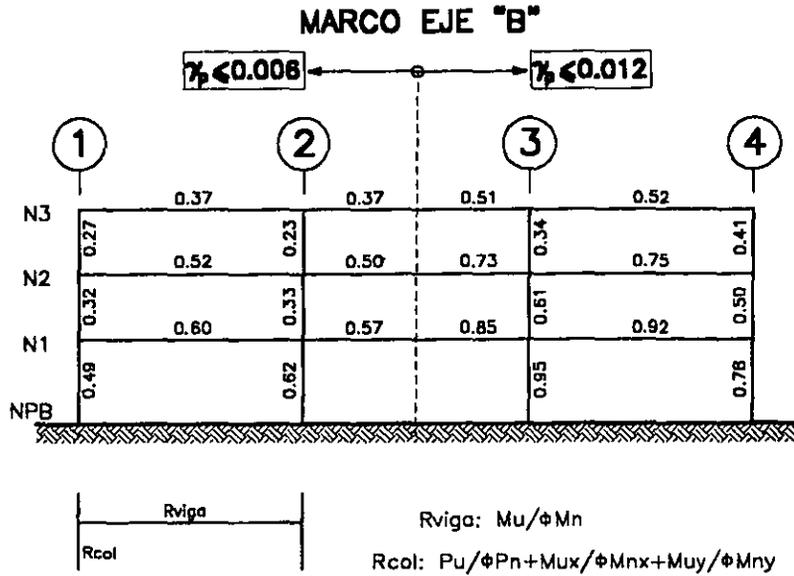


Fig 3.68.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

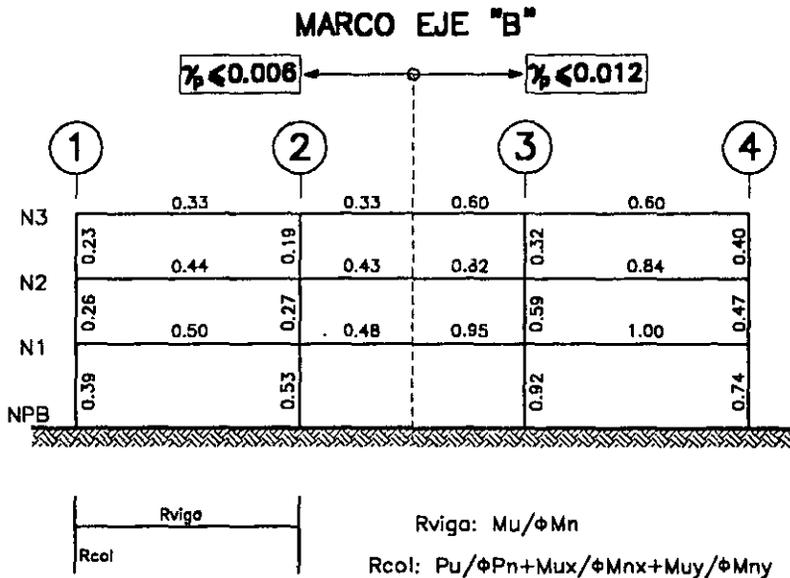


Fig 3.69.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 3 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

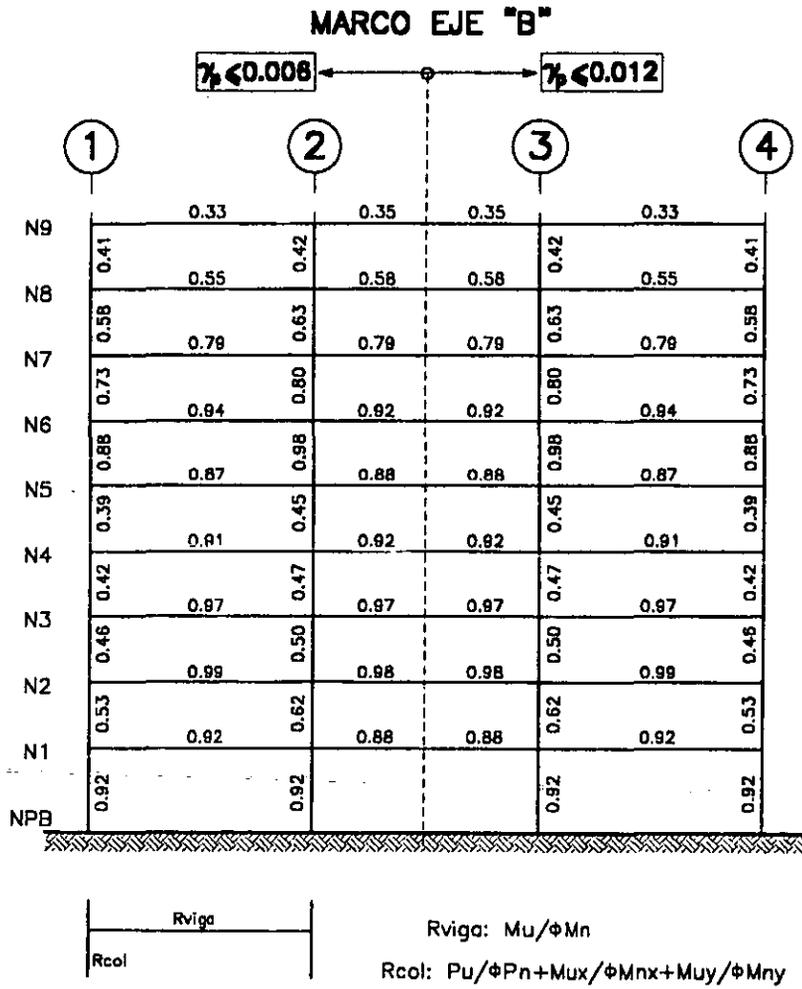


Fig 3.70.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

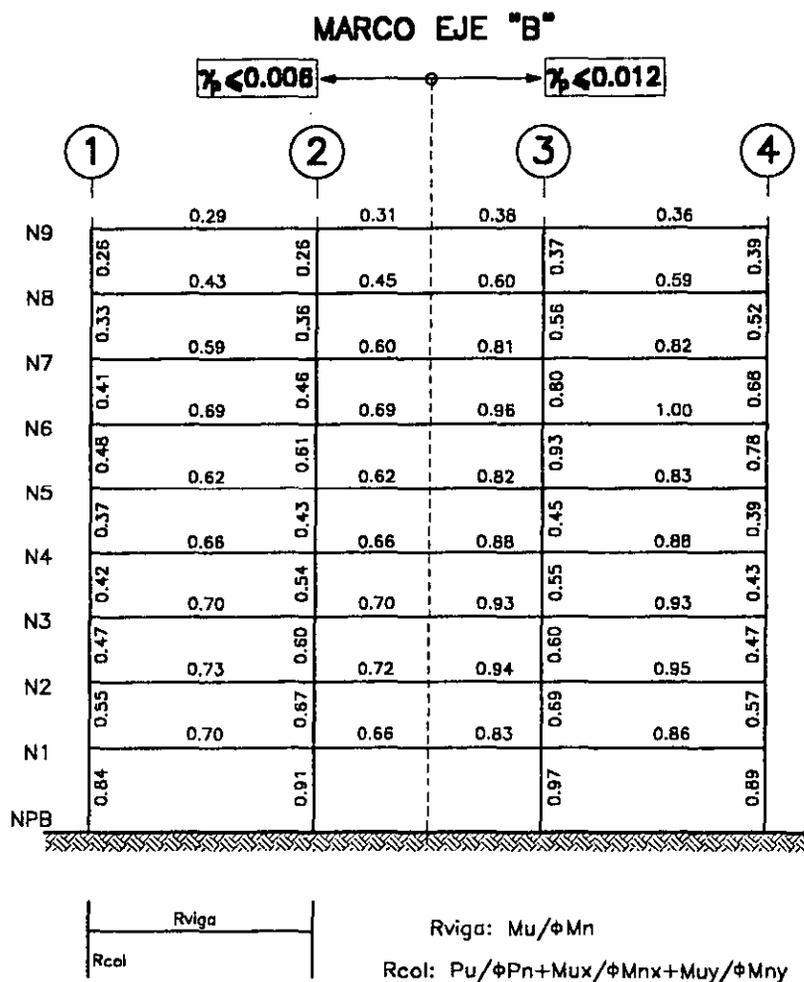


Fig 3.71.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

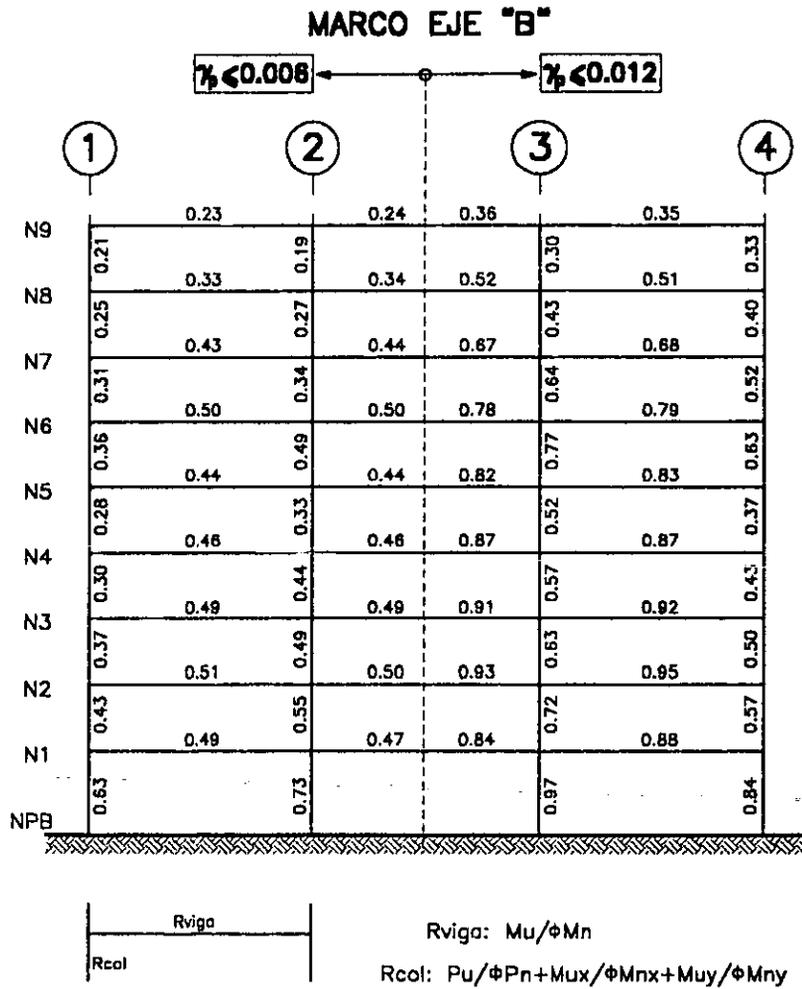


Fig 3.72.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

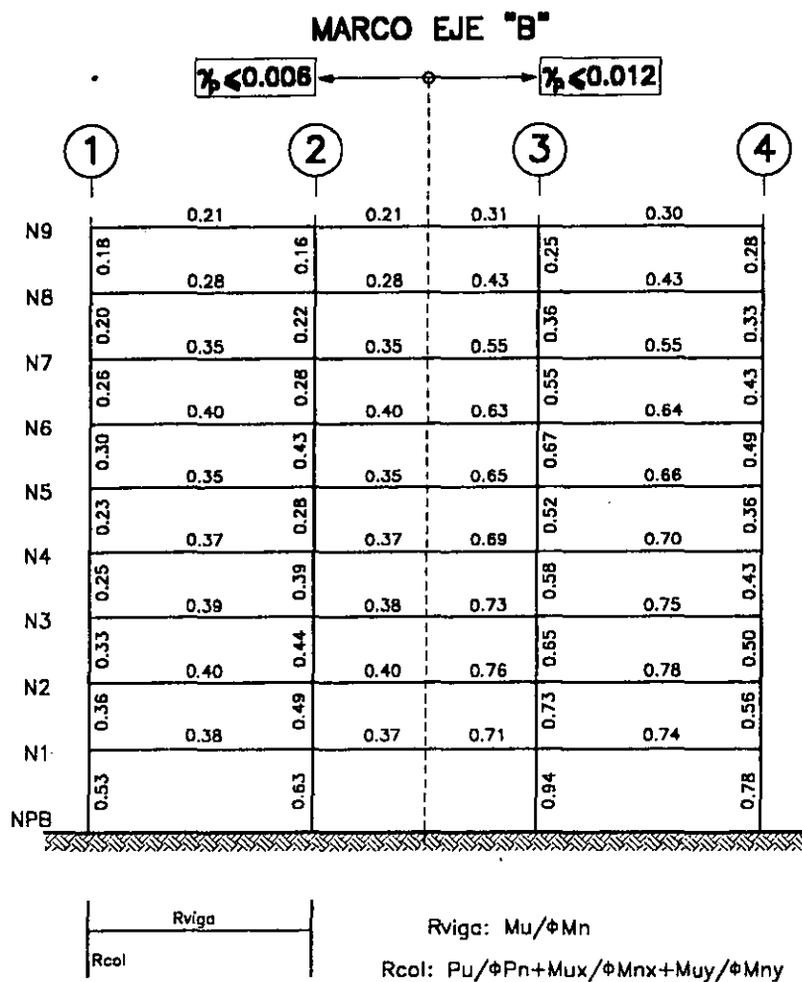


Fig 3.73.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

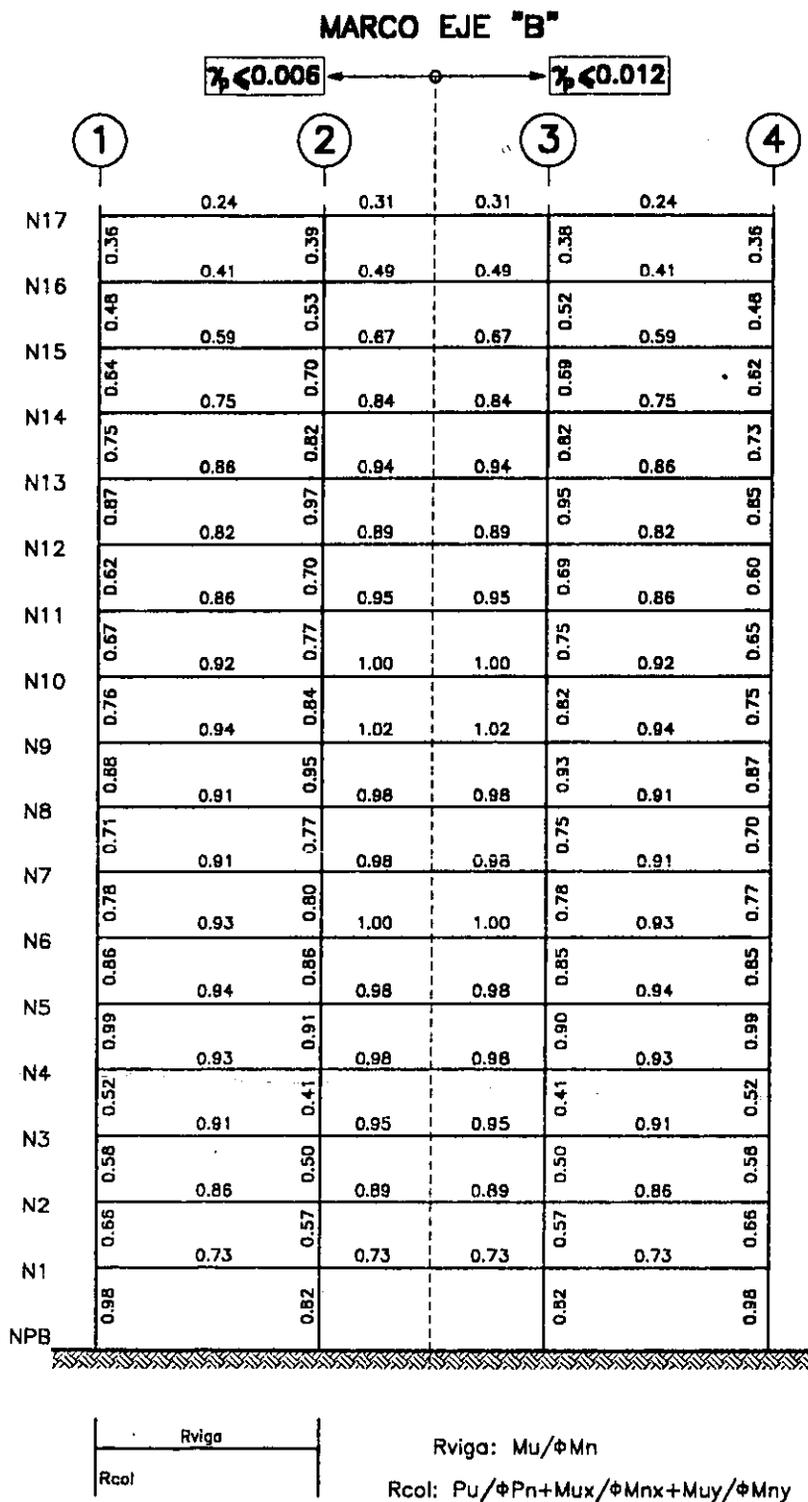


Fig 3.74.-Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

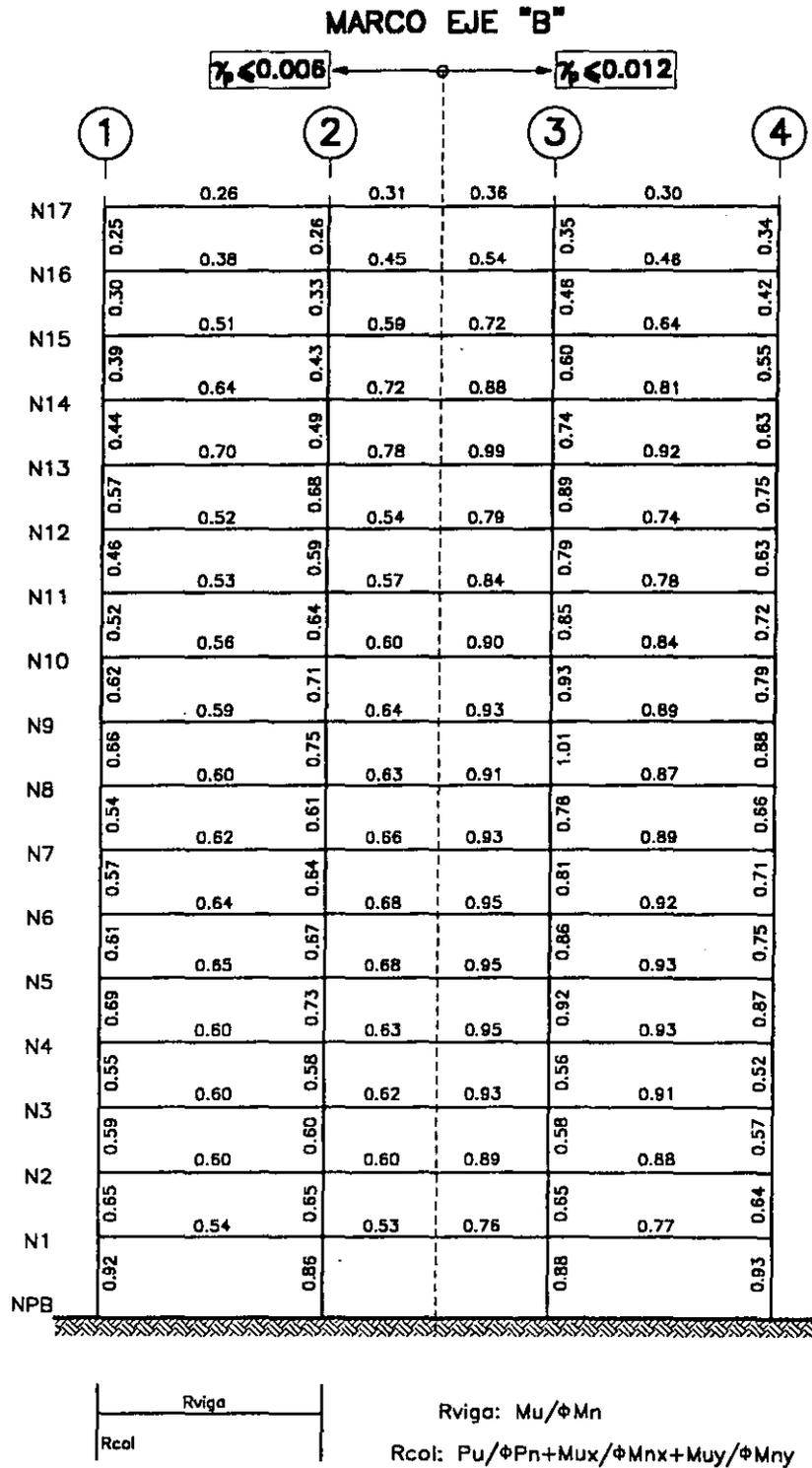


Fig 3.75.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

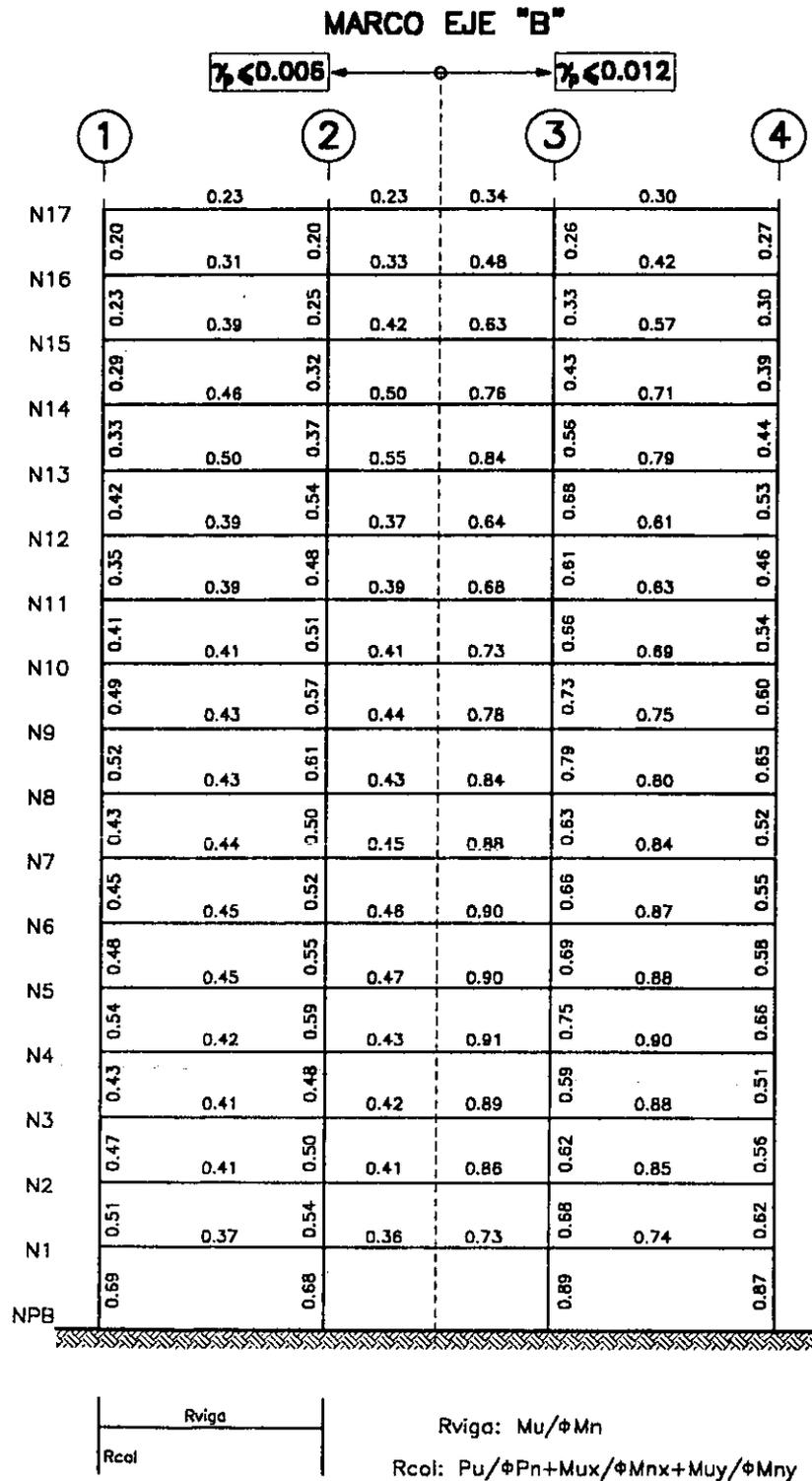


Fig 3.76.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

MARCO EJE "B"

$\gamma_p \leq 0.006$ ← → $\gamma_p \leq 0.012$

	1	2	3	4
N17	0.21	0.19	0.42	0.37
N16	0.18	0.27	0.18	0.26
N15	0.19	0.33	0.21	0.34
N14	0.24	0.38	0.27	0.40
N13	0.27	0.40	0.31	0.43
N12	0.35	0.32	0.46	0.29
N11	0.30	0.32	0.35	0.30
N10	0.32	0.34	0.45	0.32
N9	0.42	0.35	0.50	0.34
N8	0.45	0.35	0.54	0.33
N7	0.36	0.36	0.44	0.35
N6	0.39	0.36	0.46	0.36
N5	0.42	0.36	0.49	0.36
N4	0.46	0.33	0.53	0.33
N3	0.37	0.33	0.43	0.33
N2	0.40	0.31	0.45	0.32
N1	0.44	0.29	0.48	0.28
NPB	0.57	0.60		0.76

Rviga		Rcol
-------	--	------

Rviga: $M_u / \phi M_n$

Rcol: $P_u / \phi P_n + M_{ux} / \phi M_{nx} + M_{uy} / \phi M_{ny}$

Fig 3.77.—Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

MARCO EJE "B"

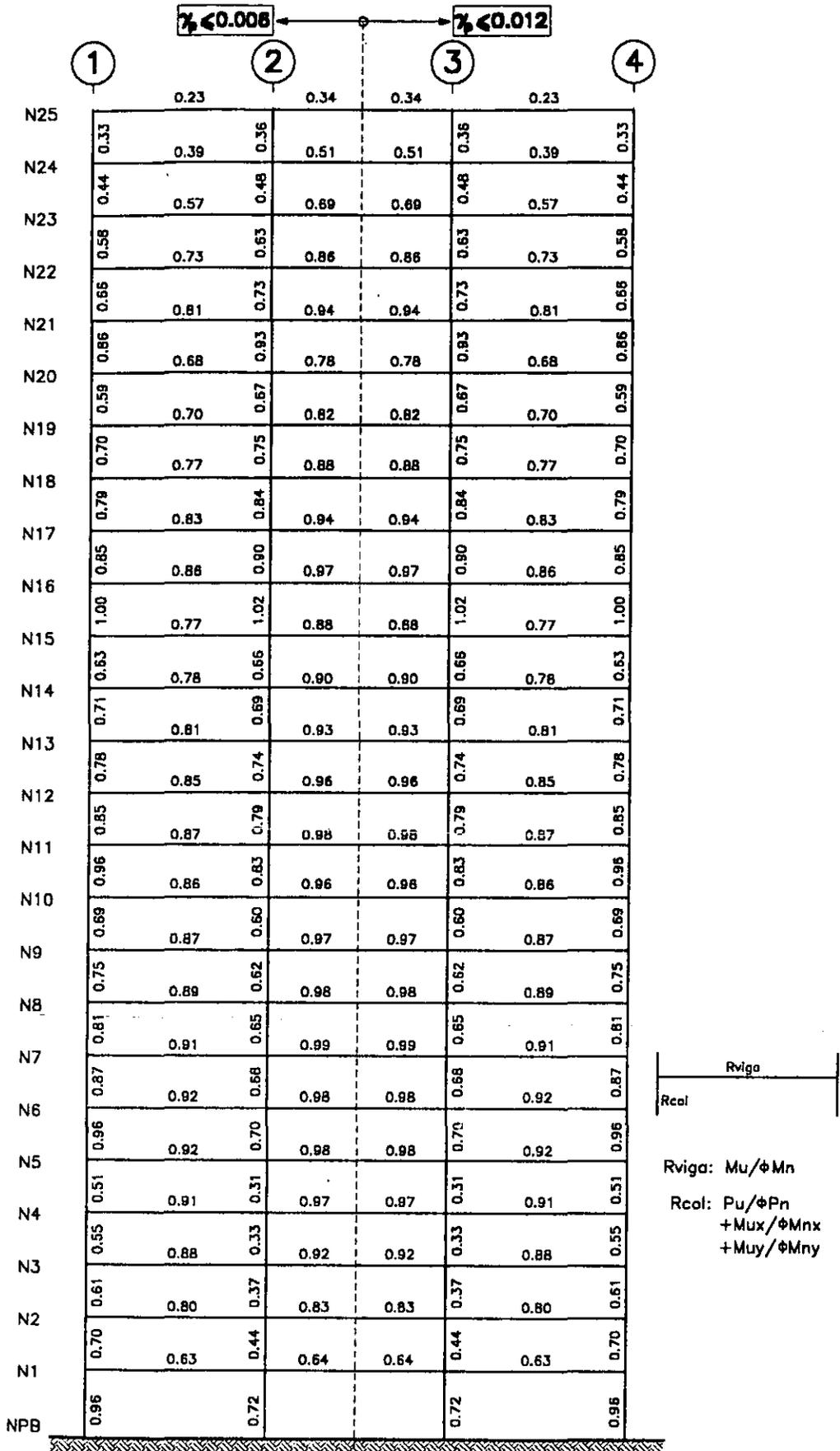


Fig 3.78.-Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=1$

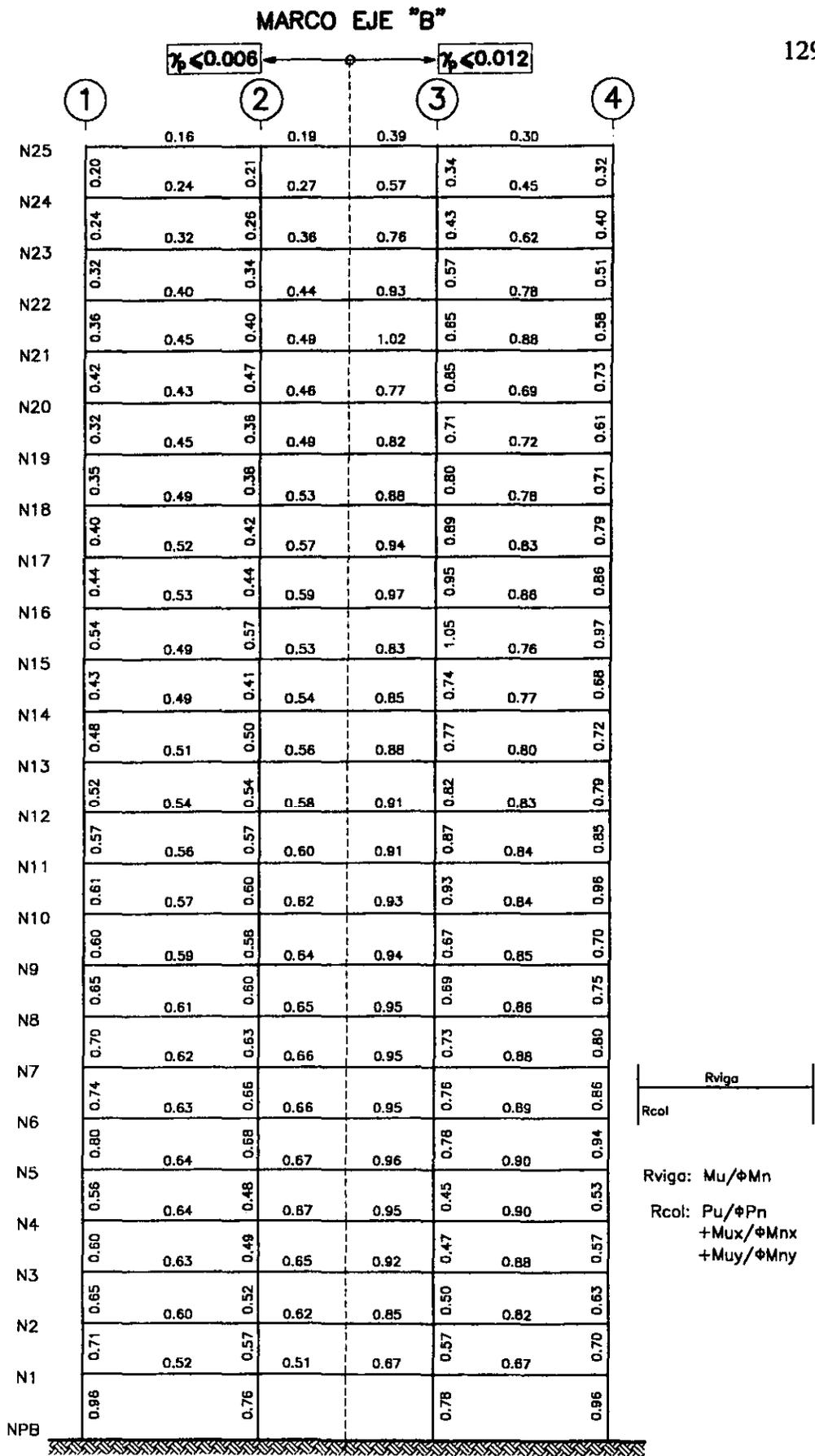


Fig 3.79.-Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=2$

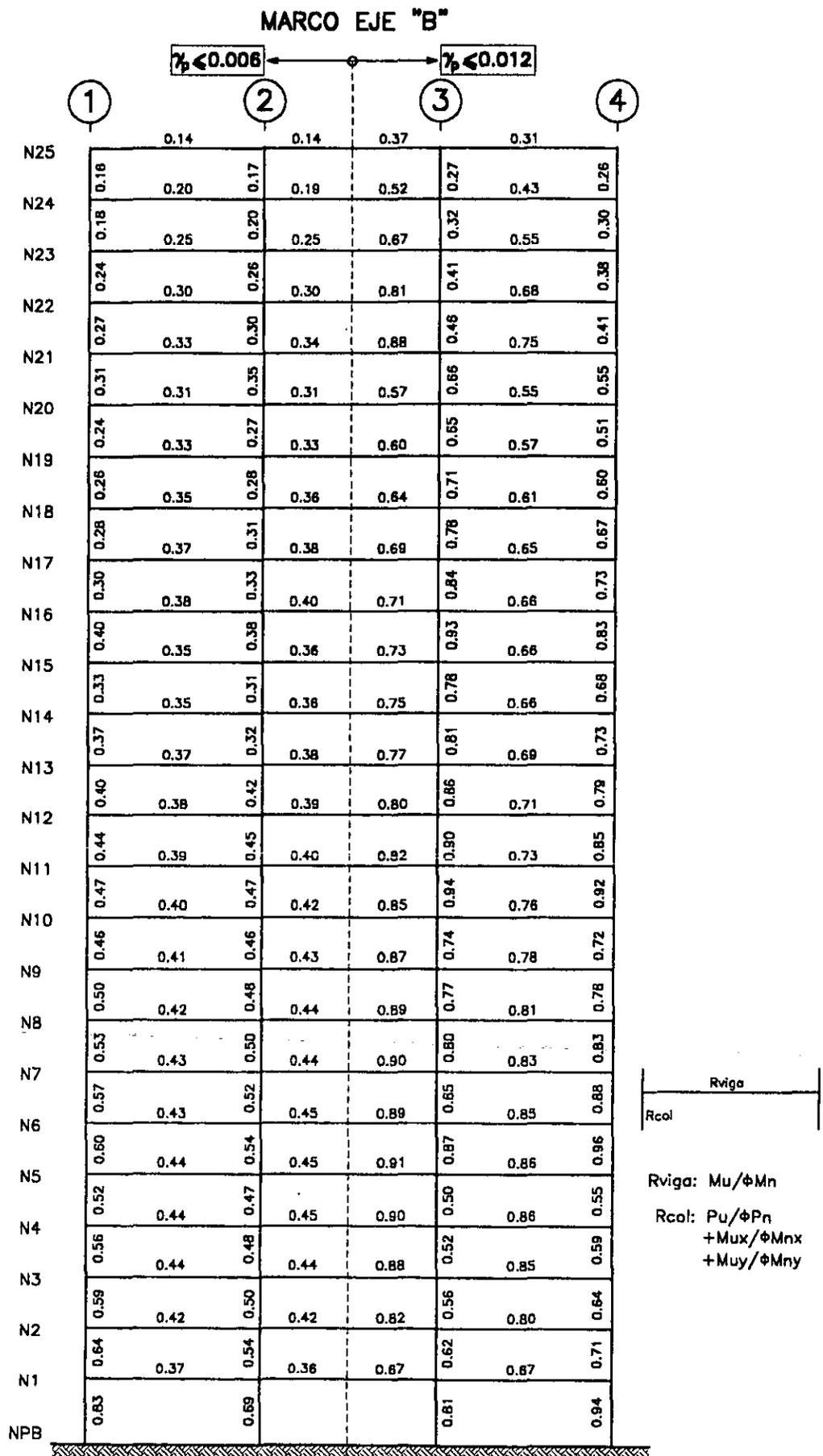


Fig 3.80.-Relaciones acción última entre resistencia para traves y columnas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=3$

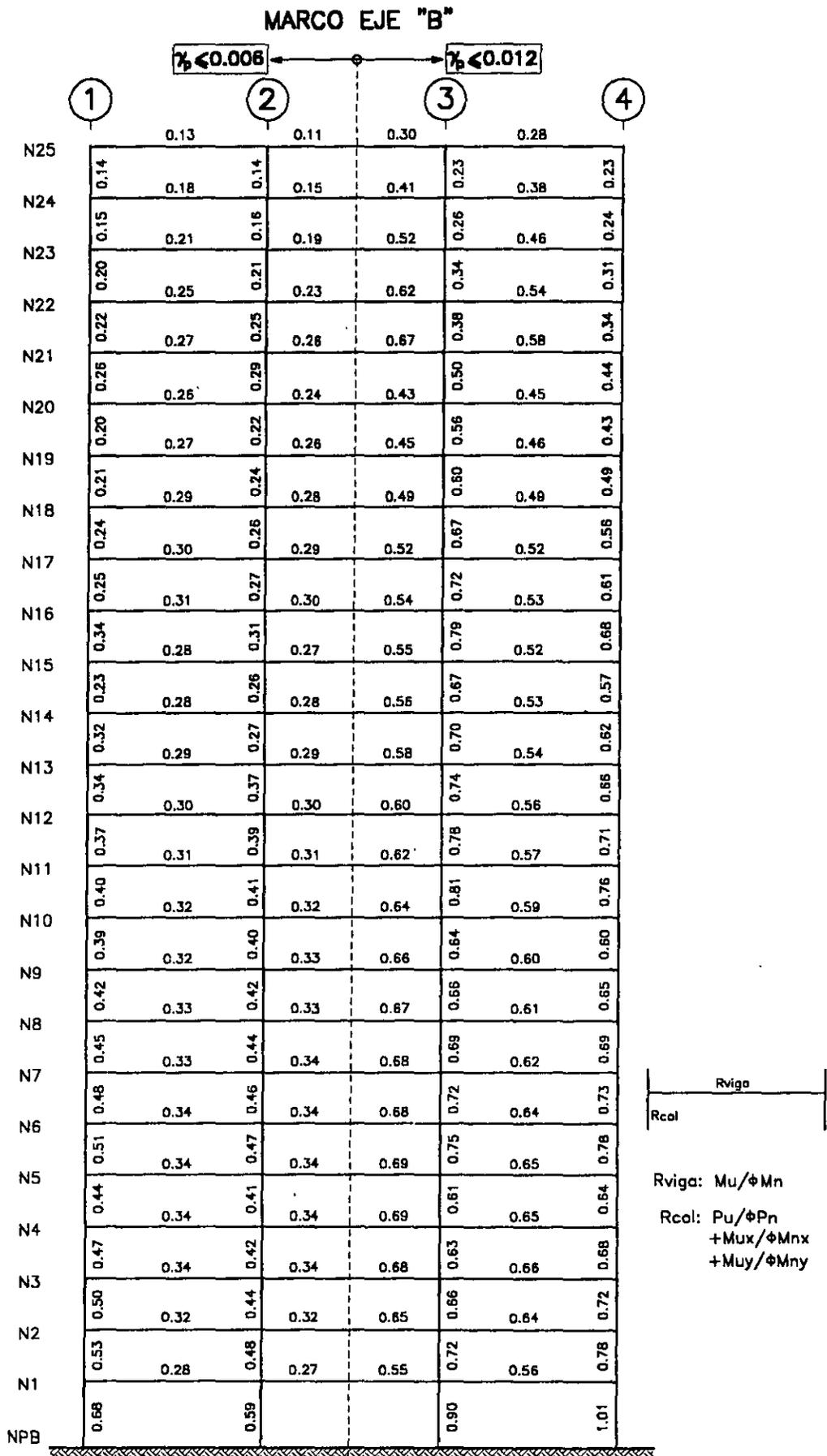


Fig 3.81.-Relaciones acción última entre resistencia para trabes y columnas del eje B del edificio de 25 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , $Q=4$

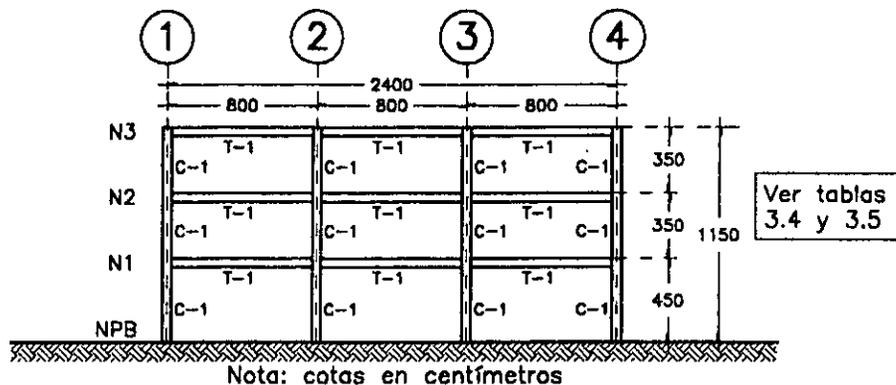


Fig 3.82.—Elevación y distribución de elementos estructurales tipo del eje B, edificio de 3 niveles

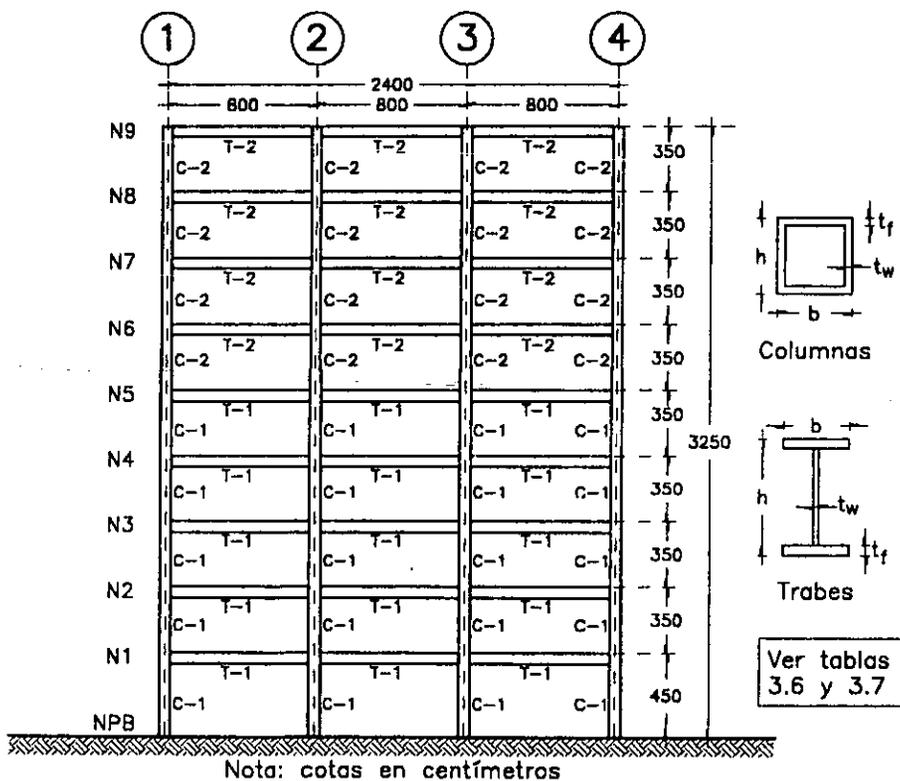


Fig 3.83.—Elevación y distribución de elementos estructurales tipo del eje B, edificio de 9 niveles

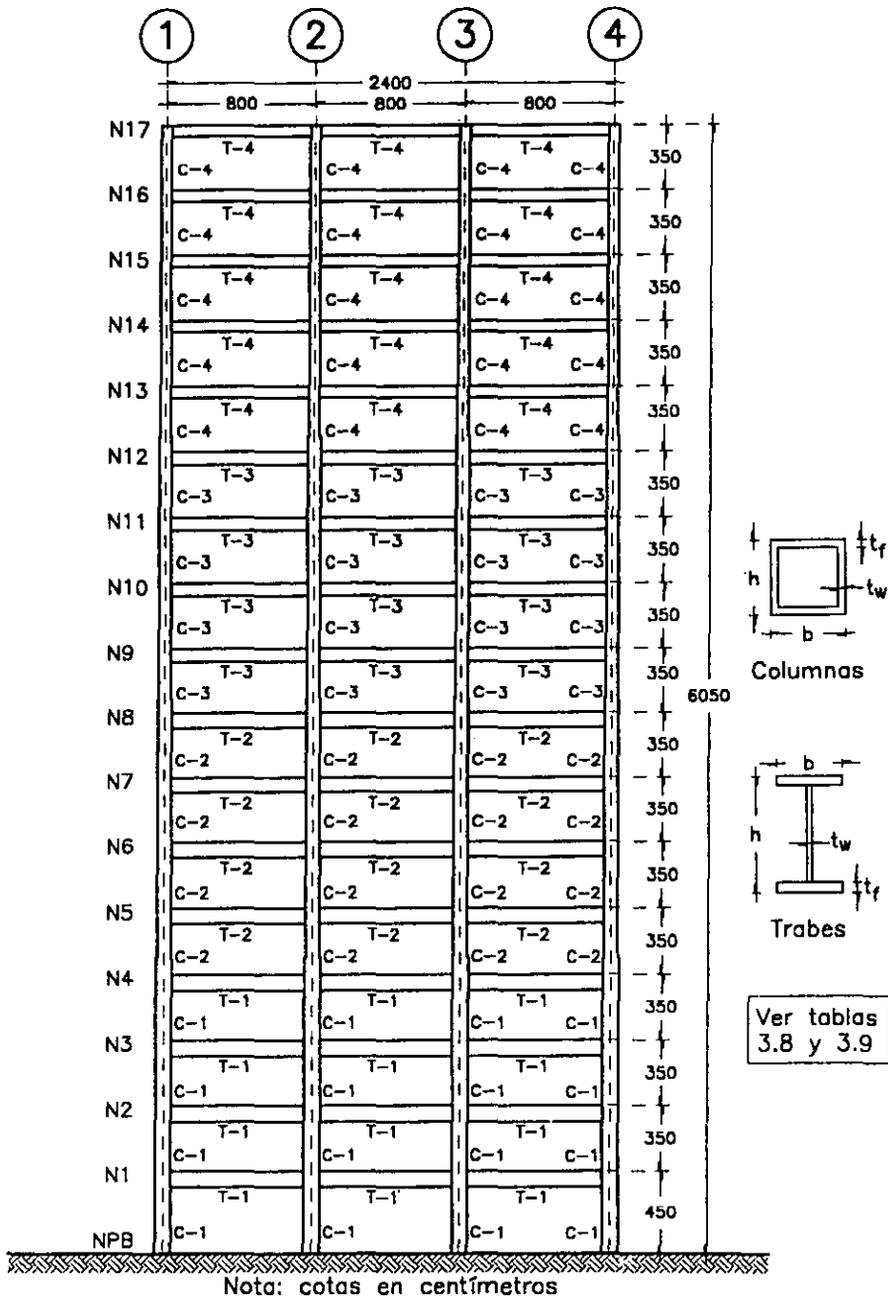


Fig 3.84.—Elevación y distribución de elementos estructurales tipo del eje B, edificio de 17 niveles

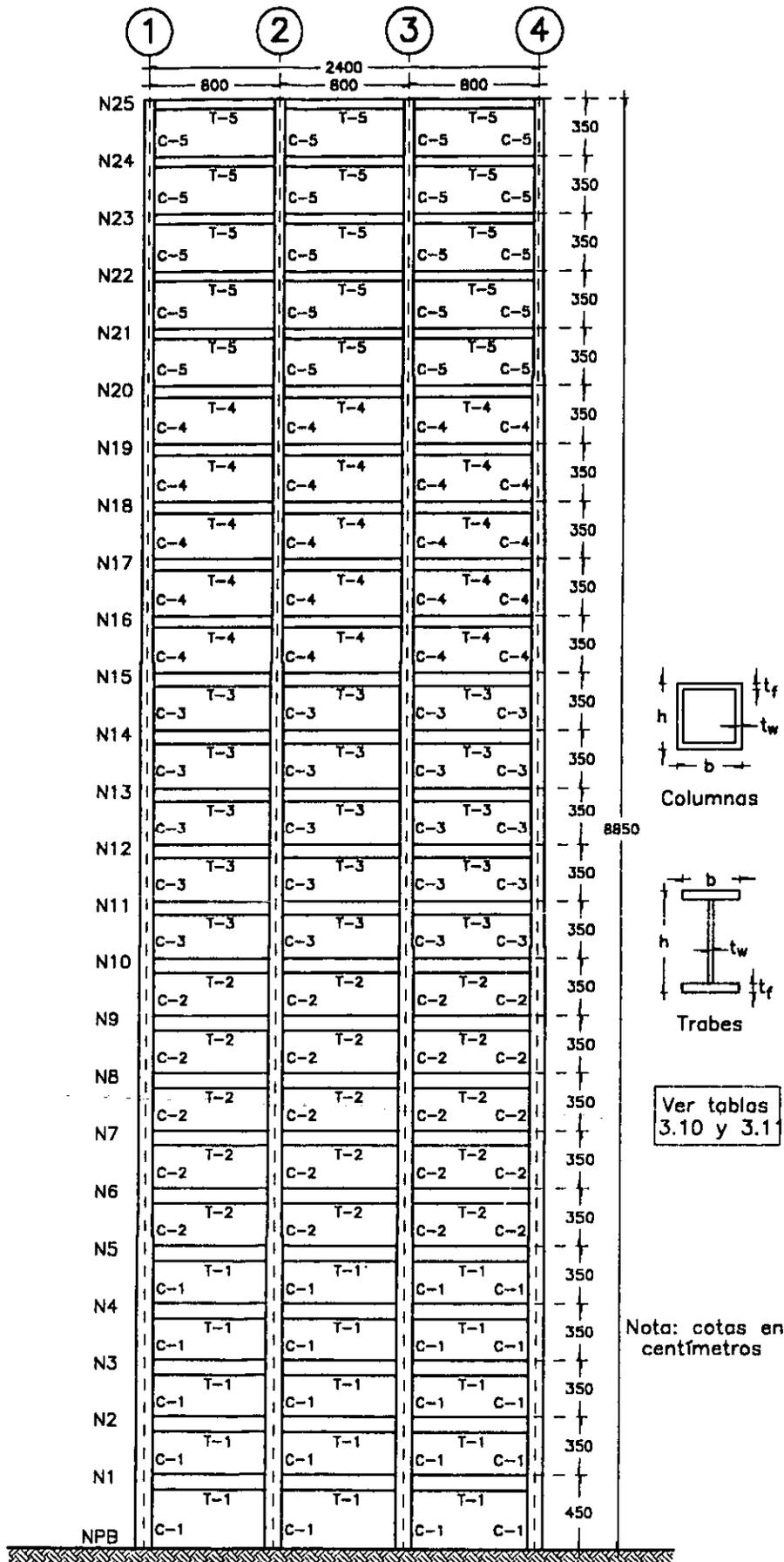


Fig 3.85.—Elevación y distribución de elementos estructurales tipo del eje B, edificio de 25 niveles

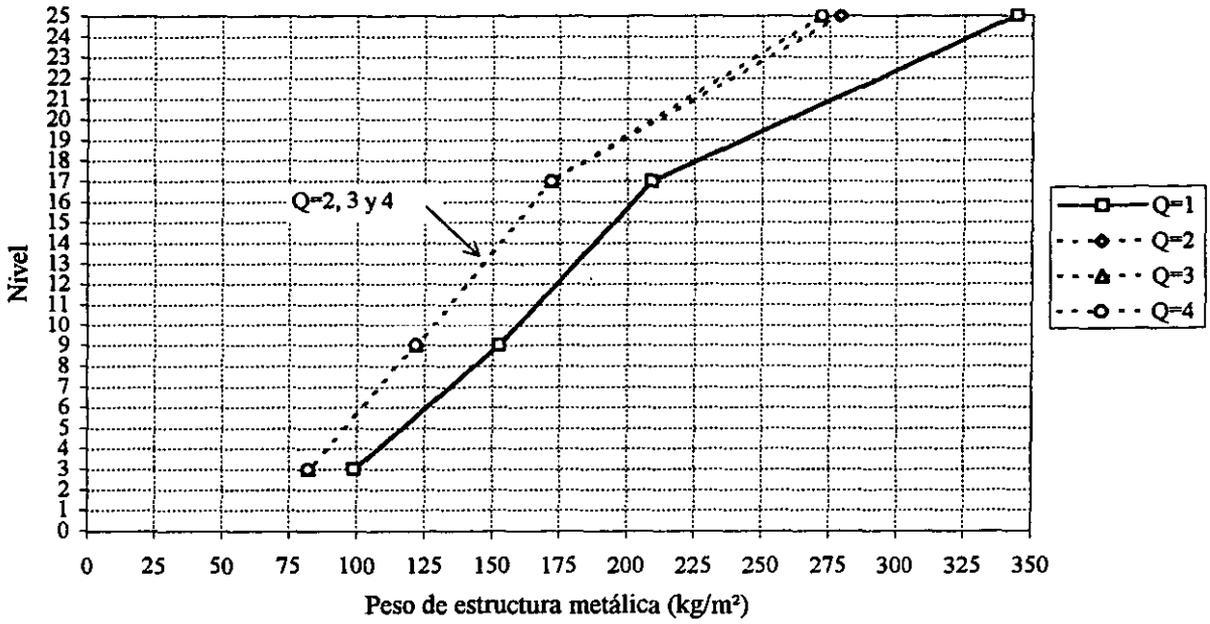


Fig 3.86.-Relaciones peso propio - número de niveles de estructura metálica ($\gamma_p \leq 0.006$)

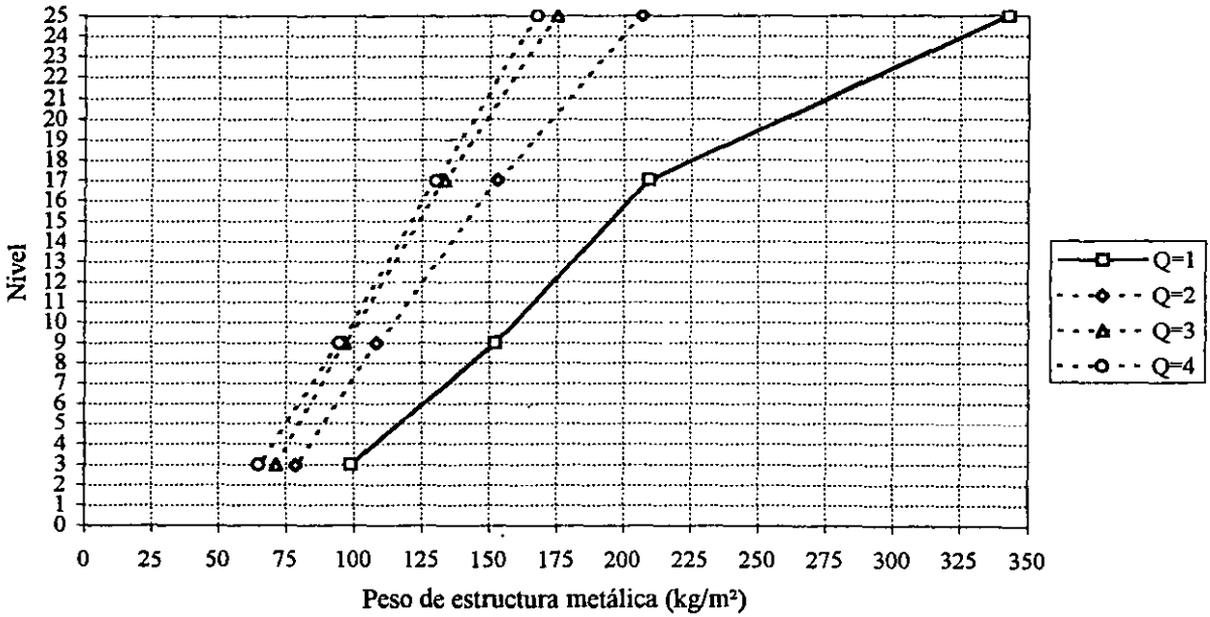


Fig 3.87.-Relaciones peso propio - número de niveles de estructura metálica ($\gamma_p \leq 0.012$)

Capítulo 4

CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1 Introducción

Se presentan los resultados de las respuestas inelásticas de los edificios de este estudio, después de llevar al cabo los diseños correspondientes, para configurar las formas estructurales con las secciones metálicas requeridas, según el RCDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) correspondientes.

Como se hace ver al inicio de este trabajo, la filosofía de diseño sísmico de los reglamentos modernos se basa en un comportamiento elástico lineal de la estructura, utilizando para ello el análisis dinámico modal, con la ayuda de un espectro de diseño reducido por ductilidad; se toman en cuenta los efectos del amortiguamiento viscoso, de la ductilidad y del comportamiento inelástico que, como se ha mencionado, son factores importantes a considerar durante la acción de los sismos intensos.

Estos criterios establecidos en los reglamentos tienen resultados aceptables solo para diseño, pero el comportamiento de la estructura durante el sismo no se puede representar de la misma manera, por lo que debiera recurrirse a un análisis de tipo no lineal (Bazán y Meli, 1999; Balling, 1981). Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo proponen, como método alternativo de análisis dinámico, el empleo del análisis paso a paso de respuesta ante sismos específicos; para representar el sismo de diseño se podrá recurrir a acelerogramas de sismos reales o movimientos simulados, o a combinaciones de estos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles

con los otros criterios del mismo Reglamento, así como también se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura, y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

El método de análisis inelástico paso a paso es el más utilizado en la actualidad para dichos fines; consiste en la integración directa de las ecuaciones de equilibrio dinámico, tal como se explica en el cap 2. Este tipo de análisis requiere el uso de programas de computadora, dada la gran cantidad de información que se debe manejar, y el tiempo que demanda tanto en la preparación de datos como en la interpretación de resultados. Para incluir el comportamiento tridimensional no lineal de la estructura el problema se torna más complejo; actualmente existen algunos programas de computadora que incluyen no linealidades, pero del tipo localizadas, como las de tipo disipadores de energía sísmica; en esos casos se da por hecho de que la estructura en general se comporta elásticamente, y sólo en los puntos localizados se permite el ingreso en el rango inelástico.

En el presente trabajo se utiliza el programa de computadora llamado DRAIN-2DX, para analizar cualquier estructura en dos dimensiones; para simular el comportamiento tridimensional se requiere ser cuidadoso, con base en un proceso de calibración y ajuste.

4.2 Análisis sísmicos inelásticos

Ante la necesidad de investigar las respuestas inelásticas de los cuatro edificios con estructura metálica de 3, 9, 17 y 25 niveles, diseñados para los factores de comportamiento sísmico $Q = 1, 2, 3$ y 4, ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible: $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012, según el RCDF-93 y sus Normas Técnicas para diseño, lo anterior condujo a un total de 32 casos diferentes para las distintas combinaciones entre los factores mencionados. Esto es, se investiga el comportamiento sísmico inelástico de dichos edificios, ubicados en la zona de suelo compresible del D. F., ante el acelerograma registrado en la S.C.T., componente E-W, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

4.2.1 Características del programa DRAIN-2DX

Es una herramienta muy útil para determinar la respuesta sísmica dinámica inelástica de estructuras planas de cualquier forma, con el método de integración paso a paso con aceleración constante. Las características principales se enuncian a continuación (Prakash, 1993; González, 2000):

- La estructura se modela como un ensamble en dos dimensiones de elementos no lineales conectados por nudos.
- Cada nudo tiene tres grados de libertad: traslaciones en dos direcciones ortogonales en planta, y rotación alrededor del eje vertical, con la opción de restringir o “esclavizar” algún movimiento.
- Los elementos estructurales pueden ser divididos en grupos, de tal manera que los elementos de un mismo grupo sean del mismo tipo.
- La masa de la estructura se concentra en los nudos, por lo que la matriz de masas es de tipo diagonal.

- Si un nudo es restringido o esclavizado a un nudo maestro, éste deberá tener menos de tres grados de libertad, y los nudos que están “esclavizados” se desplazarán según el nudo maestro. Las masas se concentrarán en el nudo maestro.
- Es posible realizar varios tipos de análisis, tal como se muestra a continuación, según el nombre propio de cada tipo:

Gravedad: Análisis estático lineal, bajo cargas gravitacionales en elementos y/o nudos.

Estático no lineal: Análisis estático no lineal solo para cargas nodales y obtención de mecanismos de falla.

Formas modales y periodos: Cálculo de las formas modales y periodos, en el estado inicial o cualquier otro estado posterior.

Espectro de respuesta: Análisis lineal ante un espectro de respuesta especificado para dos direcciones ortogonales en planta, utilizando las formas modales y los periodos calculados para el estado inicial.

Análisis dinámico no lineal con aceleraciones: Análisis dinámico ante movimientos del suelo, definidos por registros de aceleraciones en dos direcciones ortogonales en planta y/o vertical. Todos los apoyos se mueven en fase.

Análisis dinámico no lineal ante registros de desplazamientos: Análisis dinámico ante registros en dos direcciones ortogonales en planta y/o vertical.

Análisis dinámico no lineal ante registros de velocidades: Análisis dinámico ante registros de velocidades nodales. Este análisis puede ser usado para calcular la respuesta siguiente a un impacto o para evaluar la capacidad de absorción de energía.

- Los efectos P- Δ pueden ser considerados para cualquier tipo de análisis. Esto se realiza añadiendo una matriz de rigidez geométrica a la matriz de rigidez de cada elemento, de tal manera que considere los efectos mencionados en los cálculos de las respuestas.
- Los cálculos de energía pueden ser realizados tanto para análisis estáticos como dinámicos. Estos cálculos consideran el trabajo externo en los nudos, el trabajo elasto-plástico estático en los elementos, la energía cinética, y el trabajo del amortiguamiento viscoso.
- Existen cinco tipos posibles de elementos estructurales; en este trabajo se utiliza el elemento viga-columna con articulaciones plásticas en los extremos, que es un modelo inelástico adecuado para la estructura de acero que se estudia. Dicho elemento posee las siguientes características:
 - Básicamente está formado por una viga elástica y dos articulaciones plásticas en los extremos.
 - Los elementos de sección transversal variable se pueden definir por medio de los coeficientes de rigidez.
 - La fluencia toma lugar sólo en las articulaciones plásticas. Los momentos de fluencia en las articulaciones pueden ser diferentes en ambos extremos, tanto positivos como negativos.
 - El efecto de la interacción de la carga axial y el momento flexionante se toma en cuenta proporcionándole al programa los respectivos diagramas de interacción; sin embargo, la articulación plástica aparece solo bajo flexión, sin deformación axial inelástica. En este trabajo se emplean dos tipos de diagramas de interacción, uno para columnas y otro para vigas (ver fig 4.1).
 - En el caso de vigas, la articulación plástica se forma cuando el momento actuante alcanza el momento resistente de fluencia; en las columnas esto sucede cuando

alguna combinación de carga axial y momento flexionante llega a la frontera de la superficie de interacción indicada.

- La etapa de endurecimiento por deformación en flexión se modela considerando superpuestas una componente elástica y otra elastoplástica (ver fig 4.2). Las articulaciones en la componente elastoplástica fluyen bajo momento constante, mientras que en la componente elástica el momento continúa creciendo.
 - Las cargas estáticas se toman en cuenta especificando las acciones del extremo fijo en los miembros, según el tipo de carga sobre los elementos.
- Se cuenta con la posibilidad de poder especificar una matriz de amortiguamiento viscoso, proporcional a la matriz de rigideces elásticas de los elementos, y a la matriz de masas nodales; la forma de esta matriz es:

$$[C] = \alpha[M] + \beta_0[K_0]$$

donde las constantes α y β_0 se determinan dependiendo del valor de los dos primeros periodos de vibración lateral de cada edificio en estudio; dichas constantes se calculan a partir de:

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

donde T_1 y T_2 son los periodos de vibración, de los dos primeros modos, en la dirección del marco en estudio, ξ es el porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico para dichos modos de vibrar; para estructuras de acero, y de acuerdo con reportes de la literatura y prácticas de medición experimental, se adopta un valor de $\xi=2\%$

4.2.2 Modelado de las estructuras

El programa DRAIN-2DX requiere, para el adecuado modelado de las estructuras, un archivo de datos en el que se incluya, de manera ordenada, la información de la geometría, las cargas, la conectividad entre elementos, los registros sísmicos, etc. Para cada uno de los 32 casos analizados se preparó el archivo de datos correspondiente. Cabe recordar que para cada caso sólo se analiza el marco del eje B, representativo del comportamiento tridimensional en la dirección X (ver fig 3.1).

Para cada caso hubo que considerar la información correspondiente a las secciones transversales (momentos de inercia y resistencias), así como las cargas estáticas sobre elementos y nudos, debido a los efectos gravitacionales.

A partir de los diseños realizados con los análisis elásticos del ETABS (ver cap 3), se obtuvieron las secciones transversales de las vigas y columnas para cada caso estudiado; las superficies de fluencia para las columnas representan el diagrama de interacción para el caso de flexocompresión; para las vigas, se definen solo por medio de su momento resistente en ambos

sentidos, con lo que se está delimitando la zona de fluencia después de la cual pueden aparecer las articulaciones plásticas (ver fig 4.1).

El cálculo de las cargas sobre nudos y elementos se realiza utilizando el concepto tradicional de áreas tributarias; esto es, para el marco del eje B en estudio, que corresponde a un marco central, se considera la tercera parte de la carga de cada piso; dicha carga, por la estructuración que tiene el modelo tridimensional (fig 3.1), debe estar dividida en una carga uniformemente repartida sobre las trabes del marco en estudio, y una carga puntual sobre las columnas, correspondiente al área tributaria de las trabes perpendiculares. Después de realizar el análisis de los edificios de 17 y 25 niveles, según las consideraciones anteriores, no corresponde con los efectos tridimensionales esperados, por lo que hubo la necesidad de llevar al cabo una calibración para ajustar a los resultados del ETABS, según se describe en el inciso siguiente. En cuanto a las masas que actúan sobre cada marco, para fines de los análisis dinámicos laterales, se toma como válida la hipótesis de que cada uno de los cuatro marcos que constituyen los modelos, toman valores por igual debido a la influencia de la losa de cada piso.

El registro de movimiento sísmico utilizado es el acelerograma de SCT-EW-85, mostrado en la fig 4.3, correspondiente a las condiciones de la zona de suelo compresible del D.F., y representativo de la zona más afectada en el Valle de México, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

4.2.3 Calibración y ajuste de los modelos

Debido a que el programa de cómputo utilizado en los análisis inelásticos está limitado sólo para estructuras planas, fue necesario hacer algunas pruebas de calibración con base en los resultados de los análisis sísmicos tridimensionales con el ETABS. Esto es, existe la necesidad de calibrar o ajustar los marcos del eje B de cada caso, de tal manera que se obtengan las mismas propiedades dinámicas y respuestas con respecto de un análisis tridimensional, antes de ejecutar los análisis inelásticos.

Así, en cuatro de los casos estudiados, se realizaron las siguientes pruebas de calibración:

1. Cálculo de los periodos, de los tres primeros modos de vibración, del marco del eje B, elegido como representativo del comportamiento tridimensional, los cuales deben corresponder con los del edificio global. Con esta prueba se verifica tanto la rigidez lateral como la masa de cada piso. La tabla 4.1 muestra los resultados obtenidos, donde se comprueba la similitud entre resultados de ambos tipos de modelos (plano y tridimensional), para los casos analizados.
2. Determinación de los desplazamientos horizontales de un análisis sísmico estático del marco del eje B, los que deben corresponder con los del modelo tridimensional. Fue necesario calcular las fuerzas laterales equivalentes para el análisis estático del marco del eje B, después de determinar las fuerzas cortantes en las columnas de cada entrepiso de dicho eje, a partir del análisis sísmico tridimensional. Esta configuración de fuerzas horizontales fue la que se incluyó en la prueba de calibración con el DRAIN-2DX. Las figs 4.4 a 4.7 comparan gráficamente los resultados obtenidos para el marco del eje B,

analizado como un sistema plano y como resultado del sistema tridimensional; se puede apreciar que las diferencias son poco significativas.

3. Obtención de los elementos mecánicos de los análisis por carga vertical (cargas muertas y vivas) y por carga lateral (sísmico estático); deben ser similares y presentar la misma tendencia, tanto para los cálculos con ETABS como con DRAIN-2DX. Se comparan los momentos flexionantes y cargas axiales en columnas, y los momentos flexionantes en trabes. A partir de los análisis por cargas laterales, se observa que los elementos mecánicos son muy similares, con variaciones de ± 5 por ciento para los casos más dispersos; las cargas axiales en las columnas del marco del eje B, analizado como sistema aislado, ante los efectos de las cargas verticales, resultan más dispersas, con respecto a las columnas del marco tridimensional, cuanto mayor es la altura del edificio; lo anterior ocurre principalmente porque las deformaciones axiales en las columnas centrales de los edificios altos son mayores, con una distribución de cargas en columnas menos uniforme, difiriendo en estos casos de edificios con los resultados obtenidos, cuando se aplica el concepto tradicional de áreas tributarias. Para estos casos fue necesario hacer un ajuste en los valores de las cargas verticales que actúan sobre las columnas de los marcos planos, con el fin de tomar en cuenta el fenómeno tridimensional de la distribución de cargas en los edificios de altura media y grande.

4.3 Respuestas inelásticas

Se presentan los resultados y comentarios de las respuestas inelásticas paso a paso, de cada uno de los casos de edificios analizados y posteriormente diseñados. Se reportan también las respuestas elásticas del mismo tipo de análisis, para fines comparativos. Para los análisis inelásticos se consideran las resistencias nominales de las secciones estructurales, tal que para cierto nivel de esfuerzos podrán llegar a la fluencia; para el cálculo de las respuestas elásticas se han supuesto resistencias muy elevadas, de tal manera que no haya lugar para la fluencia del material.

Se presentan respuestas a nivel global y a nivel local. A nivel global se tienen los desplazamientos horizontales máximos, las historias de desplazamientos en azotea, las relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea, historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos, la distribución global de articulaciones plásticas, así como también las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas tanto en vigas como en columnas. Además, a nivel local, se comparan las historias de elementos mecánicos, tanto en vigas como en columnas.

Se presentan los resultados agrupando las respuestas de cada edificio, cada uno de los cuales fue diseñado con los factores de comportamiento sísmico $Q = 1, 2, 3$ y 4 , ambos límites de desplazamiento horizontal permisible: $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 . La presentación de resultados se tiene de tal forma que se pueden hacer comparaciones de las respuestas, a partir de los dos tipos de diseños definidos por los dos límites de desplazamiento horizontal permisible, para un valor de Q dado.

Para fines de entender los resultados de todos los análisis inelásticos, las figs 4.8 a 4.11 muestran la ubicación de los diferentes periodos fundamentales de vibración de cada caso de edificio de este estudio, con respecto de los espectros de respuesta (elástica e inelástica $\mu = 1, 2, 3$ y 4) del registro SCT-EW-85 para amortiguamiento viscoso $\xi = 2\%$, y de diseño del RCDF-93 para $Q = 1, 2, 3$ y 4 . Con base en estas gráficas es posible tener una idea de cómo debe ser la respuesta estructural de cada edificio, según la ordenada espectral que le corresponda, de acuerdo a su periodo fundamental de vibración.

4.3.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamiento en azotea y demandas de ductilidad global

Las figs 4.12 a 4.43 muestran las envolventes de los desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, del marco del eje B de todos los edificios de interés, así como también la envolvente respectiva del análisis dinámico modal espectral, para fines comparativos.

Las figs 4.12 a 4.19 tienen las respuestas del edificio de 3 niveles. Para $Q=1$, ambos límites de desplazamiento horizontal permisible, las respuestas elástica e inelástica son idénticas, un poco menores que las del análisis dinámico modal; esto es, esta estructura presenta solo comportamiento elástico, sin aparición de zonas de fluencia, ante la acción del acelerograma elegido, y además con una respuesta menos severa que la de la condición de diseño con el espectro del RCDF-93. En los otros casos ($Q = 2, 3$ y 4 , ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible), las respuestas elástica e inelástica están muy cercanas entre sí, y ligeramente diferente con respecto del análisis modal; para $Q = 2, 3$ y 4 , $\gamma_p \leq 0.006$, las respuestas paso a paso tienden a ser mayores que la del espectro de diseño, debido a que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura, es mayor a la ordenada del espectro de diseño. En los diseños con los mismos valores de Q , pero con $\gamma_p \leq 0.012$, sucede lo contrario; esto es, las respuestas del análisis dinámico modal espectral tienden a ser mayores.

Las figs 4.20 a 4.27 muestran las envolventes de los desplazamientos horizontales de los diferentes diseños del edificio de 9 niveles. Nuevamente se observa que para $Q=1$ y ambos diseños de γ_p , las respuestas paso a paso elástica e inelástica son idénticas entre sí, y menores que las obtenidas con el espectro de diseño. Para los otros casos, excepto $Q = 3$ y 4 con $\gamma_p \leq 0.012$, las respuestas de diseño son ligeramente superiores. Los diseños para $\gamma_p \leq 0.006$, independientemente del Q utilizado, tienden a comportarse en el rango elástico, ante la acción del acelerograma SCT-EW-85. Los casos que más ingresan en el rango inelástico son para $Q = 3$ y 4 , $\gamma_p \leq 0.012$.

Las figs 4.28 a 4.35 presentan las envolventes de desplazamientos horizontales del edificio de 17 niveles. Para $Q = 1$, $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, no hay deformaciones inelásticas como resultado de los análisis dinámicos paso a paso. Para los otros casos de diseño ($Q = 2, 3$ y 4), $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, la respuesta inelástica tiene clara coincidencia con la de diseño, en tanto que la elástica sufre amplificaciones del orden del doble para $Q=3$ con $\gamma_p \leq 0.012$, y de casi 4 veces para $Q=4$ con $\gamma_p \leq 0.012$. Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , no hay comportamiento en el rango no lineal. Todos estos resultados son congruentes, de acuerdo al periodo de la estructura de cada caso, y la ordenada espectral correspondiente para dicho periodo.

Finalmente, las figs 4.36 a 4.43 presentan el caso del edificio de 25 niveles. Al igual que los casos anteriores, para valores de $Q=1$ y ambos límites de γ_p , las respuestas elástica e inelástica son iguales entre sí, y menores con respecto de la de diseño. Para el resto de los casos, se aprecia coincidencia entre las respuestas inelásticas y la de diseño. Las respuestas elásticas muestran amplificaciones para $Q=2, 3$ y 4 con $\gamma_p \leq 0.012$. Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , prácticamente no se presentan deformaciones inelásticas. El patrón de comportamiento de este edificio es similar al de 17 niveles.

Las historias en el tiempo, de los desplazamientos horizontales de azotea, se muestran en las figs 4.44 a 4.75, agrupadas por edificio, según lo descrito anteriormente. Las observaciones que se pueden hacer al respecto coinciden, en general, con lo obtenido en las envolventes de este mismo tipo de respuesta; esto es, según como quede ubicado cada edificio conforme a su periodo fundamental con respecto de los espectros de respuesta del registro utilizado, se tendrán resultados mayores o menores que los de diseño, dependiendo de si la ordenada de respuesta está por arriba o por debajo de la de diseño, respectivamente.

La tabla 4.2 presenta el cálculo de las demandas globales máximas de ductilidad, μ_G ; se calculan como se indica en el cap 2. El valor de $\Delta y_{(fluencia)}$ corresponde al desplazamiento horizontal de azotea en que se presenta la primera articulación plástica, y $\Delta_{inel-m\acute{a}x}$ es el máximo valor inelástico registrado en la historia del tiempo. Con los valores de μ_G calculados, se está en posibilidad de conocer qué tanto tuvo que ingresar cada estructura en el rango no lineal, desde el punto de vista global, así como también la ductilidad que tuvo que desarrollar cada estructura ante el acelerograma de SCT-EW-85. Las figs 4.76a y 4.76b grafican los valores de μ_G obtenidos para todos los edificios, independientemente del tipo de diseño; la ubicación del periodo fundamental de la estructura, con respecto de los espectros de respuesta del acelerograma utilizado, influye en gran manera para obtener mayores o menores demandas. Para el edificio de 9 niveles, diseñado para cualquier valor de Q con $\gamma_p \leq 0.006$, se tiene una $\mu_G = 1.0$; para $Q = 3$ y 4 con $\gamma_p \leq 0.012$, sus demandas son muy próximas, debido a que sus periodos están antes y después del pico en el espectro de respuesta. Lo mismo sucede con el edificio de 3 niveles, $Q = 2$ y 3 con $\gamma_p \leq 0.012$.

4.3.2 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

En esta parte se presentan las relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, calculadas a partir de los valores máximos absolutos de los desplazamientos laterales, de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos. Con este tipo de respuesta es posible observar lo que sucede a nivel de entrepiso, y así verificar el comportamiento de los edificios con respecto del estado límite de servicio que especifica el RCDF-93 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$). En general, las observaciones hechas para los desplazamientos horizontales máximos, son aplicables a la respuesta de este inciso.

Las figs 4.77 a 4.84 muestran el caso del edificio de 3 niveles. Para $Q=2, 3$ y 4 , $\gamma_p \leq 0.006$, las respuestas elástica e inelástica son ligeramente mayores con respecto de las de diseño; caso contrario ocurre para $\gamma_p \leq 0.012$. Lo anterior se explica claramente por el hecho de que las ordenadas espectrales para $\gamma_p \leq 0.006$ son mayores que las de diseño, para el periodo fundamental del edificio en dichas condiciones.

Las figs 4.85 a 4.92 tienen las respuestas del edificio de 9 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$ y cualquier valor de Q , la estructura permanece elástica y con respuesta menor que la de diseño; algo similar ocurre para $Q=2$ y $\gamma_p \leq 0.012$. En el caso de $Q=3$ y 4 con $\gamma_p \leq 0.012$, se presentan respuestas inelásticas bastante grandes (0.016 y 0.022, respectivamente) para los primeros tres entrepisos; disminuyen hacia los pisos superiores, con valores menores que los de diseño.

Las figs 4.93 a 4.100 presentan las respuestas del edificio de 17 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q=2, 3$ y 4 , las respuestas elástica, inelástica y de diseño, tienen una distribución en la altura muy similar. Para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q= 2, 3$ y 4 , se tienen mayores valores de respuesta inelástica con respecto de la de diseño, principalmente para los primeros siete entrepisos, decreciendo su valor hacia los pisos superiores; las respuestas inelásticas máximas son del orden de 0.020, y las elásticas llegan a valores tan grandes como 0.055, lo cual parece congruente, según la posición de cada caso, de acuerdo con su periodo fundamental, con respecto del espectro de respuesta de la excitación.

Finalmente, las figs 4.101 a 4.108 tienen las respuestas del edificio de 25 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 3$ y 4 , los mayores valores de respuesta inelástica se presentan en los entrepisos inferiores, con una tendencia a disminuir hacia los entrepisos superiores. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta es similar al edificio de 17 niveles.

4.3.3 Historias de coeficientes sísmicos

Los coeficientes sísmicos, en la historia del tiempo, se definen como el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes actuantes en las columnas de la planta baja, registradas en un tiempo t_i , entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel. Se puede verificar la variación de este tipo de respuesta en la historia del tiempo, con respecto del nivel de diseño utilizado para dimensionar cada caso de este trabajo.

Las figs 4.109 a 4.116 muestran las historias de los coeficientes sísmicos para el edificio de 3 niveles. Los máximos se presentan para $Q = 2, 3$ y 4 , $\gamma_p \leq 0.006$, con valores del orden de 0.32 (inelástico) y 0.39 (elástico). Para el caso de $Q = 1$, ambos valores de γ_p , se tienen valores de hasta 0.20; se tienen respuestas máximas, aunque con diferente distribución, para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 3$ y 4 . Para $\gamma_p \leq 0.006$ los máximos son mayores.

Las figs 4.117 a 4.124 tienen las respuestas del edificio de 9 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$, cualquier valor de Q , los valores de coeficientes sísmicos máximos son muy parecidos entre sí, cercanos a 0.20; la estructura permanece elástica en estas condiciones. Se observa un aumento gradual de esta respuesta para $\gamma_p \leq 0.012$, a medida que crece el valor de Q ; para $Q=4$ se tienen los coeficientes sísmicos máximos de hasta 0.40 para el comportamiento elástico, y de poco más de 0.15 para cuando la estructura ingresa en el rango no lineal.

Las figs 4.125 a 4.132 presentan la variación de los coeficientes sísmicos para los casos del edificio de 17 niveles. La observación más importante es la diferencia de amplitudes en las gráficas del diseño con $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 3$ y 4 , con respecto de los otros casos, en que se aprecia una gran amplificación de los valores de la respuesta elástica, con amplitudes de hasta 1.1, contra la respuesta inelástica de solo 0.2; cabe recordar que en este caso el periodo del primer modo de

vibración es del orden de 2.05 s, prácticamente igual al periodo dominante de la excitación SCT-EW-85. Los coeficientes inelásticos resultan menores para $\gamma_p \leq 0.012$, debido a que este tipo de estructuras presenta mayores deformaciones no lineales.

Por último, las figs 4.133 a 4.140 muestran los coeficientes sísmicos para el edificio de 25 niveles. Nuevamente se observan respuestas máximas inelásticas menores para $\gamma_p \leq 0.012$, con respecto de $\gamma_p \leq 0.006$. Solo para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen amplificaciones importantes de respuesta elástica, con valores de coeficiente sísmico de hasta 0.80. Para $\gamma_p \leq 0.006$, cualquier valor de Q , la respuesta es prácticamente elástica.

4.3.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea

Al observar este tipo de respuesta es posible determinar la variación de la resistencia y rigidez lateral, así como la forma de disipar la energía por histéresis, que cada estructura llega a presentar ante la acción de la excitación del acelerograma utilizado en este trabajo. La fuerza cortante basal es la suma algebraica de los cortantes de las columnas del entrepiso PB-N1, para cada intervalo de tiempo.

Las figs 4.141 a 4.148 muestran el comportamiento de este tipo de respuesta para el edificio de 3 niveles. Existe mayor disipación de energía para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 ; asimismo, ocurre algo similar para $\gamma_p \leq 0.012$ y $Q = 2$.

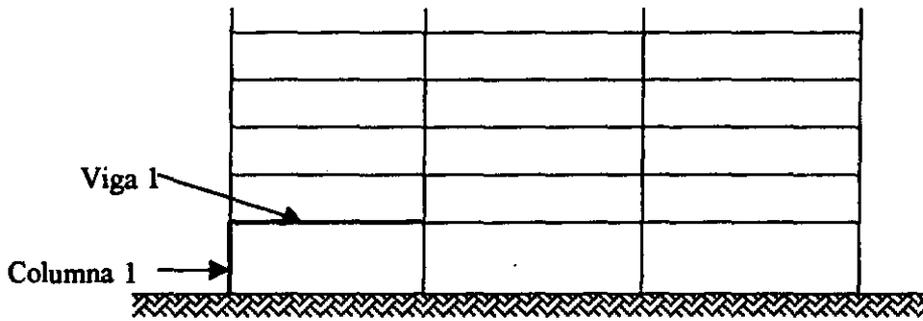
Las respuestas del edificio de 9 niveles se tienen en las figs 4.149 a 4.156; para $\gamma_p \leq 0.006$, cualquier valor de Q , se corrobora que no hay deformaciones inelásticas; para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 3$ y 4 , se tiene disipación importante de energía por histéresis.

Las figs 4.157 a 4.164 presentan este tipo de respuesta para el edificio de 17 niveles. Se corrobora que la variación de esta respuesta está en función directa según lo reportado anteriormente para las otras respuestas; cuando las estructuras entran en el rango inelástico, la respuesta elástica para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 3$ y 4 , se reduce drásticamente. Para $\gamma_p \leq 0.006$, cualquier valor de Q , prácticamente no se tiene disipación de energía por histéresis.

Las figs 4.165 a 4.172 tienen las respuestas para el edificio de 25 niveles. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta es similar a lo observado para el edificio de 17 niveles, aunque con menor excursionamiento en el rango no-lineal. Esto es, se viene a corroborar lo anteriormente expresado para los otros tipos de respuesta, descritos anteriormente.

4.3.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas tipo

Para observar el comportamiento sísmico a nivel local de los elementos estructurales del marco del eje B analizado, se seleccionaron el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1, y el extremo inferior de la columna 1 del entrepiso PB-N1, según se presenta enseguida.



a) Comparación de historias de momentos flexionantes y resistencias de la viga 1

Las figs 4.173 a 4.180 muestran las historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 1 del primer nivel, del edificio de 3 niveles; aparecen los resultados elásticos e inelásticos, así como las resistencias de la viga analizada. En los ciclos en que se iguala la respuesta inelástica con la resistencia de la viga, implica la formación de articulaciones plásticas. Para $Q = 1$, ambos valores de γ_p , la respuesta está por debajo de la resistencia, por lo que no existe formación de rótulas plásticas. En los otros casos las articulaciones aparecen tanto para momento negativo como positivo; para $\gamma_p \leq 0.012$ se tienen más ciclos en que se ingresa en el rango no-lineal.

Las figs 4.181 a 4.188 presentan las respuestas para el edificio de 9 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$, independientemente del diseño con Q , no existe comportamiento inelástico, y, por lo tanto, no se tienen articulaciones plásticas. Para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 2, 3$ y 4 , se alcanza la resistencia de la viga en varios ciclos, principalmente para los valores altos de Q .

Las figs 4.189 a 4.196 tienen las respuestas para el edificio de 17 niveles. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta para $\gamma_p \leq 0.012$, con $Q = 3$ y 4 , corrobora las tendencias observadas para los otros tipos de respuestas. En todos los casos, excepto $Q = 1$, se alcanza la resistencia de la viga en varios ciclos.

Finalmente, las figs 4.197 a 4.204 presentan las historias de los momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 1, del edificio de 25 niveles. Al igual que en los edificios de 9 y 17 niveles, se tienen varios ciclos en los que se alcanza la resistencia de la viga, sobretodo para los diseños con $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 3$ y 4 .

b) Comparación de historias de fuerzas cortantes y resistencias de la viga 1

Las figs 4.205 a 4.212 comparan para cada edificio (3, 9, 17 y 25 niveles), las historias de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1, del marco del eje B, cuyos diseños para $Q = 4$, $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, resultaron ser los casos críticos. En general las fuerzas cortantes máximas están muy por debajo de la resistencia disponible; esto implica que se tiene una reserva de resistencia adecuada para garantizar la fluencia por flexión y/o

flexocompresión ante la excitación del registro SCT-EW-85, después de haber diseñado según los requisitos de las NTC-Metálicas del Código actual.

c) Comparación de combinaciones momento flexionante-carga axial (M-P) y resistencias de la columna 1

Para el caso de las columnas, en que existe interacción entre la flexión y la carga axial, se hace necesario el trazo de los diagramas de interacción M-P; estos, se componen de las superficies de fluencia, que se incluyeron en los análisis no lineales, contra las combinaciones M-P de cada incremento de tiempo, de los análisis inelásticos paso a paso.

Las figs 4.213 a 4.220 muestran las combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, del edificio de 3 niveles, diseños $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 1, 2, 3$ y 4 . Solo se reportan los resultados inelásticos. La columna prácticamente permanece en el rango elástico para cualquier caso de diseño; solo para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen algunos ciclos en que se presenta una articulación plástica.

Las figs 4.221 a 4.228 tienen las combinaciones M-P para el edificio de 9 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$ nunca se llega a alcanzar la resistencia de la sección transversal de la columna; esto es, no hay comportamiento inelástico. Para los otros casos de diseño con $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 2, 3$ y 4 , excepto $Q = 1$, sí se llegan a tener ciclos en que se alcanza la resistencia a la flexocompresión de la columna; para $Q = 3$ y 4 se tiene mayor comportamiento inelástico, como era de esperarse. Se observa un comportamiento estructural en que dominan los momentos flexionantes, con poca variación de la carga axial.

Las figs 4.229 a 4.236 muestran las comparaciones M-P contra los diagramas de interacción de la columna 1, del edificio de 17 niveles. Con excepción del diseño $Q = 1$, $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, en todos los otros casos se presentan ciclos en que se tienen deformaciones en el rango no-lineal; para $Q = 4$ se tiene mayor comportamiento inelástico. Para este edificio se observan variaciones más importantes de la carga axial, con respecto de los edificios anteriores de 3 y 9 niveles.

Las figs 4.237 a 4.244 tienen los resultados de la columna 1 del edificio de 25 niveles. El patrón de comportamiento M-P contra los diagramas de interacción de diseño es muy similar a los casos del edificio de 17 niveles; basta resaltar solo la mayor influencia que tiene la carga axial, lo cual es congruente para edificios altos, con grandes variaciones de carga axial.

d) Comparación de historias de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1

Al igual que en la viga 1, para la columna 1 sólo se presentan los resultados para los casos de diseño con $Q = 4$; las fuerzas cortantes máximas están muy por debajo de la resistencia de las columnas. Las figs 4.245 a 4.252 tienen las gráficas de las fuerzas cortantes en el tiempo contra las resistencias correspondientes. Estos son los casos críticos para todos los edificios.

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

Todas las estructuras diseñadas con el Código, $Q = 1$, ambos valores de deformación horizontal permisible, y analizadas con el acelerograma SCT-EW-85, permanecen en el rango elástico; esto es, no se tiene la formación de articulaciones plásticas, en los diferentes miembros estructurales.

Las figs 4.253 a 4.270 muestran las distribuciones globales de articulaciones plásticas del marco del eje B, de los casos en que sí hubo zonas de fluencia en los extremos de vigas o columnas. En general, independientemente del número de niveles, las tendencias de los mecanismos de falla son del tipo viga, de acuerdo a lo que los códigos modernos recomiendan en zonas altamente sísmicas, para proteger la posible falla de columnas, y así evitar colapsos no deseables. En los edificios de 3 niveles se tienen fluencias en los dos primeros niveles, con un poco más de articulaciones plásticas para los diseños con $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2$ y 3, excepto para $Q = 4$. En los edificios de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4, no se tienen fluencias, contrario a lo que ocurre para los diseños con $\gamma_p \leq 0.012$. En los edificios de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4, se tiene una distribución similar de comportamiento inelástico; sólo se llegan a presentar fluencias en los primeros siete niveles. Este mismo edificio de 17 niveles, pero diseñado con $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 2, 3$ y 4, ingresa en el rango no-lineal de una forma más severa con respecto de los diseños para $\gamma_p \leq 0.006$; prácticamente todos los pisos llegan a presentar fluencias. Para los edificios de 25 niveles se presenta un patrón de comportamiento similar al observado con el edificio de 17 niveles.

Las gráficas anteriores muestran de forma cualitativa, cómo se distribuye el comportamiento inelástico, según el número de niveles y tipo de diseño utilizado durante el dimensionamiento de cada edificio. Para tener una idea más clara del comportamiento dúctil de las estructuras es necesario recurrir al concepto de demanda de ductilidad local, en que están implícitos los conceptos de rotación plástica y curvatura de fluencia. Para ello, las demandas de ductilidad local se calculan, según lo expuesto en el cap 2, con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

μ_L : Demanda de ductilidad local

ϕ_p : Curvatura plástica = θ_p / l_p

θ_p : Rotación plástica

l_p : Longitud equivalente de articulación plástica

ϕ_y : Curvatura de fluencia = M_y / EI

M_y : Momento de fluencia

E : Módulo de elasticidad del acero

I : Momento de inercia de la sección transversal

La curvatura plástica calculada es la máxima rotación plástica de las vigas y las columnas, resultado de un análisis paso a paso, entre la longitud de la articulación plástica supuesta, que

para el presente estudio se toma igual a un peralte, de acuerdo a resultados reportados en la literatura. Además, la curvatura de fluencia para vigas se toma directamente a partir del momento flexionante que produce la superficie de fluencia; para las columnas, este momento de fluencia se calcula a partir del diagrama de interacción correspondiente, relacionando la carga axial actuante con la rotación plástica de cada elemento, durante su etapa de fluencia.

Las figs 4.271 a 4.286 muestran las gráficas de demandas de ductilidad local μ_L , desarrolladas en las vigas y las columnas de todos los edificios analizados, y que presentaron deformaciones inelásticas. Como medio de comparación se pueden establecer algunos límites tolerables para esta respuesta, según pruebas de laboratorio reportadas en la literatura: para las traveses metálicas son aceptables valores de demandas de 30 a 35, y en las columnas metálicas, las demandas pueden aceptarse alrededor de 20.

En general, las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas son mucho menores que las de las vigas, para un edificio determinado. En el edificio de 3 niveles, dichas demandas en vigas y columnas, independientemente del tipo de diseño, están muy por debajo de los límites tolerables: $\mu_L=6$ en vigas y $\mu_L=2.5$ en columnas; solo para $Q = 4$, $\gamma_p \leq 0.012$, se nota ligero mayor comportamiento no-lineal. En los edificios de 9 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 1, 2, 3$ y 4 , prácticamente es nulo el ingreso en el comportamiento inelástico; en cambio para $\gamma_p \leq 0.012$, sí se llegan a presentar demandas de ductilidad local tanto en vigas como en columnas, siendo mayor la respuesta para los diseños con $Q = 4$: $\mu_L=10$ en vigas y $\mu_L=11$ en columnas. Los edificios de 17 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$, presentan muy poco comportamiento inelástico, con demandas similares para los diseños con $Q = 2, 3$ y 4 ; para $\gamma_p \leq 0.012$ sí se tienen mayores demandas de ductilidad local, principalmente en las vigas, con amplitudes máximas para $Q = 4$, pero todavía dentro de límites tolerables: $\mu_L=8$ en vigas y $\mu_L=4$ en columnas. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta para los edificios de 25 niveles es similar al de los edificios de 17 niveles: $\mu_L=10$ en vigas y $\mu_L=6$ en columnas.

Tabla 4.1.-Comparación de periodos de vibración ETABS versus DRAIN-2DX, calibración del marco del eje B

	ETABS-6			DRAIN-2DX		
	T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃
3	0.918	0.267	0.135	0.921	0.267	0.135
9	1.533	0.54	0.29	1.536	0.541	0.29
17	2.055	0.767	0.439	2.05	0.767	0.44
25	2.226	0.799	0.458	2.151	0.784	0.454

Resultados en segundos

Tabla 4.2.-Valores máximos de demanda de ductilidad global

NIVELES	$\gamma_p \leq$	Q	Δy fluencia (cm)	Δy incl máx (cm)	μ_g
3	0.006	1	3.250	3.250	1.000
		2	5.985	8.070	1.348
		3	5.985	8.070	1.348
		4	5.985	8.070	1.348
	0.012	1	3.250	3.250	1.000
		2	4.923	6.750	1.371
		3	4.169	5.930	1.422
		4	3.426	6.940	2.026
9	0.006	1	7.921	7.921	1.000
		2	12.921	12.921	1.000
		3	12.921	12.921	1.000
		4	12.921	12.921	1.000
	0.012	1	7.921	7.921	1.000
		2	14.065	19.691	1.400
		3	14.758	29.973	2.031
		4	16.330	35.032	2.145
17	0.006	1	15.832	15.832	1.000
		2	25.477	34.000	1.335
		3	25.477	34.000	1.335
		4	25.477	34.000	1.335
	0.012	1	15.832	15.832	1.000
		2	37.000	53.535	1.447
		3	28.014	58.661	2.094
		4	28.154	70.054	2.488
25	0.006	1	16.215	16.215	1.000
		2	34.562	50.737	1.468
		3	30.298	47.192	1.558
		4	30.298	47.192	1.558
	0.012	1	16.215	16.215	1.000
		2	42.916	70.101	1.633
		3	41.498	80.682	1.944
		4	33.627	77.532	2.306

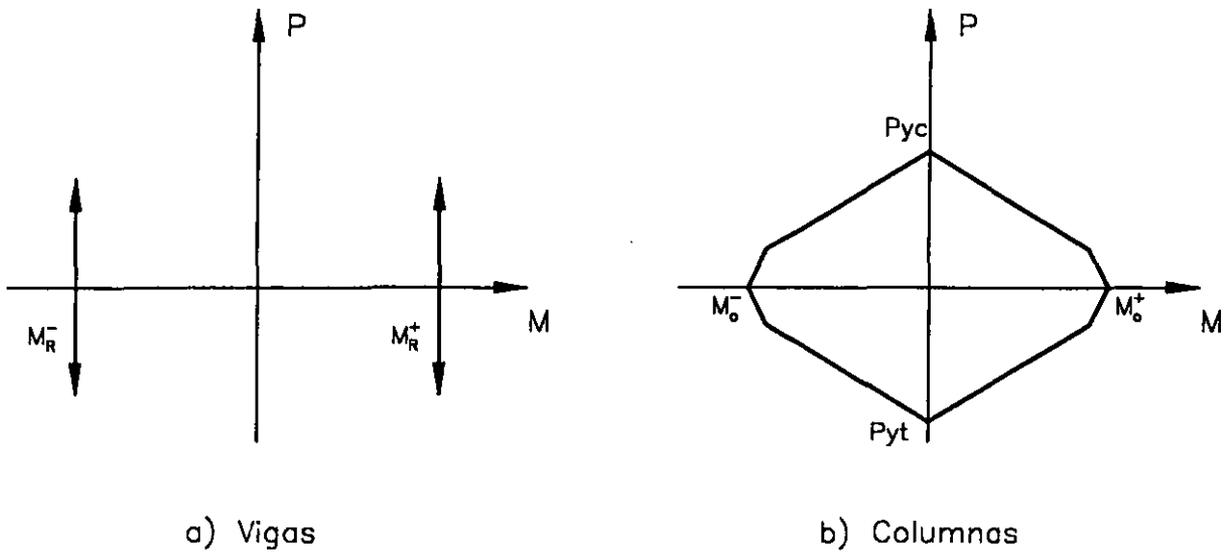


Fig 4.1.—Diagramas de interacción para vigas y columnas de acero estructural

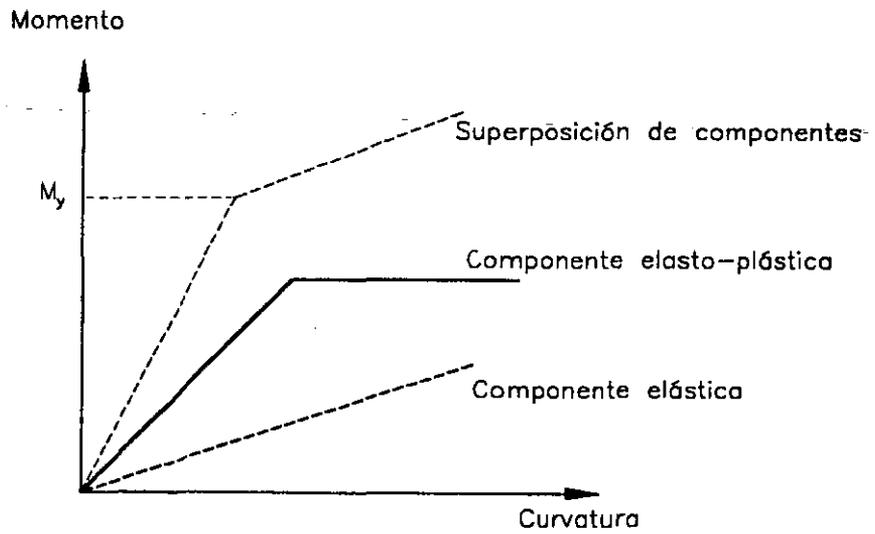


Fig 4.2.—Componentes elástica y elastoplástica

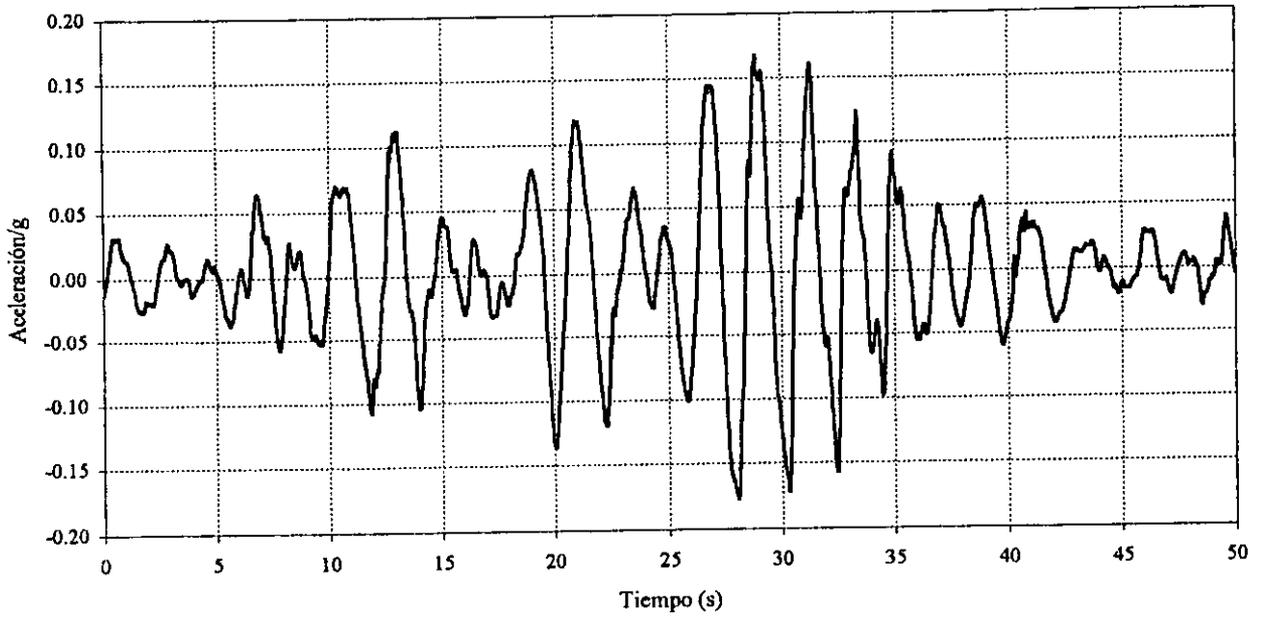


Fig 4.3.-Acelerograma SCT-EW-85

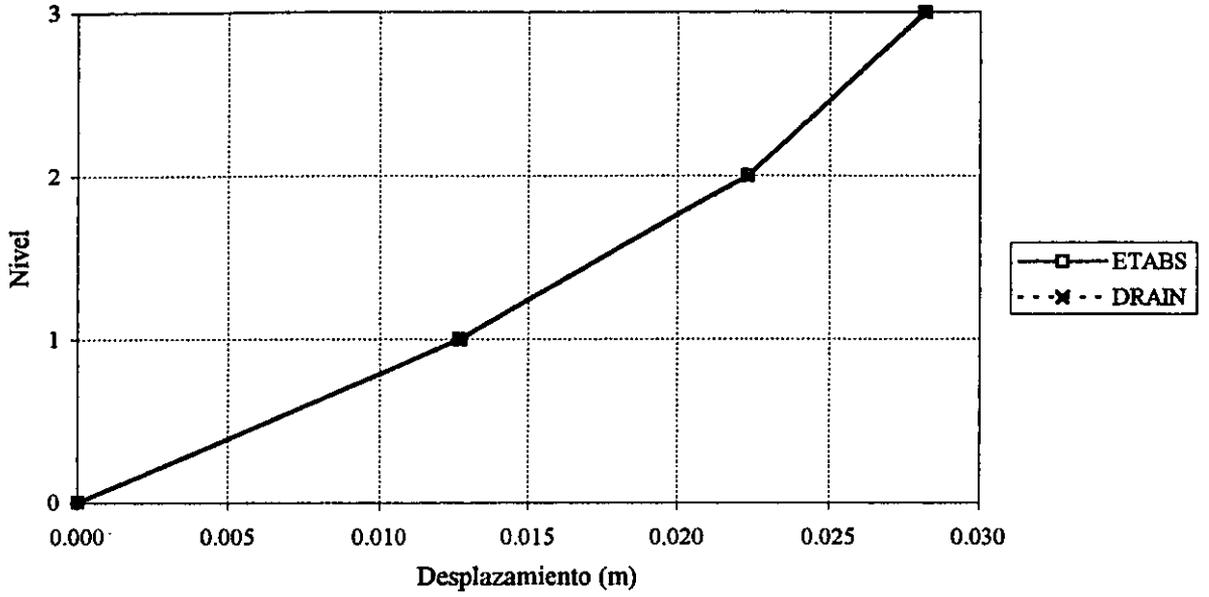


Fig 4.4.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles (calibración del ETABS versus DRAIN-2DX)

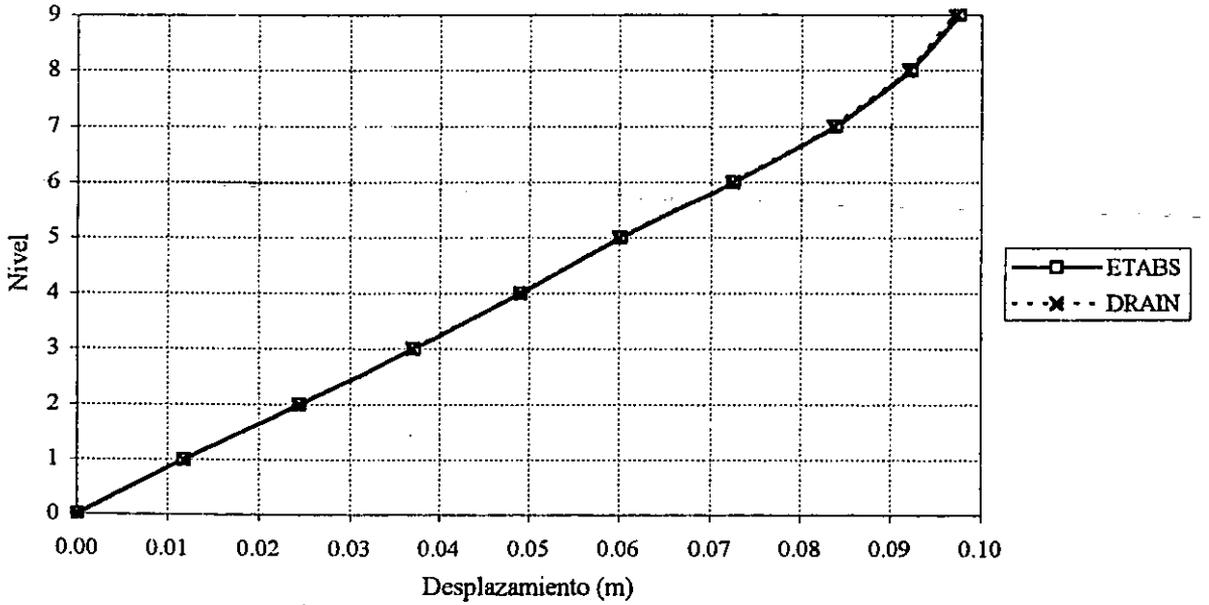


Fig 4.5.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles (calibración del ETABS versus DRAIN-2DX)

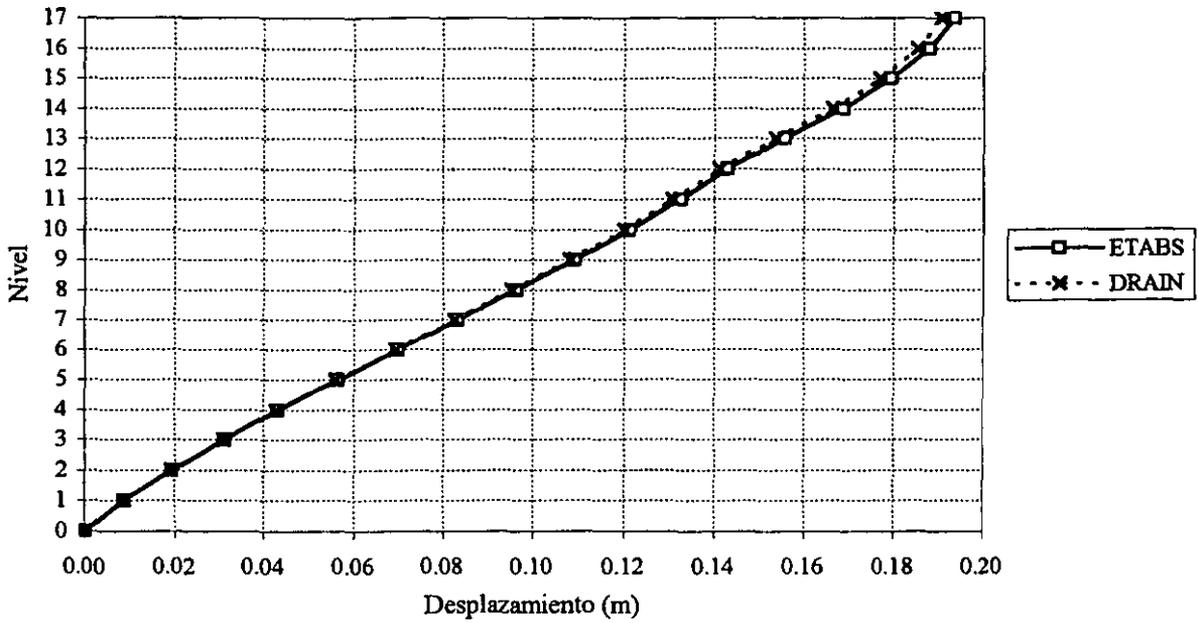


Fig 4.6.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles (calibración del ETABS versus DRAIN-2DX)

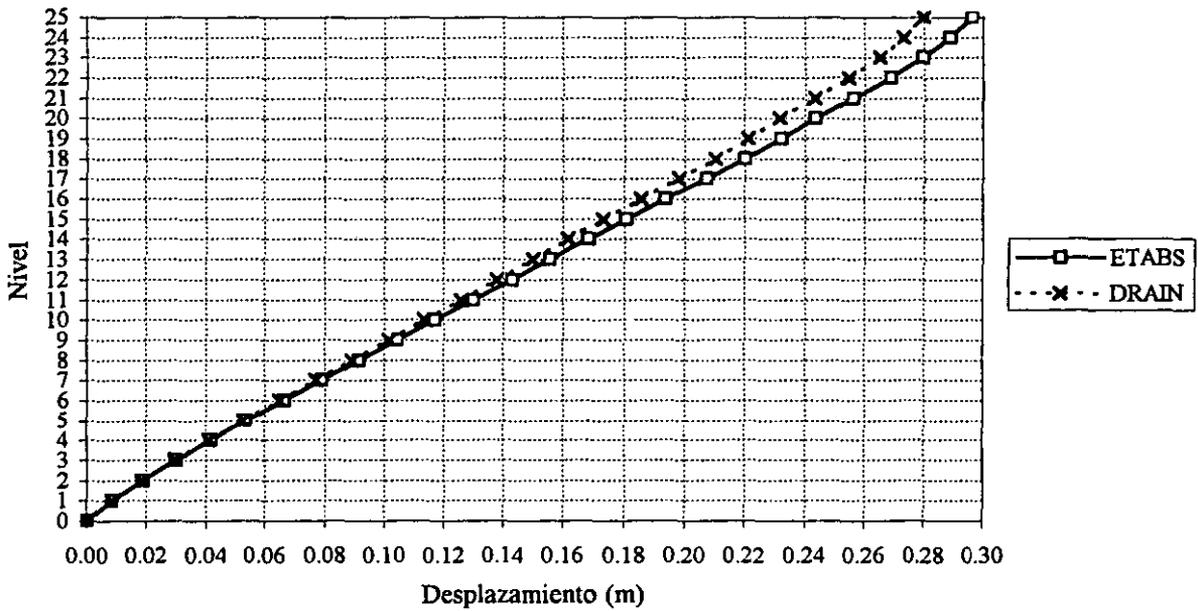


Fig 4.7.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles (calibración del ETABS versus DRAIN-2DX)

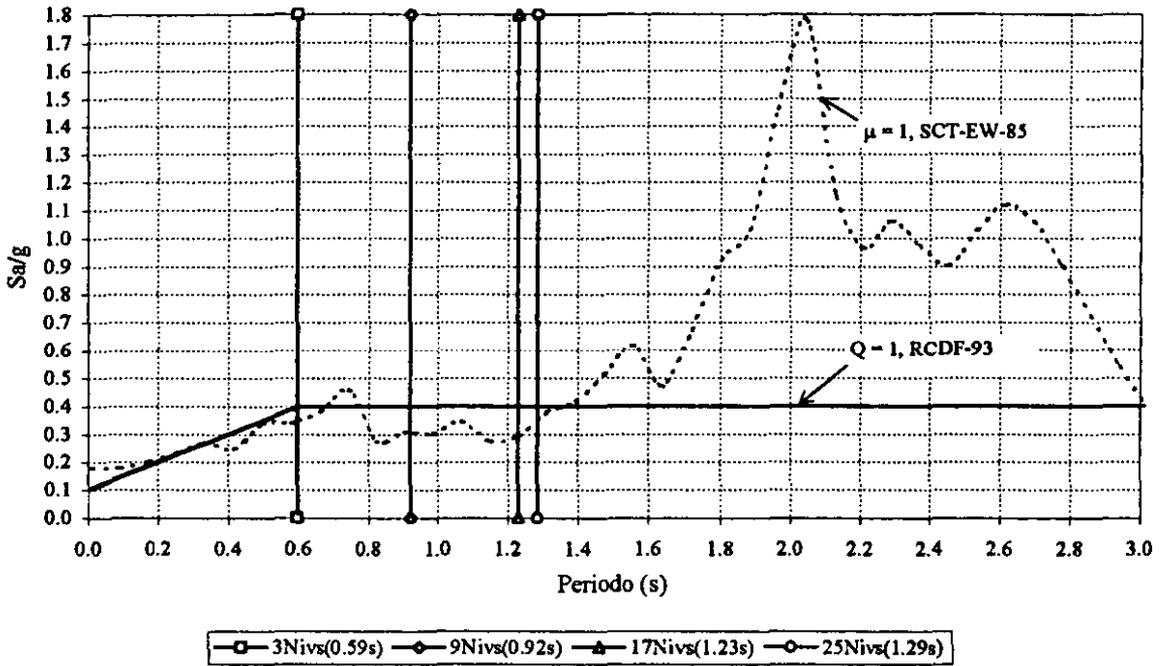


Fig 4.8.-Ubicación de los periodos fundamentales de vibración en los espectros de respuesta elástica ($\mu=1$) de SCT-EW-85 y de diseño ($Q=1$) del RCDF-93, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012

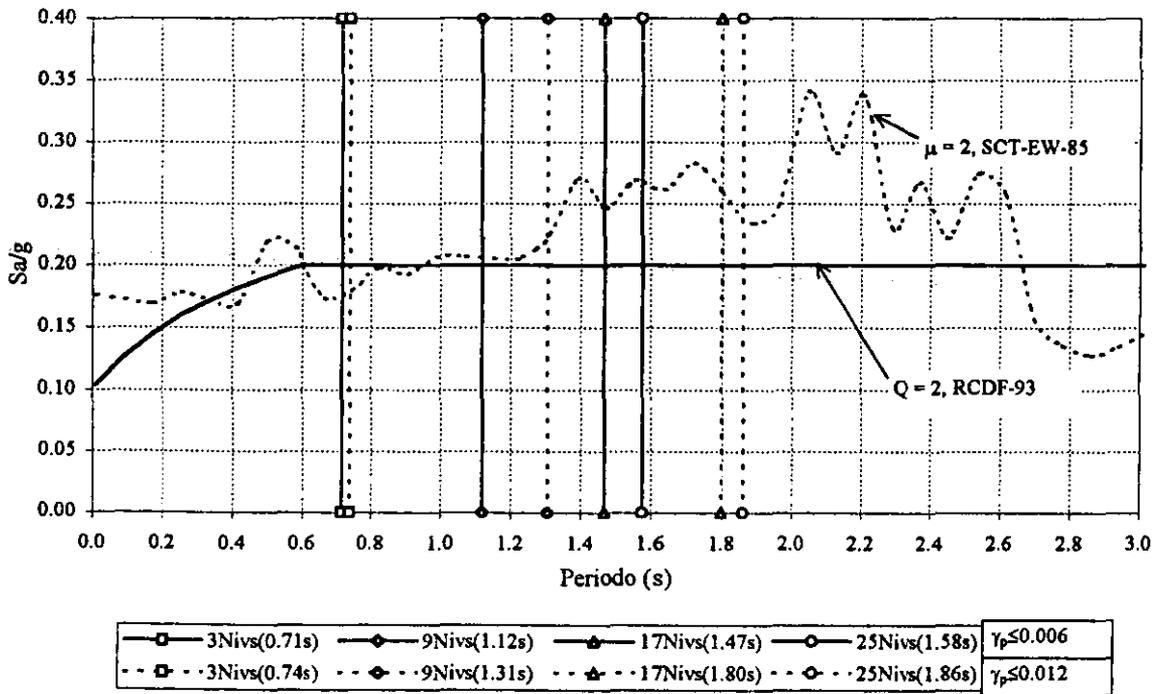


Fig 4.9.-Ubicación de los periodos fundamentales de vibración en los espectros de respuesta inelástica ($\mu=2$) de SCT-EW-85 y de diseño ($Q=2$) del RCDF-93, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012

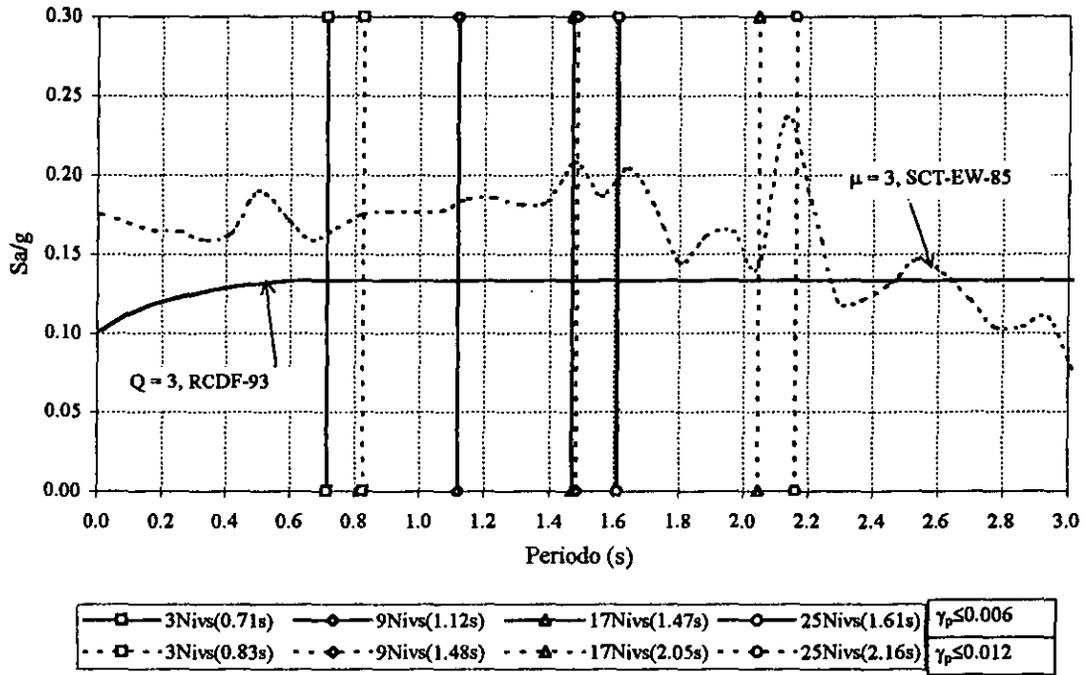


Fig 4.10.-Ubicación de los periodos fundamentales de vibración en los espectros de respuesta inelástica ($\mu=3$) de SCT-EW-85 y de diseño ($Q=3$) del RCDF-93, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012

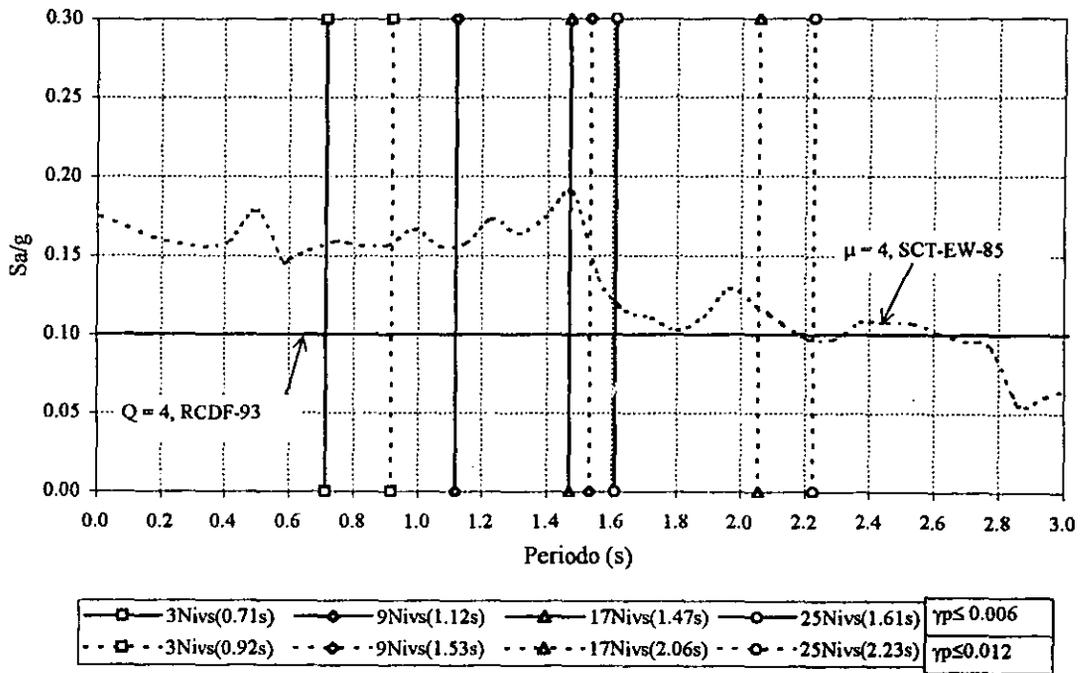


Fig 4.11.-Ubicación de los periodos fundamentales de vibración en los espectros de respuesta inelástica ($\mu=4$) de SCT-EW-85 y de diseño ($Q=4$) del RCDF-93, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012

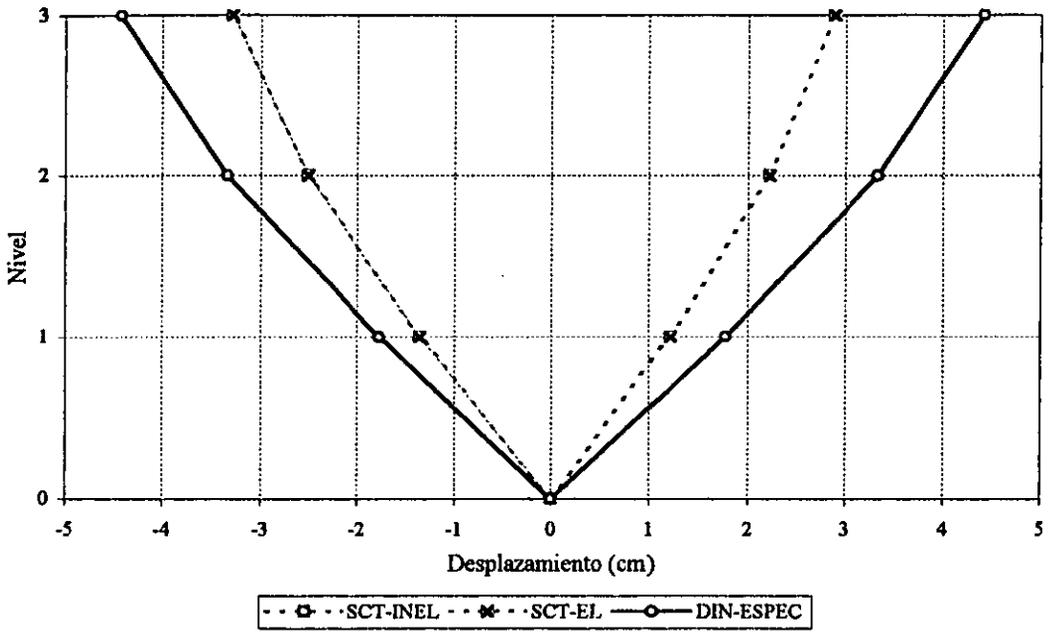


Fig 4.12.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

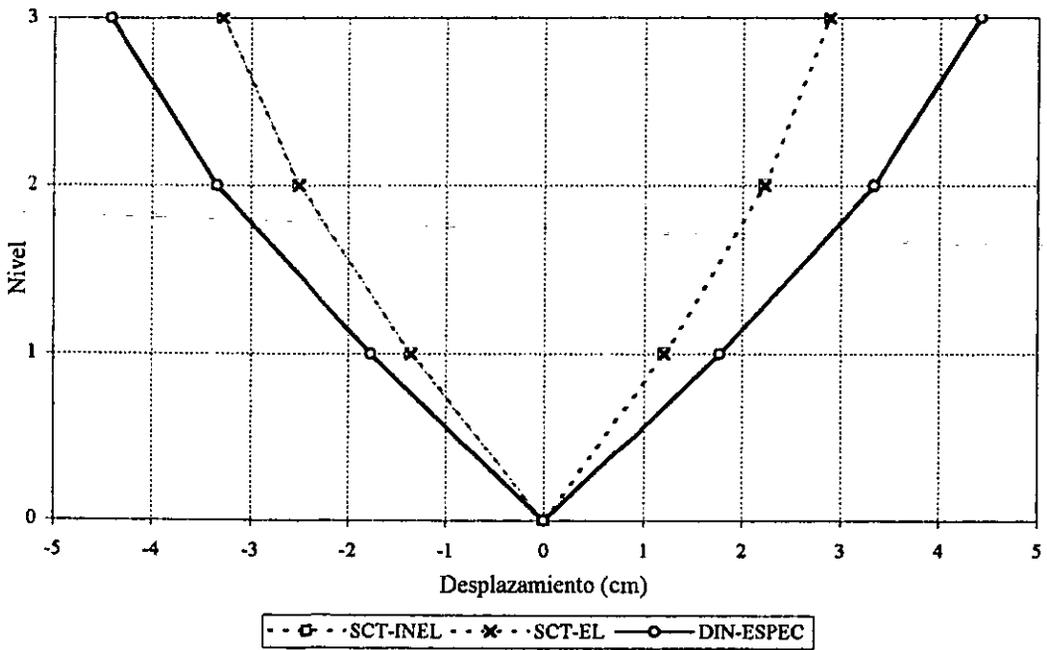


Fig 4.13.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

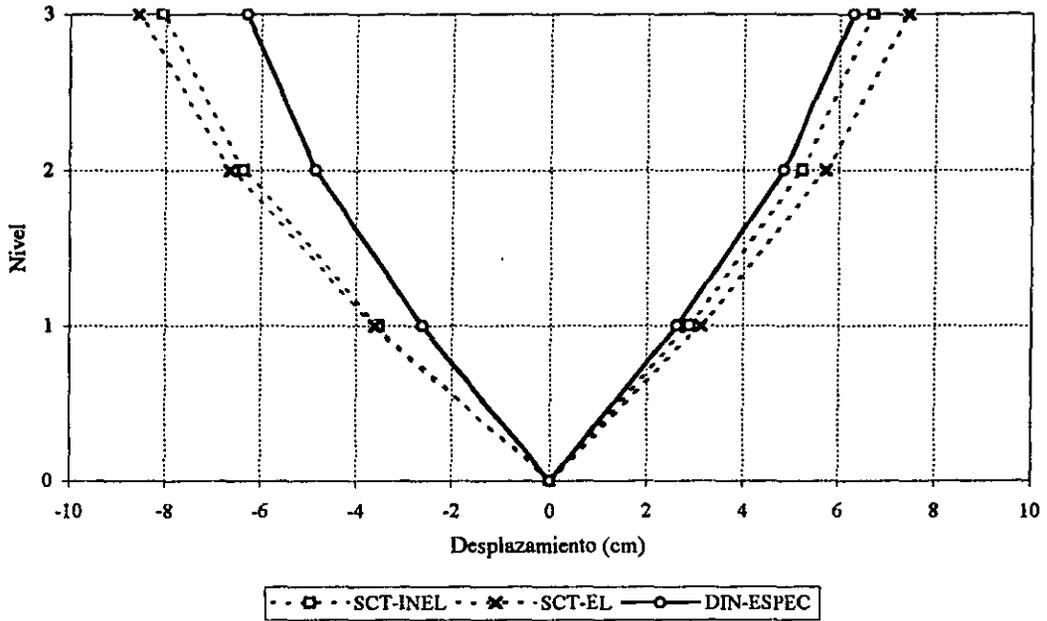


Fig 4.14.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

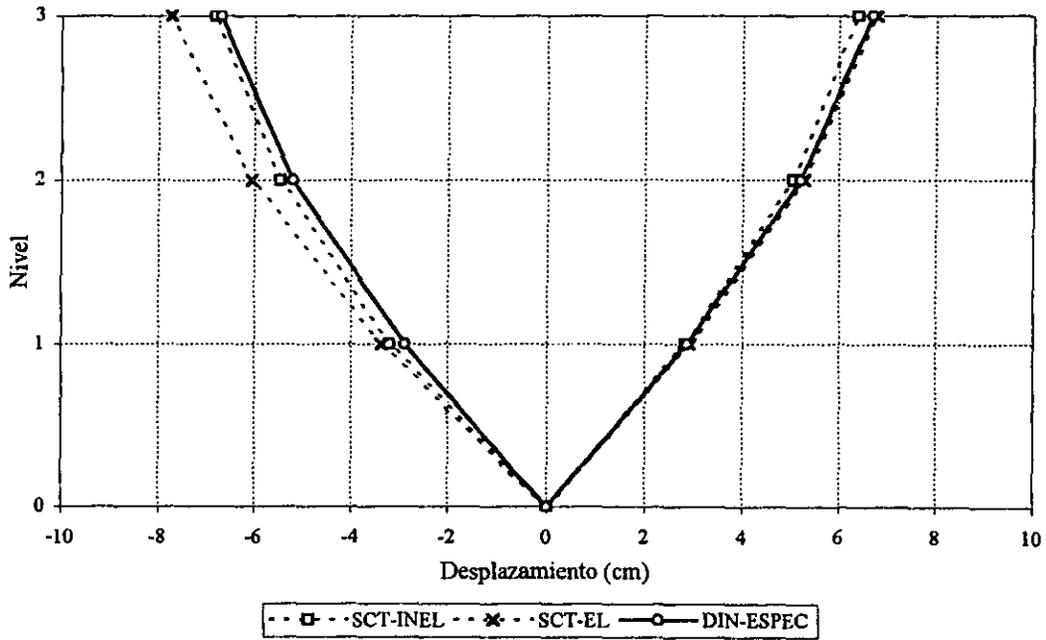


Fig 4.15.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

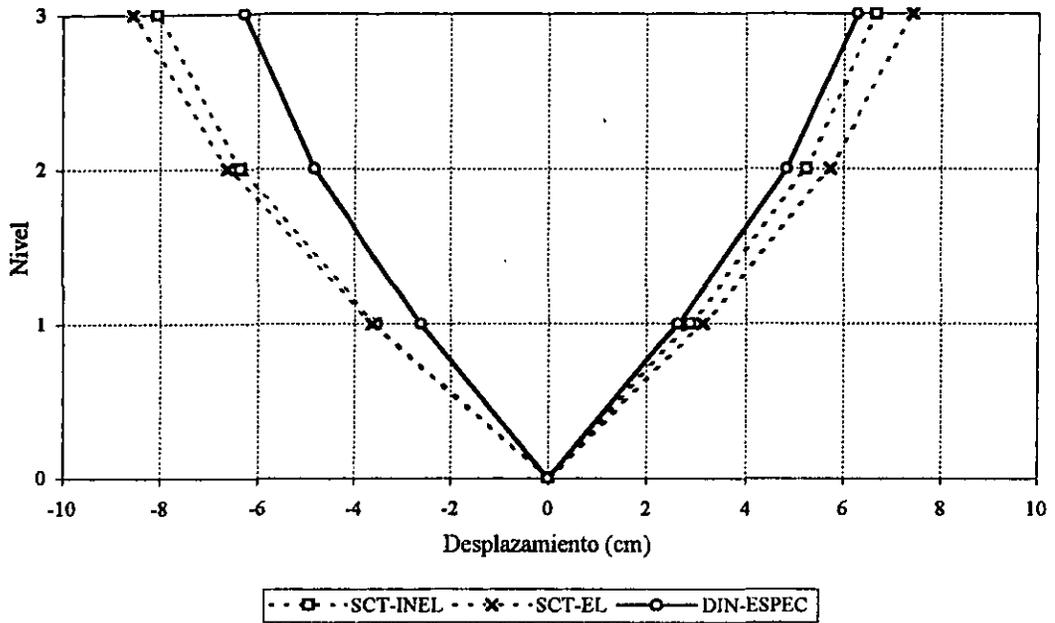


Fig 4.16.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

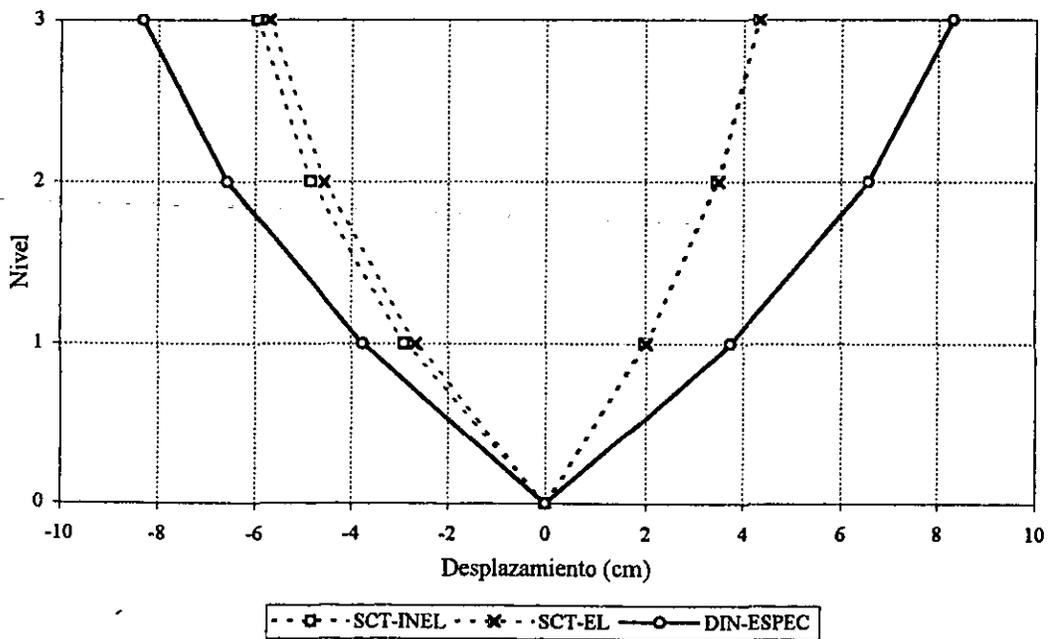


Fig 4.17.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

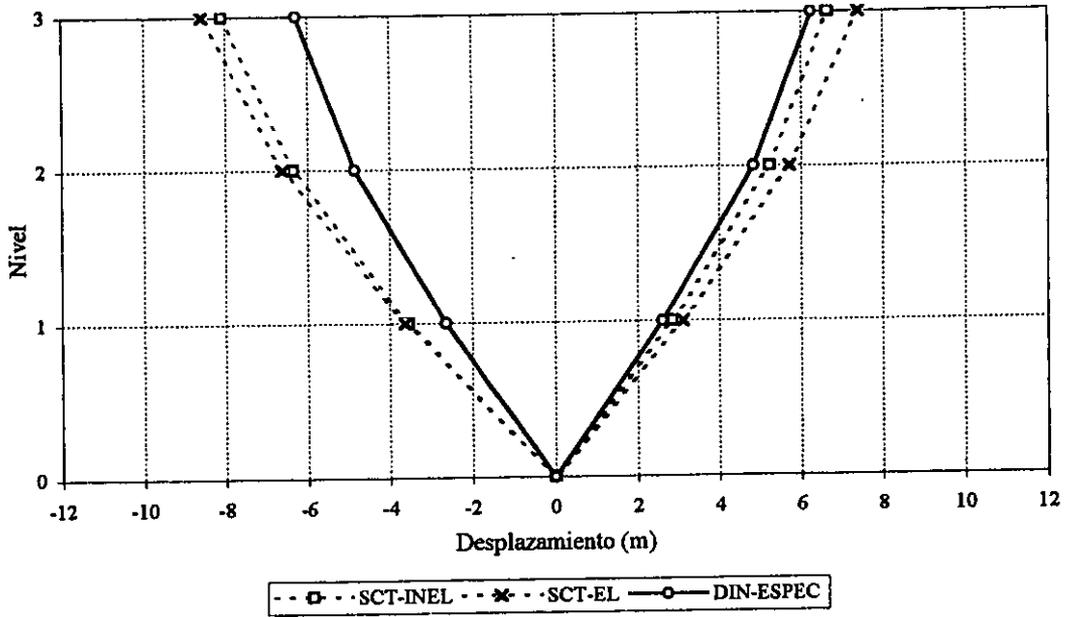


Fig 4.18.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

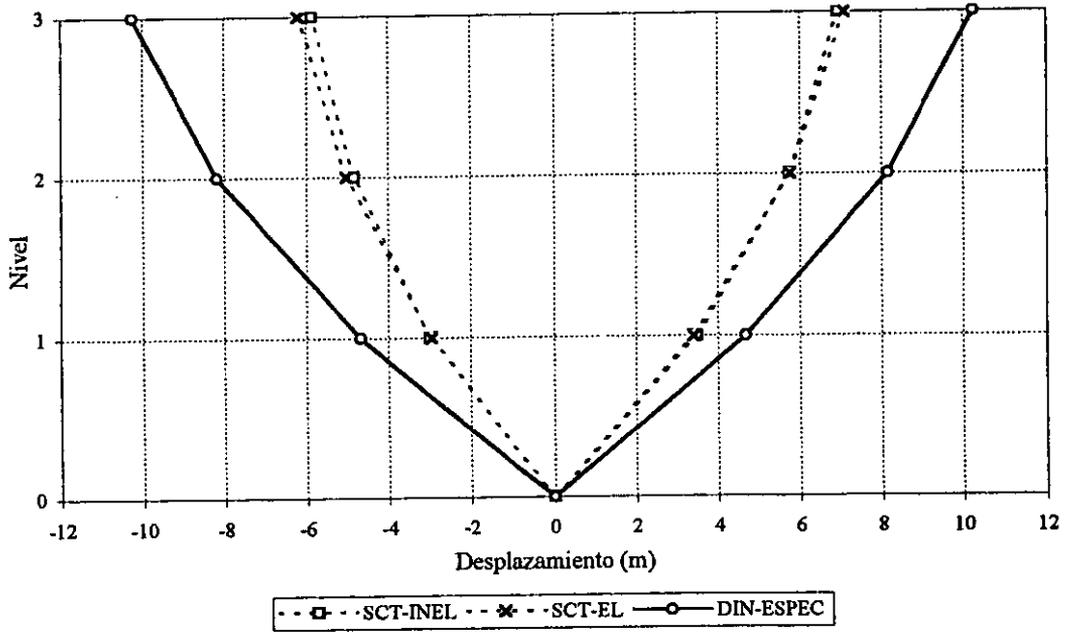


Fig 4.19.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

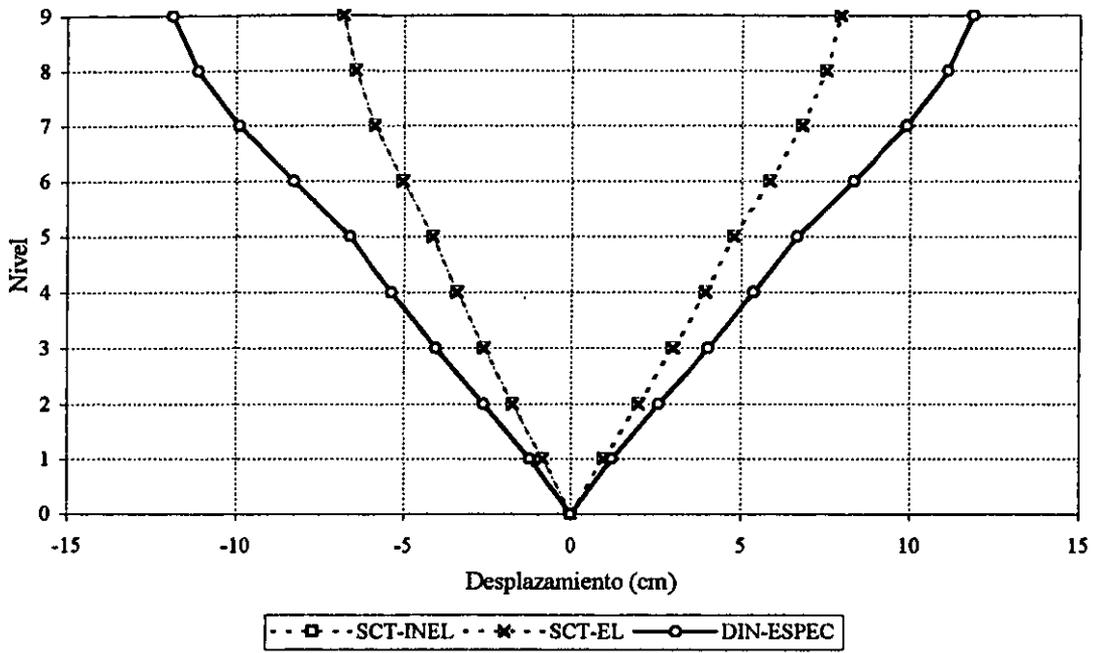


Fig 4.20.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

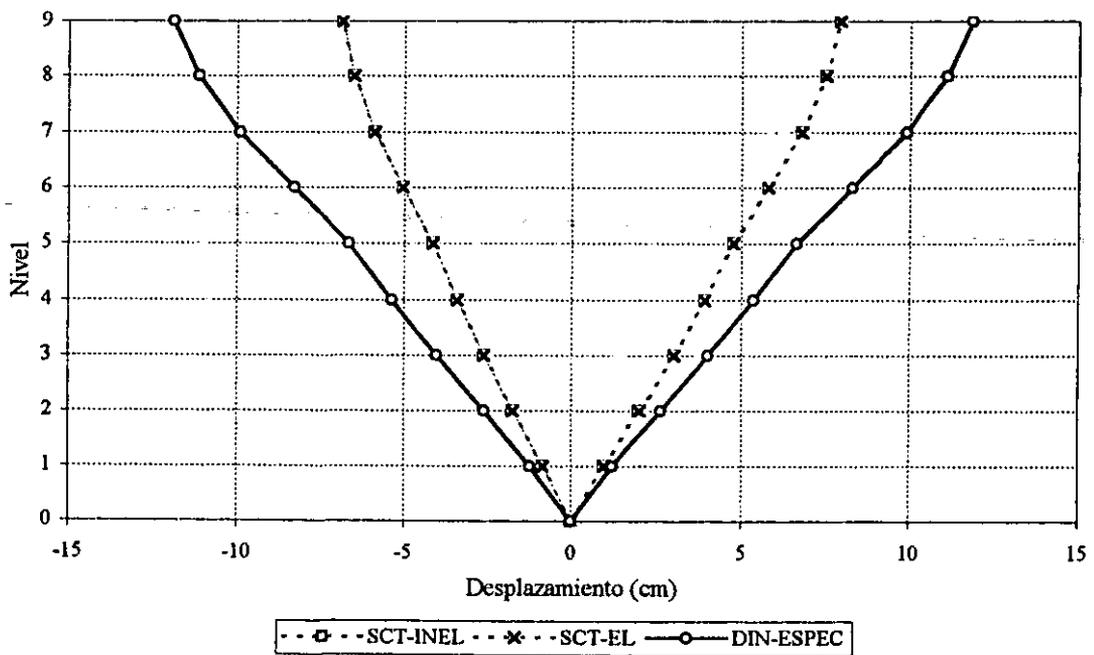


Fig 4.21.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

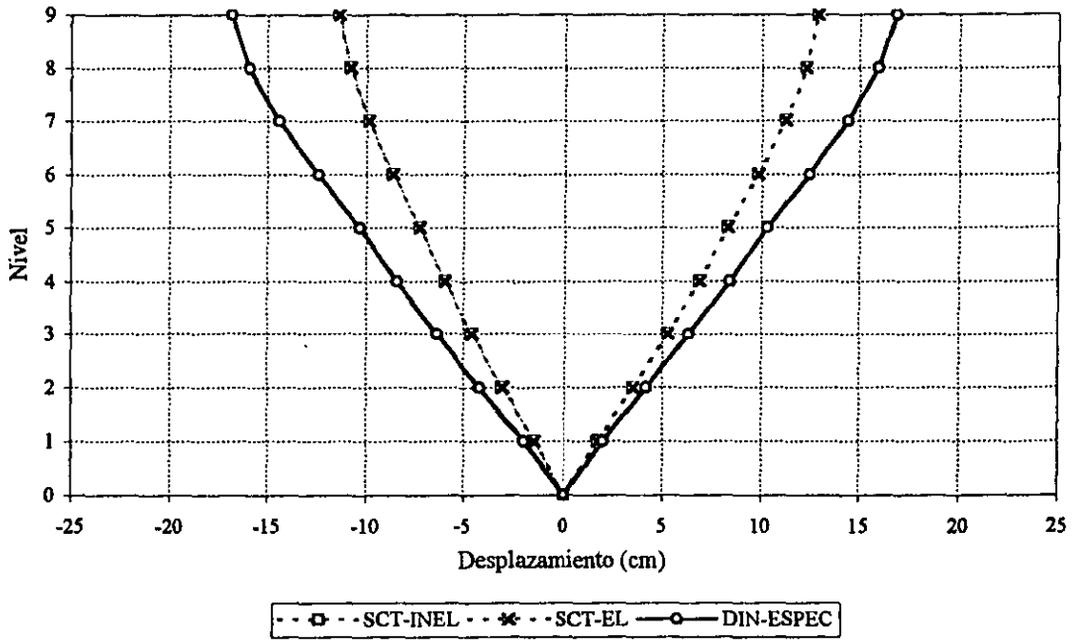


Fig 4.22.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

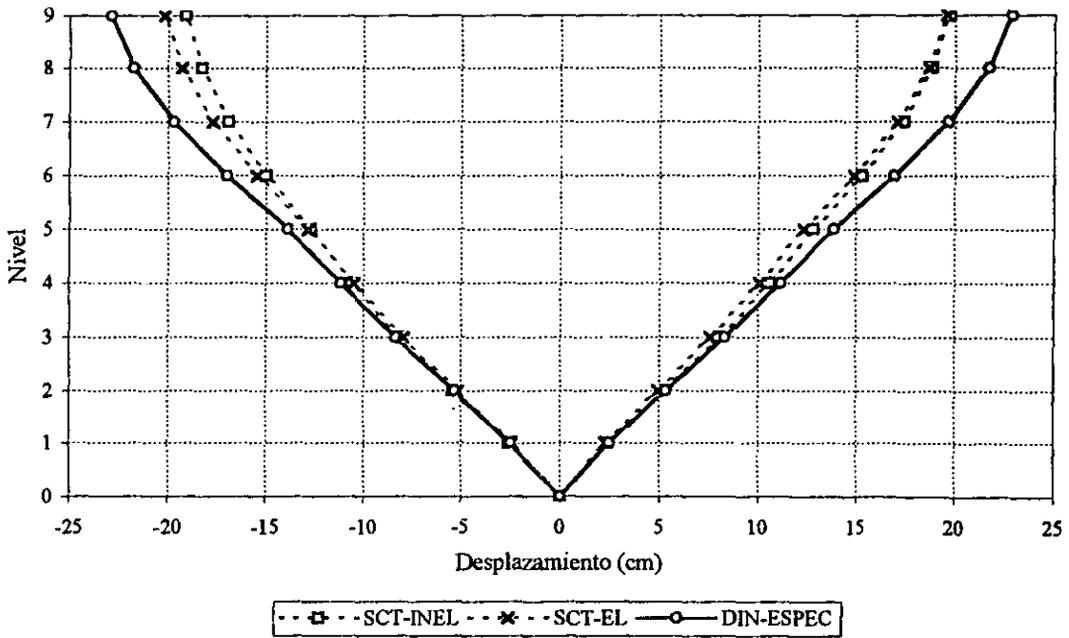


Fig 4.23.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

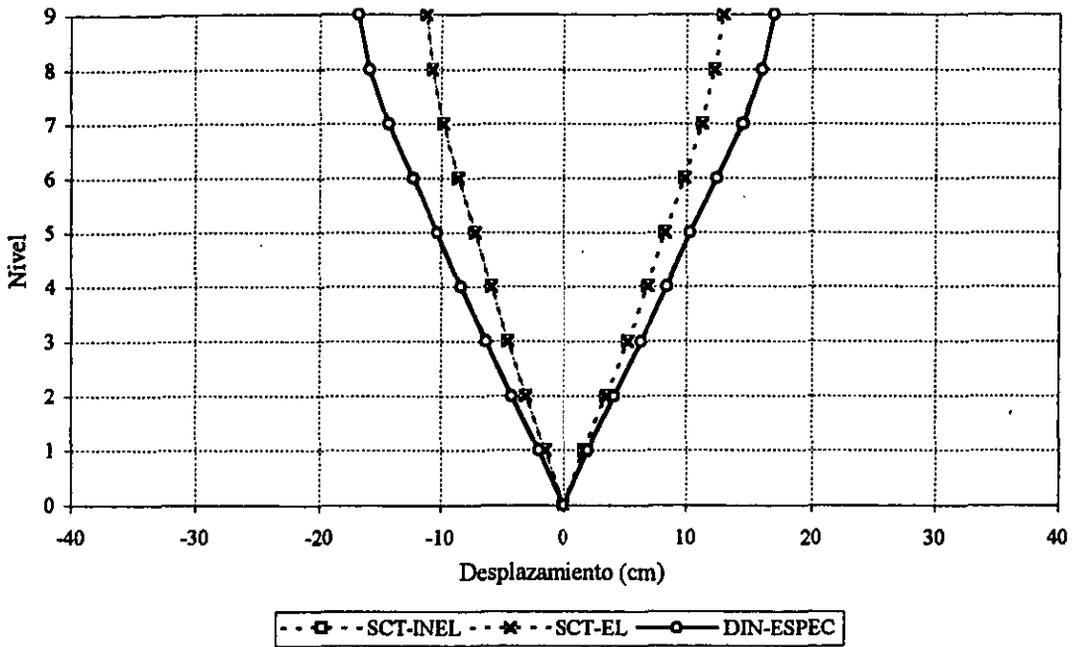


Fig 4.24.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

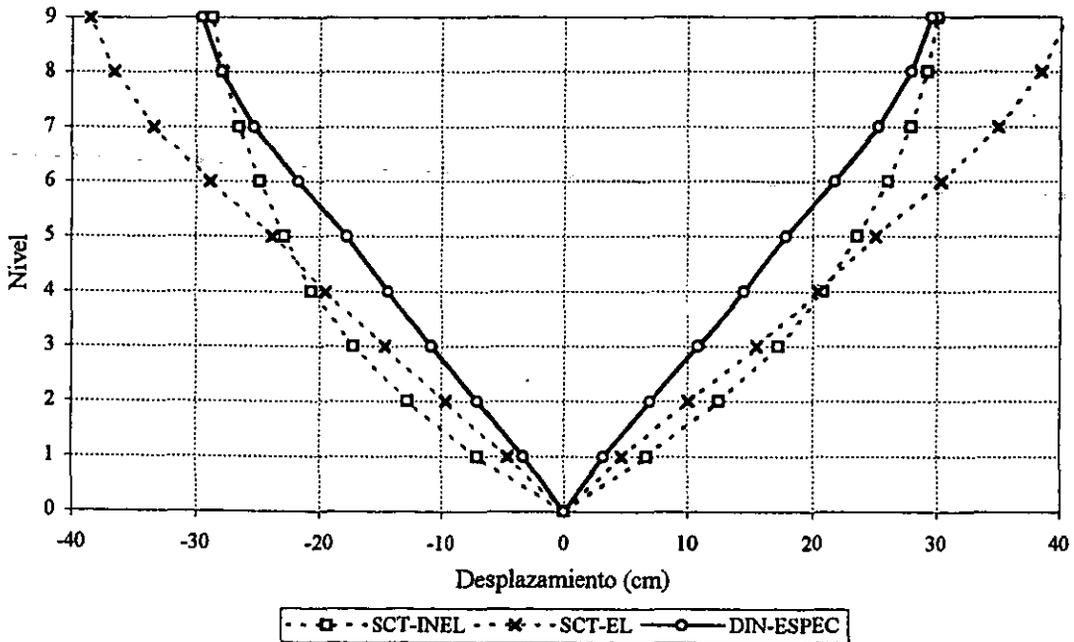


Fig 4.25.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

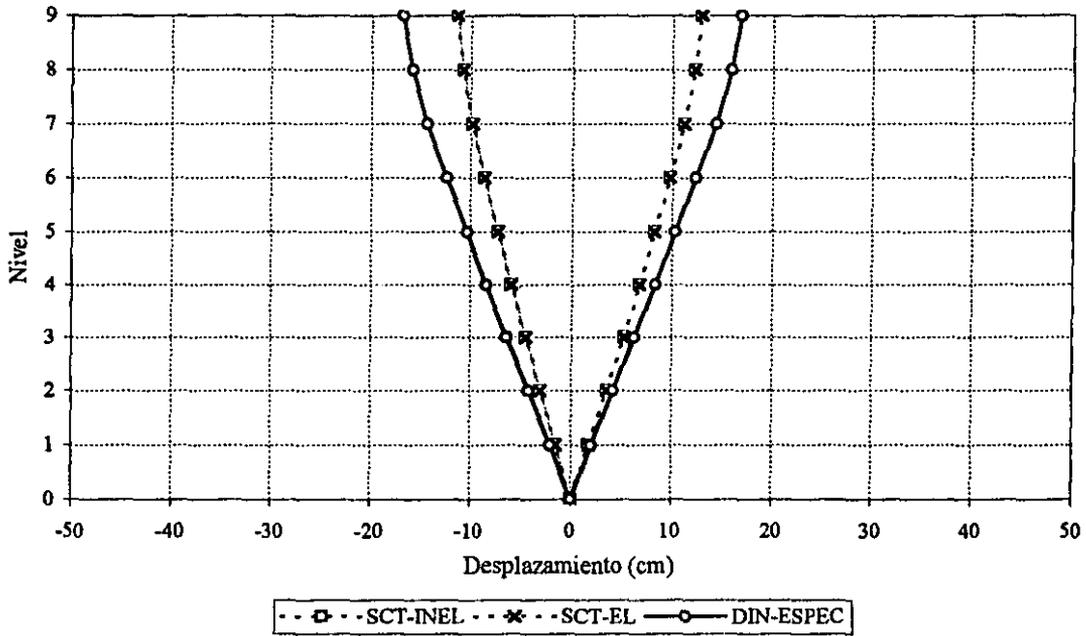


Fig 4.26.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

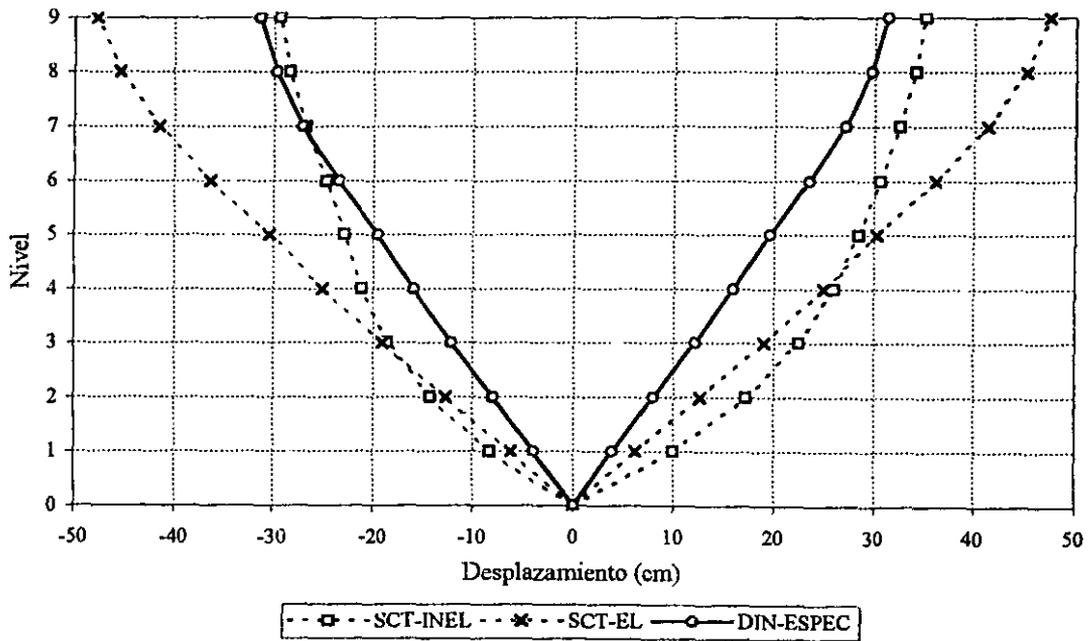


Fig 4.27.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 9 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

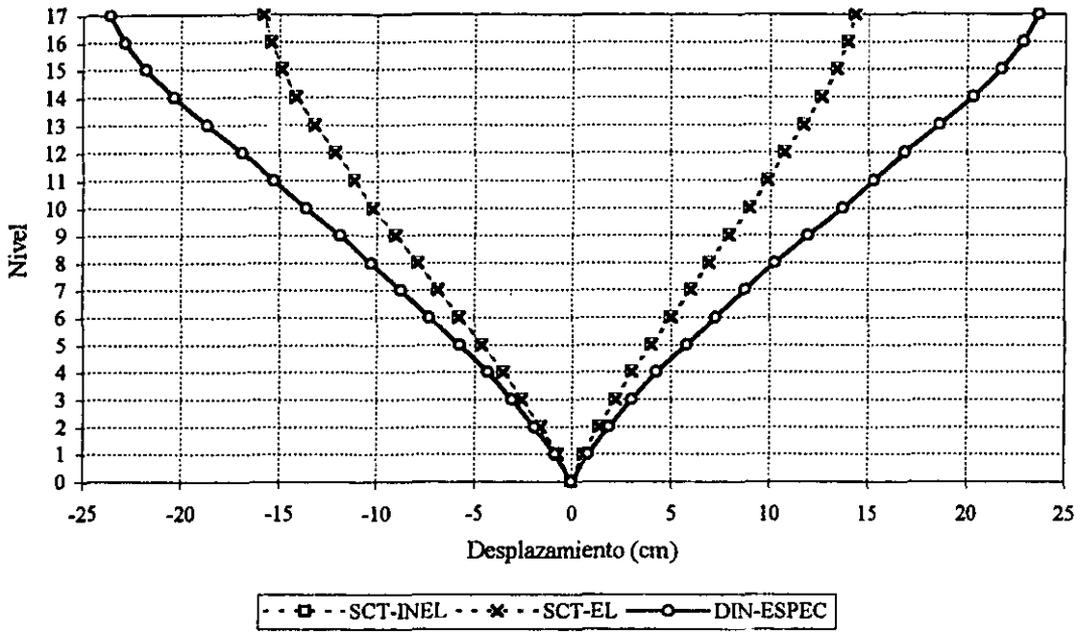


Fig 4.28.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

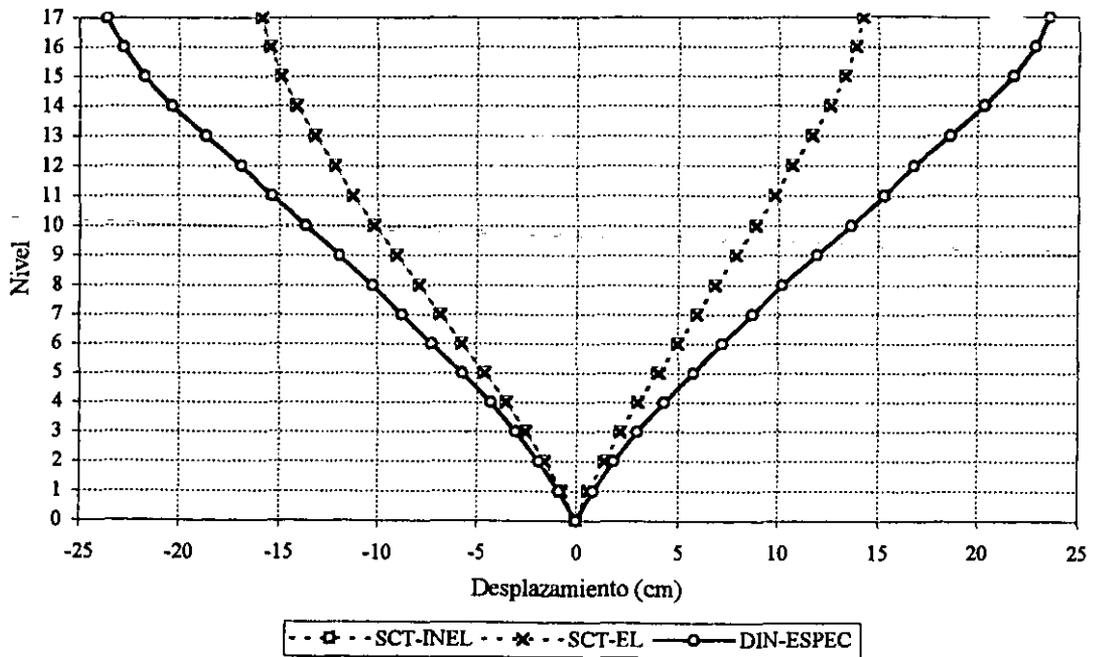


Fig 4.29.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

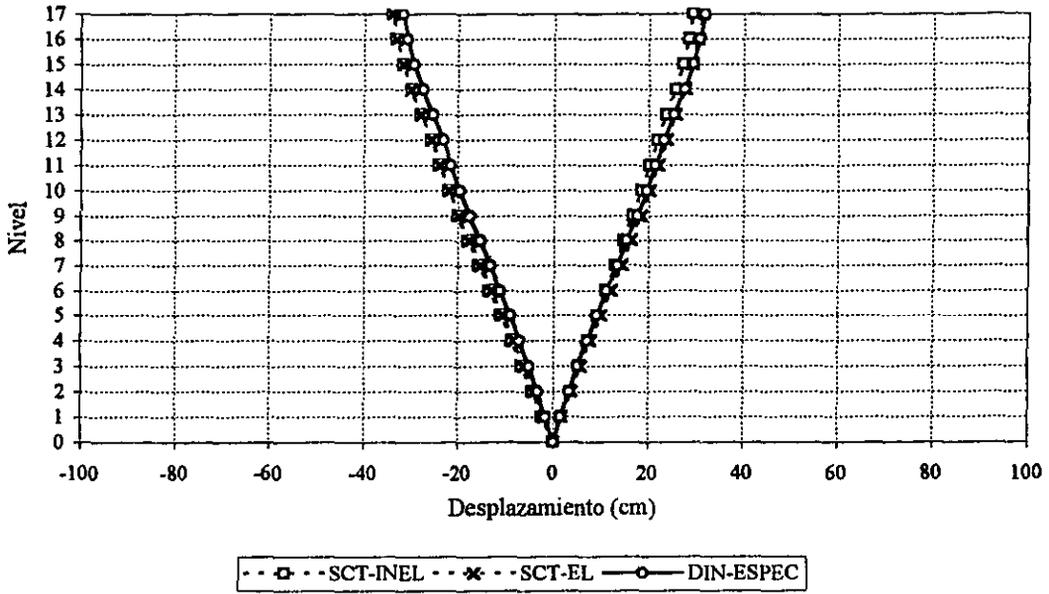


Fig 4.30.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

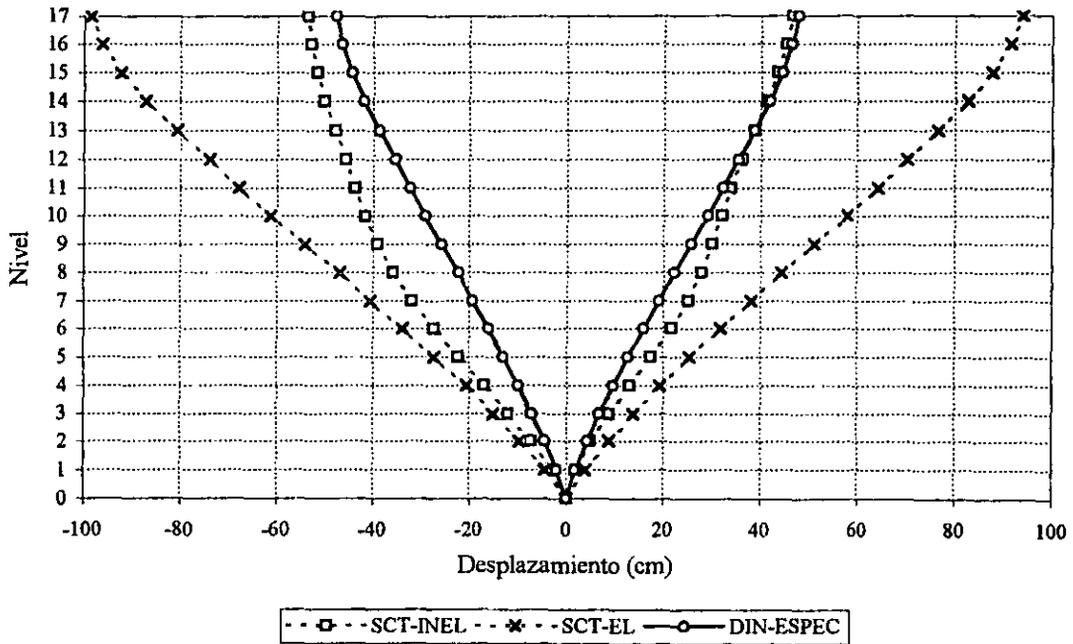


Fig 4.31.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

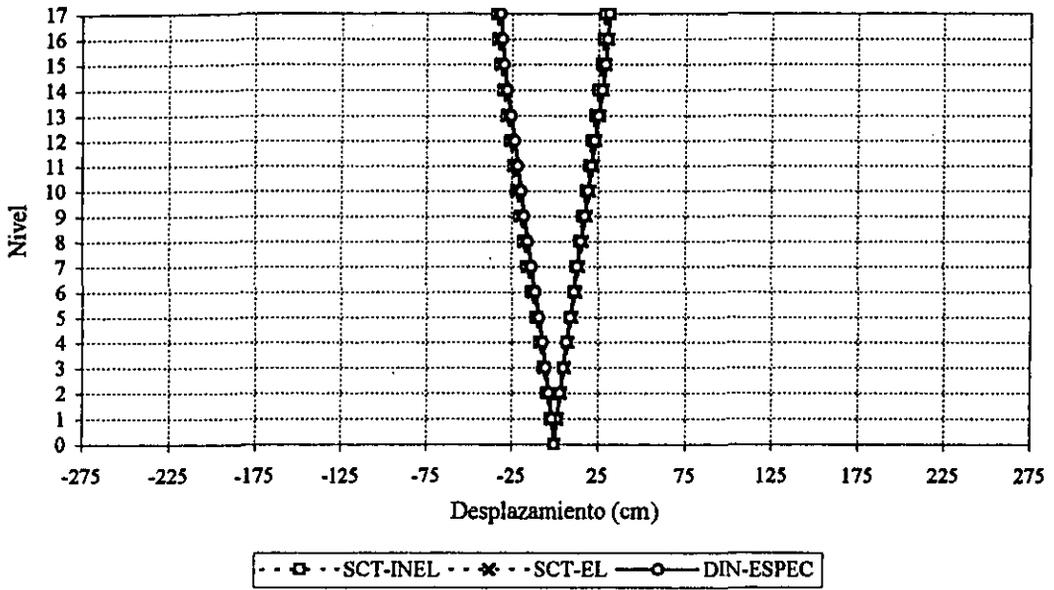


Fig 4.32.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

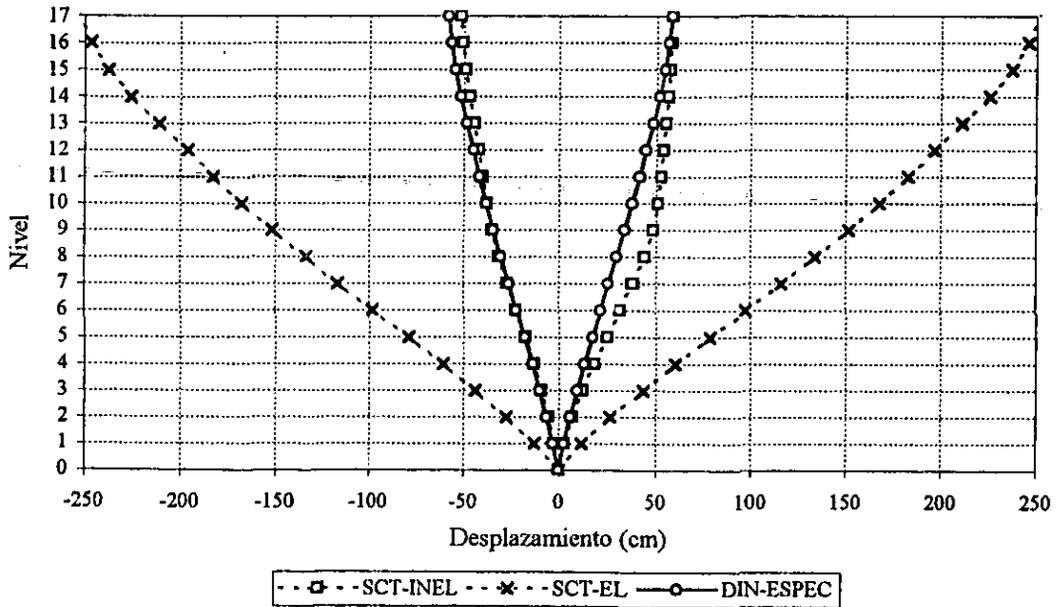


Fig 4.33.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

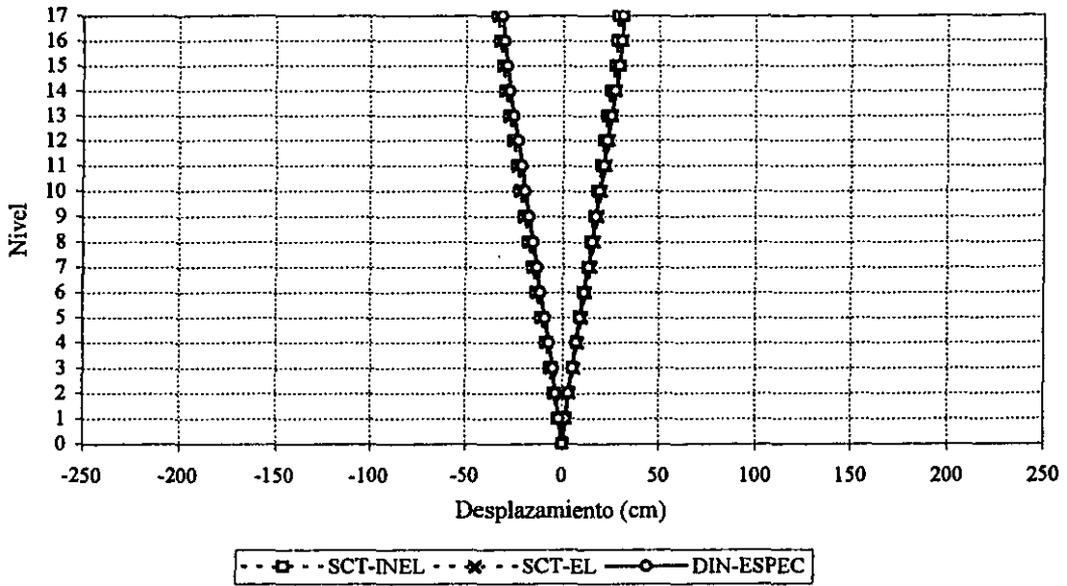


Fig 4.34.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

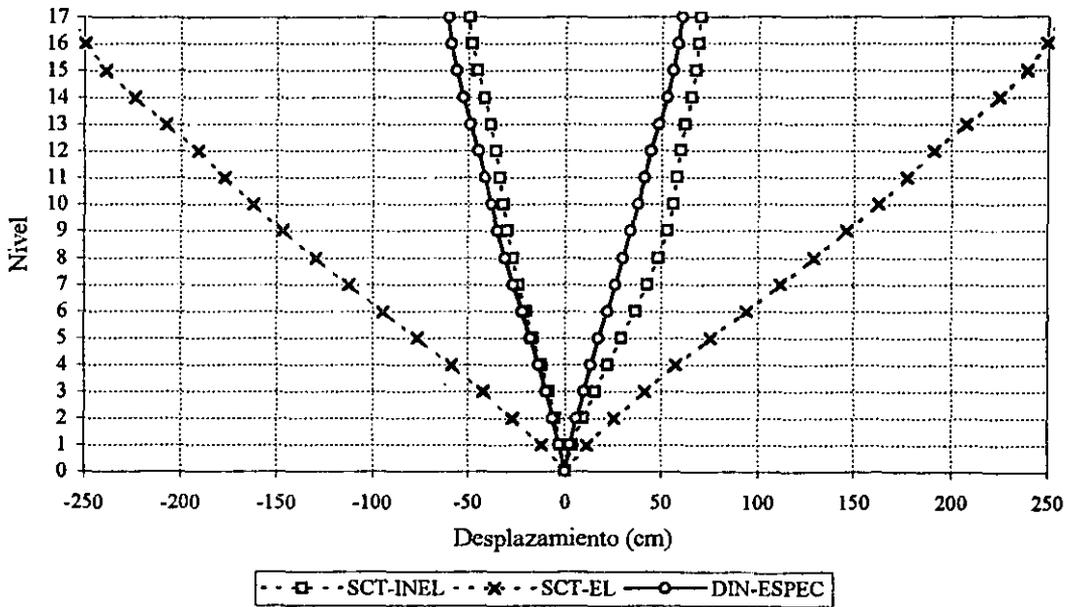


Fig 4.35.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

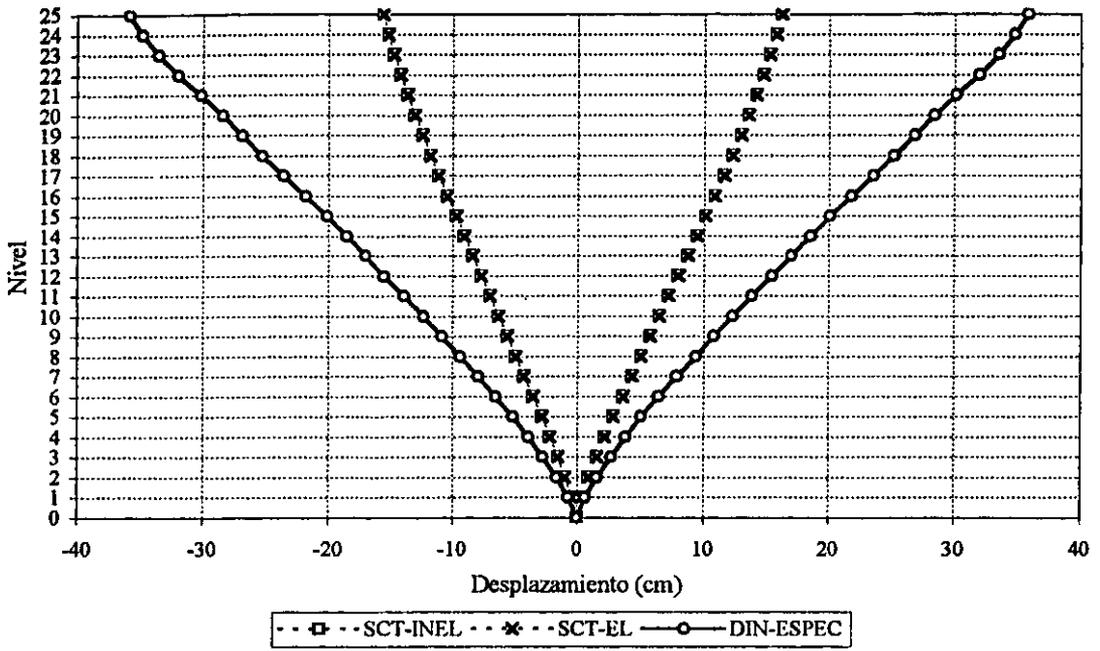


Fig 4.36.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

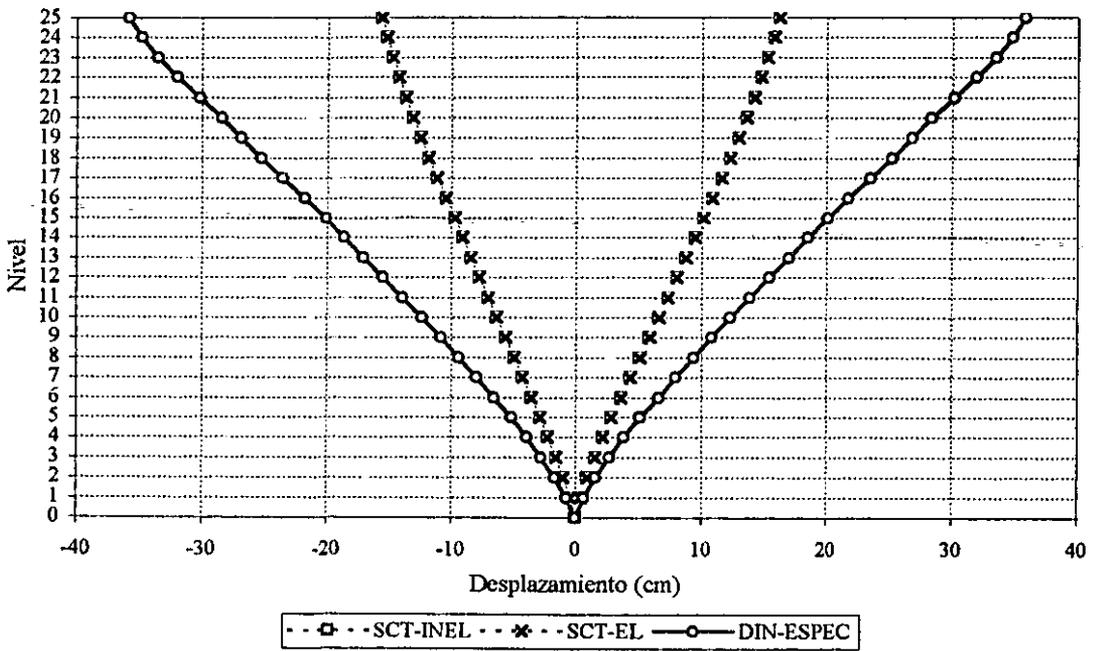


Fig 4.37.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

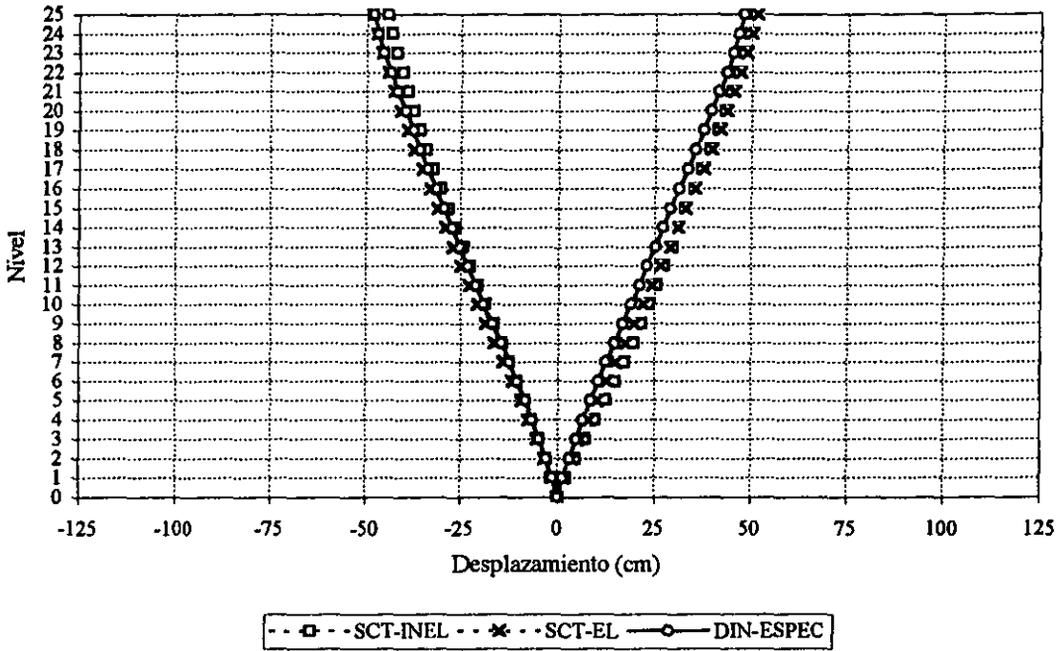


Fig 4.38.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

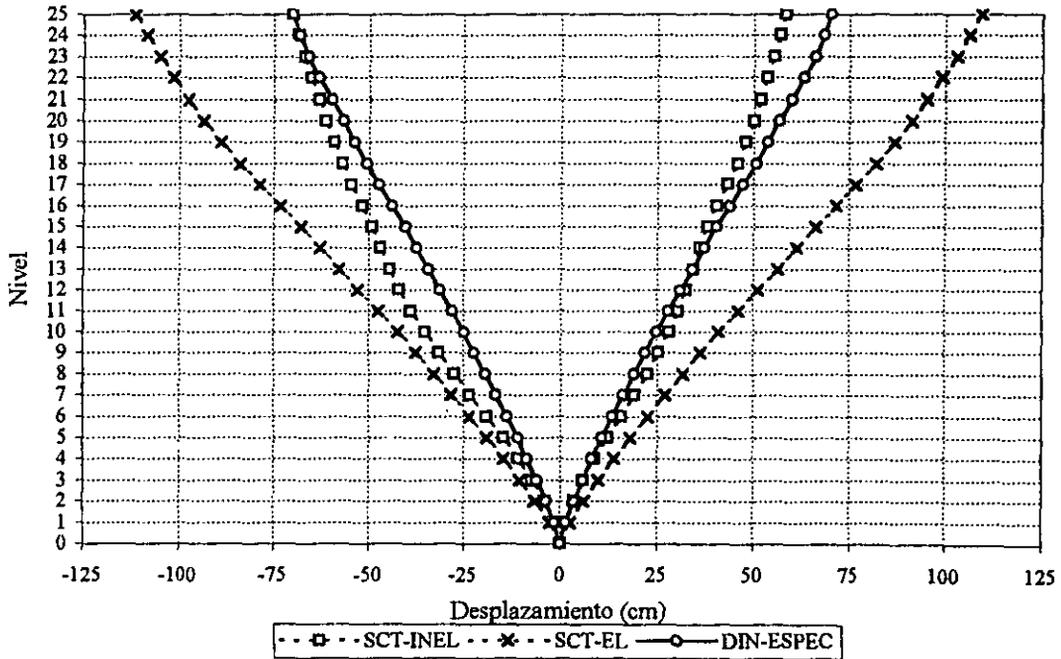


Fig 4.39.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

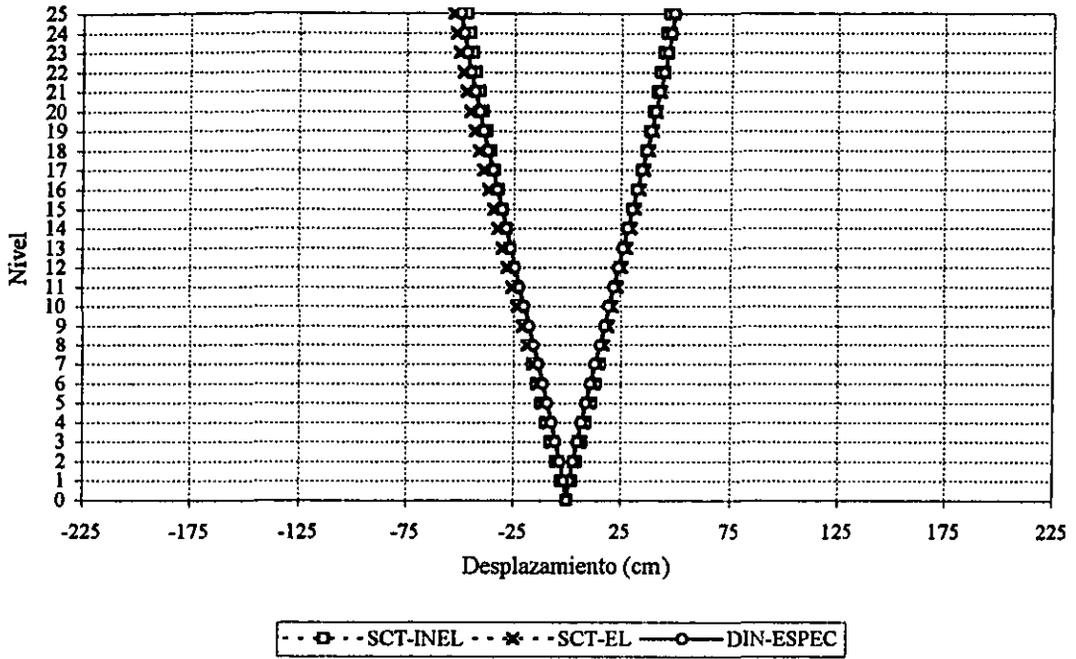


Fig 4.40.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

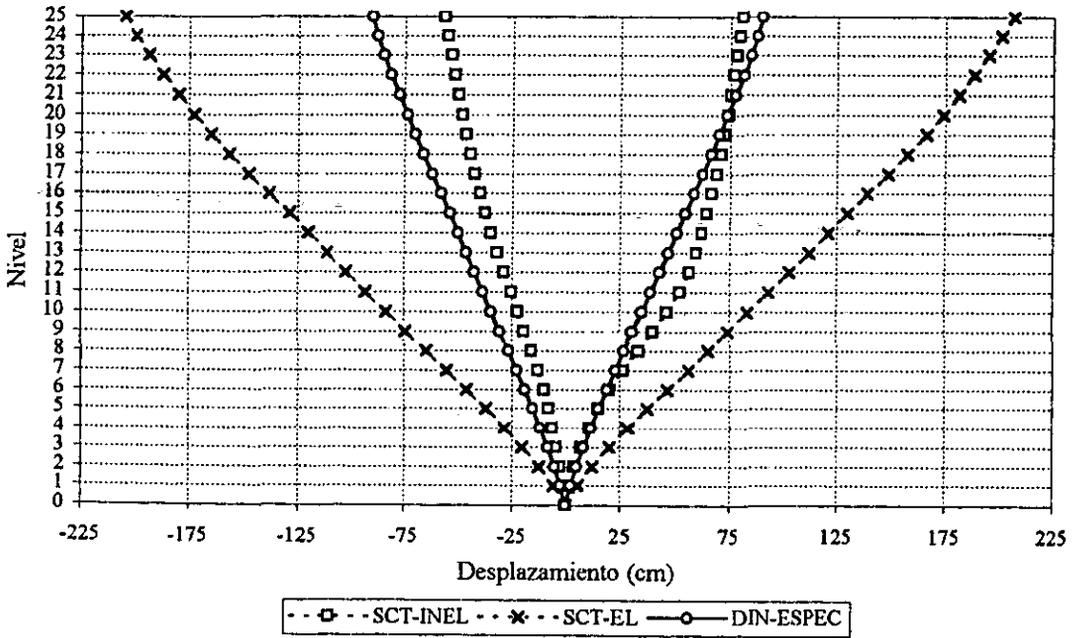


Fig 4.41.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

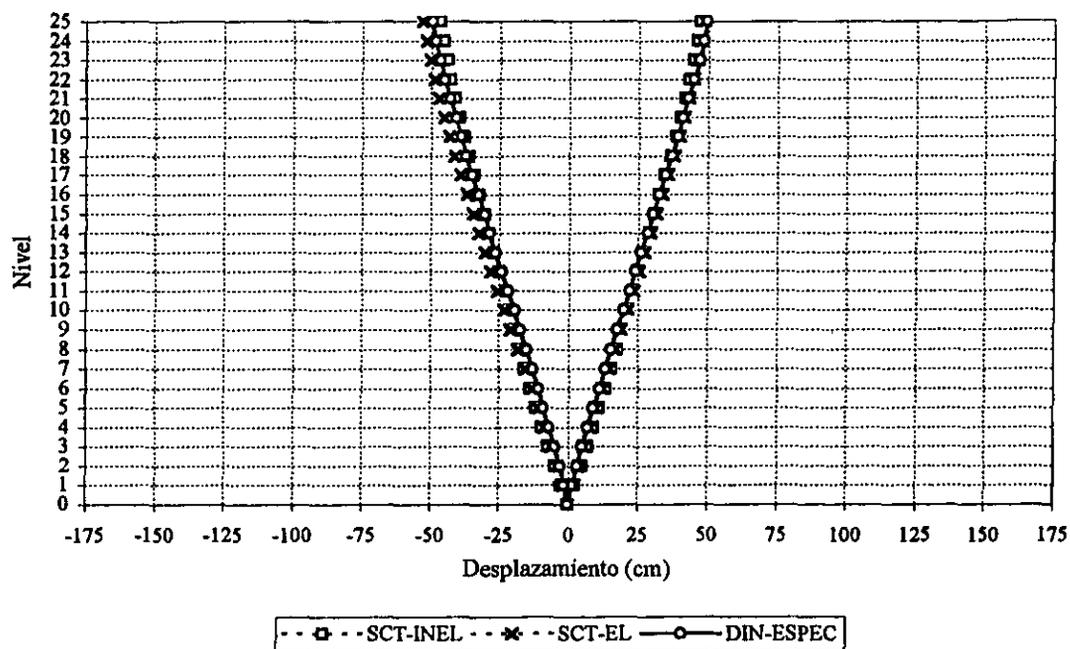


Fig 4.42.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

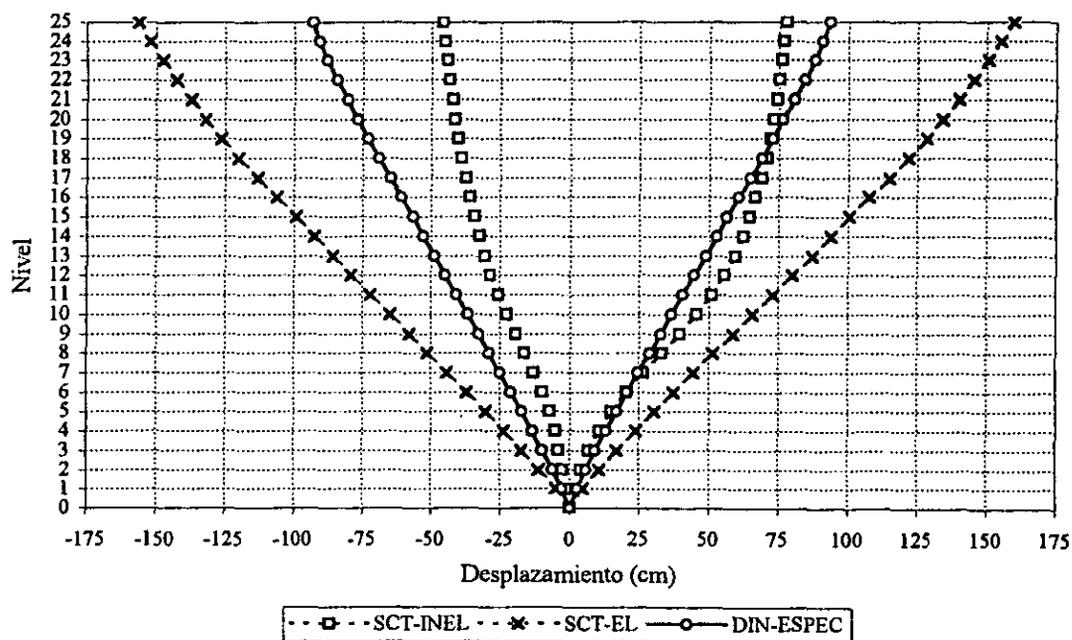


Fig 4.43.-Desplazamientos horizontales máximos totales del edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

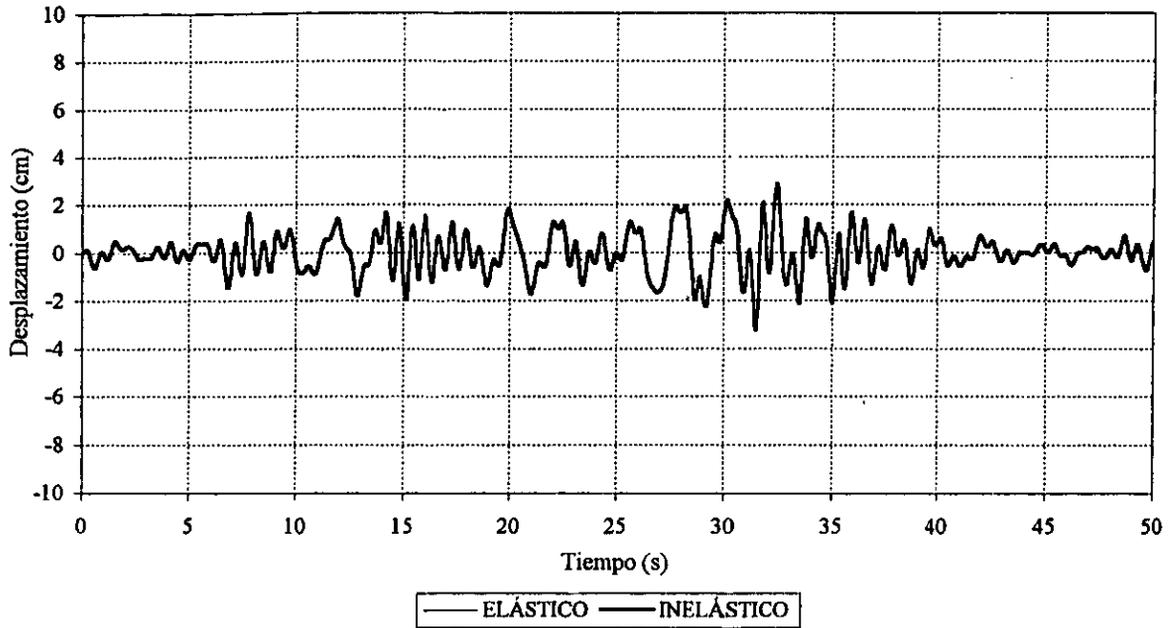


Fig 4.44.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

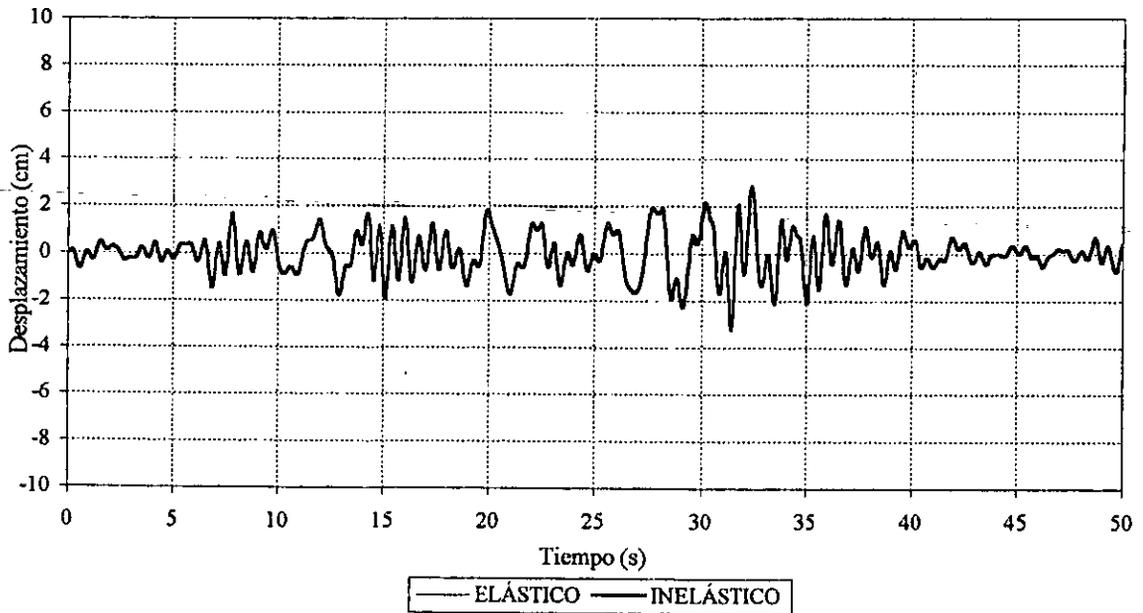


Fig 4.45.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

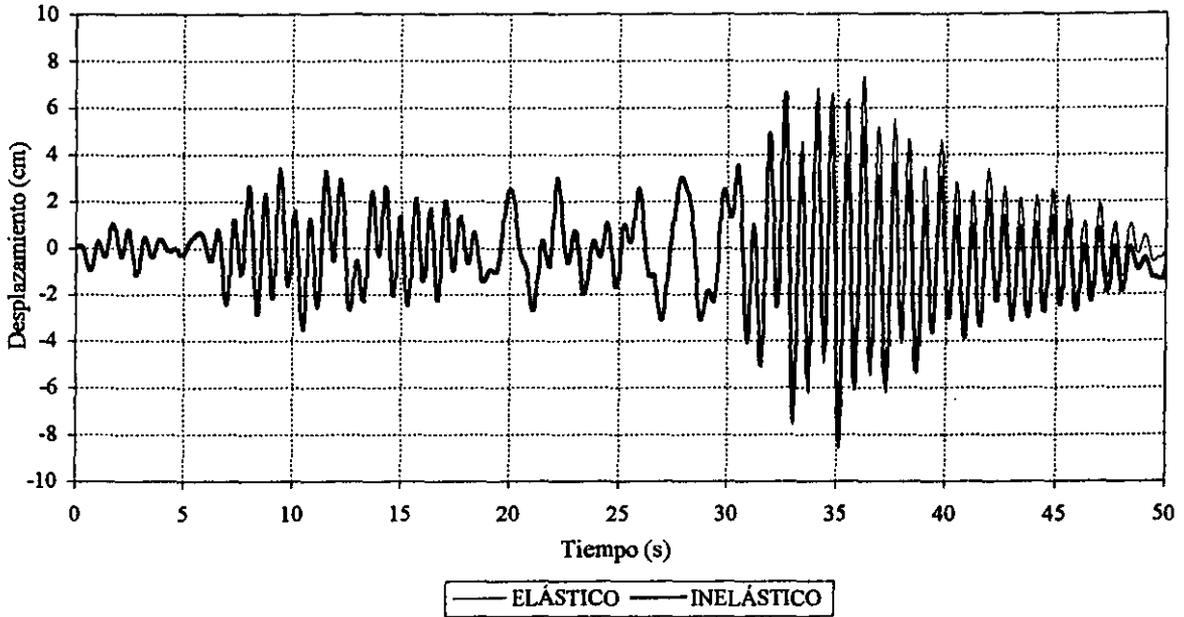


Fig 4.46.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

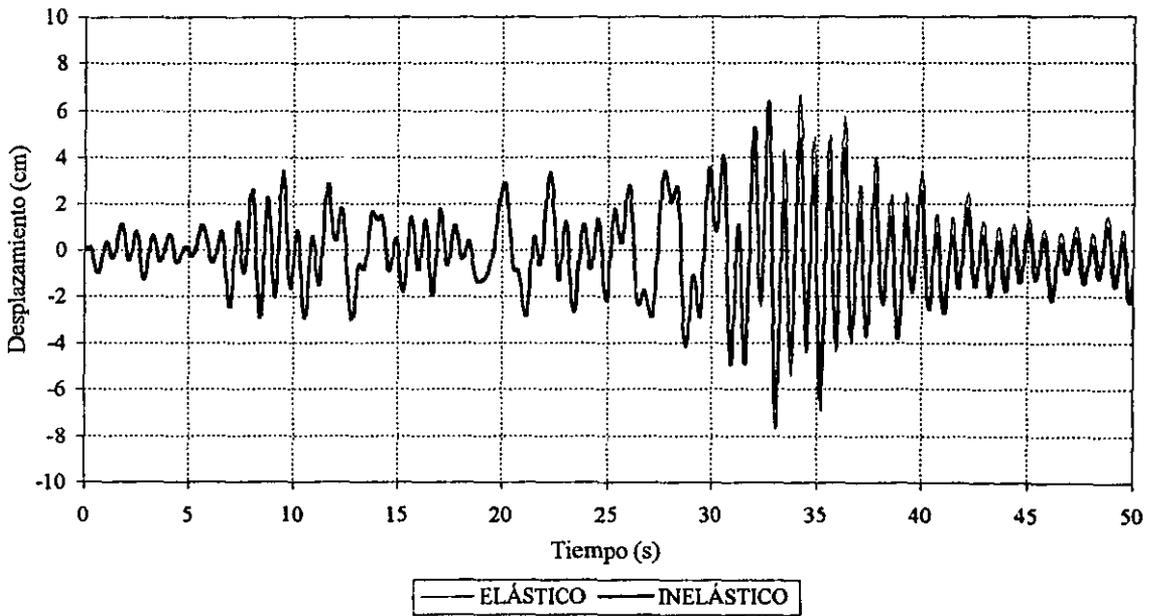


Fig 4.47.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

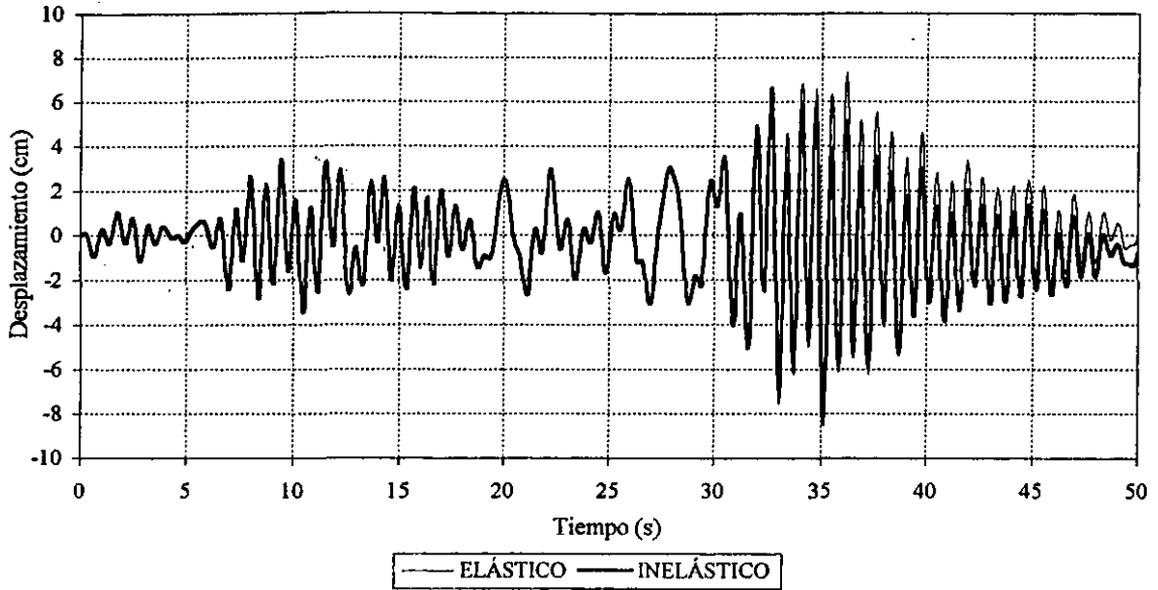


Fig 4.48.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

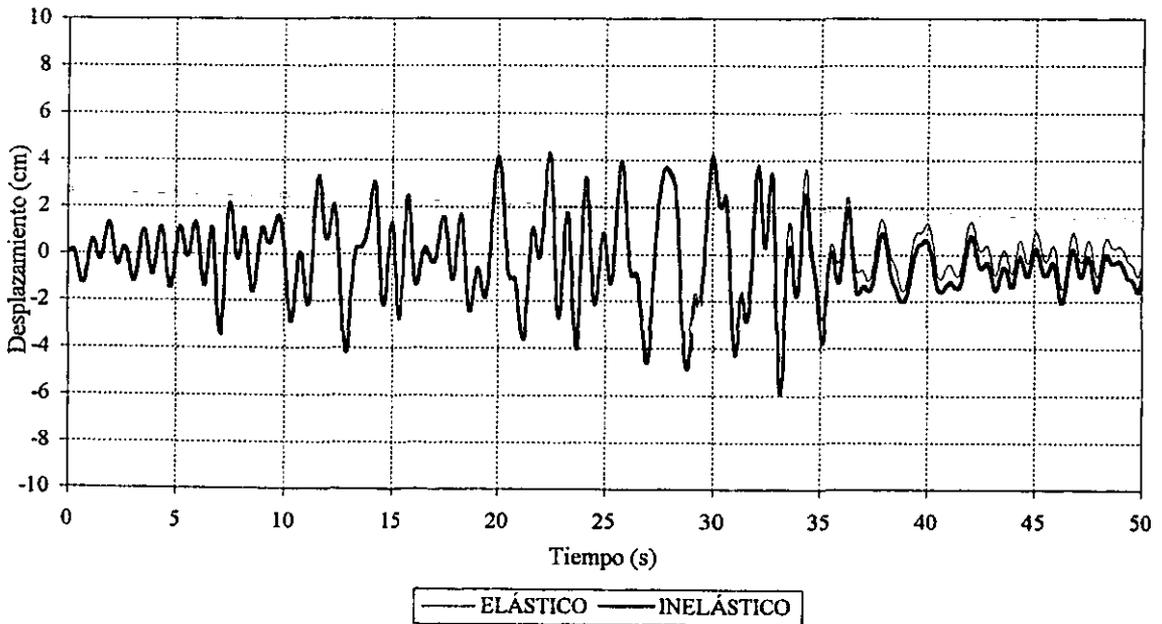


Fig 4.49.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

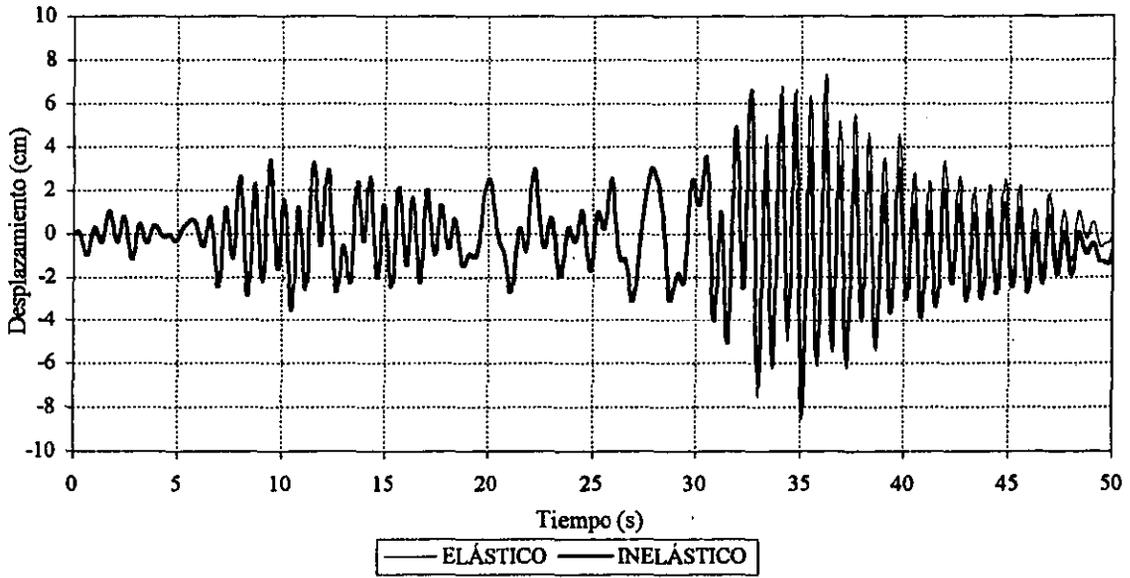


Fig 4.50.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

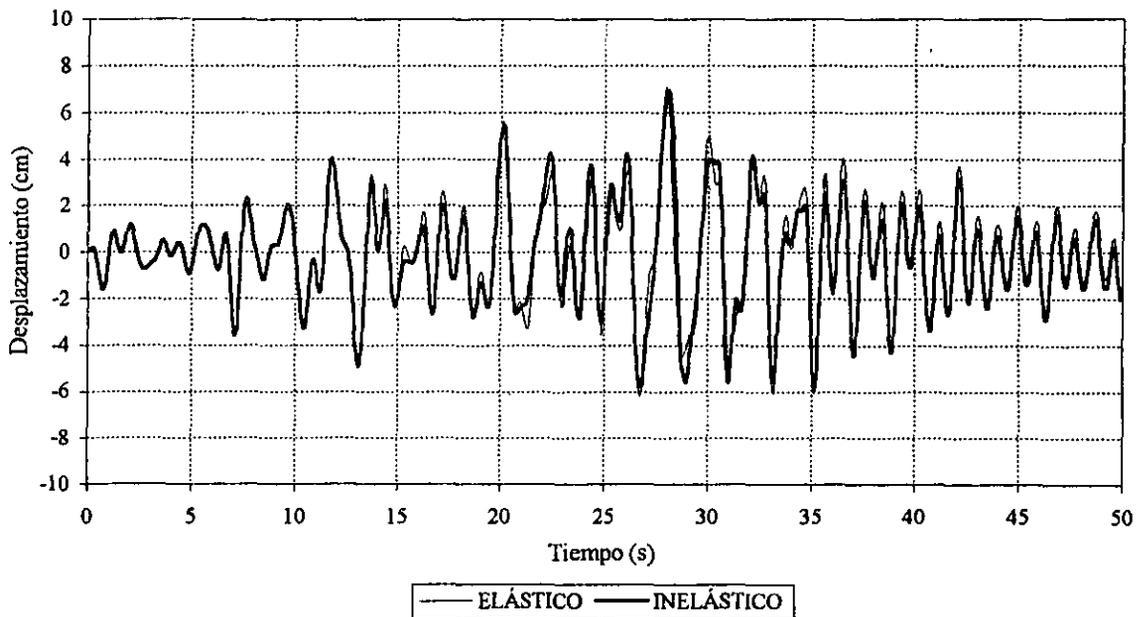


Fig 4.51.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

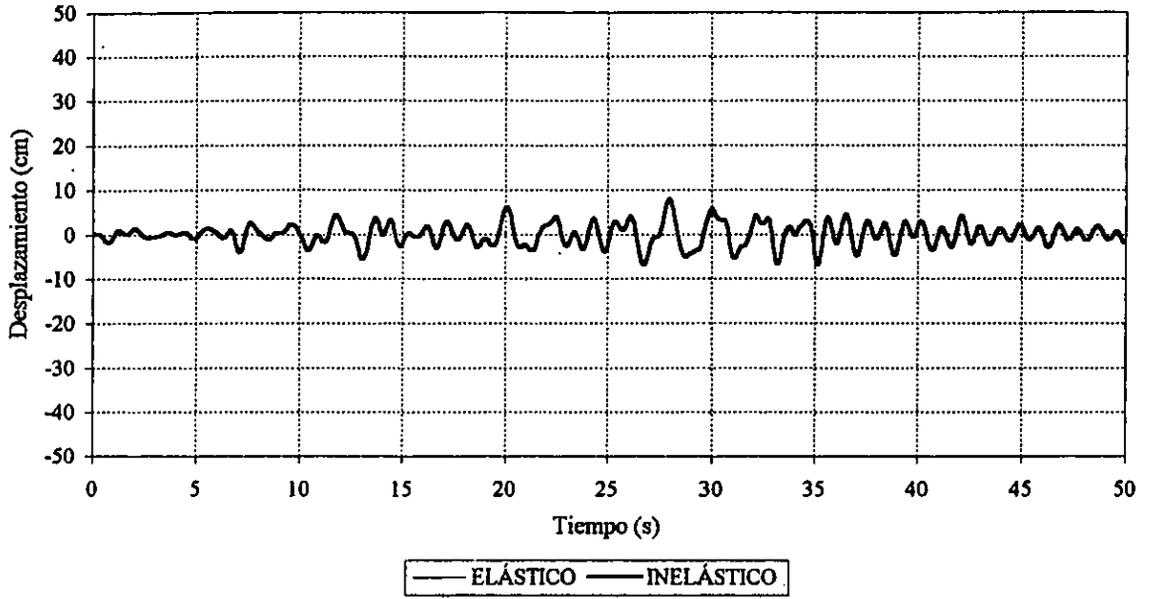


Fig 4.52.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

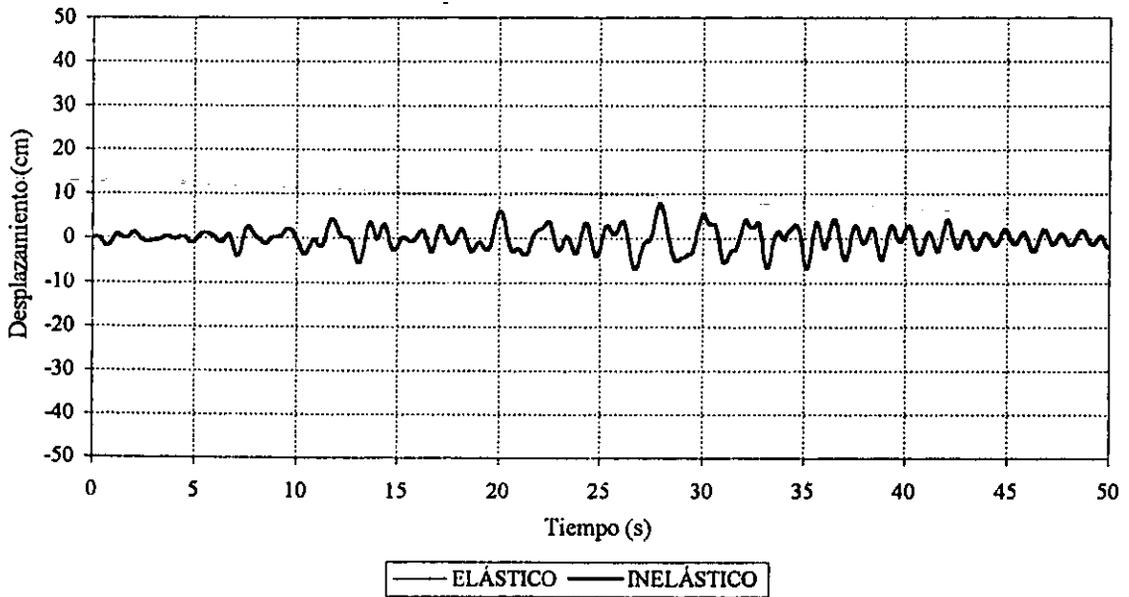


Fig 4.53.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

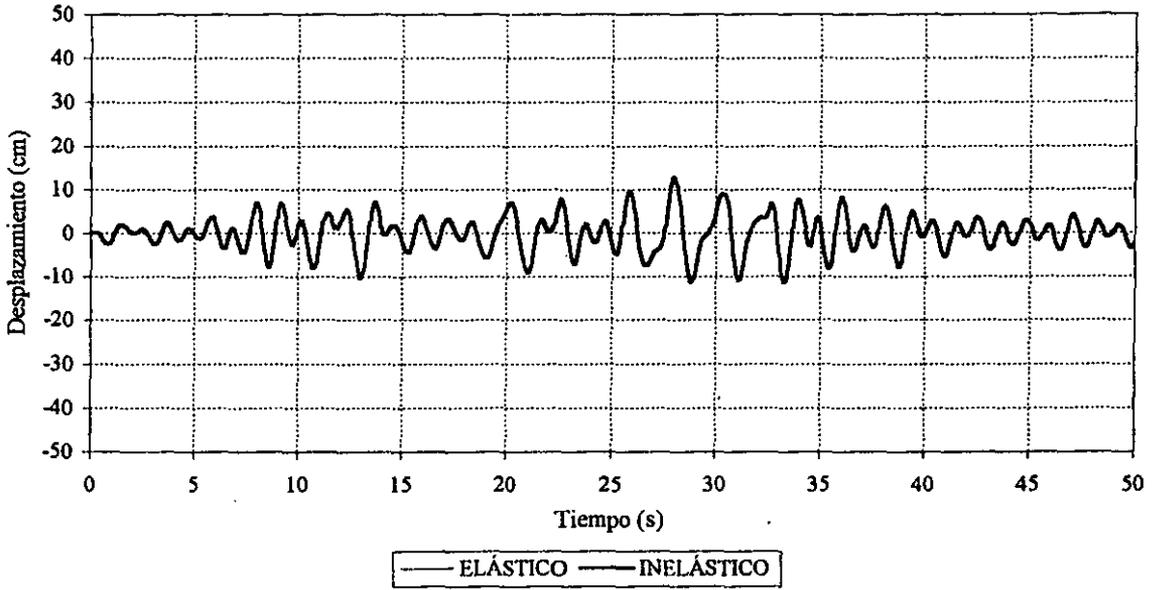


Fig 4.54.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

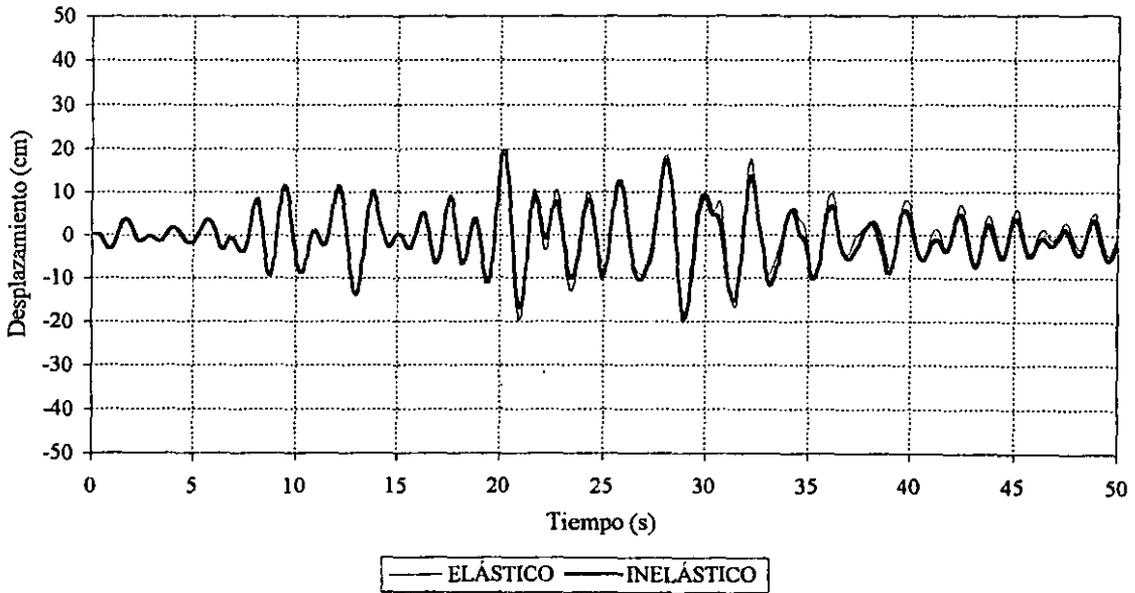


Fig 4.55.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

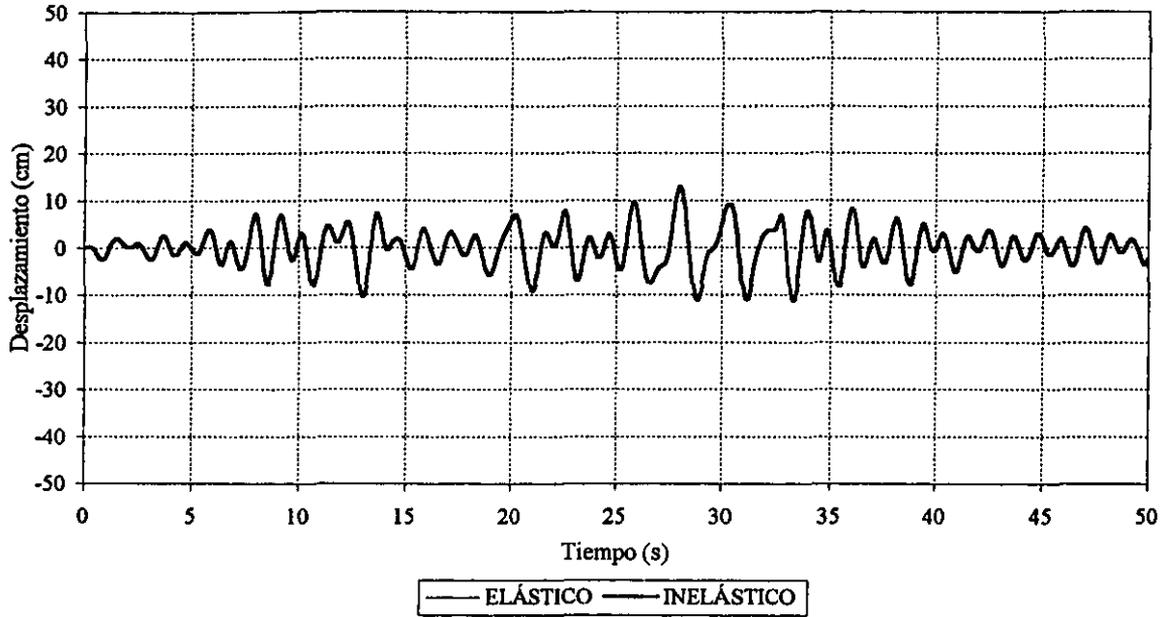


Fig 4.56.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

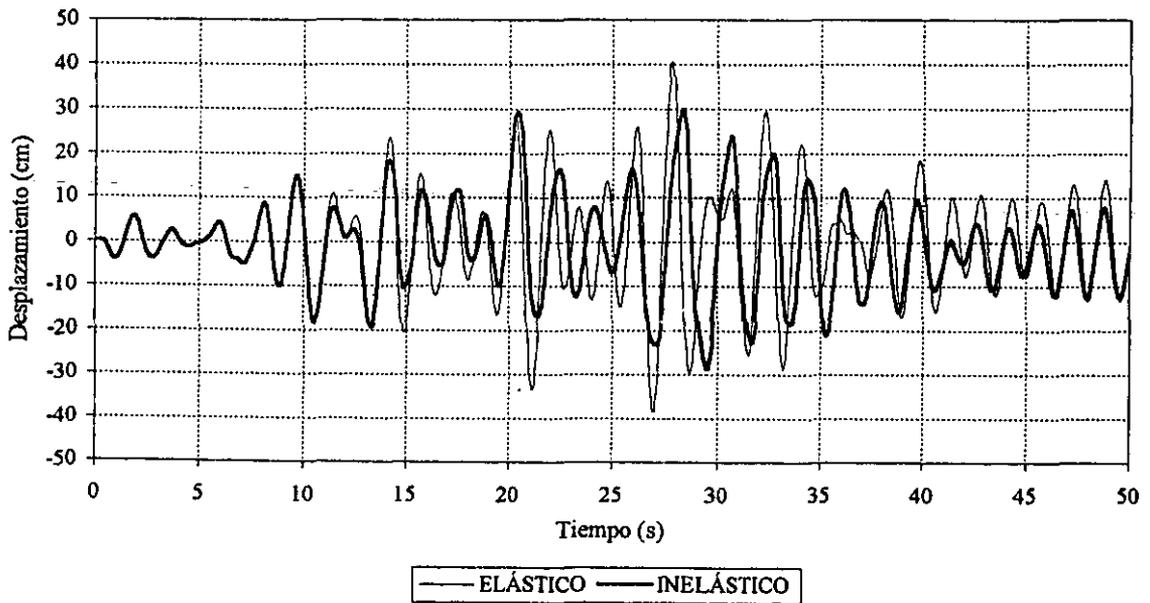


Fig 4.57.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

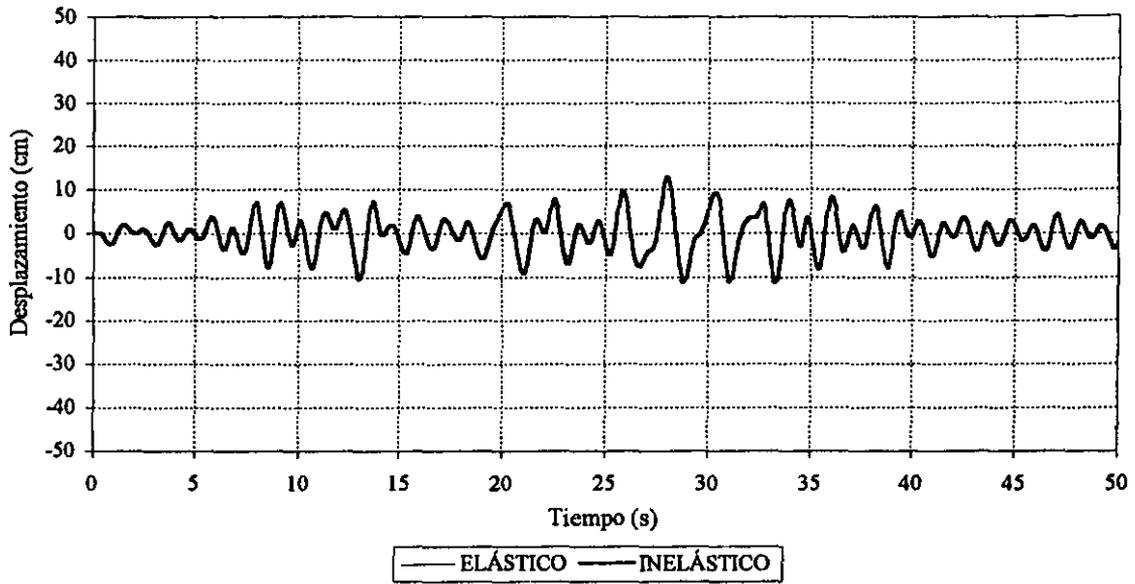


Fig 4.58.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

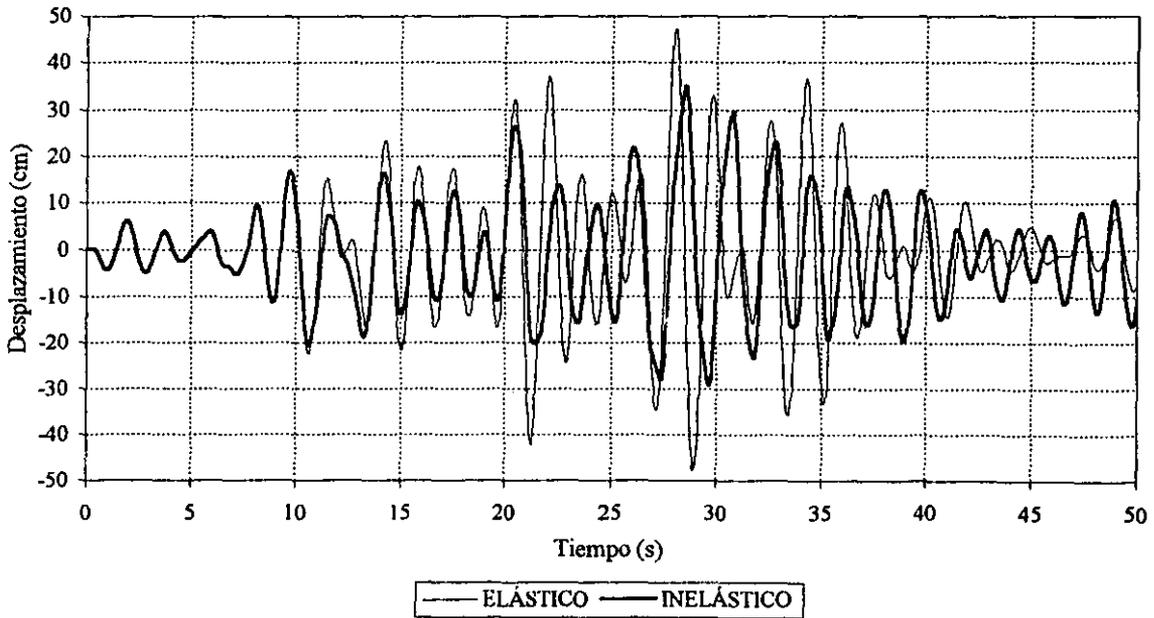


Fig 4.59.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

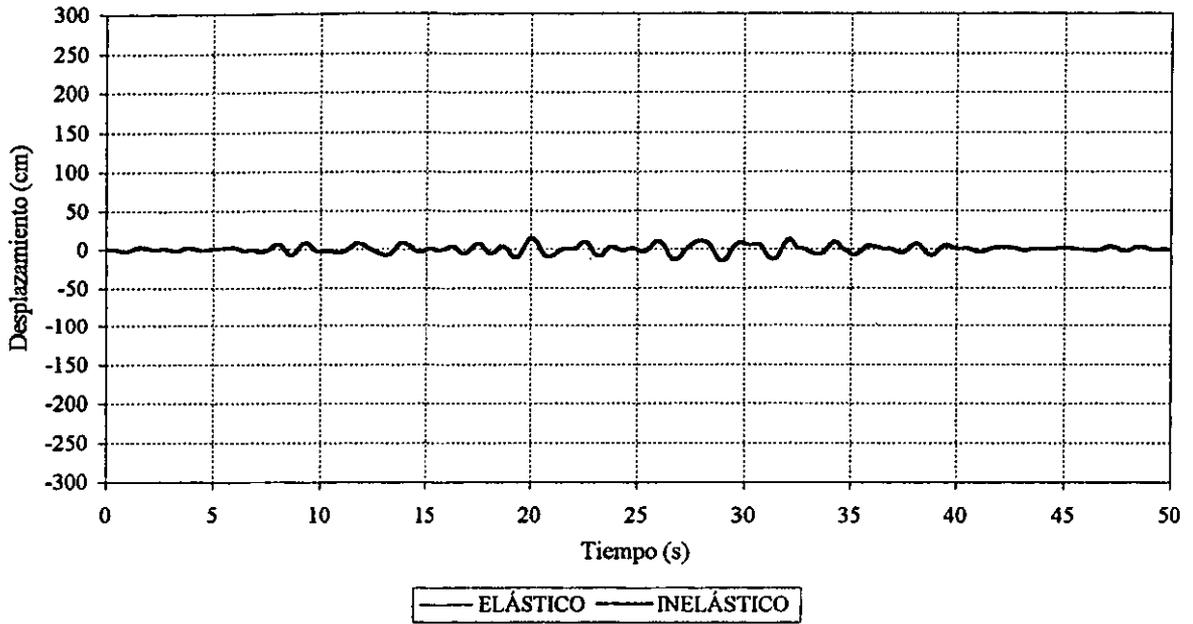


Fig 4.60.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

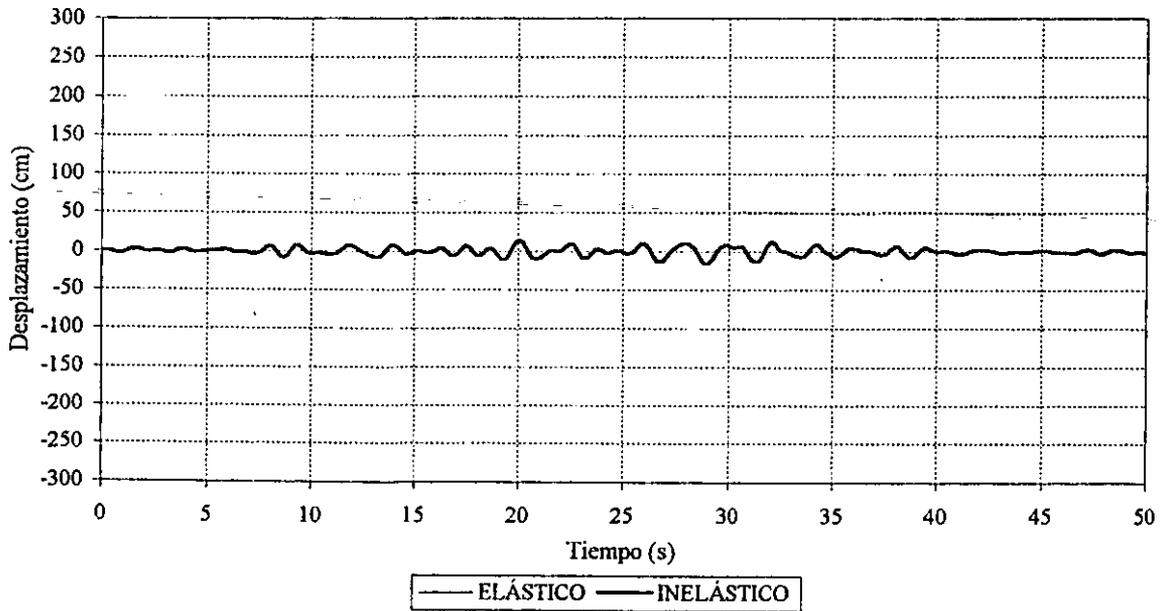


Fig 4.61.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

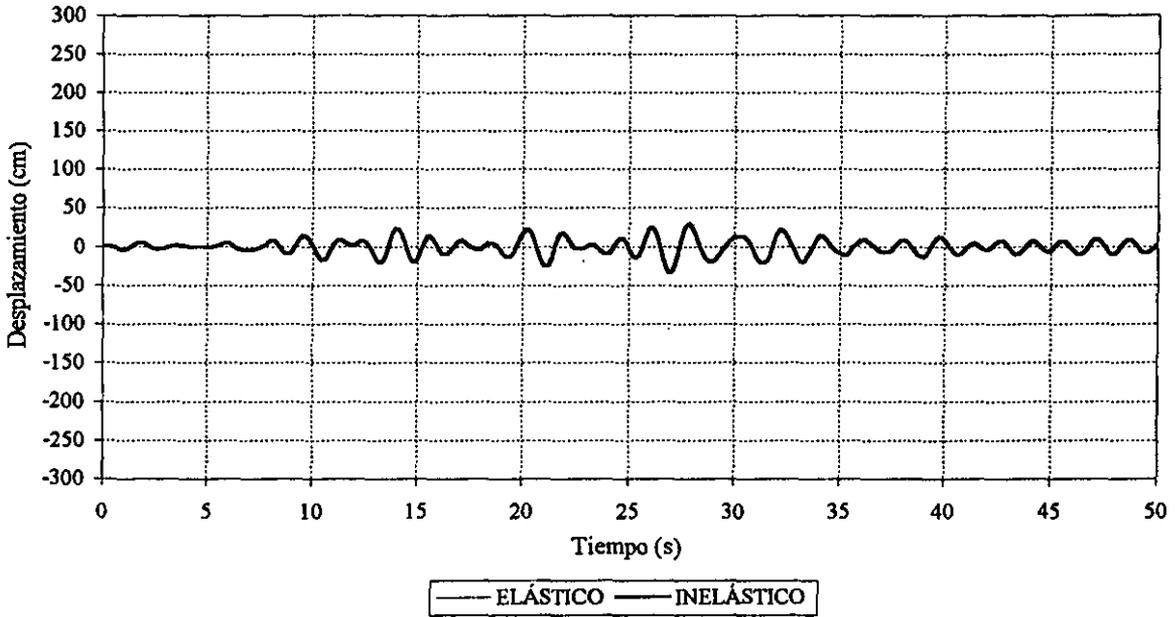


Fig 4.62.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

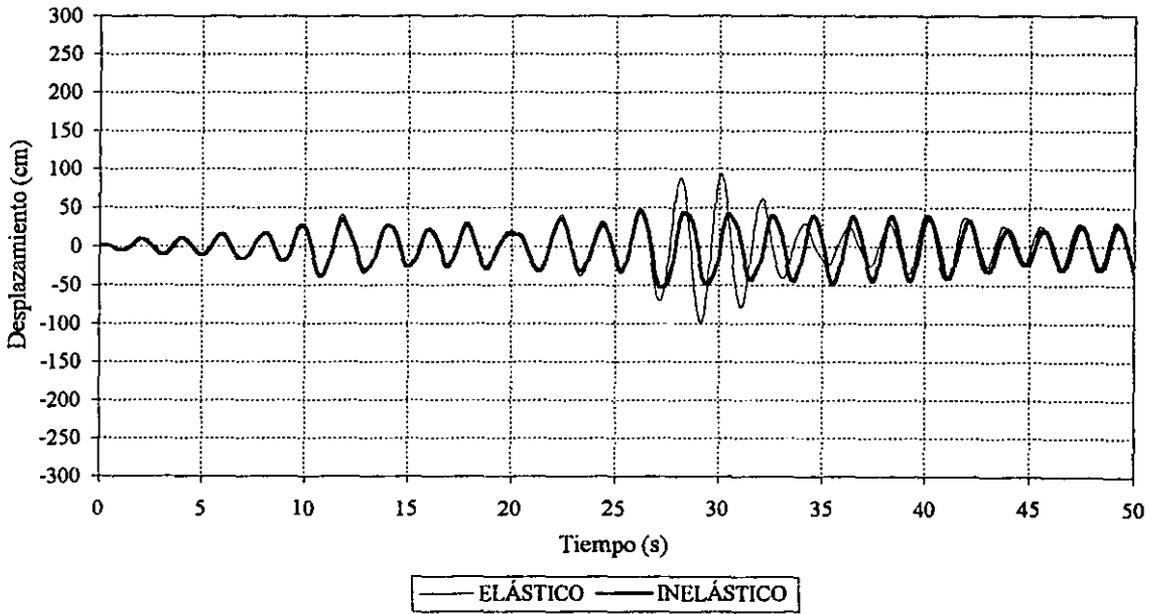


Fig 4.63.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

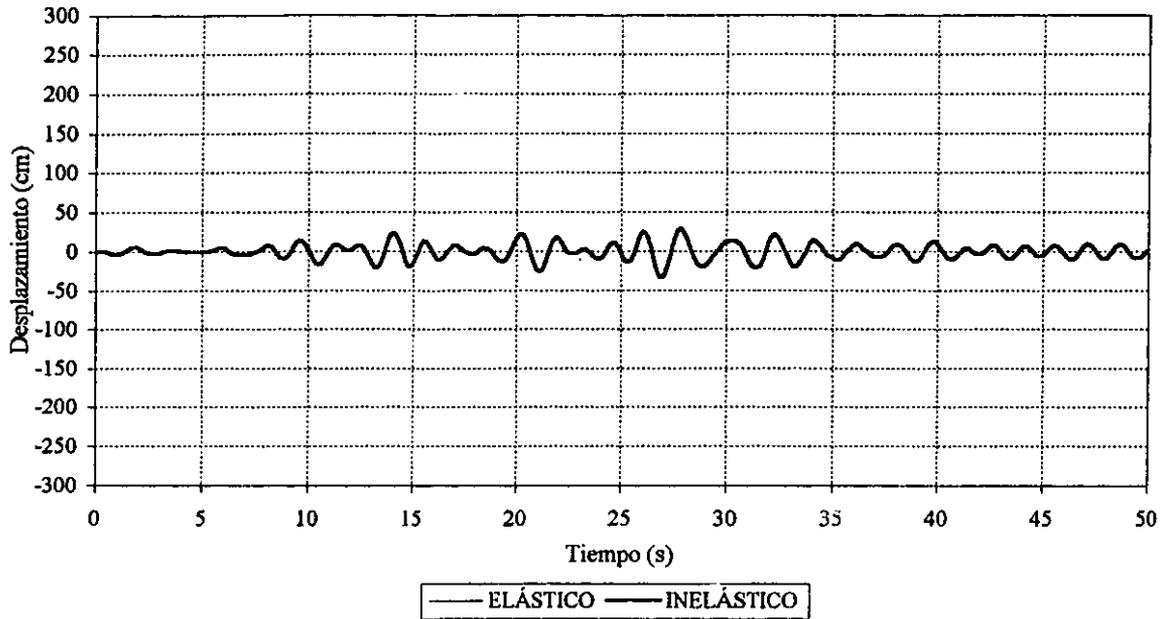


Fig 4.64.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

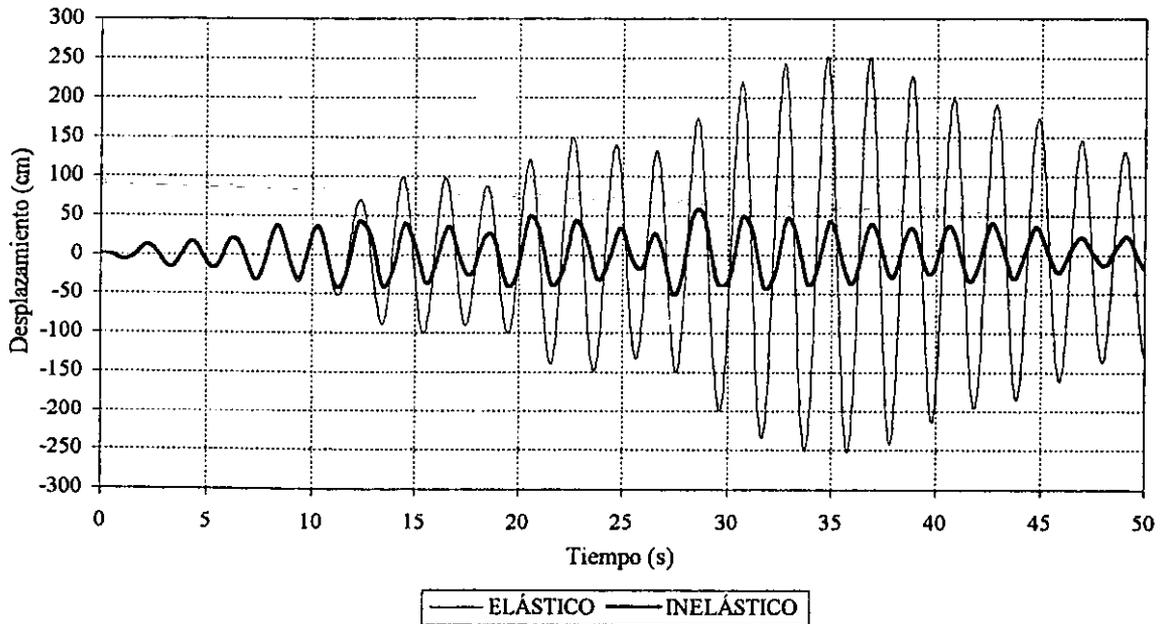


Fig 4.65.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

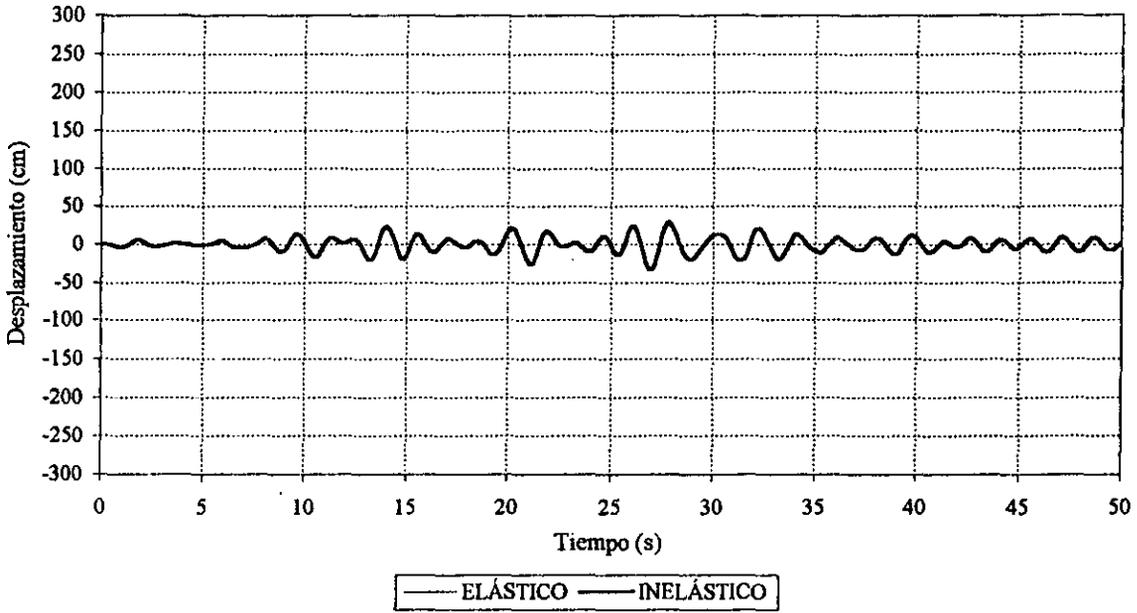


Fig 4.66.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

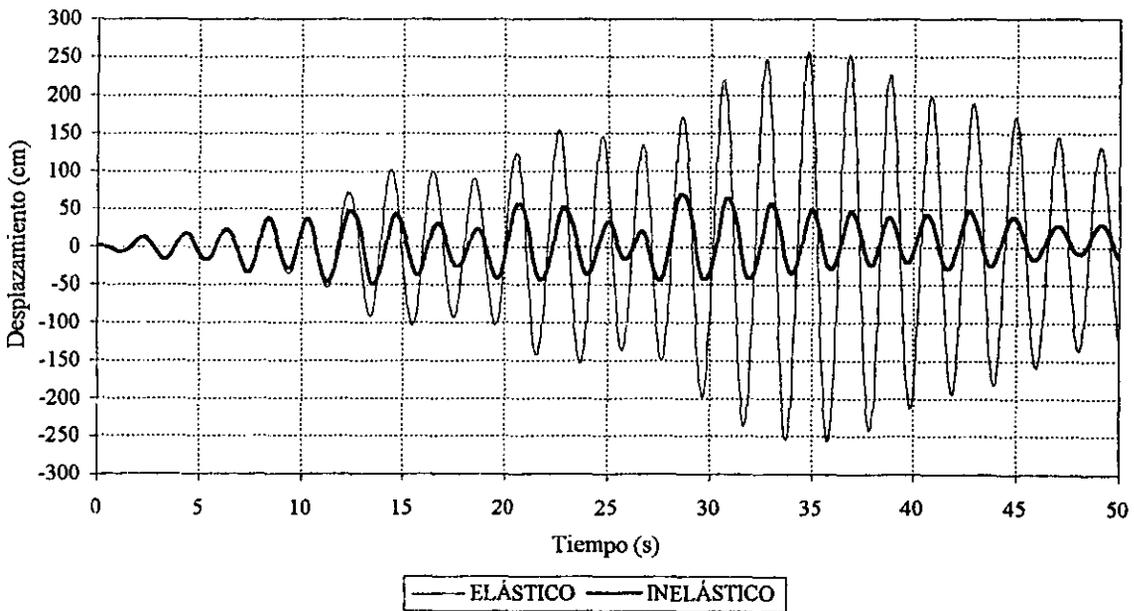


Fig 4.67.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

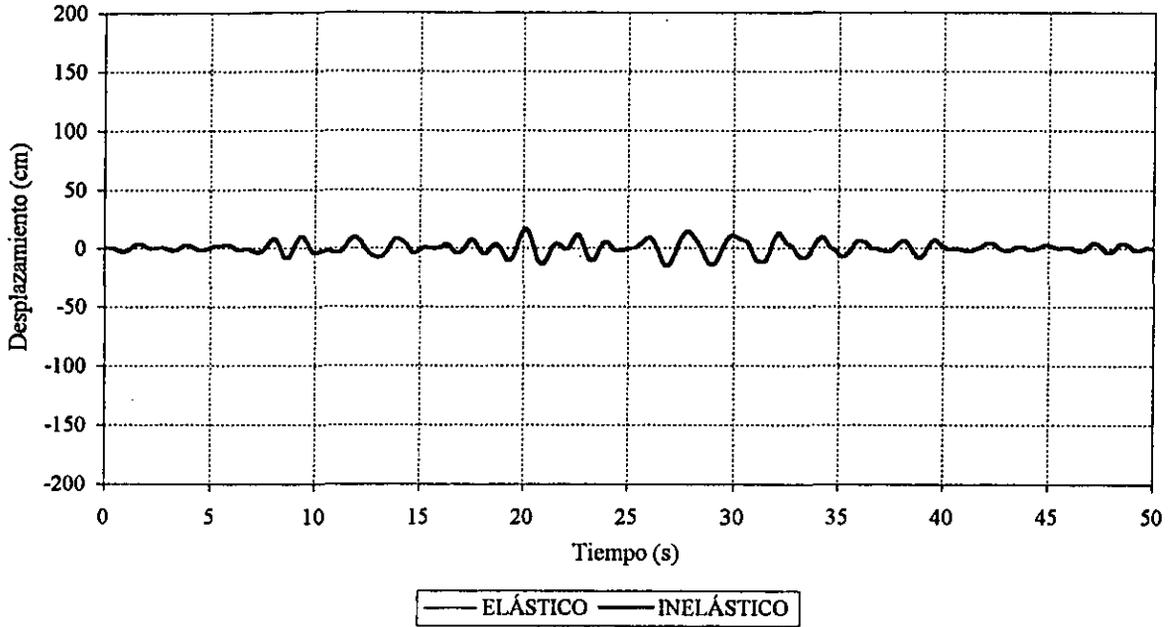


Fig 4.68.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

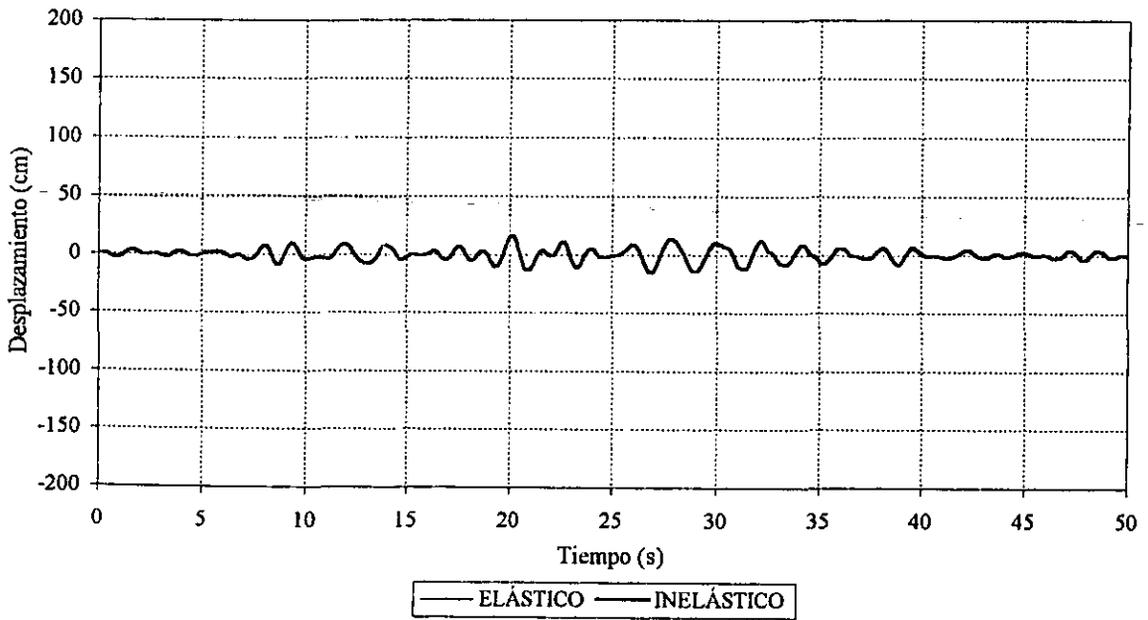


Fig 4.69.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

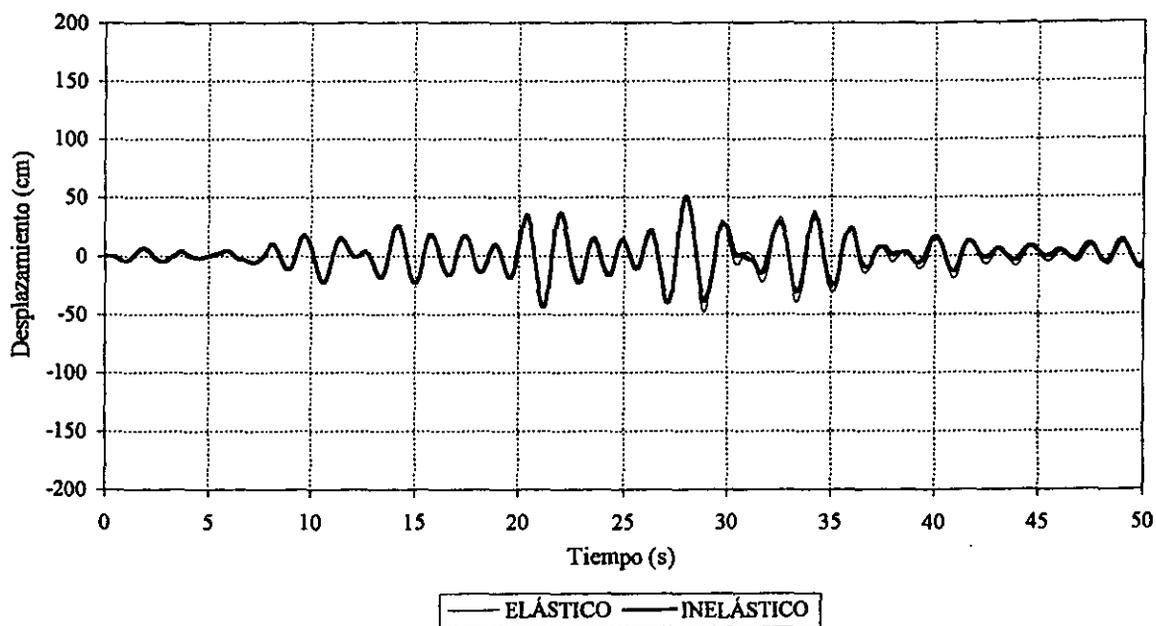


Fig 4.70.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

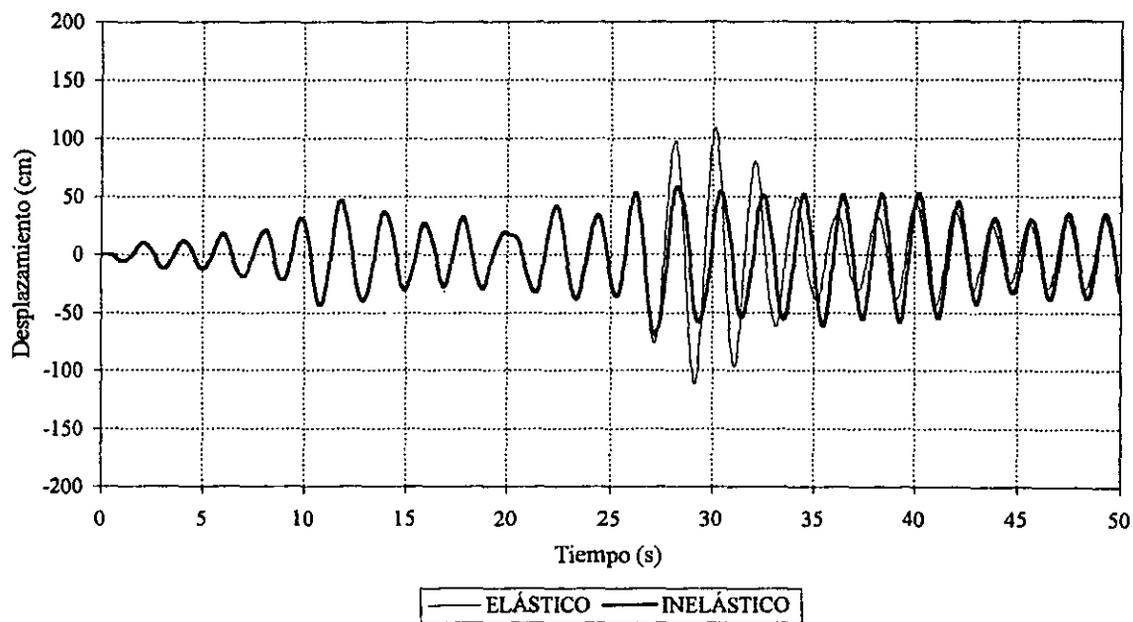


Fig 4.71.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

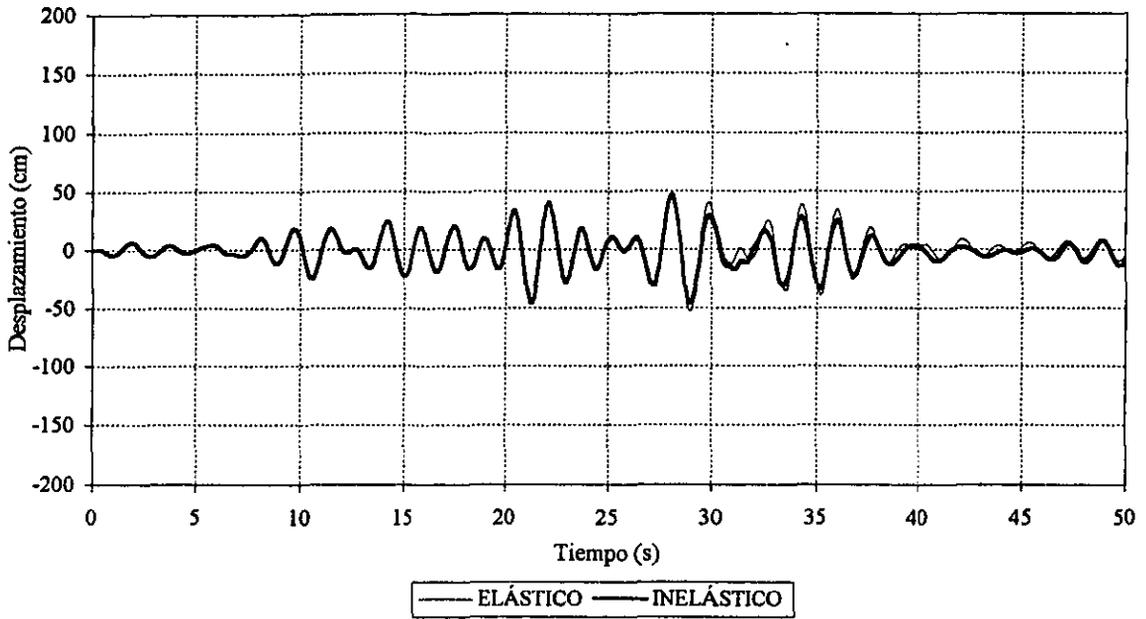


Fig 4.72.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

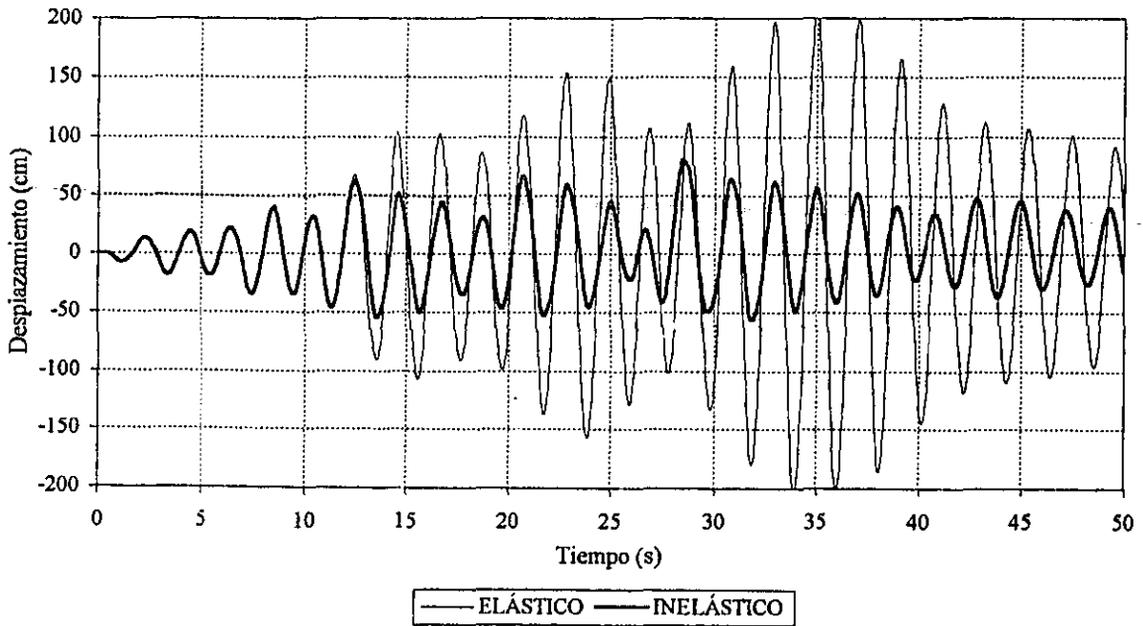


Fig 4.73.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

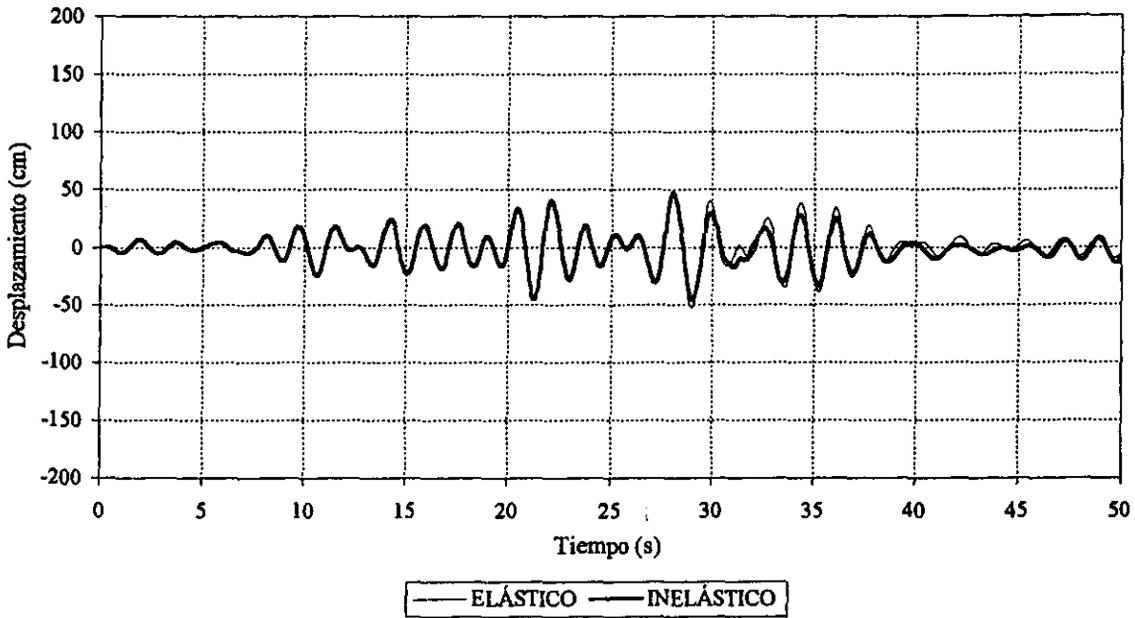


Fig 4.74.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

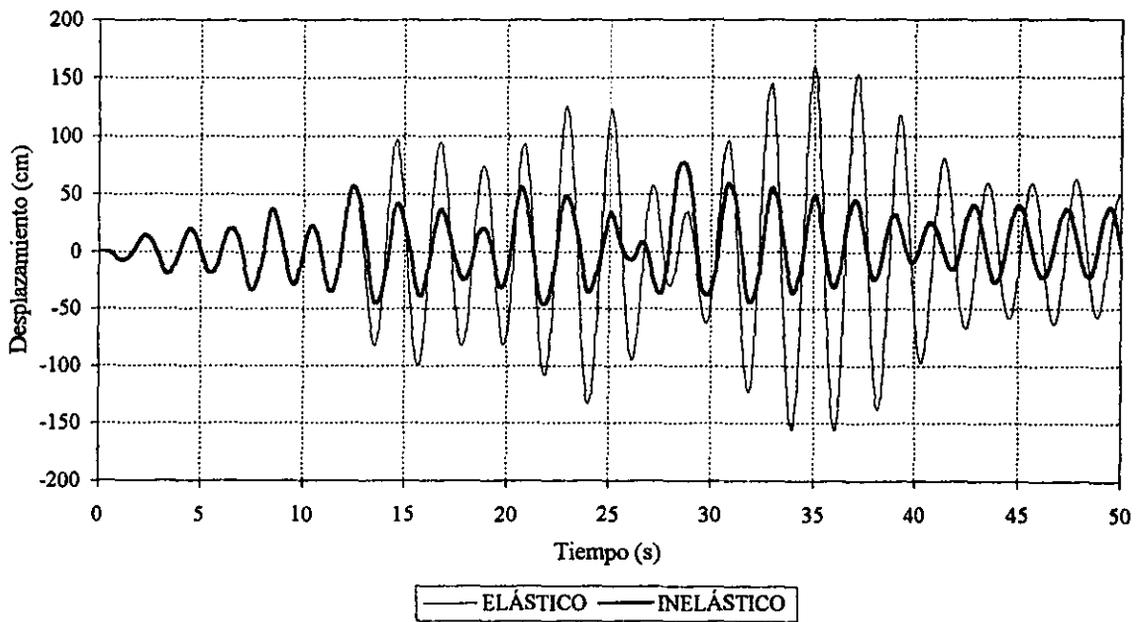


Fig 4.75.-Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

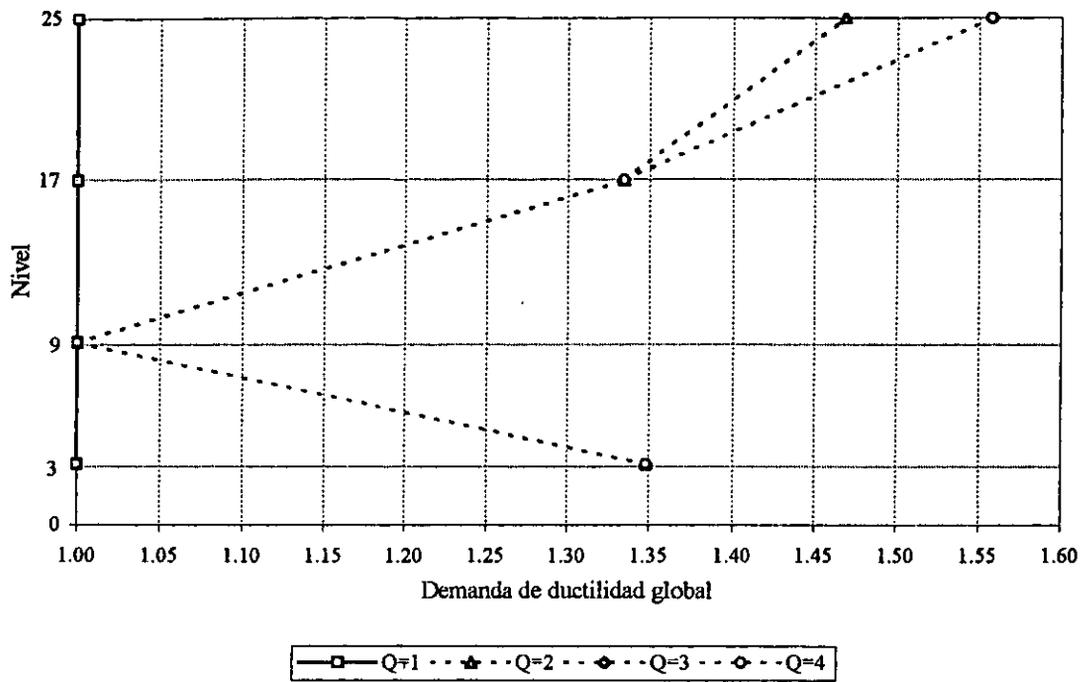


Fig 4.76a.-Relaciones número de niveles-demandas de ductilidad global ($\gamma_p \leq 0.006$)

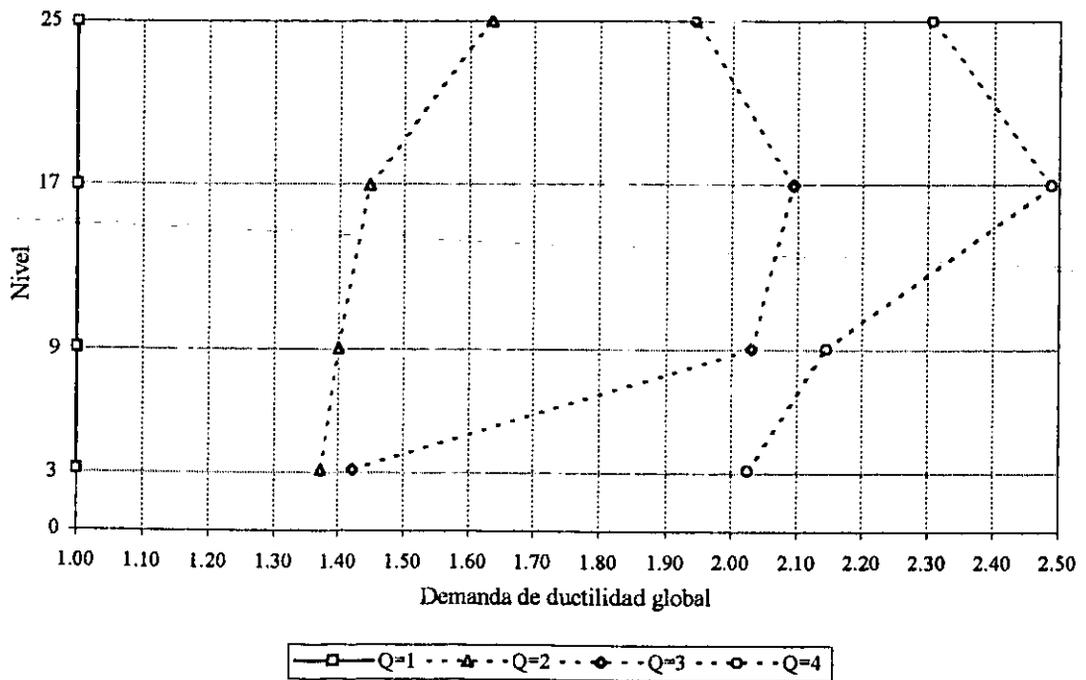


Fig 4.76b.-Relaciones número de niveles-demandas de ductilidad global ($\gamma_p \leq 0.012$)

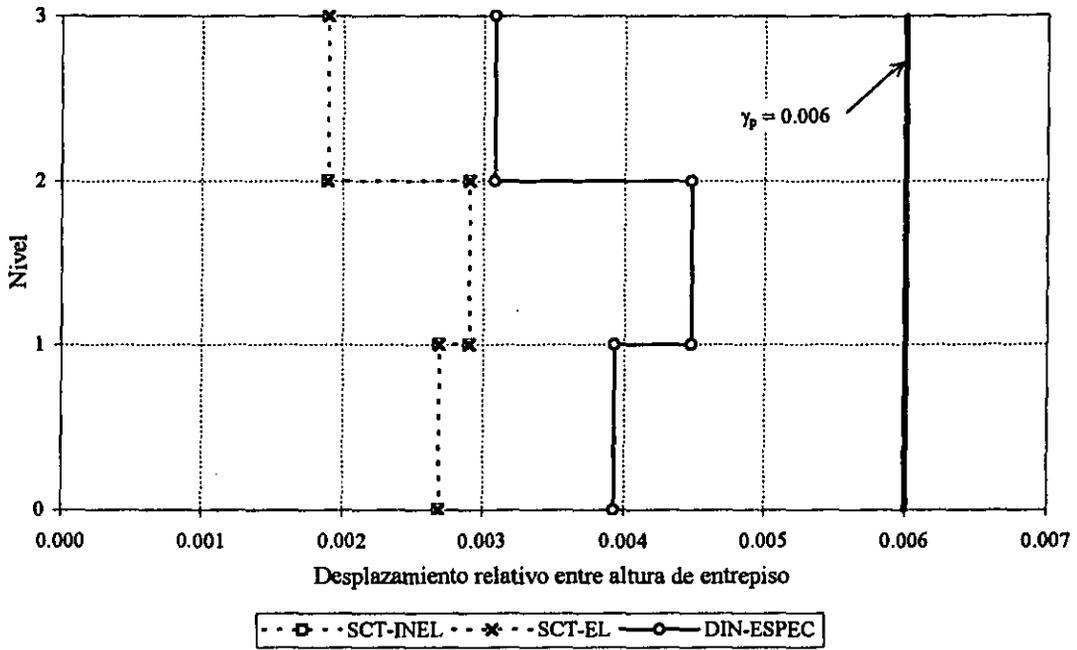


Fig 4.77.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entresiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

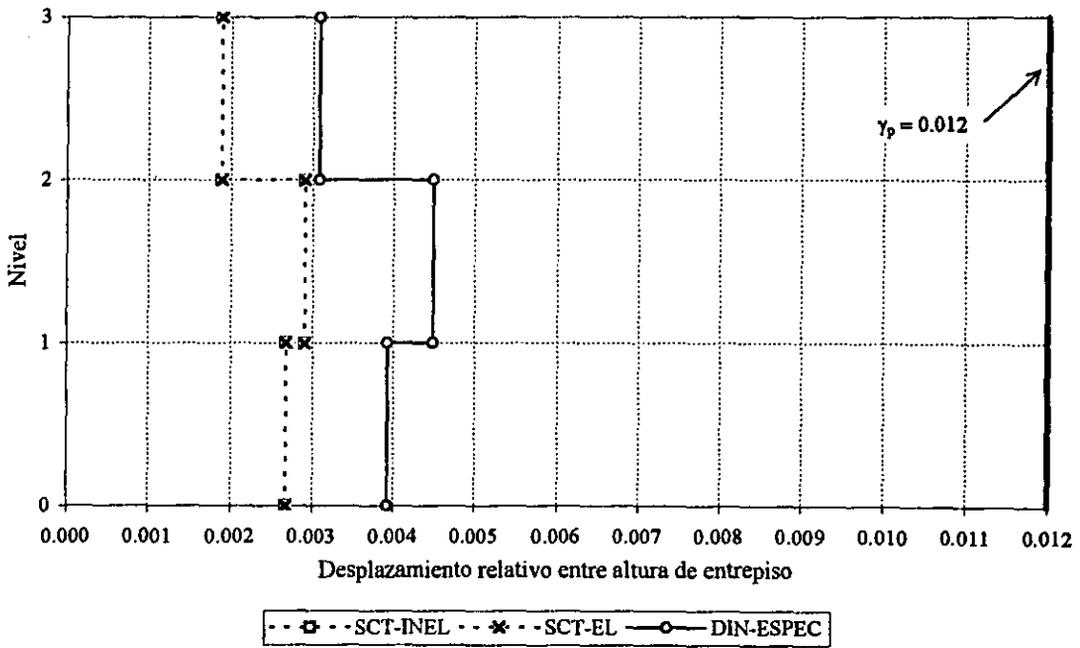


Fig 4.78.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entresiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

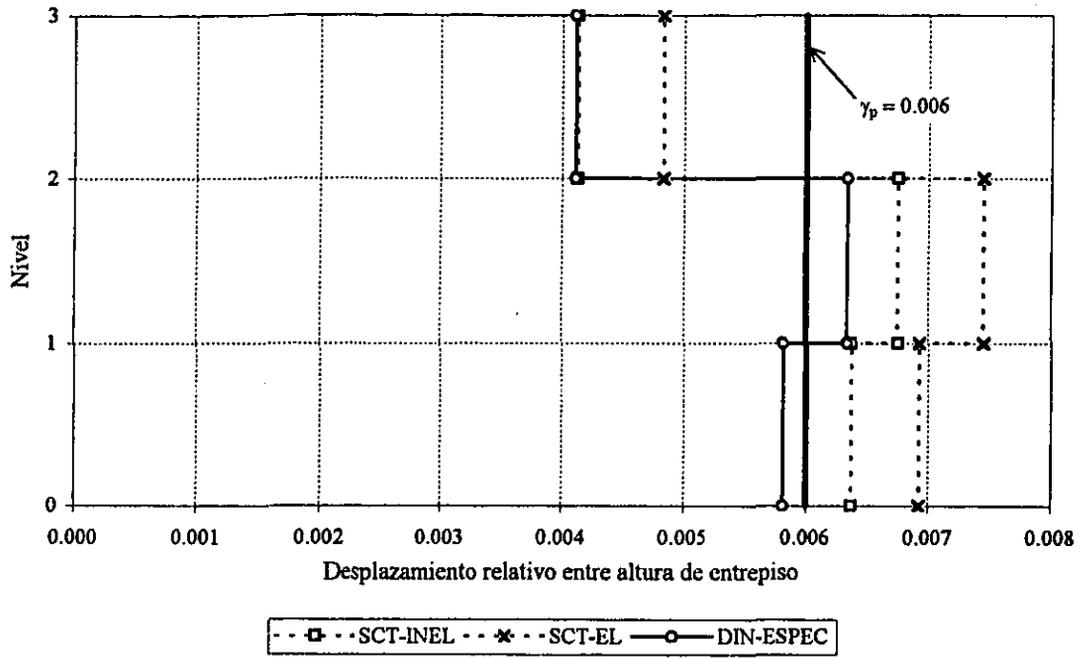


Fig 4.79.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

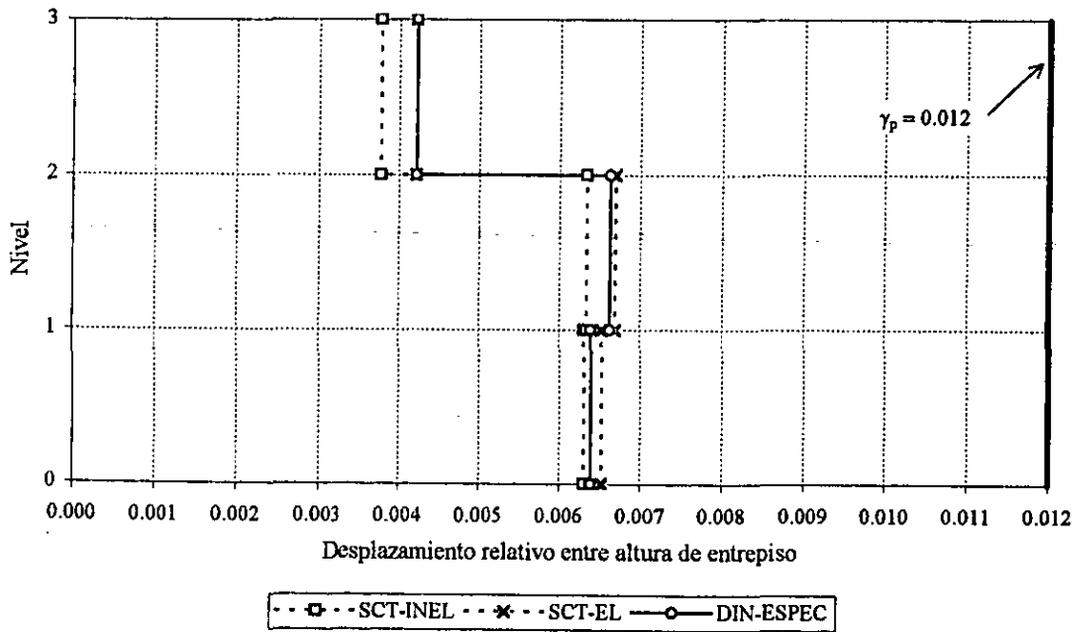


Fig 4.80.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

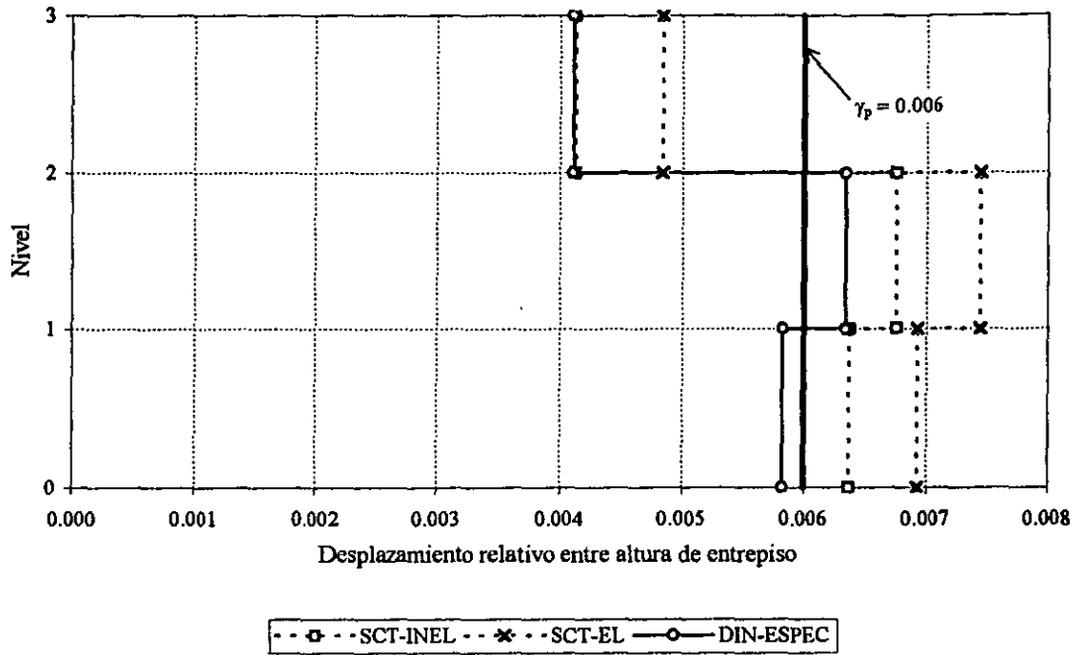


Fig 4.81.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

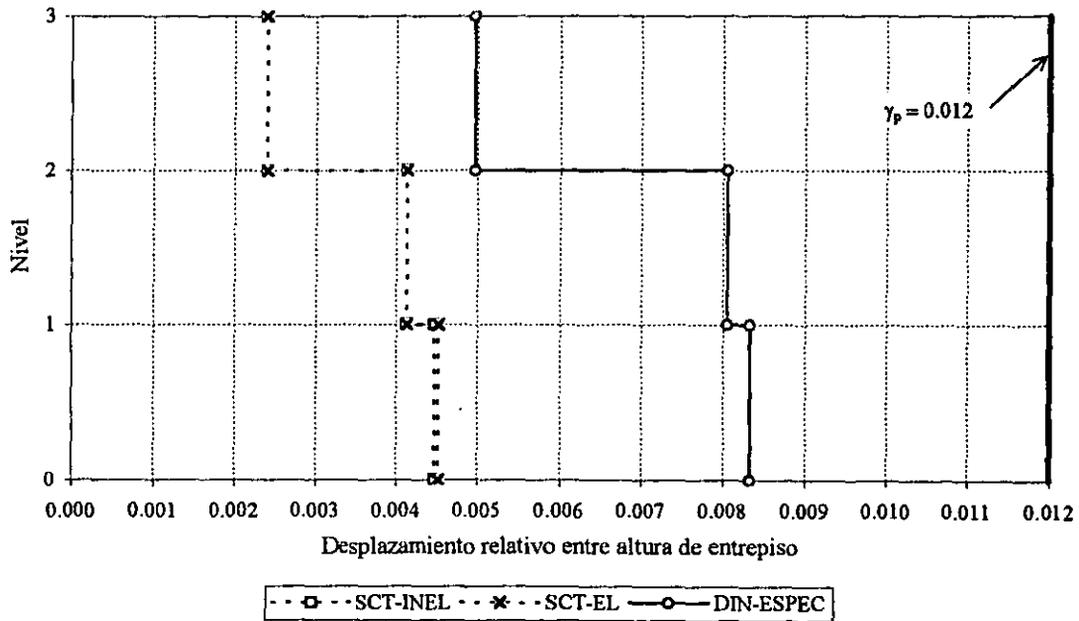


Fig 4.82.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

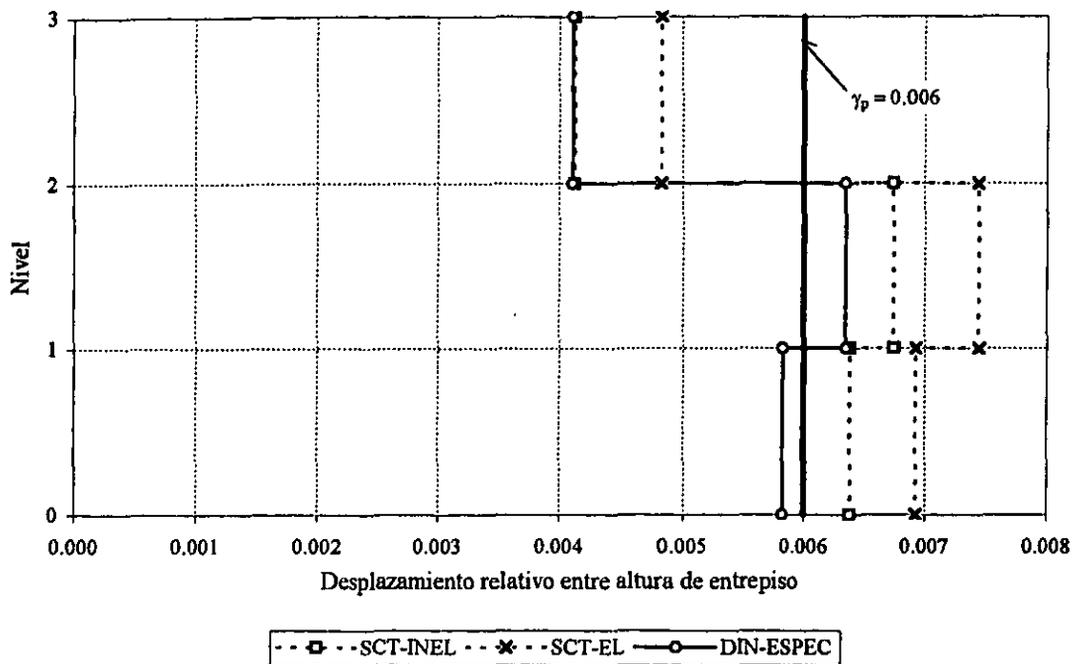


Fig 4.83.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entepiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q=4, $\gamma_p \leq 0.006$)

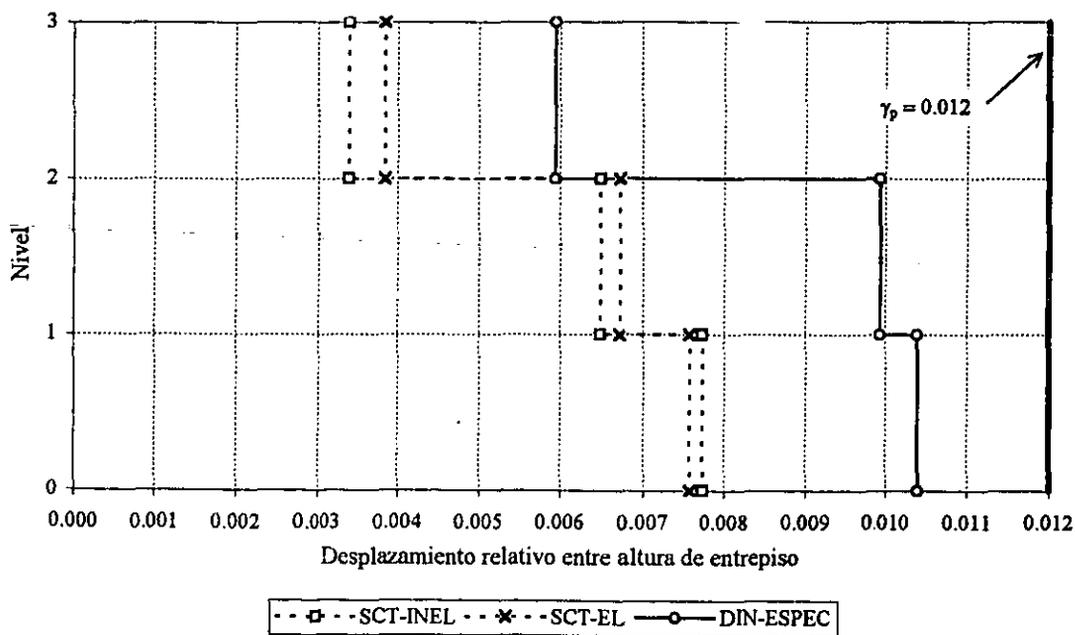


Fig 4.84.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entepiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q=4, $\gamma_p \leq 0.012$)

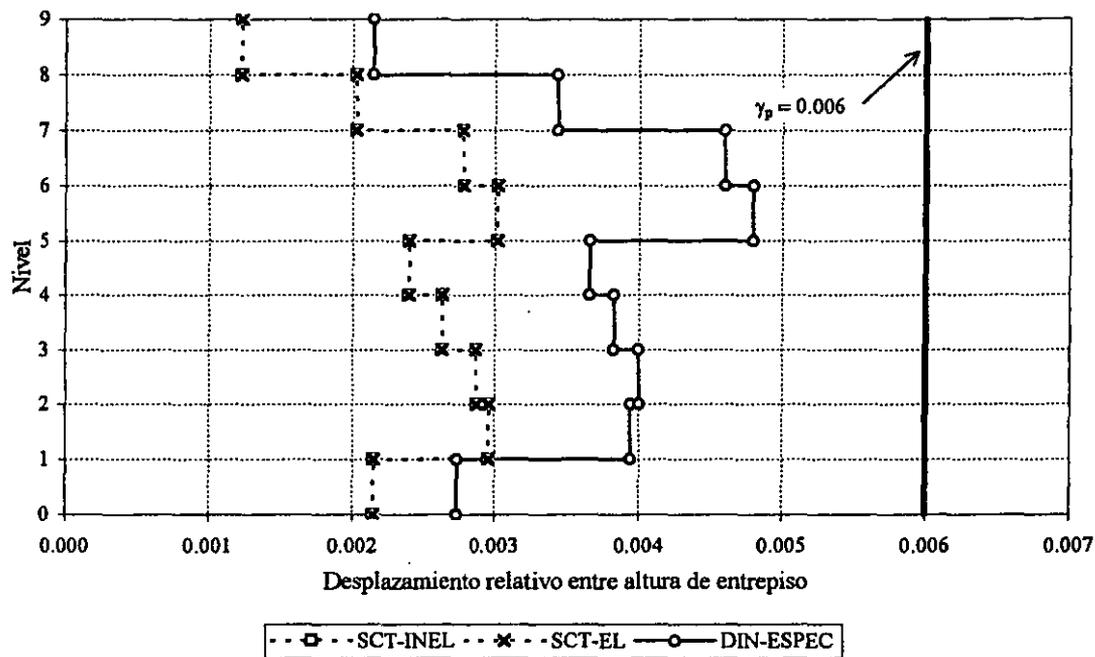


Fig 4.85. -Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entepiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1, \gamma_p \le 0.006$)

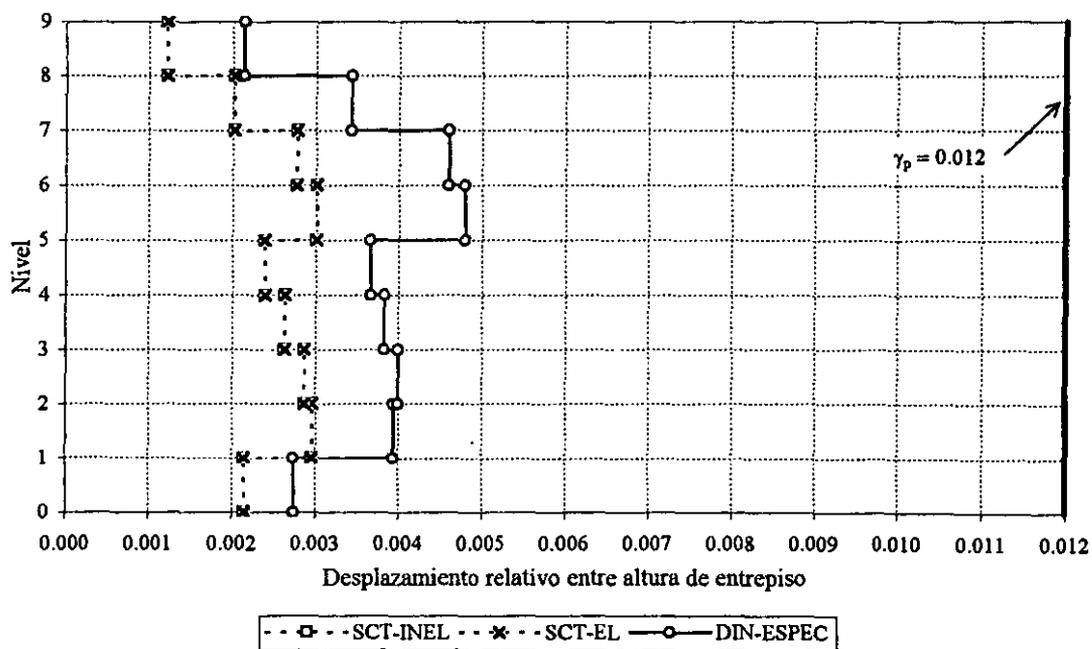


Fig 4.86. -Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entepiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1, \gamma_p \le 0.012$)

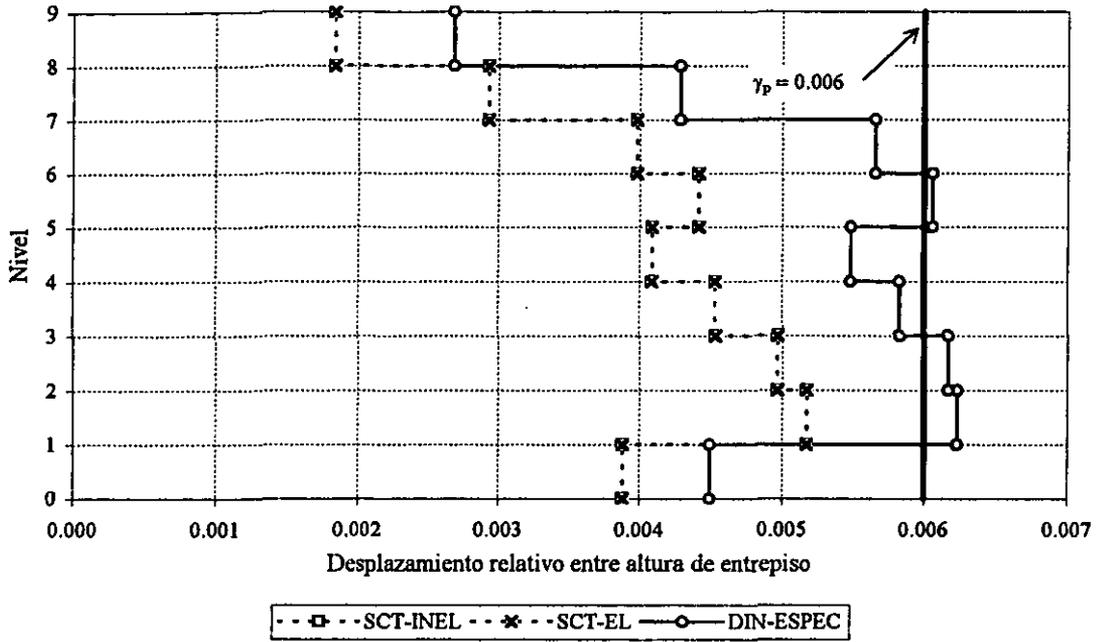


Fig 4.87.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entresiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

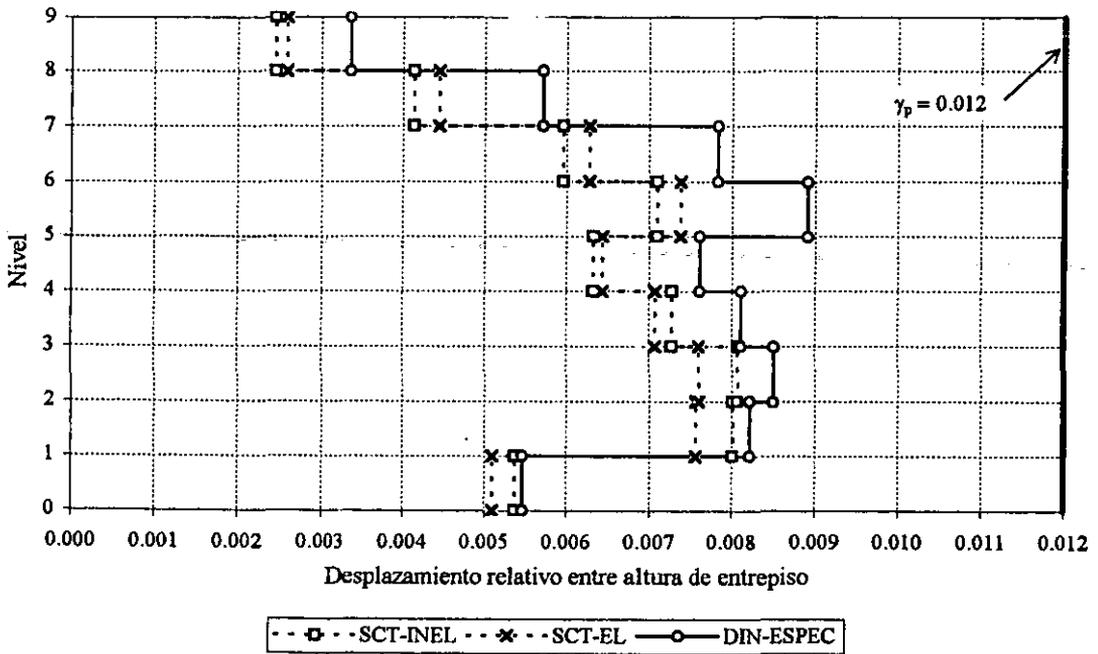


Fig 4.88.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entresiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

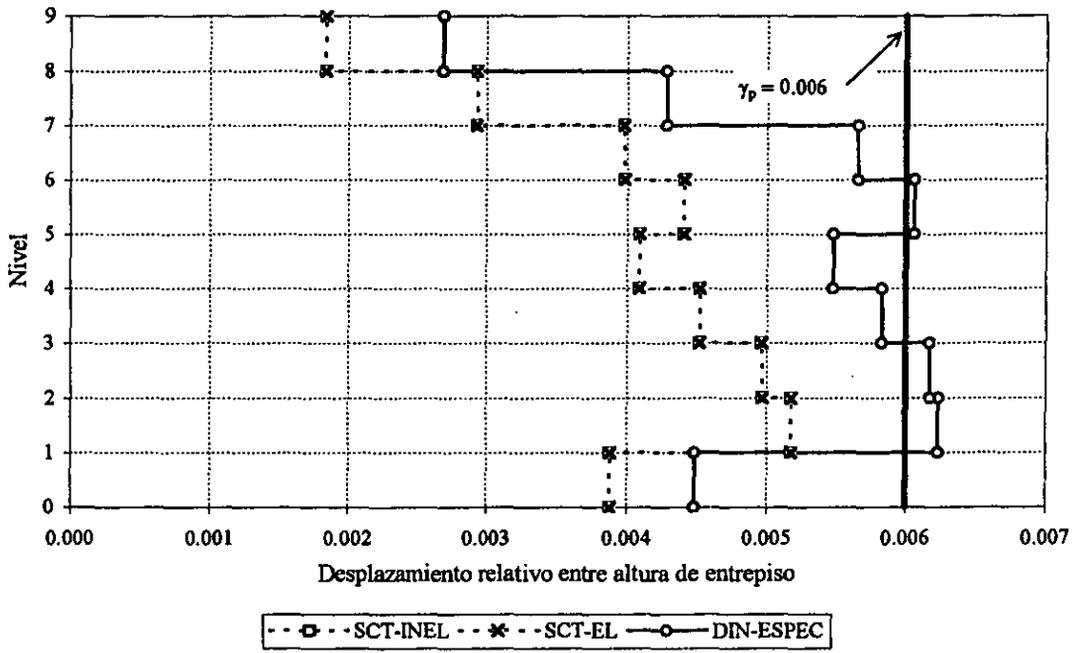


Fig 4.89.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

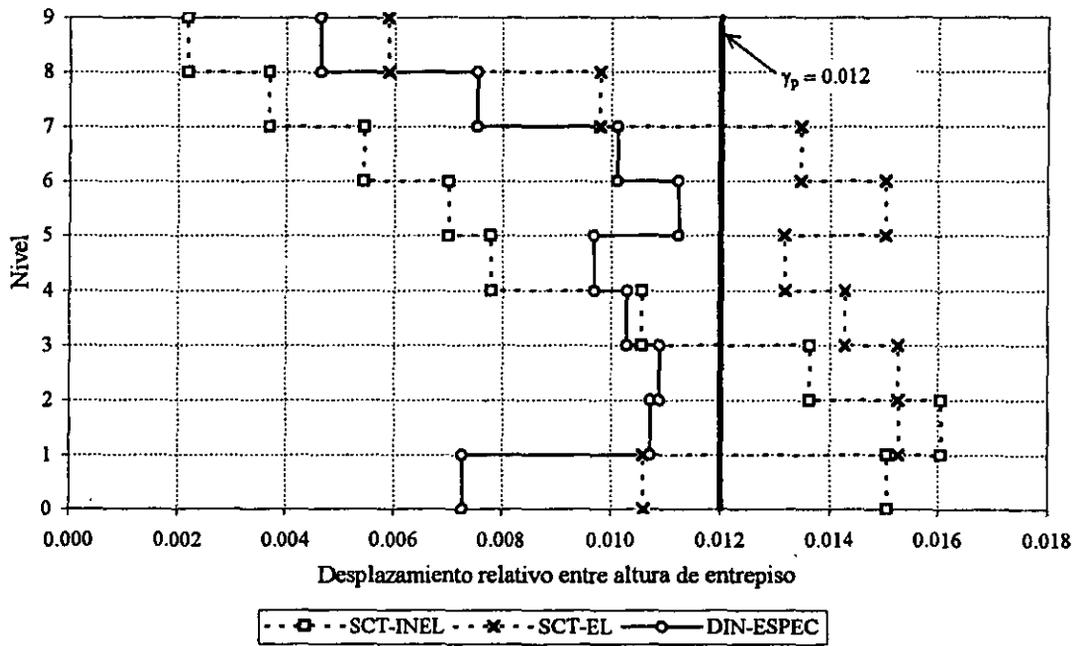


Fig 4.90.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

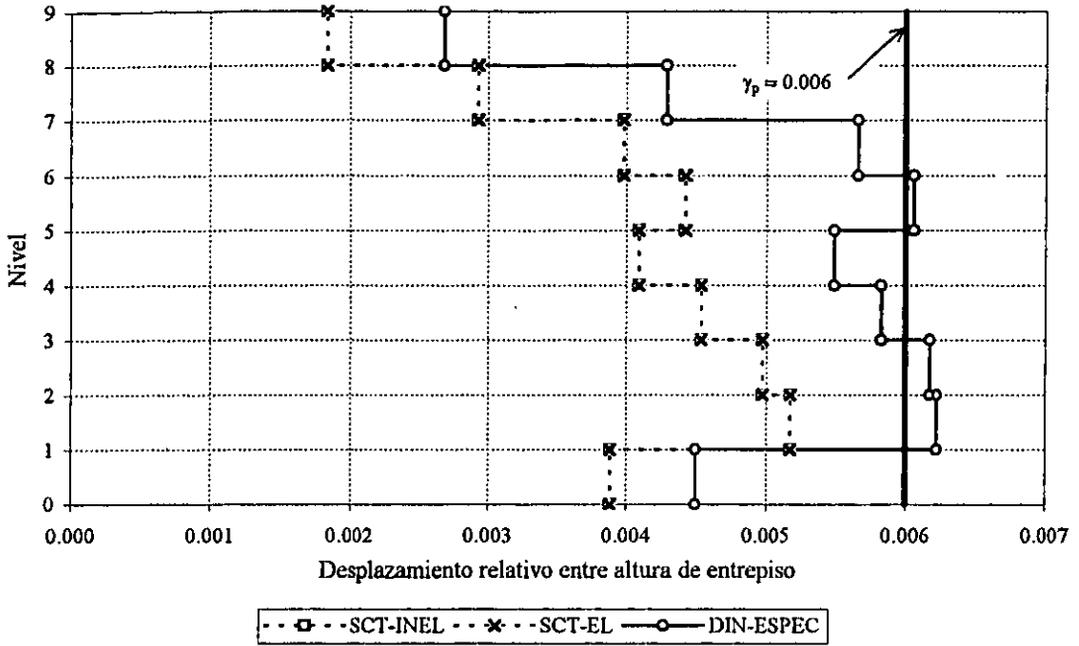


Fig 4.91.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

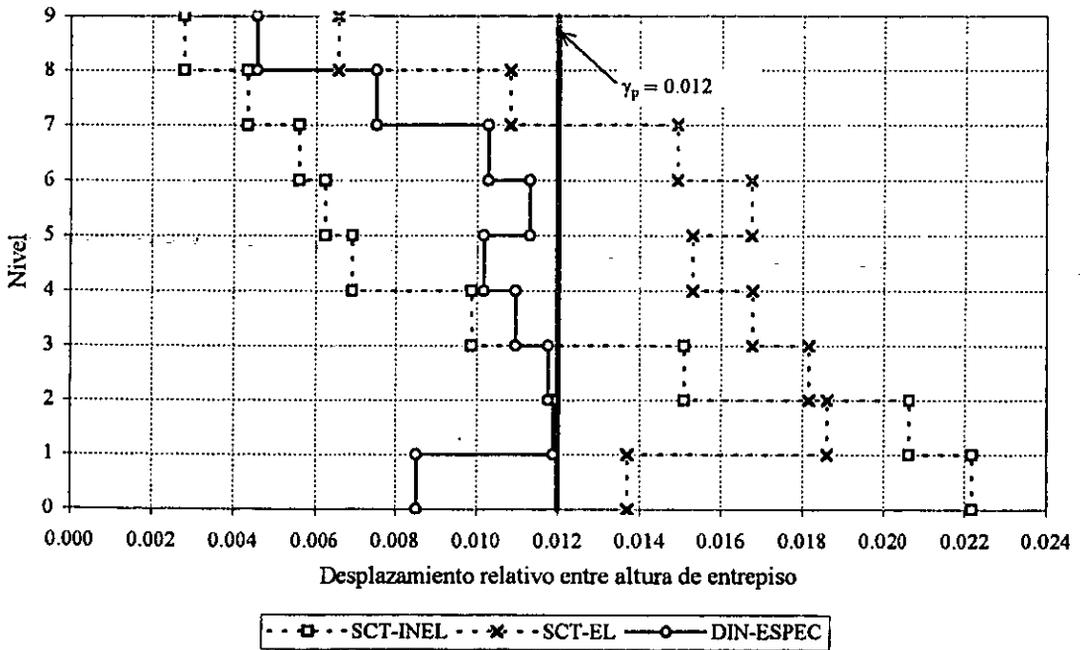


Fig 4.92.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

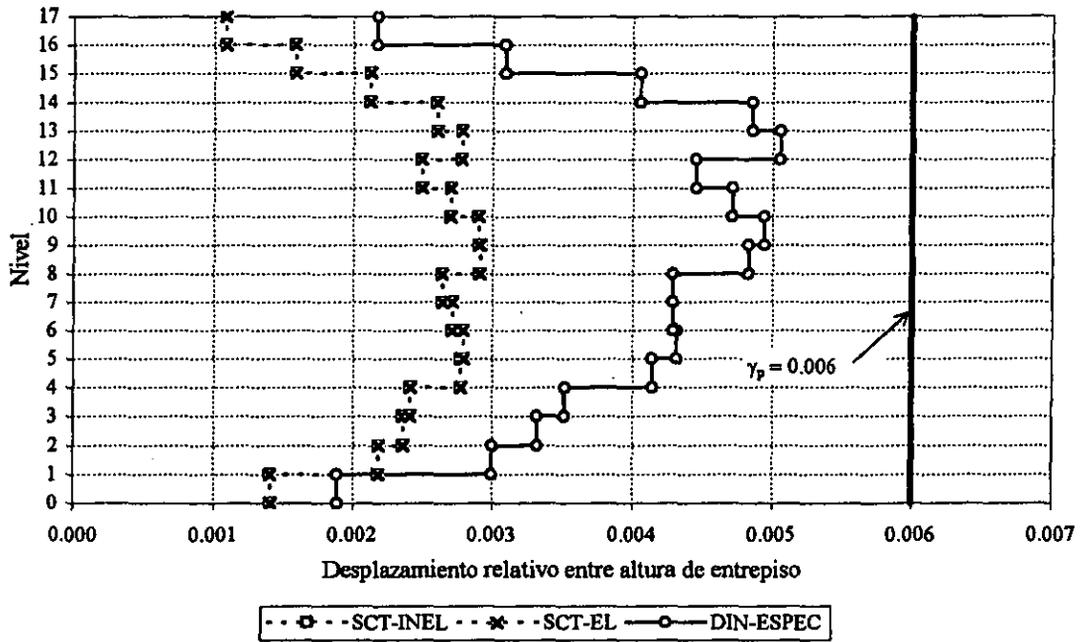


Fig 4.93.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 17 niveles
($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

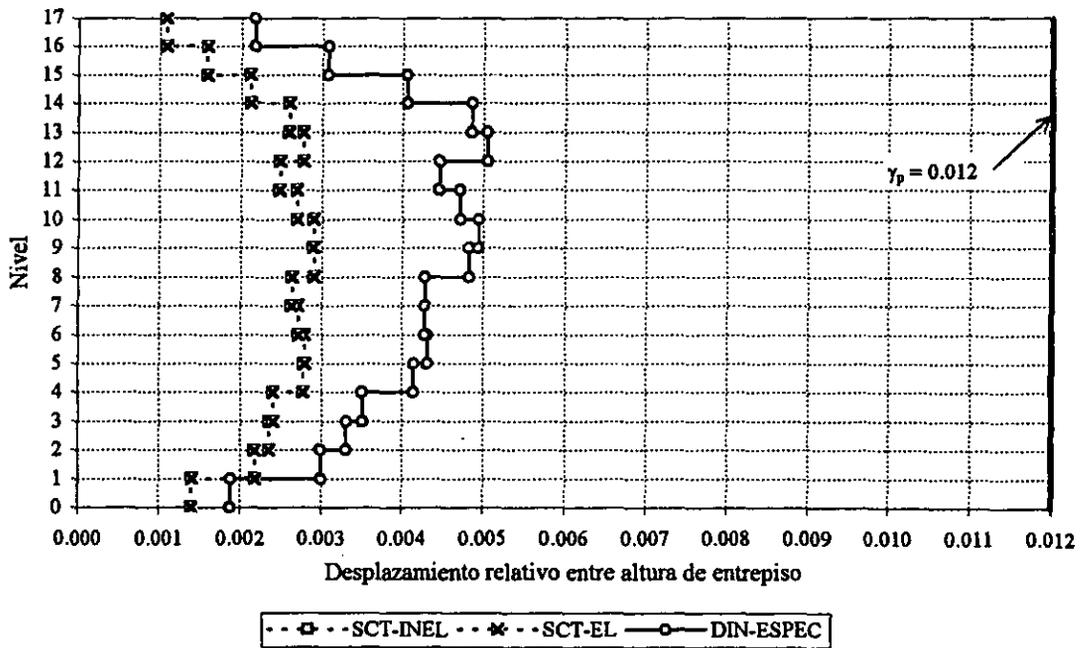


Fig 4.94.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 17 niveles
($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

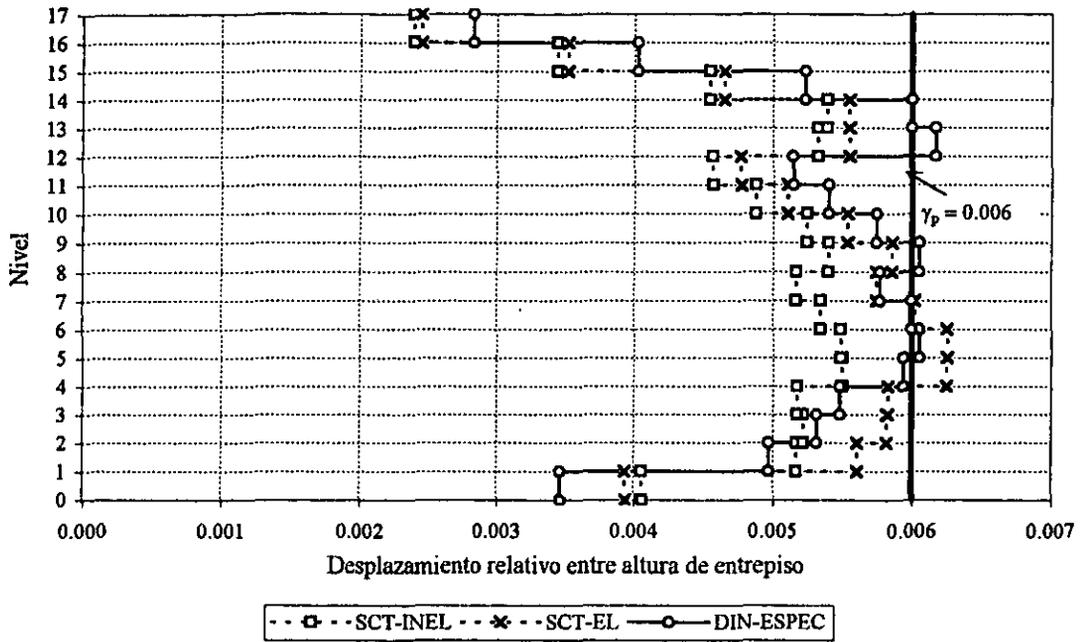


Fig 4.95.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespacio del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

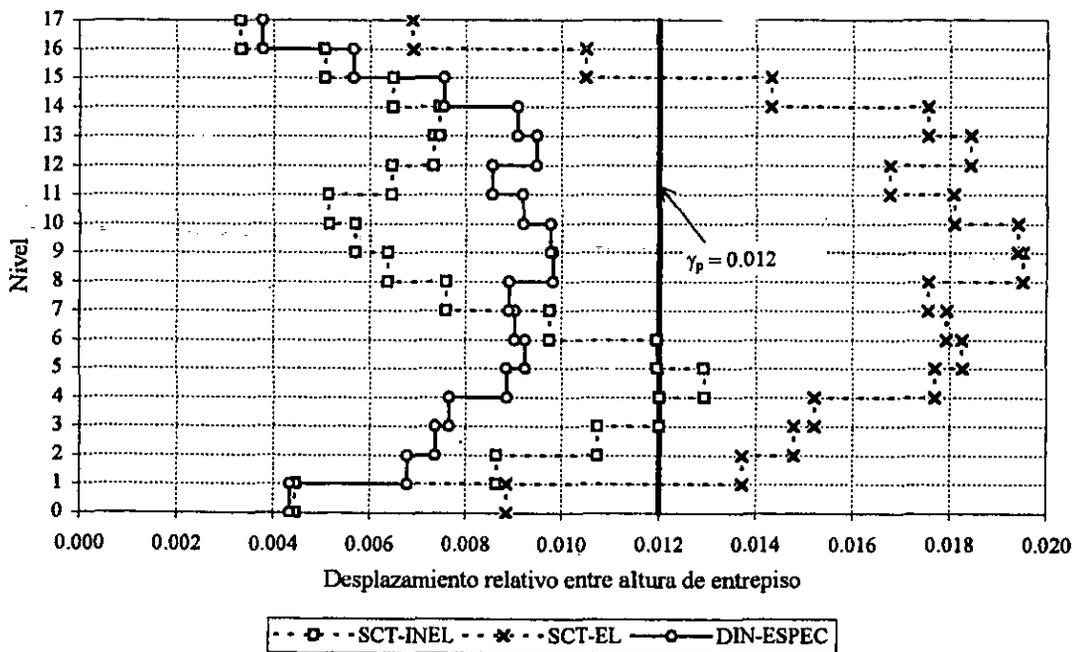


Fig 4.96.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespacio del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

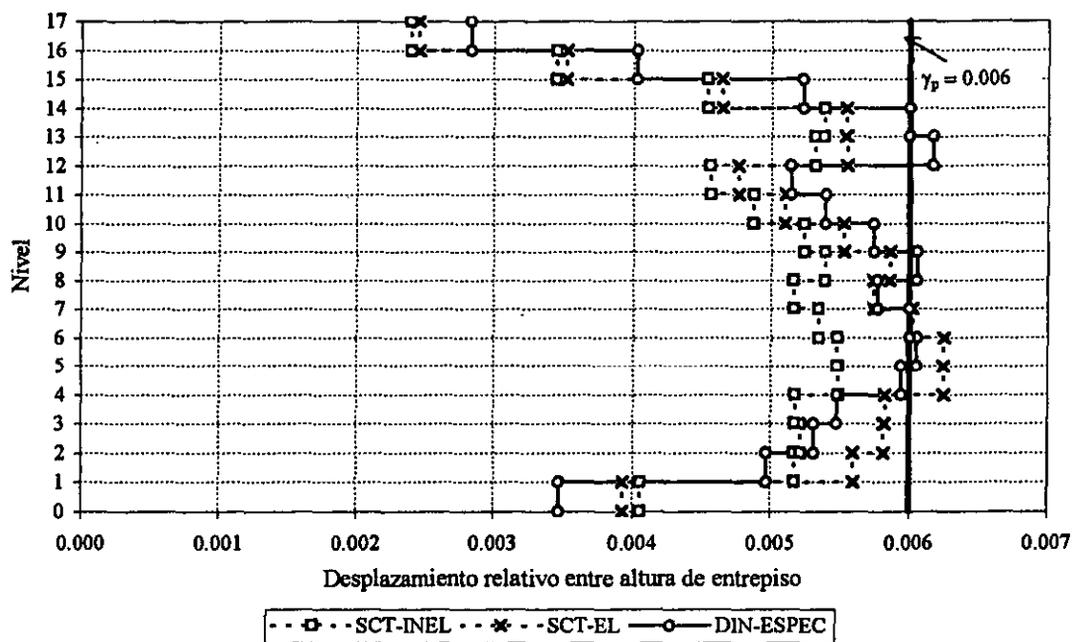


Fig 4.97.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

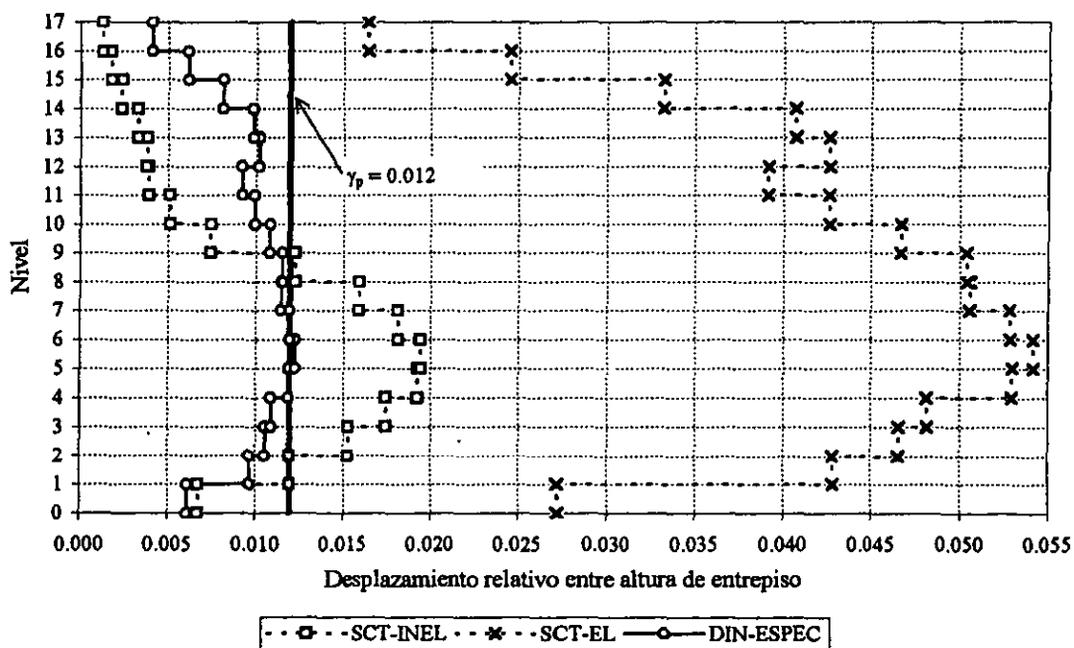


Fig 4.98.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

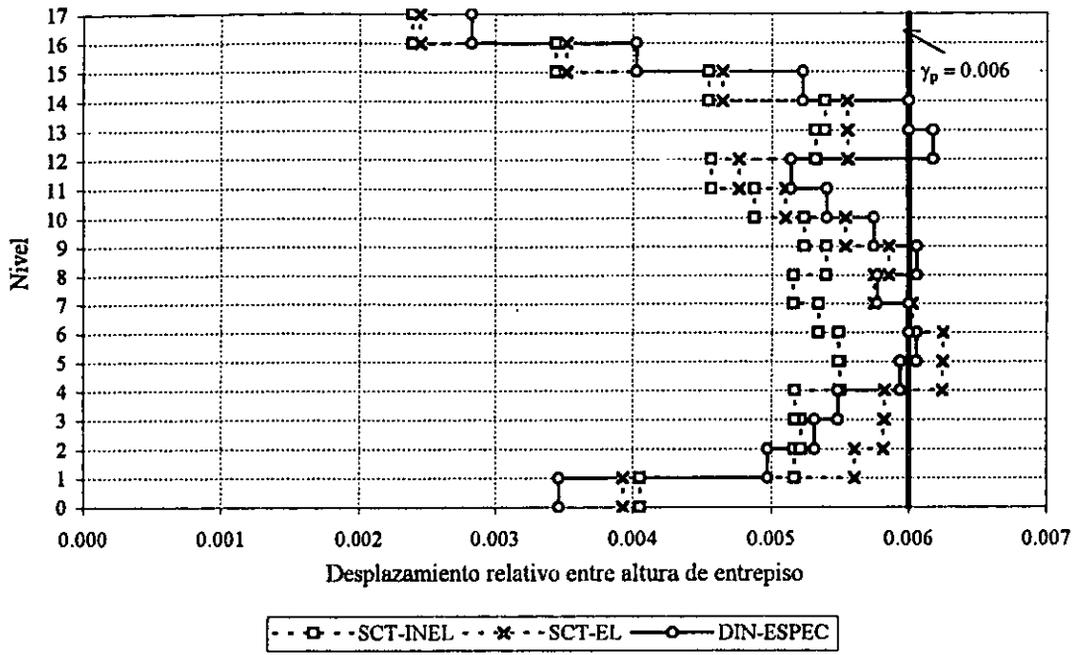


Fig 4.99. -Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4, \gamma_p \le 0.006$)

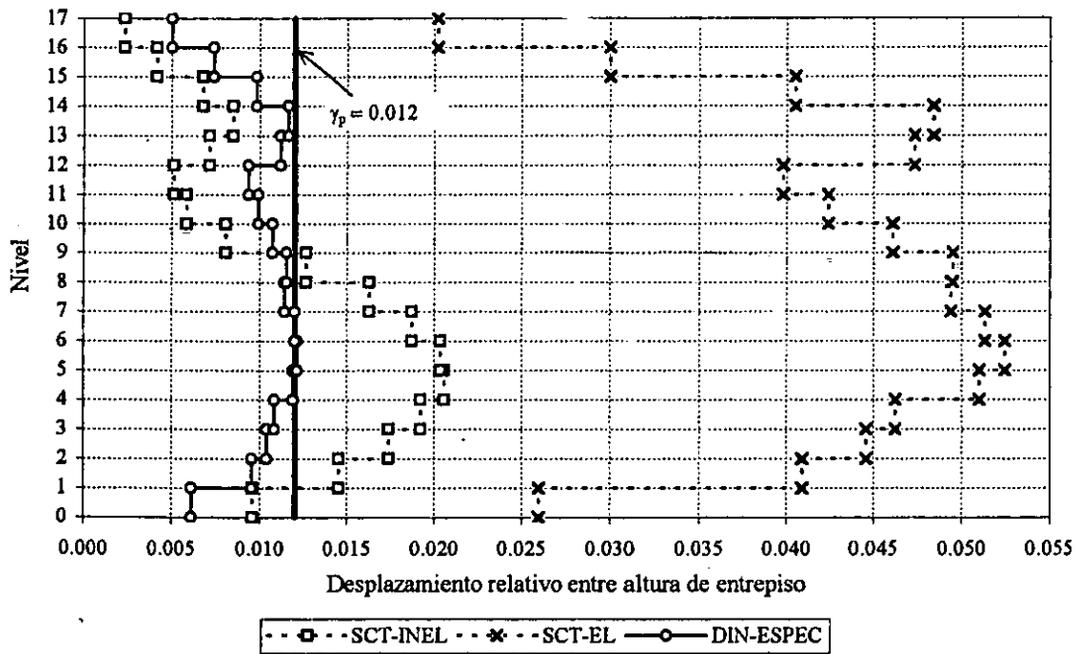


Fig 4.100. -Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4, \gamma_p \le 0.012$)

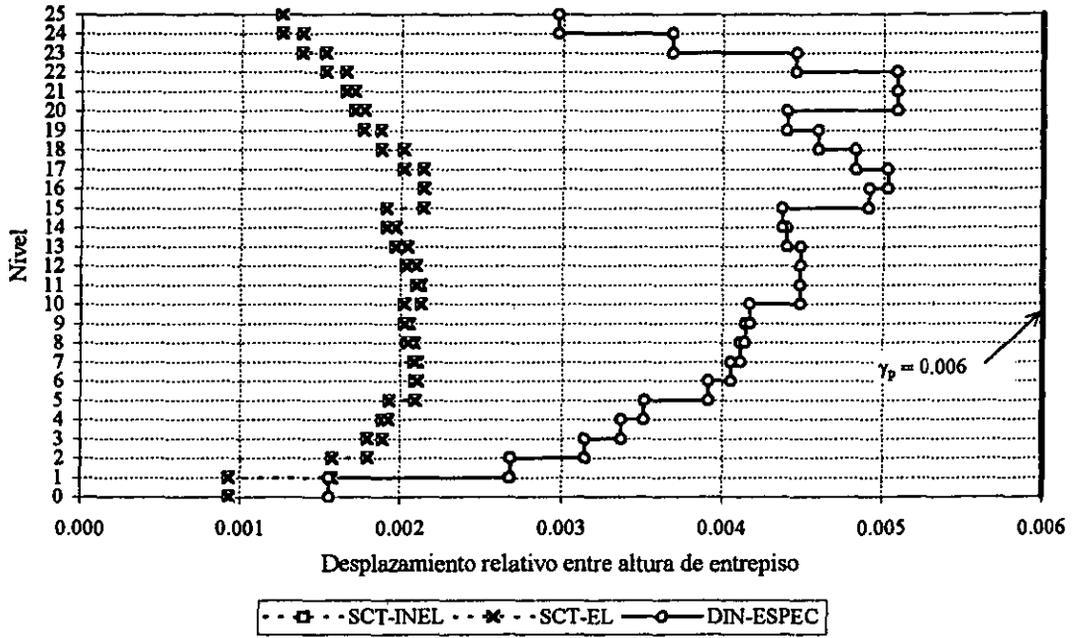


Fig 4.101.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

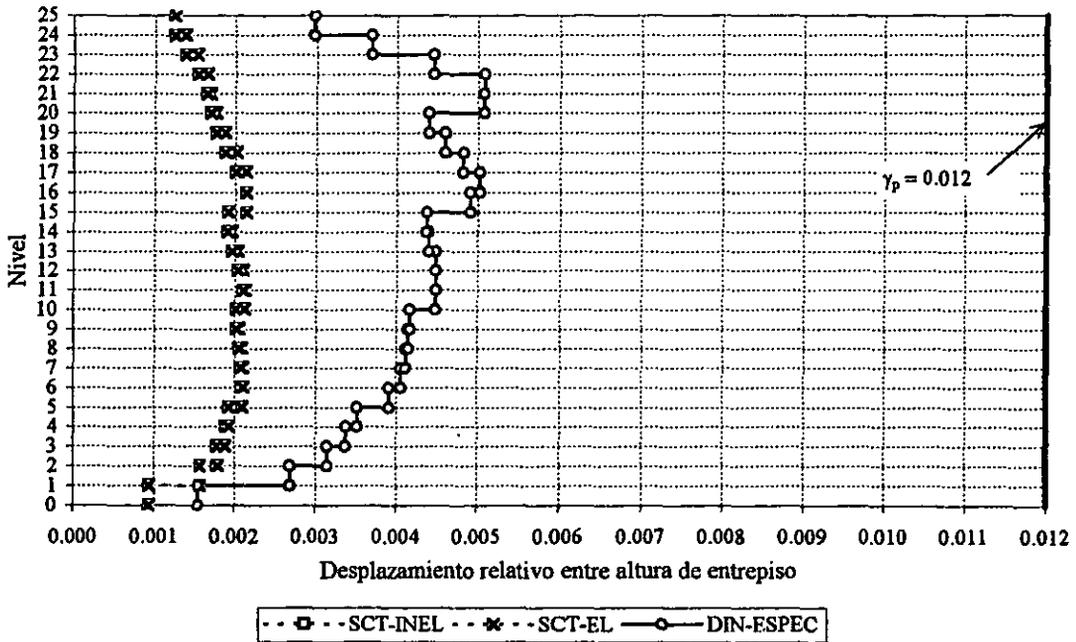


Fig 4.102.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

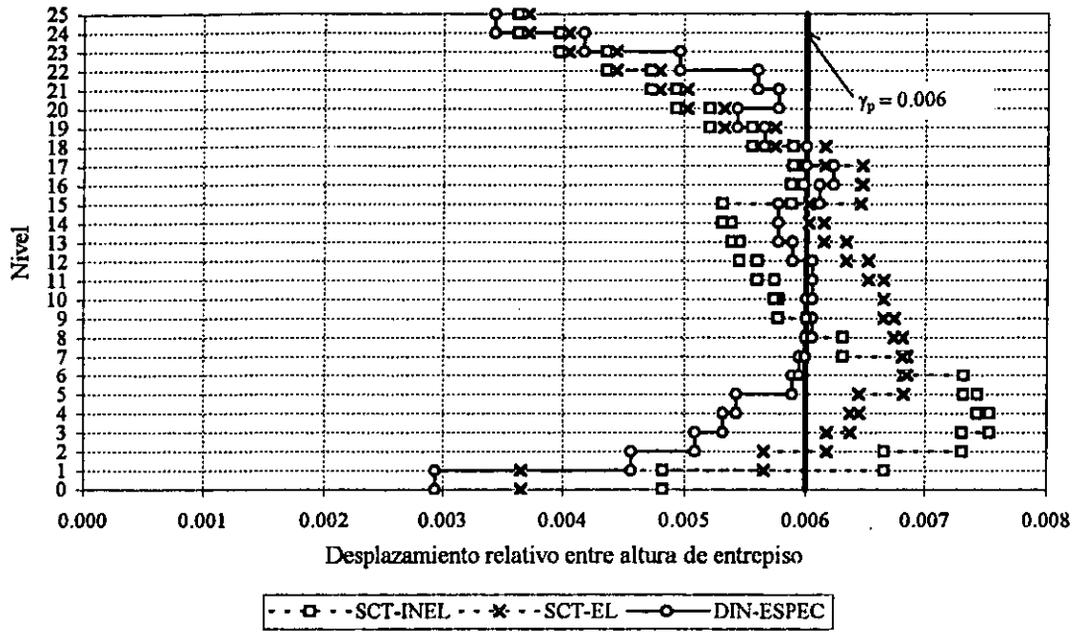


Fig 4.103.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

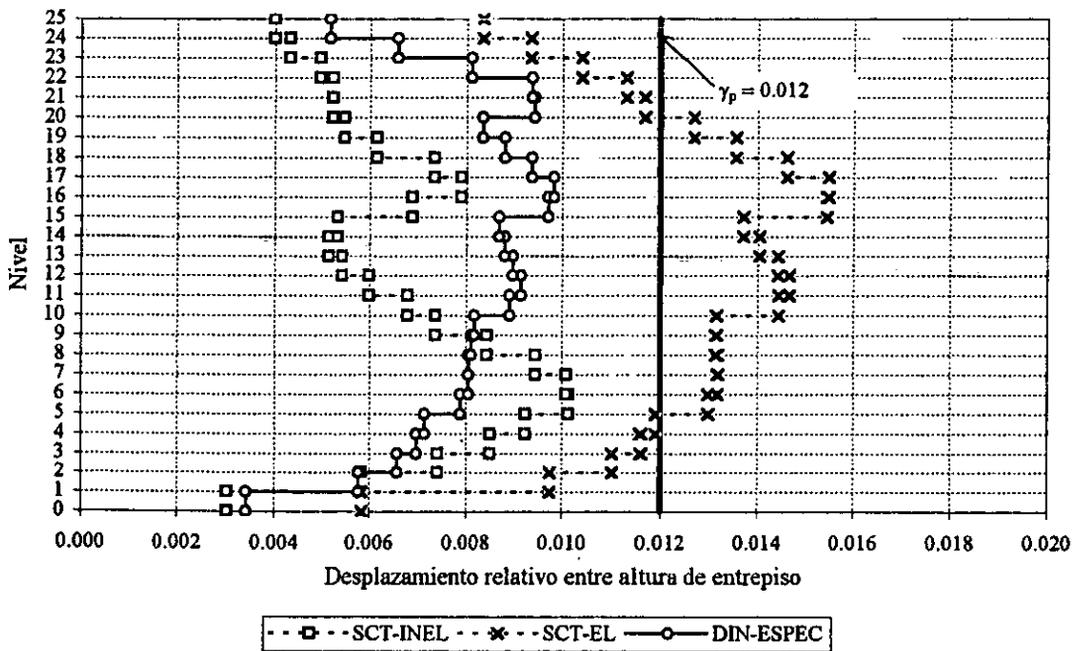


Fig 4.104.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

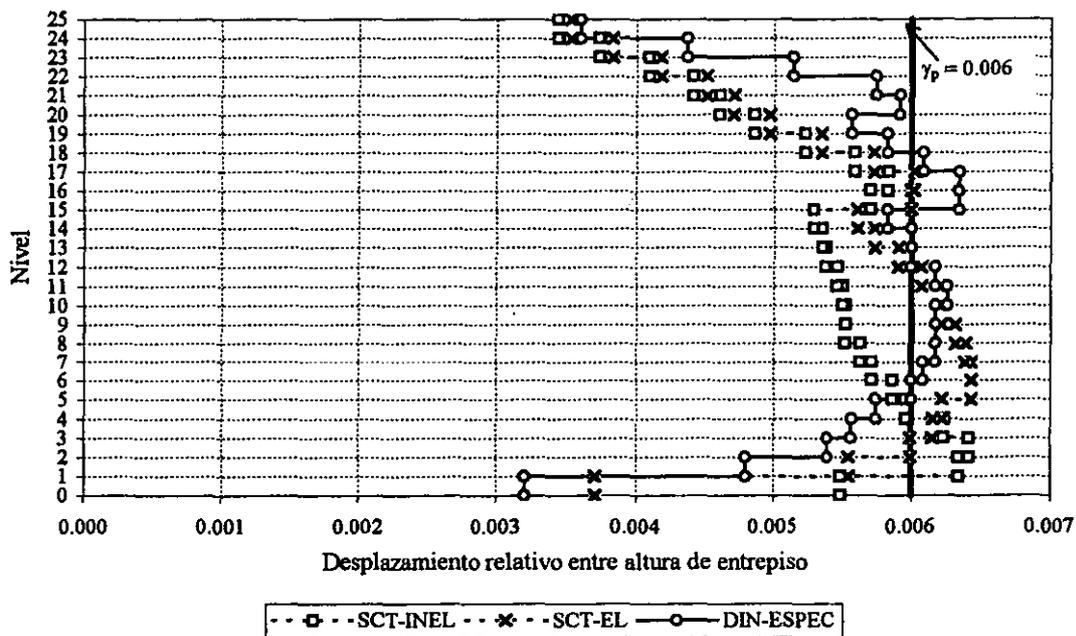


Fig 4.105.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \le 0.006$)

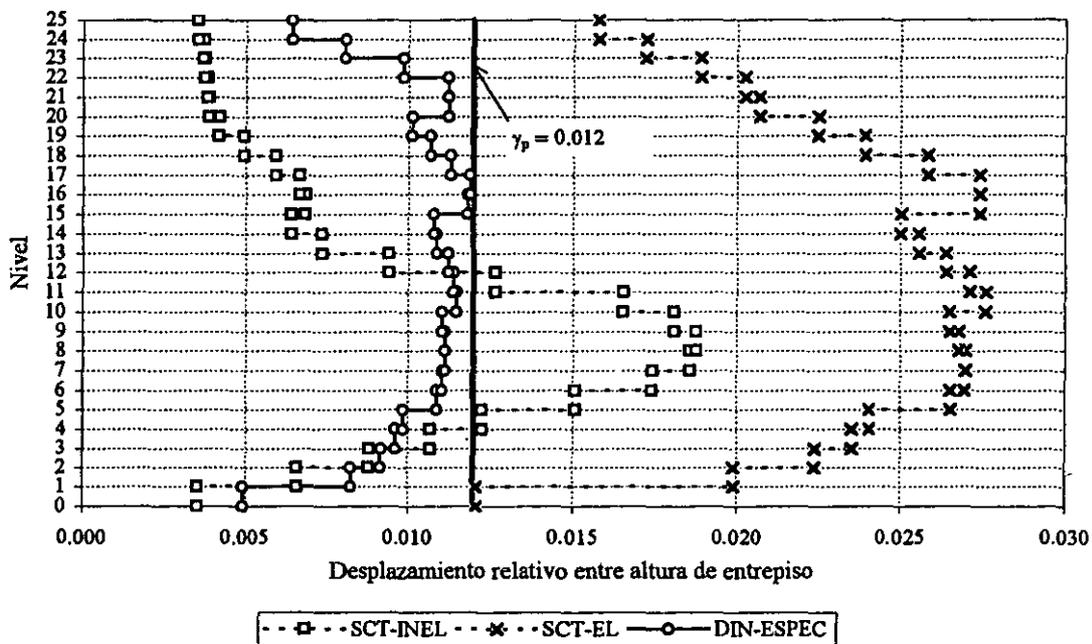


Fig 4.106.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrespiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \le 0.012$)

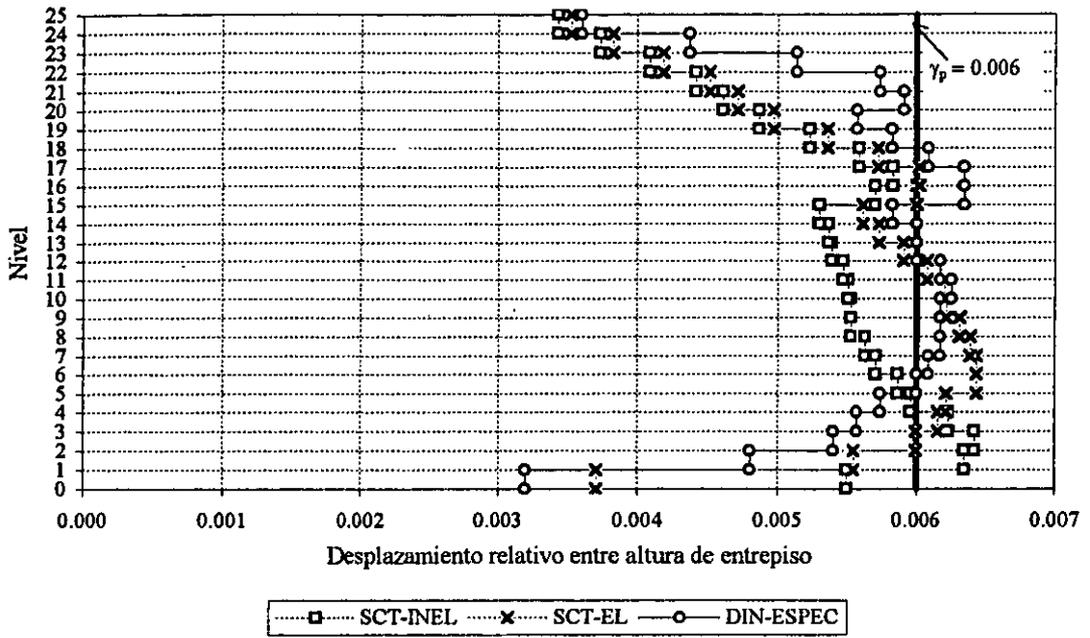


Fig 4.107.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

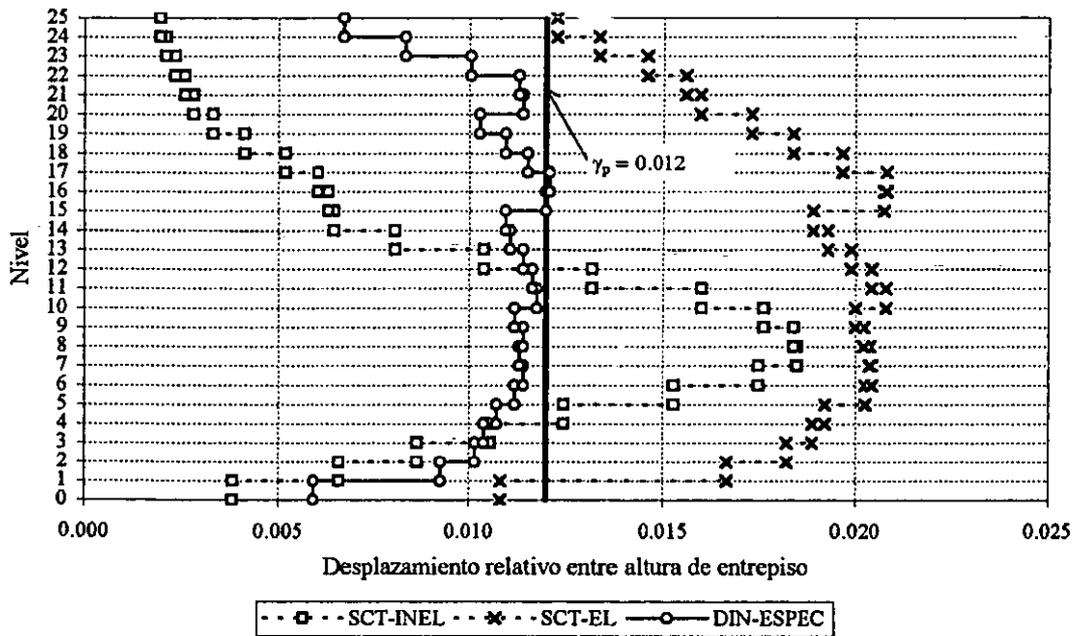


Fig 4.108.-Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

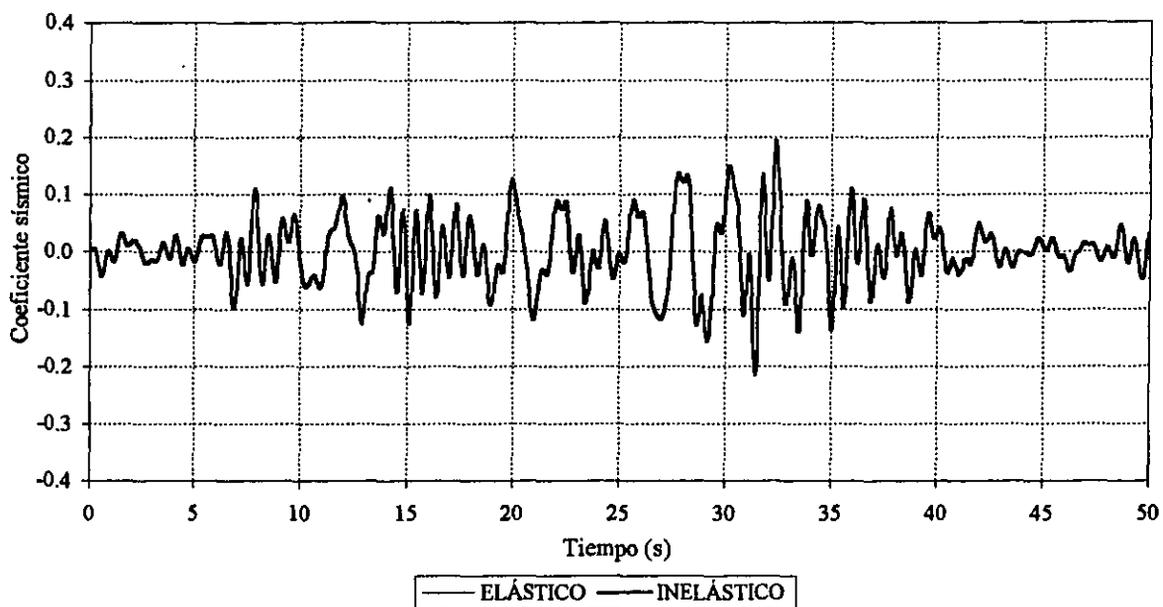


Fig 4.109.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 3 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

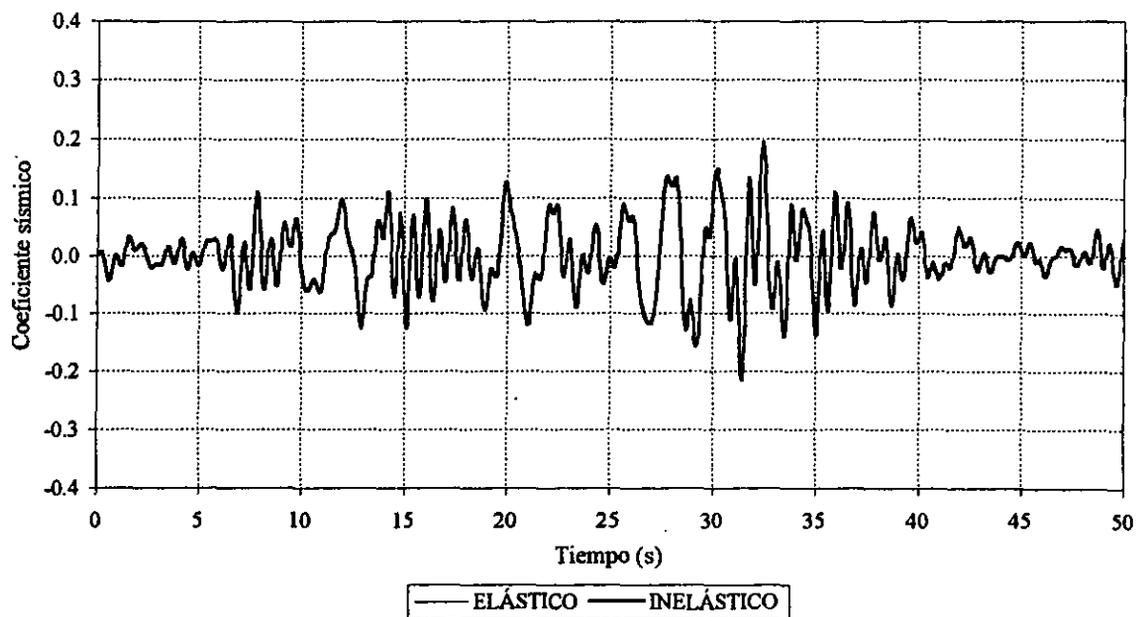


Fig 4.110.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 3 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

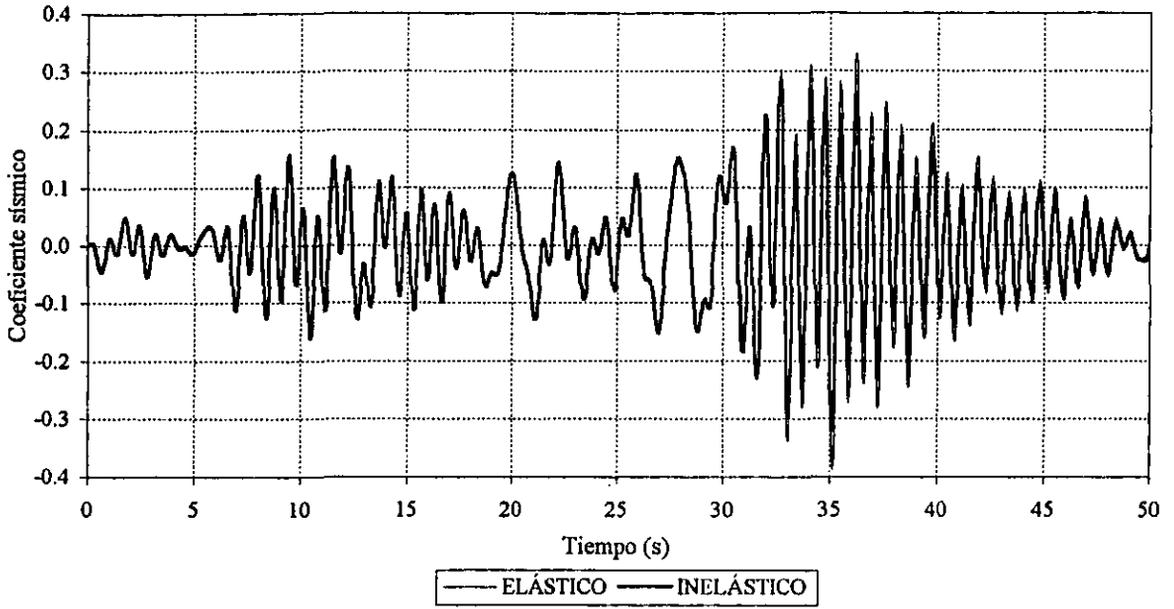


Fig 4.111.-Historia de coeficiente sísmicos del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

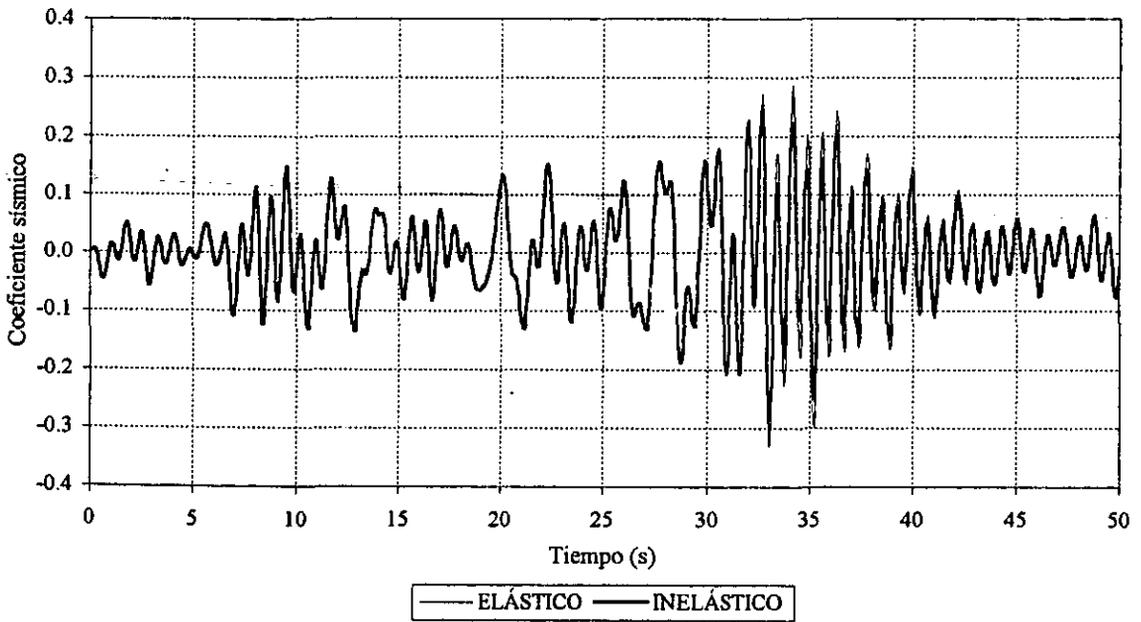


Fig 4.112.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

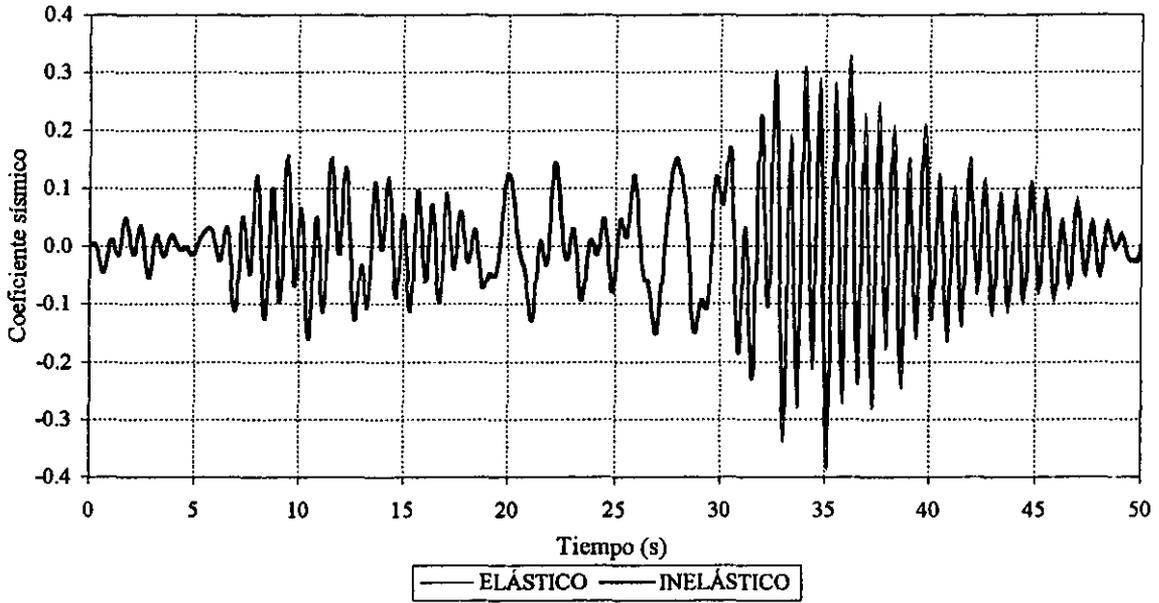


Fig 4.113.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

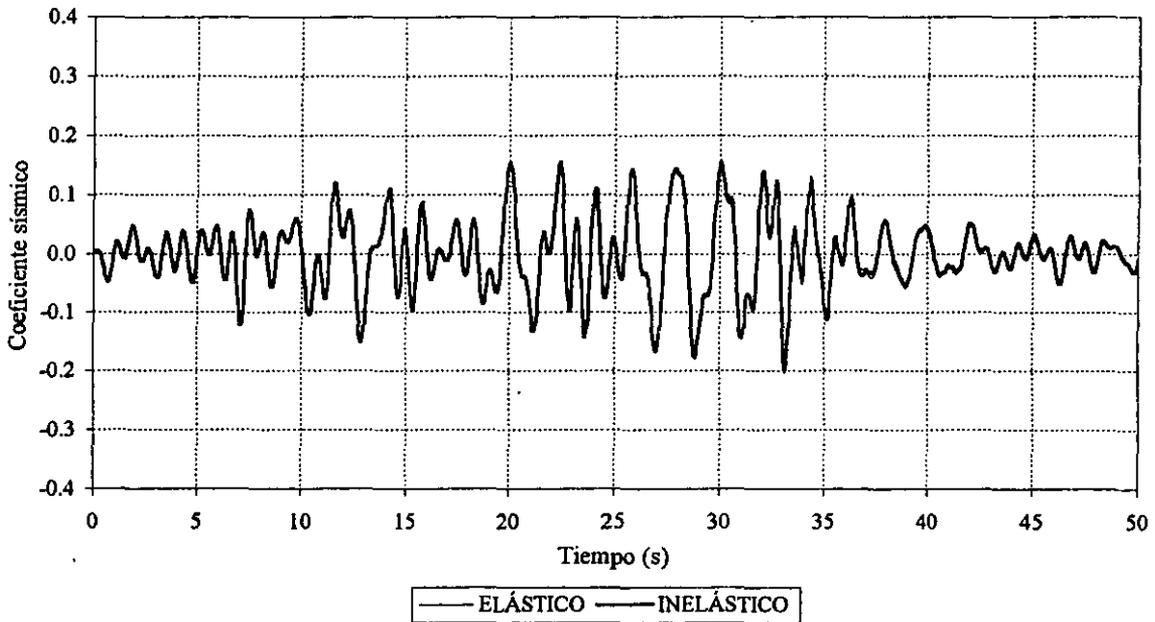


Fig 4.114.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

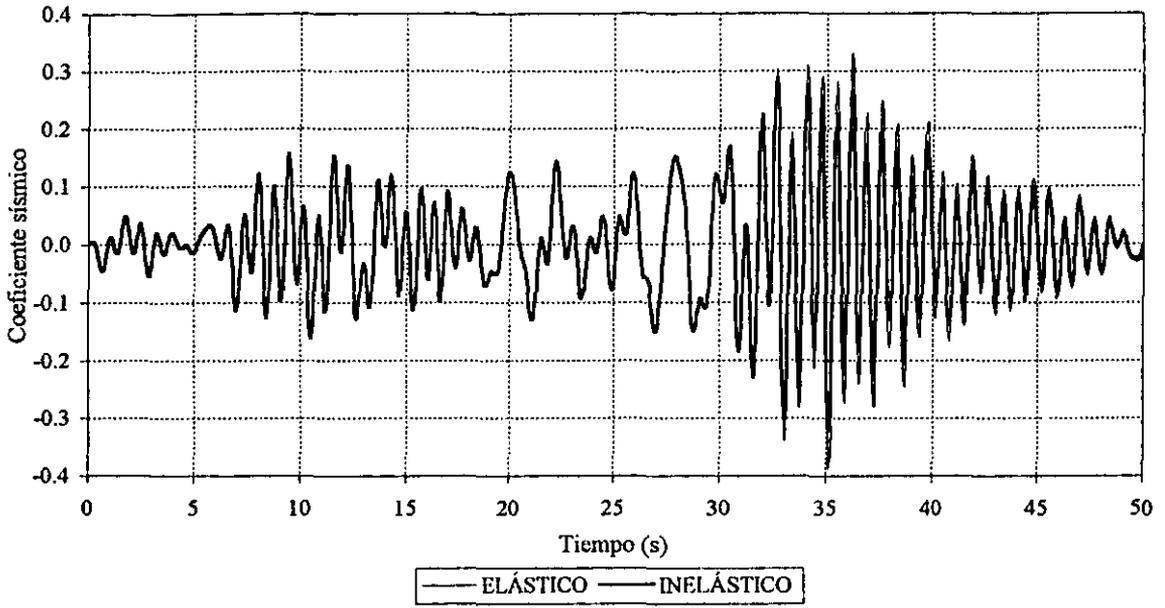


Fig 4.115.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

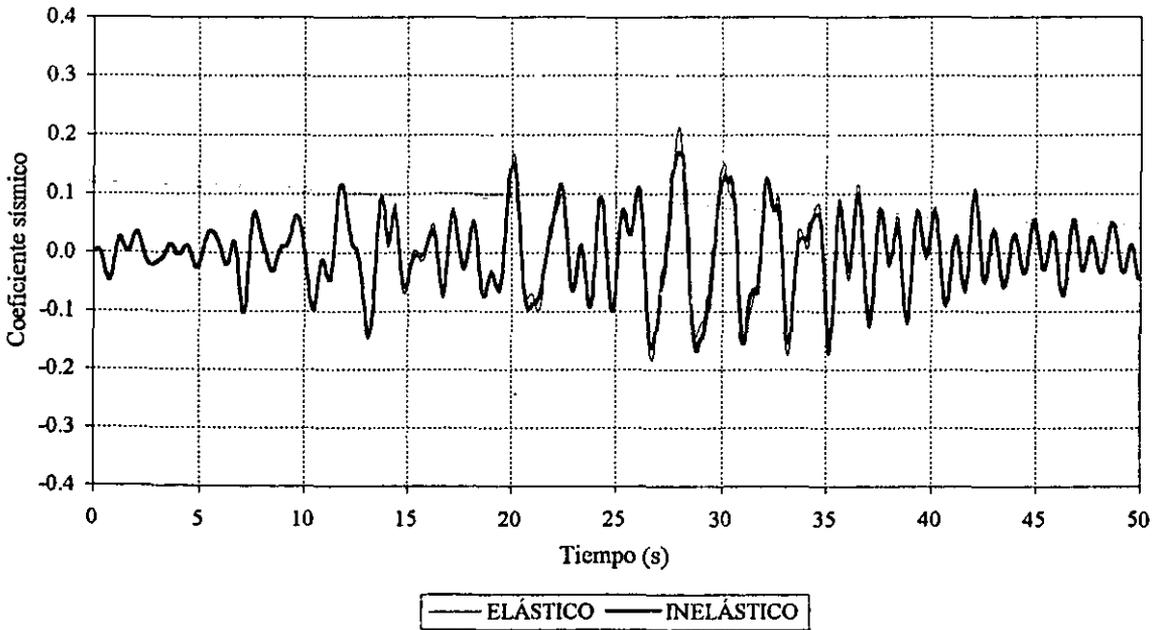


Fig 4.116.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

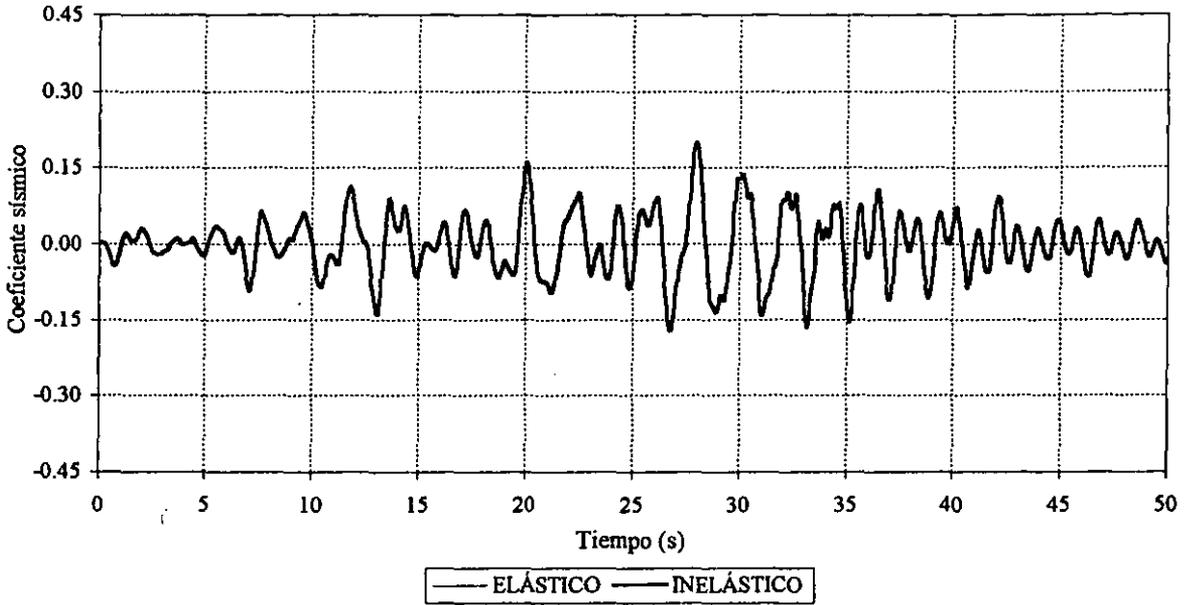


Fig 4.117.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 9 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

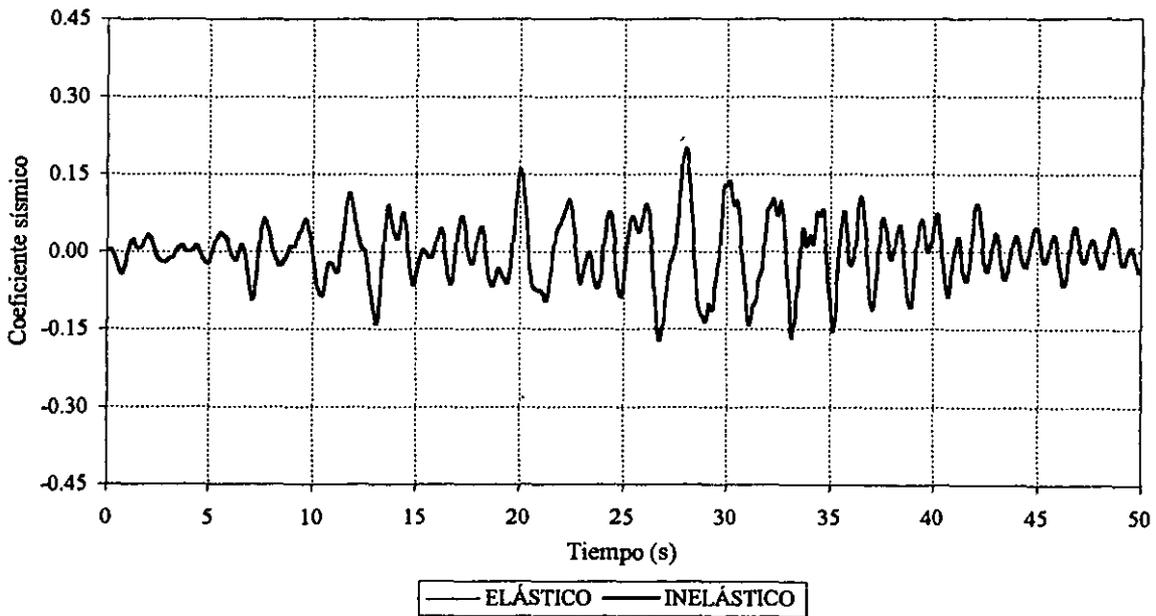


Fig 4.118.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 9 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

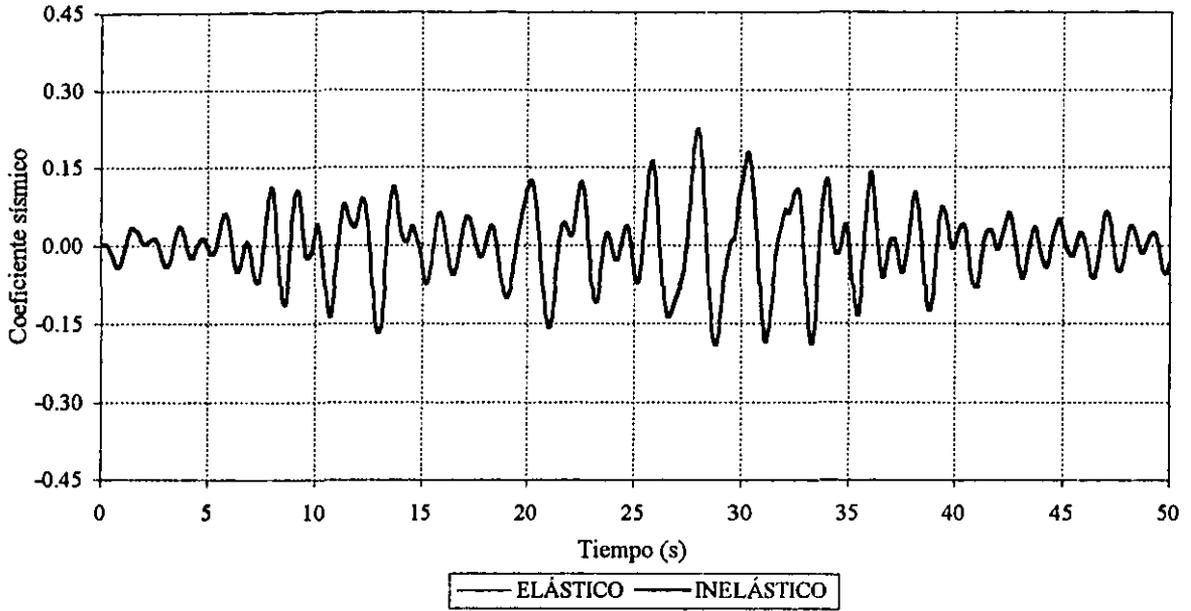


Fig 4.119.-Historia de coeficiente sísmicos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

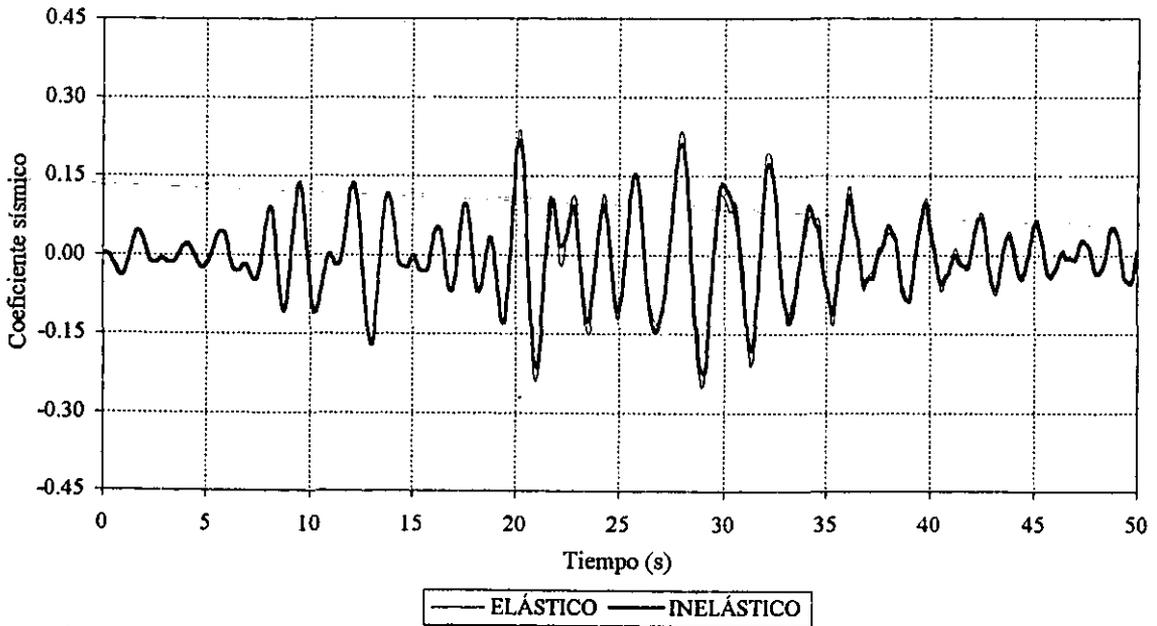


Fig 4.120.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

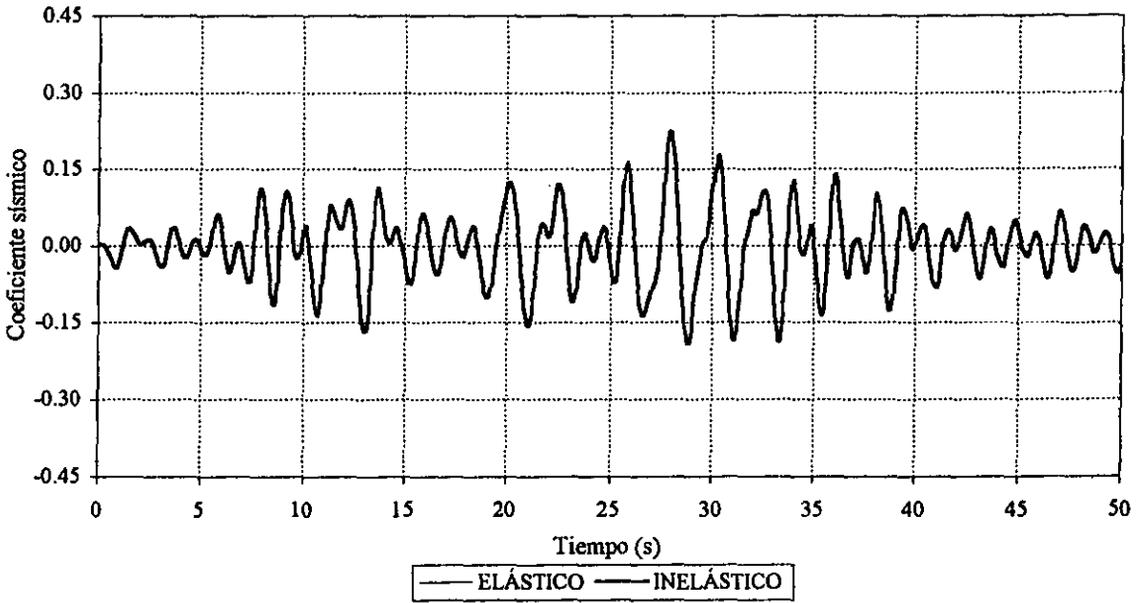


Fig 4.121.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

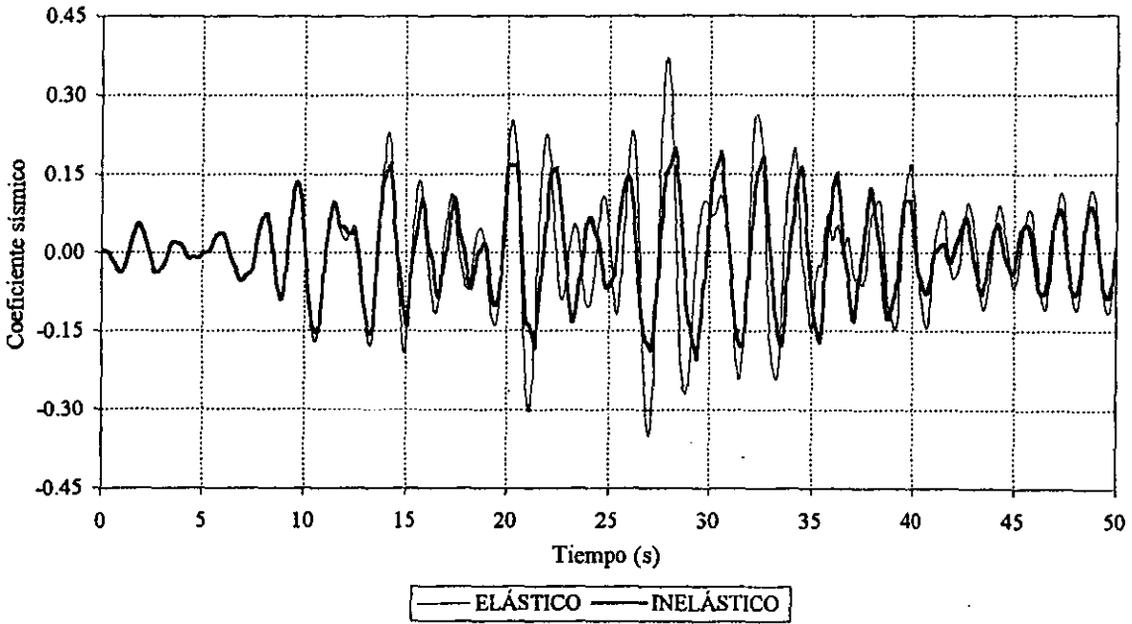


Fig 4.122.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

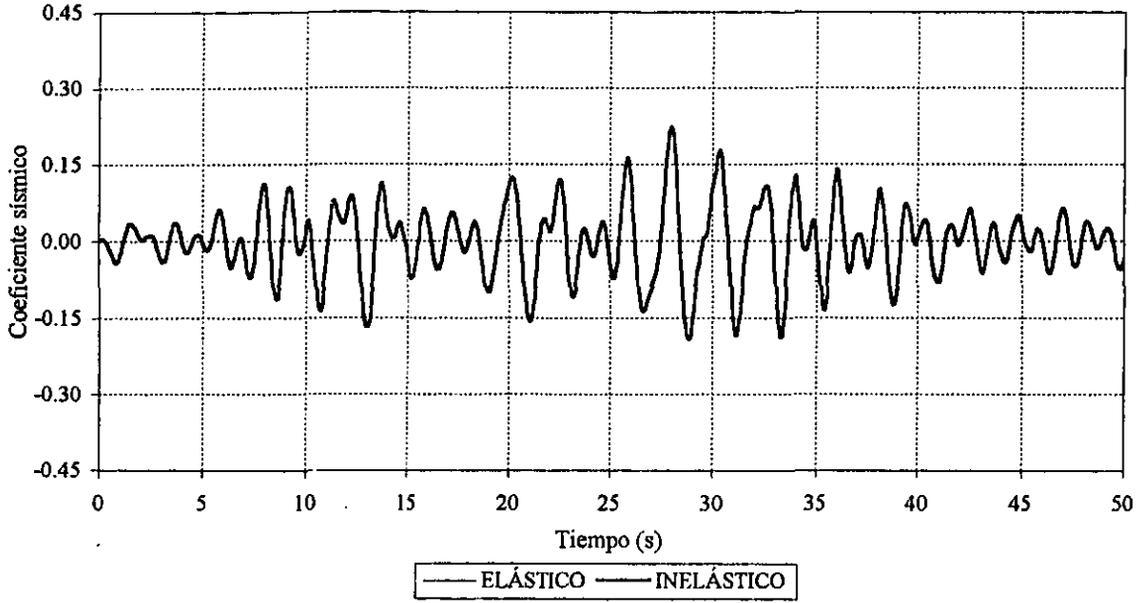


Fig 4.123.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

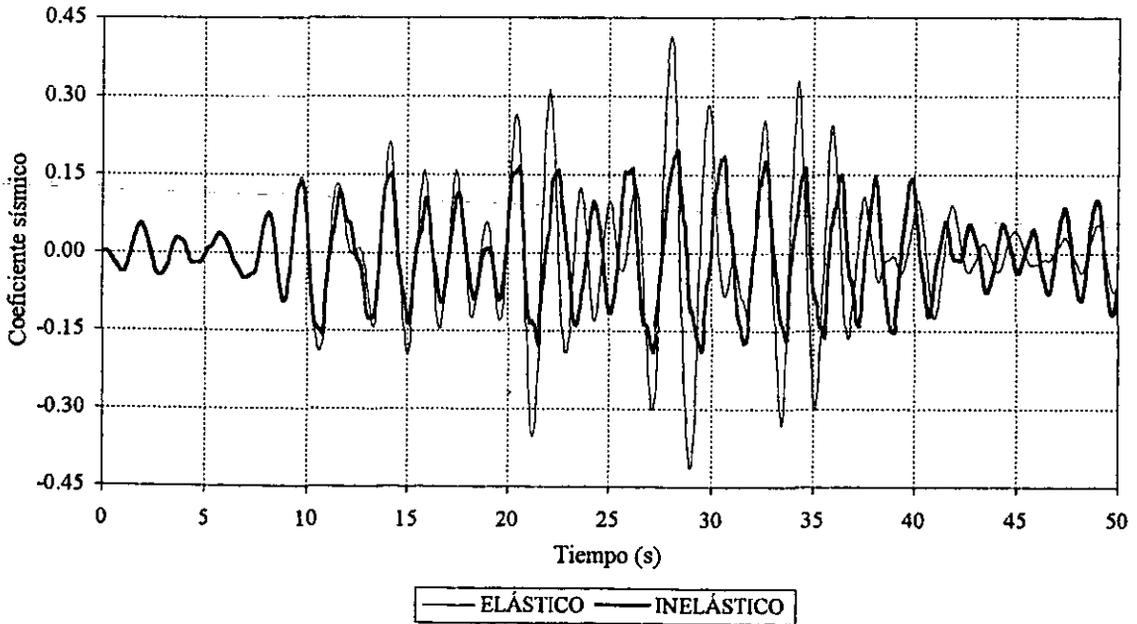


Fig 4.124.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

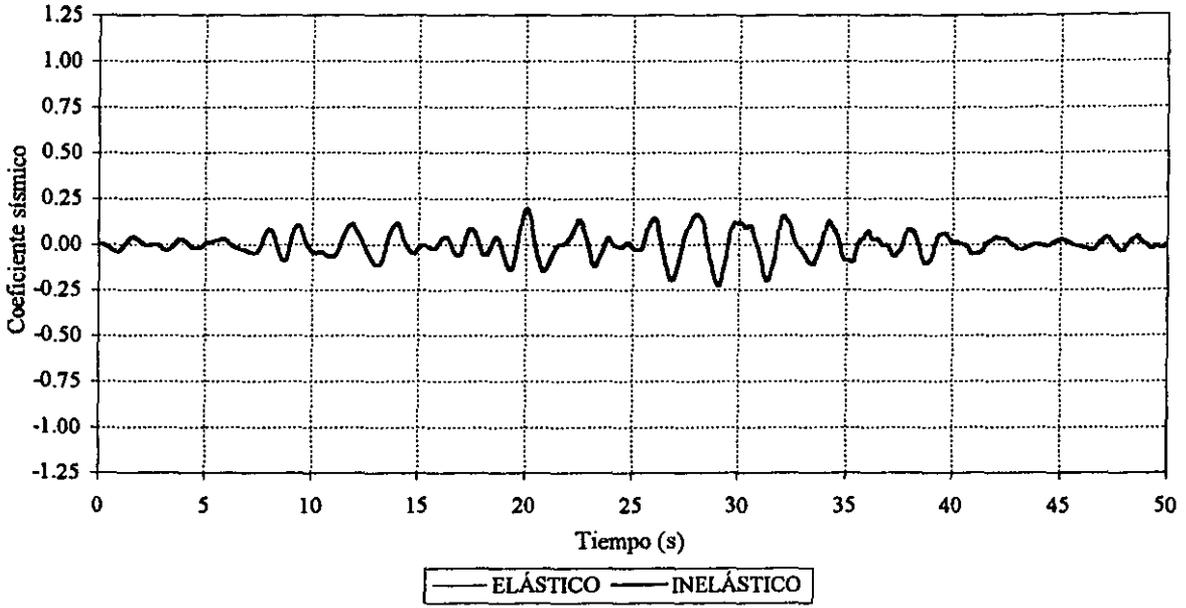


Fig 4.125.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

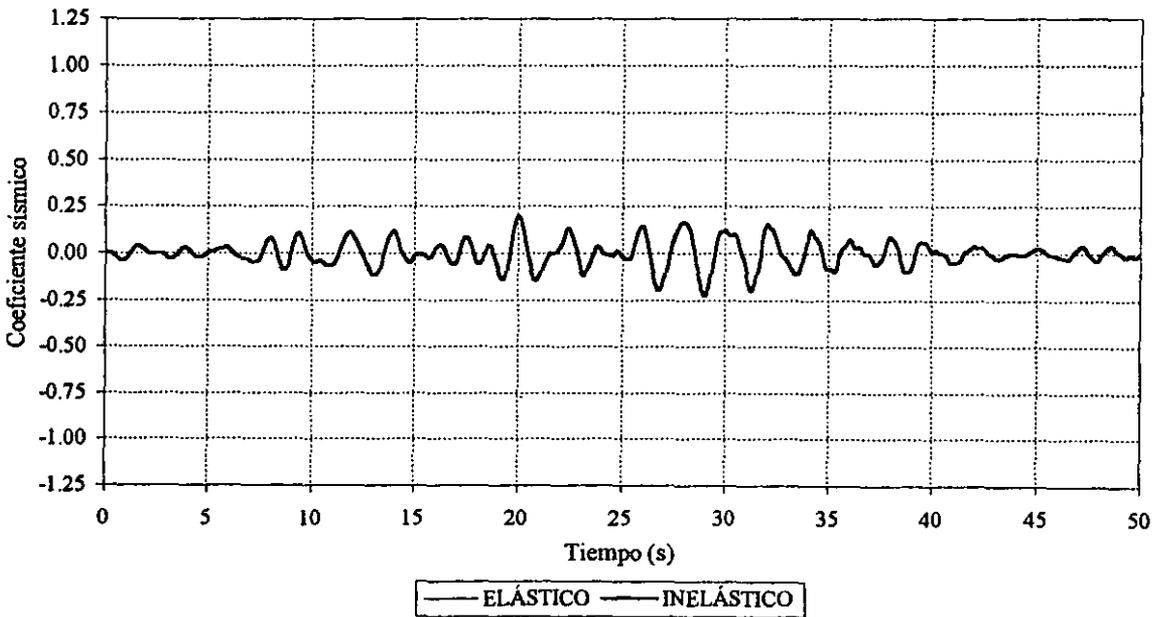


Fig 4.126.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

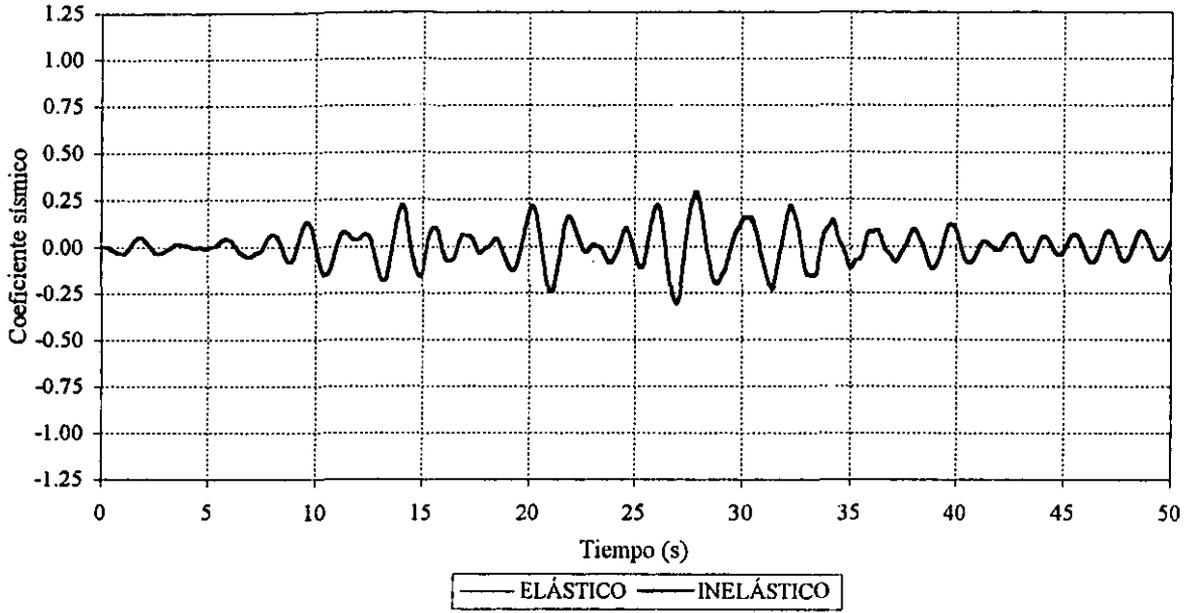


Fig 4.127.-Historia de coeficiente sísmicos del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

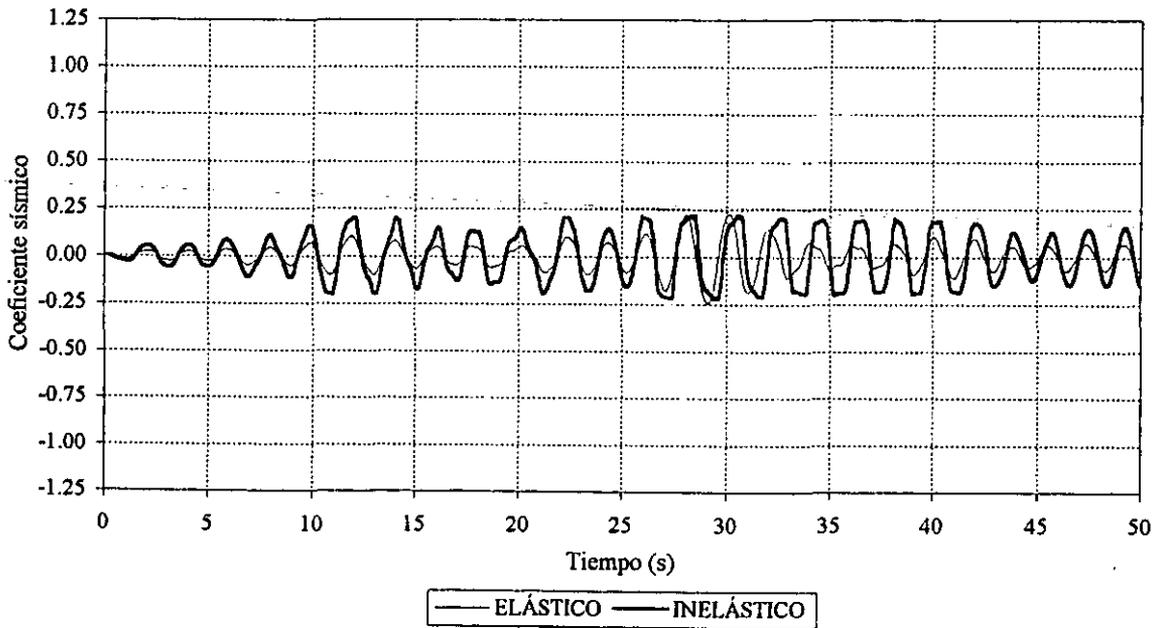


Fig 4.128.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

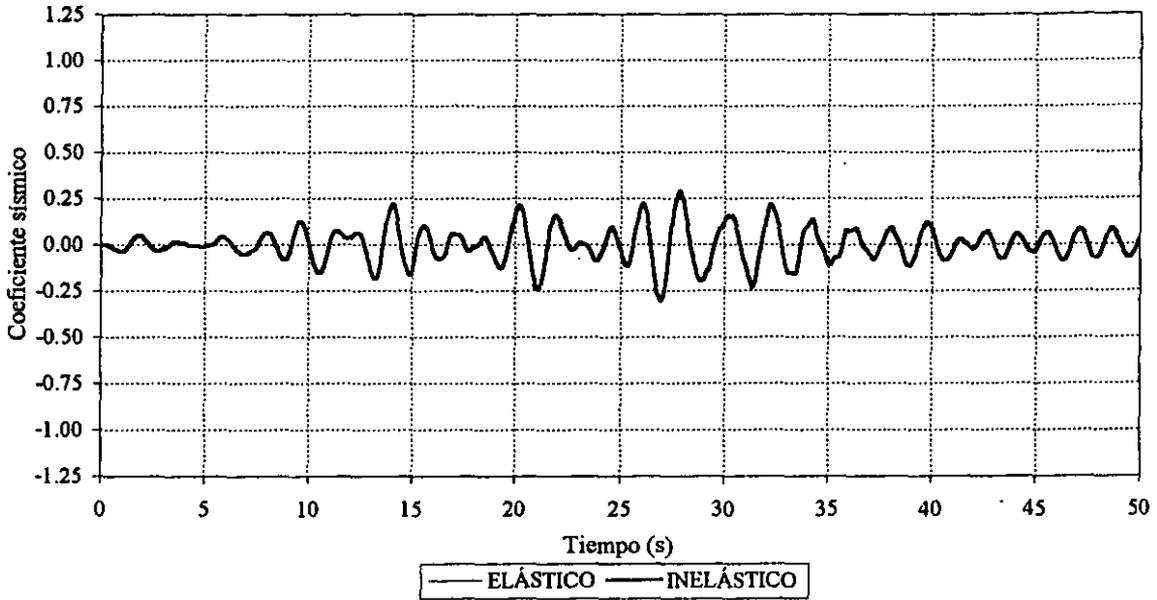


Fig 4.129.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 17 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

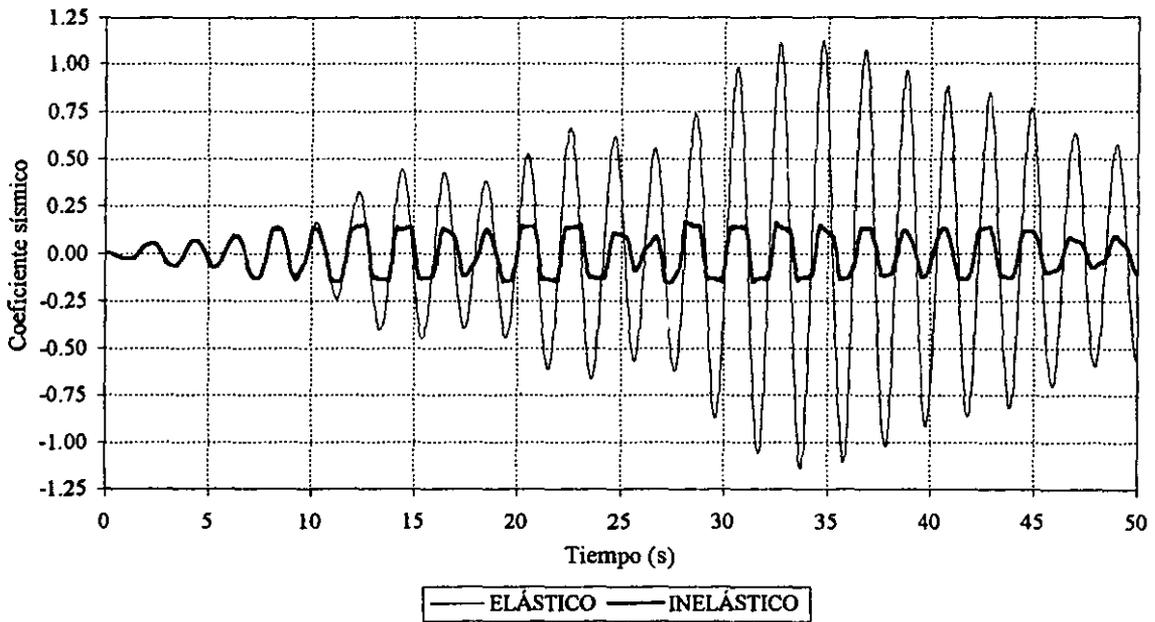


Fig 4.130.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 17 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

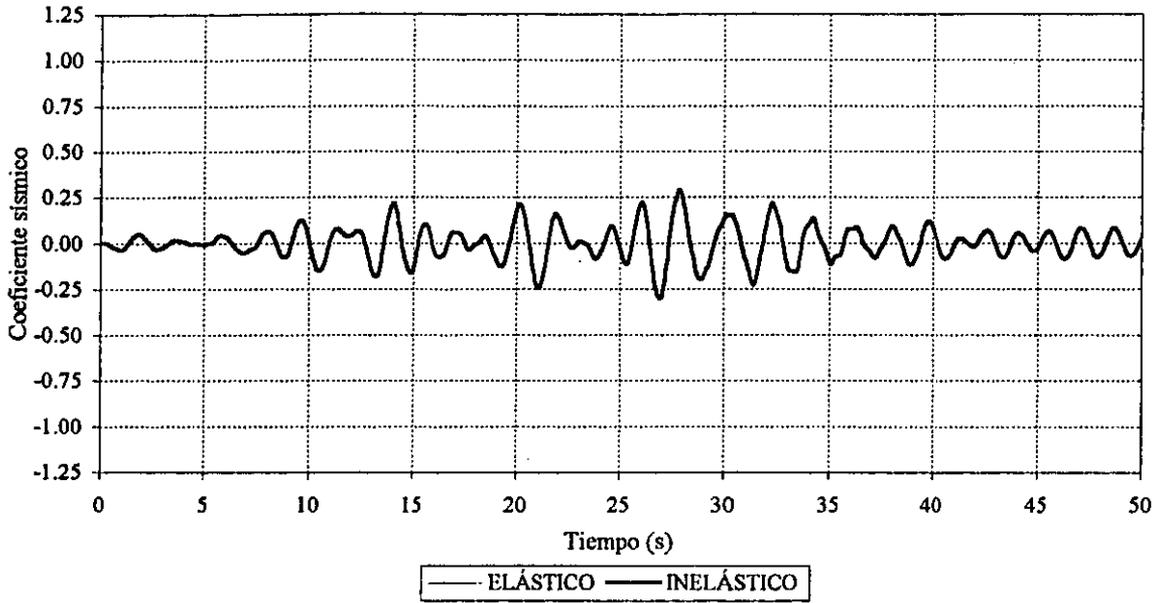


Fig 4.131.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

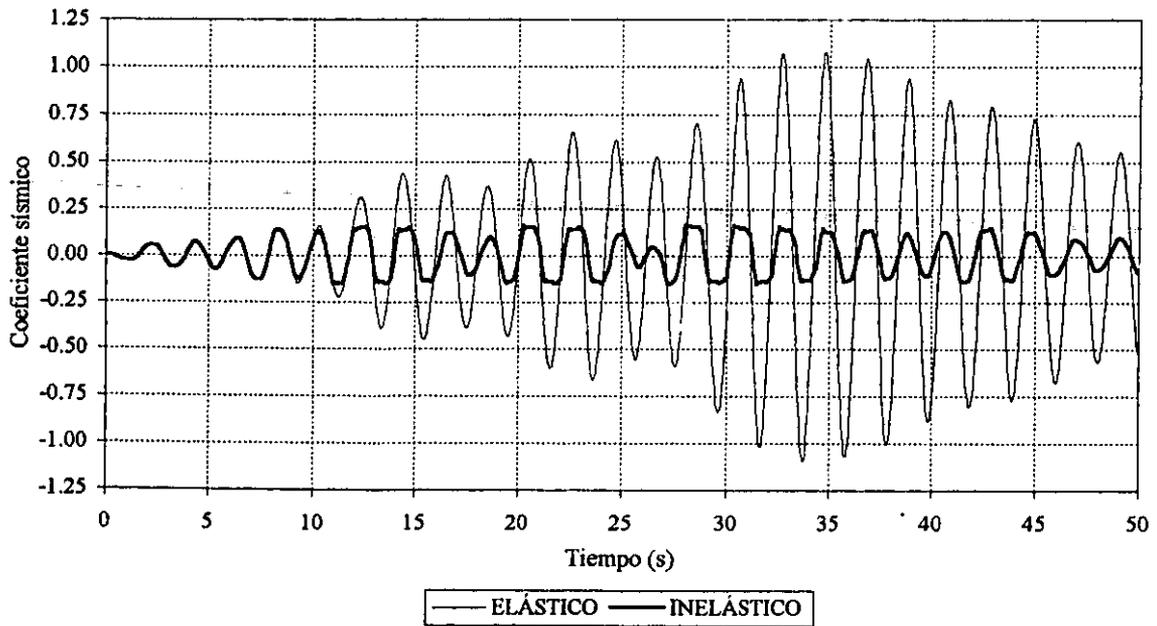


Fig 4.132.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

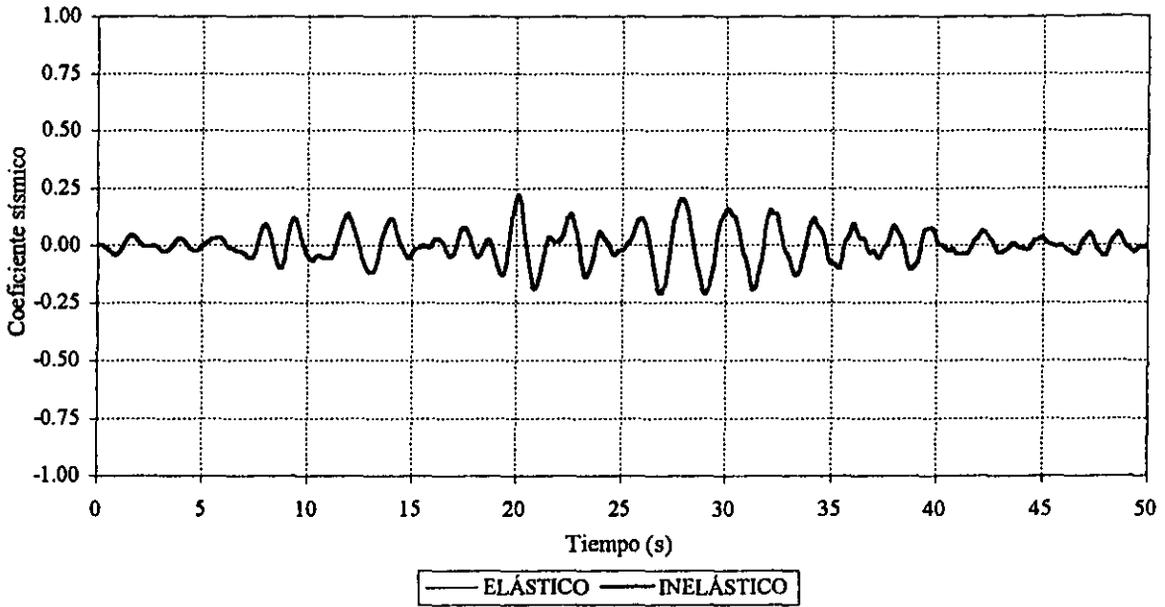


Fig 4.133.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

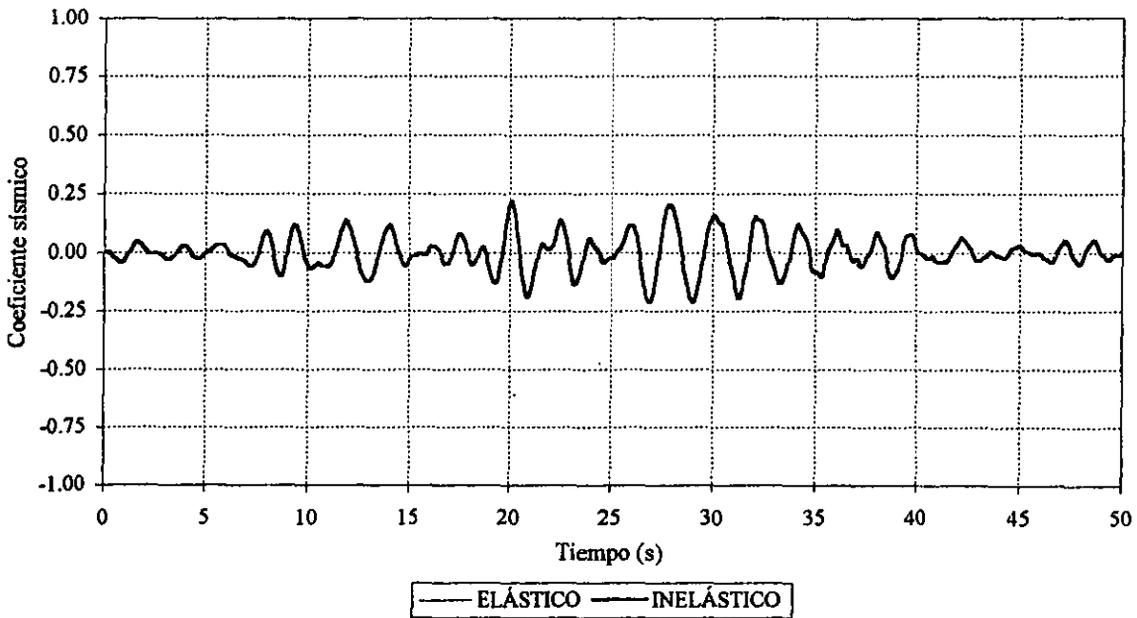


Fig 4.134.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

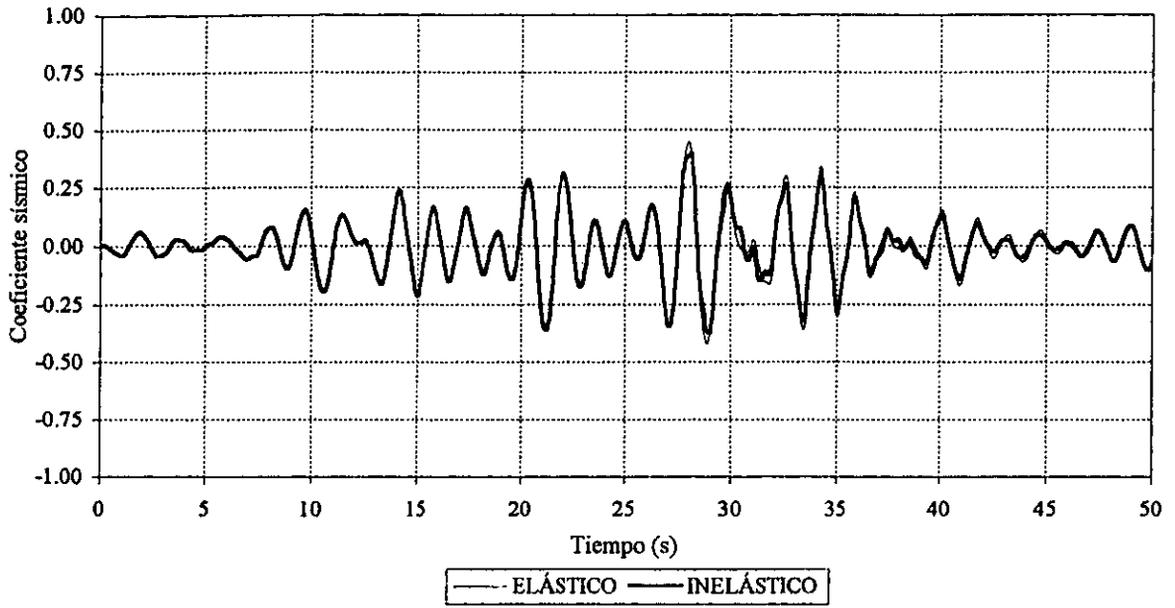


Fig 4.135.-Historia de coeficiente sísmicos del marco del eje B,
edificio de 25 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

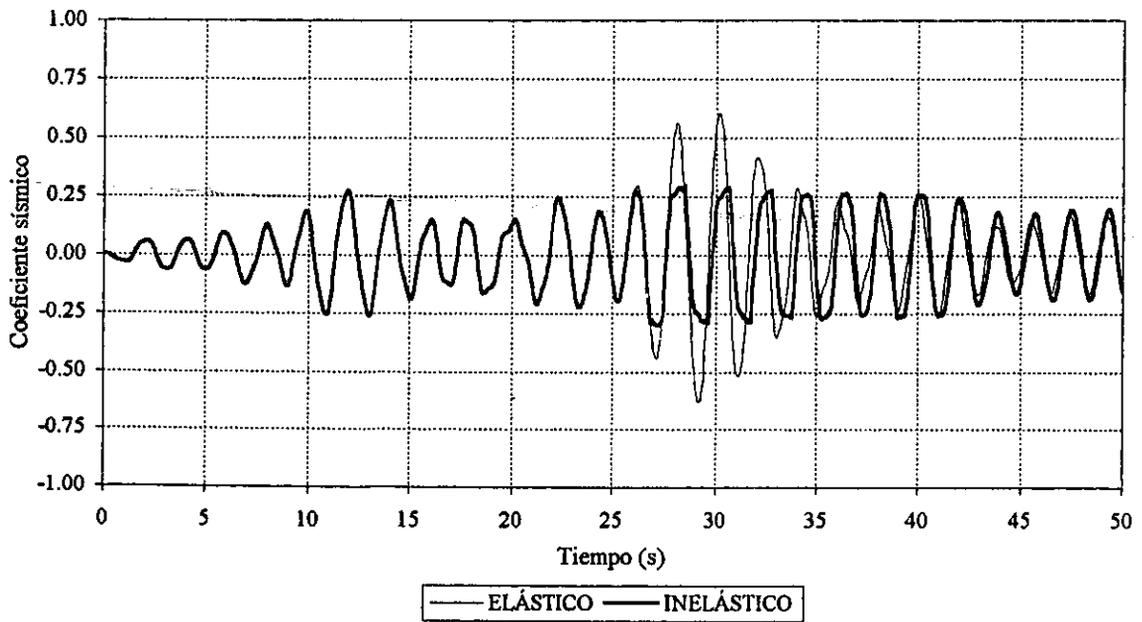


Fig 4.136.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B,
edificio de 25 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

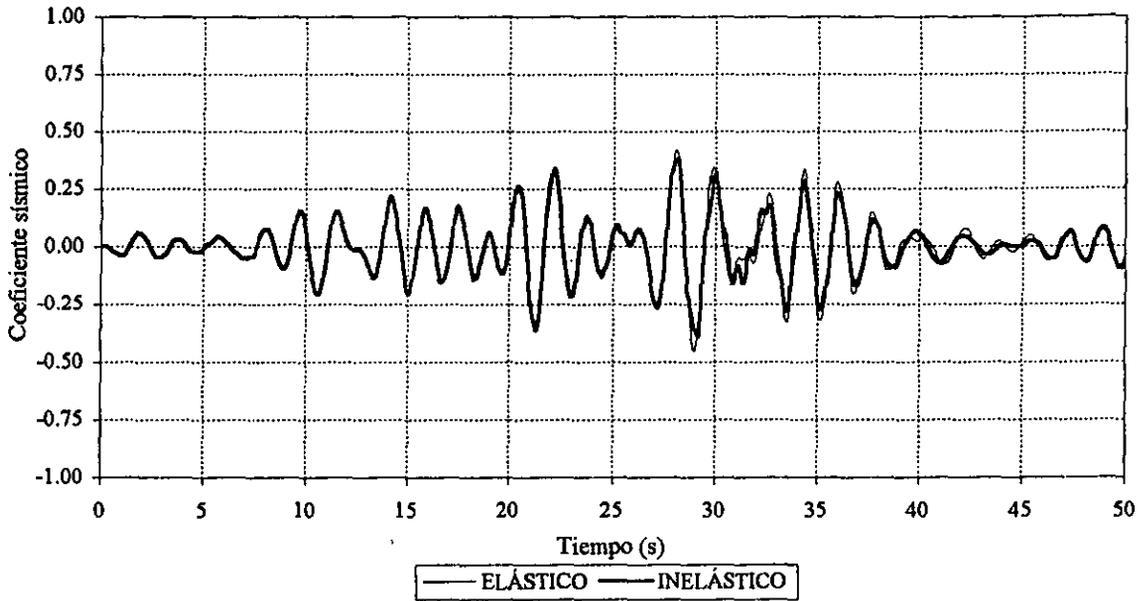


Fig 4.137.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

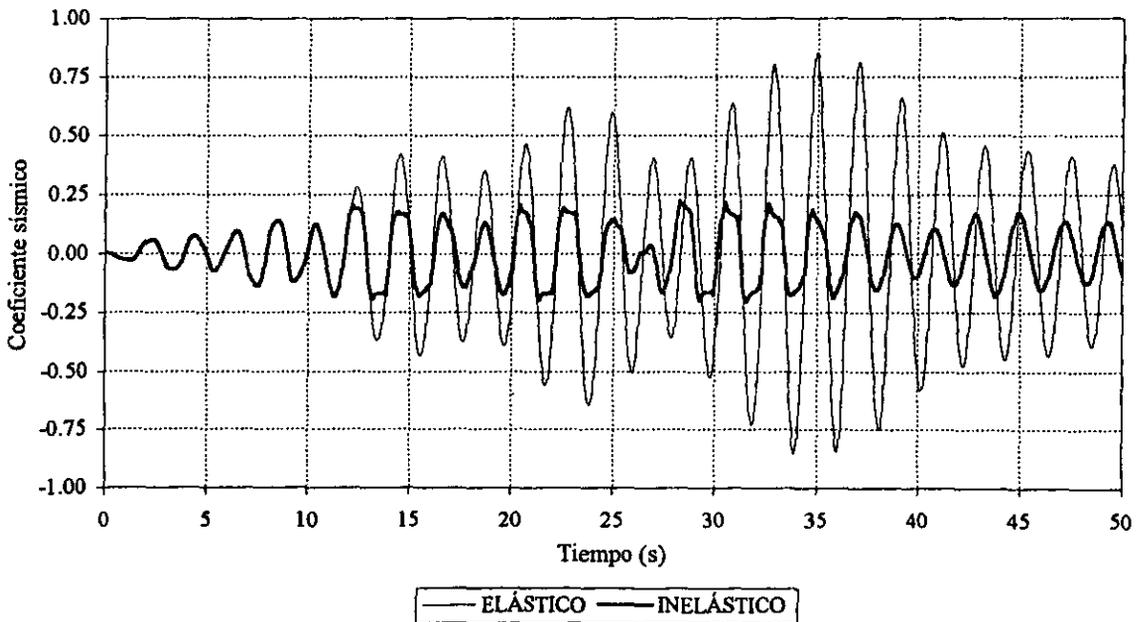


Fig 4.138.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

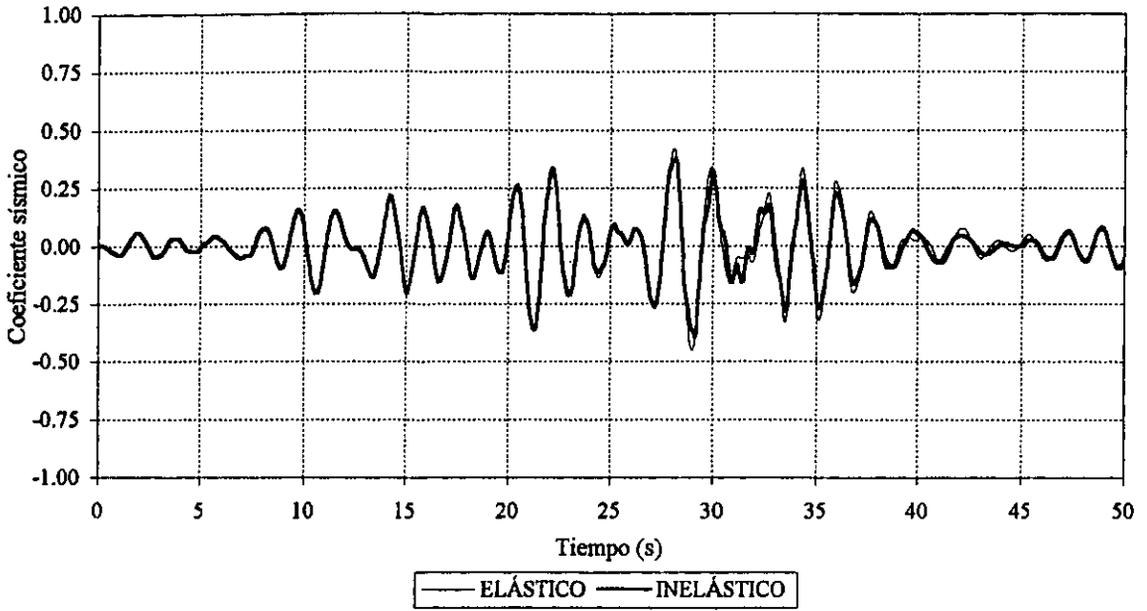


Fig 4.139.-Historia de coeficientes sísmicos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

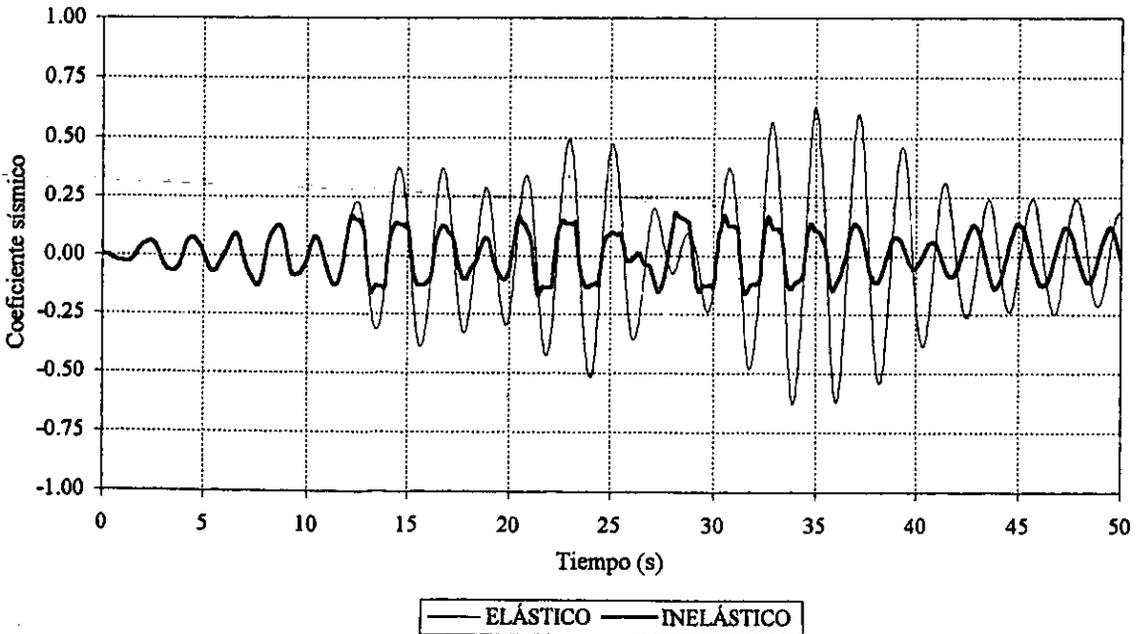


Fig 4.140.-Historia de coeficientes sísmicos del maco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

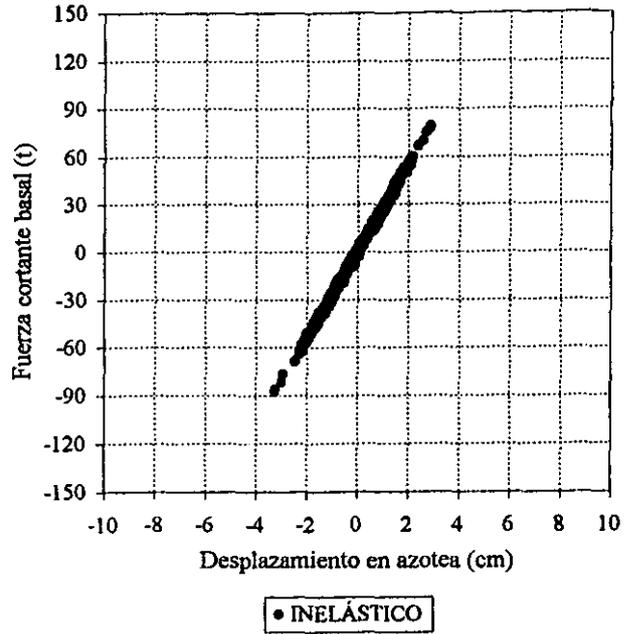
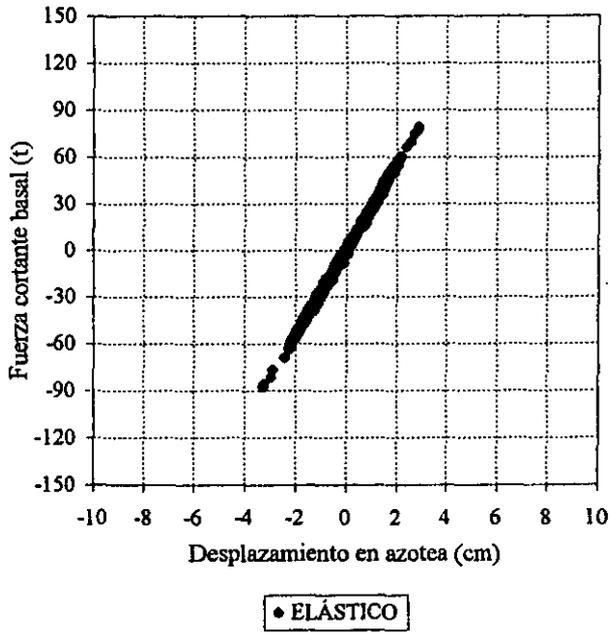


Fig 4.141.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

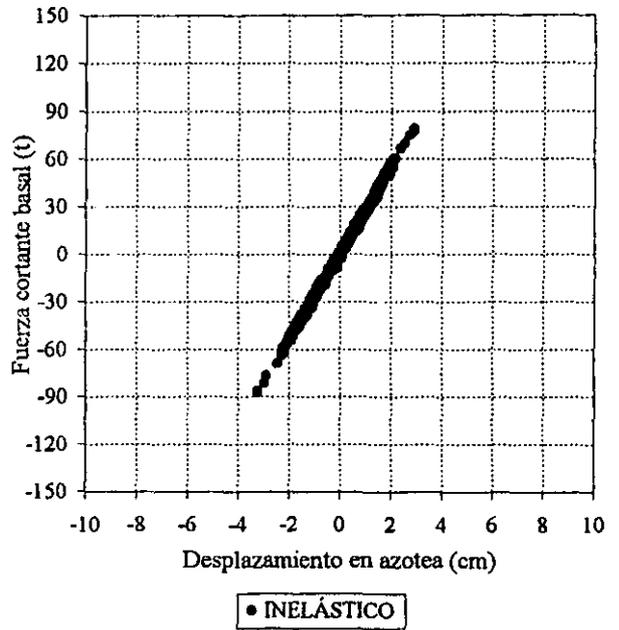
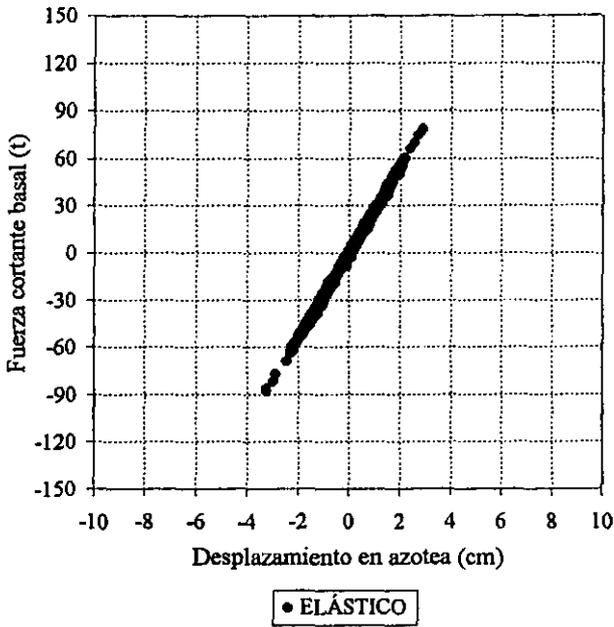


Fig 4.142.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

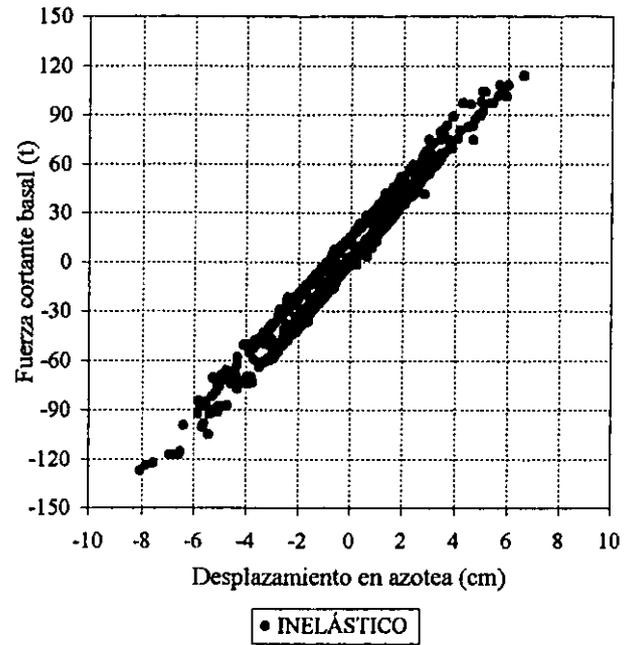
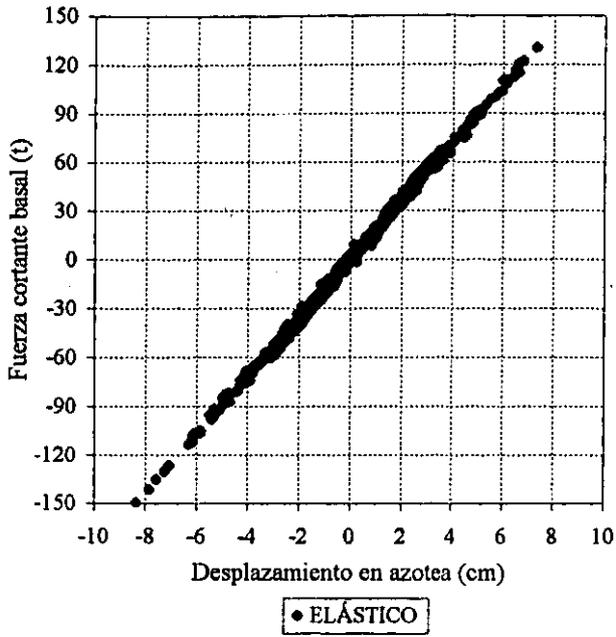


Fig 4.143.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

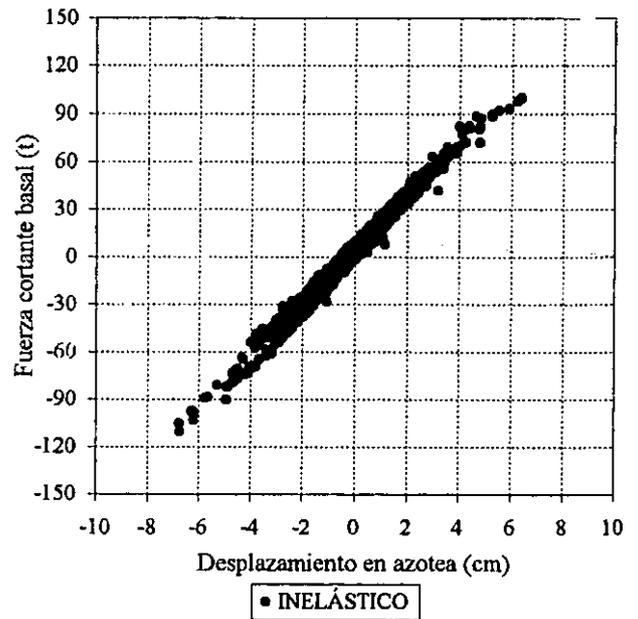
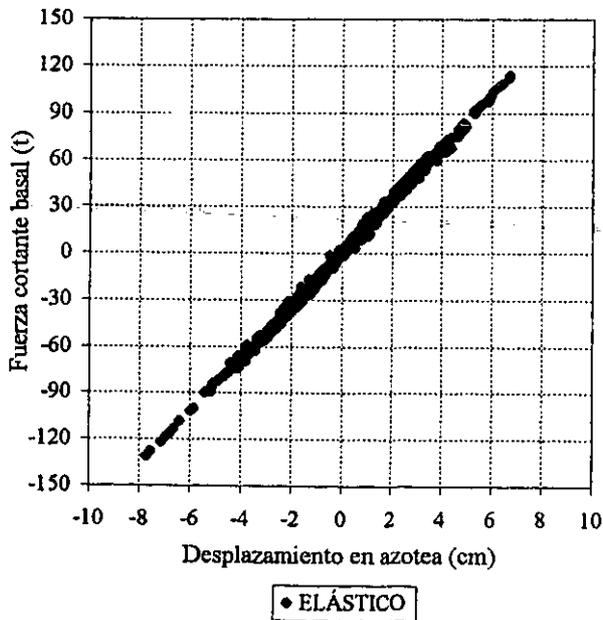


Fig 4.144.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

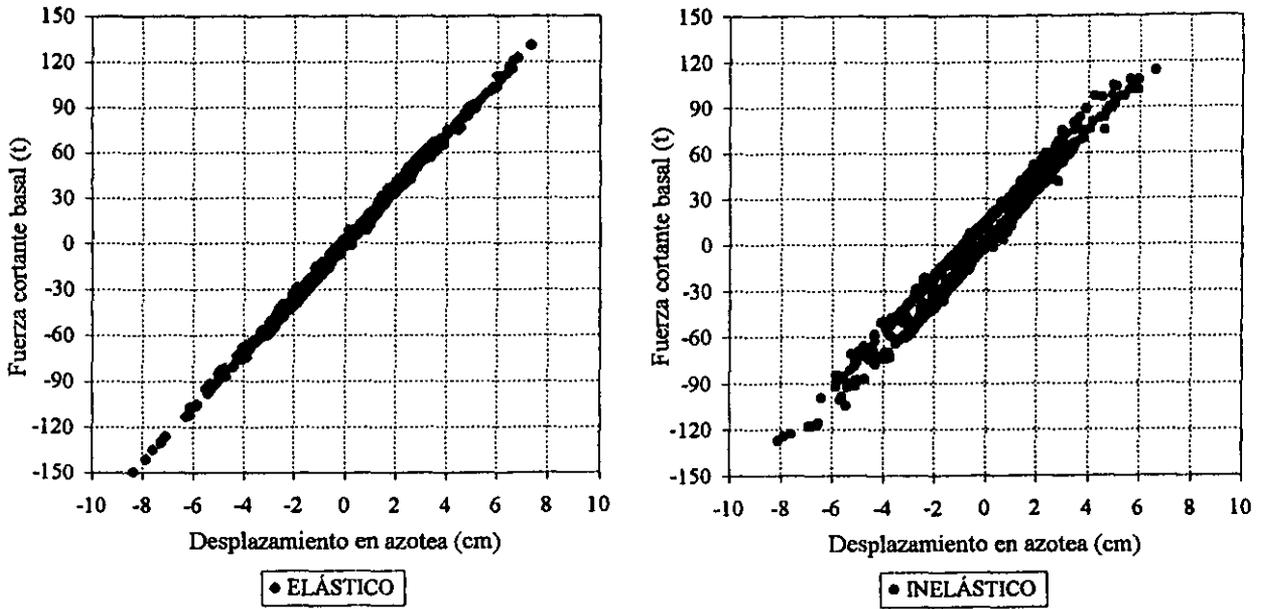


Fig 4.145.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

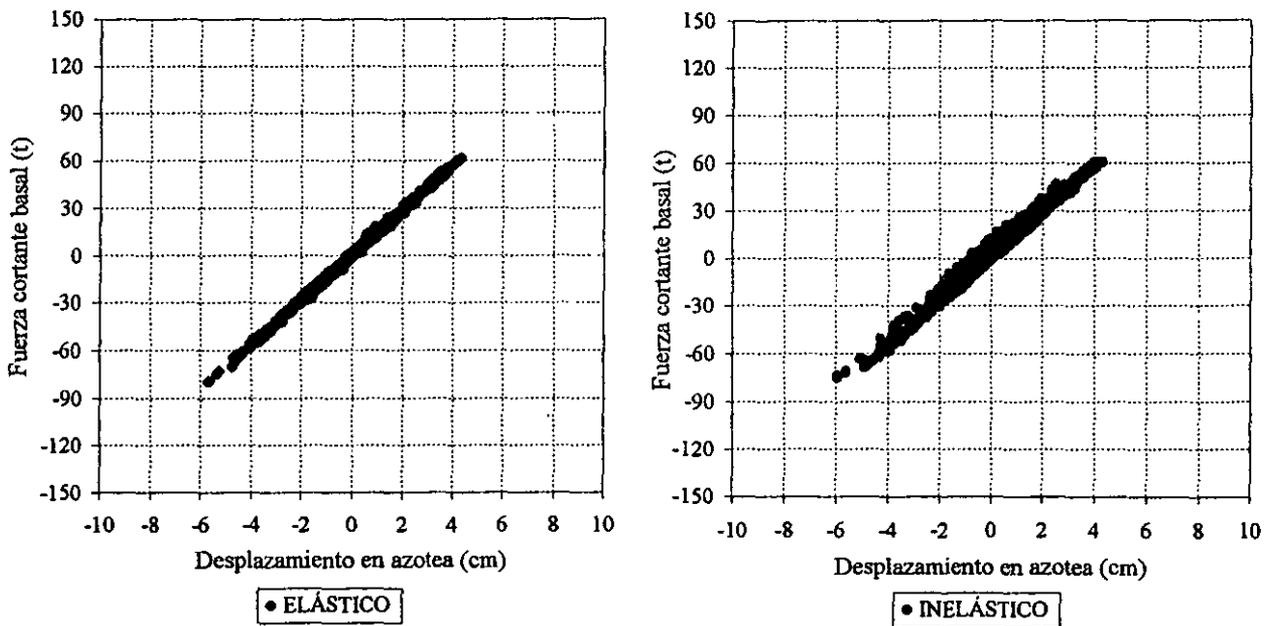


Fig 4.146.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

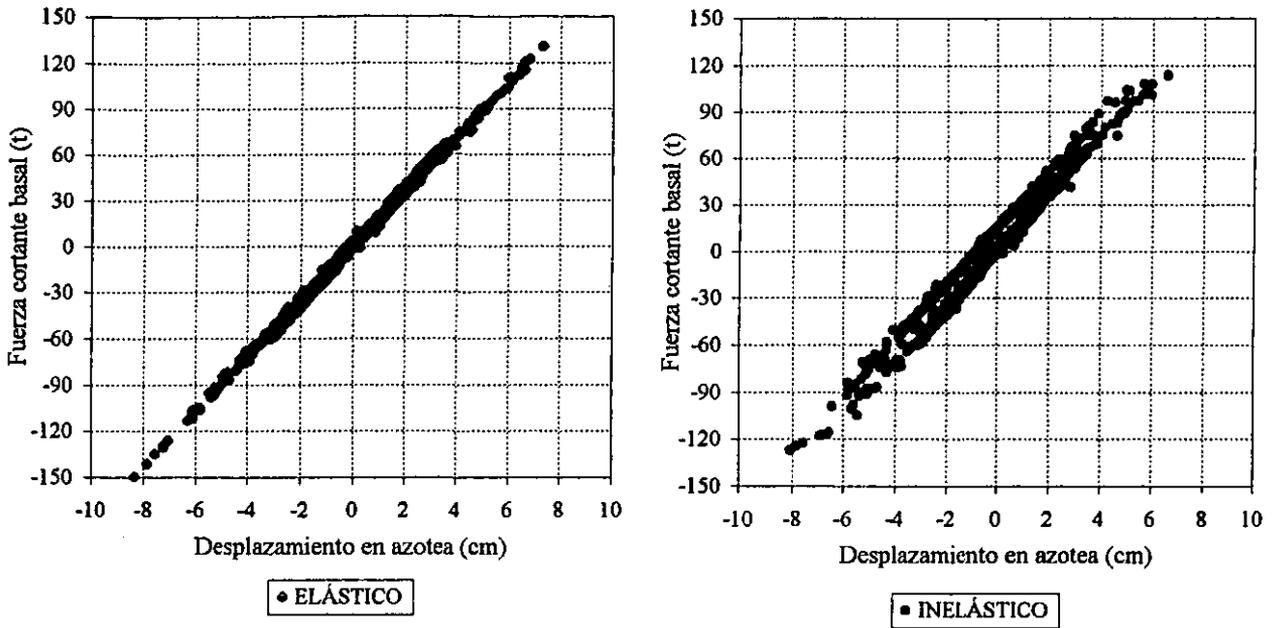


Fig 4.147.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

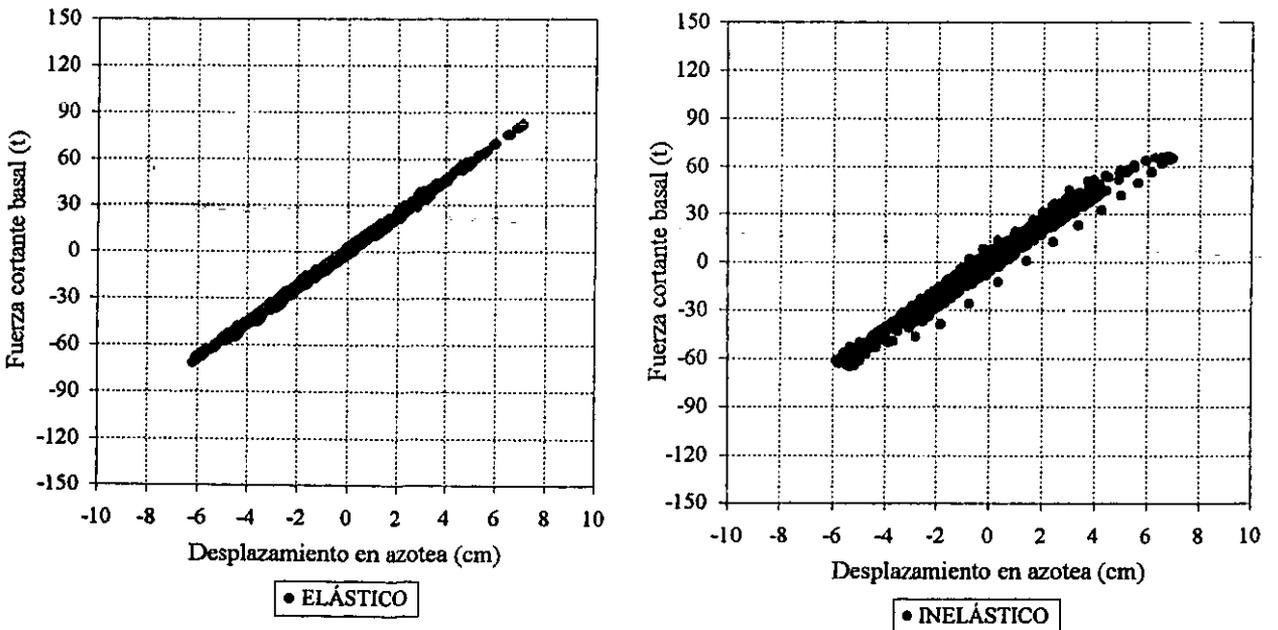


Fig 4.148.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

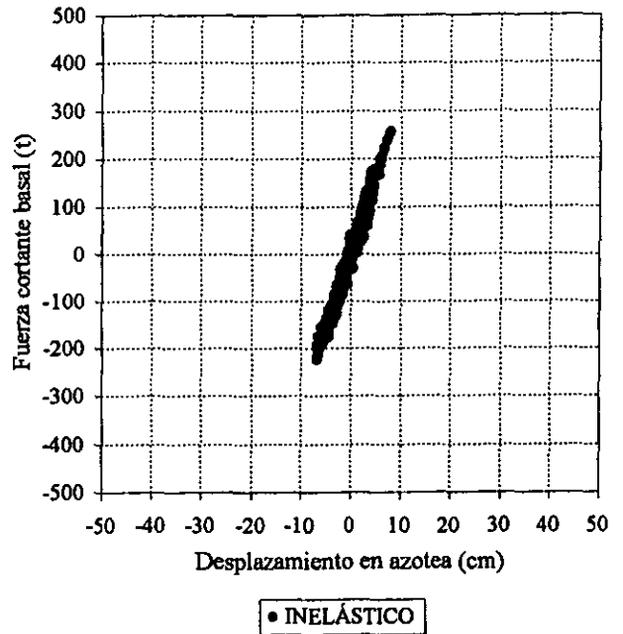
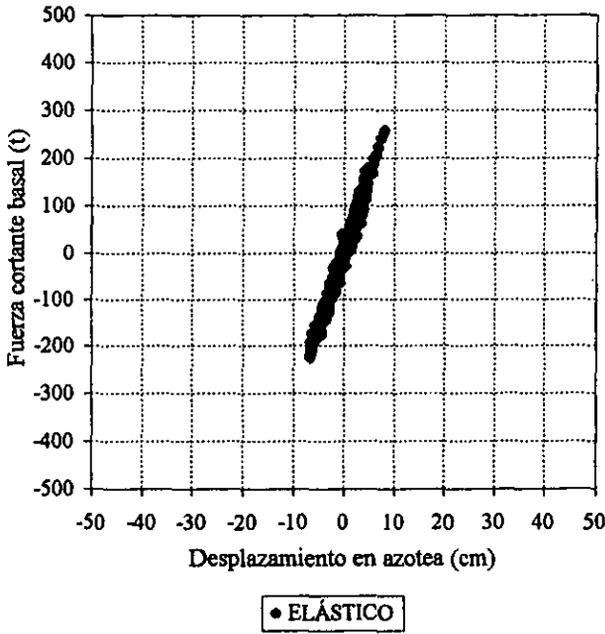


Fig 4.149.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

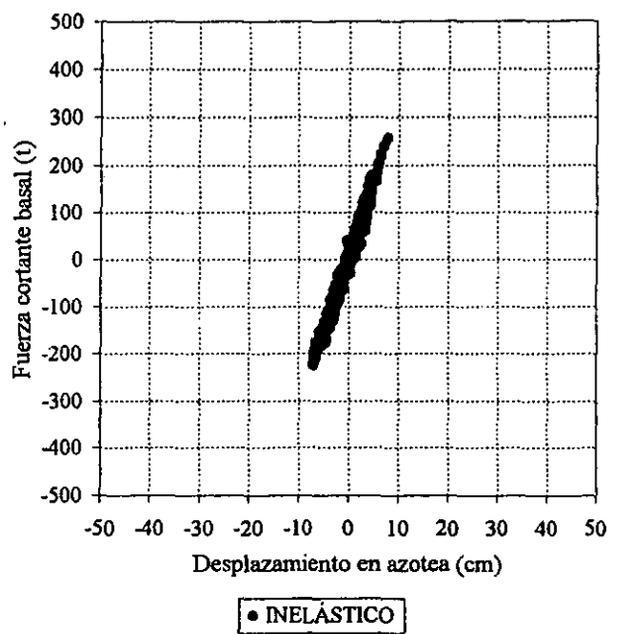
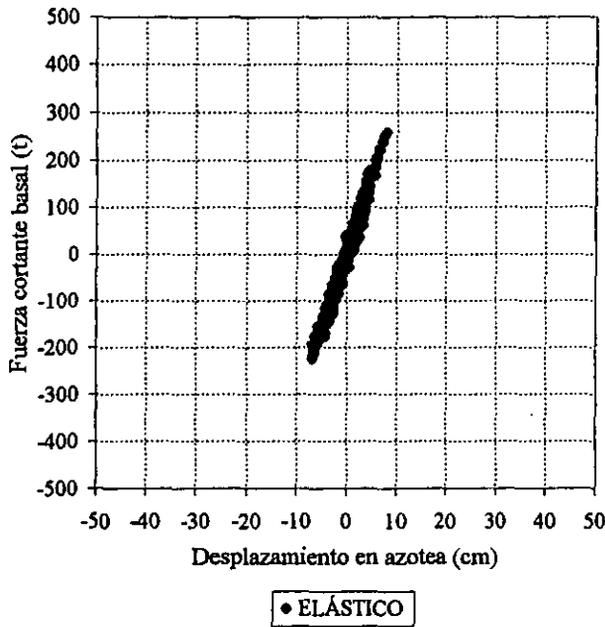


Fig 4.150.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

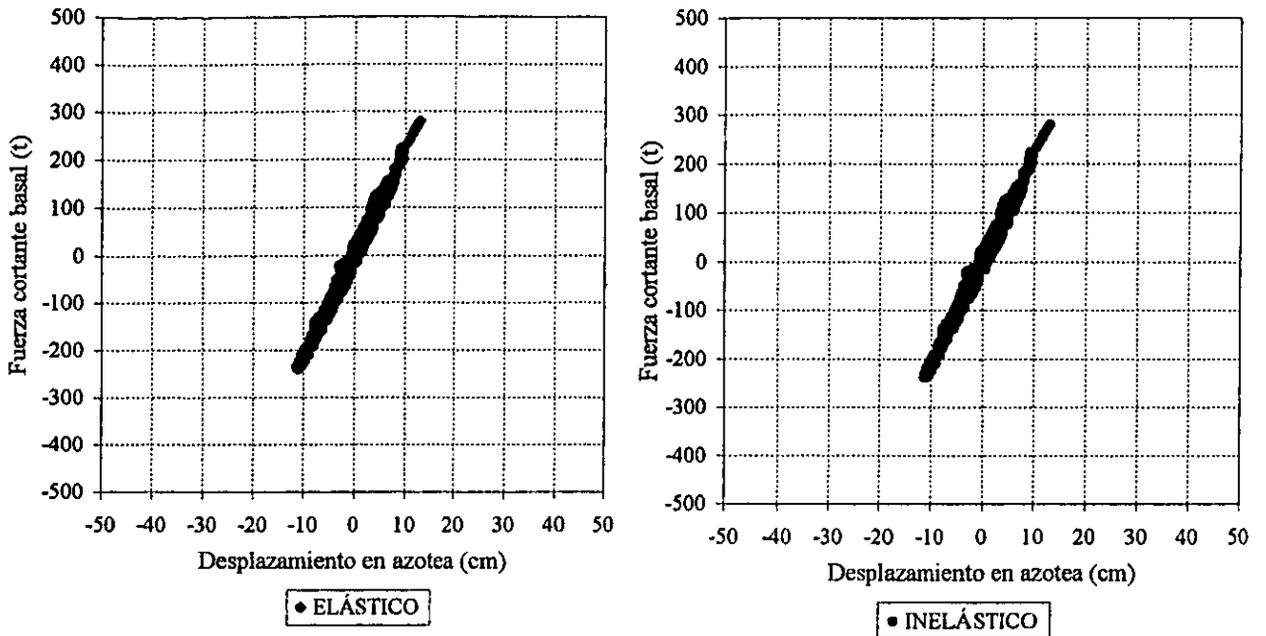


Fig 4.151.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

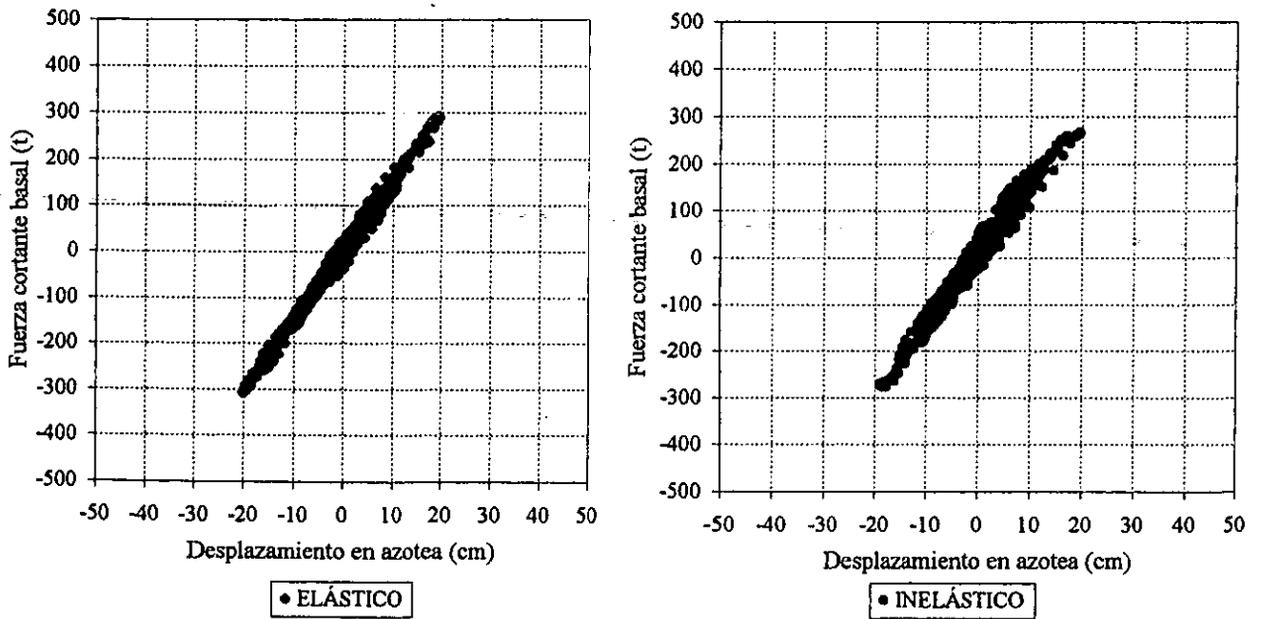


Fig 4.152.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

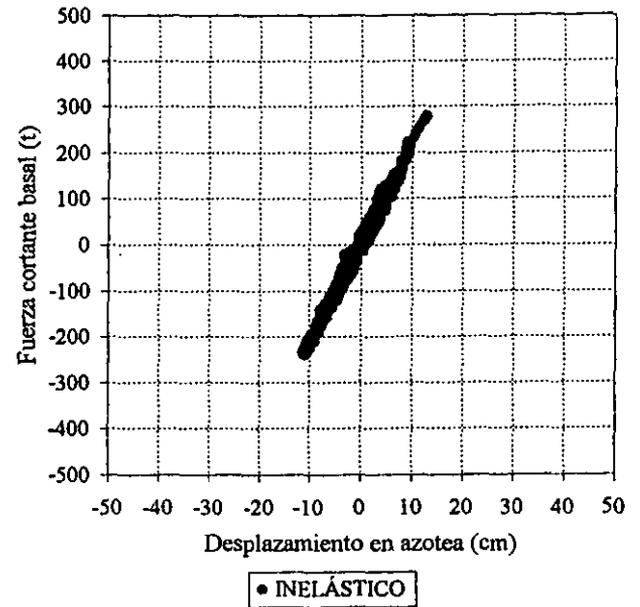
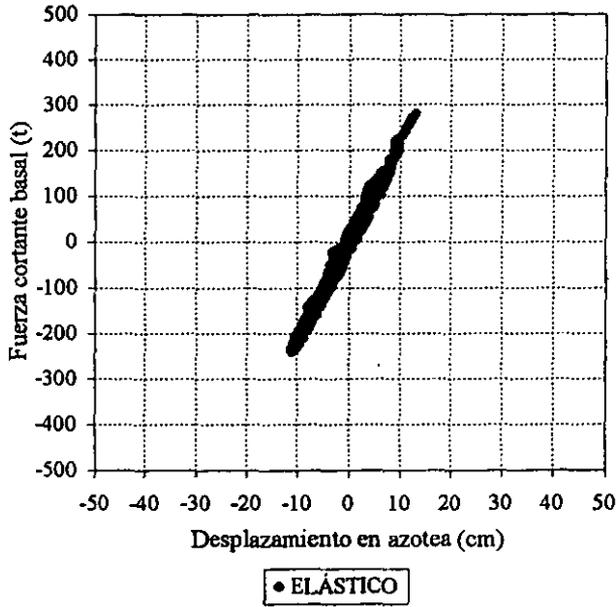


Fig 4.153.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

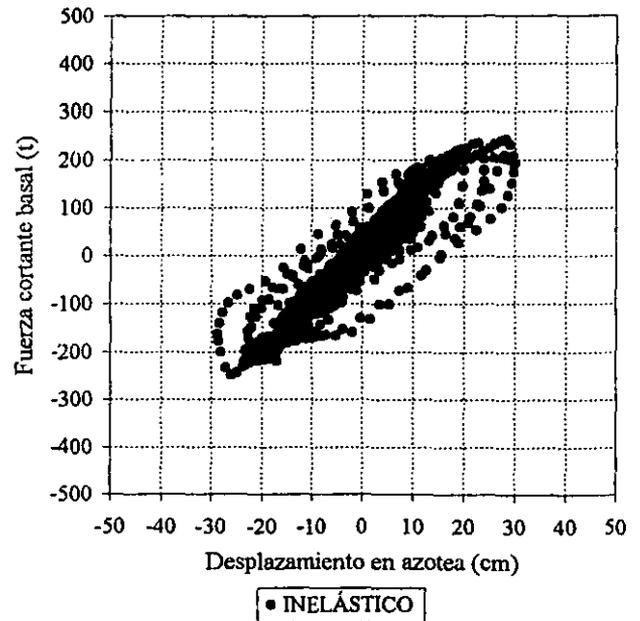
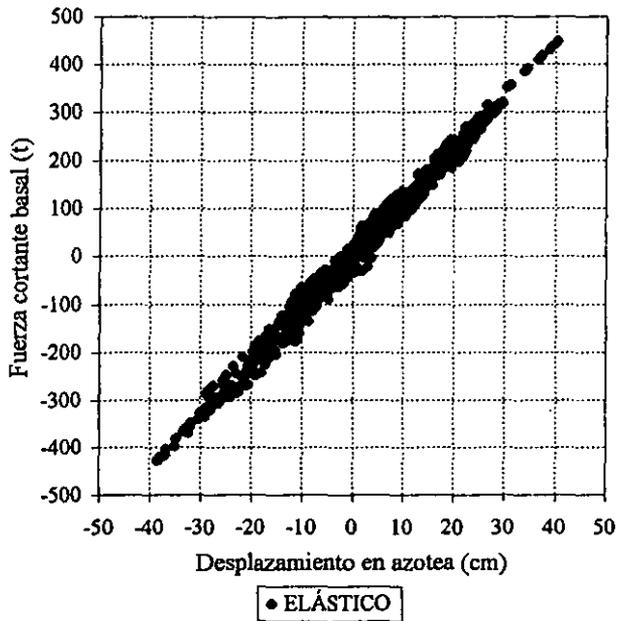


Fig 4.154.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

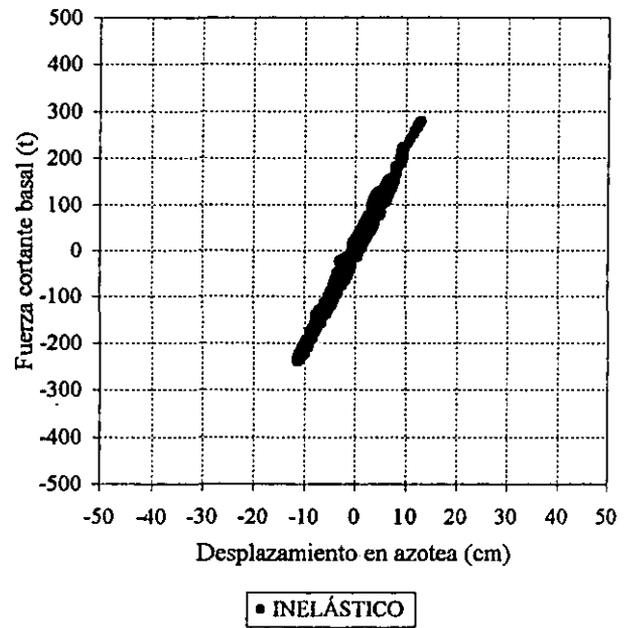
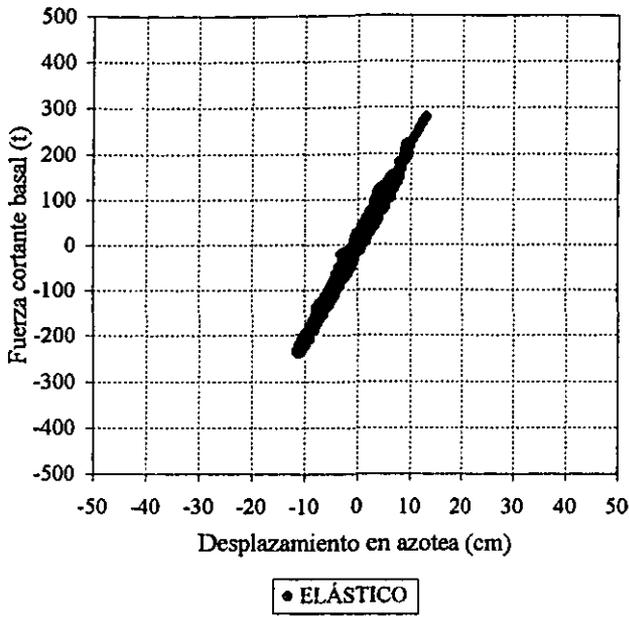


Fig 4.155.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

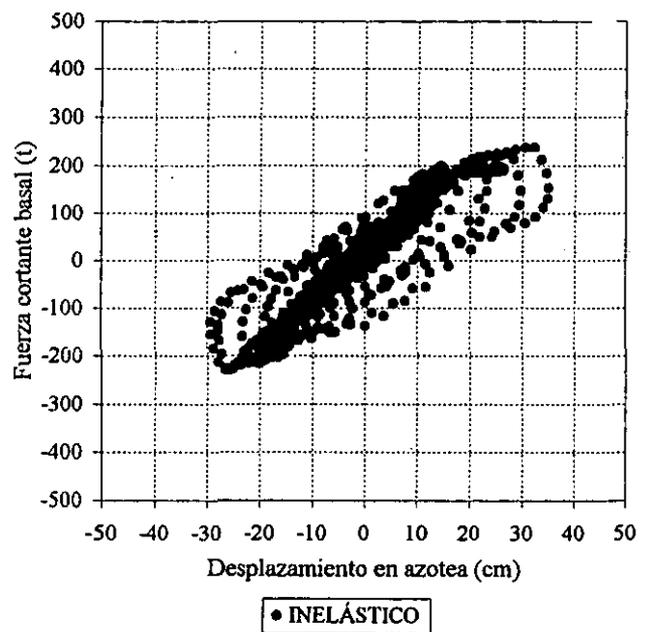
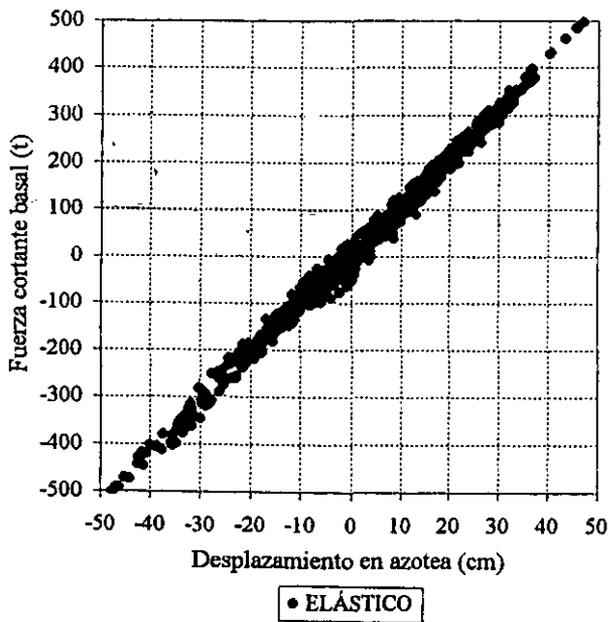


Fig 4.156.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

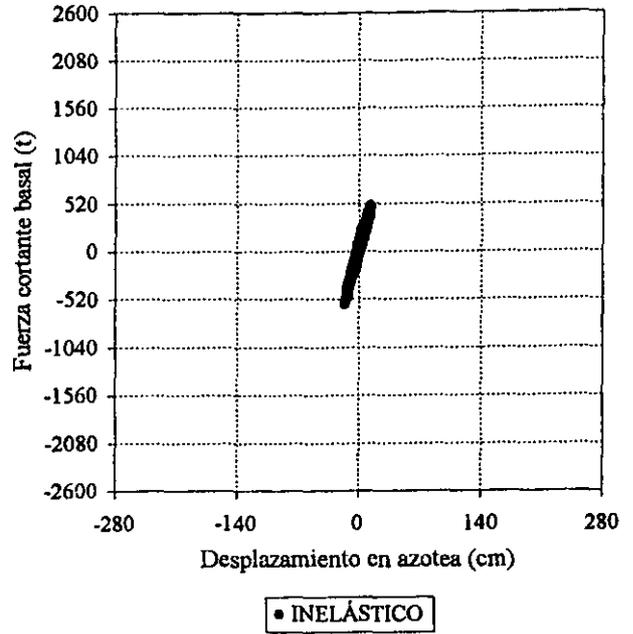
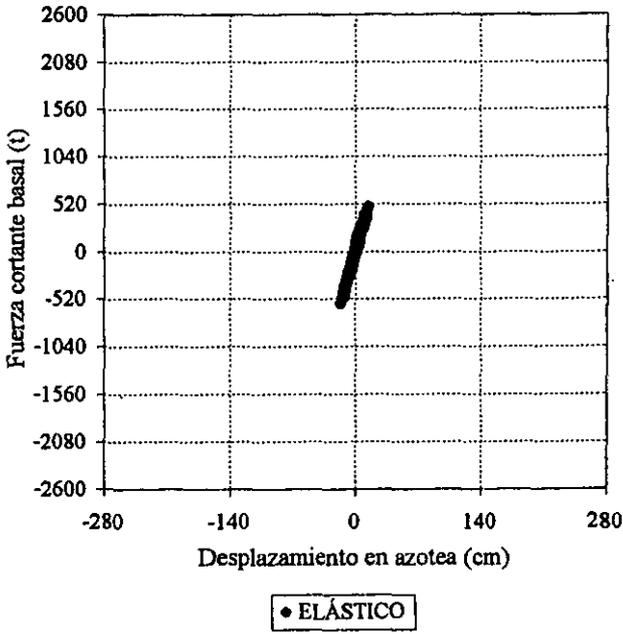


Fig 4.157.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

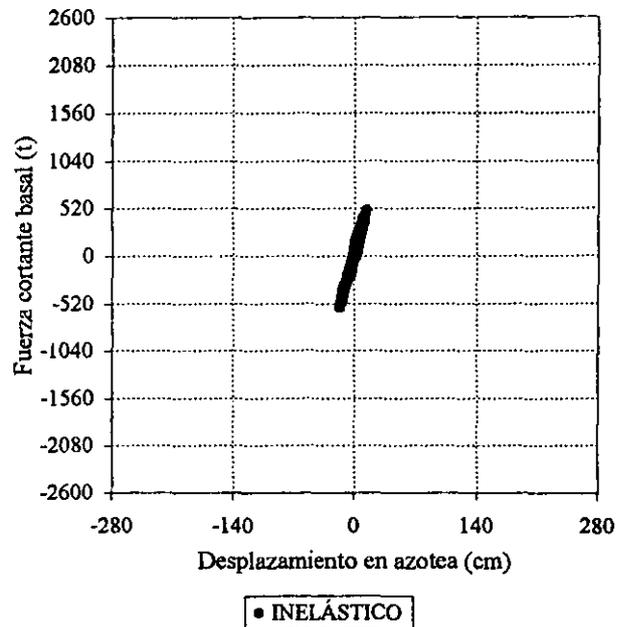
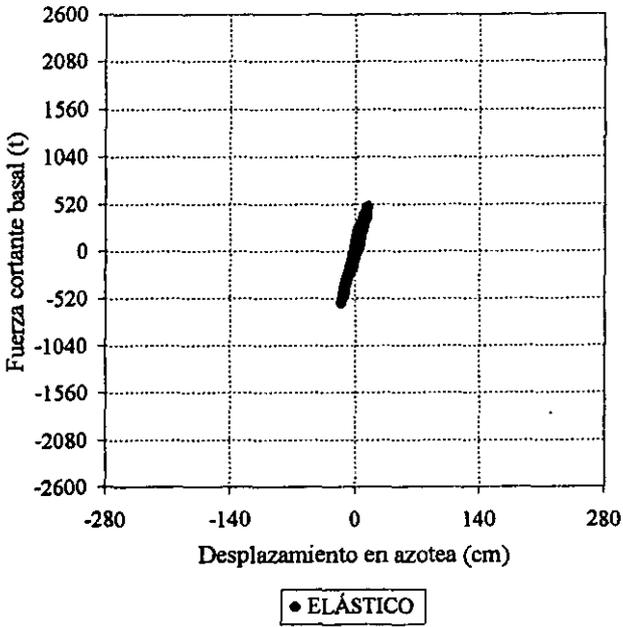


Fig 4.158.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

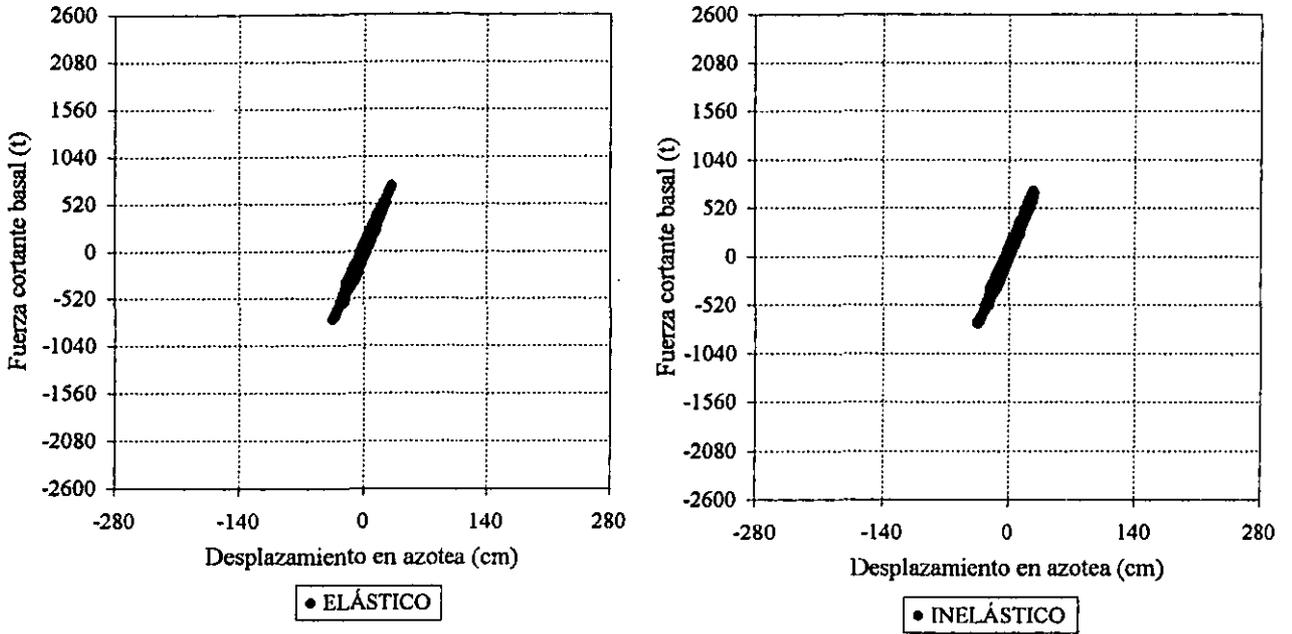


Fig 4.159.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

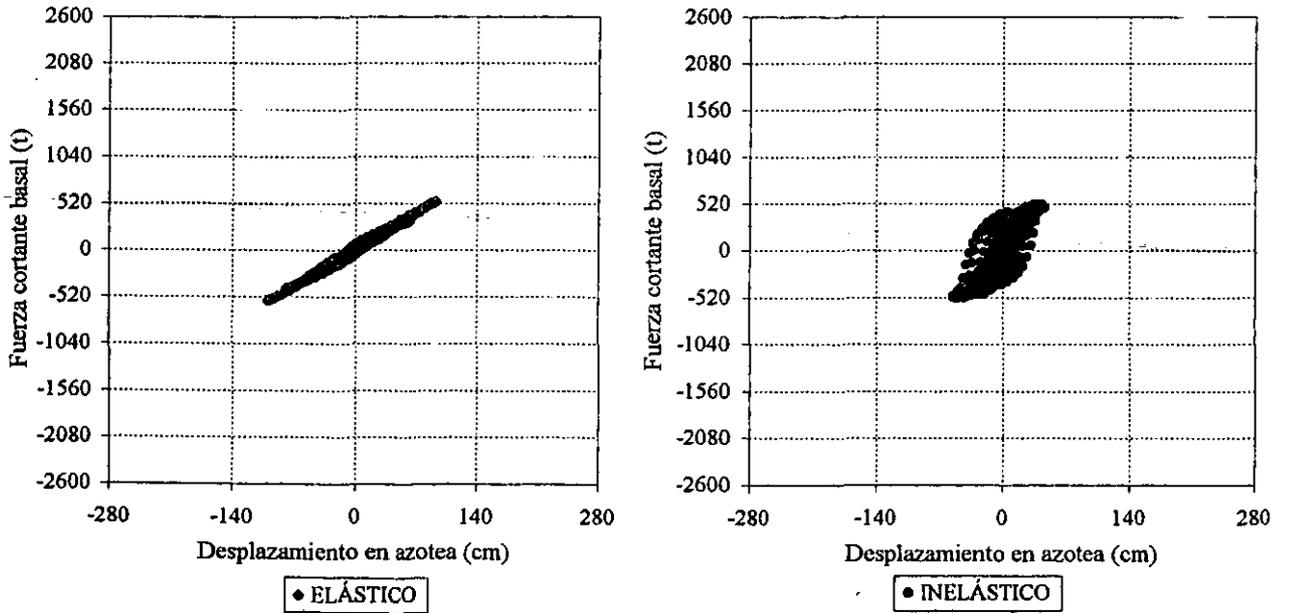


Fig 4.160.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

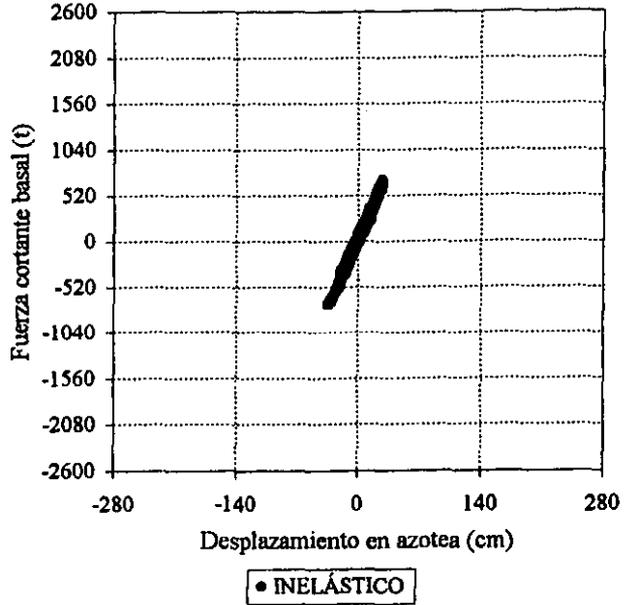
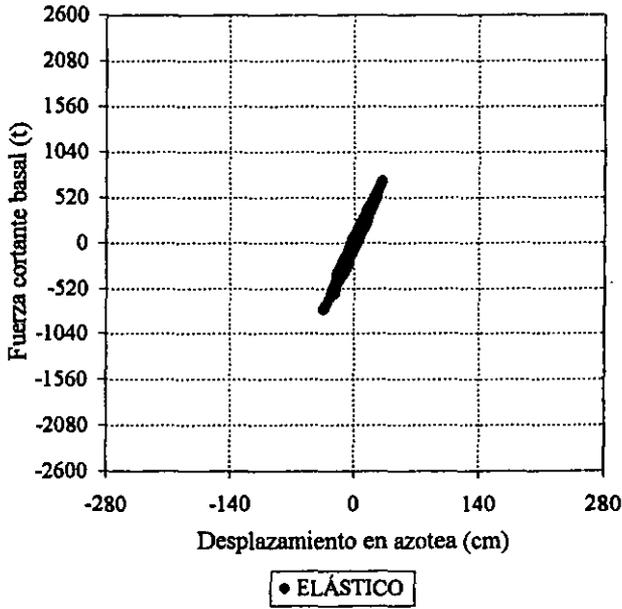


Fig 4.161.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

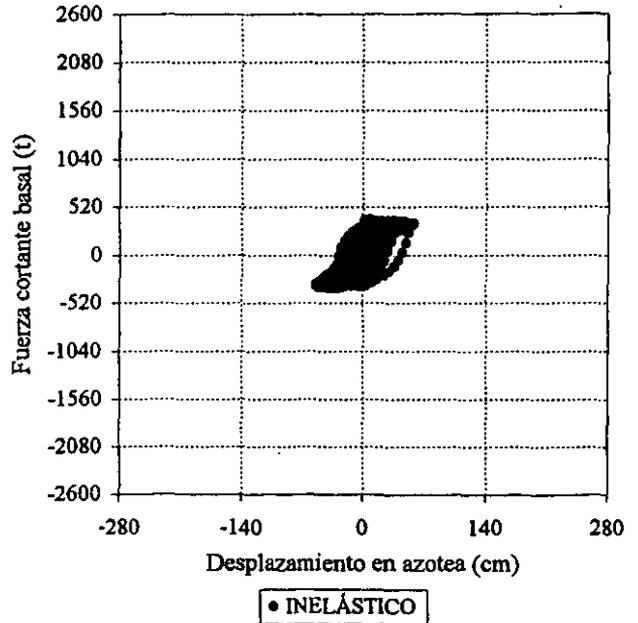
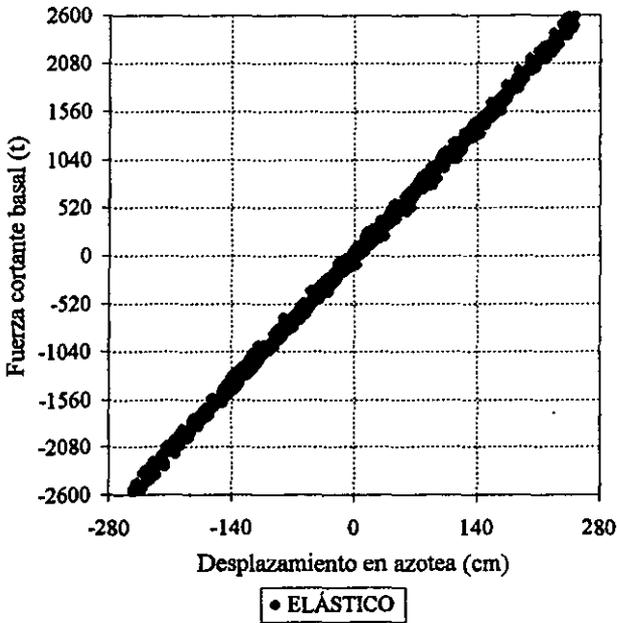


Fig 4.162.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

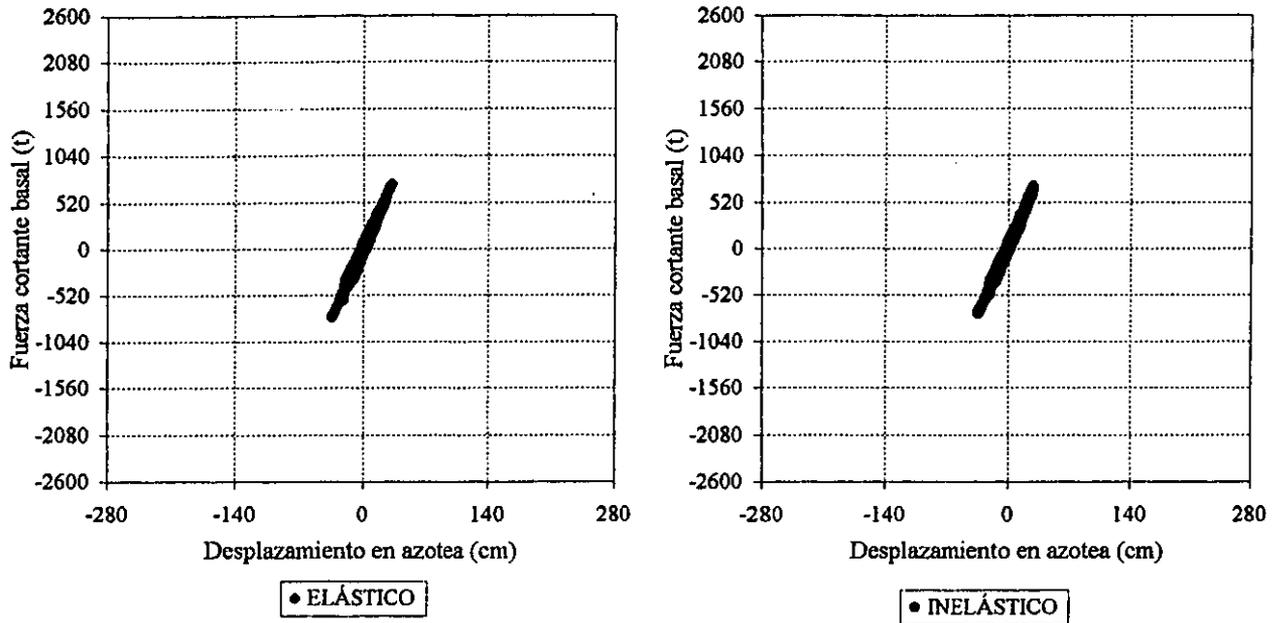


Fig 4.163.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

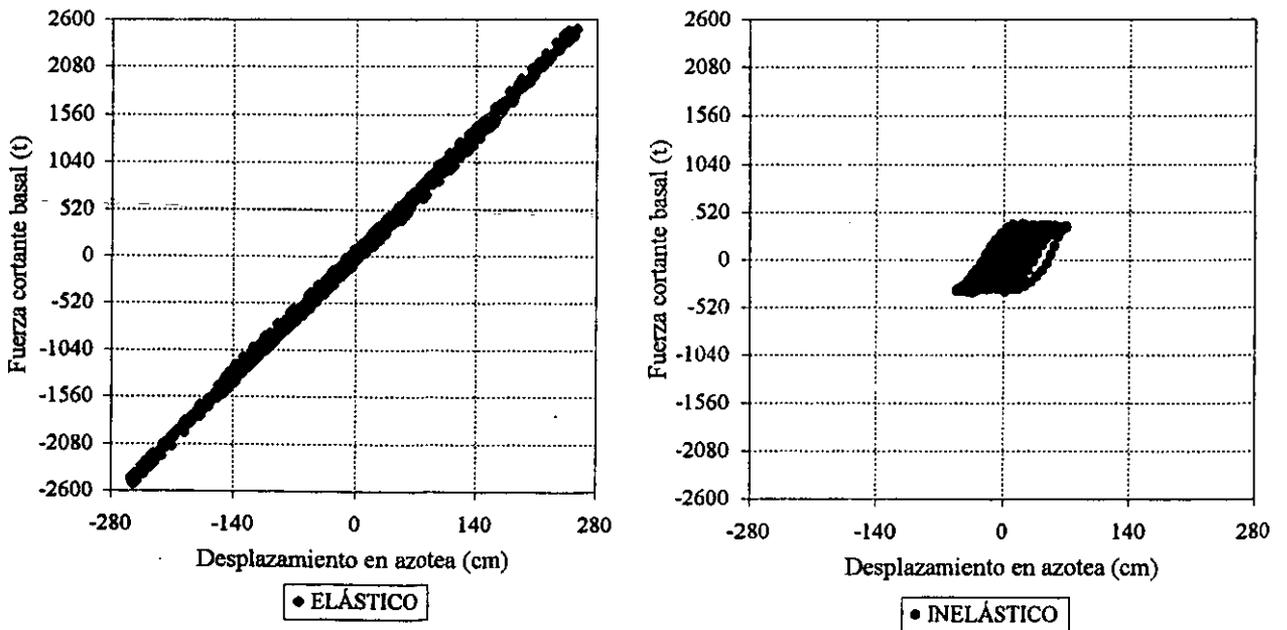


Fig 4.164.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

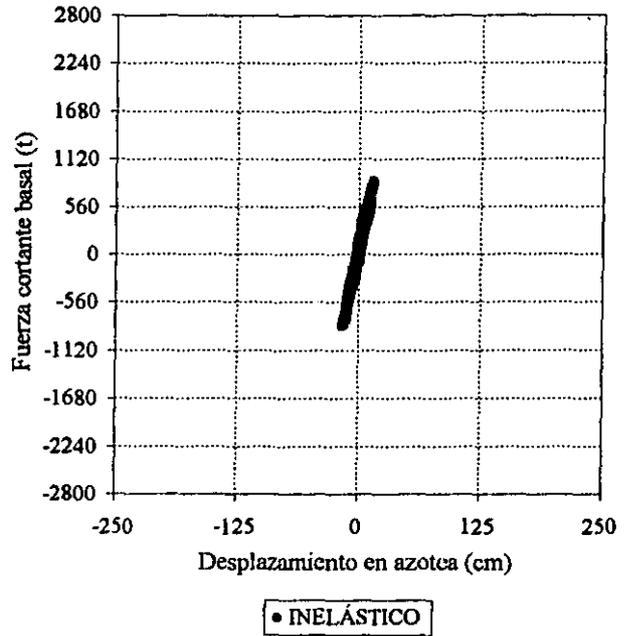
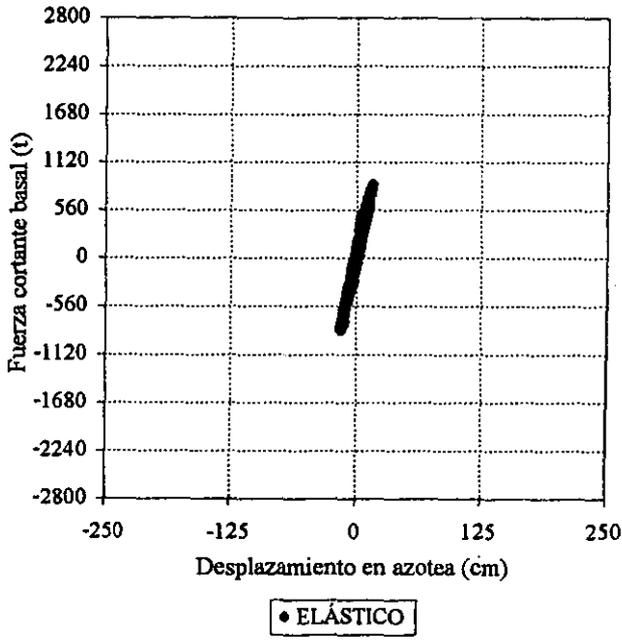


Fig 4.165.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

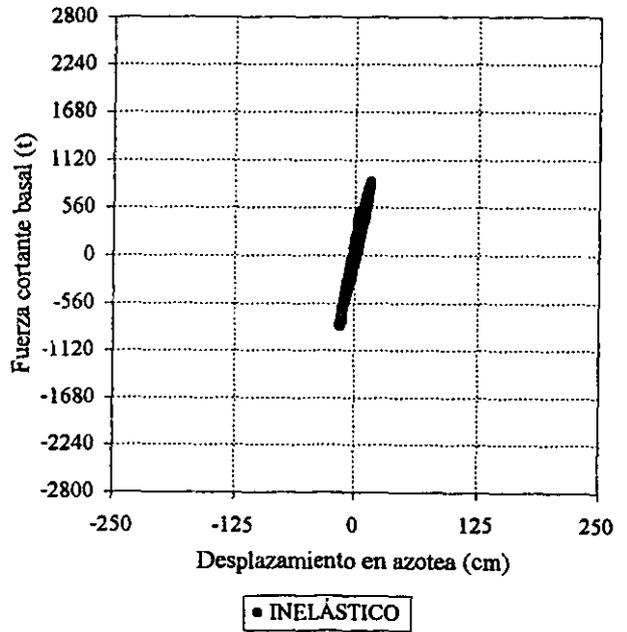
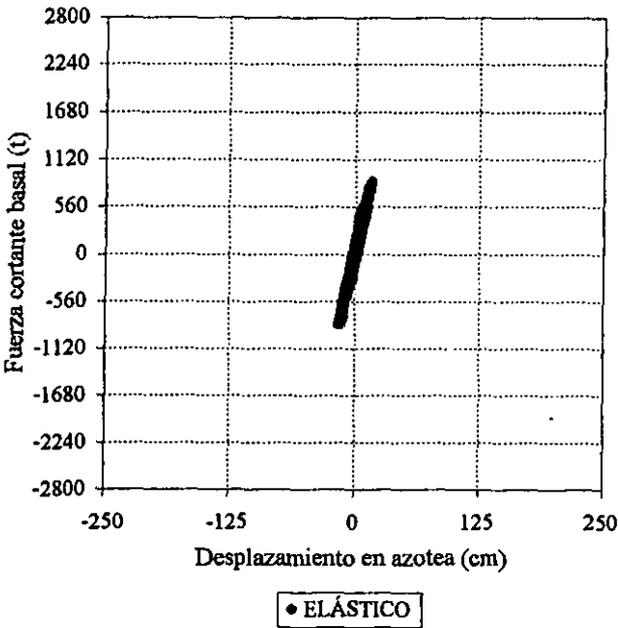


Fig 4.166.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

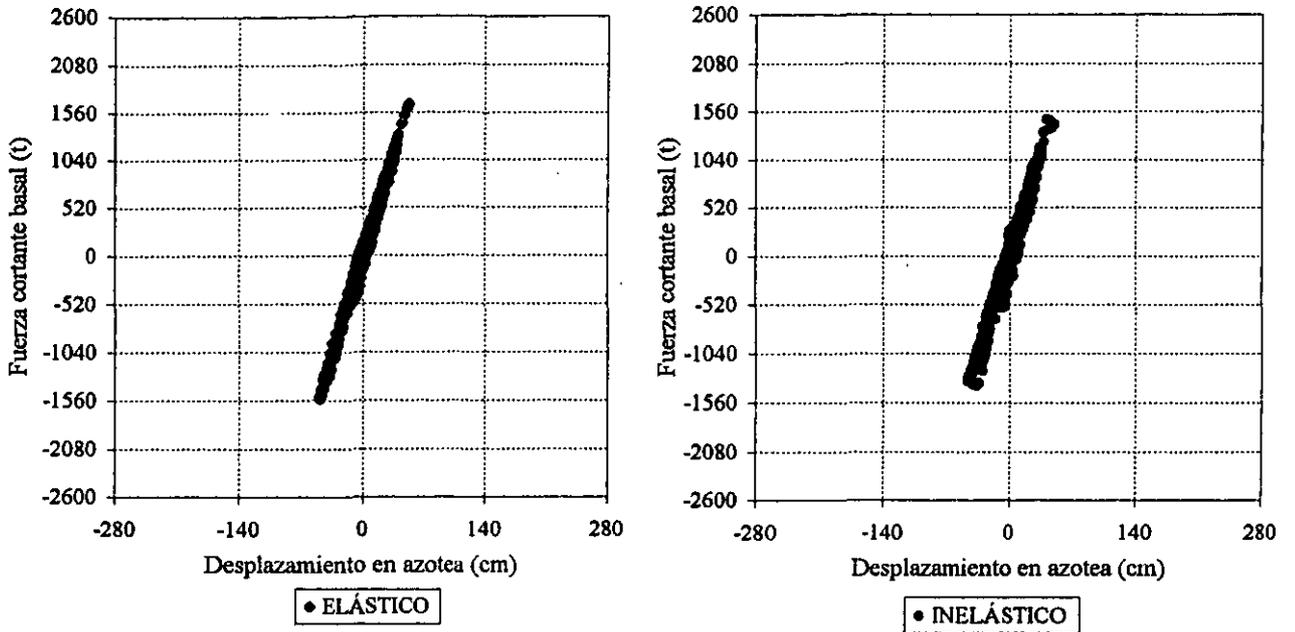


Fig 4.167.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

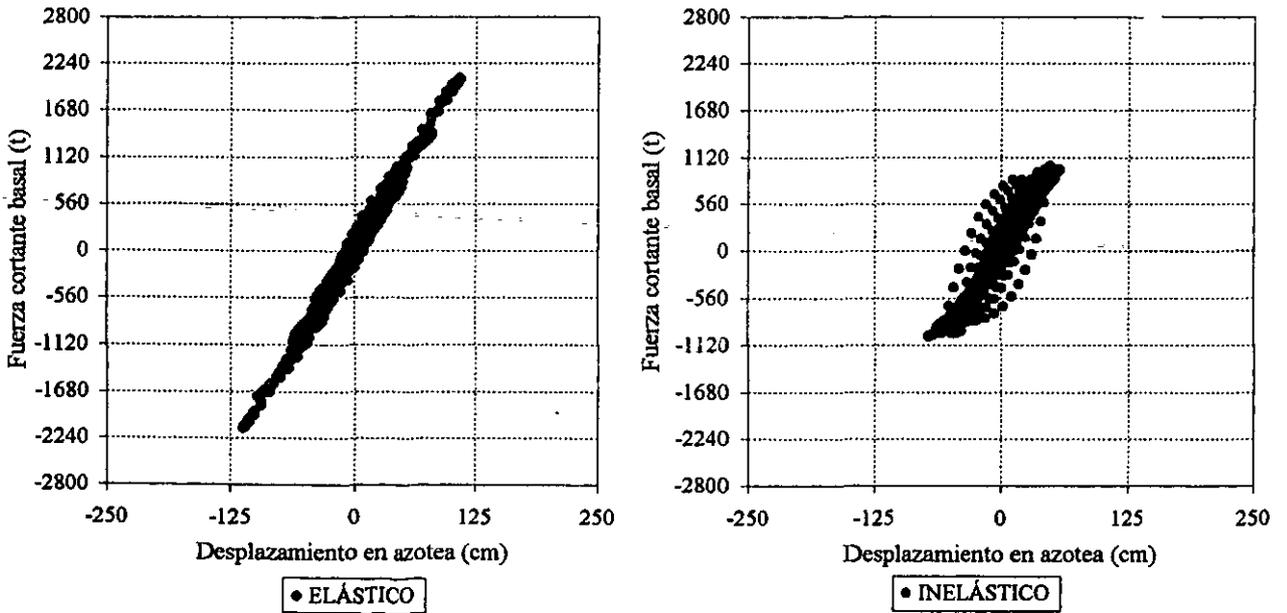


Fig 4.168.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

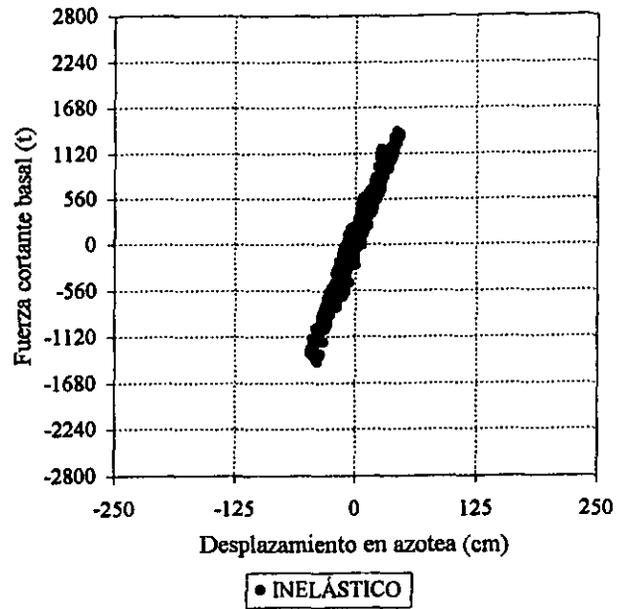
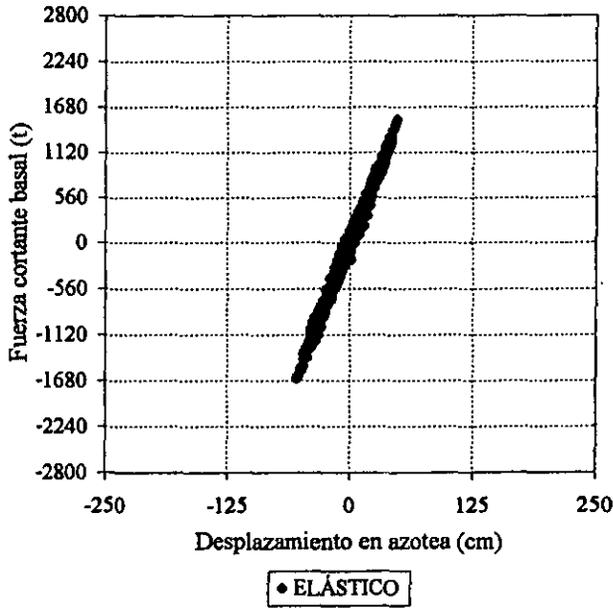


Fig 4.169.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

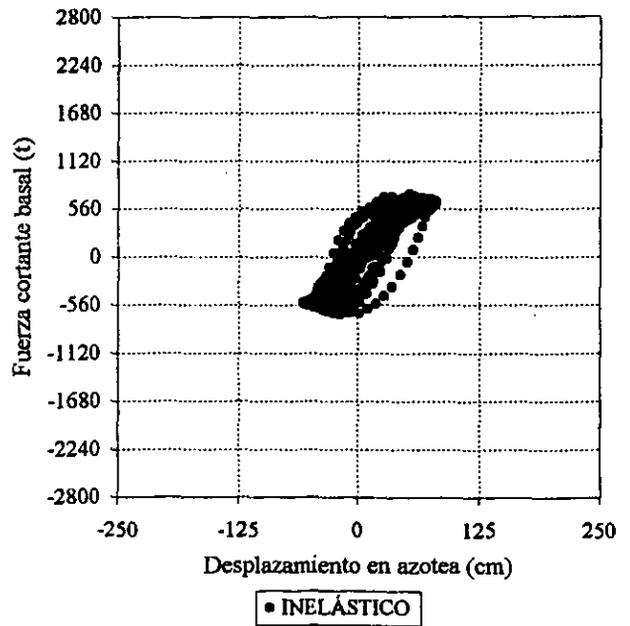
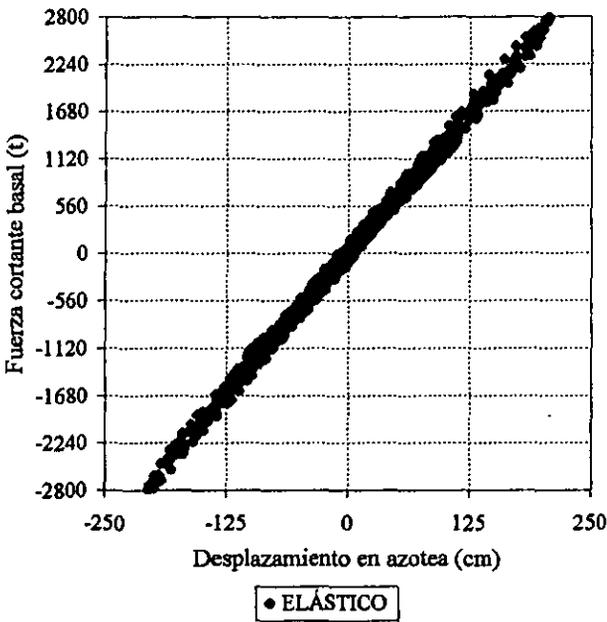


Fig 4.170.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

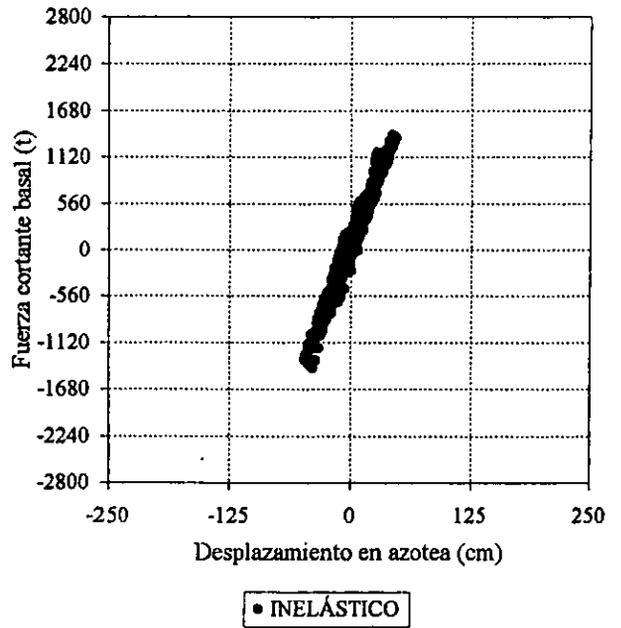
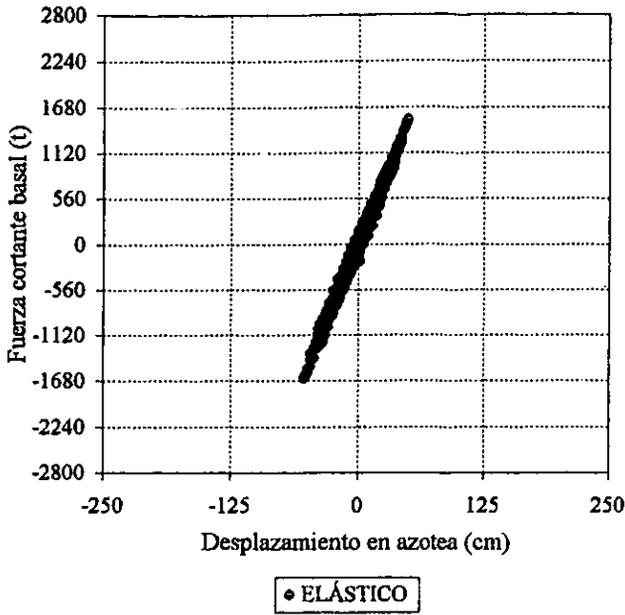


Fig 4.171.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

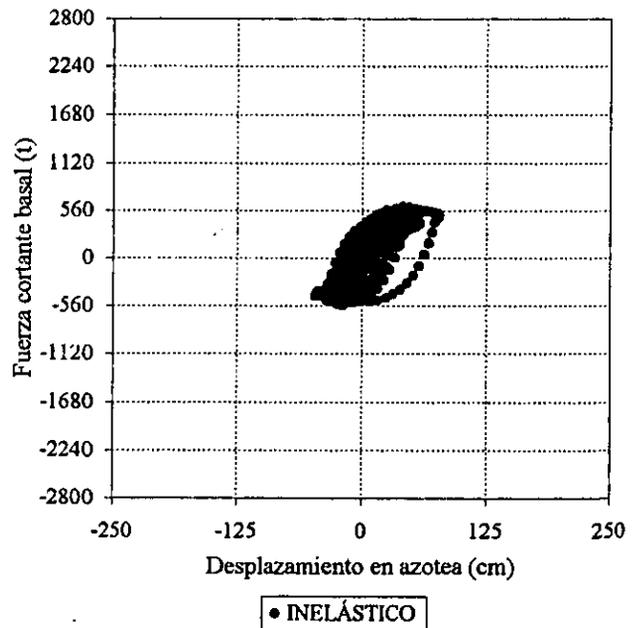
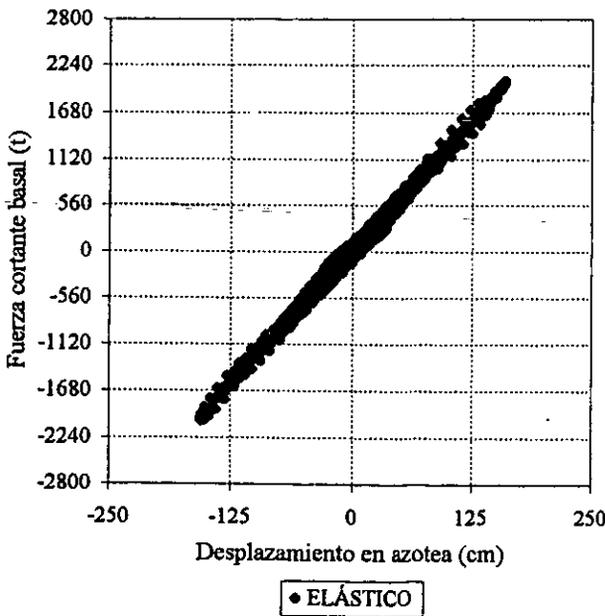


Fig 4.172.-Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

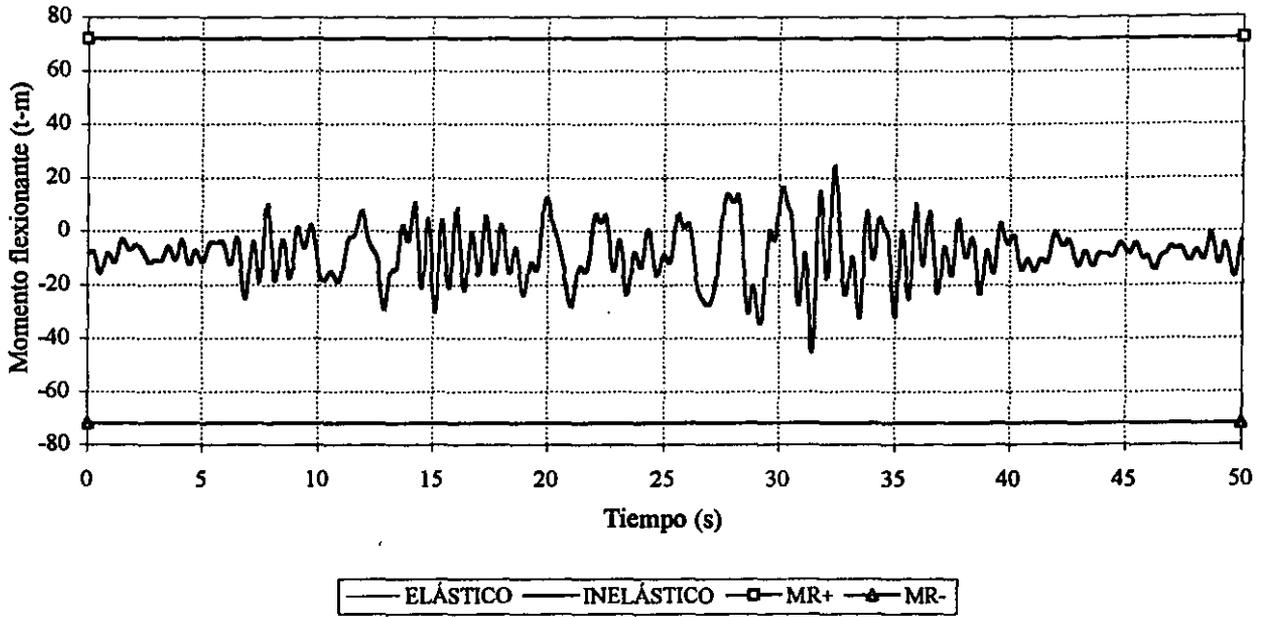


Fig 4.173.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

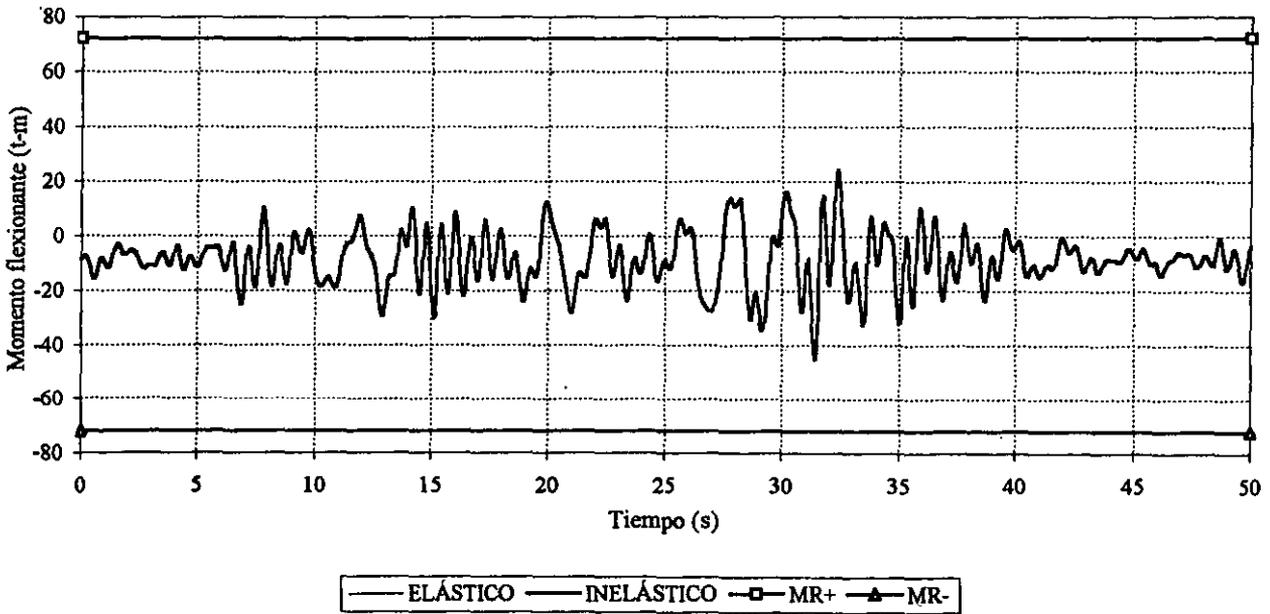


Fig 4.174.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

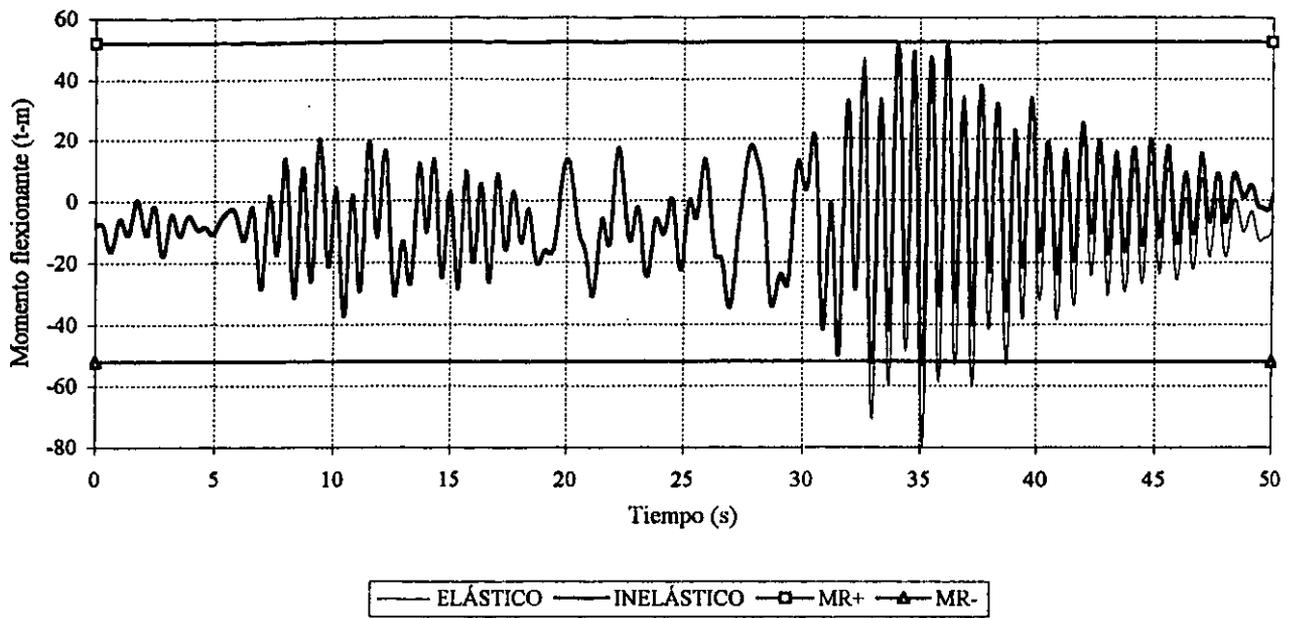


Fig 4.175.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

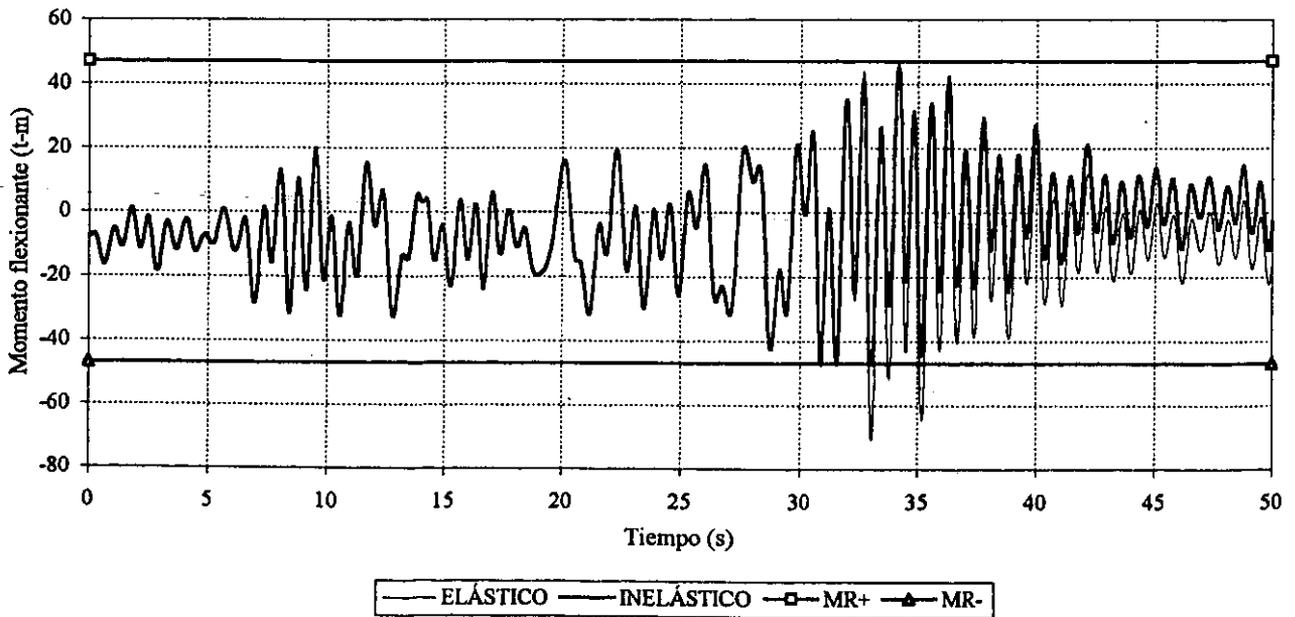


Fig 4.176.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

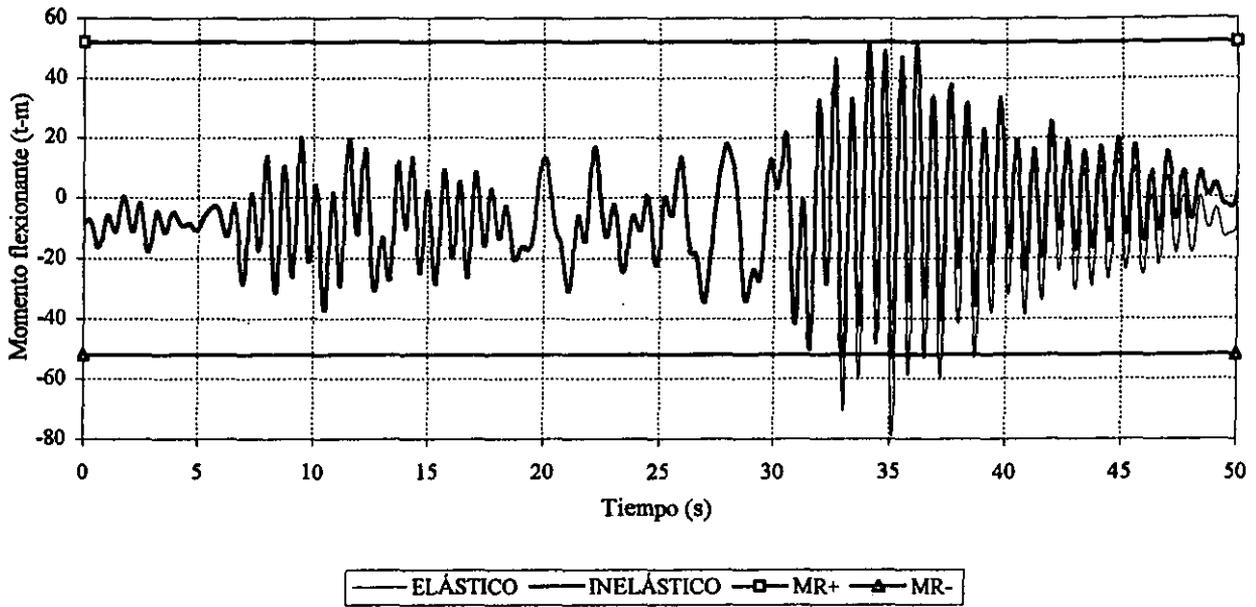


Fig 4.177.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

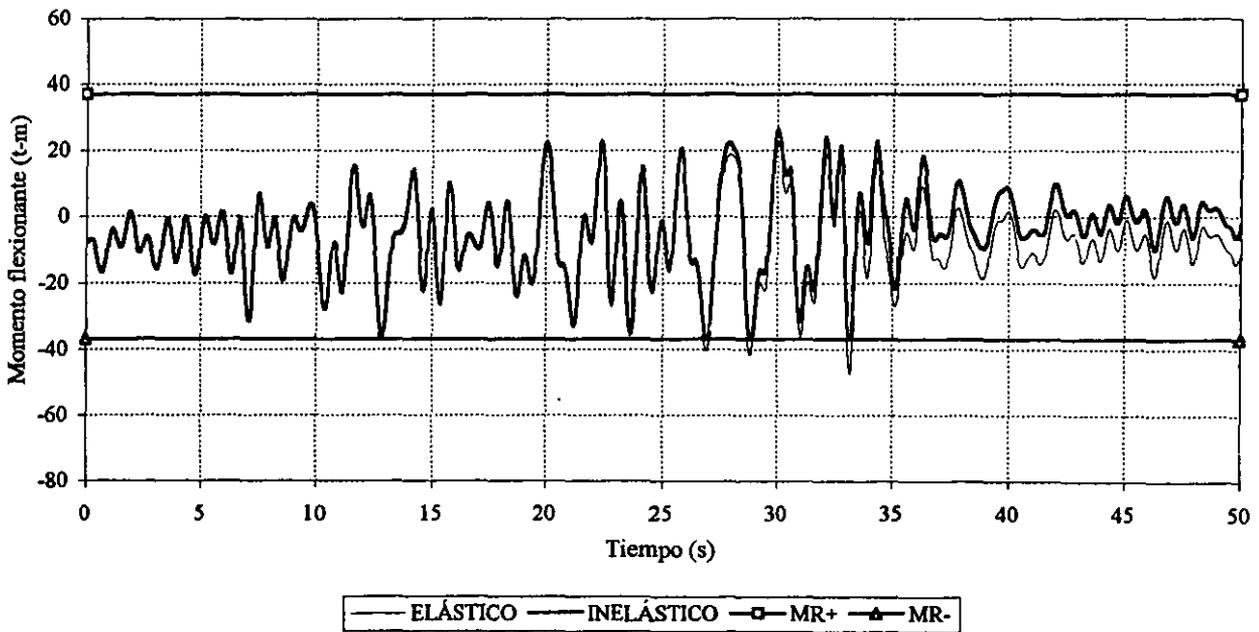


Fig 4.178.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

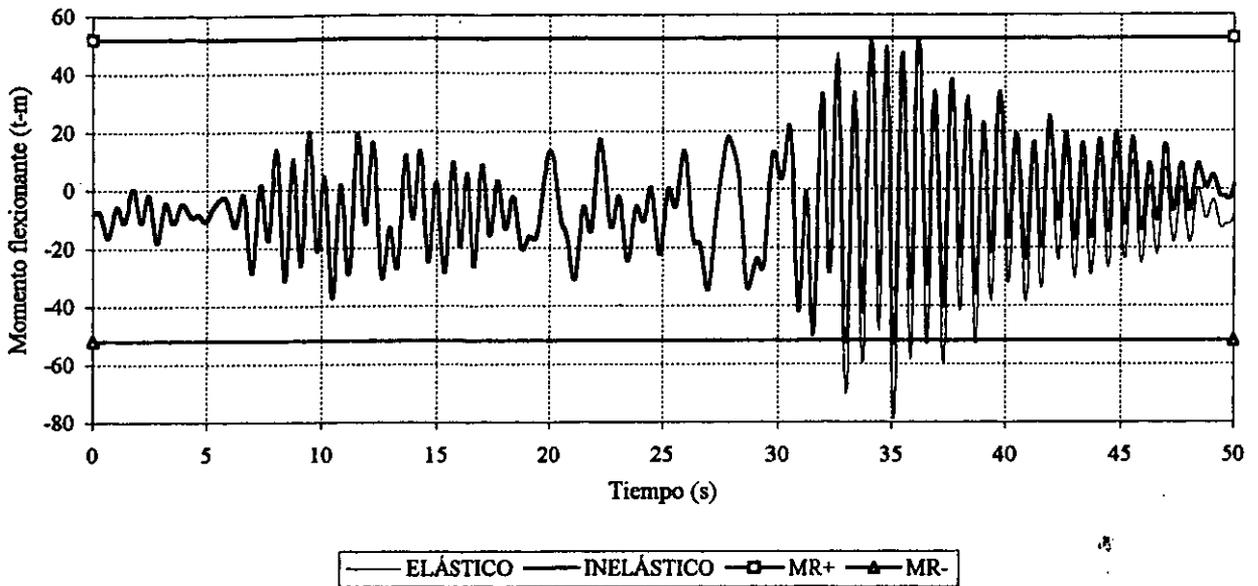


Fig 4.179.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

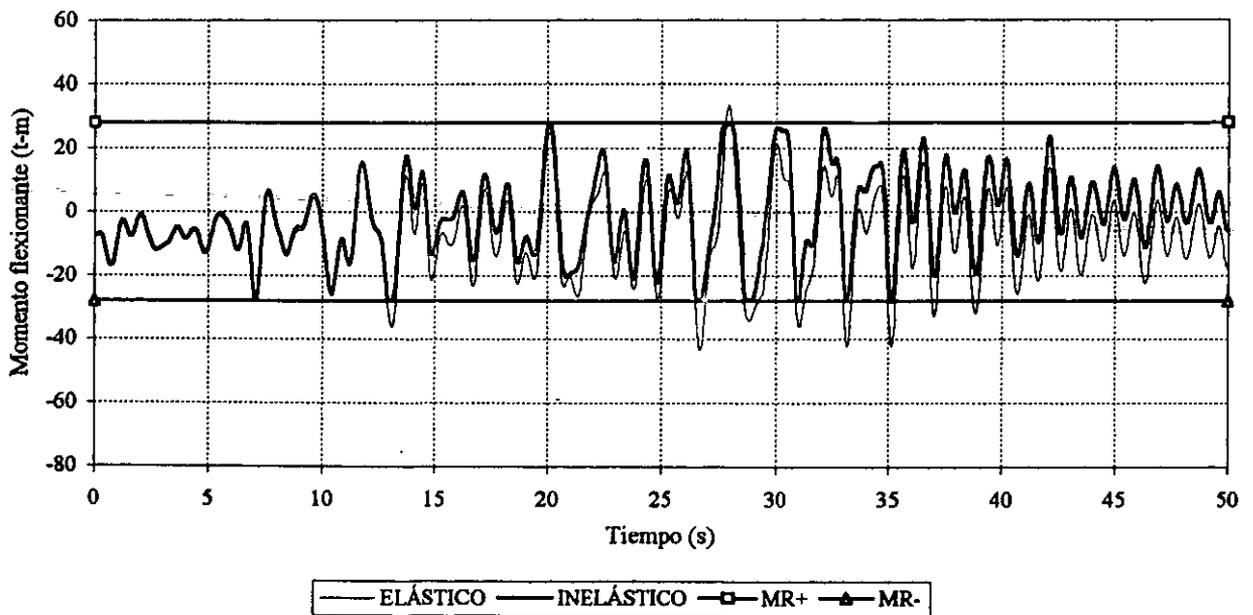


Fig 4.180.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

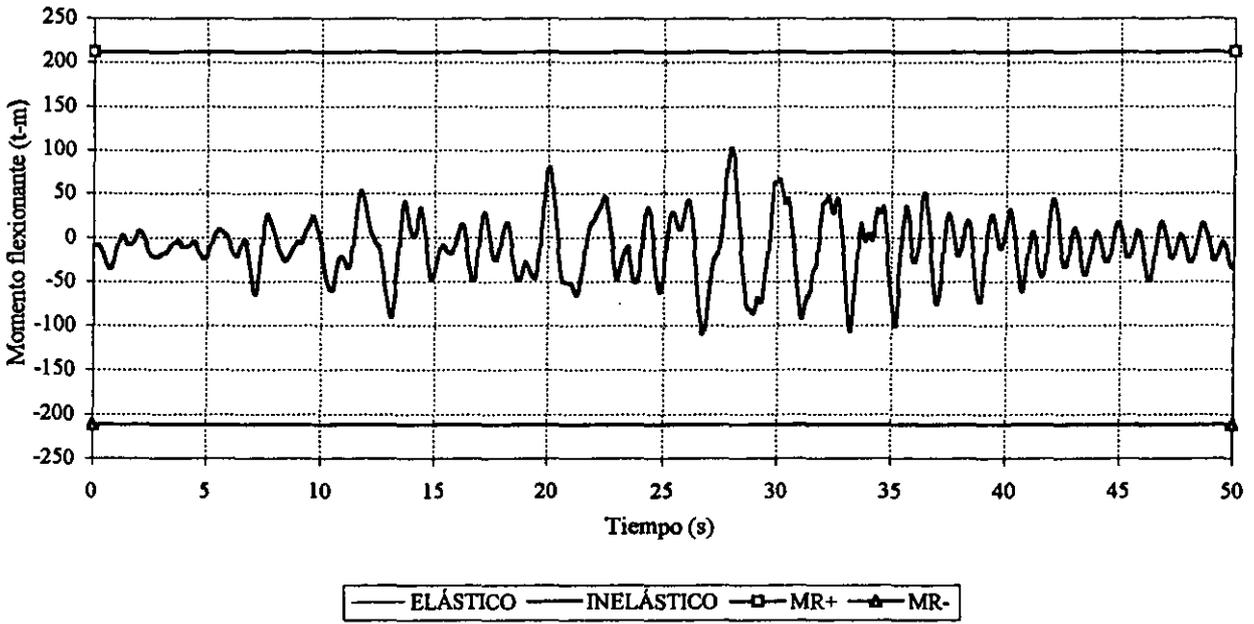


Fig 4.181.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

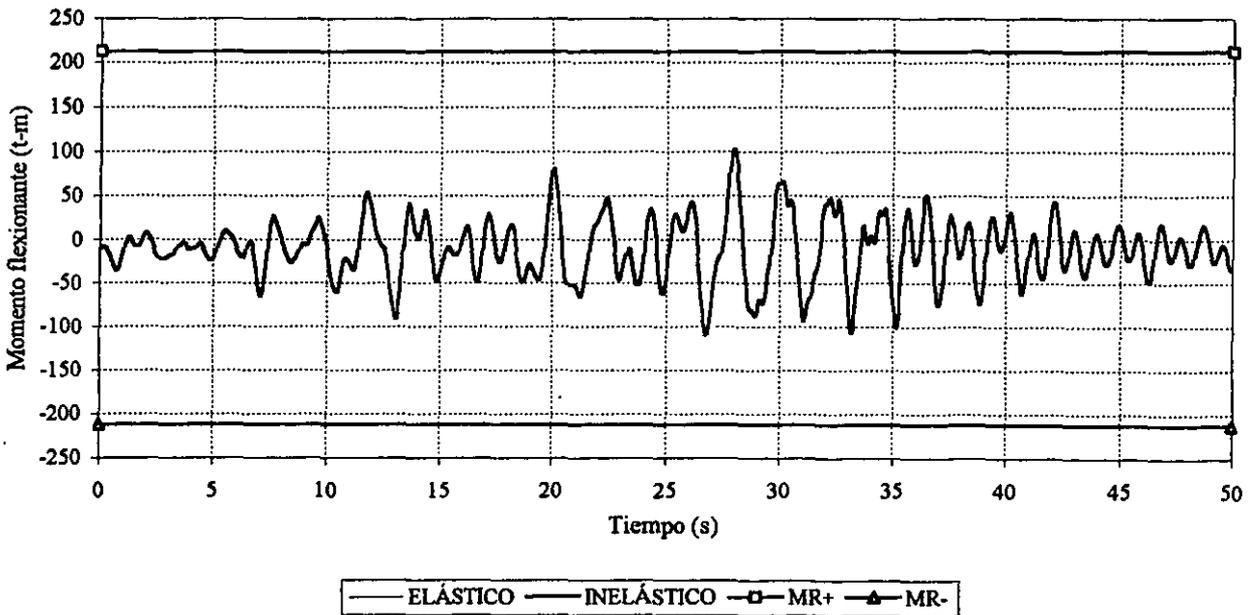


Fig 4.182.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

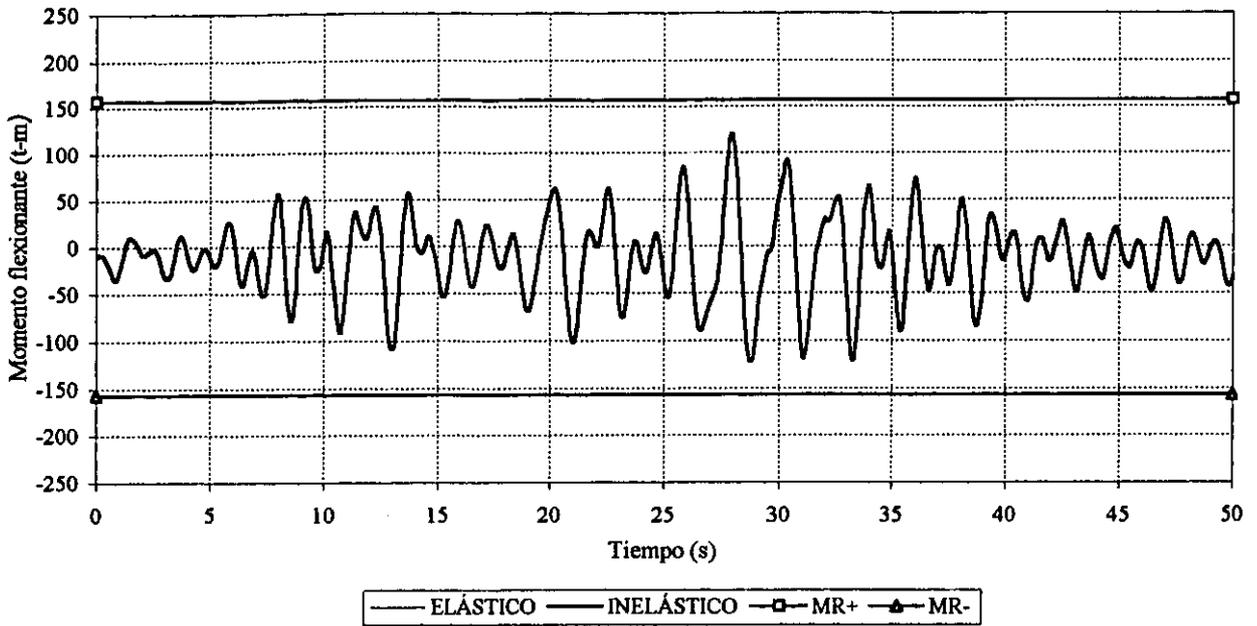


Fig 4.183.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

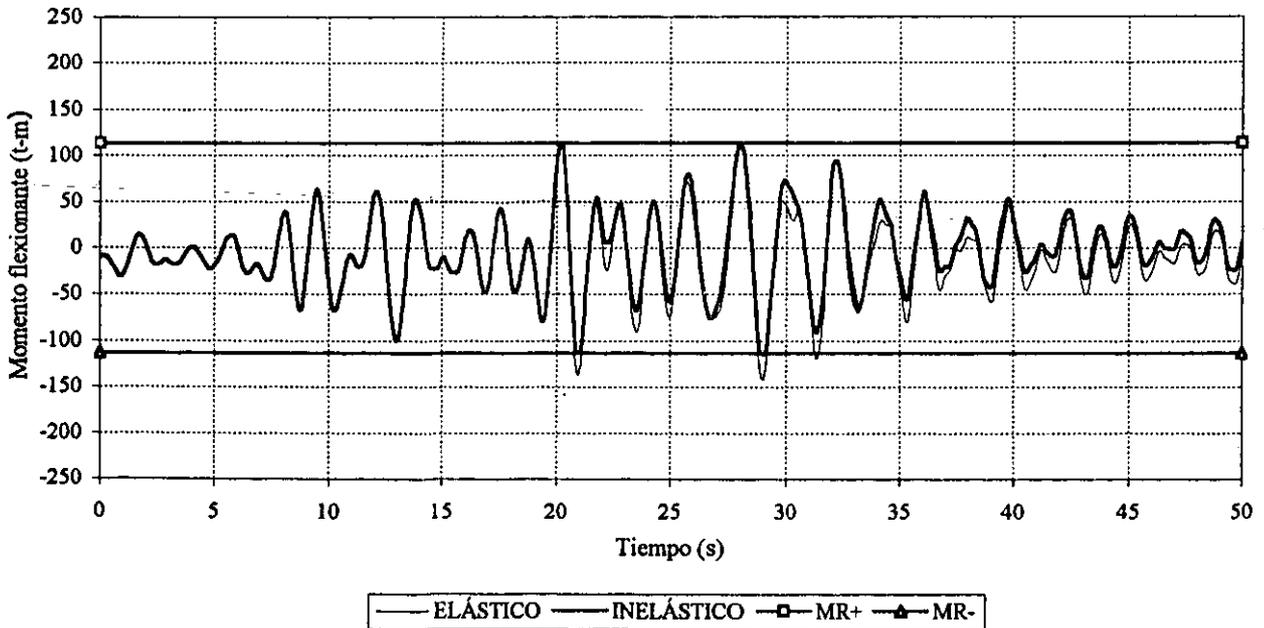


Fig 4.184.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

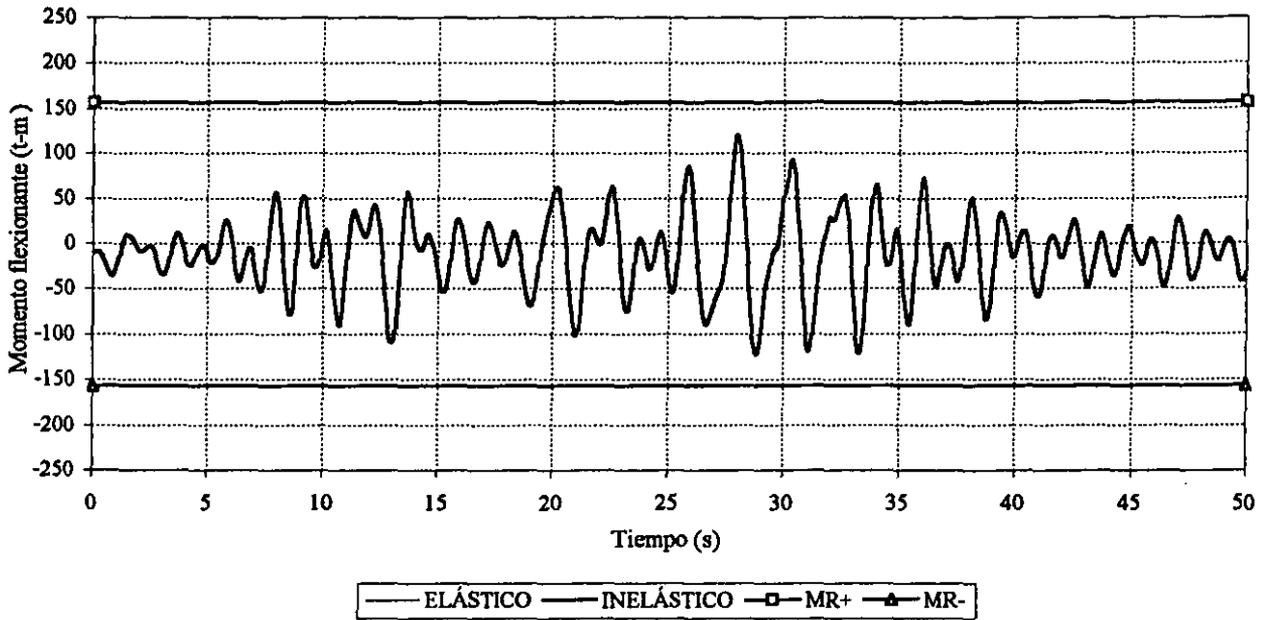


Fig 4.185.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

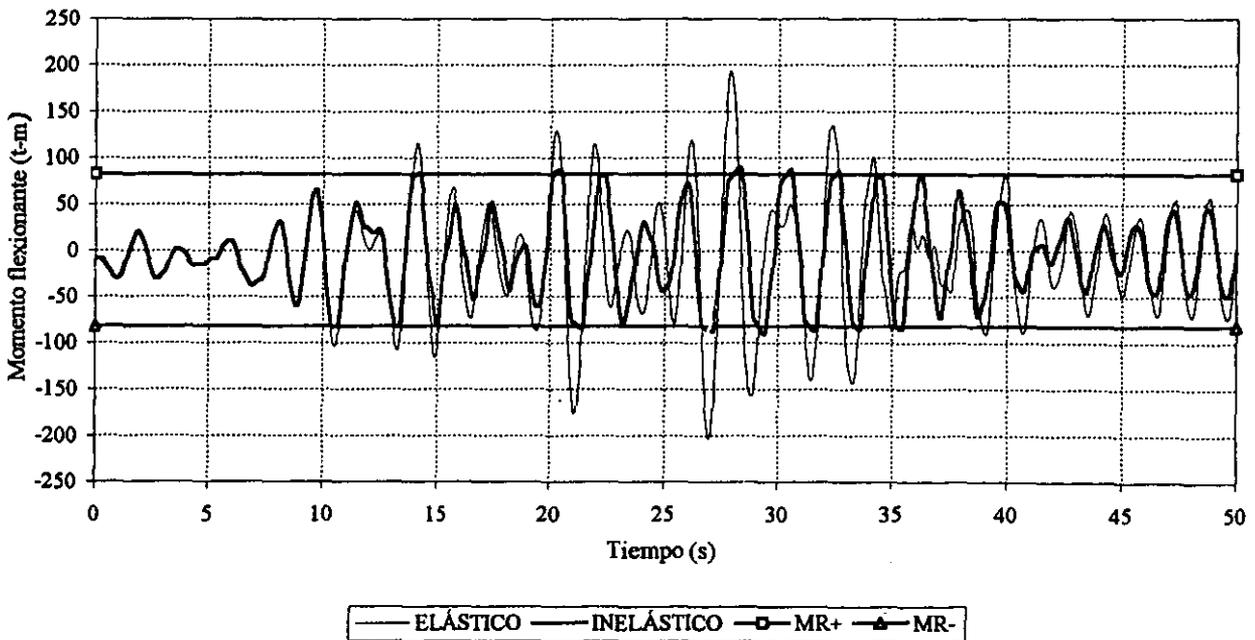


Fig 4.186.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

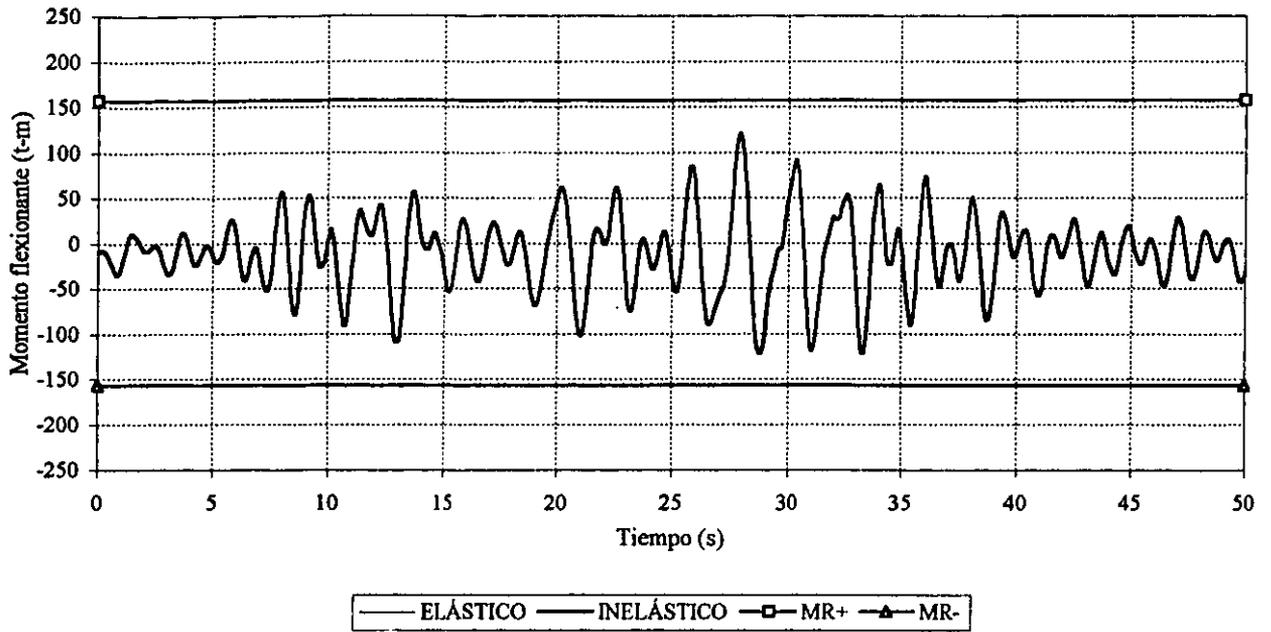


Fig 4.187.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

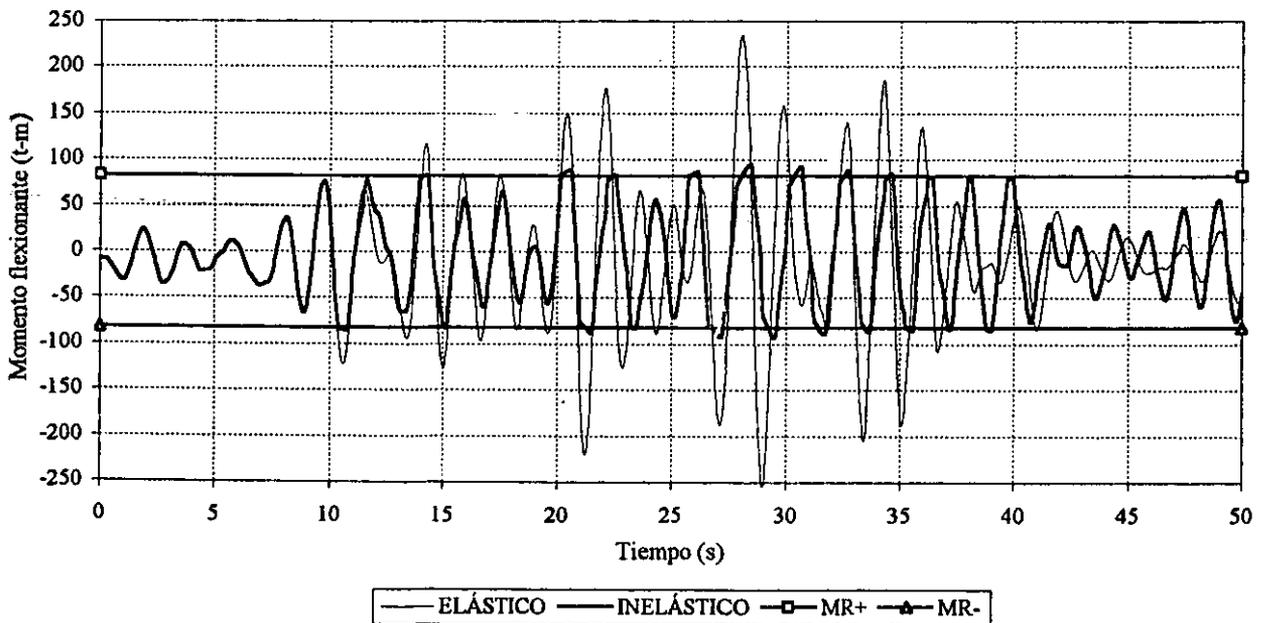


Fig 4.188.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

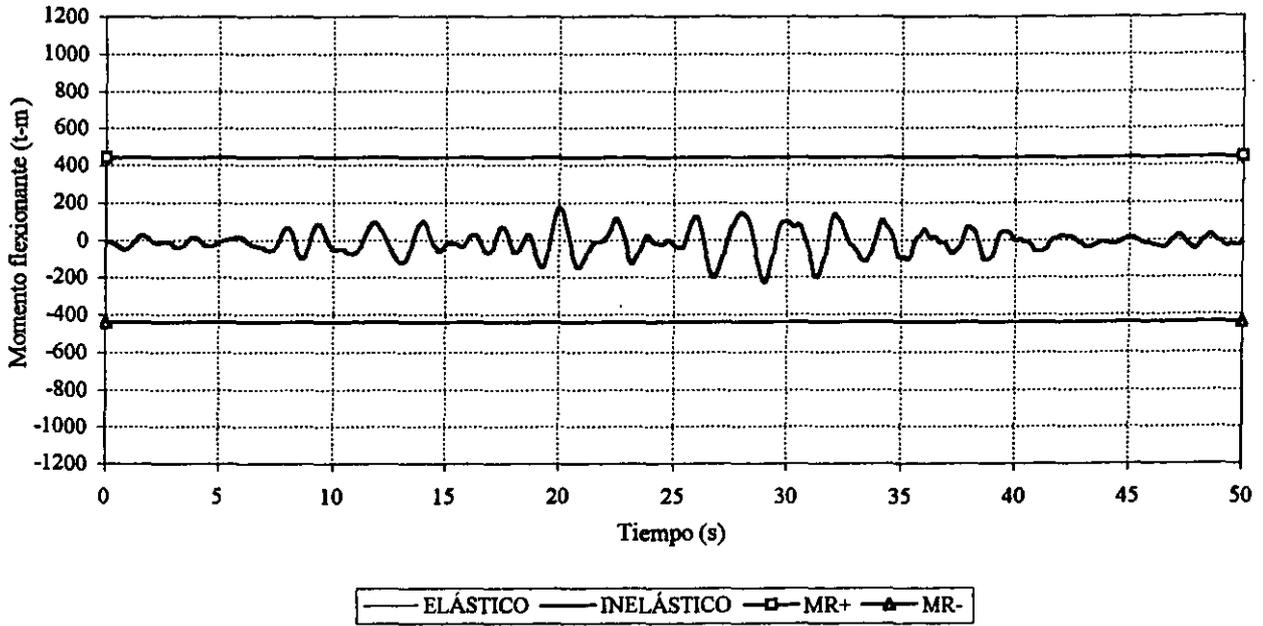


Fig 4.189.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

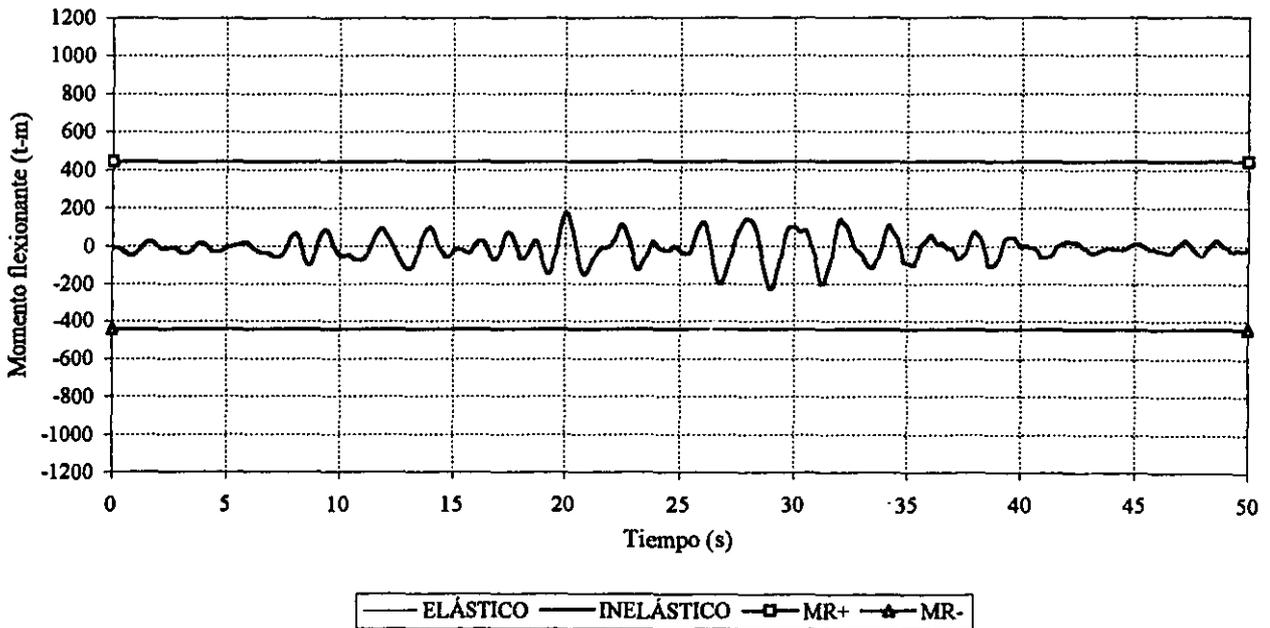


Fig 4.190.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

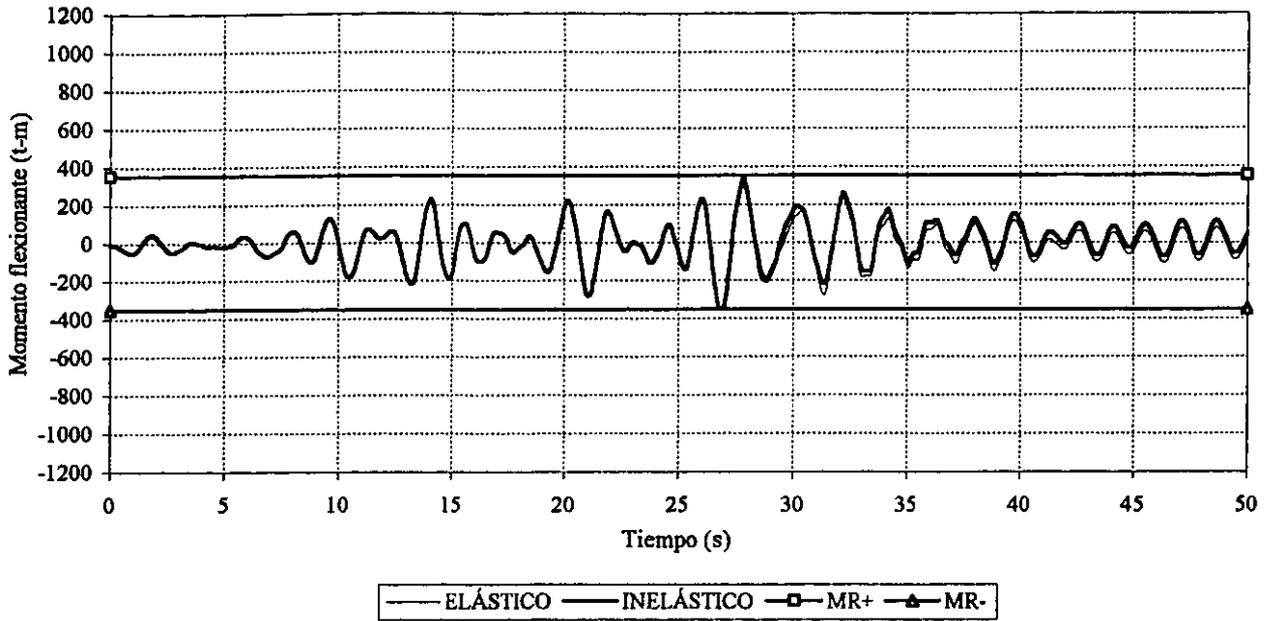


Fig 4.191.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

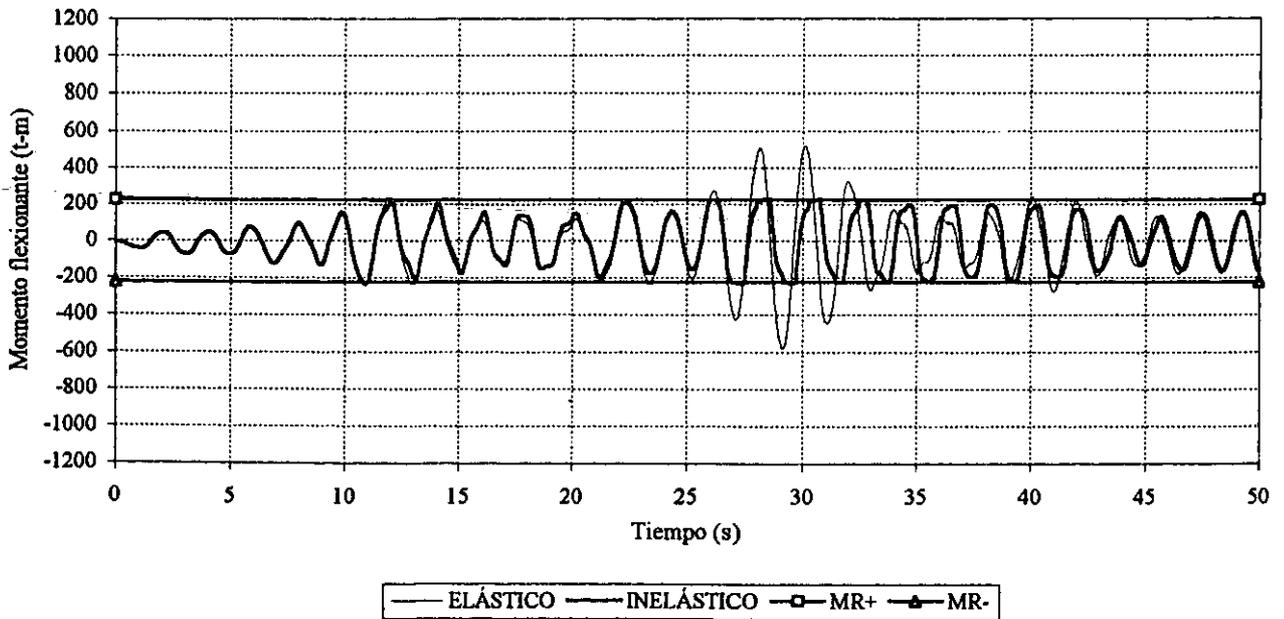


Fig 4.192.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

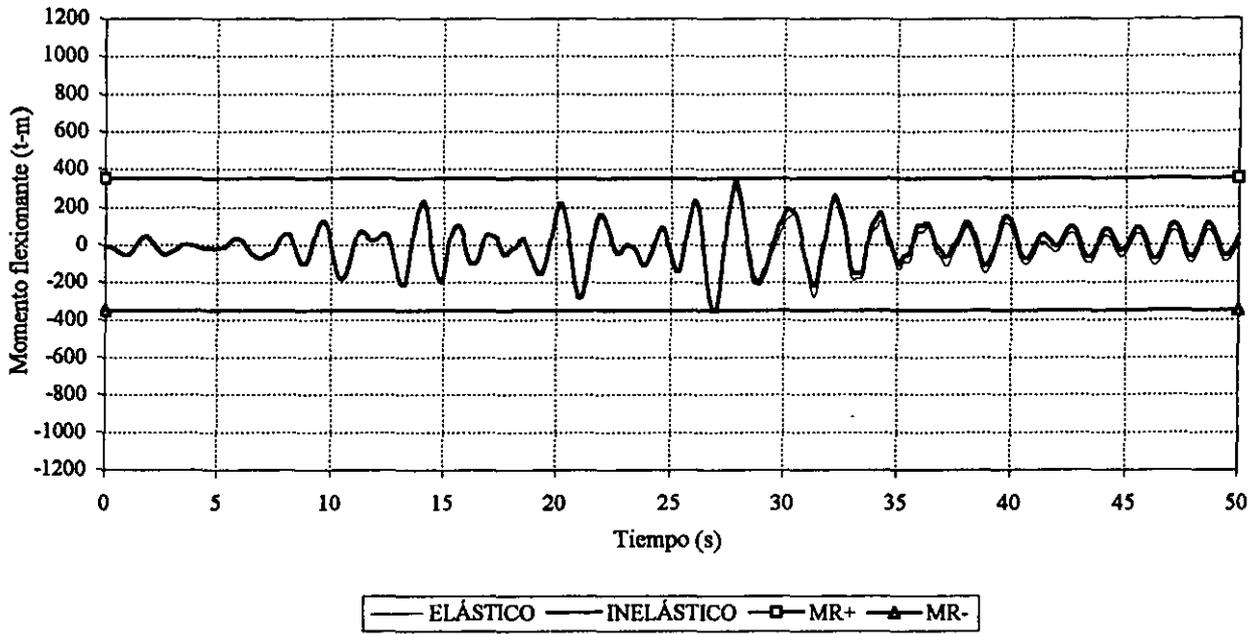


Fig 4.193.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

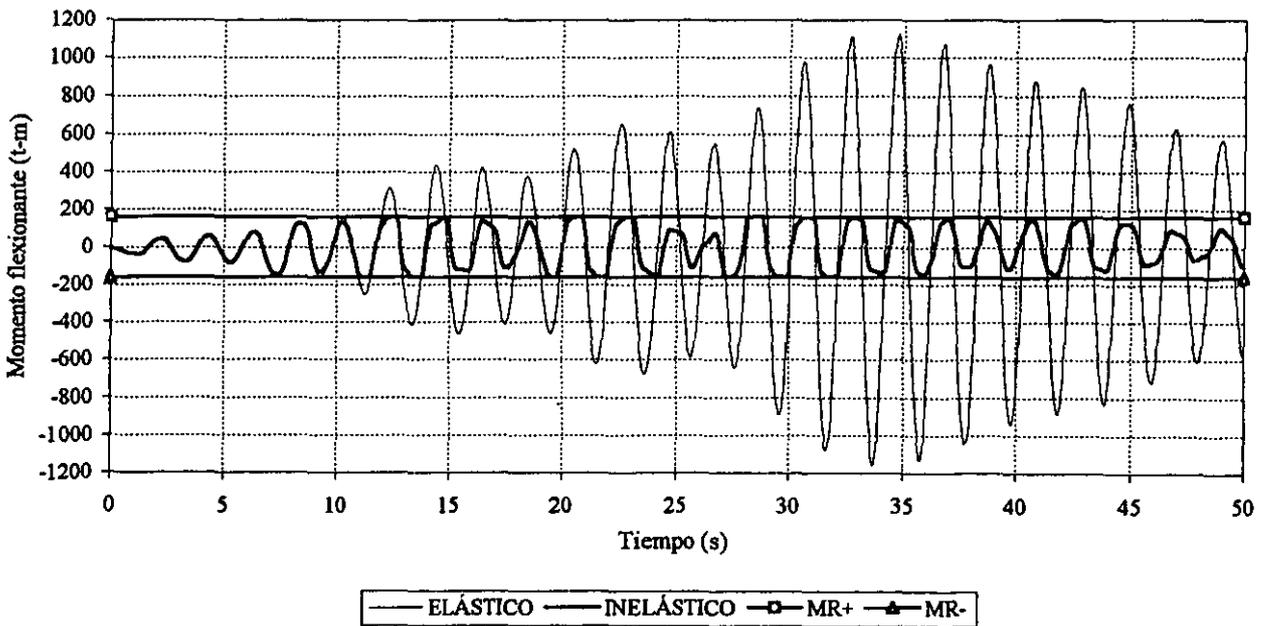


Fig 4.194.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

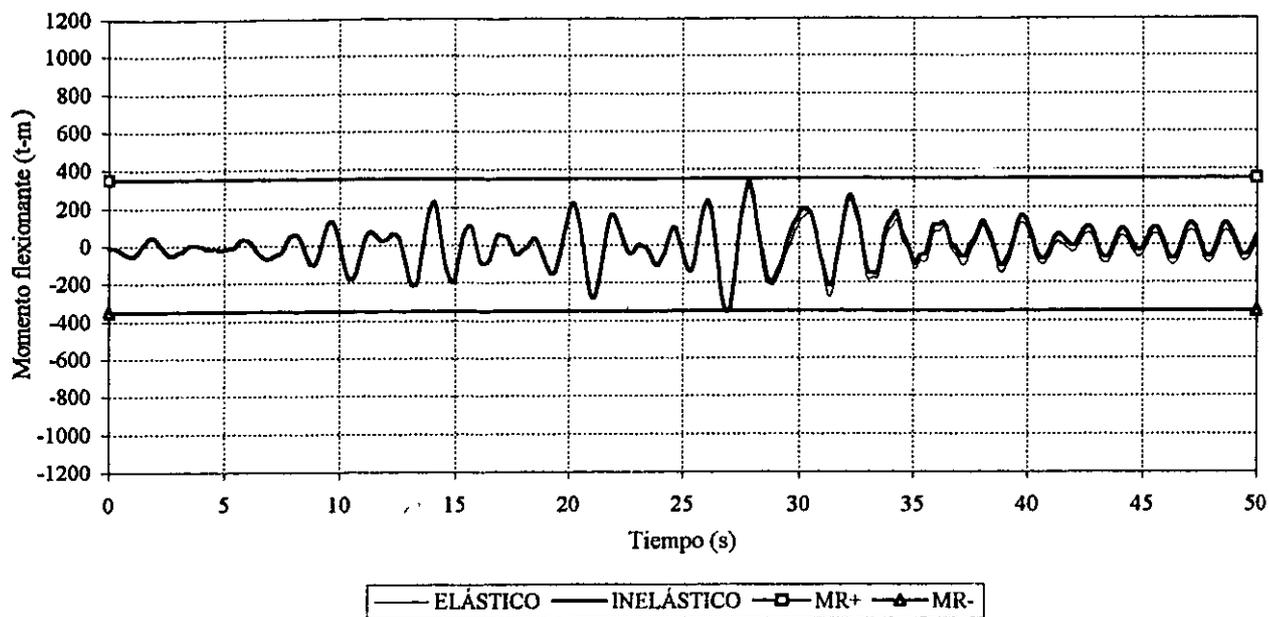


Fig 4.195.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

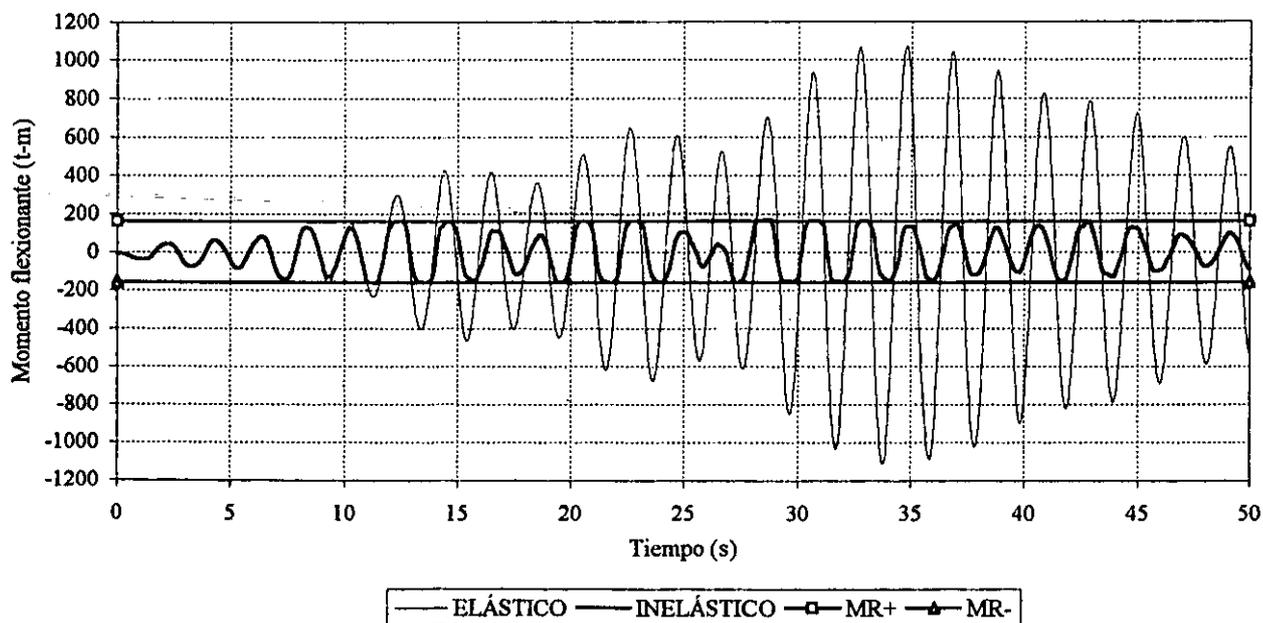


Fig 4.196.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

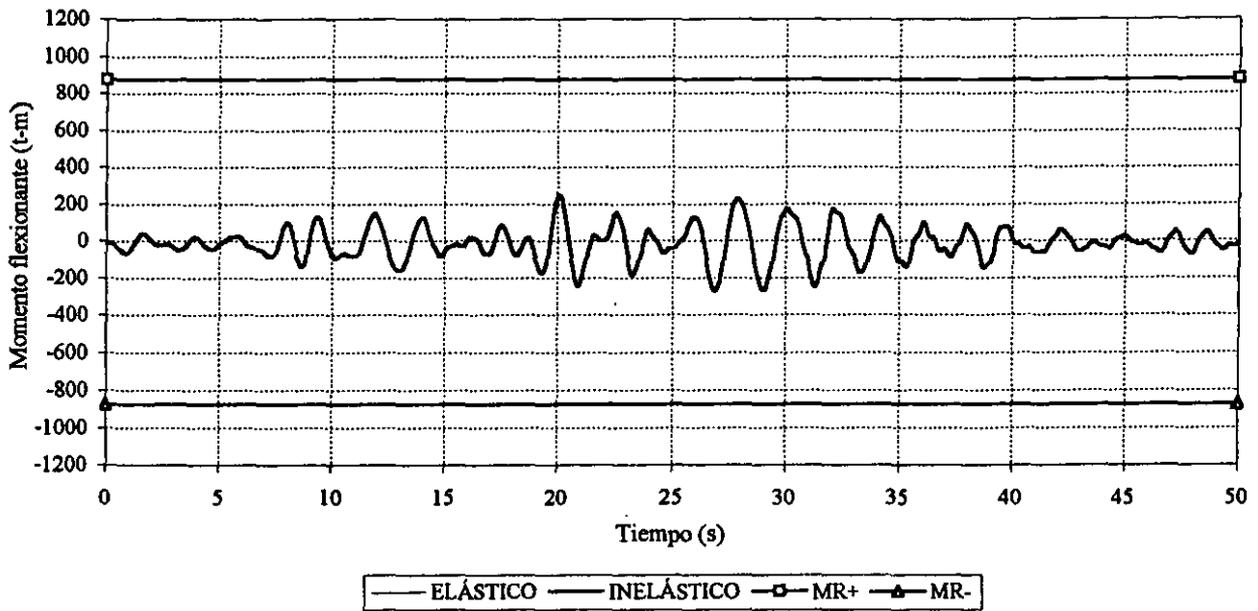


Fig 4.197.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

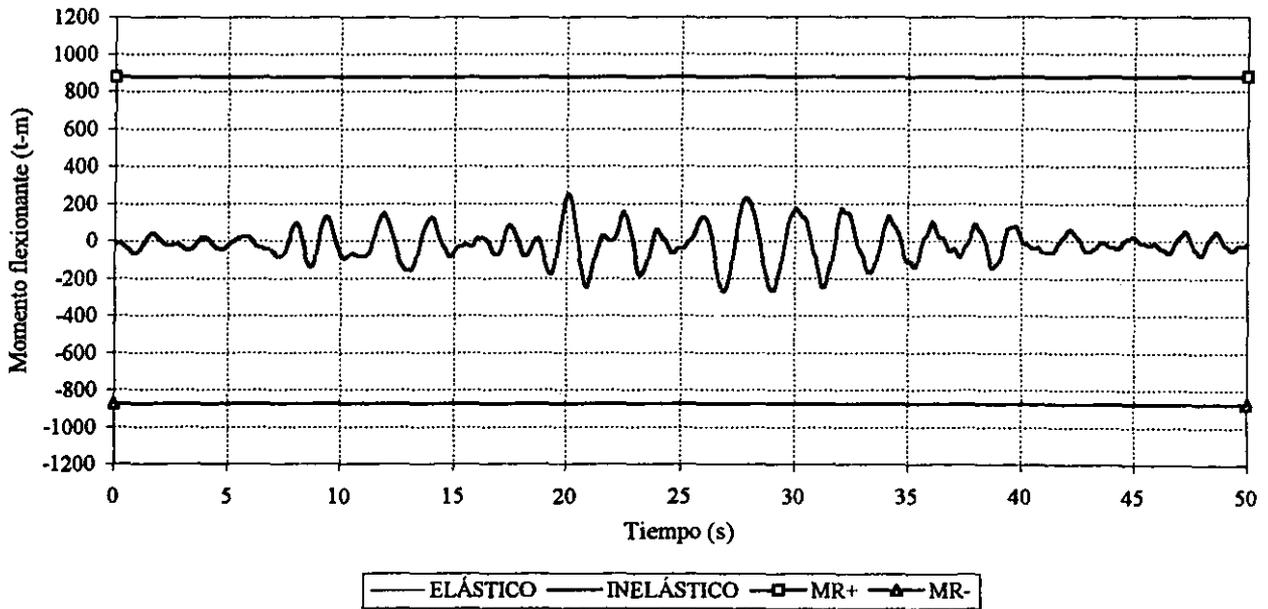


Fig 4.198.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

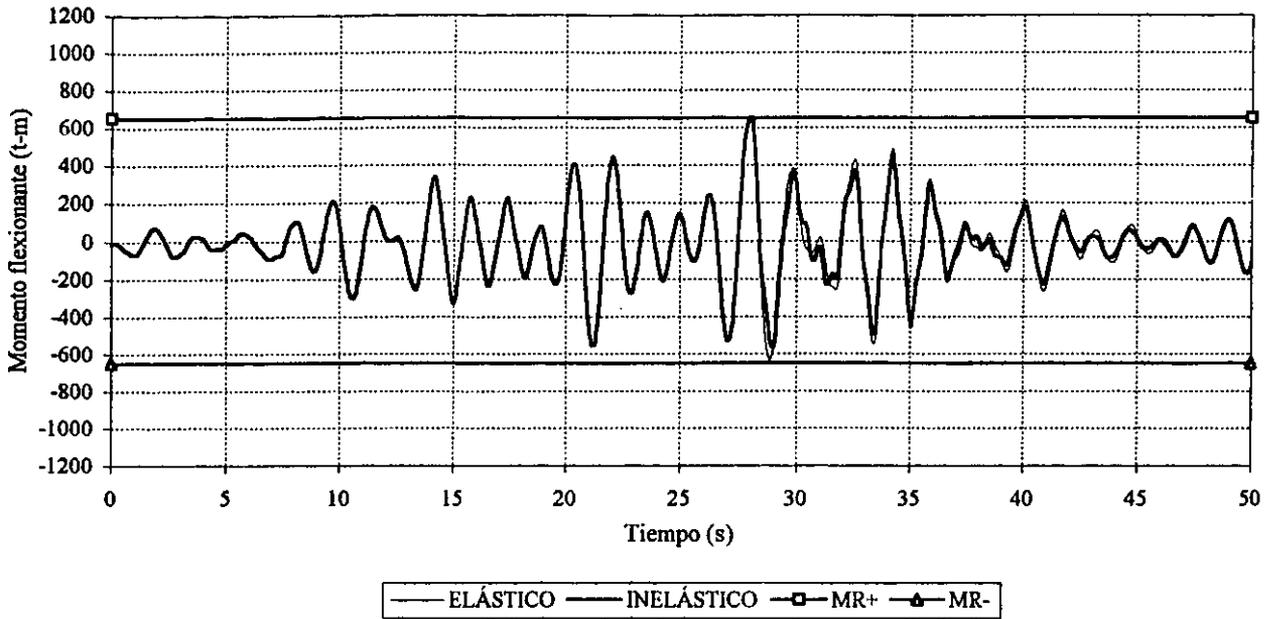


Fig 4.199.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

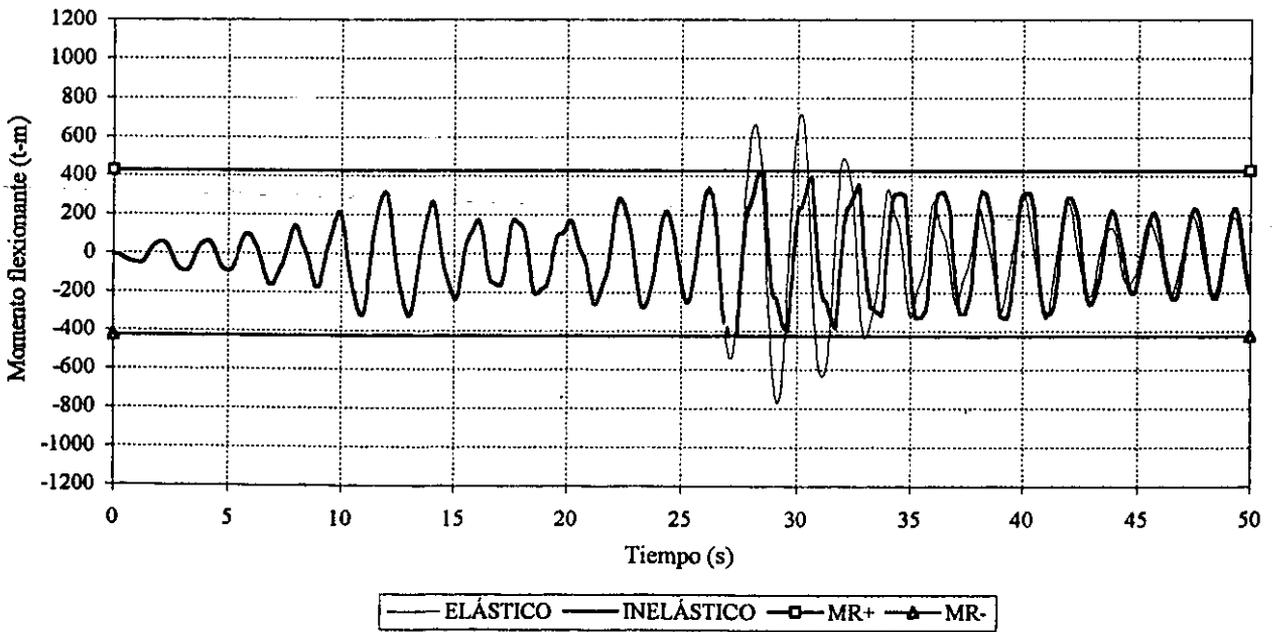


Fig 4.200.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

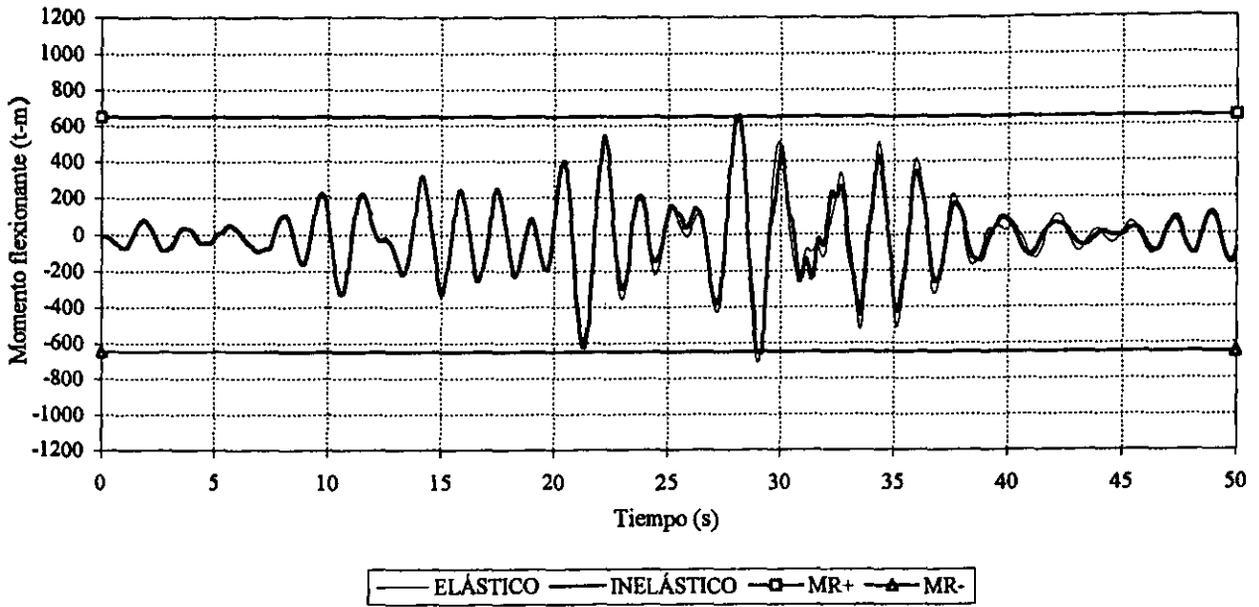


Fig 4.201.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

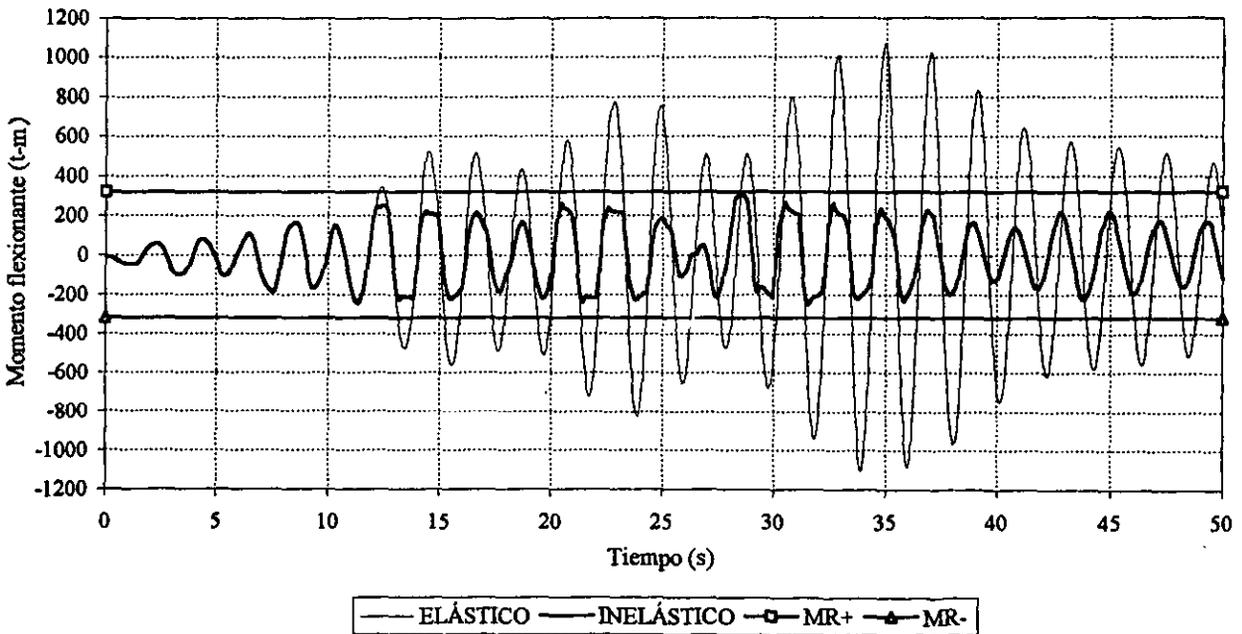


Fig 4.202.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

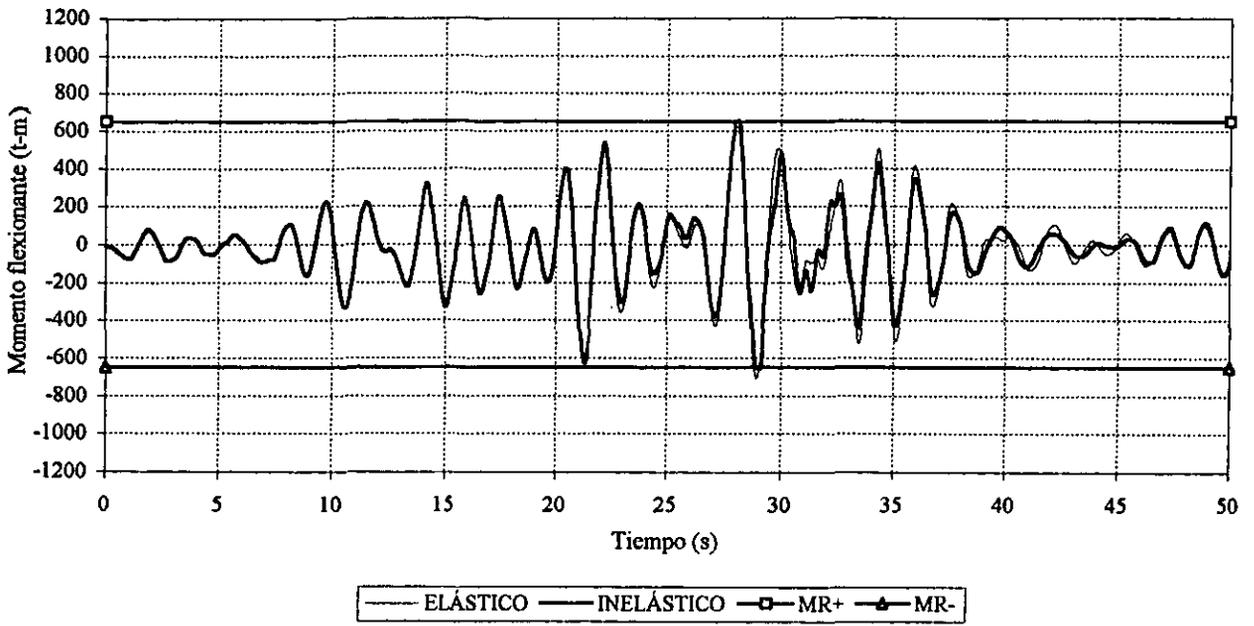


Fig 4.203.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

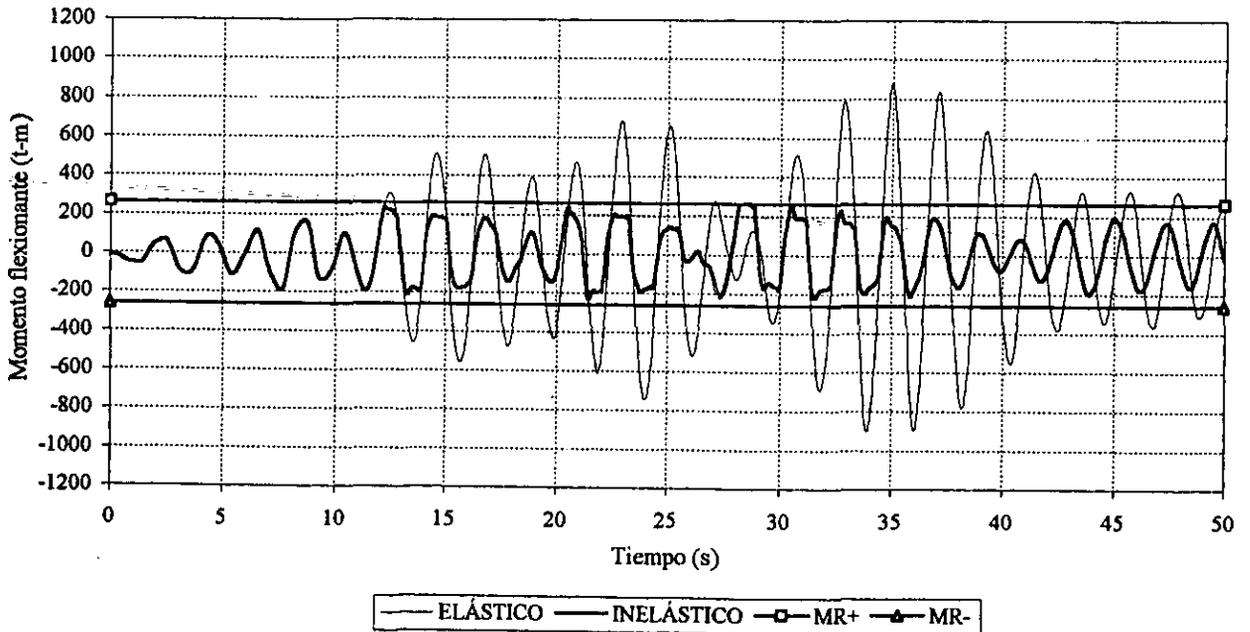


Fig 4.204.-Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

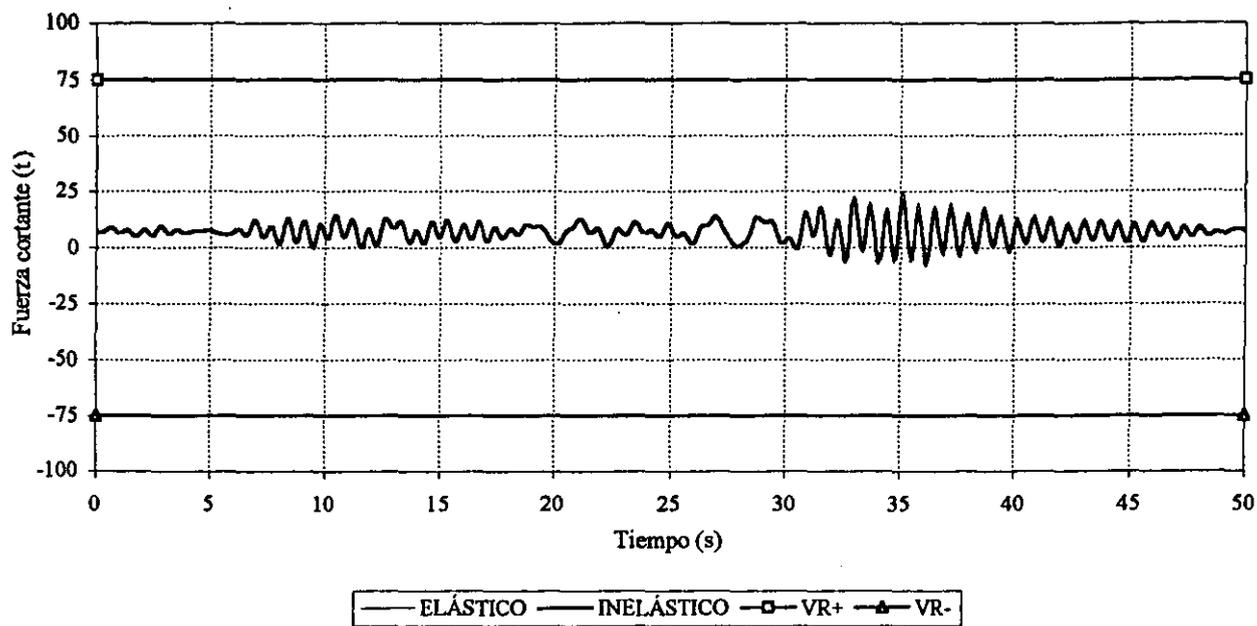


Fig 4.205.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

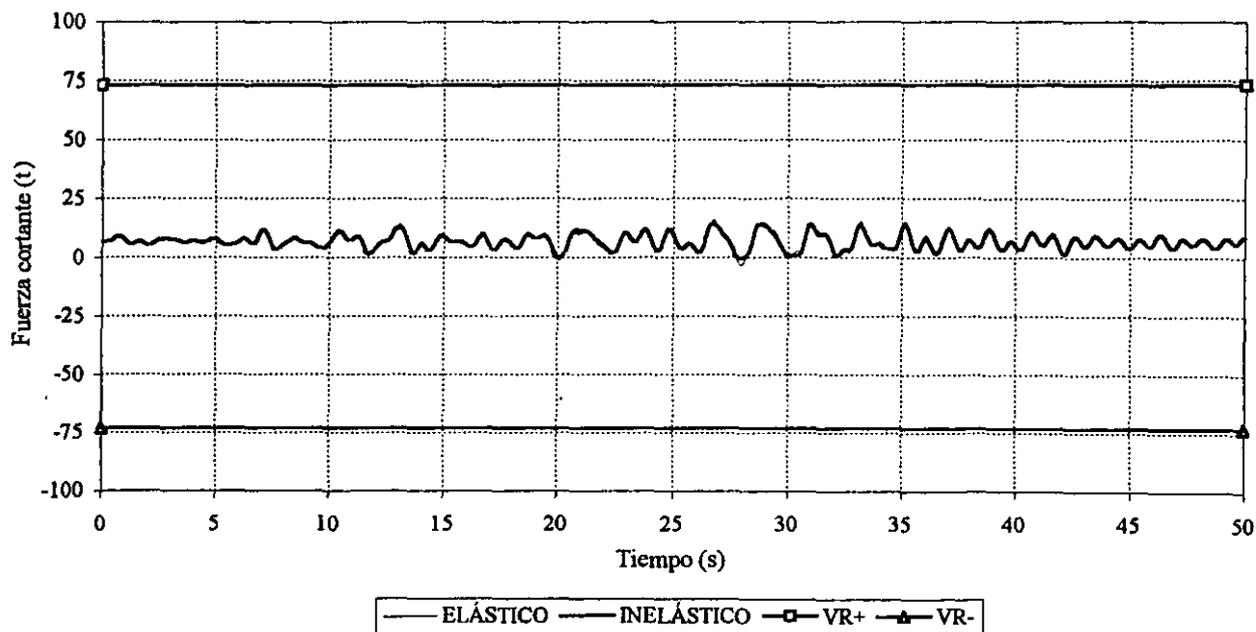


Fig 4.206.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

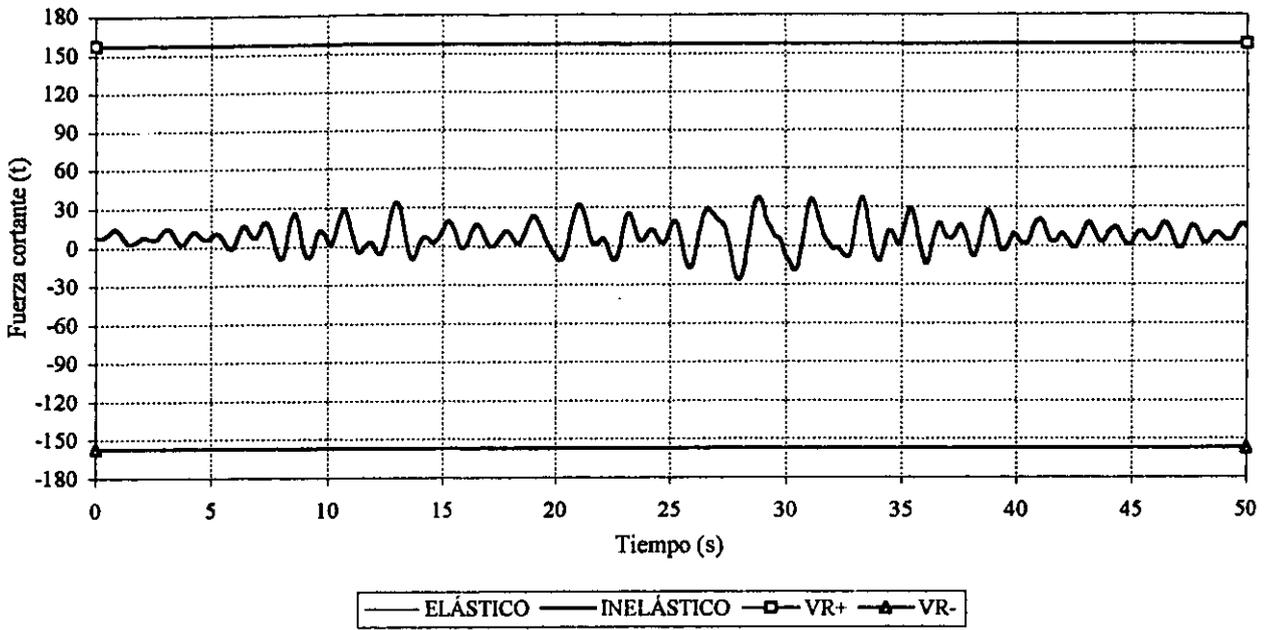


Fig 4.207.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

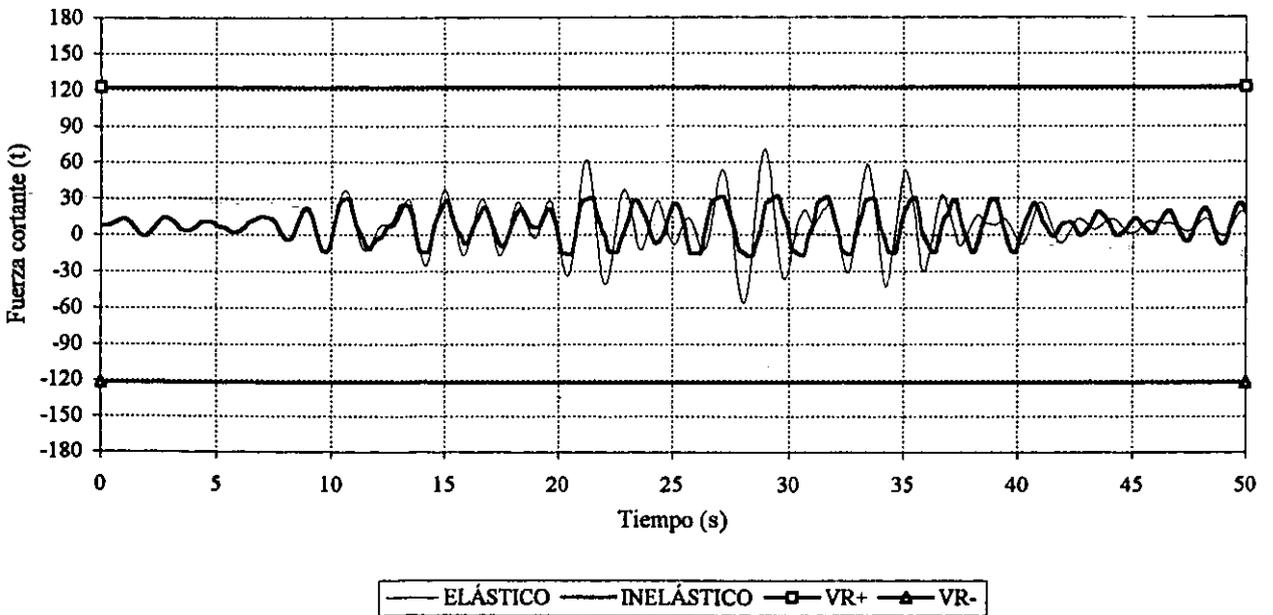


Fig 4.208.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

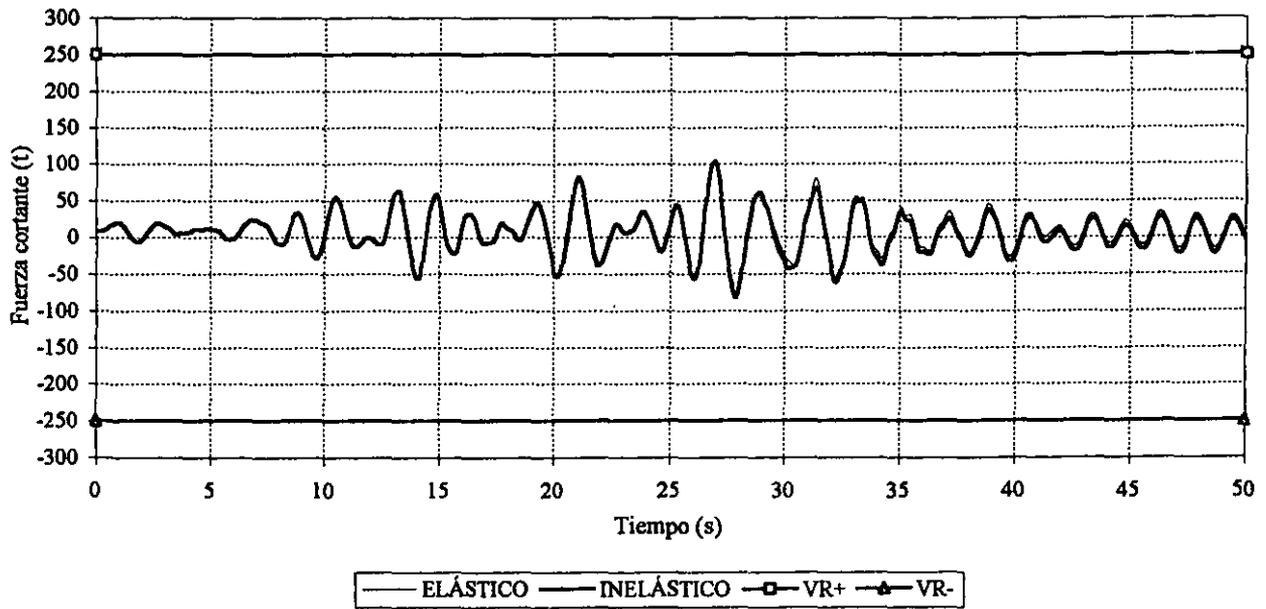


Fig 4.209.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

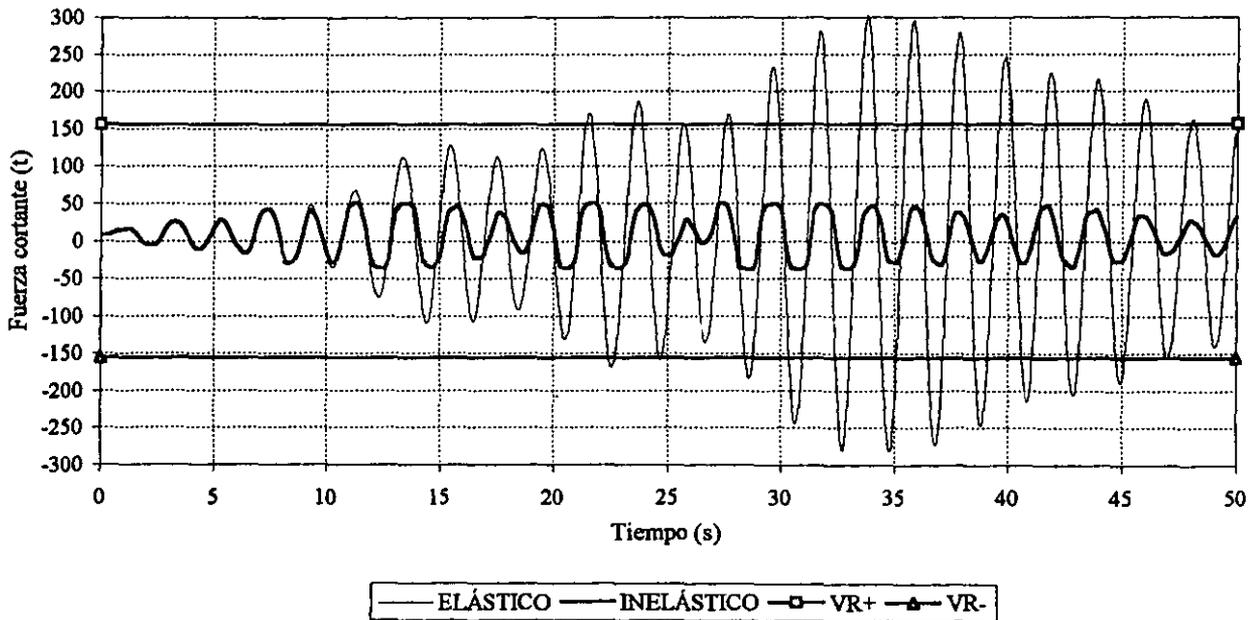


Fig 4.210.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

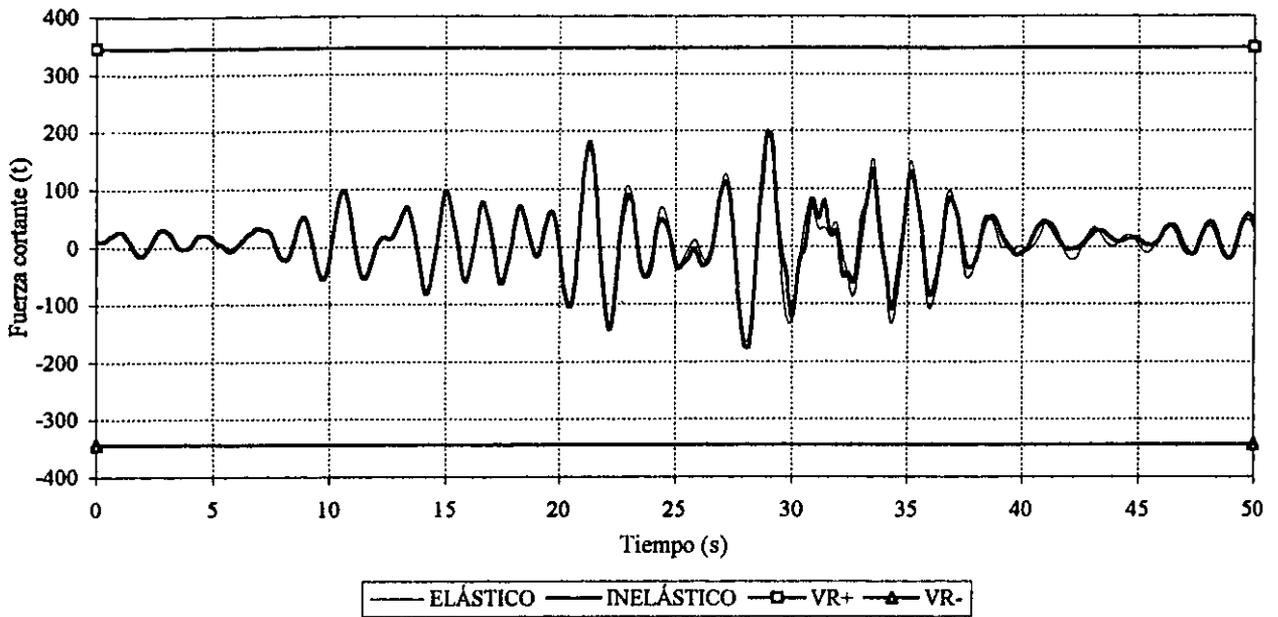


Fig 4.211.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

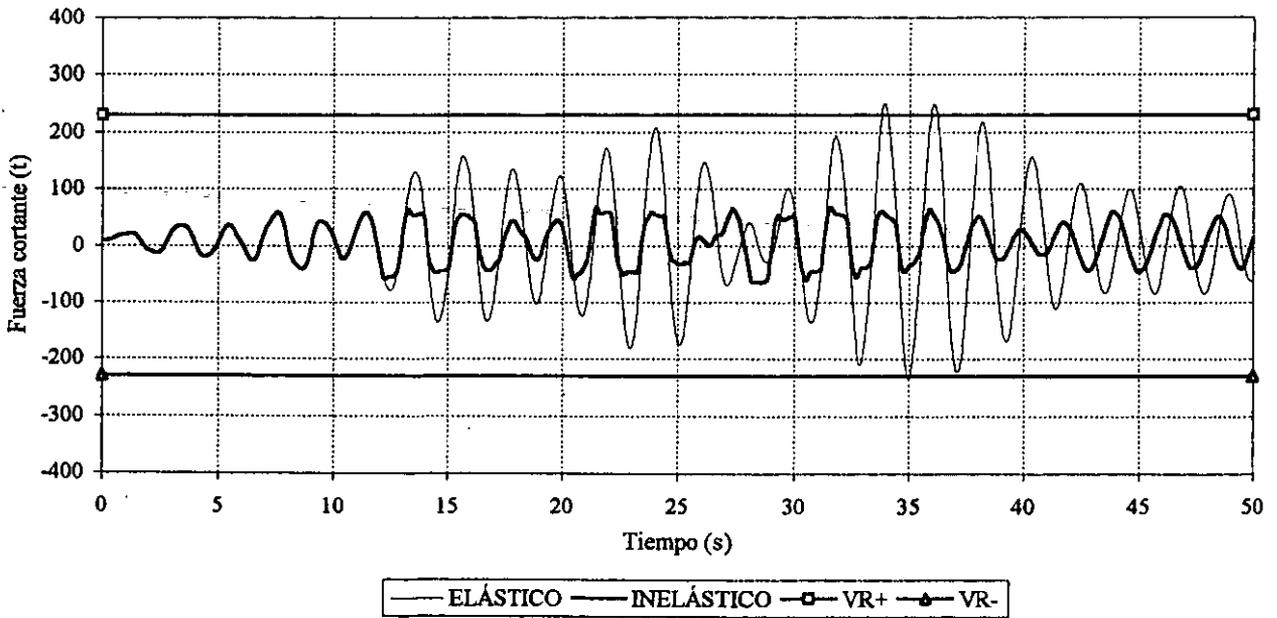


Fig 4.212.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo, de la viga 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

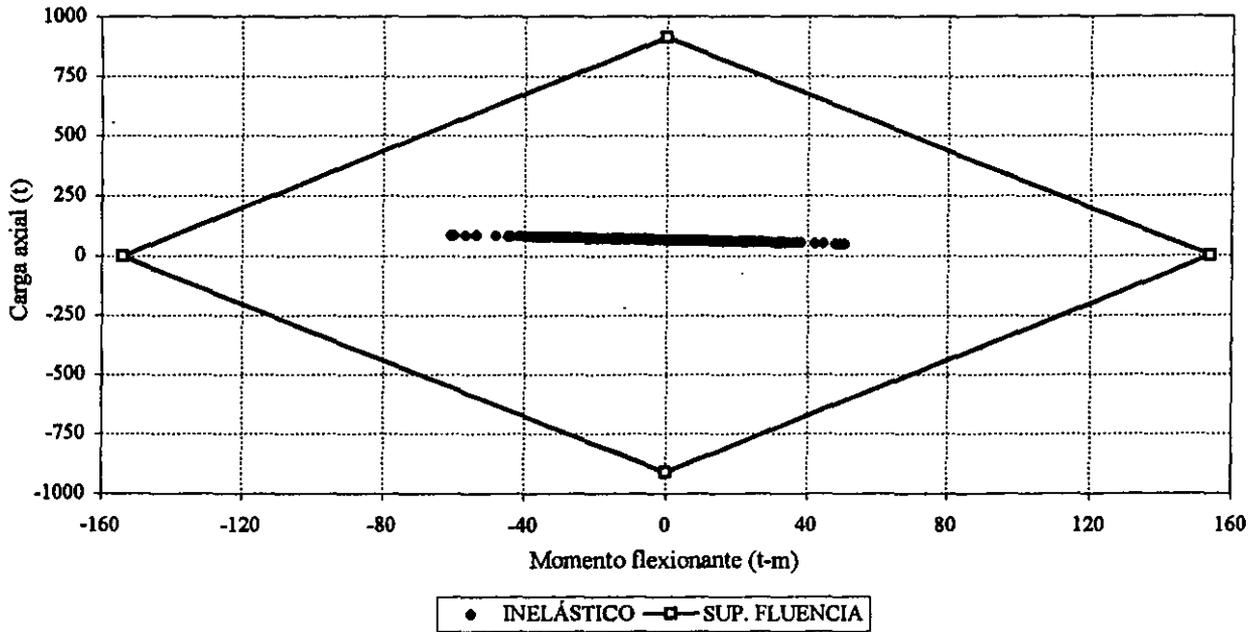


Fig 4.213.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

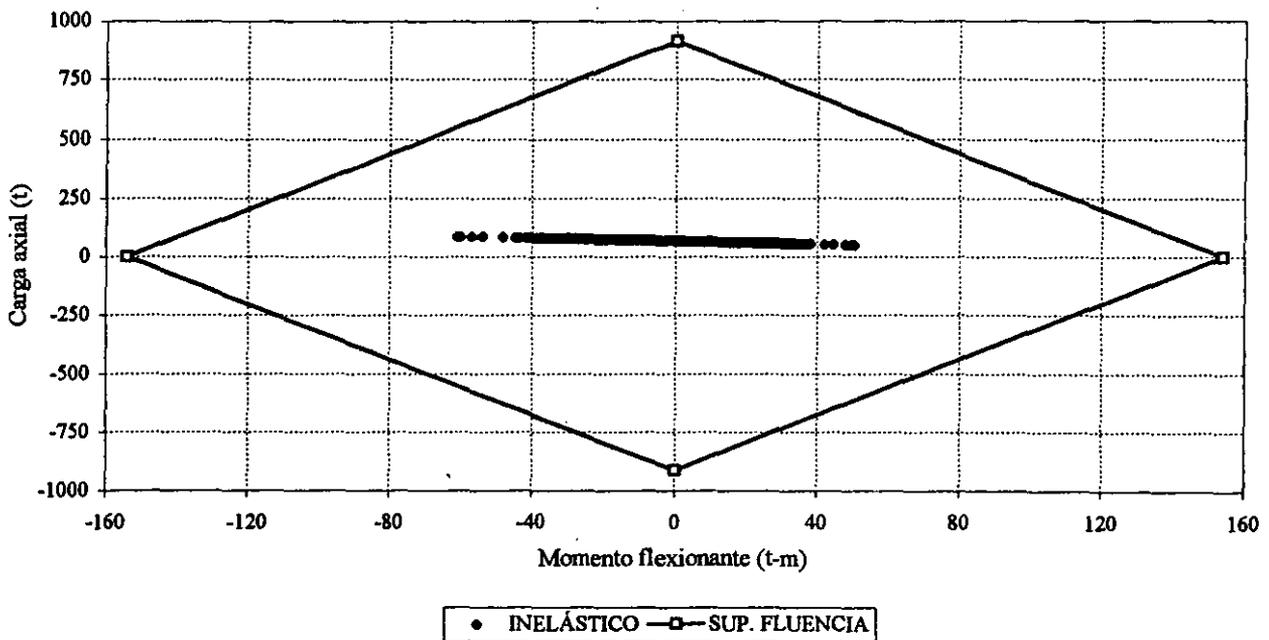


Fig 4.214.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

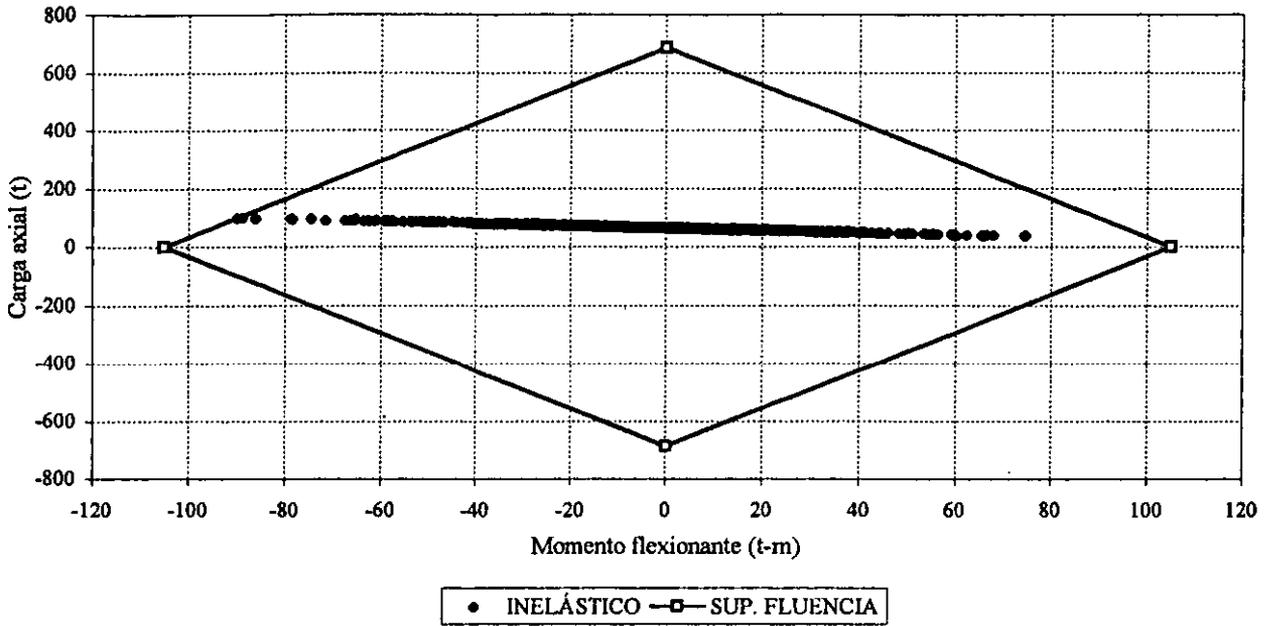


Fig 4.215.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

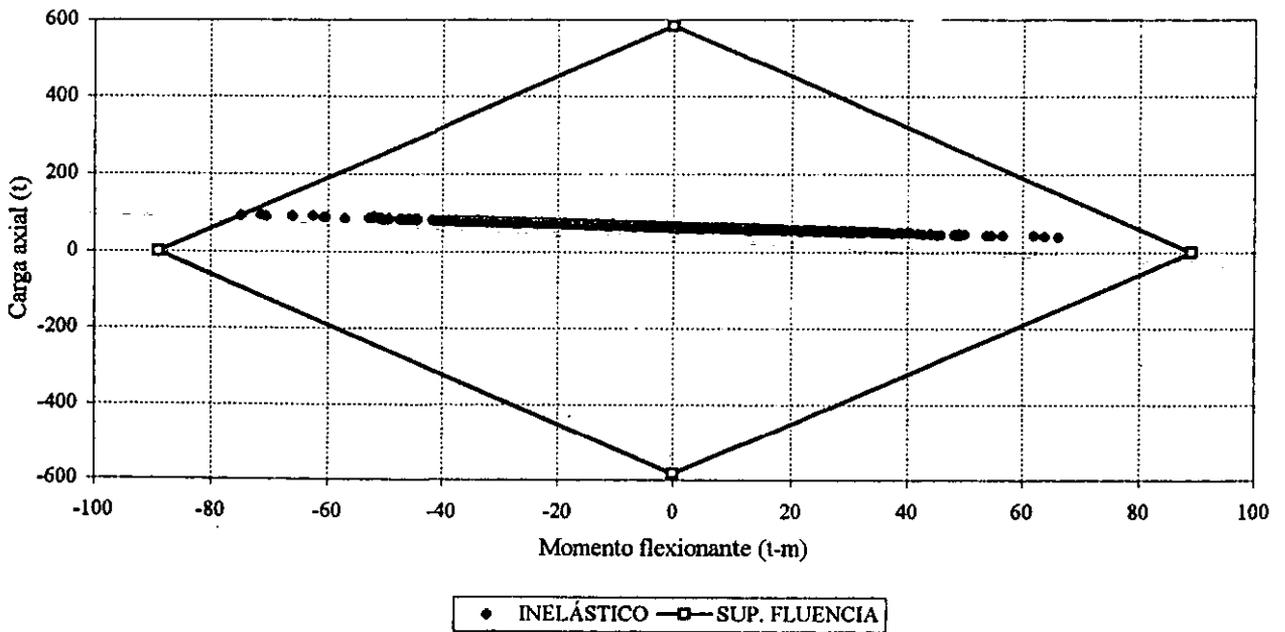


Fig 4.216.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencia del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

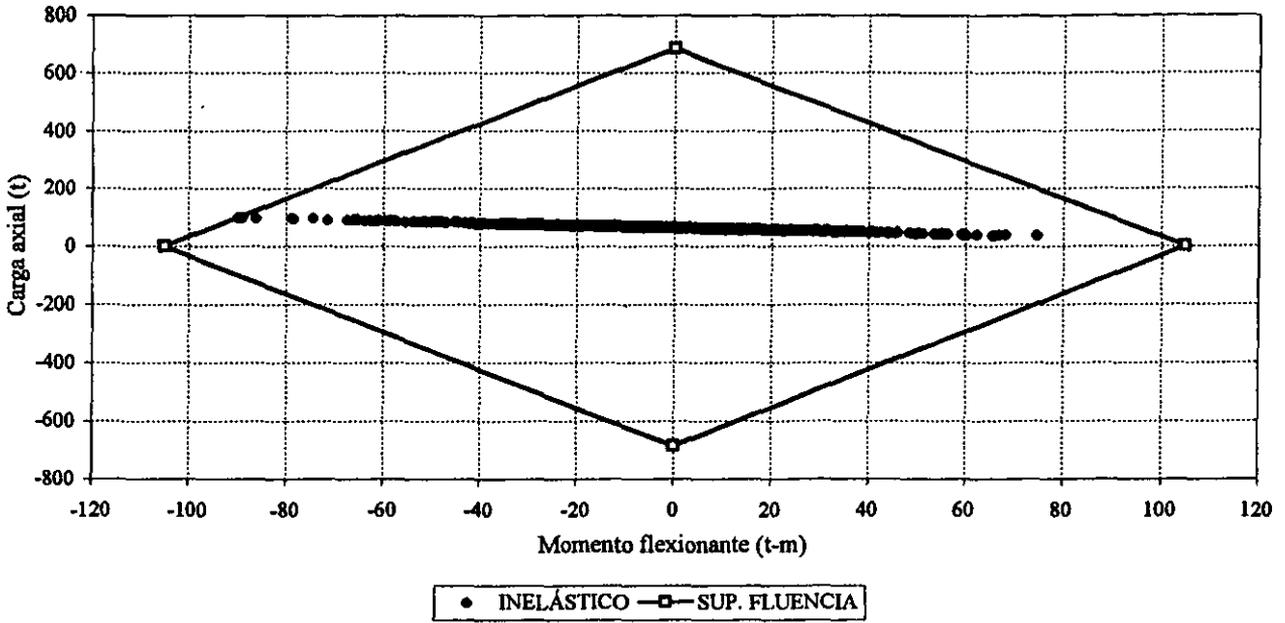


Fig 4.217.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

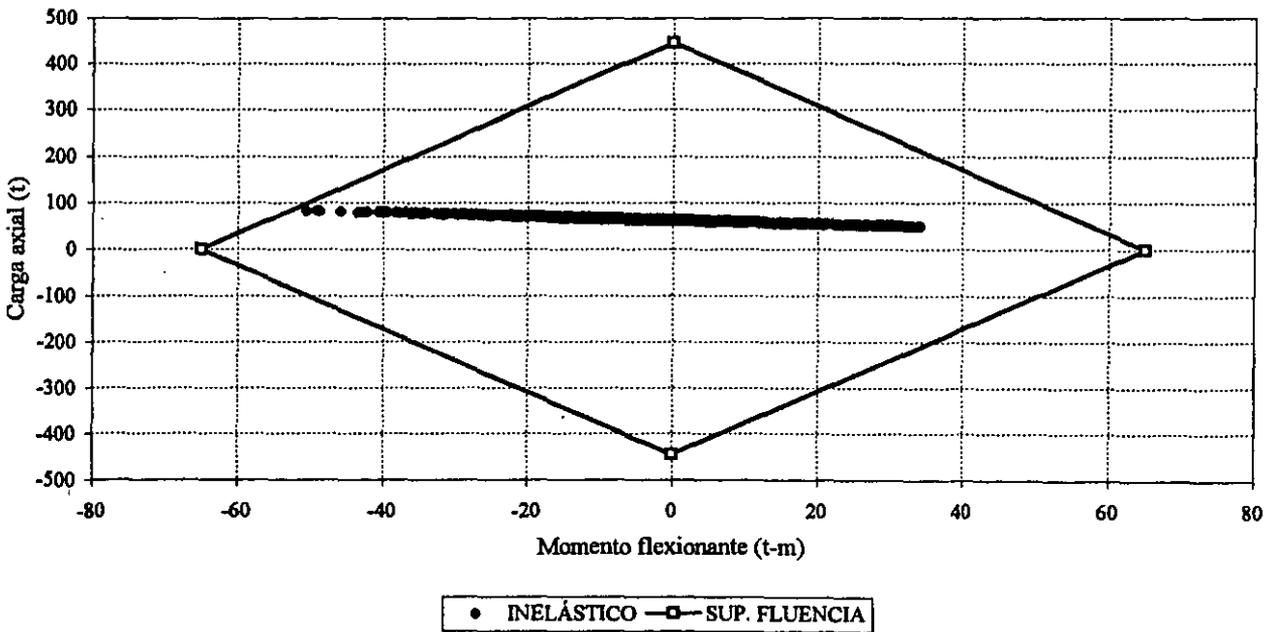


Fig 4.218.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencia del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

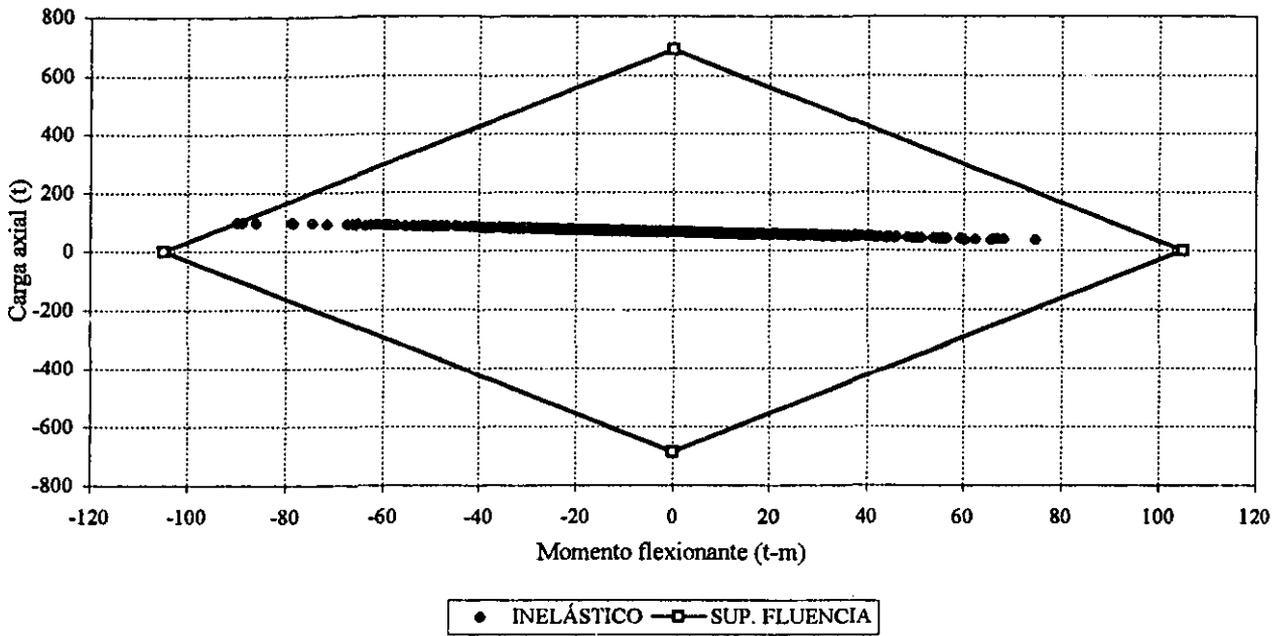


Fig 4.219.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

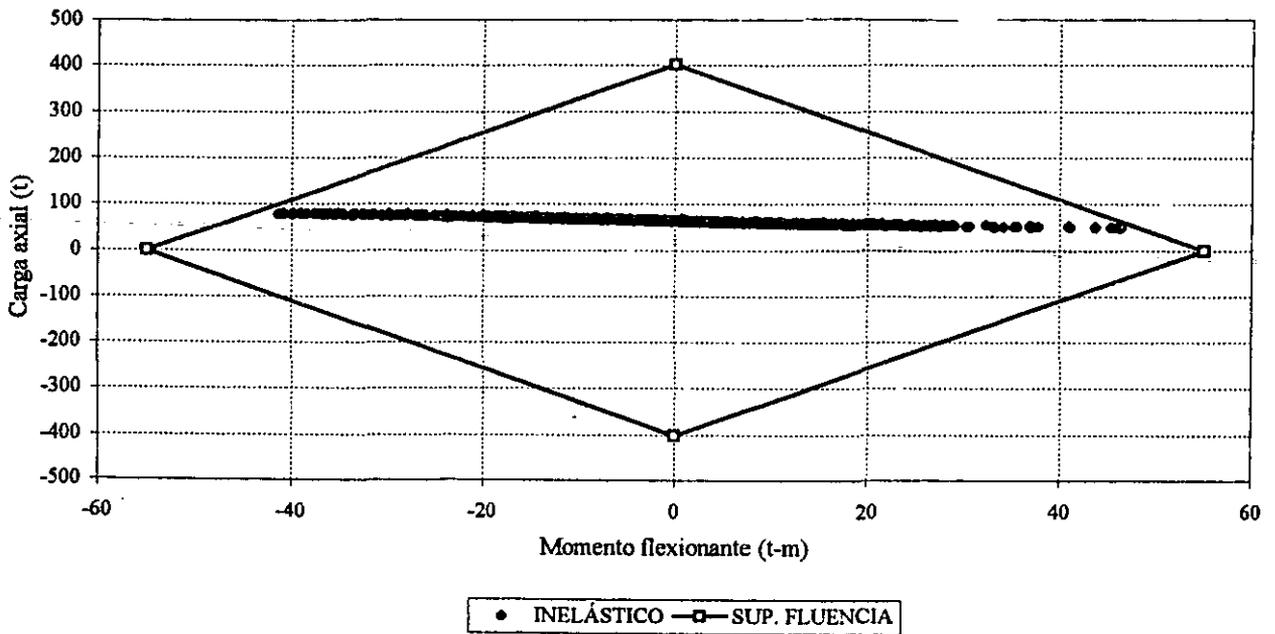


Fig 4.220.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencia del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

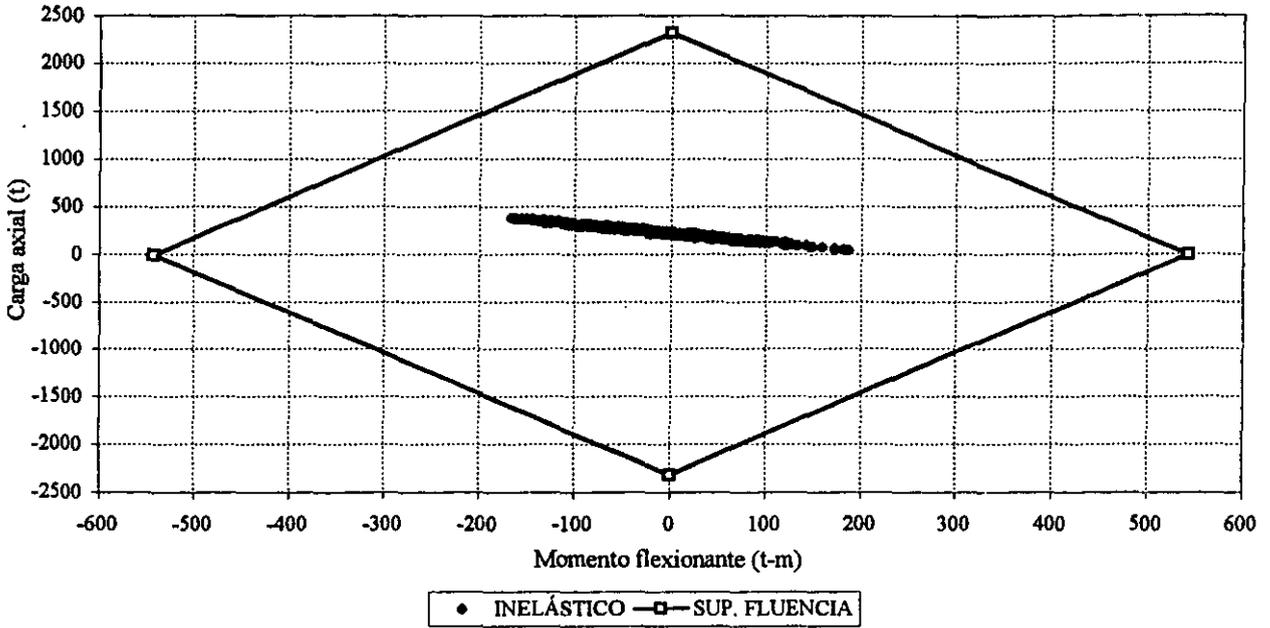


Fig 4.221.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.006$)

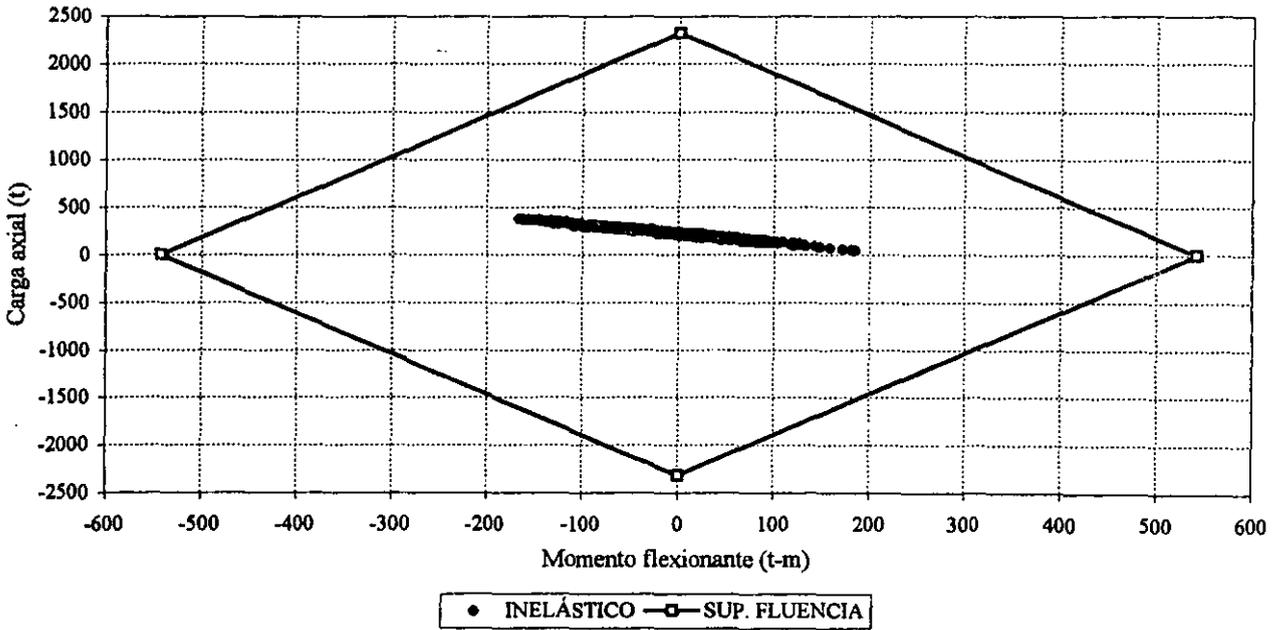


Fig 4.222.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1, \gamma_p \leq 0.012$)

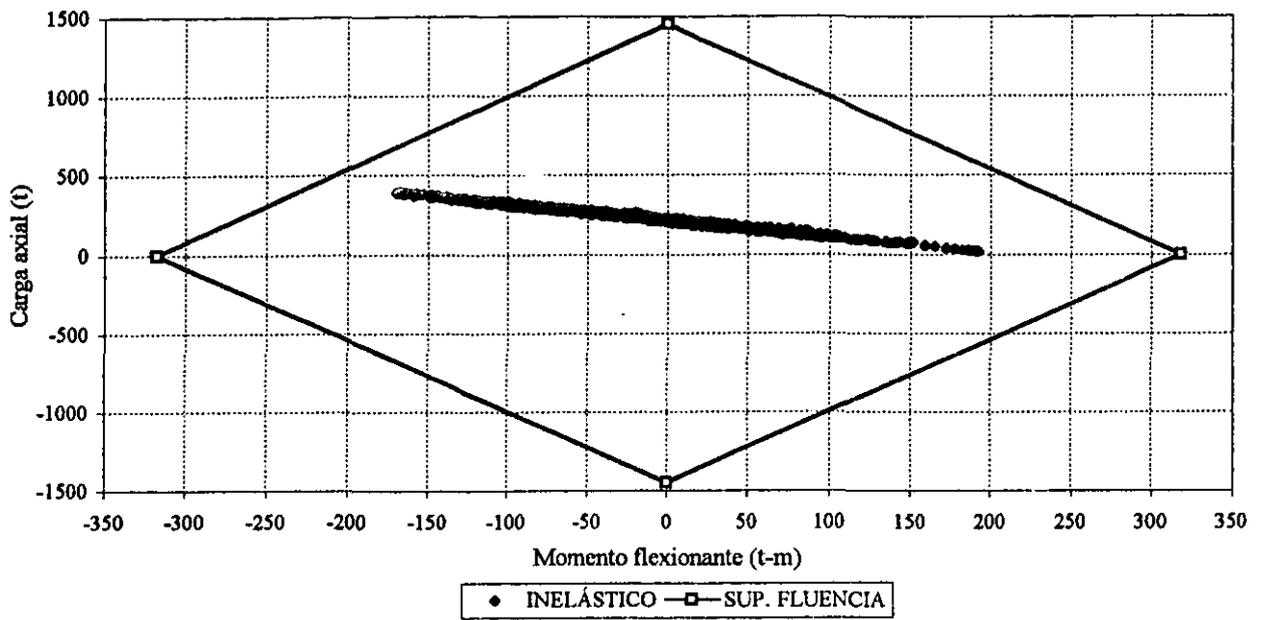


Fig 4.223. -Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

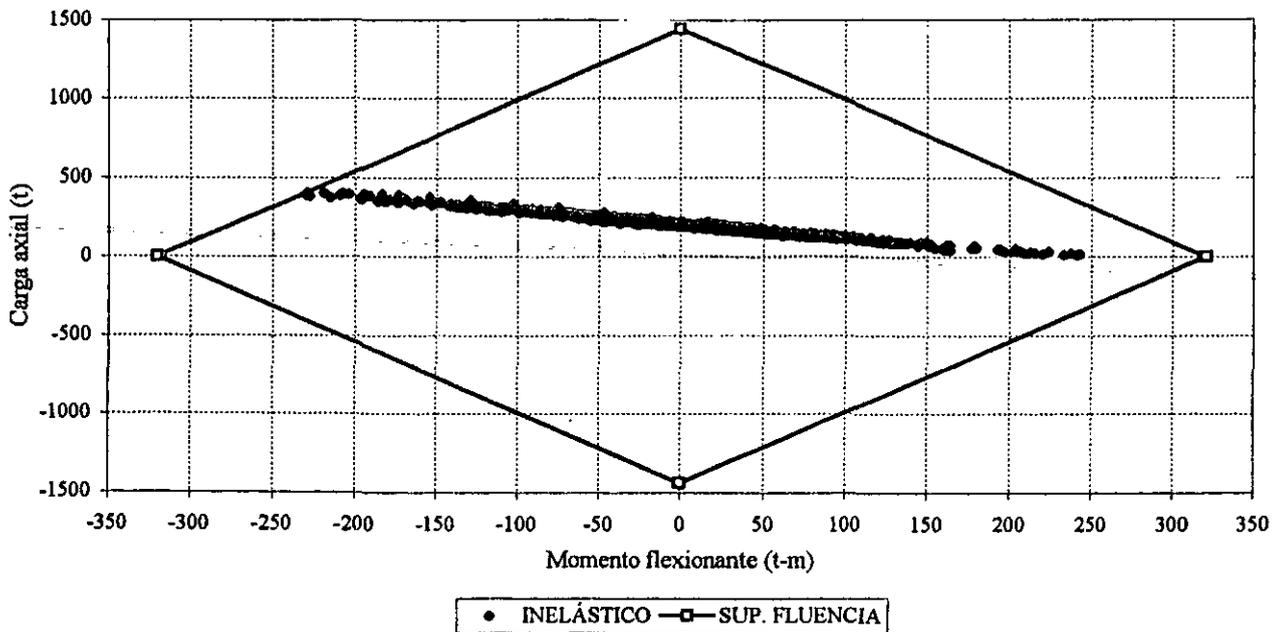


Fig 4.224. -Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

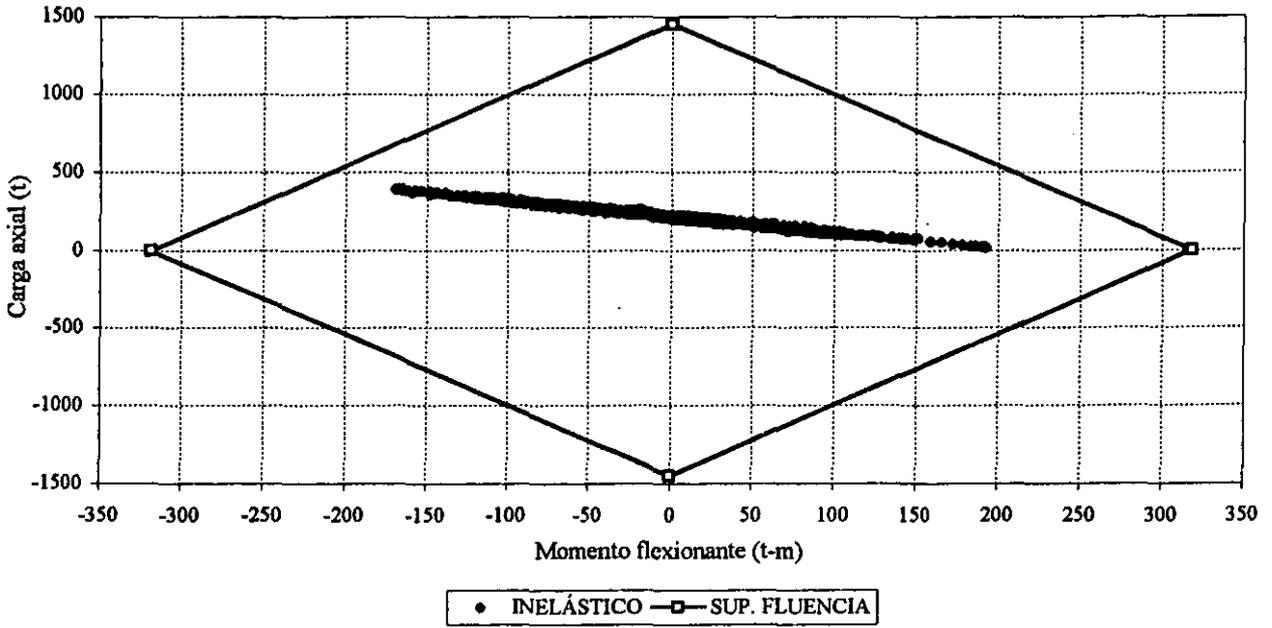


Fig 4.225.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

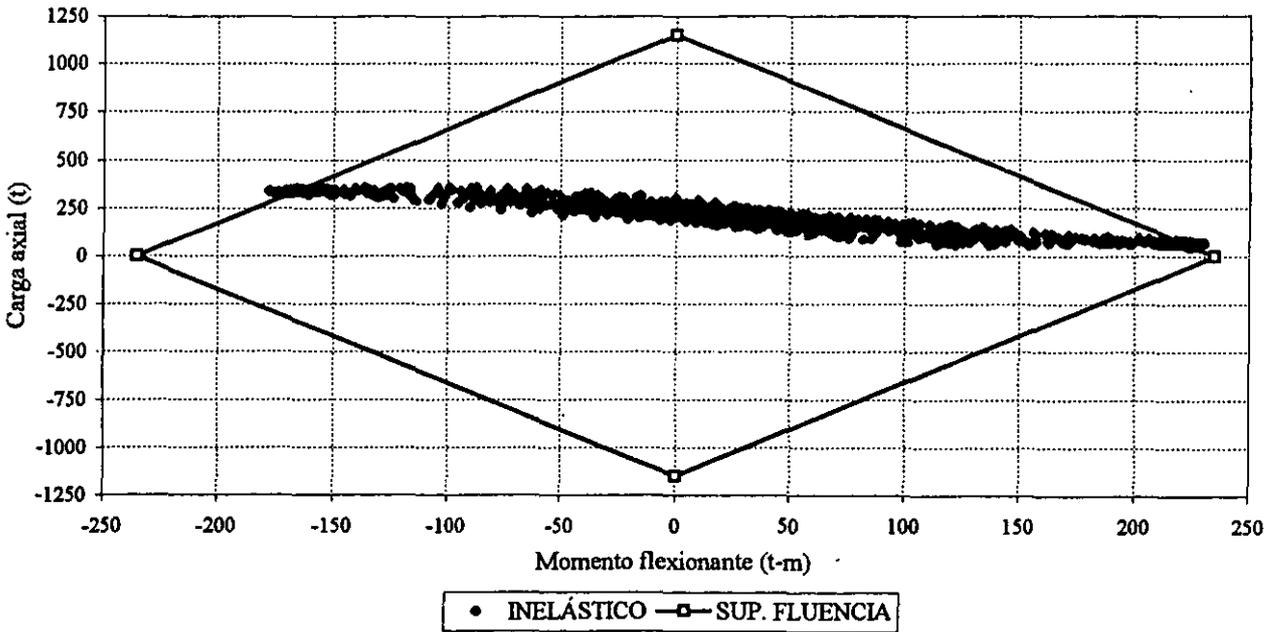


Fig 4.226.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

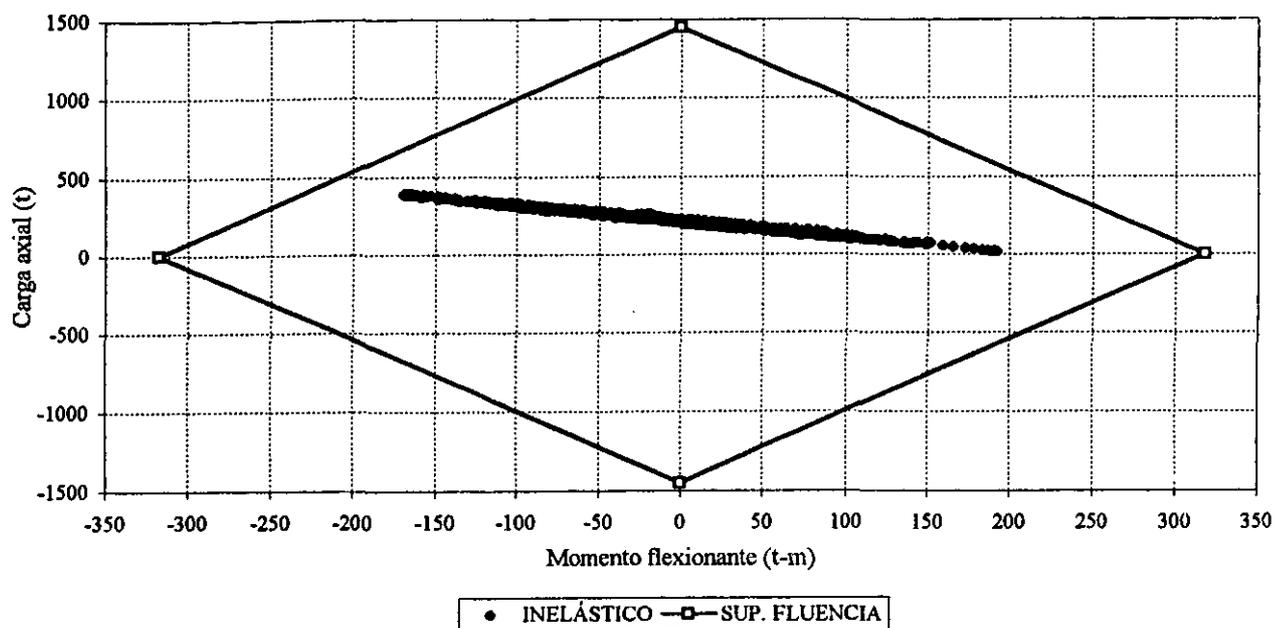


Fig 4.227.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

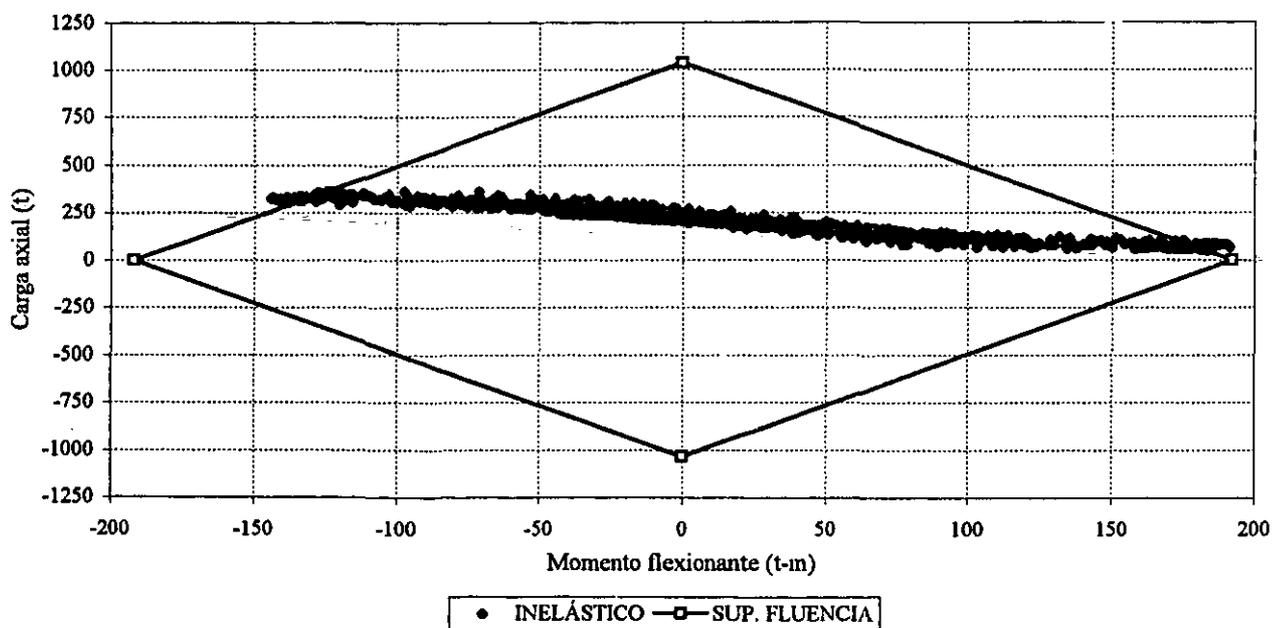


Fig 4.228.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

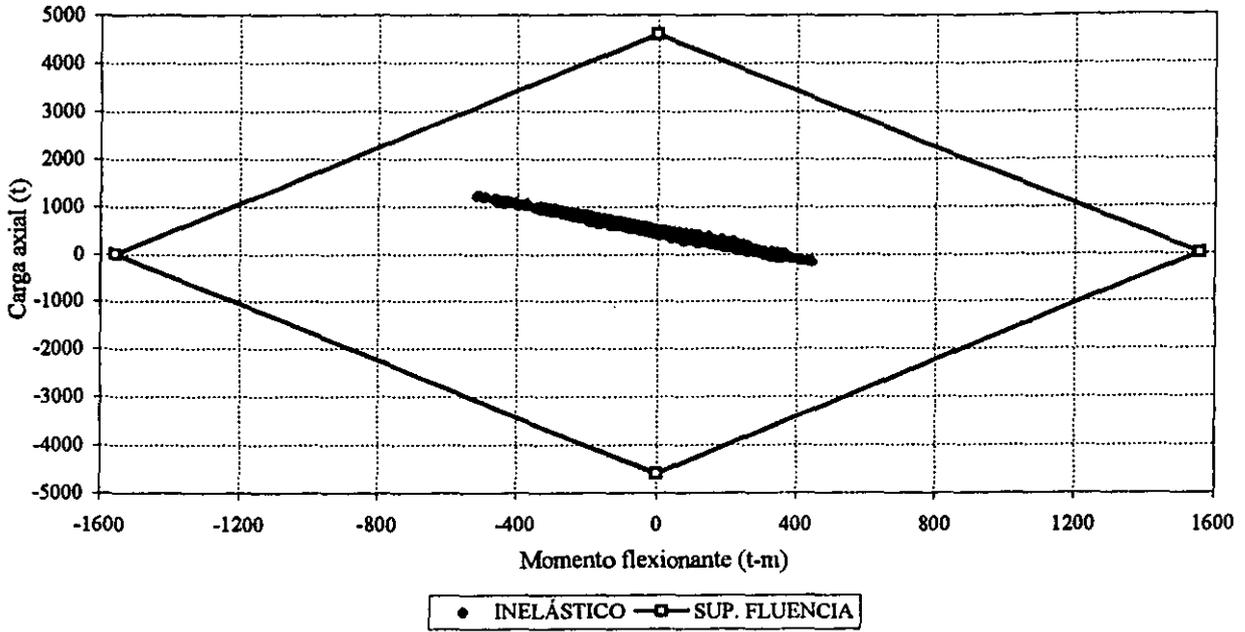


Fig 4.229.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

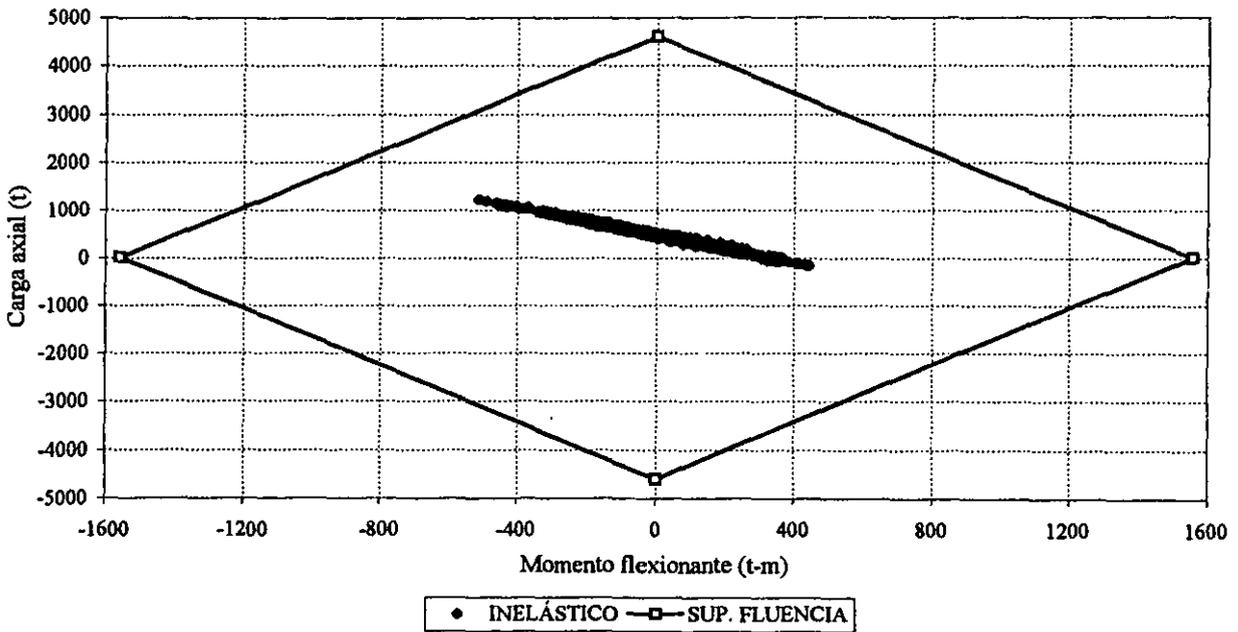
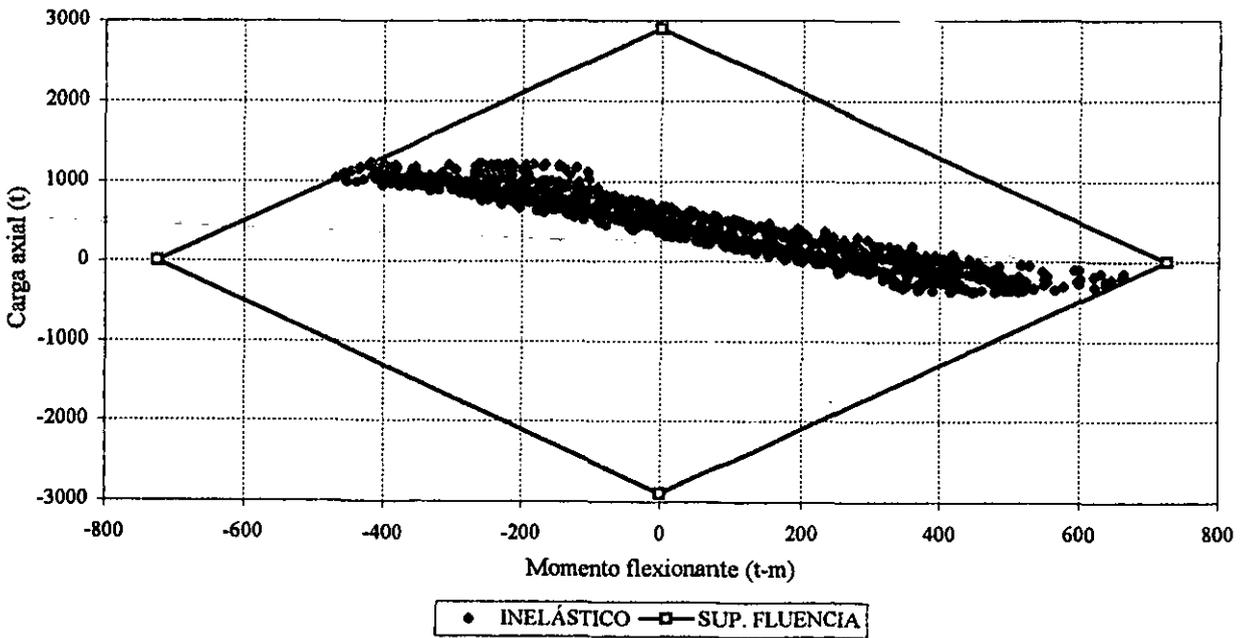
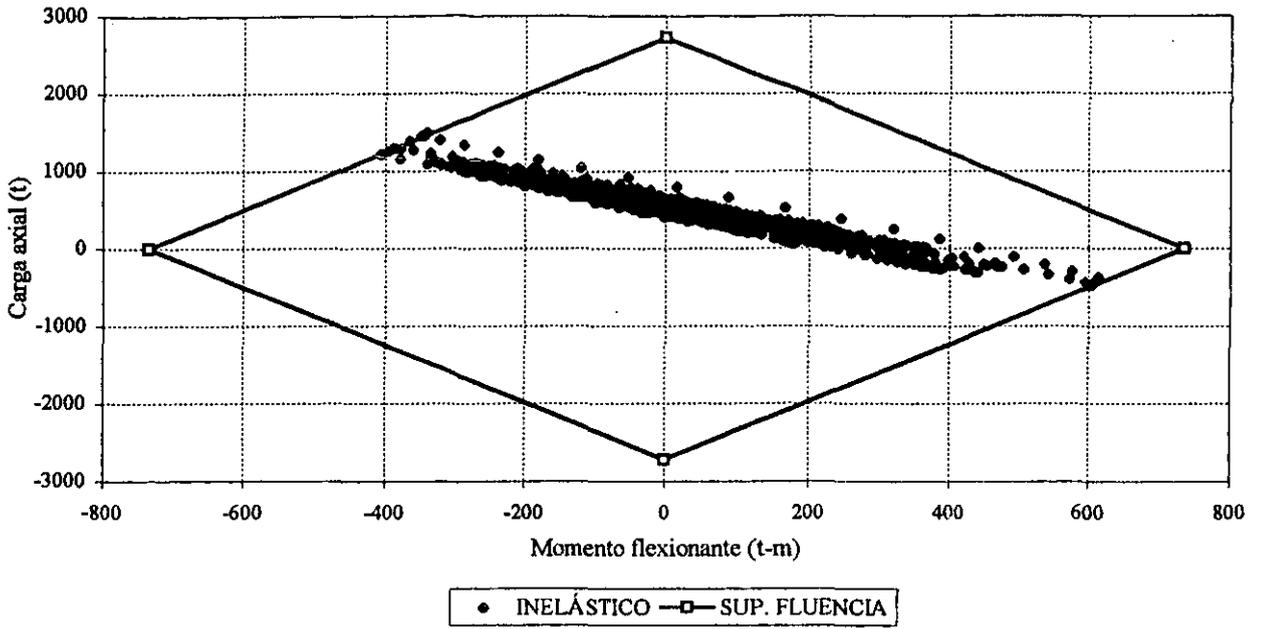


Fig 4.230.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)



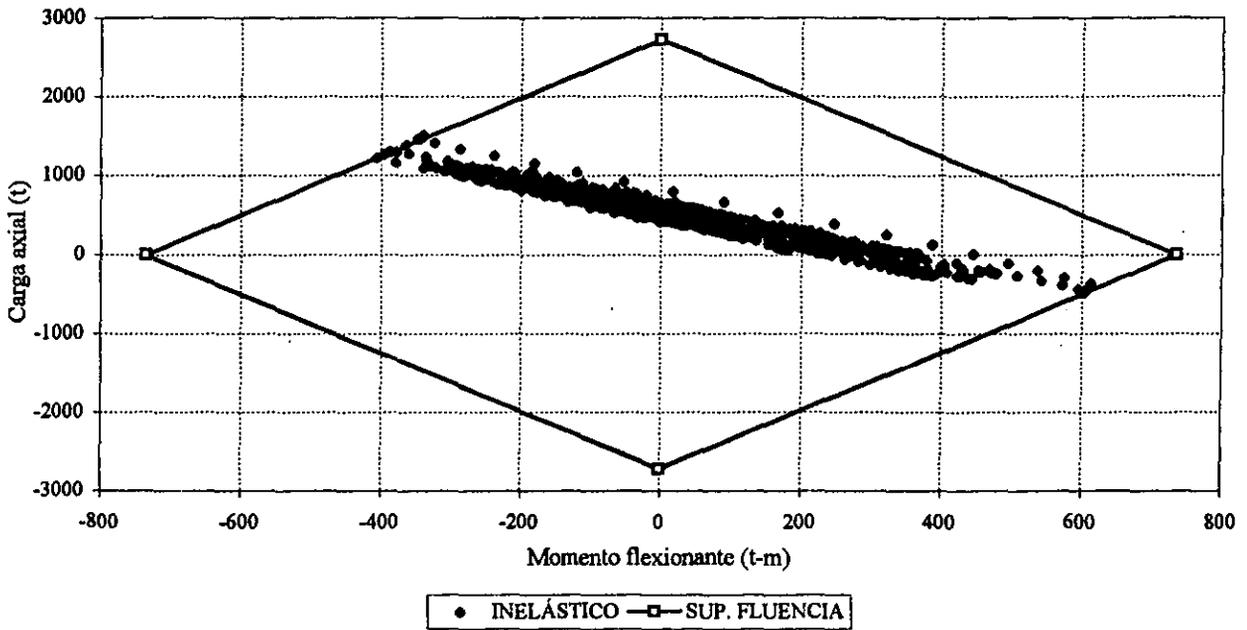


Fig 4.233.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

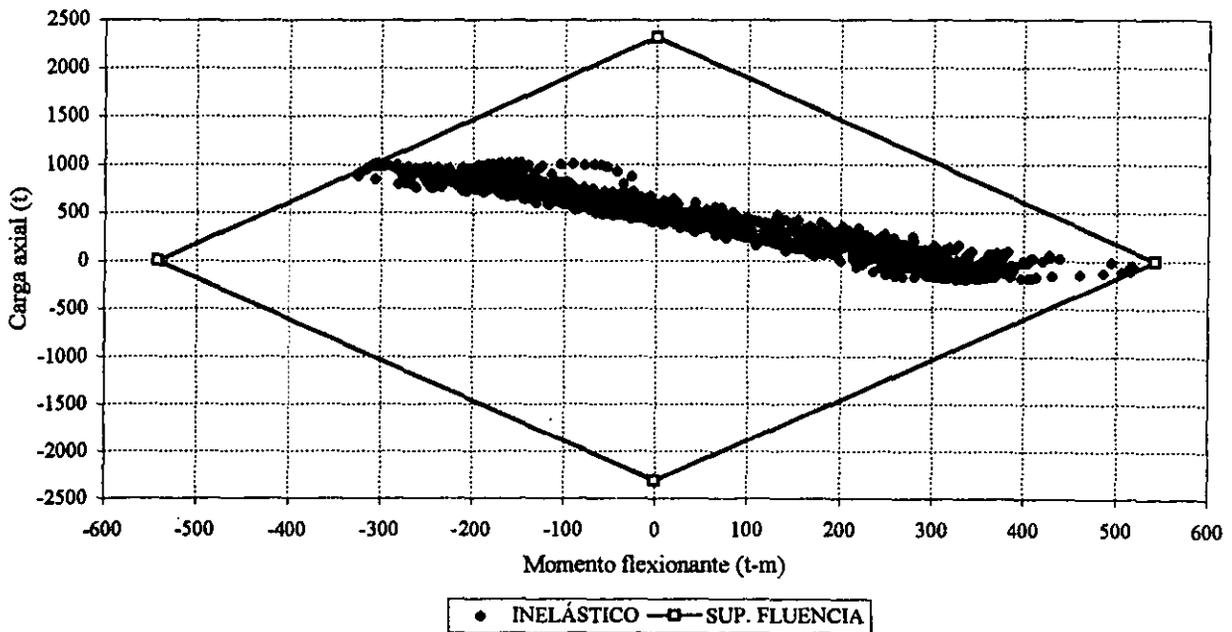


Fig 4.234.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

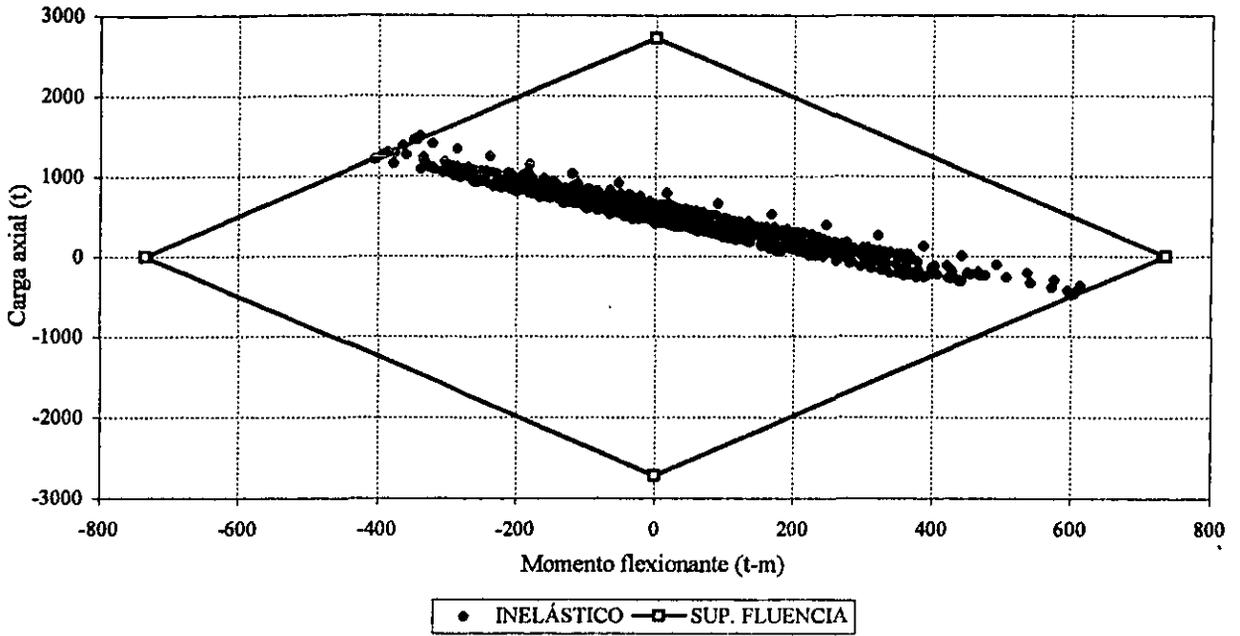


Fig 4.235.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

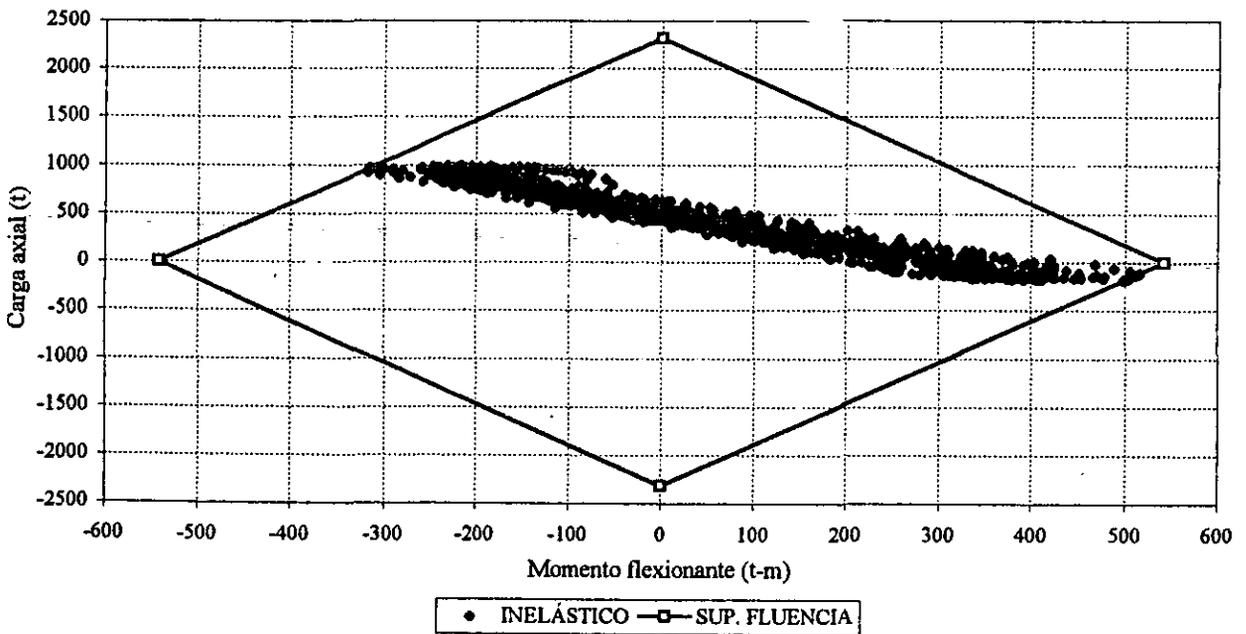


Fig 4.236.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

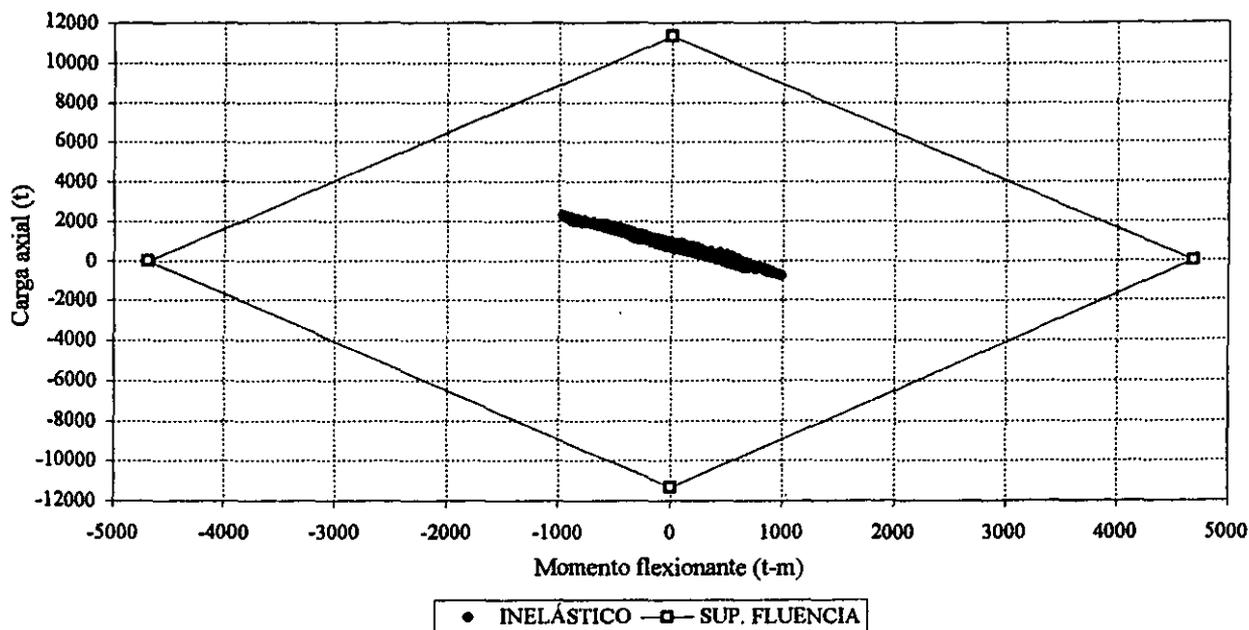


Fig 4.237.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.006$)

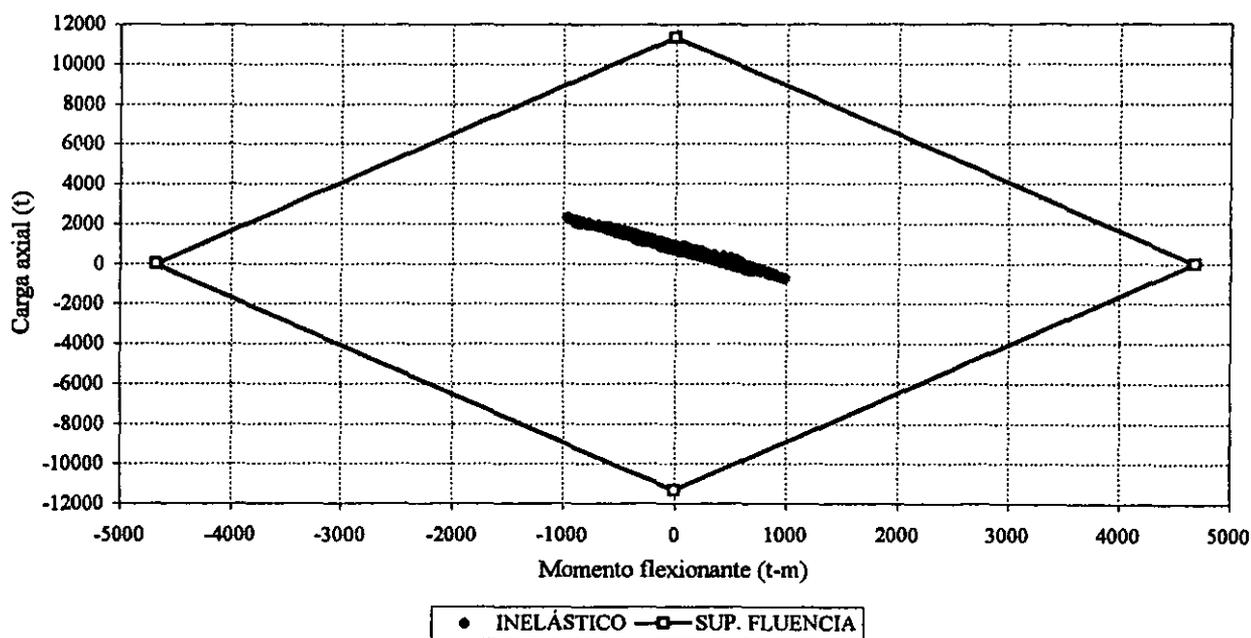


Fig 4.238.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1$, $\gamma_p \leq 0.012$)

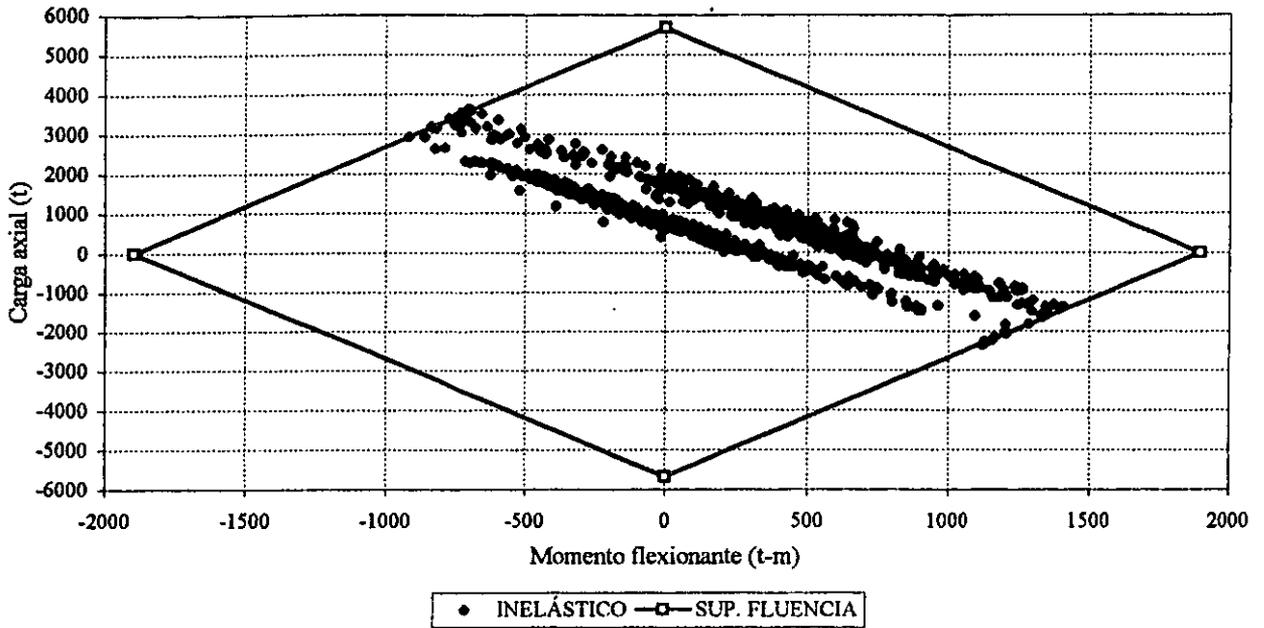


Fig 4.239.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$)

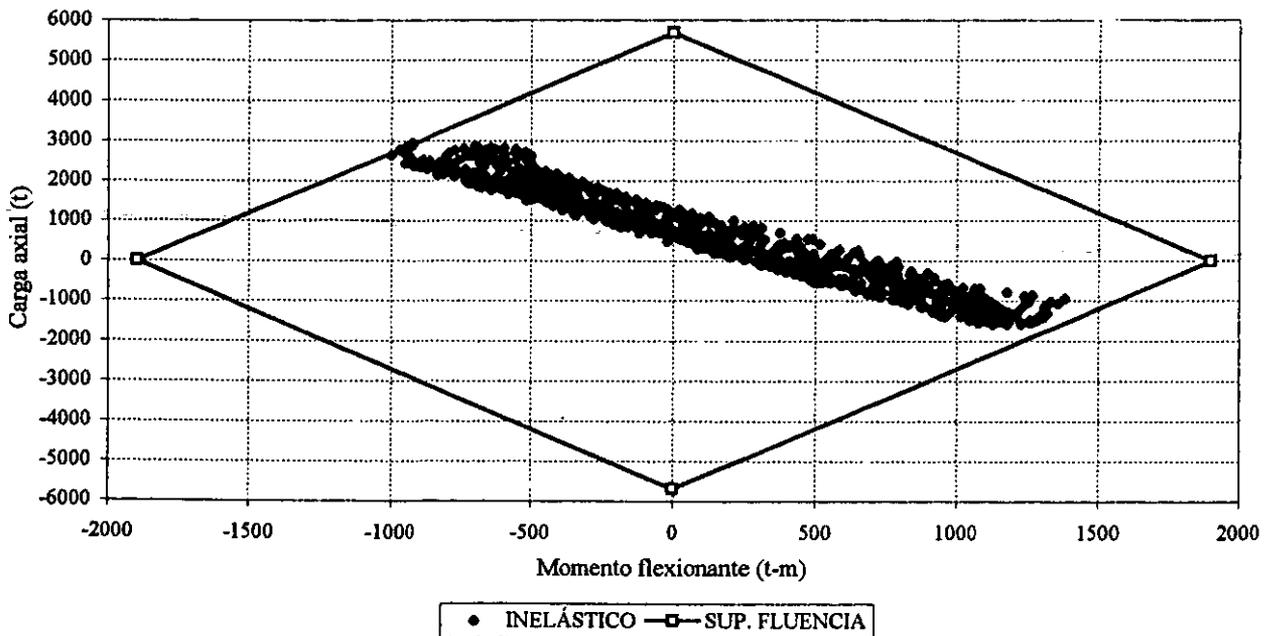


Fig 4.240.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2$, $\gamma_p \leq 0.012$)

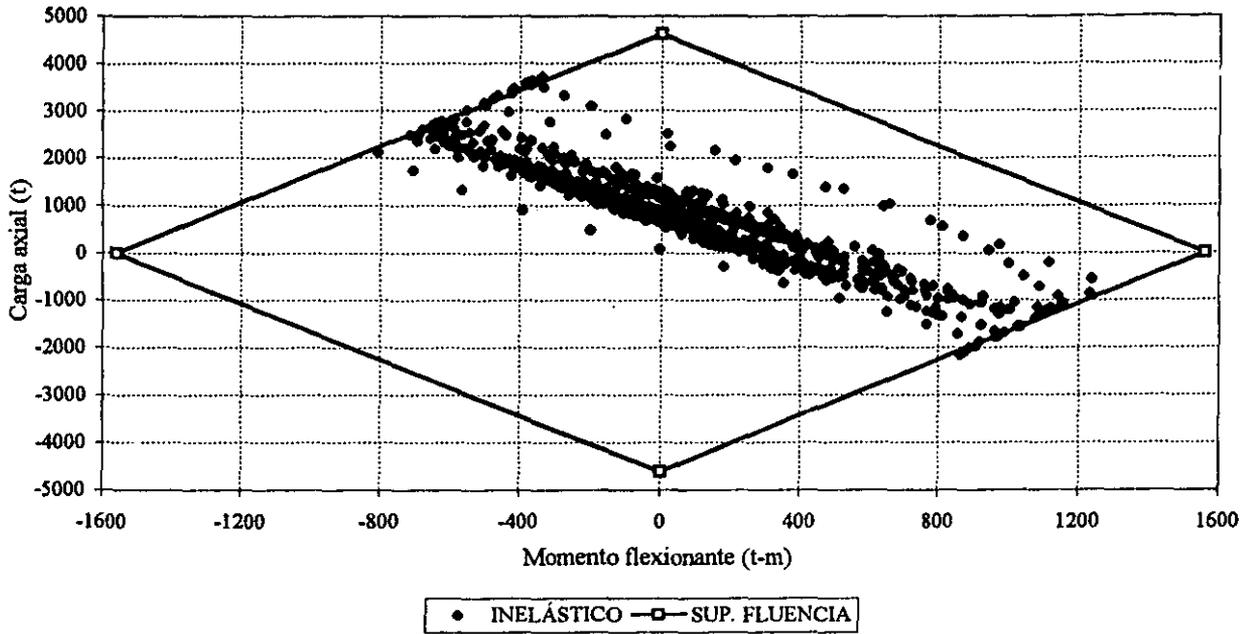


Fig 4.241.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.006$)

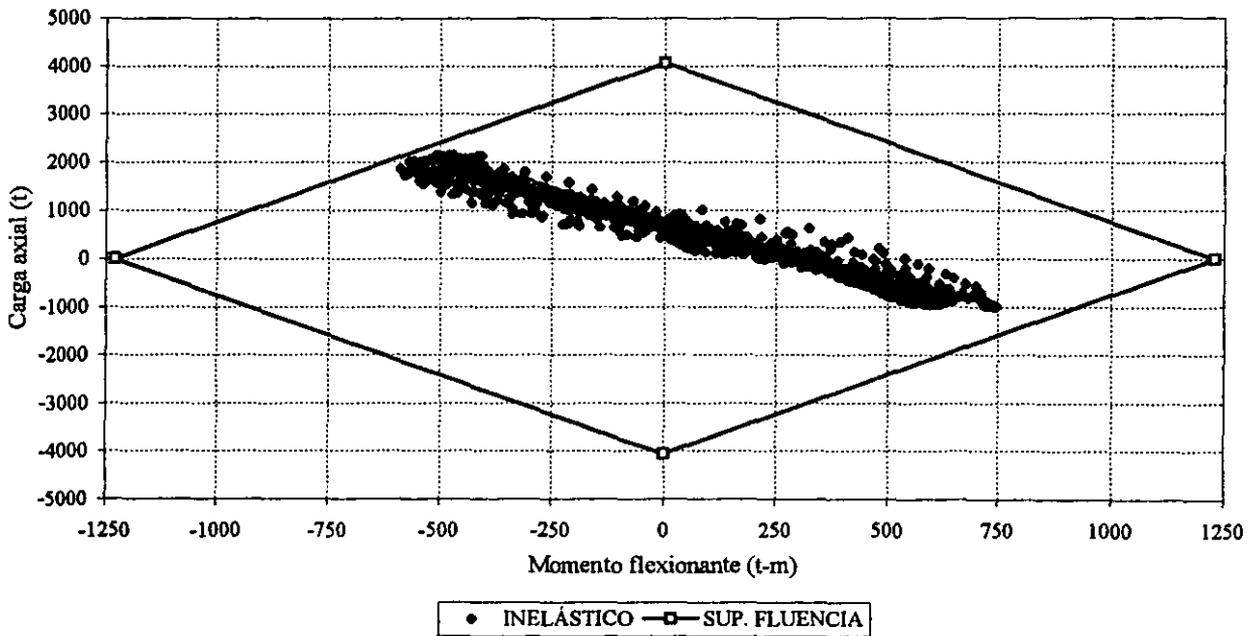


Fig 4.242.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3$, $\gamma_p \leq 0.012$)

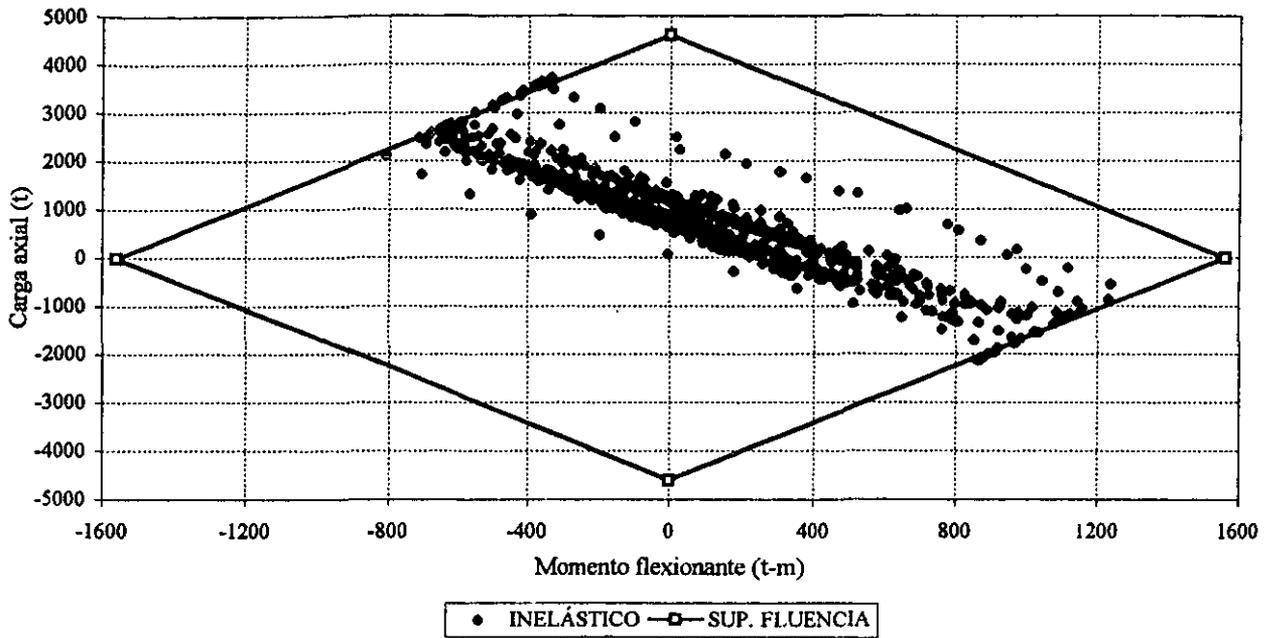


Fig 4.243.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

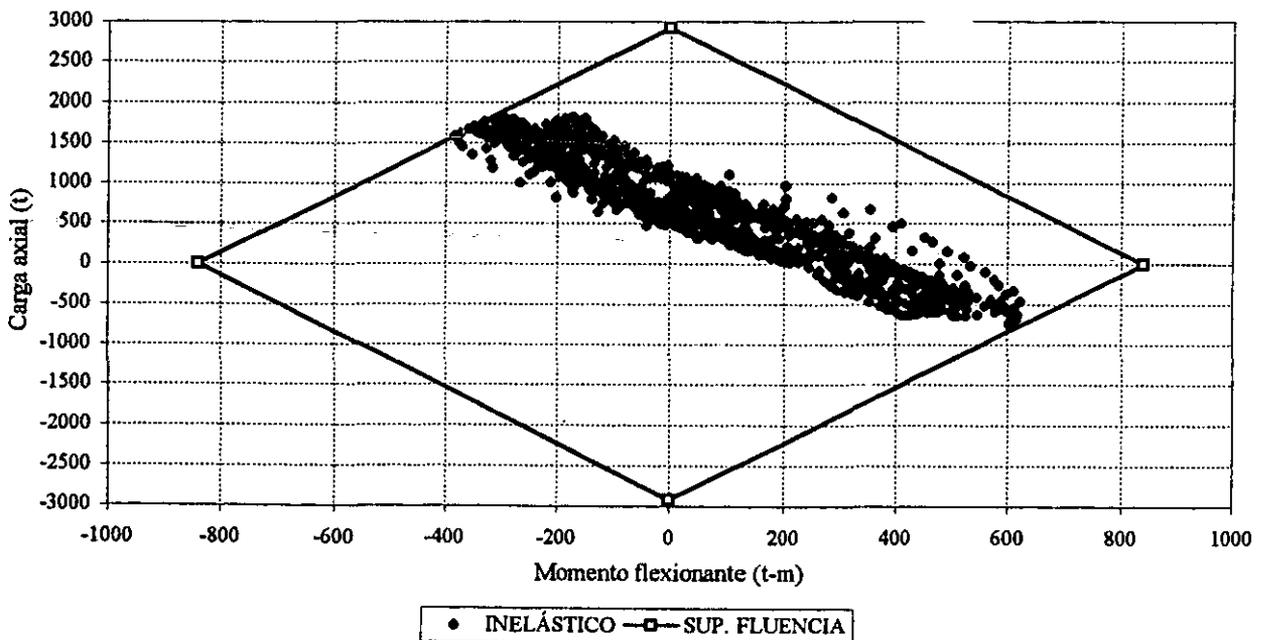


Fig 4.244.-Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

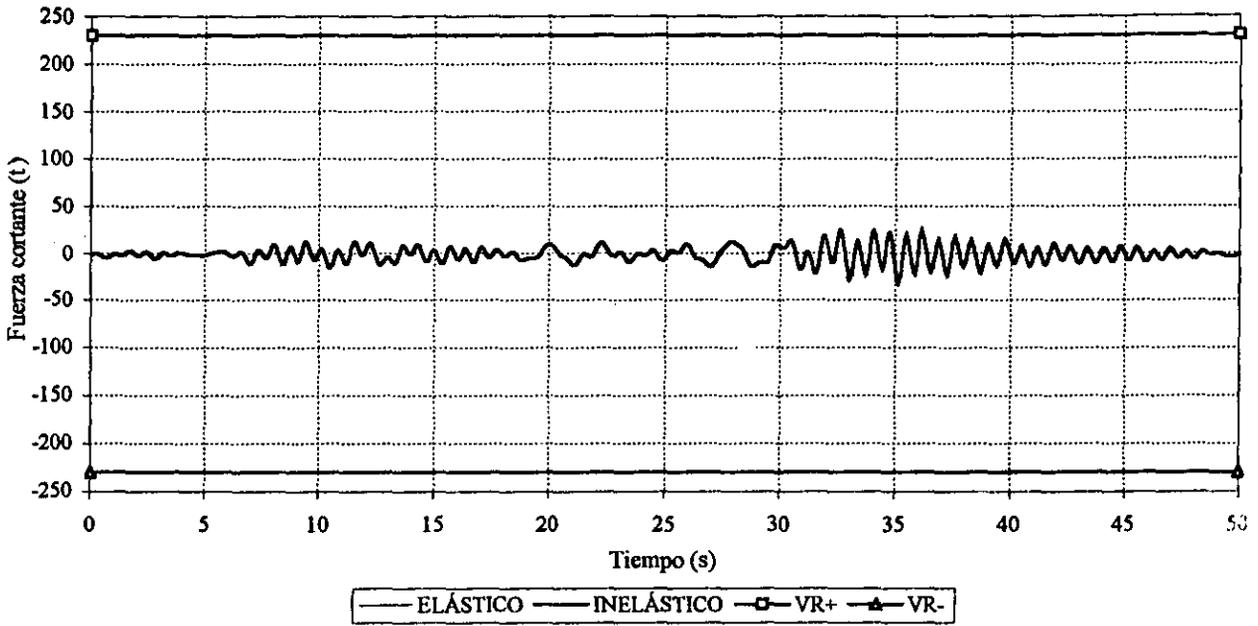


Fig 4.245.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

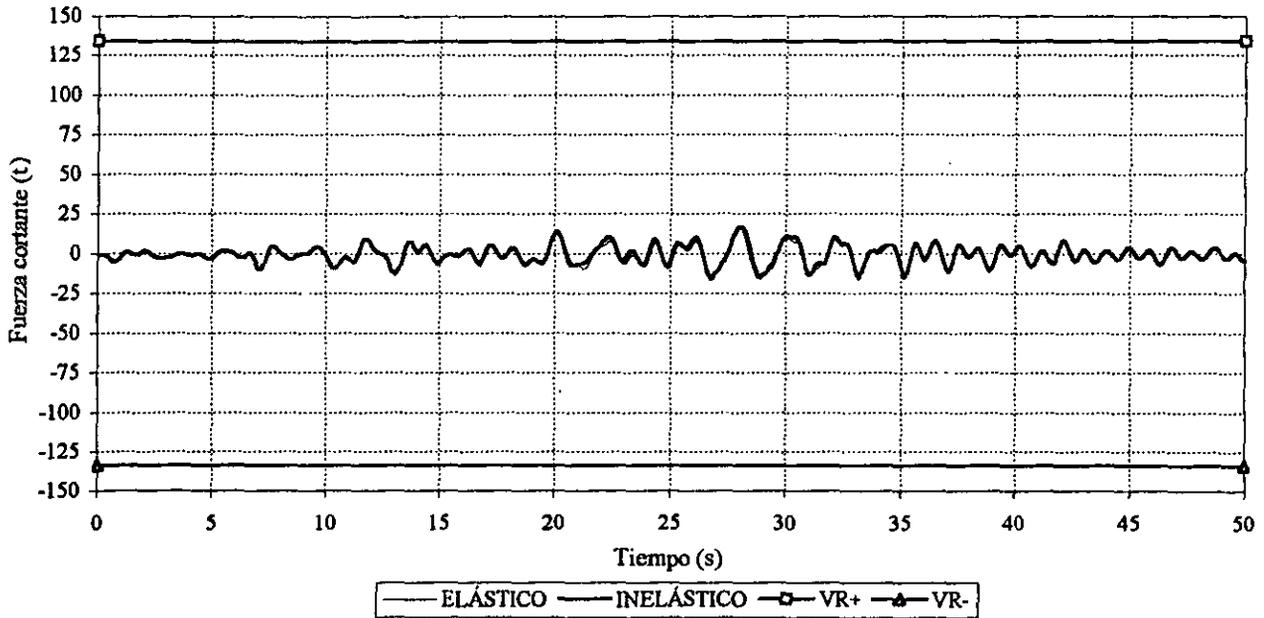


Fig 4.246.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

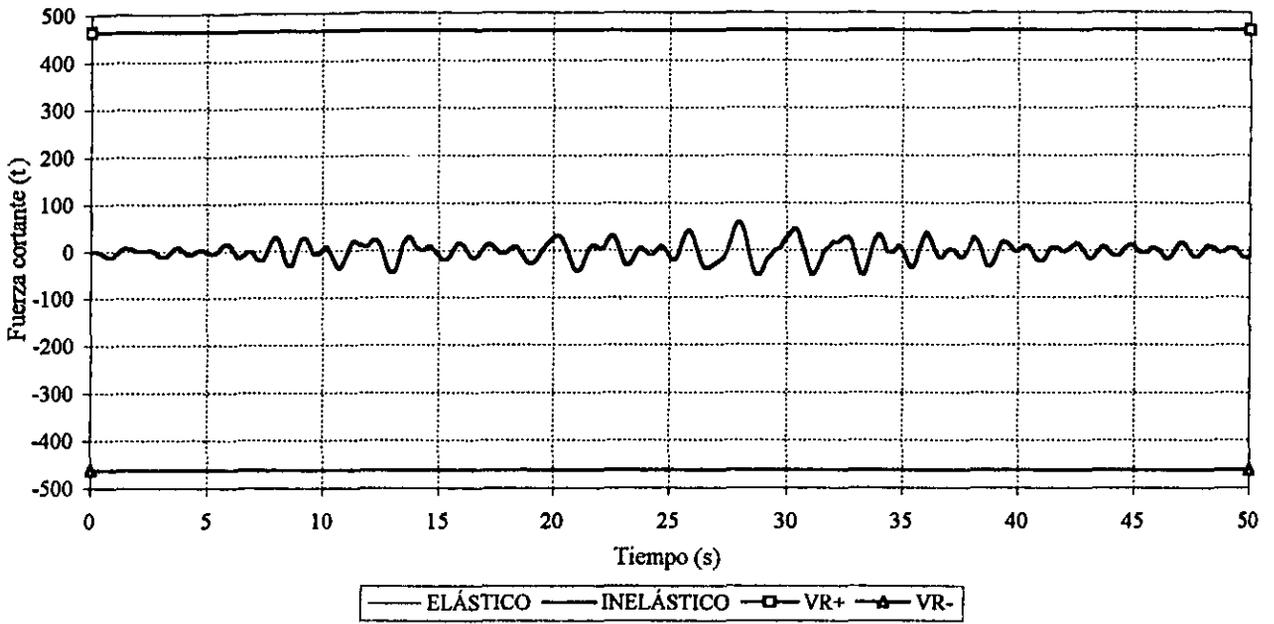


Fig 4.247.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

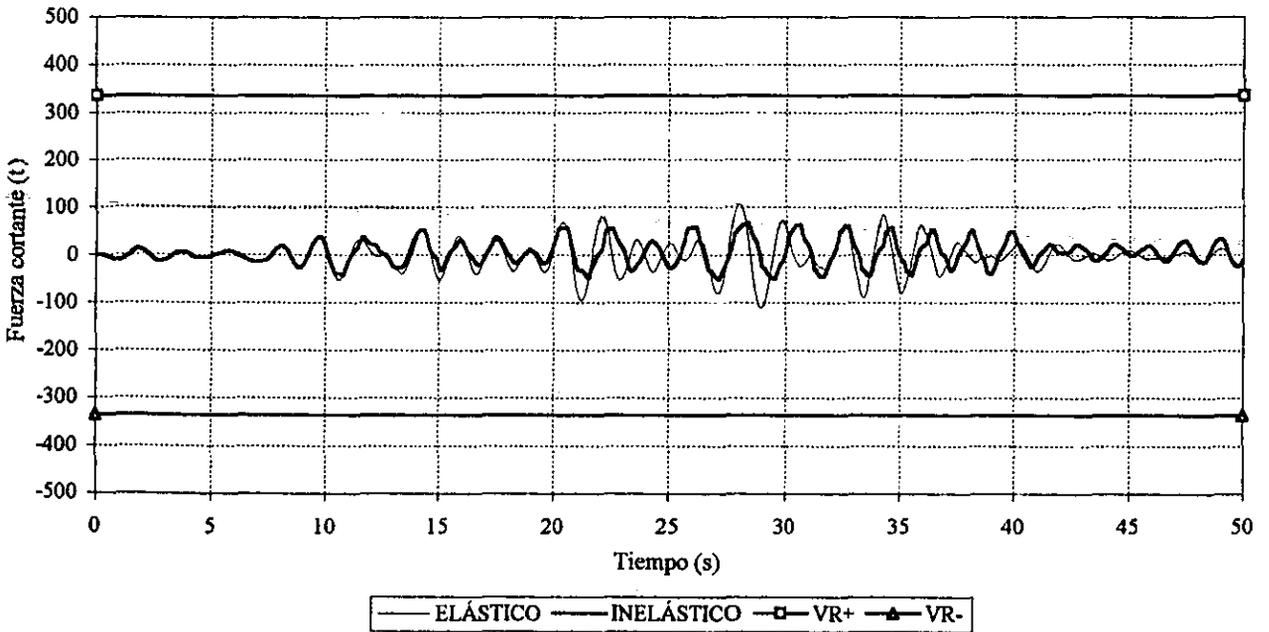


Fig 4.248.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

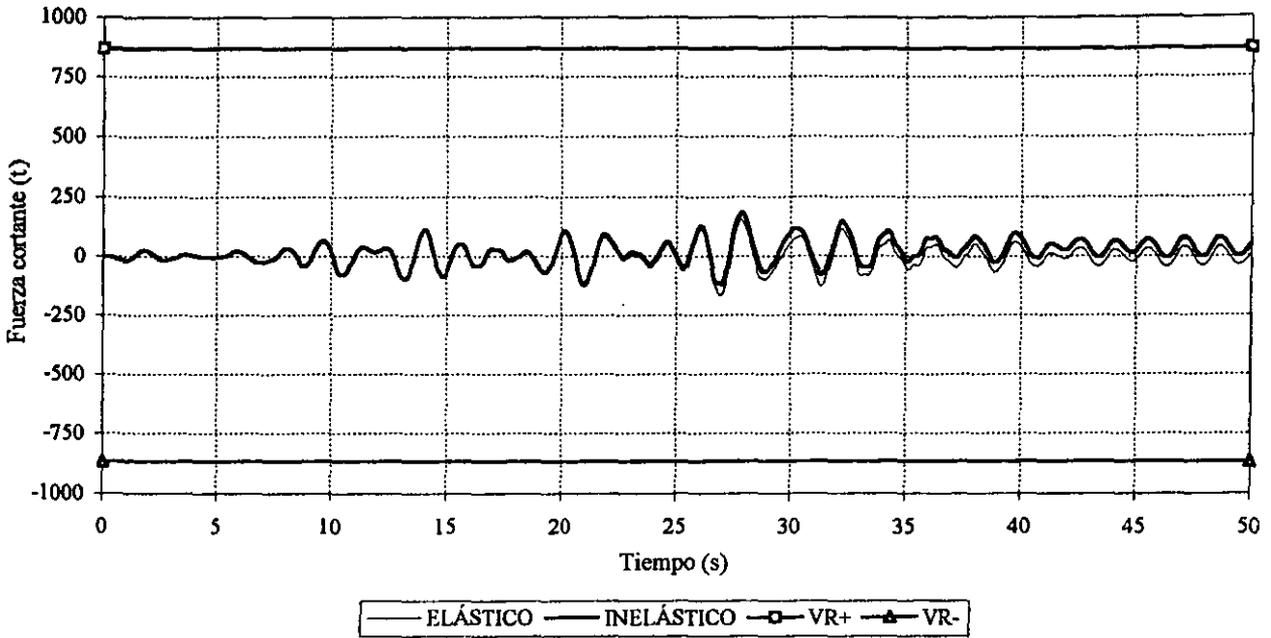


Fig 4.249.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

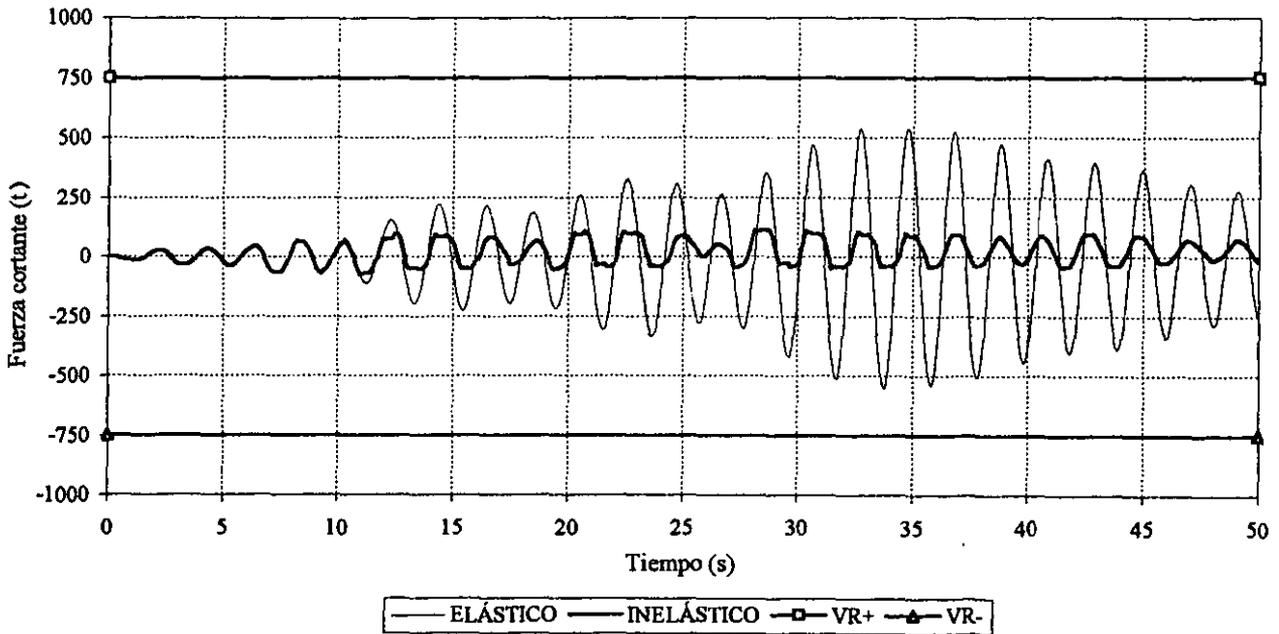


Fig 4.250.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

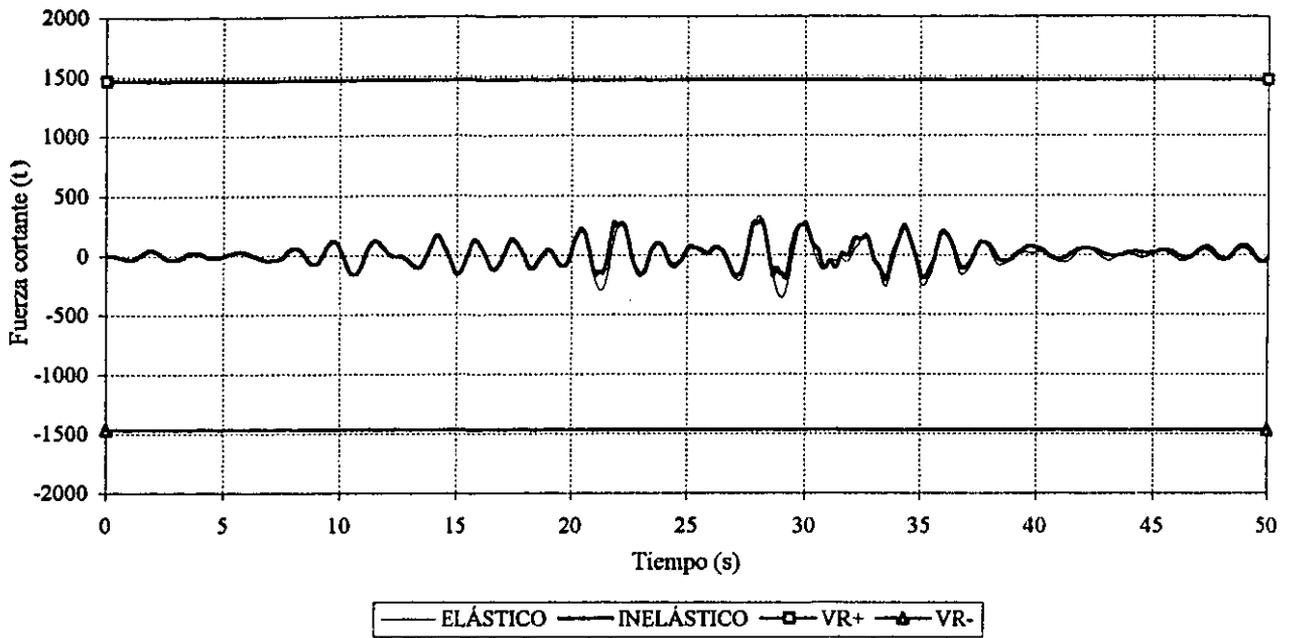


Fig 4.251.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.006$)

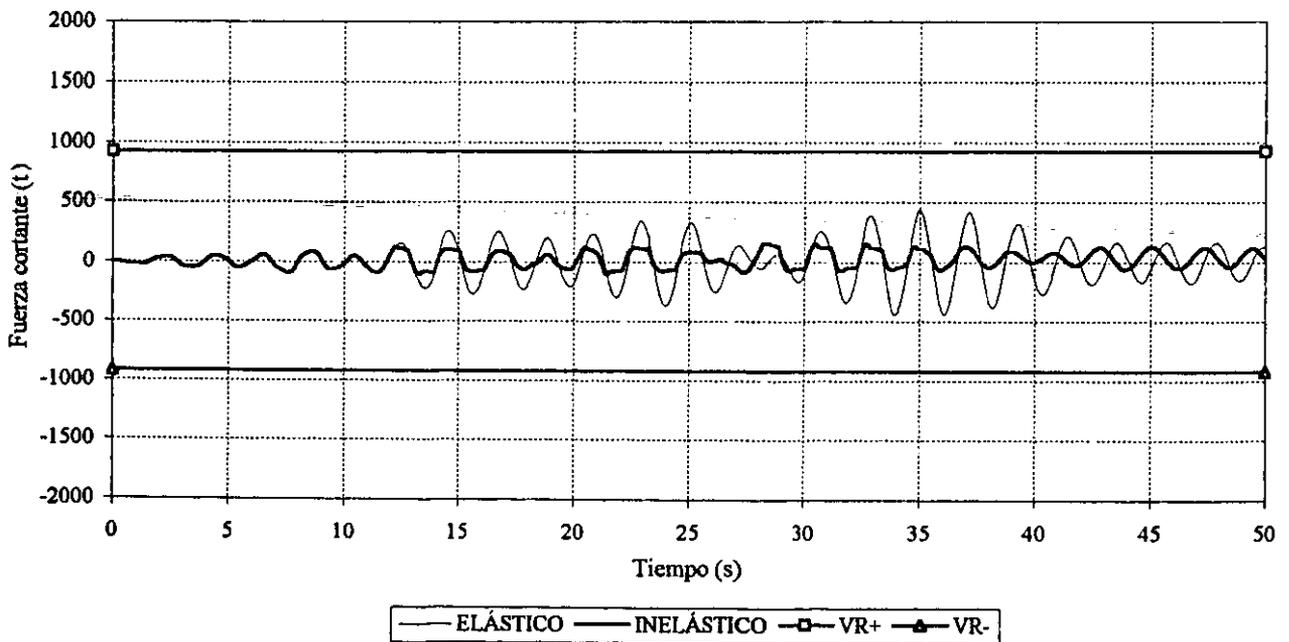


Fig 4.252.-Historia de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1 del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

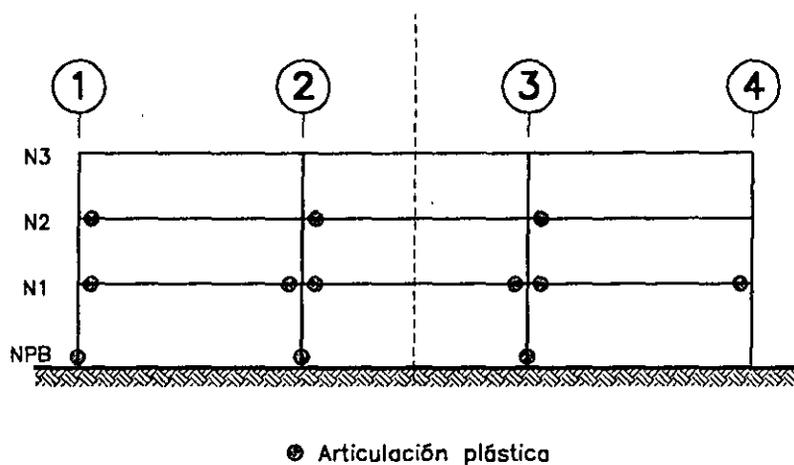


Fig 4.253.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

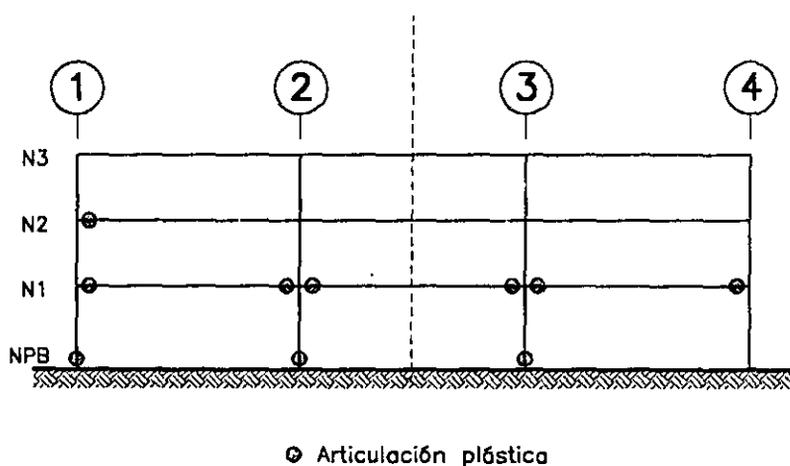


Fig 4.254.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

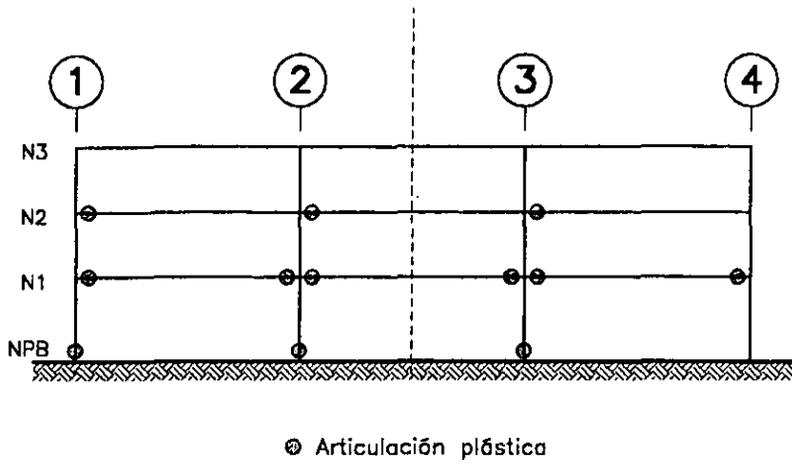


Fig 4.255.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.006$)

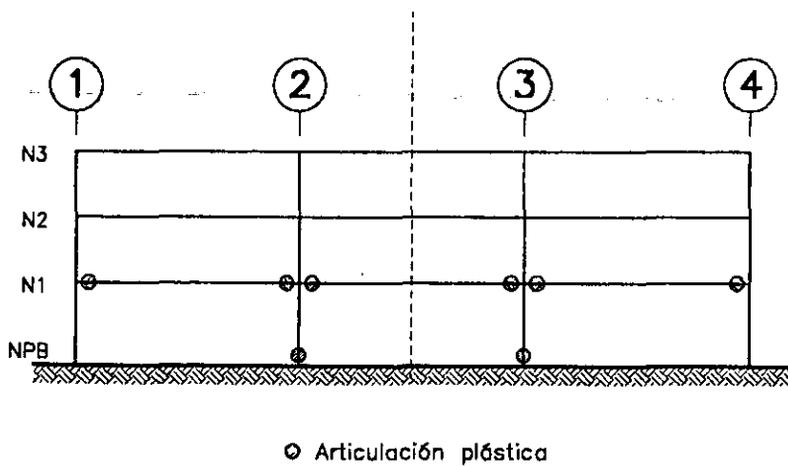


Fig 4.256.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

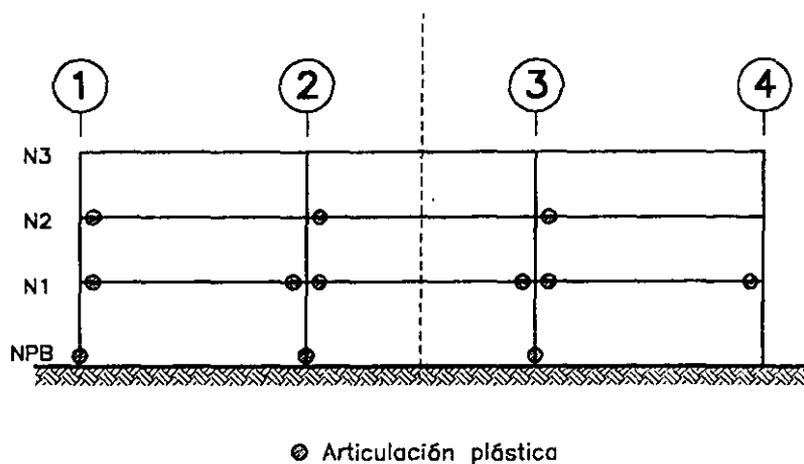


Fig 4.257.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.006$)

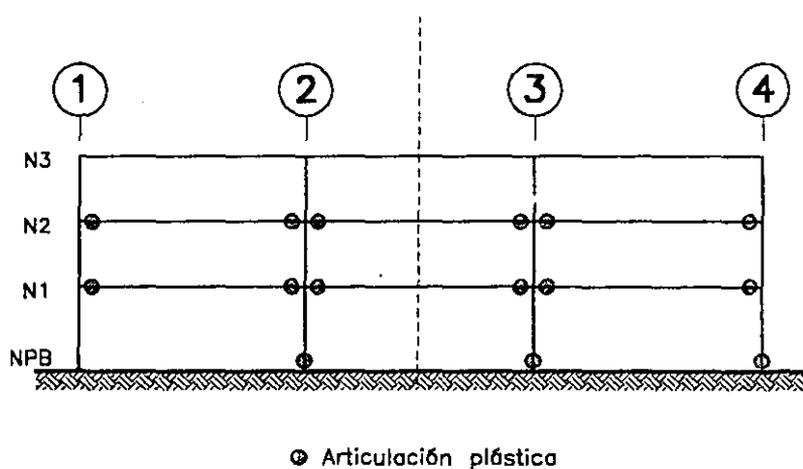


Fig 4.258.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

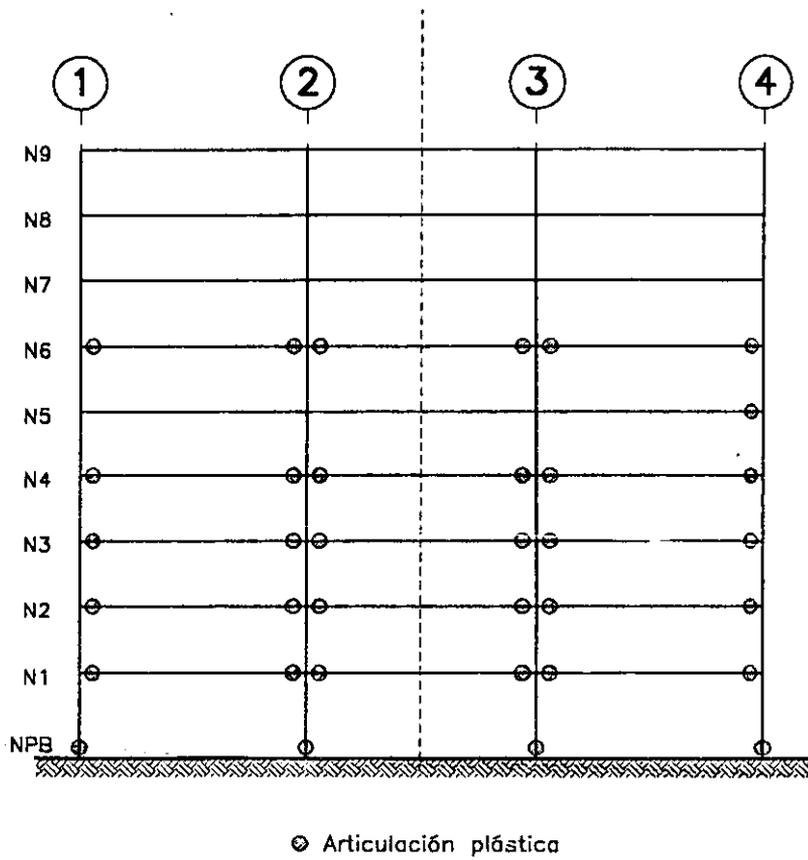


Fig 4.259.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

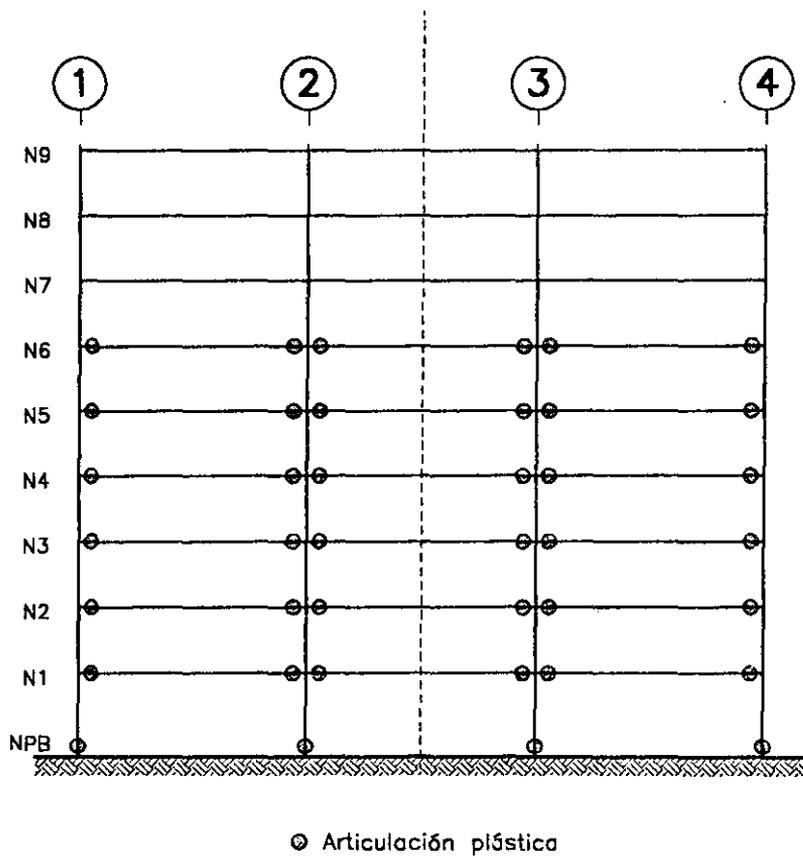


Fig 4.260.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

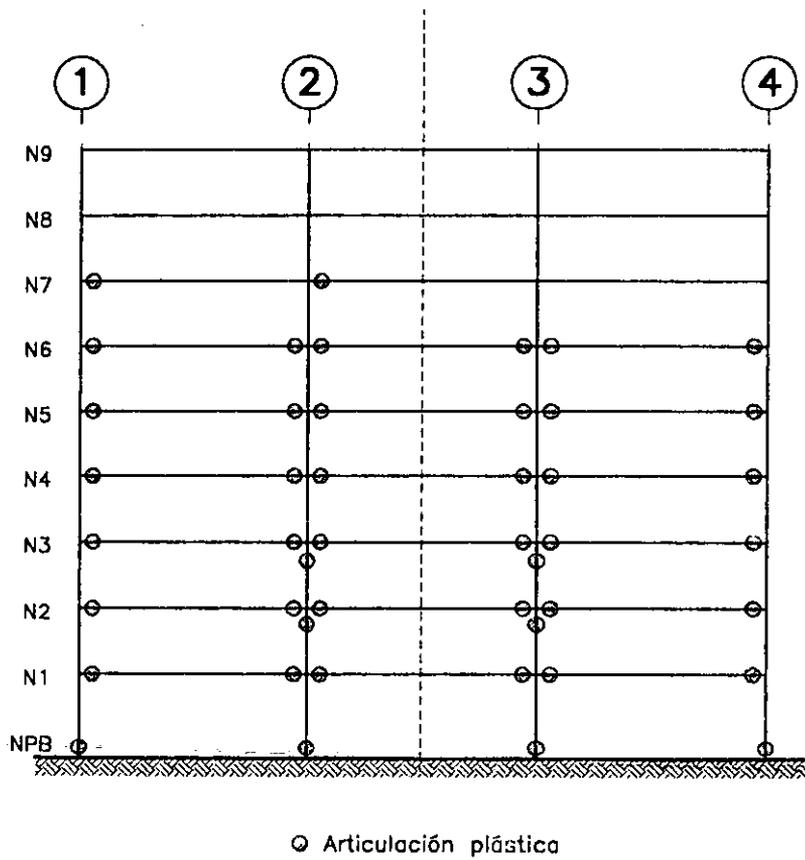


Fig 4.261.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

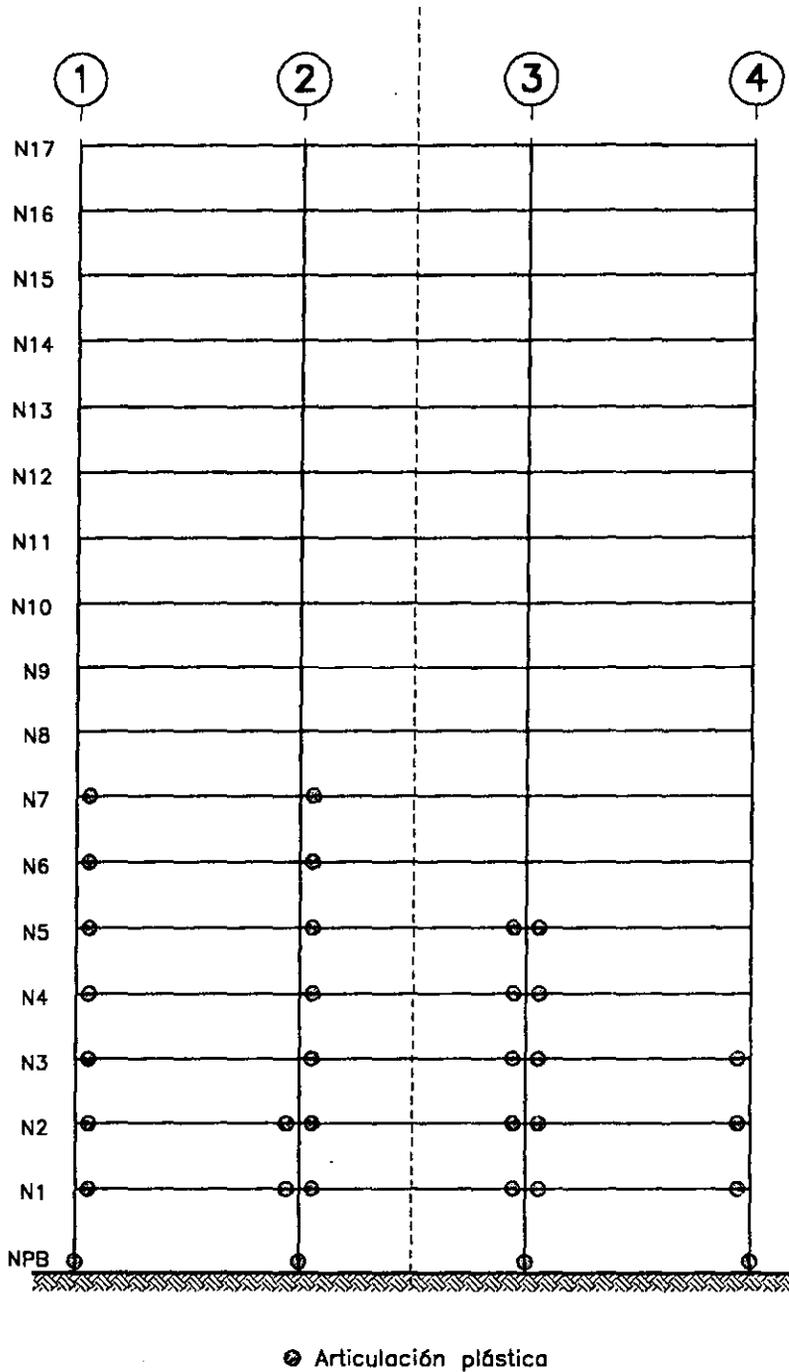


Fig 4.262.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2, 3$ y $4, \gamma_p \leq 0.006$)

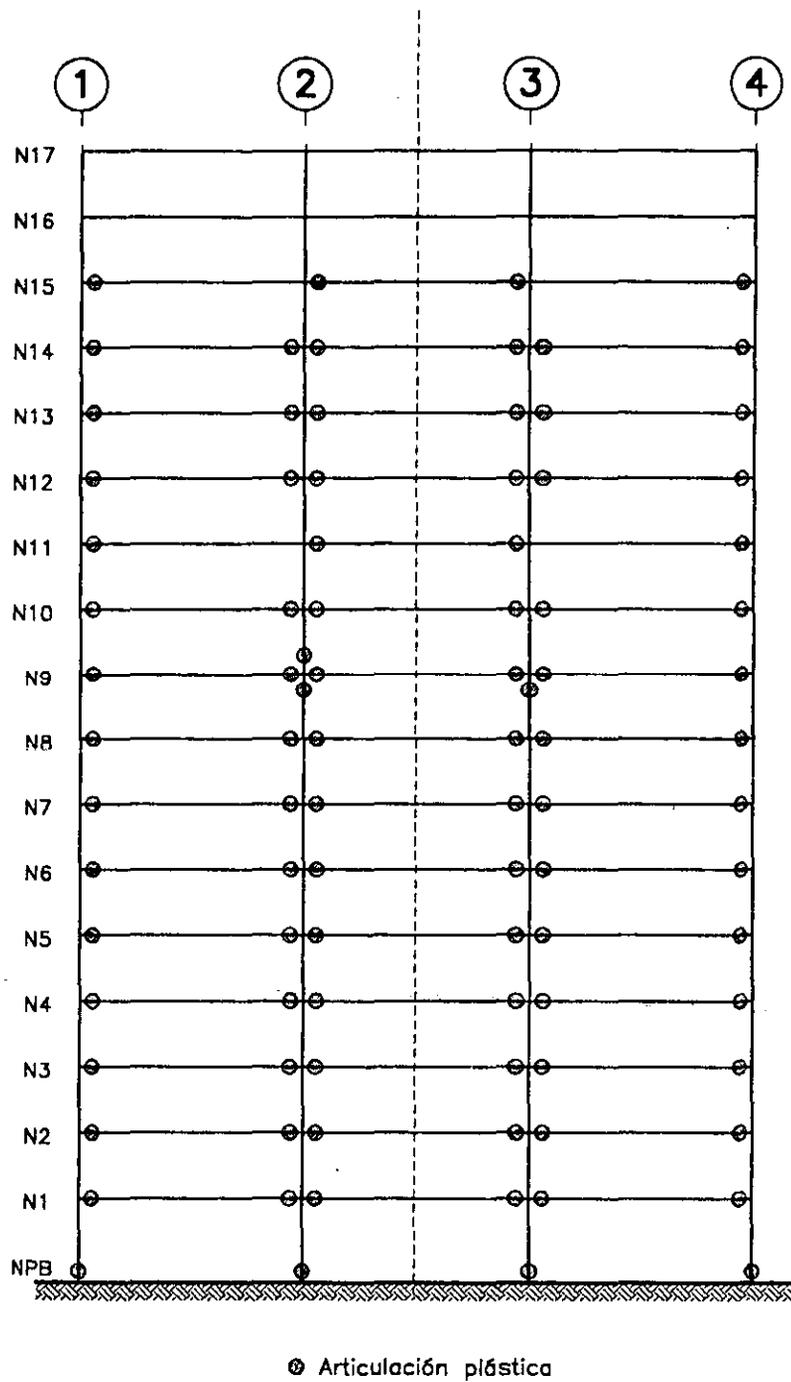


Fig 4.263.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

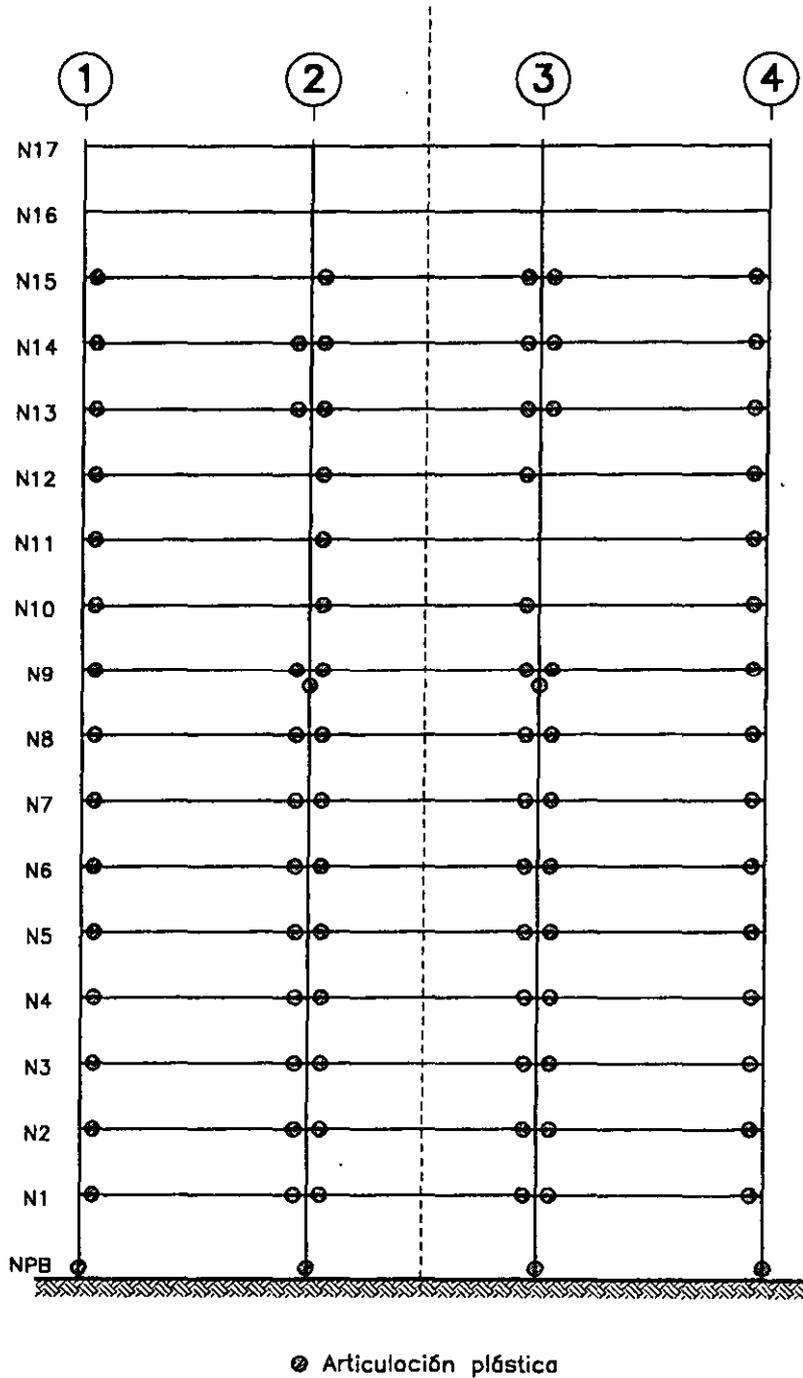


Fig 4.264.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3,7\%$ ≤ 0.012)

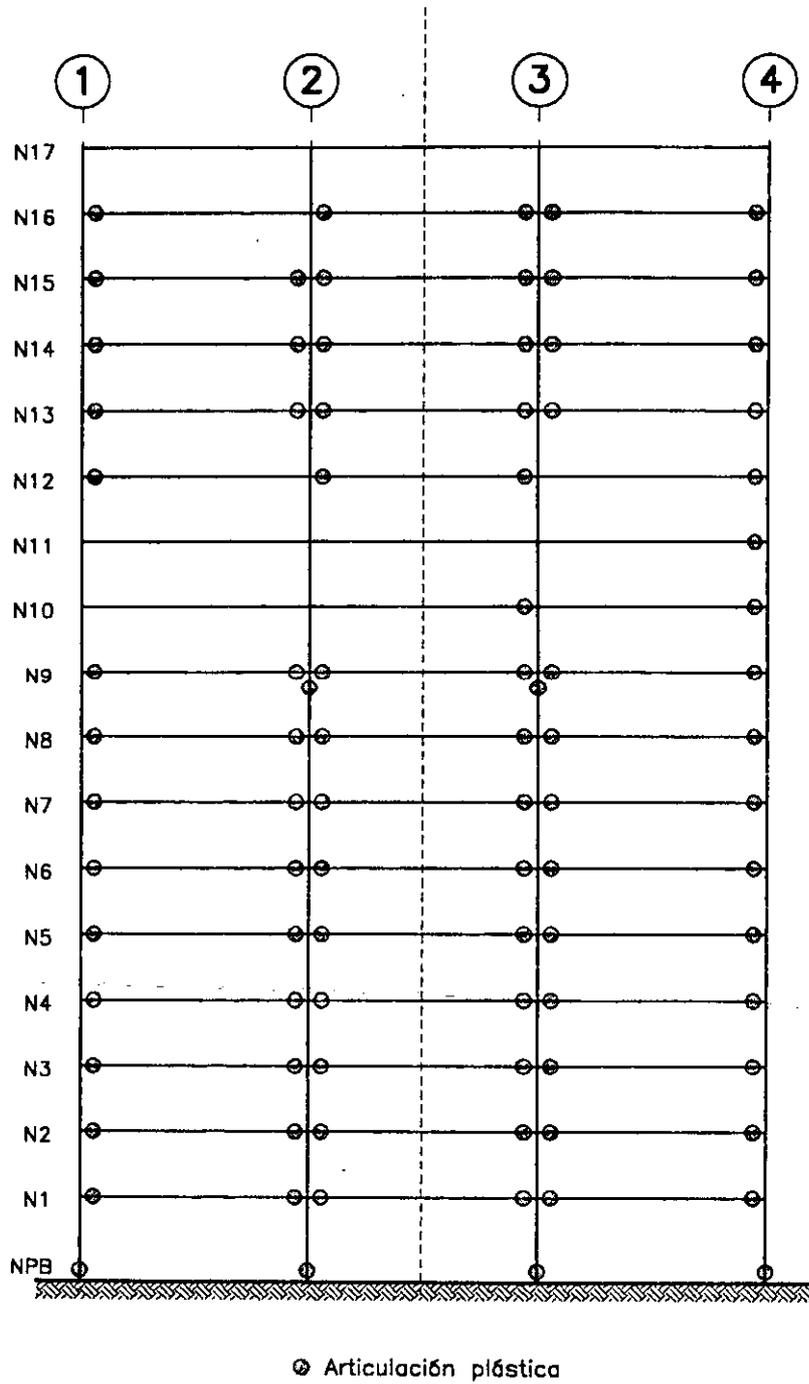


Fig 4.265.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4, \gamma_p \leq 0.012$)

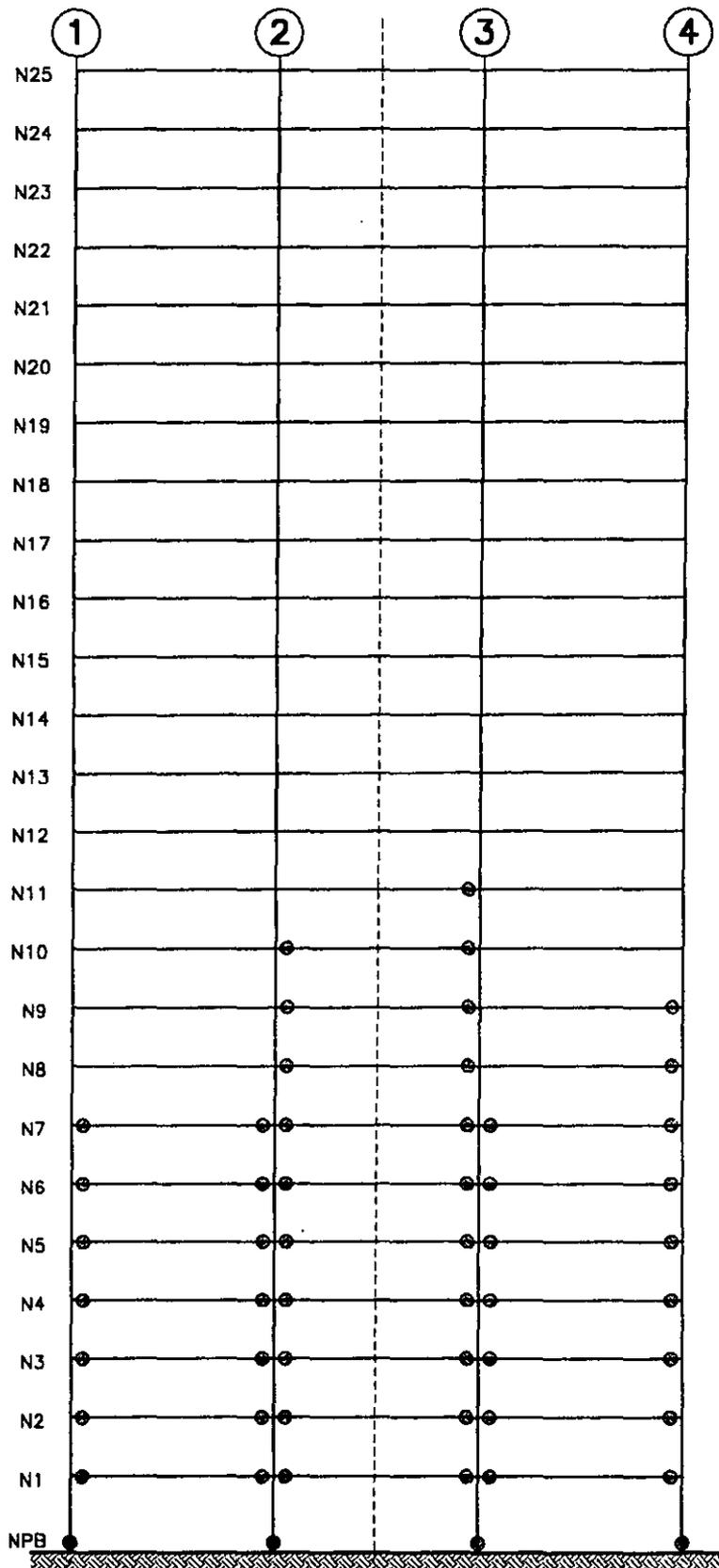


Fig 4.266.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.006$)

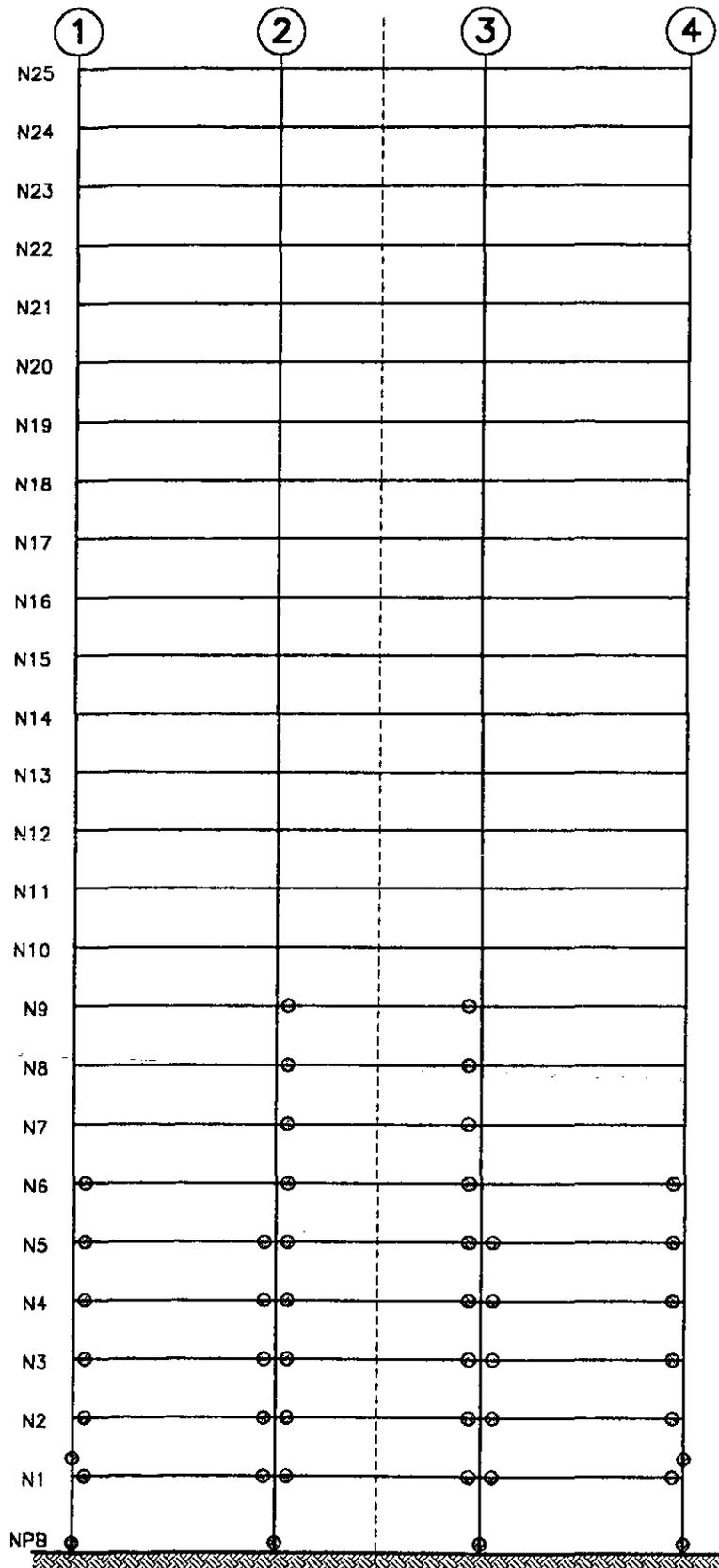


Fig 4.267.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3y4,7_p \leq 0.006$)

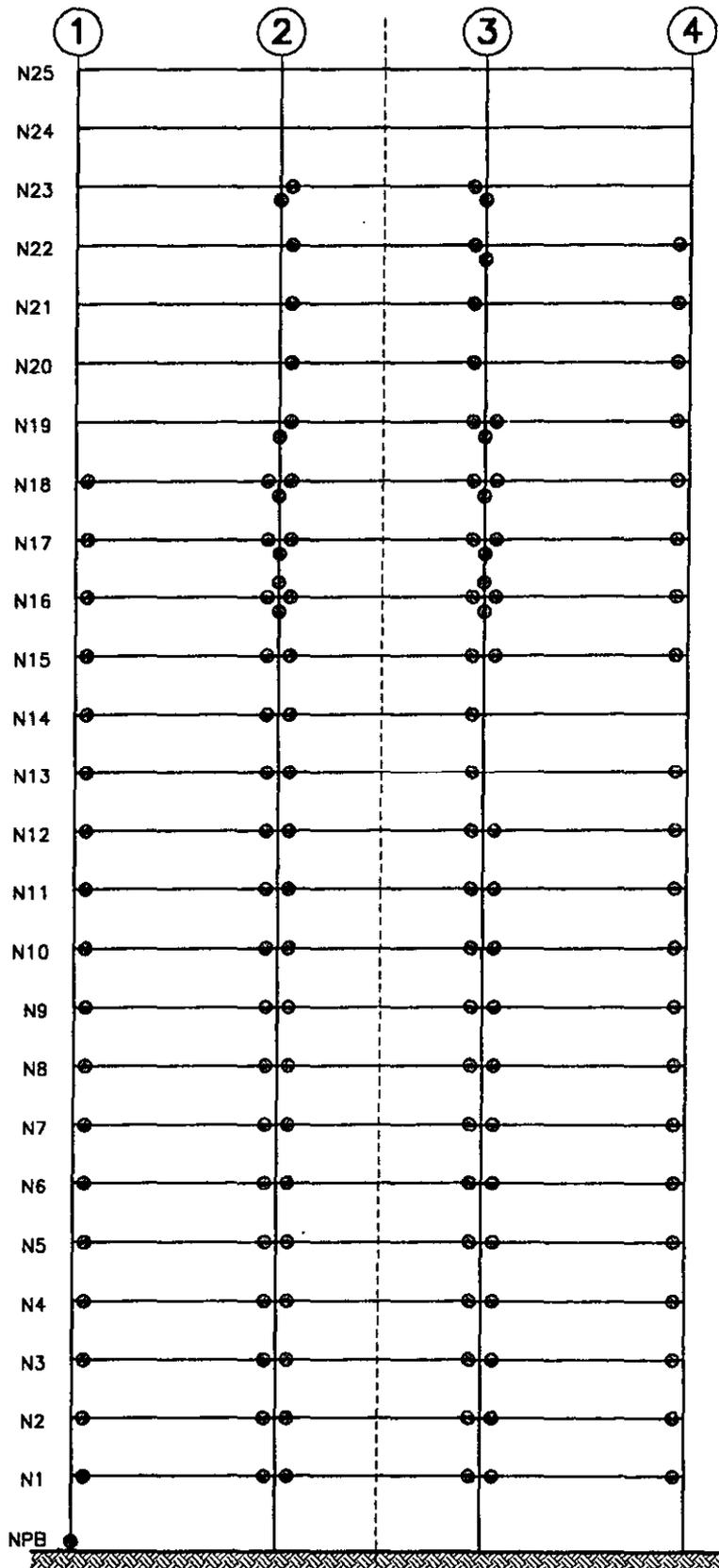


Fig 4.268.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2, \gamma_p \leq 0.012$)

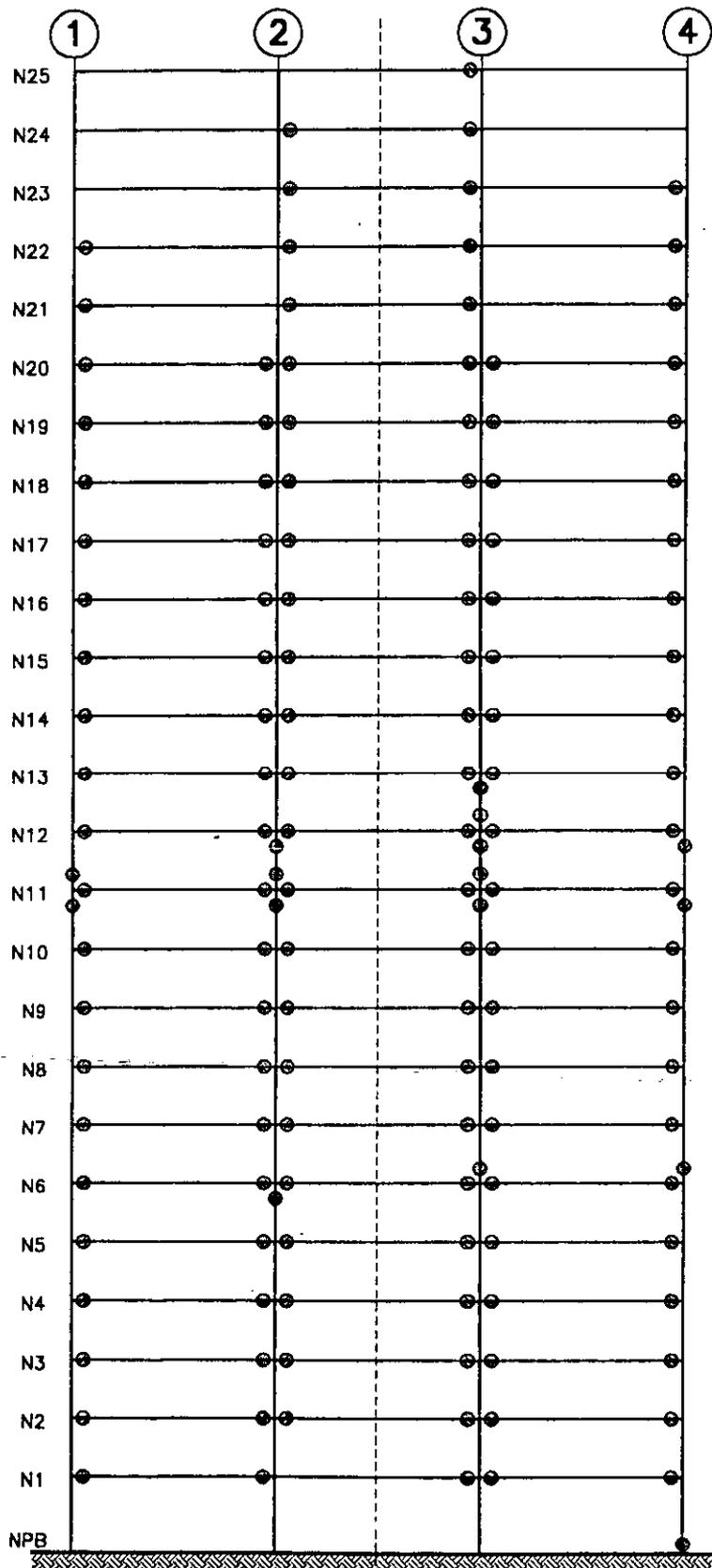


Fig 4.269.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3, \gamma_p \leq 0.012$)

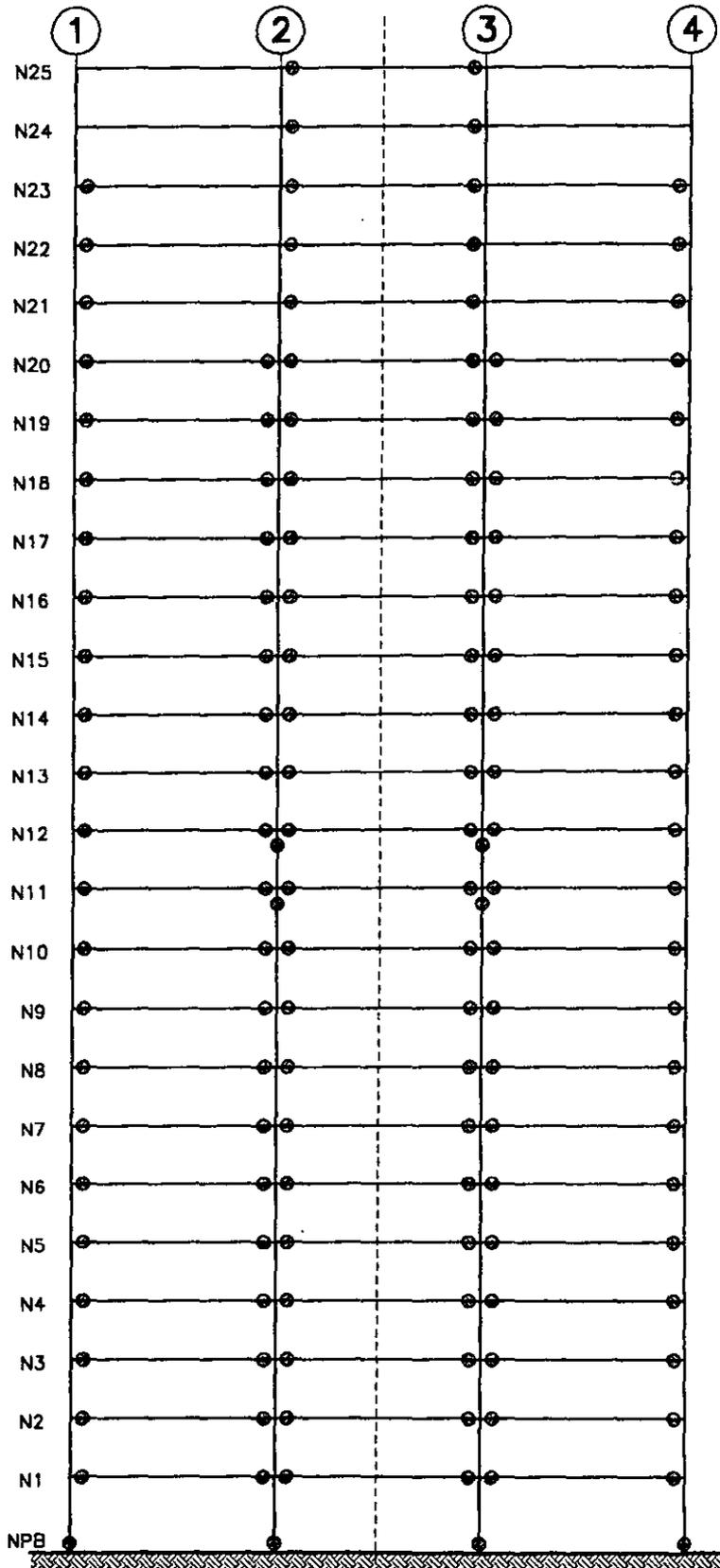


Fig 4.270.—Distribución global de articulaciones plásticas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$)

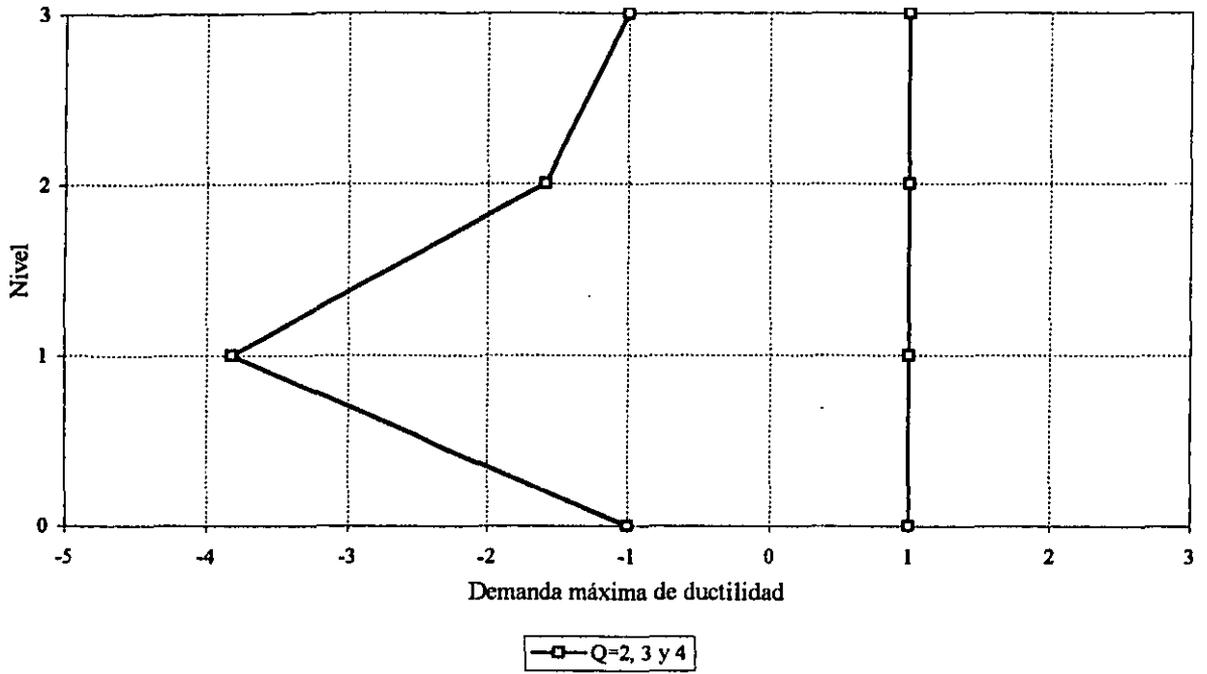


Fig 4.271.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

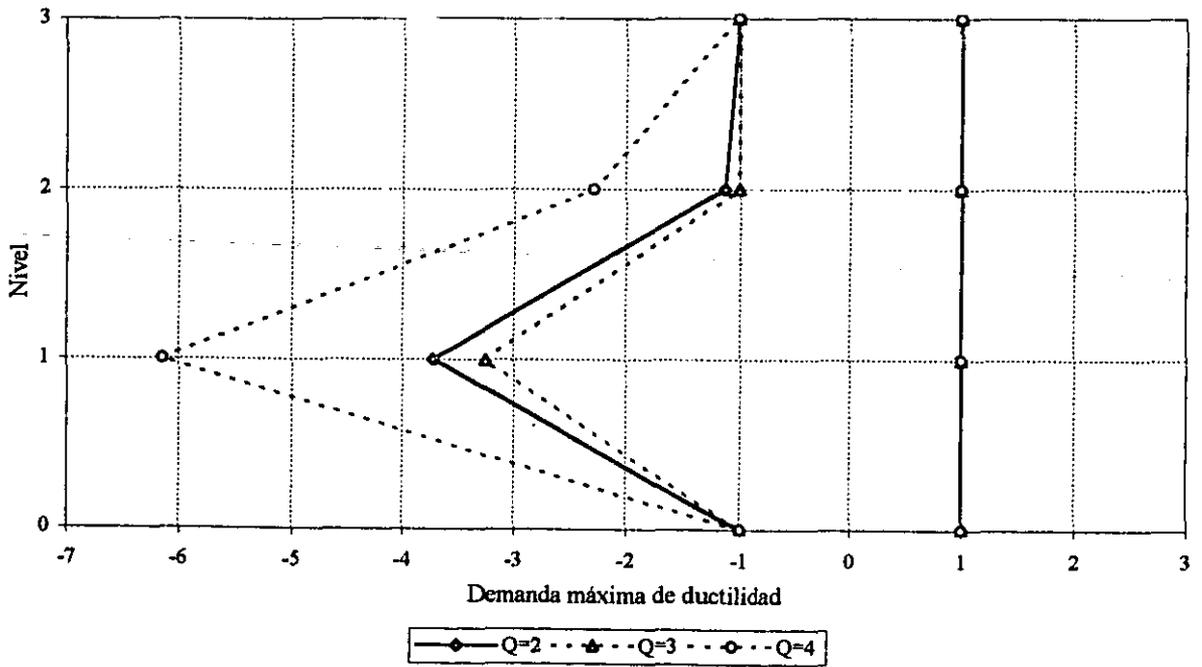


Fig 4.272.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

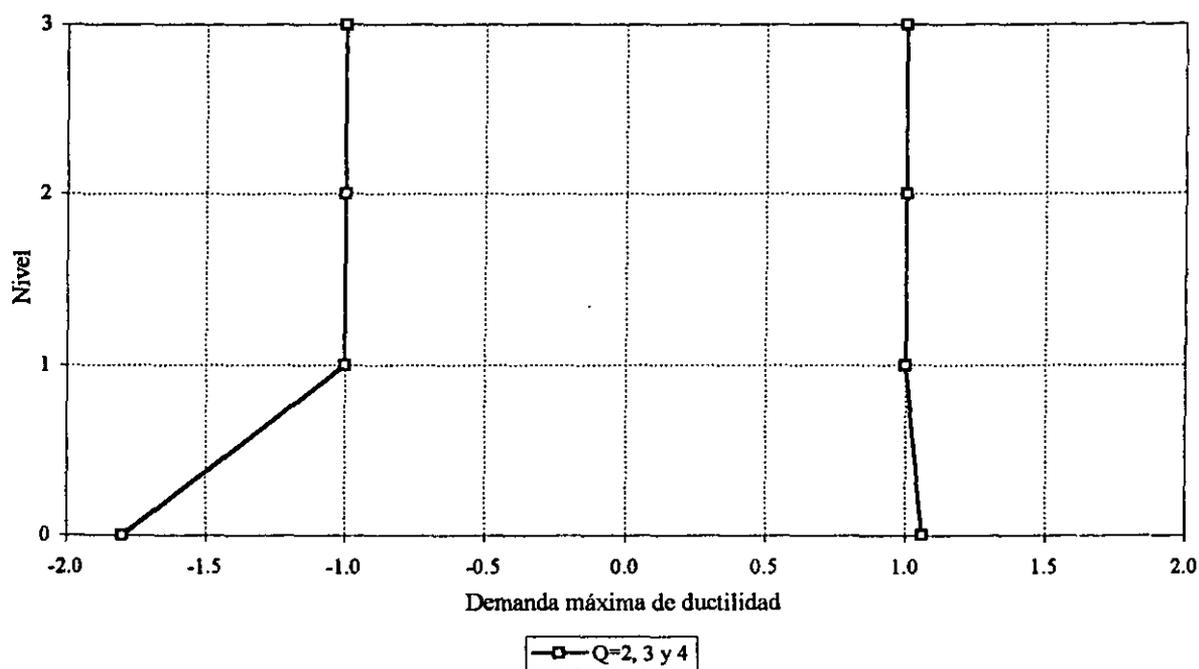


Fig 4.273.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

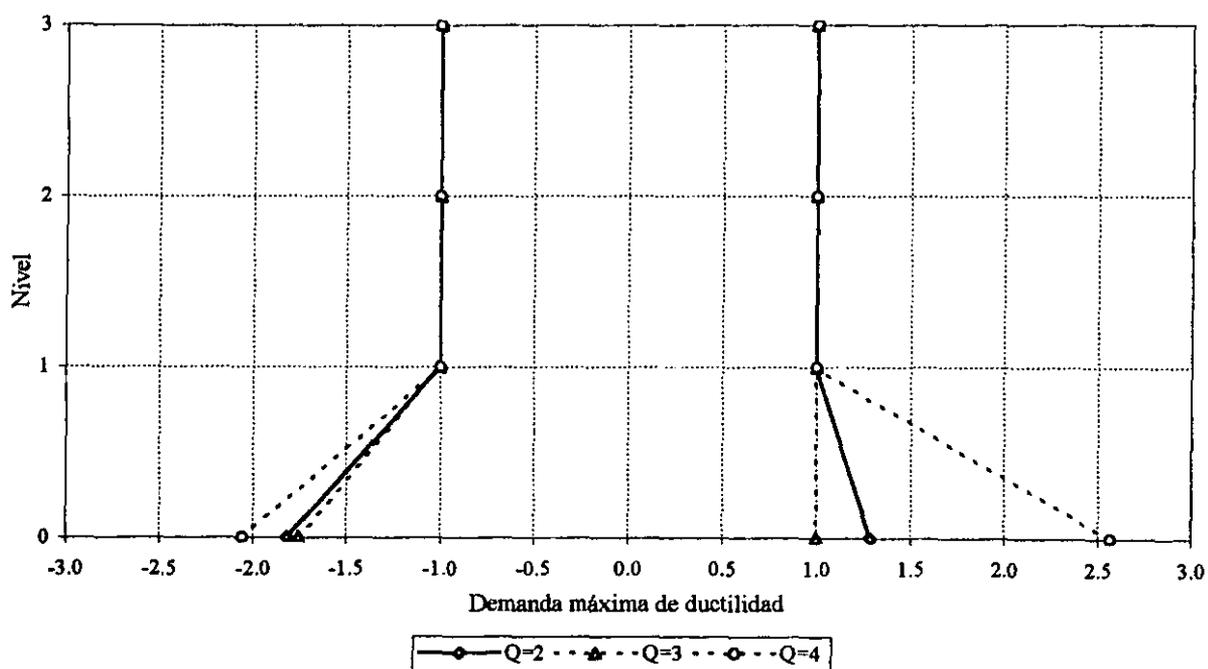


Fig 4.274.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

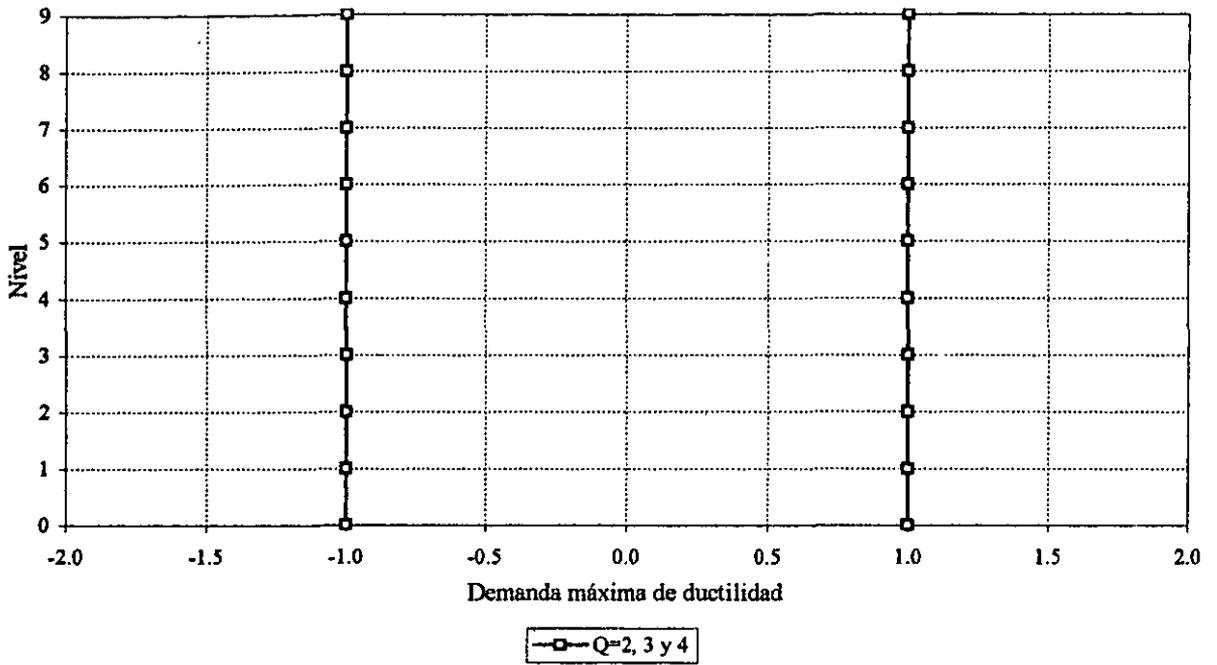


Fig 4.275.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

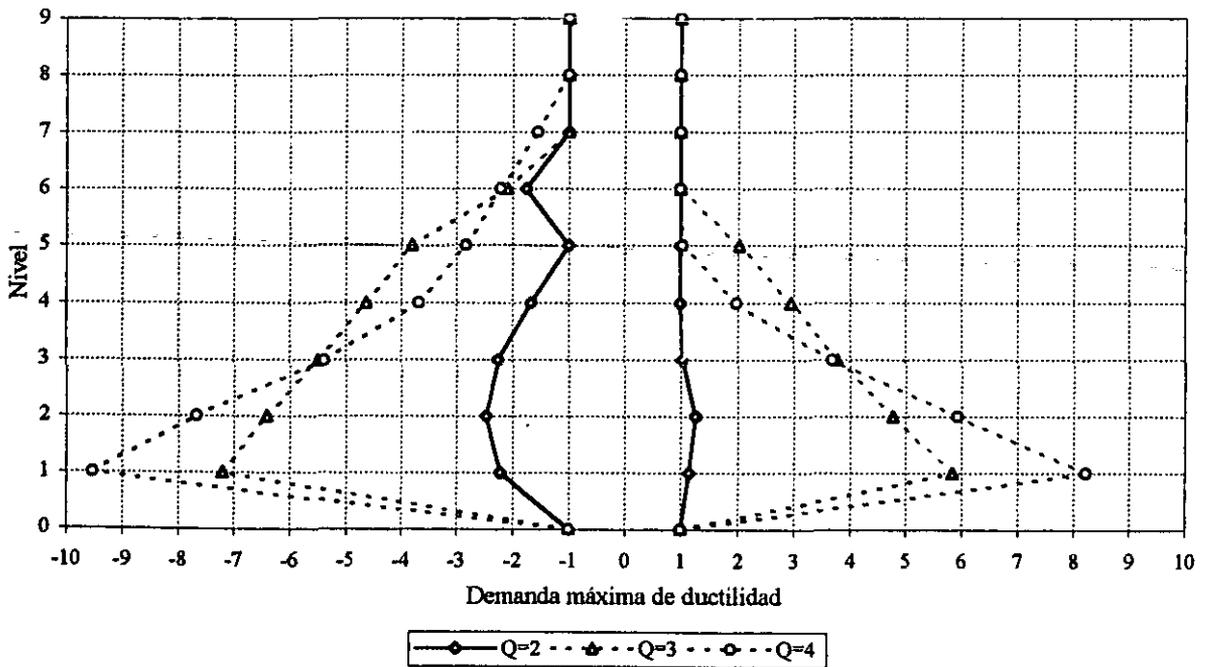
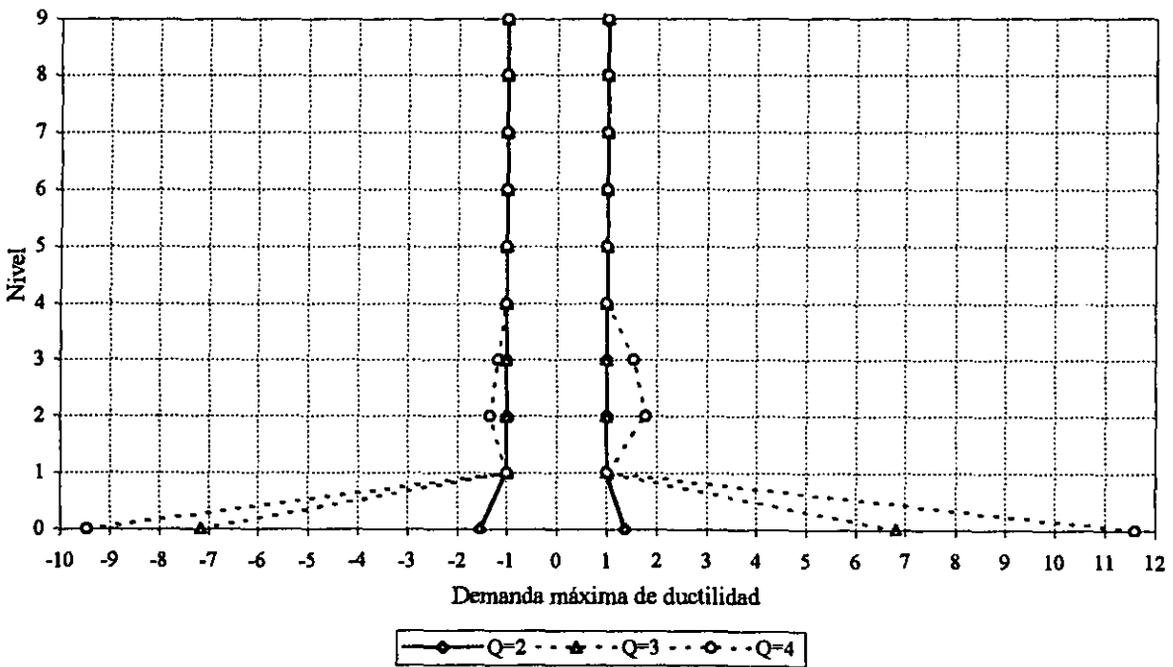
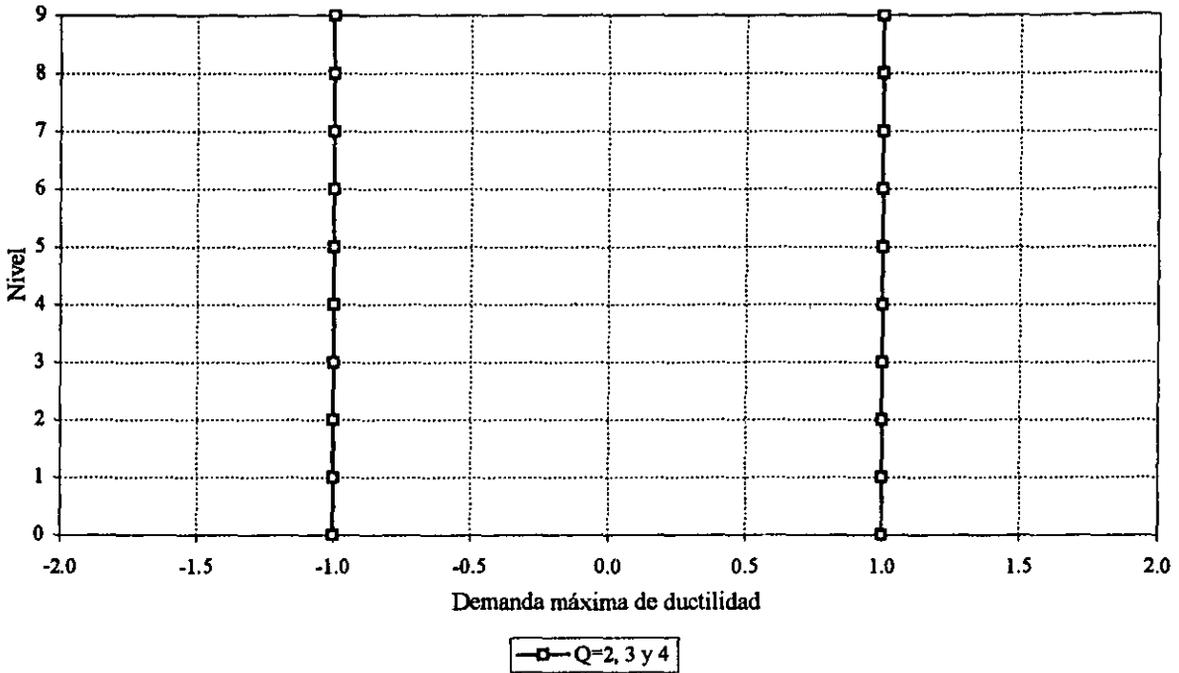


Fig 4.276.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)



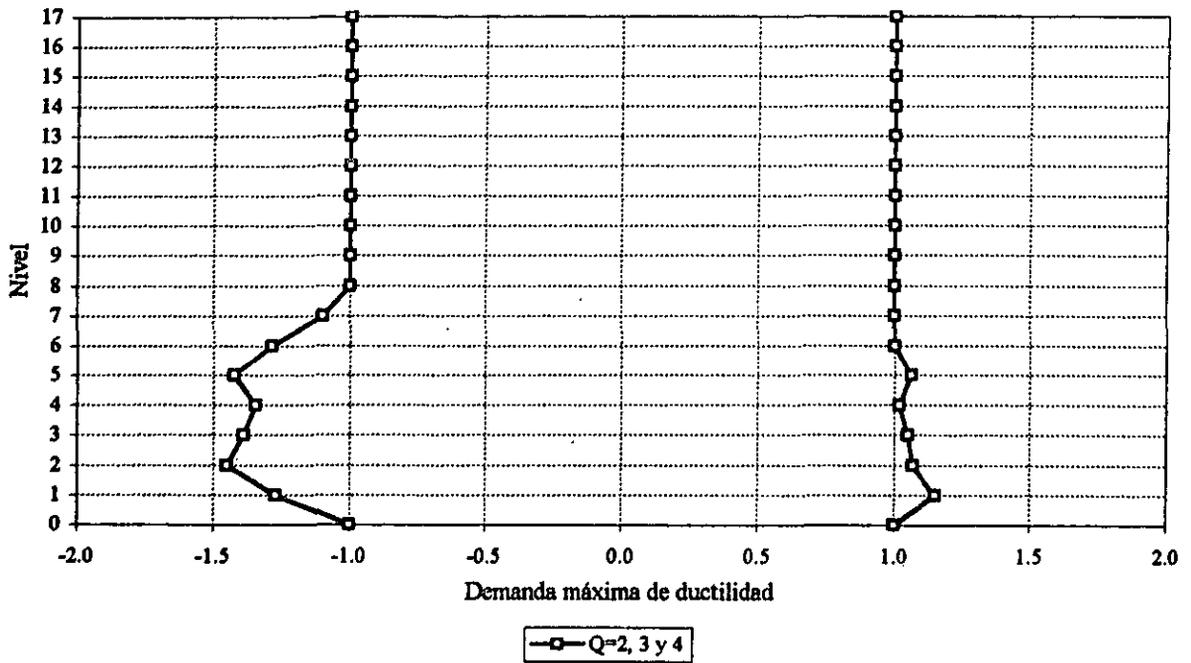


Fig 4.279.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

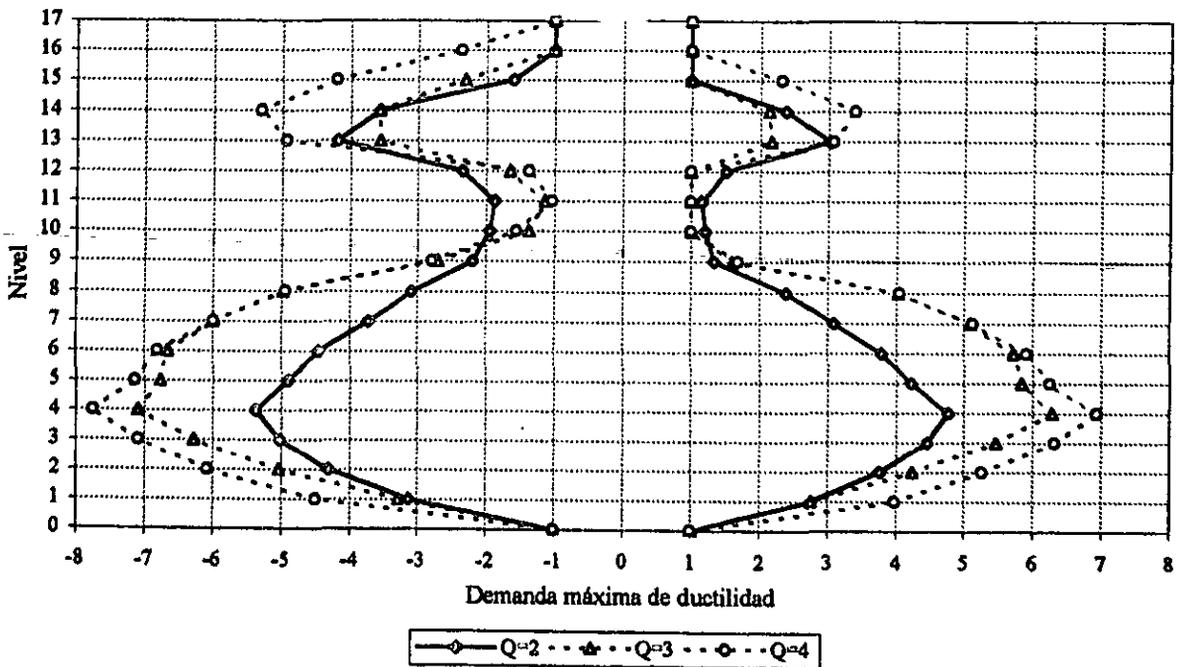


Fig 4.280.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

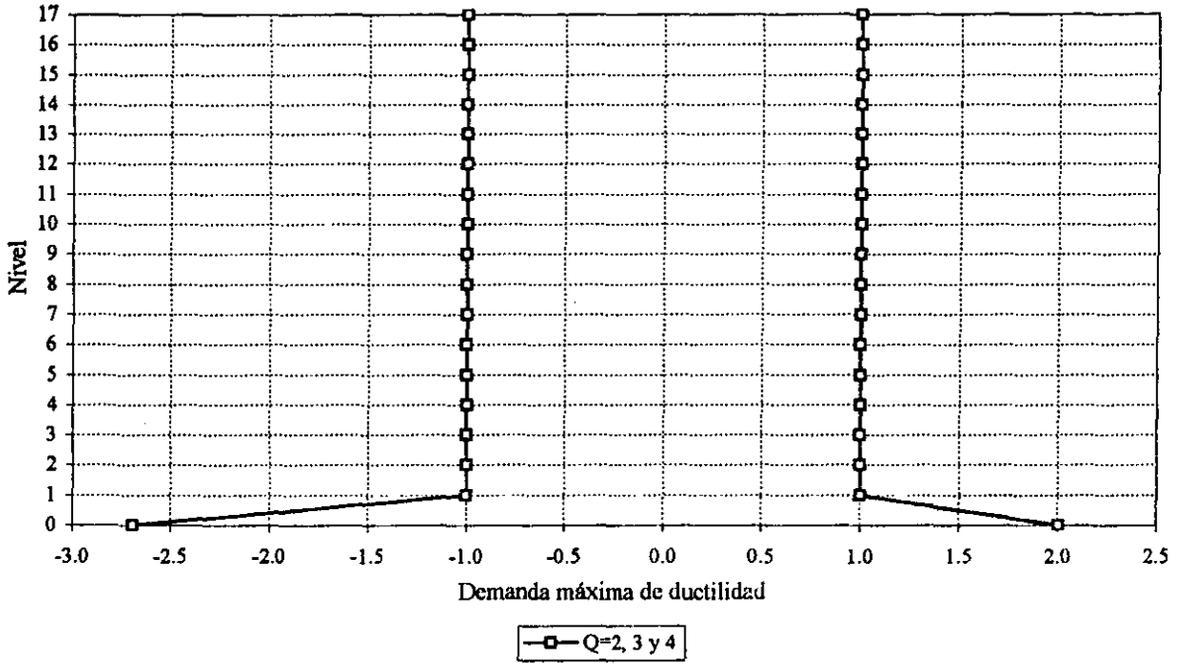


Fig 4.281.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

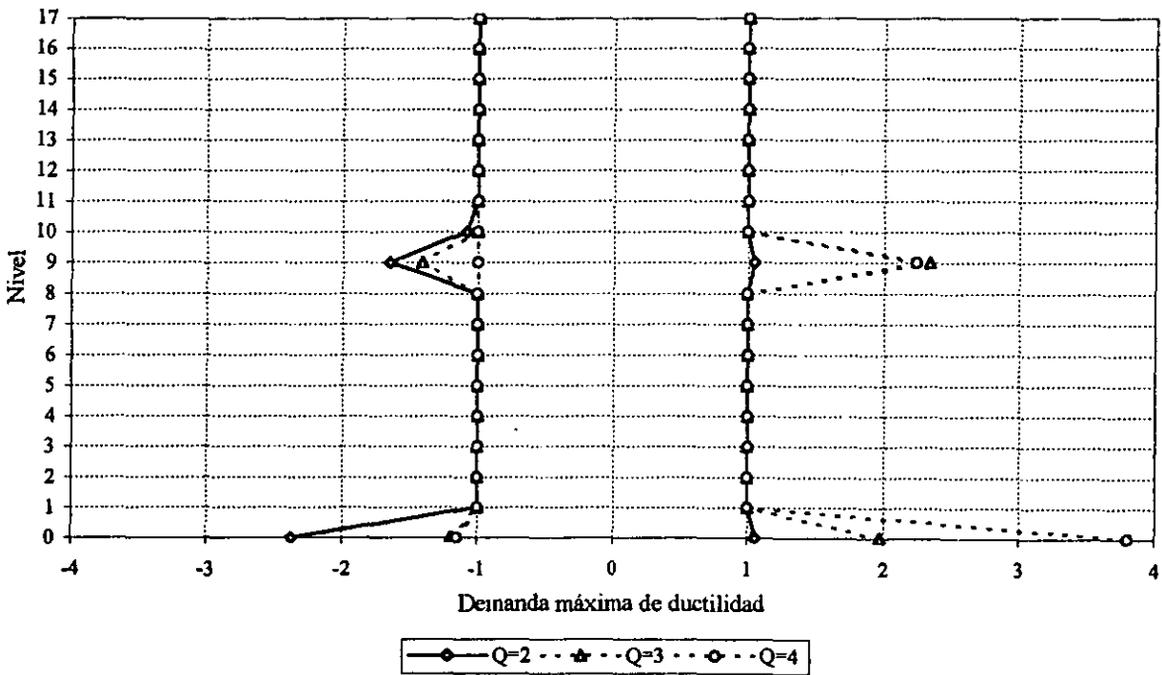


Fig 4.282.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

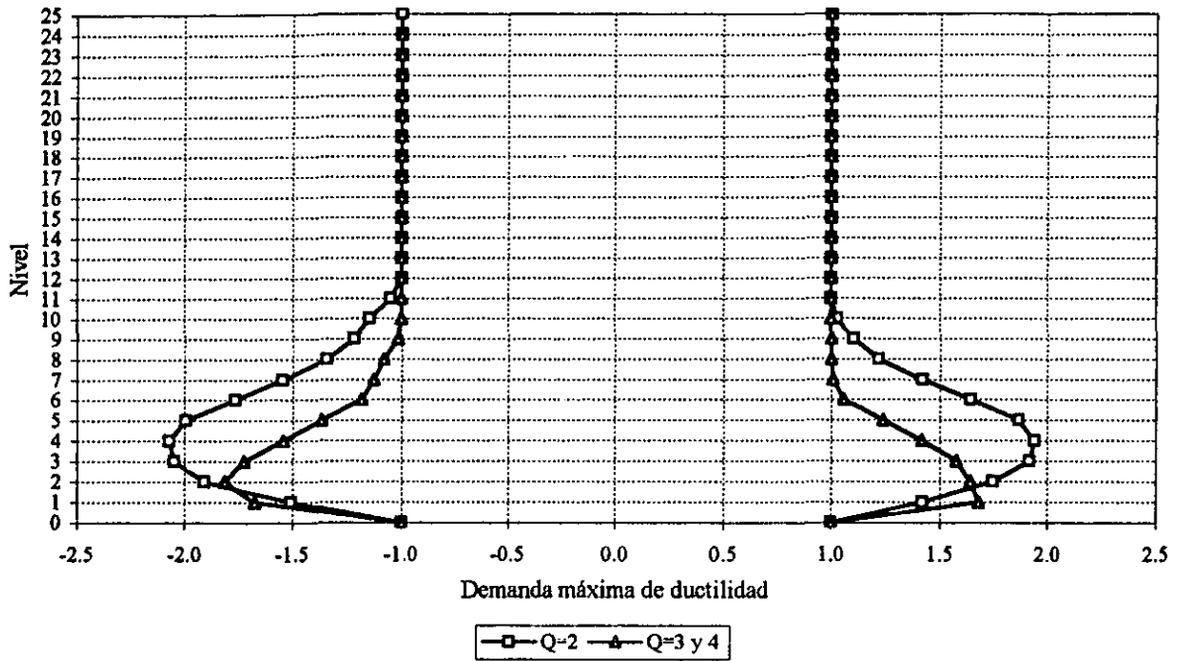


Fig 4.283.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

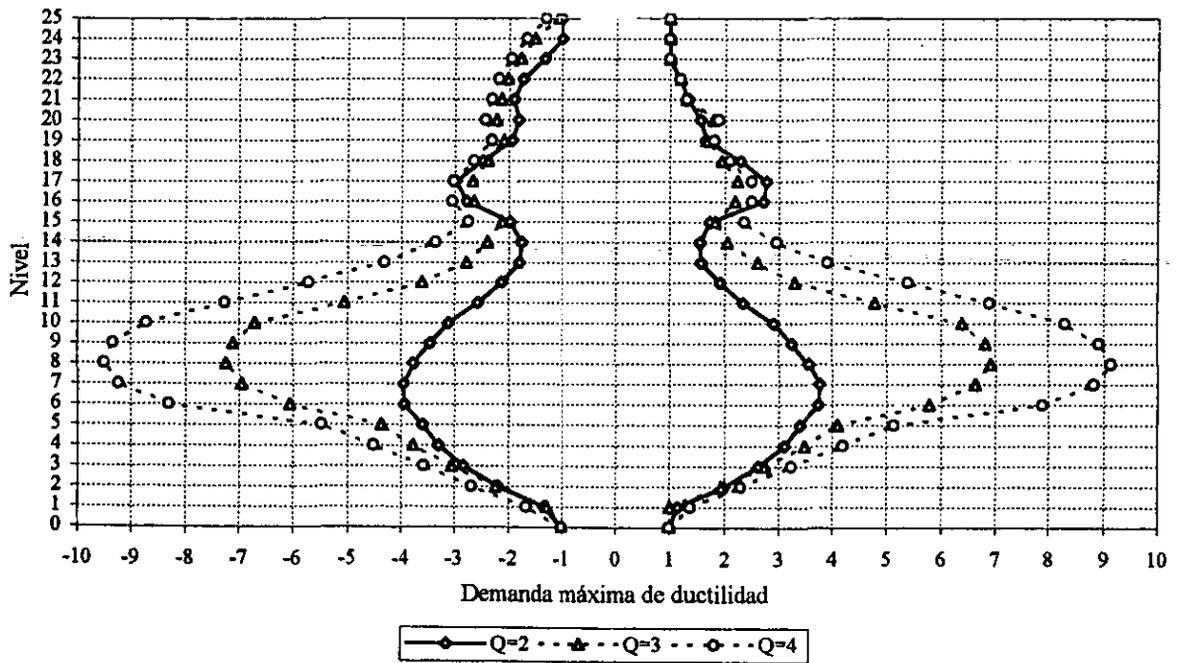


Fig 4.284.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

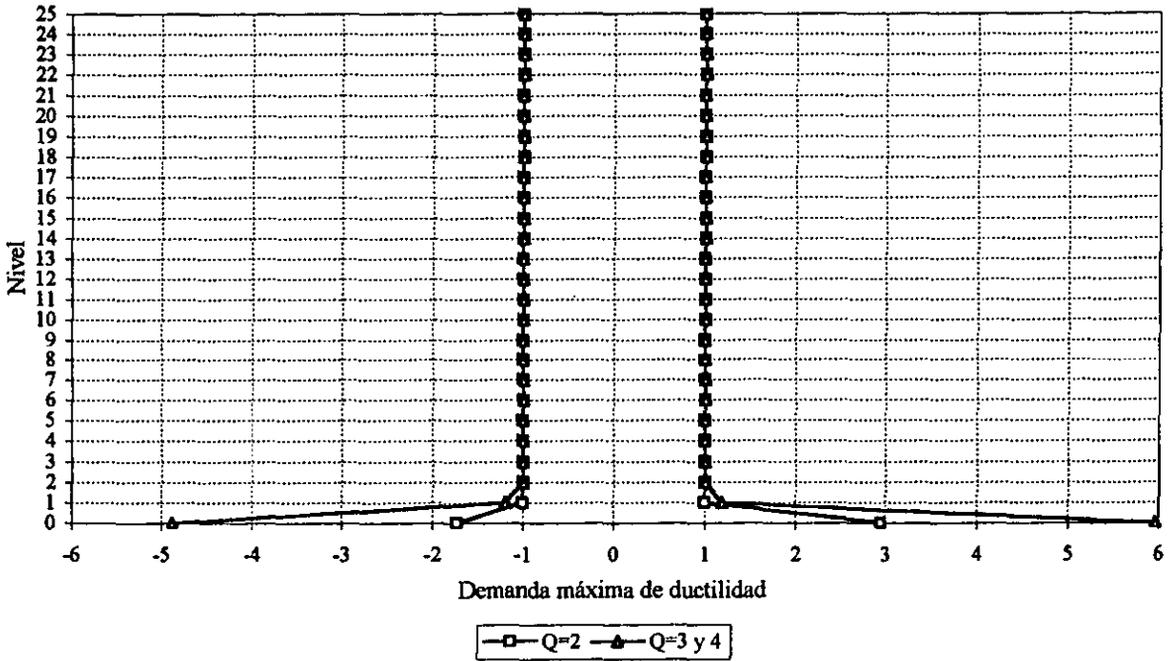


Fig 4.285.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

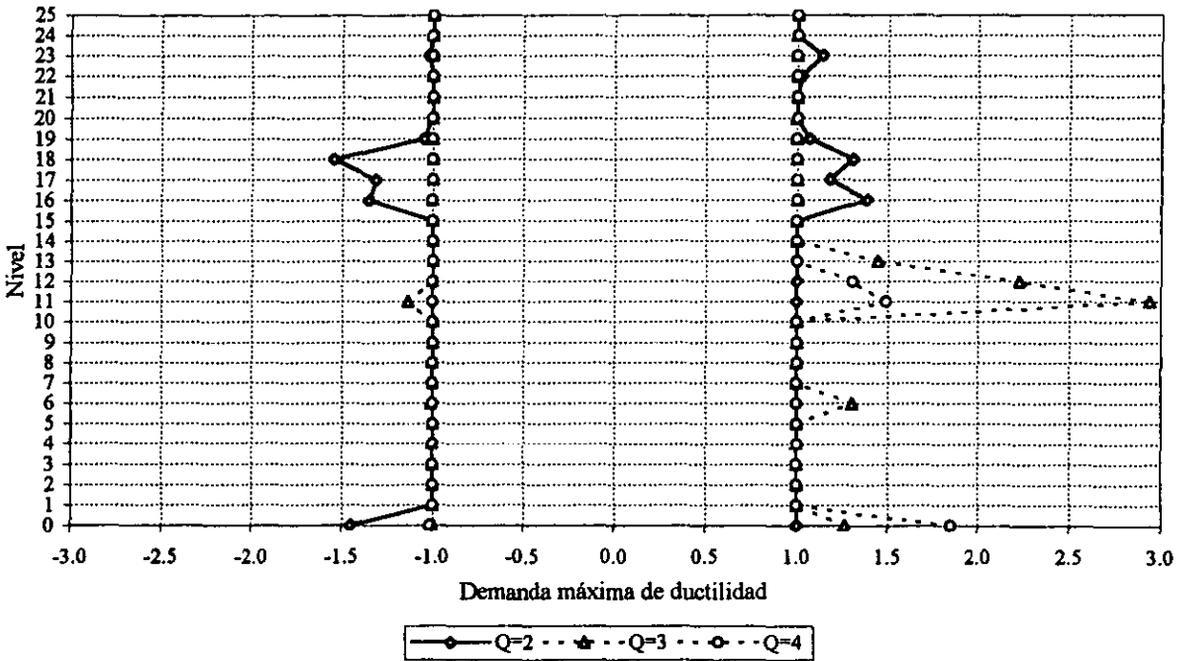


Fig 4.286.-Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

Capítulo 5

COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1 Introducción

En este capítulo se comparan las principales respuestas inelásticas obtenidas, después de haber diseñado para ambos parámetros $Q = 1, 2, 3$ ó 4 , y $\gamma_p \leq 0.006$ ó 0.012 . Se presentan las observaciones más importantes sobre: desplazamientos horizontales máximos totales, historias de desplazamientos de azotea, relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, historias de coeficientes sísmicos, relaciones cortante basal contra desplazamiento de azotea, y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas.

5.2 Comparación de resultados inelásticos

5.2.1 Desplazamientos horizontales máximos totales

Las gráficas de este tipo de respuesta se presentan de manera que pueda observarse en su variación, conforme cambia en el diseño, el valor del factor de comportamiento sísmico ($Q = 1, 2, 3$ ó 4) y la condición de desplazamiento horizontal permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ ó 0.012).

Las figs 5.1 y 5.2 muestran las gráficas comparativas de este tipo de respuesta para el edificio de 3 niveles, con $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , respectivamente. En general, y como era de esperarse, las respuestas aumentan según se incrementa el valor de Q ; las estructuras se vuelven más flexibles con el aumento de dicho parámetro. Sin embargo, para valores $\gamma_p \leq 0.006$, con $Q = 2, 3$ y 4 , la

respuesta es la misma, después de haber obtenido diseños idénticos al aplicar las normas del RCDF-93. Los resultados para $\gamma_p \leq 0.012$ muestran que para $Q = 3$ y 4 se tienen las respuestas máximas. Todas estas diferencias concuerdan, por lo general, según la posición del periodo fundamental de cada caso de estructura con respecto del espectro de respuesta correspondiente, del registro de aceleraciones utilizado (ver figs 4.5 a 4.8).

Las figs 5.3 y 5.4 tienen las gráficas comparativas de los desplazamientos horizontales máximos inelásticos del edificio de 9 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$ se observa una tendencia similar a lo obtenido en el edificio de 3 niveles; es decir, para $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen los mismos valores, mayores que para $Q = 1$, producto de haber obtenido diseños idénticos. Para $\gamma_p \leq 0.012$ se aprecia una variación más gradual de la respuesta, según se aumenta el Q . Se tiene un patrón de comportamiento de deformaciones típico de una viga de cortante.

Para el edificio de 17 niveles (figs 5.5 y 5.6) se tienen respuestas idénticas para $\gamma_p \leq 0.006$ con $Q = 2, 3$ y 4 , por las mismas razones expuestas anteriormente. Para $\gamma_p \leq 0.012$ se presenta un aumento gradual de la respuesta conforme aumenta el valor de Q .

Finalmente, las figs 5.7 y 5.8 presentan las gráficas en que se comparan las respuestas para el edificio de 25 niveles. Al igual que en los casos anteriores, para $\gamma_p \leq 0.006$ se tiene un comportamiento prácticamente igual para $Q = 2, 3$ y 4 ; sólo un poco más rígida la respuesta para $Q = 2$. Para $\gamma_p \leq 0.012$ se presenta un patrón de comportamiento similar al observado para el edificio de 17 niveles, con respuestas mayores para los Q superiores; para esta condición de desplazamientos horizontales permisibles, se tiene un claro comportamiento de viga de cortante.

5.2.2 Historias en el tiempo de desplazamientos en azotea

Las figs 5.9 a 5.12 muestran las respuestas para el edificio de 3 niveles. Las diferencias entre historias son prácticamente nulas para valores pequeños de Q ; para $Q = 4$ se tienen las diferencias máximas, con amplitudes superiores para $\gamma_p \leq 0.006$.

Las comparaciones de este tipo de respuesta para el edificio de 9 niveles, se tienen en las figs 5.13 a 5.16. Las respuestas para $\gamma_p \leq 0.006$ tienden a ser menores que para $\gamma_p \leq 0.012$, excepto para $Q = 1$, en que no hay diferencias. A medida que aumenta el Q , las diferencias son mayores. Para $Q = 4$ se aprecia con mayor detalle las diferencias entre los diseños para ambos valores de desplazamiento horizontal permisible.

Las figs 5.17 a 5.20 muestran las comparaciones del edificio de 17 niveles. Al igual que en el edificio anterior, los desplazamientos para $\gamma_p \leq 0.006$ son iguales para $Q = 2, 3$ y 4 , y menores a los obtenidos para $\gamma_p \leq 0.012$. Para $Q = 4$ se llega a incrementos de desplazamiento del orden de más del doble, mayores para $\gamma_p \leq 0.012$.

Finalmente, las comparaciones del edificio de 25 niveles se tienen en las figs 5.21 a 5.24. Se presentan, en general, mayores respuestas para $\gamma_p \leq 0.012$ independientemente del Q utilizado, excepto para $Q = 1$ en que dichas respuestas son iguales. El patrón de comportamiento de las diferencias, para ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible, es muy similar a lo observado en el edificio de 17 niveles.

5.2.3 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso

Las comparaciones que se presentan en las siguientes gráficas, muestran la variación de este tipo de respuesta conforme cambia el valor del factor de comportamiento sísmico Q , para cada condición de desplazamiento horizontal permisible utilizada en este trabajo.

Las figs 5.25 y 5.26 tienen las comparaciones para el edificio de 3 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen las mismas respuestas entre sí, debido a que se obtuvieron diseños idénticos, según se describe en el cap 3; dichas respuestas, en los entrepisos inferiores, exceden ligeramente el valor permisible. Para $\gamma_p \leq 0.012$, la respuesta tiende a aumentar según se incrementa el valor de Q , pero con valores muy por debajo de la cota permisible.

Las figs 5.27 y 5.28 presentan las comparaciones de este tipo de respuesta para el edificio de 9 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , las respuestas son iguales entre sí, menores que el límite permisible, como resultado de haber llegado a los mismos dimensionamientos, según se describe en el cap 3; las respuestas inelásticas son menores que las de diseño. Para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 3$ y 4 , se tienen respuestas muy por arriba de la cota permisible, en los tres entrepisos inferiores.

Las comparaciones del edificio de 17 niveles están incluidas en las figs 5.29 y 5.30. Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen resultados iguales entre sí, menores que el límite permisible. Para $\gamma_p \leq 0.012$ y $Q = 2$ se tienen respuestas dentro del límite permisible; para $Q = 3$ y 4 , se presentan grandes amplitudes en el cuarto entrepiso, muy superiores al valor permisible, con una gran disminución hacia los entrepisos superiores.

Finalmente, las figs 5.31 y 5.32 presentan las comparaciones correspondientes para el edificio de 25 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , los resultados sobrepasan ligeramente a la cota permisible, sobretodo en los primeros diez entrepisos. Para $\gamma_p \leq 0.012$ y $Q = 2$, las respuestas quedan dentro del límite admisible, con valores mucho mayores que dicho límite para $Q = 3$ y 4 , en los entrepisos cinco al once.

5.2.4 Historias de coeficientes sísmicos

El coeficiente sísmico es el cociente de la suma de las fuerzas cortantes en las columnas del entrepiso PB-N1, entre la suma de los pesos de todos los niveles, por arriba de dicho entrepiso.

Las figs 5.33 a 5.36 muestran las comparaciones para el edificio de 3 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , los resultados son idénticos, un poco mayores que los obtenidos para $\gamma_p \leq 0.012$; los máximos valores son del orden de 0.30. Las respuestas con $\gamma_p \leq 0.012$ sí tienen variación con respecto de los valores de Q .

Las figs 5.37 a 5.40 tienen las comparaciones del edificio de 9 niveles. Se aprecian valores muy parecidos para ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible, con máximos del orden de 0.23.

Las figs 5.41 a 5.44 presentan las comparaciones del edificio de 17 niveles. En general, para $\gamma_p \leq 0.006$ se tienen respuestas mayores. Para $Q = 2, 3$ y 4 , $\gamma_p \leq 0.006$, se tienen resultados idénticos entre sí, con amplitudes máximas cercanas a 0.30.

Las figs 5.45 a 5.48 tienen las comparaciones del edificio de 25 niveles. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta es similar al del edificio de 17 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$ se presentan respuestas mayores, independientemente del valor de Q, con coeficientes sísmicos máximos cercanos a 0.40; para $\gamma_p \leq 0.012$ se obtienen respuestas menores, del orden de 0.25 para $Q = 2$, y menores aún para $Q = 3$ y 4.

Por otro lado, las tablas 5.1 y 5.2 muestran las comparaciones de los coeficientes sísmicos de diseño, los coeficientes sísmicos máximos inelásticos, y las demandas máximas de ductilidad global. En dichas tablas se indican los cocientes entre los valores de diseño, según el RCDF-93, y los obtenidos con el análisis paso a paso, así como con los espectros de respuesta del registro de SCT-EW-85. Solo para $Q=1$, los valores de diseño rigen sobre los obtenidos en los análisis no-lineales, lo cual aparentemente refleja una incompatibilidad con el valor de diseño, sobretodo para valores altos de Q; sin embargo, lo anterior no es del todo cierto, debido a que en los diseños existen efectos de sobrerresistencias no cuantificadas, además de que en el espectro de diseño incluye, de manera implícita, un 5 por ciento de amortiguamiento viscoso, mientras que en los análisis paso a paso se incluye solo un 2 por ciento, dado que se trata de estructuras metálicas.

Esto se comprueba al observar el cociente para $Q=1$, el cual es mayor que 1.0, y donde efectivamente rigió el diseño por resistencia. Por otro lado, en el análisis paso a paso se trabaja con un solo acelerograma, lo que no representa una envolvente como ocurre con el espectro de diseño. Los cocientes de los valores de diseño entre los del espectro de respuesta, y las demandas máximas de ductilidad global, se muestran para corroborar lo anteriormente dicho.

5.2.5 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea

Con este tipo de gráficas es posible observar el comportamiento global, en cuanto a cómo actúa cada estructura, por su rigidez y resistencia lateral, así como también de qué tanta disipación de energía, por histéresis, llega a desarrollar mientras ingresa en el rango inelástico.

Las figs 5.49 a 5.52 contienen las respuestas para el edificio de 3 niveles. Por la forma de estas gráficas no se aprecia gran disipación de energía; para $Q = 1$ la estructura es elástica. Se tienen mayores amplitudes para $\gamma_p \leq 0.006$; los valores máximos de fuerza cortante basal son del orden de 120 t, contra un desplazamiento máximo de 8cm.

Las gráficas de este tipo de relaciones del edificio de 9 niveles están representadas en las figs 5.53 a 5.56. Se advierte una clara diferencia entre las respuestas para ambas condiciones de diseño de desplazamiento horizontal permisible, sobretodo para los Q altos; para $\gamma_p \leq 0.006$ se tienen menores áreas de histéresis con respecto de las calculadas con $\gamma_p \leq 0.012$. Los valores máximos oscilan entre una fuerza cortante basal de 250 t, y 30cm de desplazamiento horizontal en azotea. Para $Q = 1$, independientemente del γ_p , la estructura no ingresa en el rango no-lineal.

Las figs 5.57 a 5.60 muestran las respuestas para el edificio de 17 niveles. Se observan áreas más grandes en los ciclos para $\gamma_p \leq 0.012$, con valores menores de fuerza cortante basal, excepto para $Q = 1$ en que no se tienen deformaciones inelásticas. Para $\gamma_p \leq 0.006$ las estructuras tienden a comportarse elásticamente, con gráficas más alargadas y angostas. Los valores máximos de fuerza cortante basal, caso $\gamma_p \leq 0.012$, son del orden de 500 t, con desplazamientos horizontales de

azotea de 55cm. Con estas gráficas se observa de una forma bastante clara, qué tanto excursionamiento en el rango no-lineal, presentan las estructuras de 17 niveles diseñadas para Q mayor que la unidad, y para $\gamma_p \leq 0.012$.

Finalmente, para el edificio de 25 niveles se tienen las figs 5.61 a 5.64. Las observaciones son similares al edificio de 17 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$ tiende a no haber comportamiento inelástico, y las gráficas son alargadas y angostas, con mayores fuerzas cortantes basales y desplazamientos (1400 t y 40cm); para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 2, 3$ y 4 , los ciclos de histéresis tienen áreas mayores, con reducciones importantes de las fuerzas cortantes basales.

5.2.6 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, μ_L

Las figs 5.65 a 5.70 tienen las gráficas de las demandas máximas de ductilidad local para el edificio de 3 niveles. Para $Q = 2$ y 3 , las demandas máximas desarrolladas en vigas, tienden a ser ligeramente superiores para la condición de diseño $\gamma_p \leq 0.006$; para $Q = 4$ ocurre lo contrario. En columnas, en general, las demandas para $\gamma_p \leq 0.012$ son superiores. Sin embargo, independientemente de la condición de diseño, los valores máximos observados de μ_L , vigas y columnas, son relativamente pequeños ($\mu_L = 6$ en vigas y $\mu_L = 2.5$ en columnas), con respecto de lo que desde el punto de vista de diseño se puede controlar (30 en vigas y 20 en columnas).

Las figs 5.71 a 5.76 tienen las gráficas de este tipo de respuesta para el edificio de 9 niveles. Para $\gamma_p \leq 0.006$ se corrobora que las estructuras se comportan dentro del rango elástico. Para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 4$, se observan demandas máximas del orden de 10 en vigas, y de 11 en el extremo inferior de las columnas de la planta baja. Dichas demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, siguen estando dentro de los límites tolerables desde el punto de vista de diseño, según reportes existentes de pruebas de laboratorio en la literatura. Cabe aclarar, como era de esperarse, que a mayor valor de Q , mayores son las demandas locales de ductilidad observadas en los diferentes miembros estructurales.

Las figs 5.77 a 5.82 muestran las respuestas del edificio de 17 niveles. Los niveles máximos de demanda de ductilidad local en vigas son mucho mayores para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 4$, con respecto de los diseños con $\gamma_p \leq 0.006$, con valores máximos de 8 y 1.5, respectivamente. En las columnas se presenta algo similar, pero con demandas máximas en la base del edificio del orden de 4. Estas demandas máximas siguen siendo controlables desde el punto de vista de diseño.

Finalmente las figs 5.83 a 5.88 representan las respuestas del edificio de 25 niveles. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta, vigas y columnas, es similar a lo observado en el edificio de 17 niveles. Se tienen mayores demandas para $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 4$, con respecto de $\gamma_p \leq 0.006$, presentándose, para vigas, valores máximos de 10 y 2, respectivamente. Las demandas en las columnas son menores que en las vigas, con máximos del orden de 6.

Tabla 5.1.-Comparación de coeficientes sísmicos de diseño, coeficientes sísmicos máximos inelásticos, y demandas máximas de ductilidad global ($\gamma_p \leq 0.006$)

No. de niveles	Q	Cs diseño (*)	$T_x = T_y$ (s)	Cs inelástico (**)	$\frac{Cs \text{ diseño}}{Cs \text{ inelástico}}$	Cs $\mu=Q$ (***)	$\frac{Cs \text{ diseño}}{Cs \mu=Q}$	μ_G
3 nivs	1	0.40	0.60	0.21	1.90	0.35	1.14	1.00
	2	0.20	0.71	0.32	0.63	0.17	1.18	1.35
	3	0.13	0.71	0.32	0.42	0.16	0.83	1.35
	4	0.10	0.71	0.32	0.31	0.15	0.67	1.35
9 nivs	1	0.40	0.92	0.20	2.00	0.30	1.33	1.00
	2	0.20	1.12	0.23	0.87	0.20	1.00	1.00
	3	0.13	1.12	0.23	0.58	0.18	0.74	1.00
	4	0.10	1.12	0.23	0.43	0.16	0.63	1.00
17 nivs	1	0.44	1.23	0.23	1.91	0.29	1.51	1.00
	2	0.21	1.47	0.30	0.69	0.24	0.87	1.33
	3	0.14	1.47	0.30	0.46	0.20	0.69	1.33
	4	0.10	1.47	0.30	0.35	0.18	0.58	1.33
25 nivs	1	0.57	1.29	0.22	2.61	0.34	1.69	1.00
	2	0.27	1.58	0.35	0.76	0.26	1.02	1.47
	3	0.18	1.61	0.35	0.50	0.20	0.88	1.56
	4	0.13	1.61	0.35	0.38	0.11	1.19	1.56

(*) Coeficiente sísmico del espectro de diseño, RCDF-93 (incluye corrección por irregularidad y cortante basal dinámico)

(**) Coeficiente sísmico según el análisis paso a paso, acelerograma SCT-EW-85 (sistema de múltiples grados de libertad)

(***) Coeficiente sísmico según el espectro de respuesta SCT-EW-85 (sistema de un grado de libertad)

Tabla 5.2.-Comparación de coeficientes sísmicos de diseño, coeficientes sísmicos máximos inelásticos, y demandas máximas de ductilidad global ($\gamma_p \leq 0.012$)

No. de niveles	Q	Cs diseño (*)	$T_x = T_y$ (s)	Cs inelástico (**)	$\frac{Cs \text{ diseño}}{Cs \text{ inelástico}}$	Cs $\mu=Q$ (***)	$\frac{Cs \text{ diseño}}{Cs \mu=Q}$	μ_G
3 nivs	1	0.40	0.60	0.21	1.90	0.35	1.14	1.00
	2	0.20	0.74	0.28	0.71	0.18	1.11	1.37
	3	0.13	0.83	0.20	0.67	0.17	0.78	1.42
	4	0.10	0.92	0.18	0.56	0.16	0.63	2.03
9 nivs	1	0.41	0.92	0.20	2.03	0.30	1.35	1.00
	2	0.20	1.31	0.22	0.91	0.22	0.91	1.40
	3	0.13	1.48	0.20	0.67	0.20	0.67	2.03
	4	0.10	1.53	0.20	0.50	0.14	0.71	2.15
17 nivs	1	0.44	1.23	0.23	1.91	0.29	1.51	1.00
	2	0.21	1.80	0.25	0.84	0.26	0.81	1.45
	3	0.14	2.05	0.16	0.85	0.14	0.97	2.09
	4	0.10	2.06	0.16	0.64	0.12	0.85	2.49
25 nivs	1	0.57	1.29	0.22	2.61	0.34	1.69	1.00
	2	0.27	1.86	0.30	0.92	0.23	1.20	1.63
	3	0.18	2.16	0.23	0.77	0.20	0.89	1.94
	4	0.13	2.23	0.20	0.65	0.09	1.45	2.31

(*) Coeficiente sísmico del espectro de diseño, RCDF-93 (incluye corrección por irregularidad y cortante basal dinámico)

(**) Coeficiente sísmico según el análisis paso a paso, acelerograma SCT-EW-85 (sistema de múltiples grados de libertad)

(***) Coeficiente sísmico según el espectro de respuesta SCT-EW-85 (sistema de un grado de libertad)

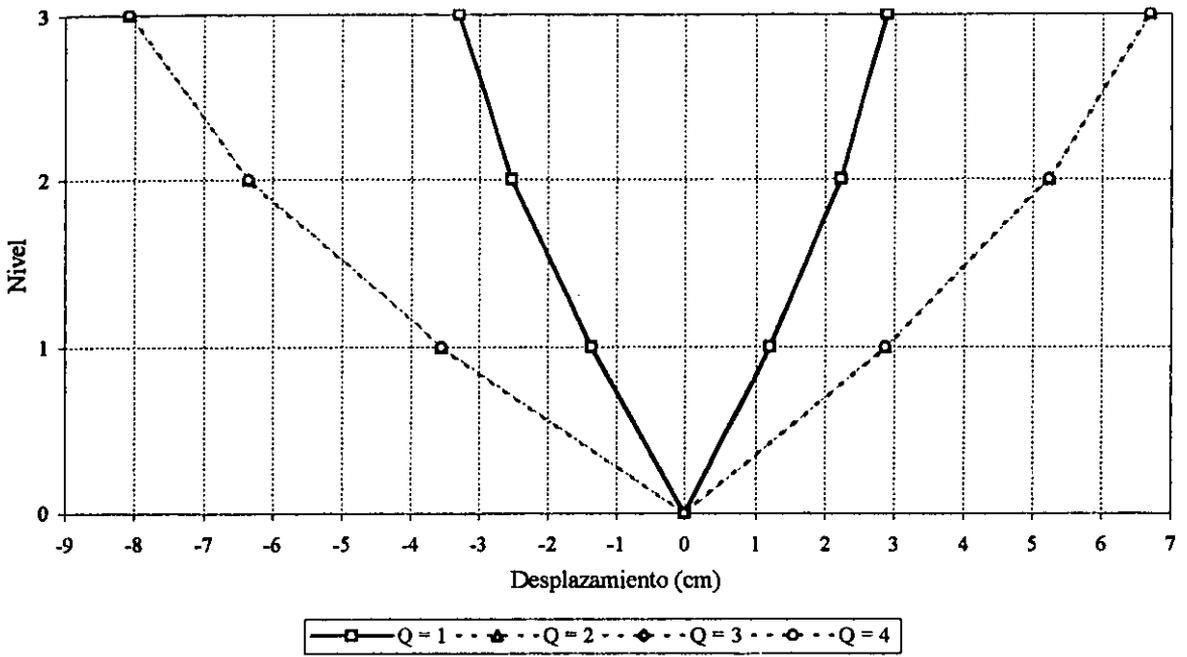


Fig 5.1.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales inelásticos del edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

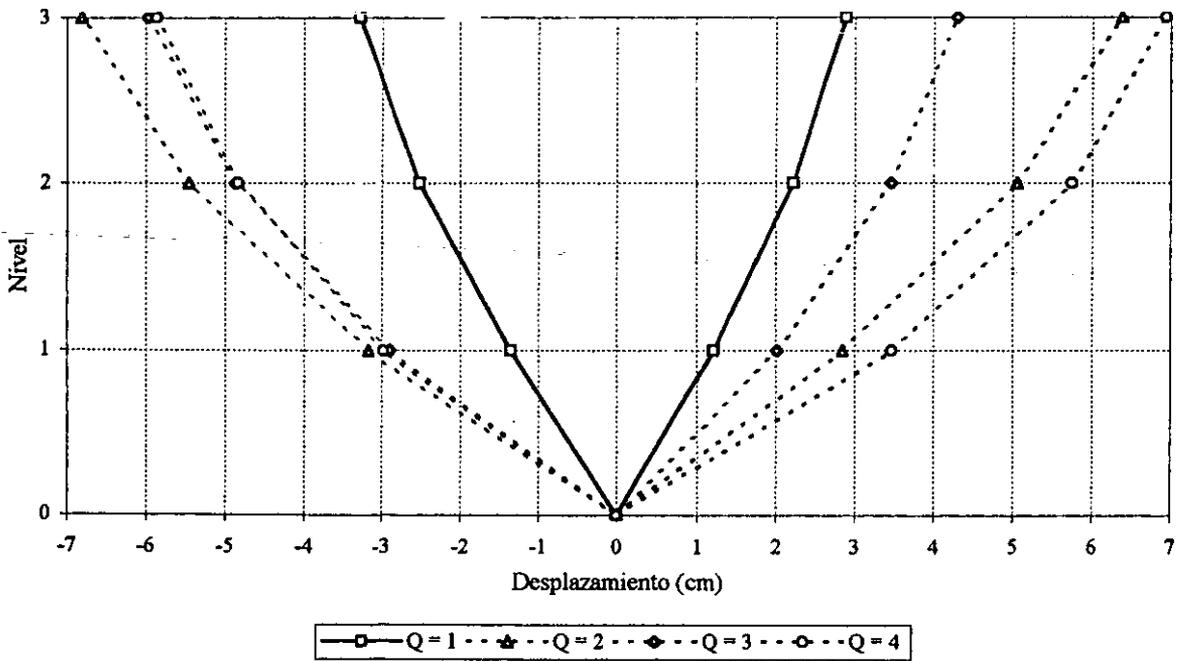


Fig 5.2.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales inelásticos del edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

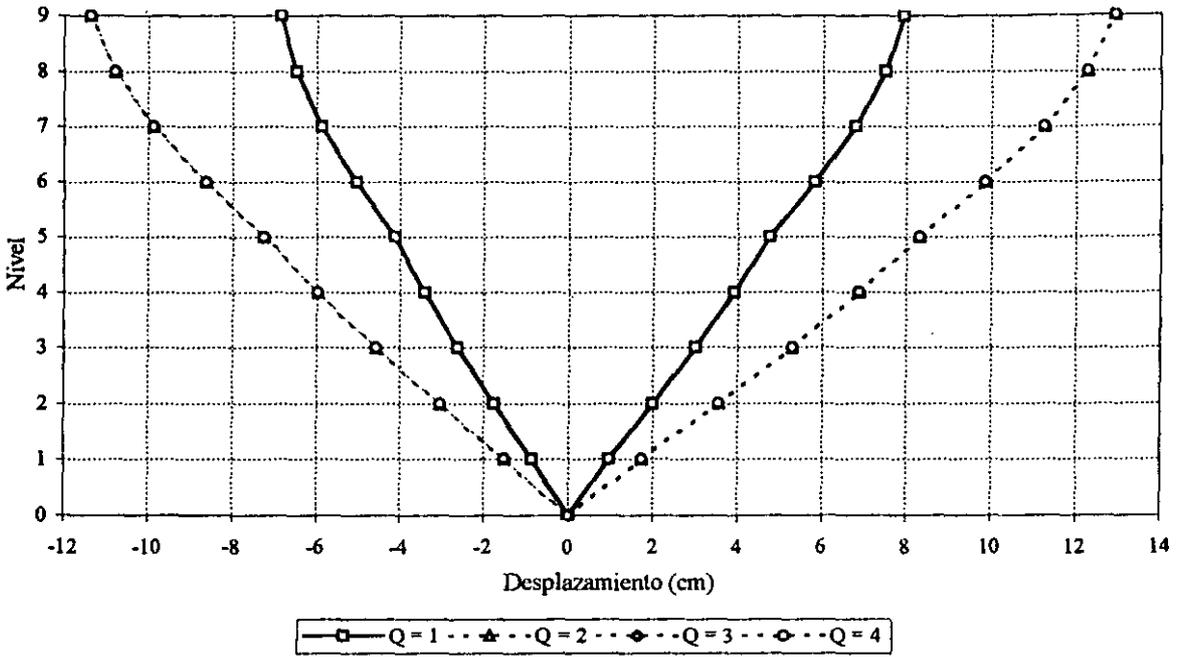


Fig 5.3.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales inelásticos del edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

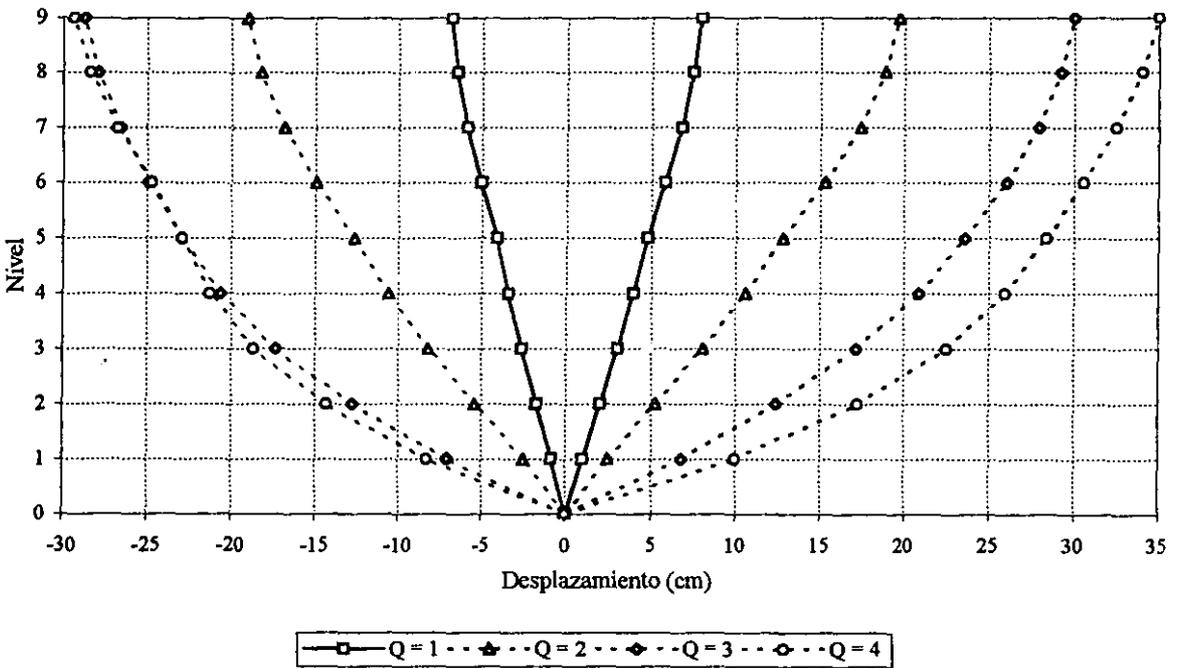


Fig 5.4.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales inelásticos del edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

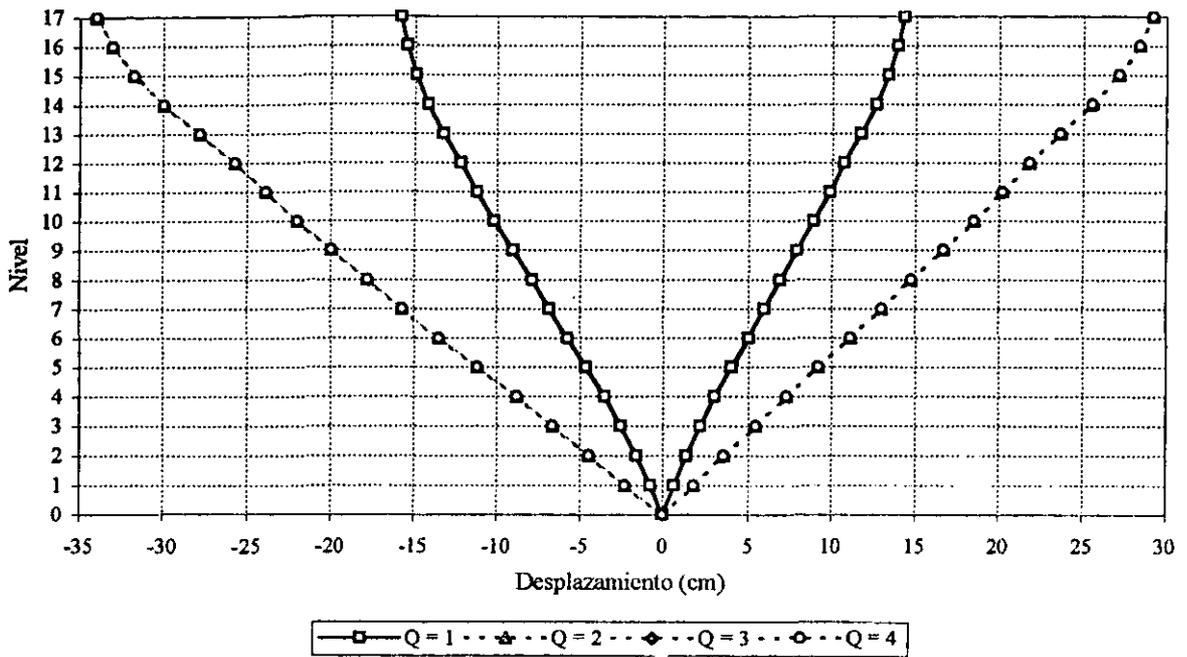


Fig 5.5.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales inelásticos del edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

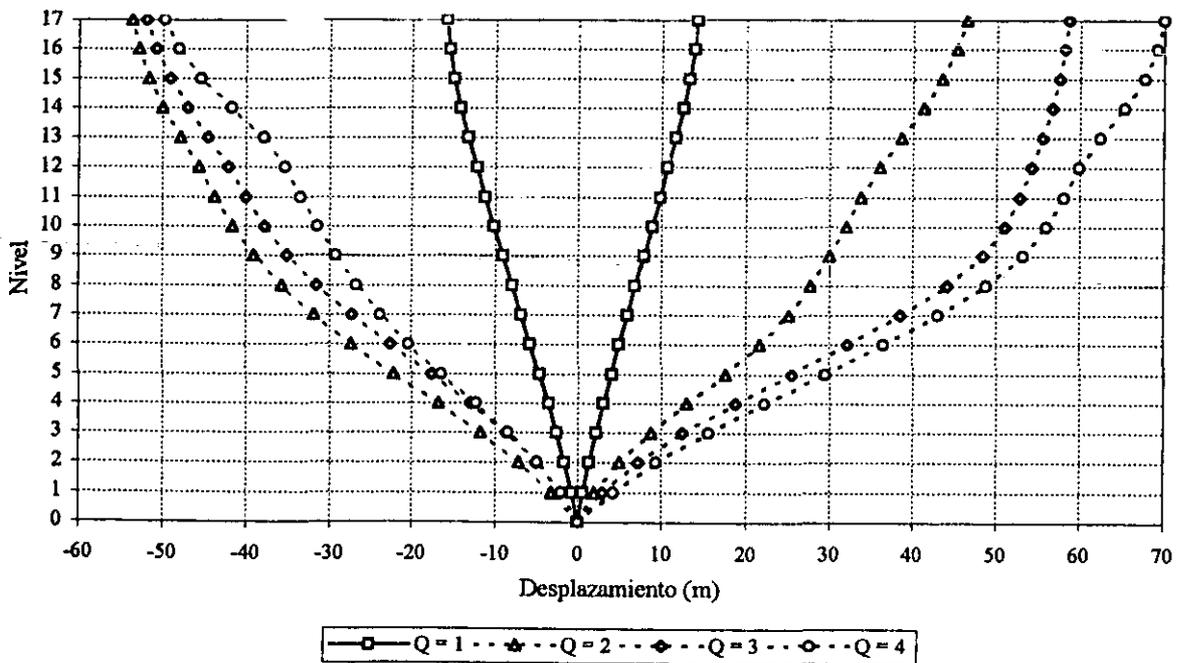


Fig 5.6.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales inelásticos del edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

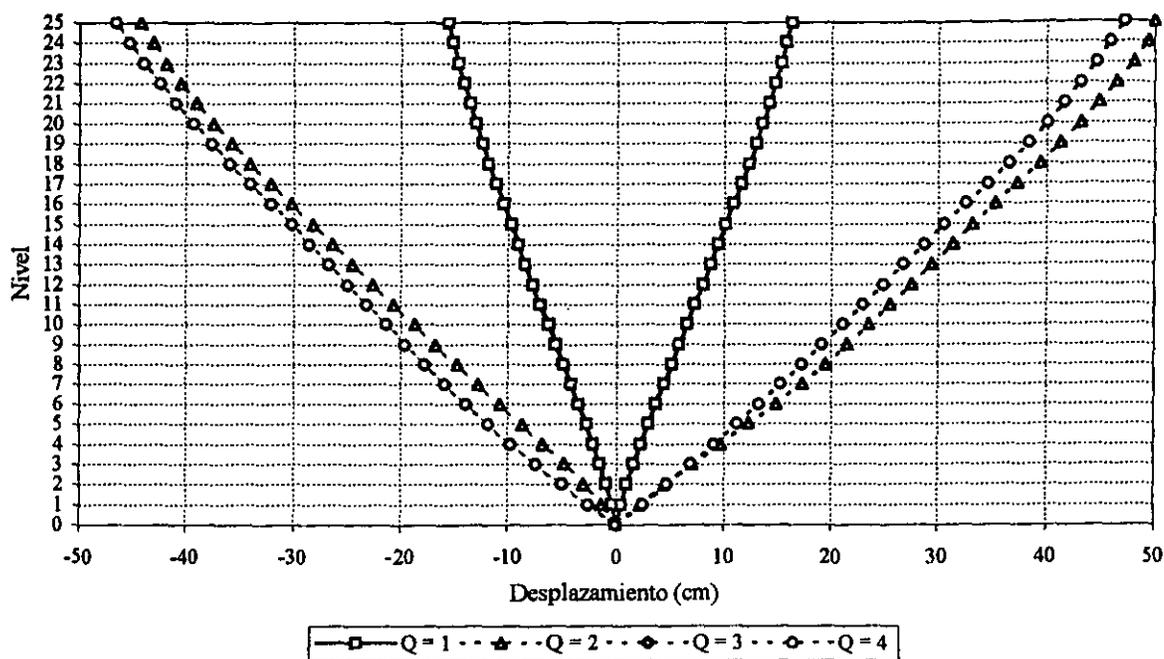


Fig 5.7.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales inelásticos del edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

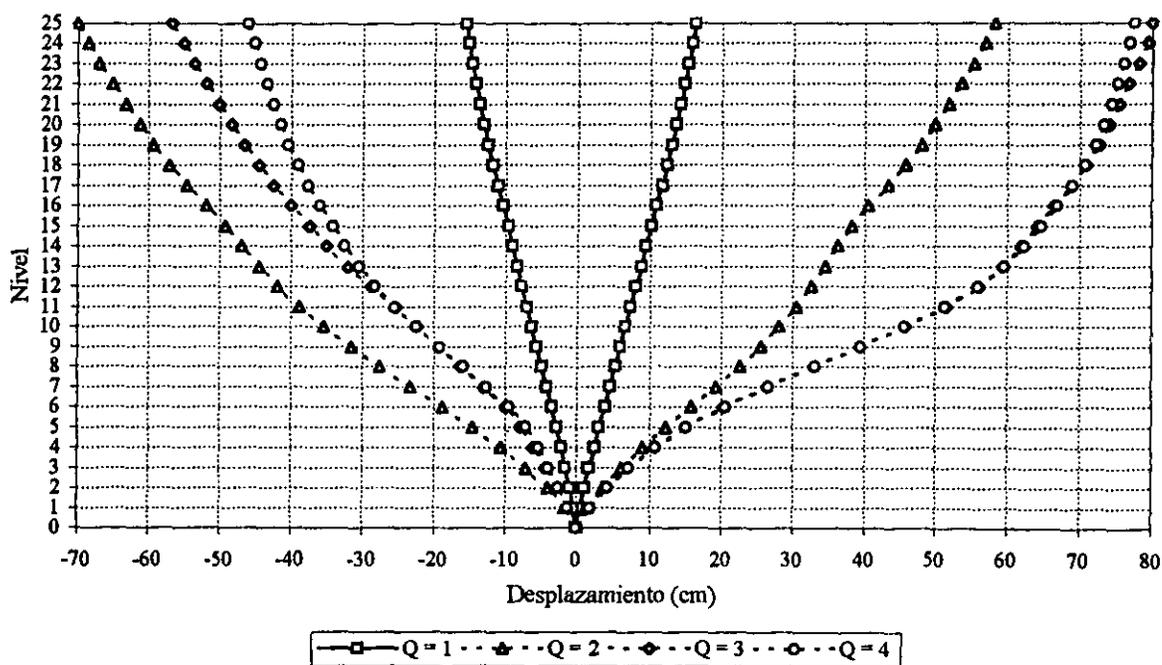


Fig 5.8.-Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales inelásticos del edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

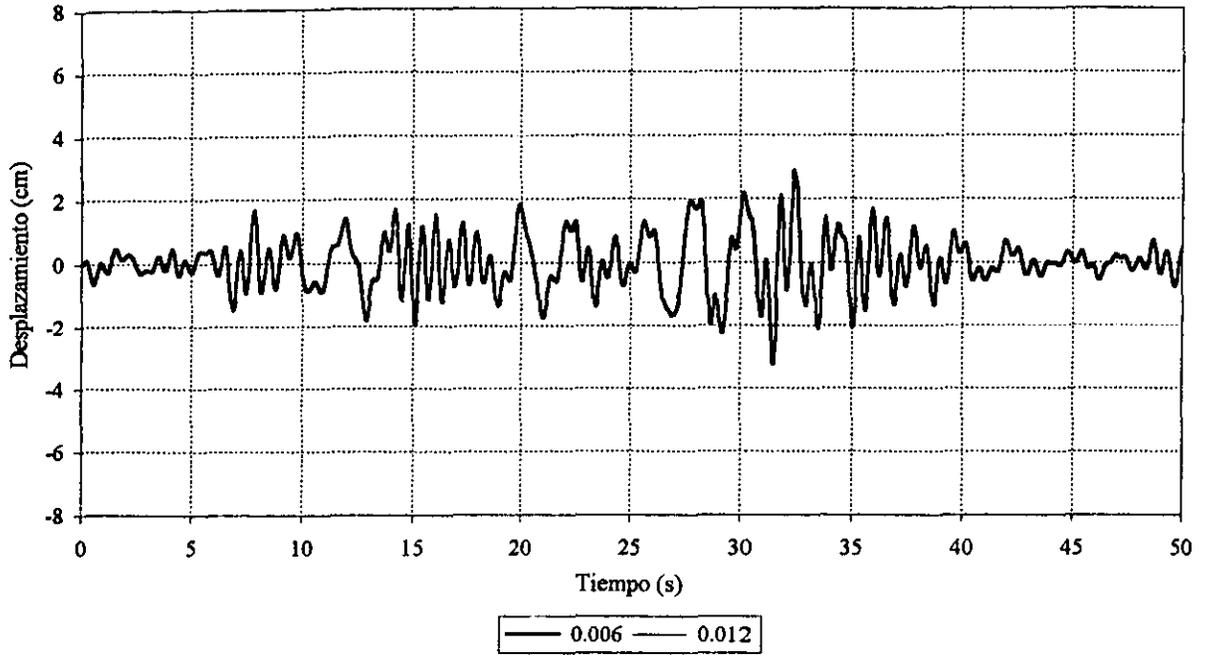


Fig 5.9.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q = 1$)

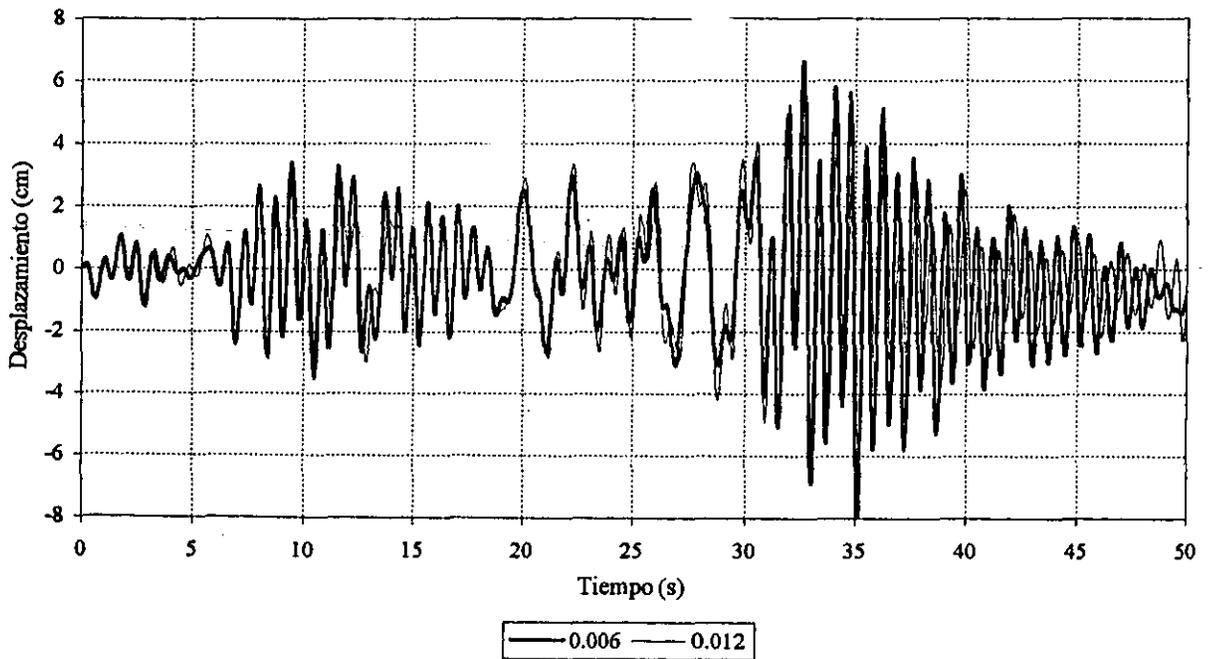


Fig 5.10.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2$)

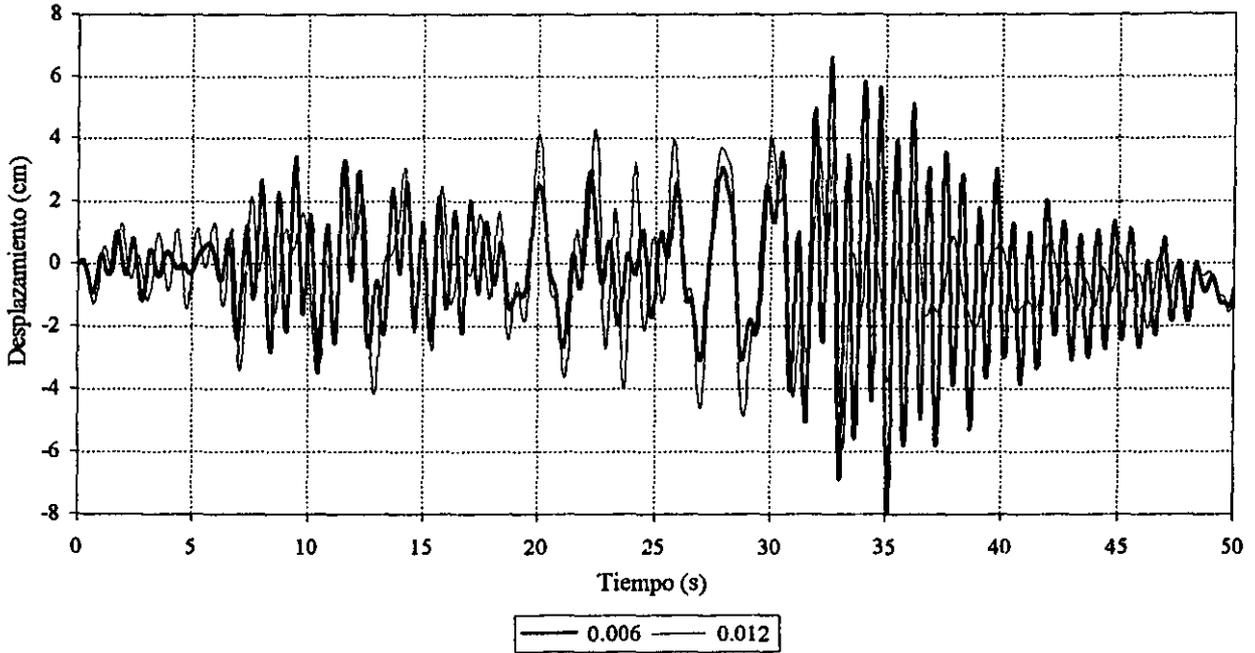


Fig 5.11.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q=3)

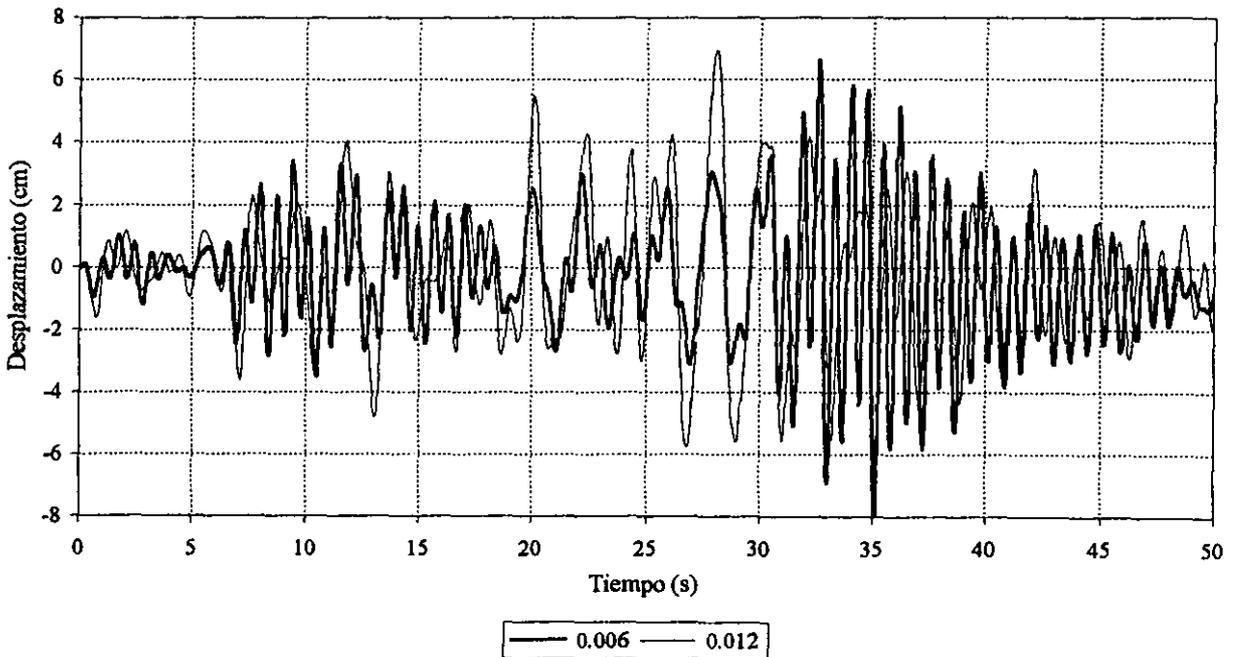


Fig 5.12.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q=4)

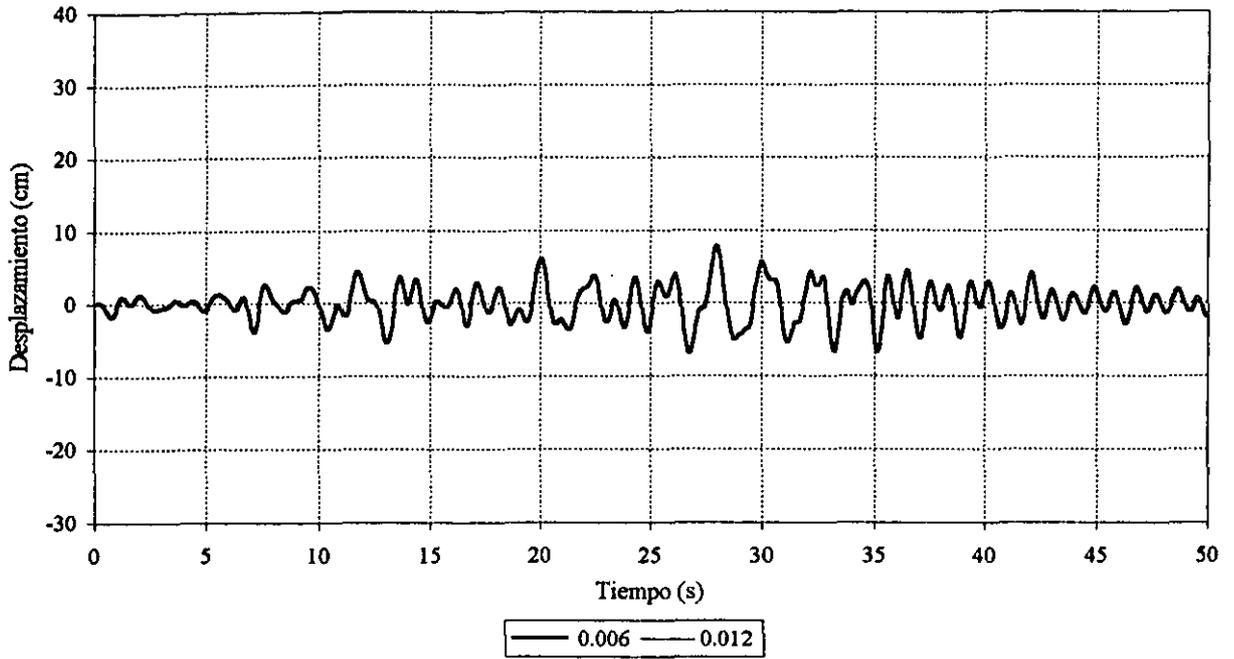


Fig 5.13.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1$)

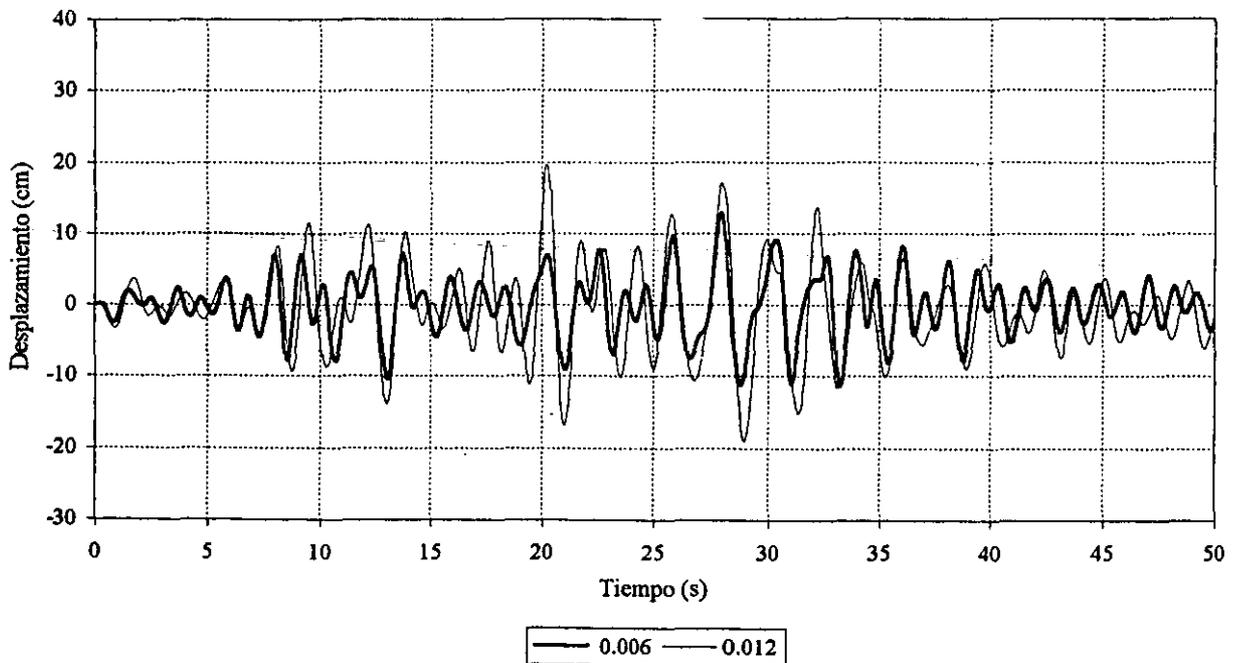


Fig 5.14.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2$)

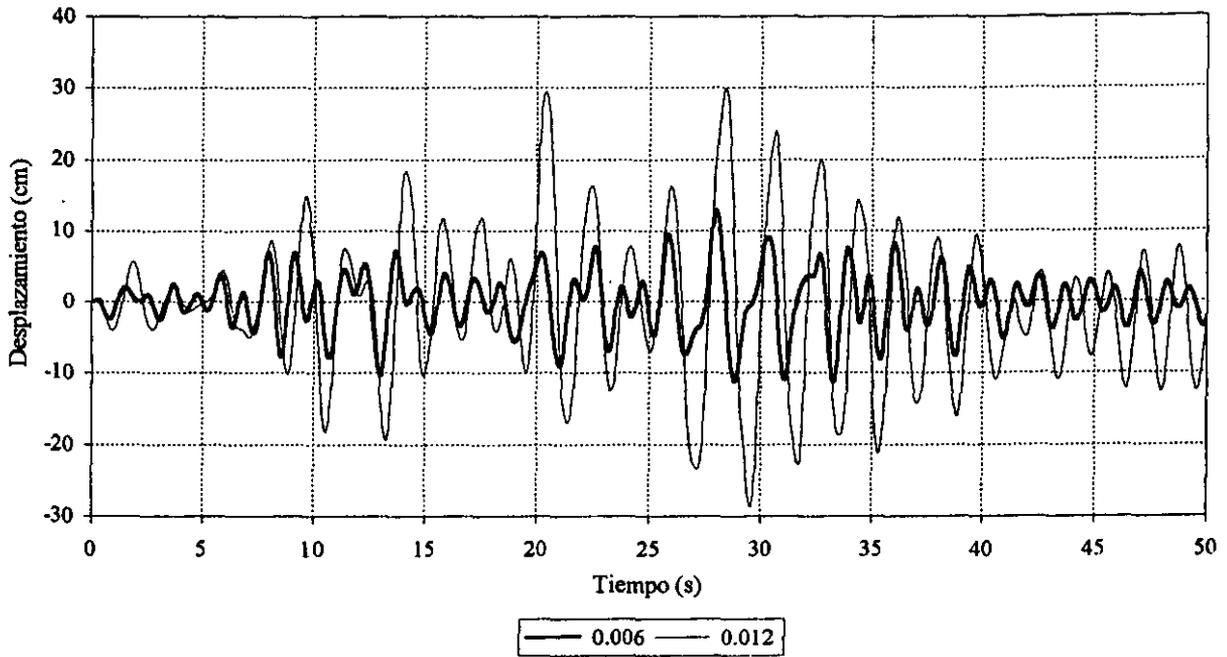


Fig 5.15.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3$)

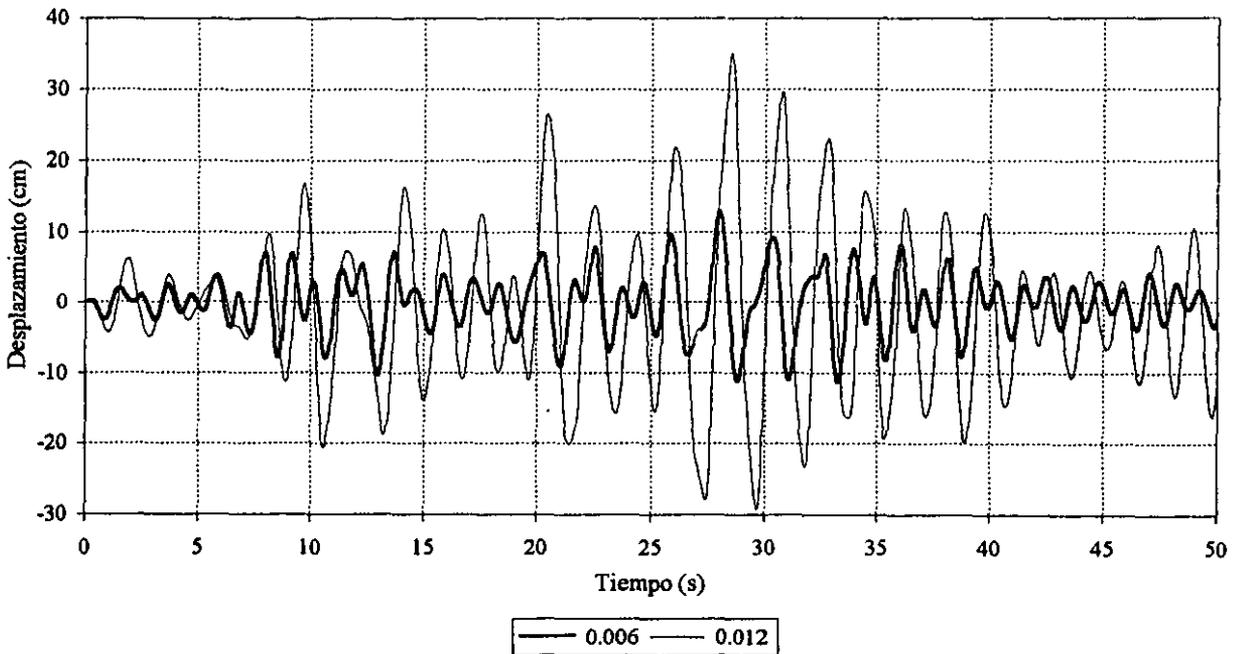


Fig 5.16.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$)

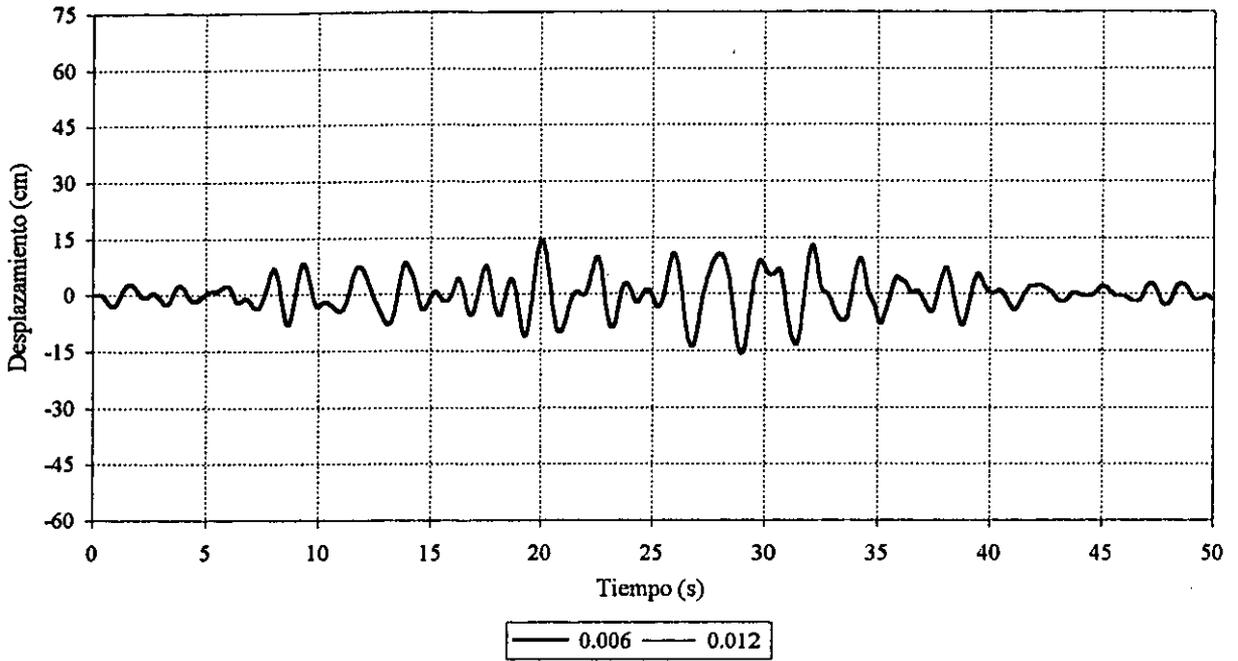


Fig 5.17.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1$)

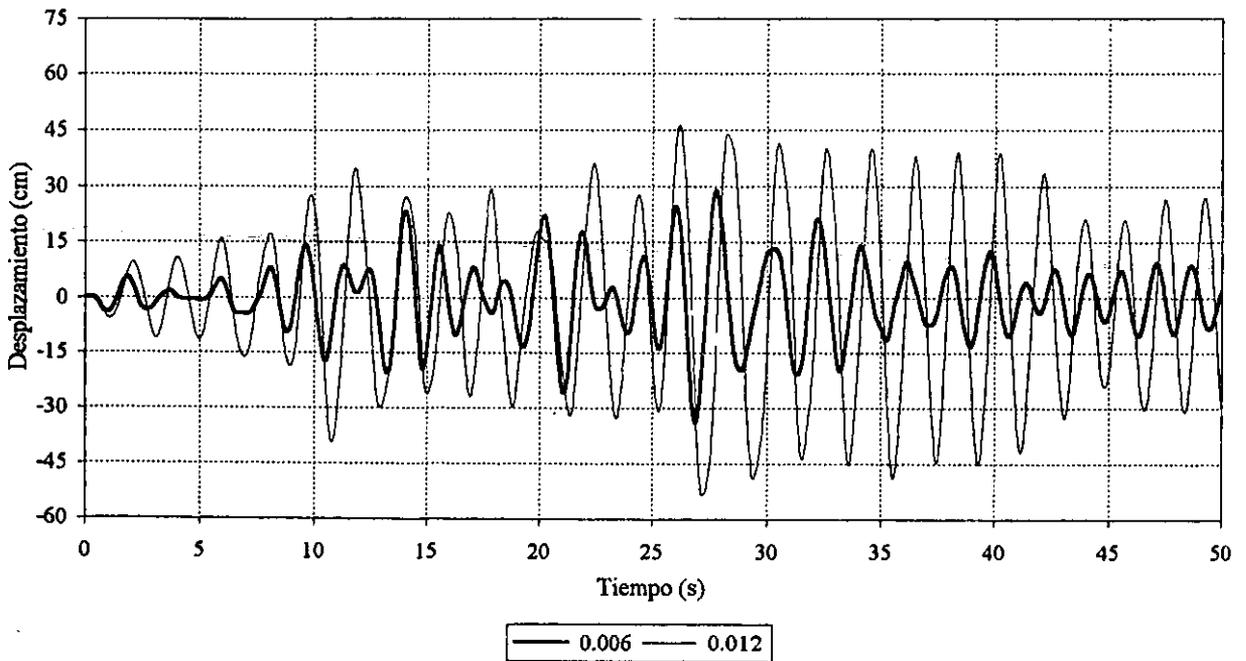


Fig 5.18.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2$)

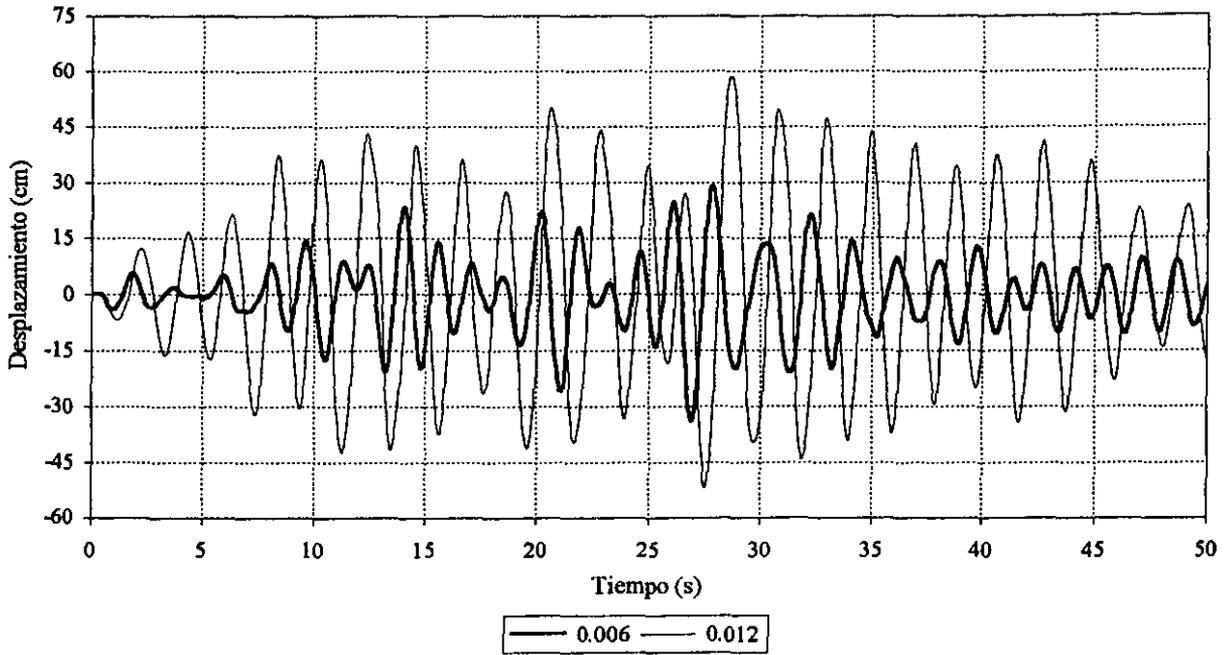


Fig 5.19.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles (Q=3)

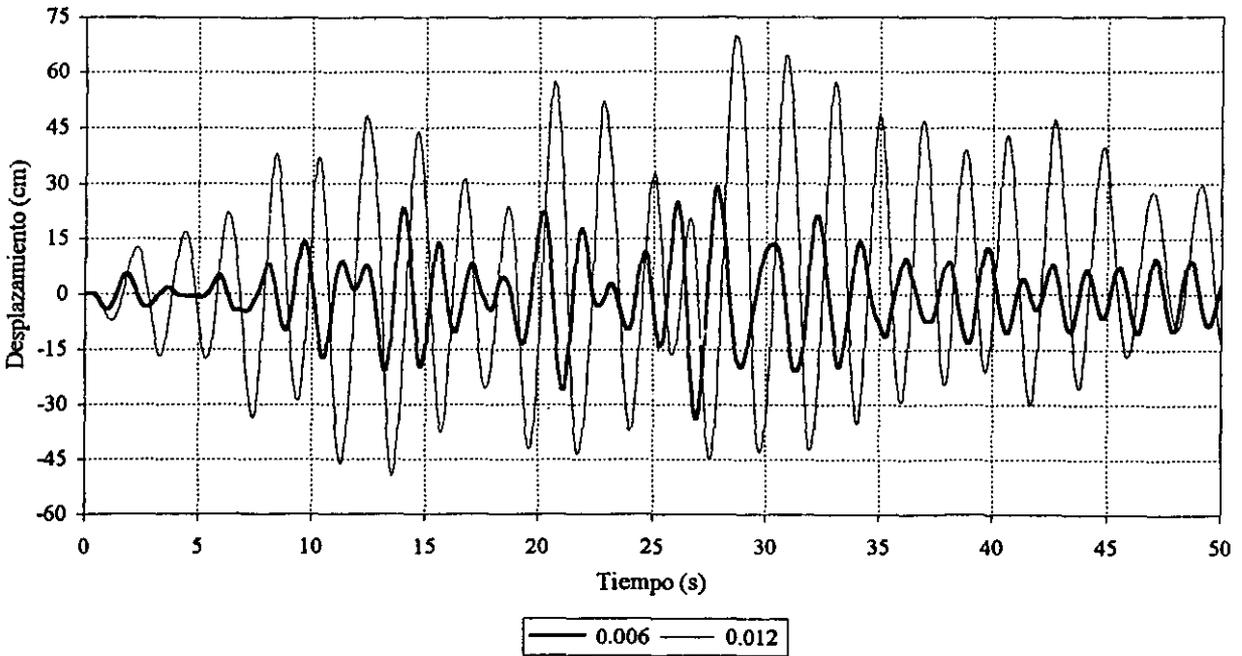


Fig 5.20.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 17 niveles (Q=4)

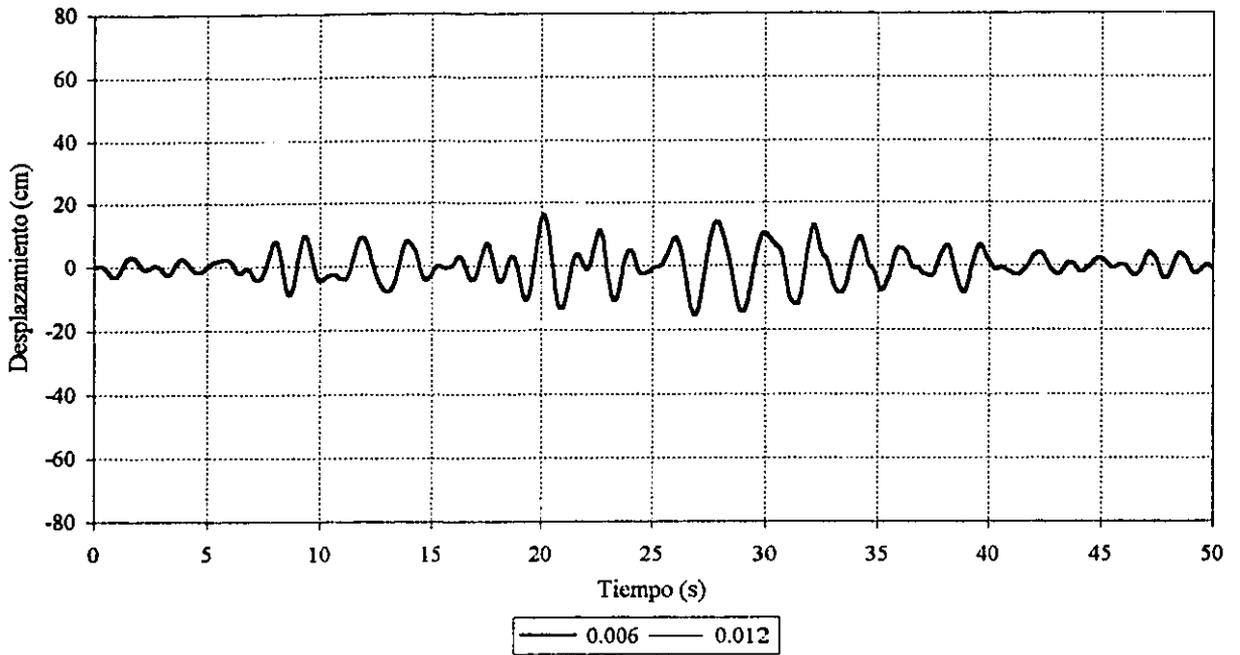


Fig 5.21.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1$)

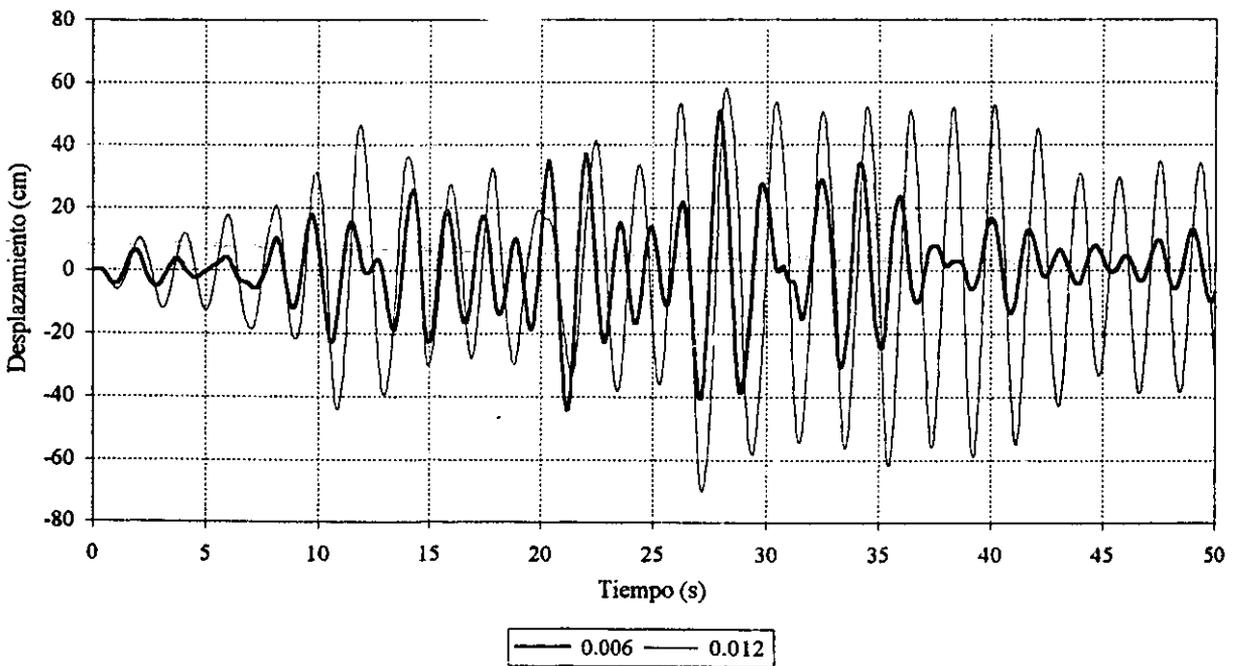


Fig 5.22.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2$)

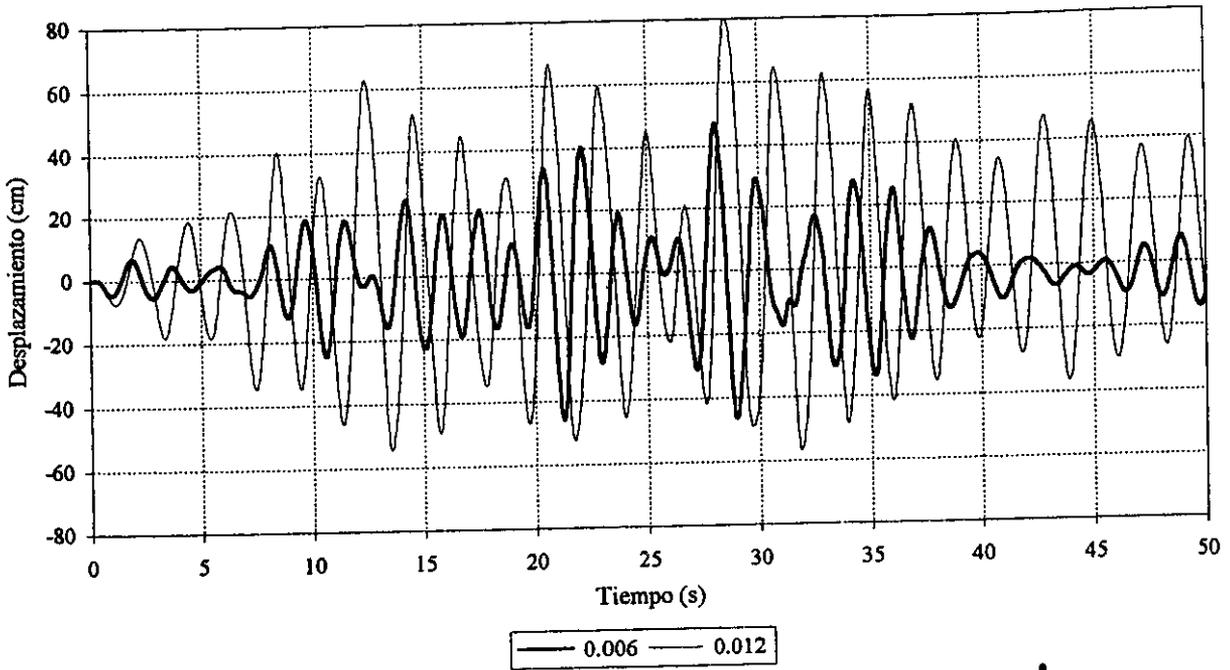


Fig 5.23.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3$)

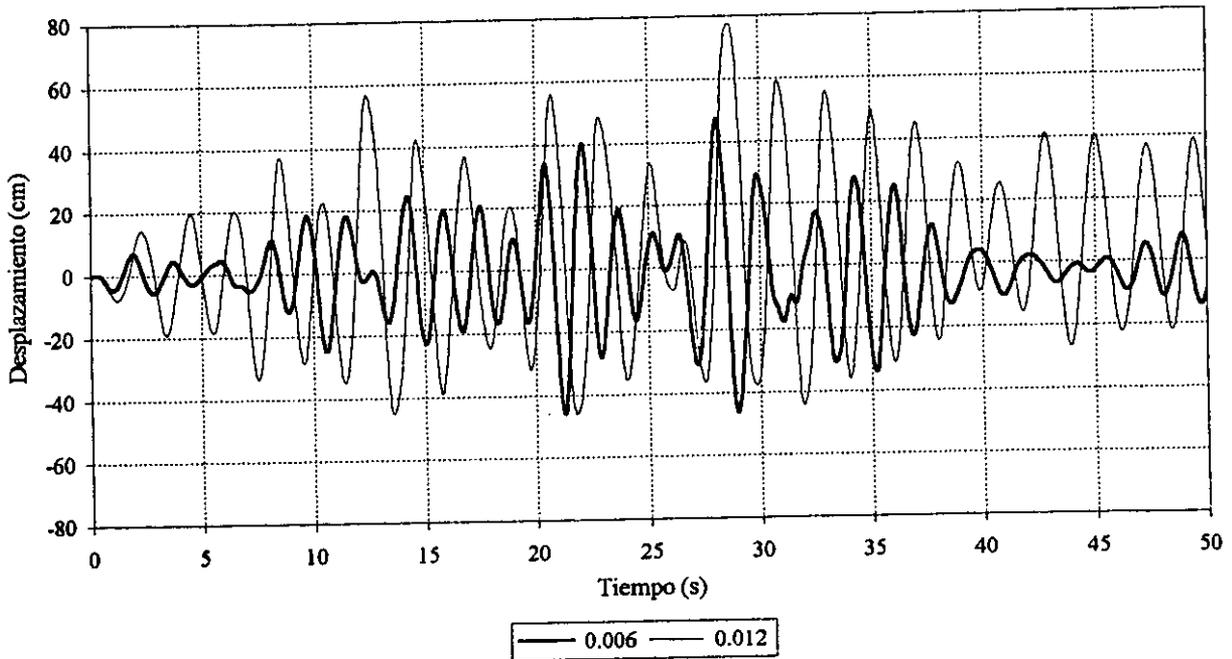


Fig 5.24.-Comparación de historias de desplazamientos inelásticos en azotea del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$)

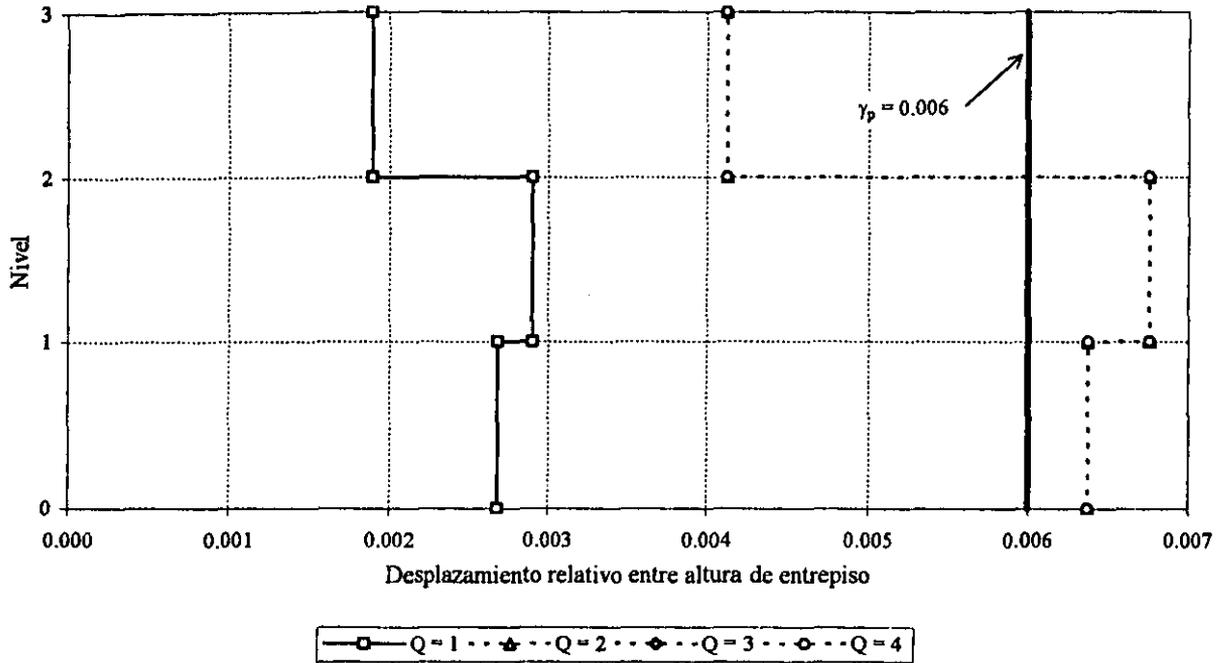


Fig 5.25.-Comparación de relaciones desplazamiento horizontal relativo inelástico entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

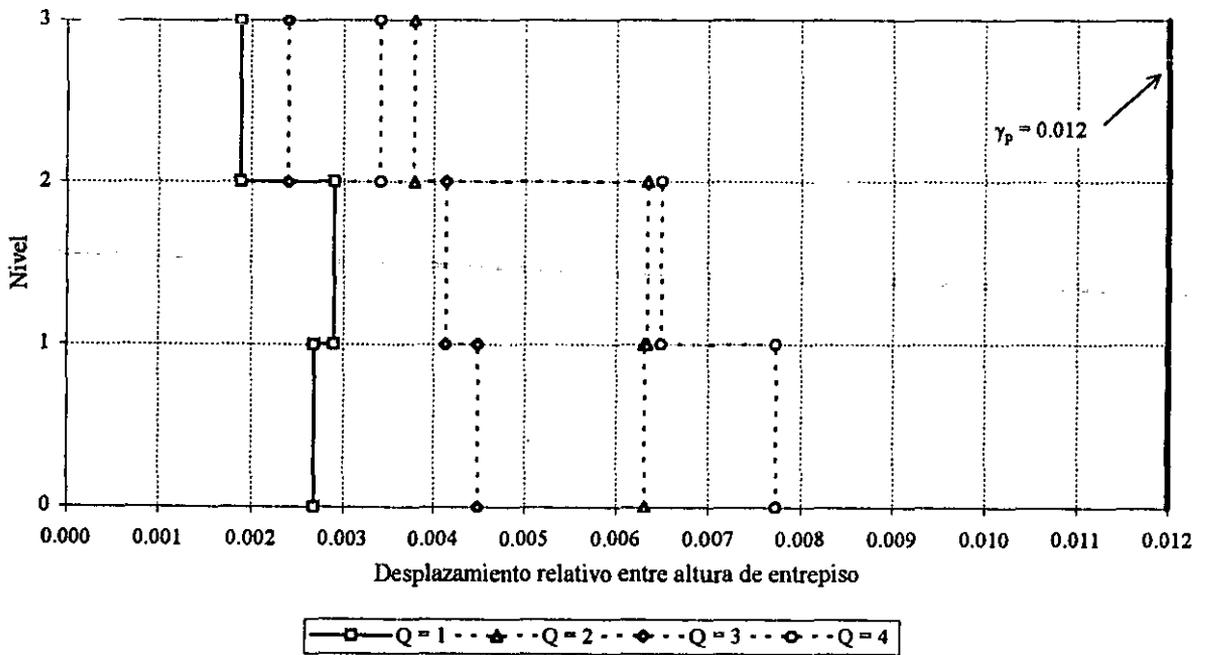


Fig 5.26.-Comparación de relaciones desplazamiento horizontal relativo inelástico entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

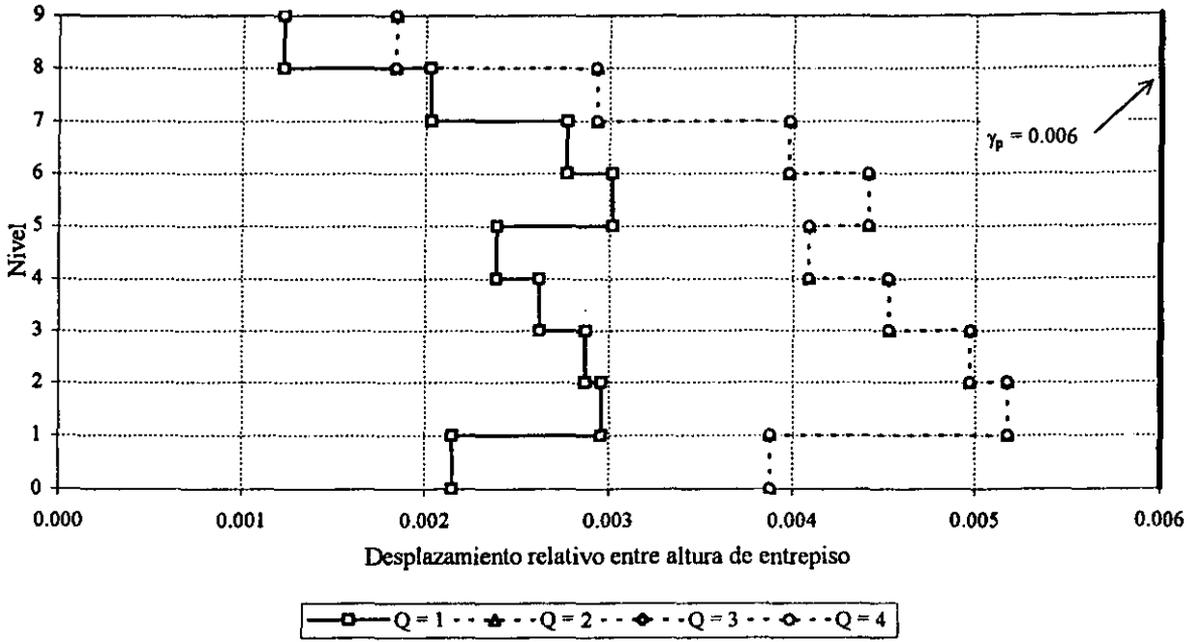


Fig 5.27.-Comparación de relaciones desplazamiento horizontal relativo inelástico entre altura de entrapiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

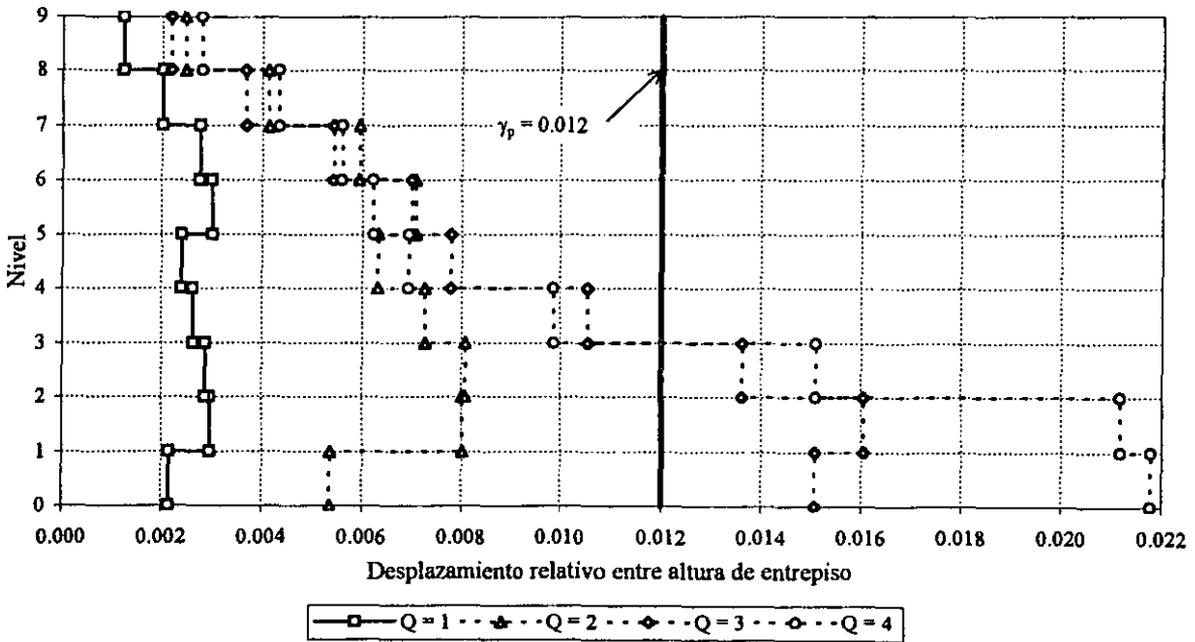


Fig 5.28.-Comparación de relaciones desplazamiento horizontal relativo inelástico entre altura de entrapiso del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

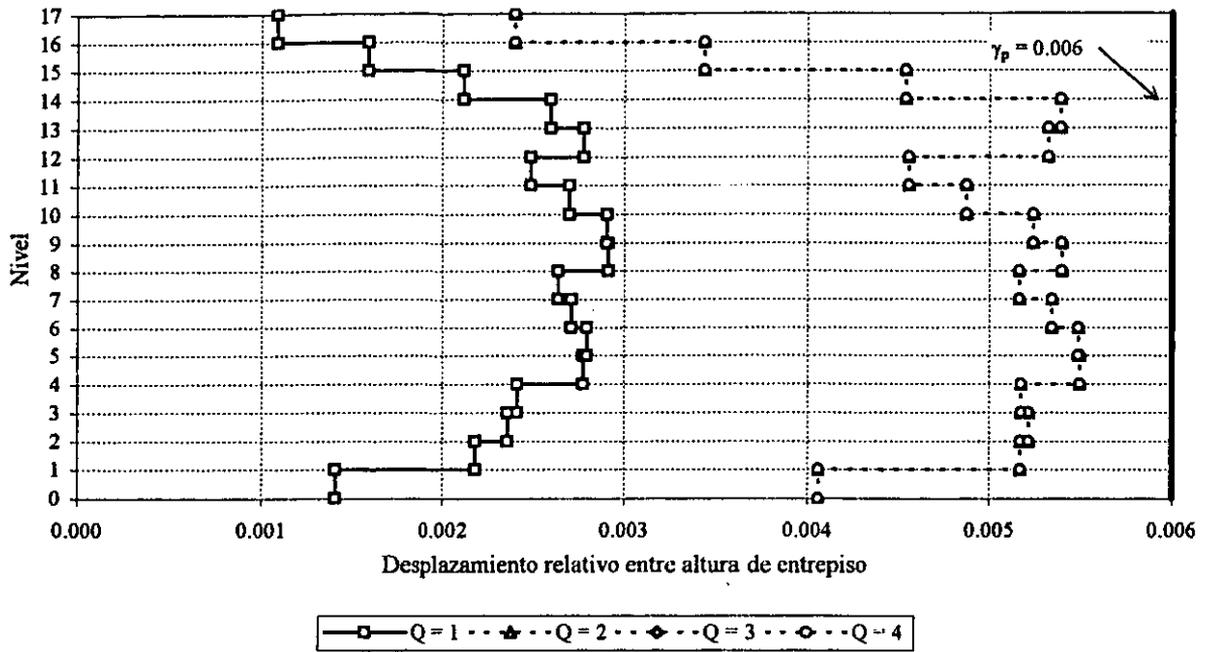


Fig 5.29.-Comparación de relaciones desplazamiento horizontal relativo inelástico entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

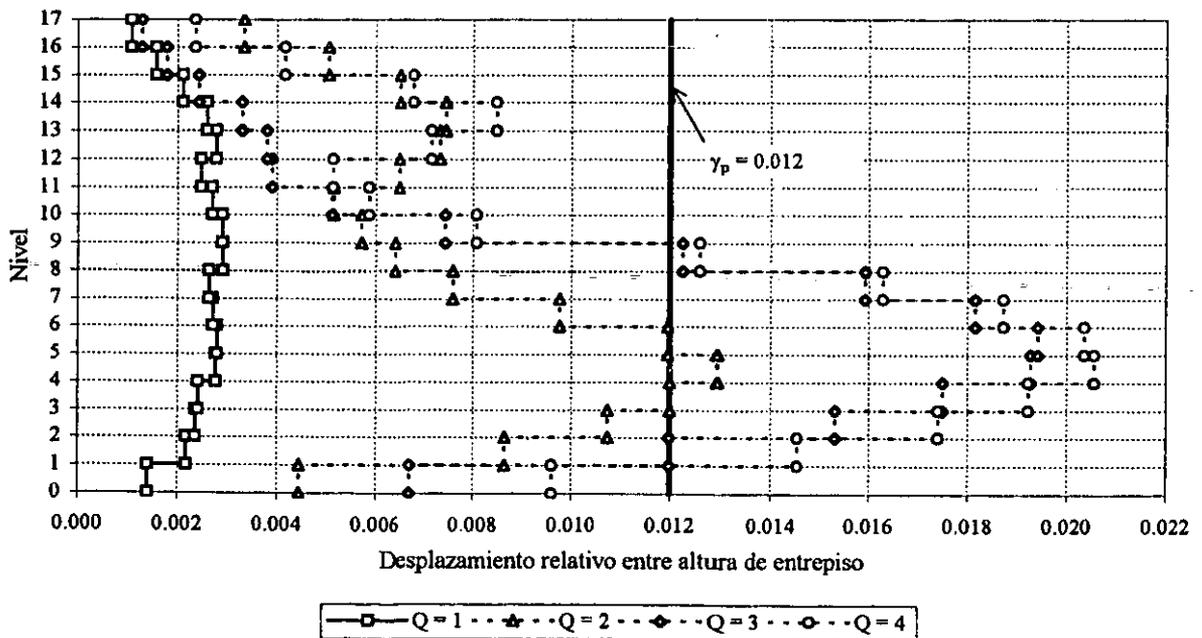


Fig 5.30.-Comparación de relaciones desplazamiento horizontal relativo inelástico entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

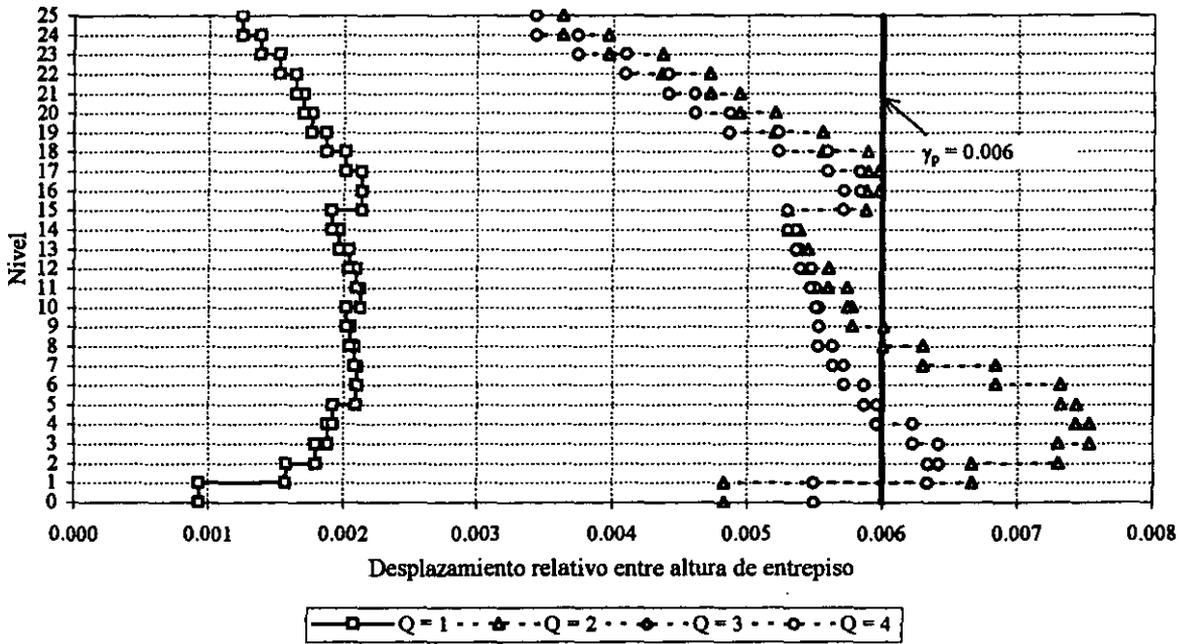


Fig 5.31.-Comparación de relaciones desplazamiento horizontal relativo inelástico entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.006$)

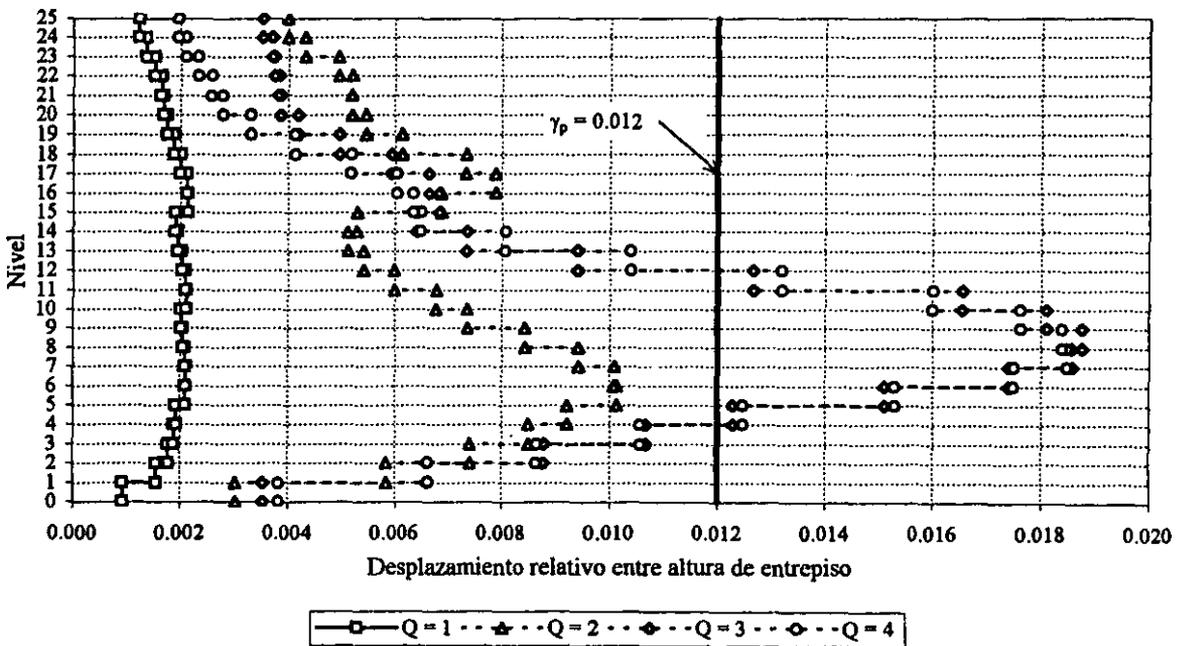


Fig 5.32.-Comparación de relaciones desplazamiento horizontal relativo inelástico entre altura de entpiso del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($\gamma_p \leq 0.012$)

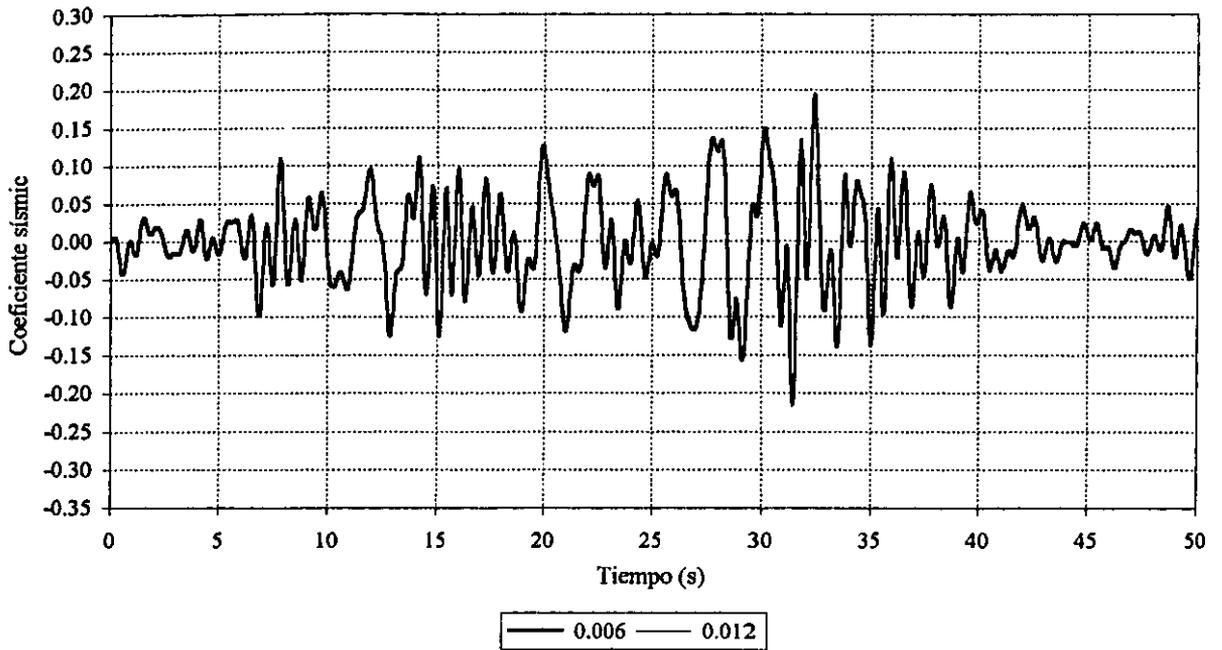


Fig 5.33.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=1$)

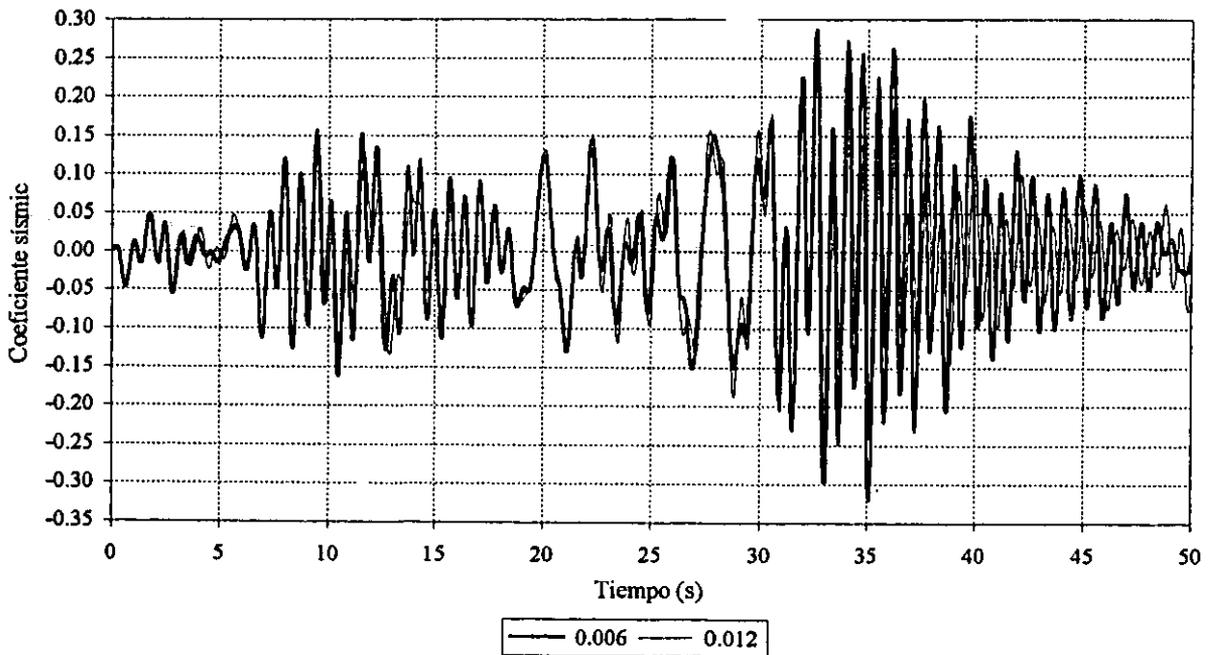


Fig 5.34.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=2$)

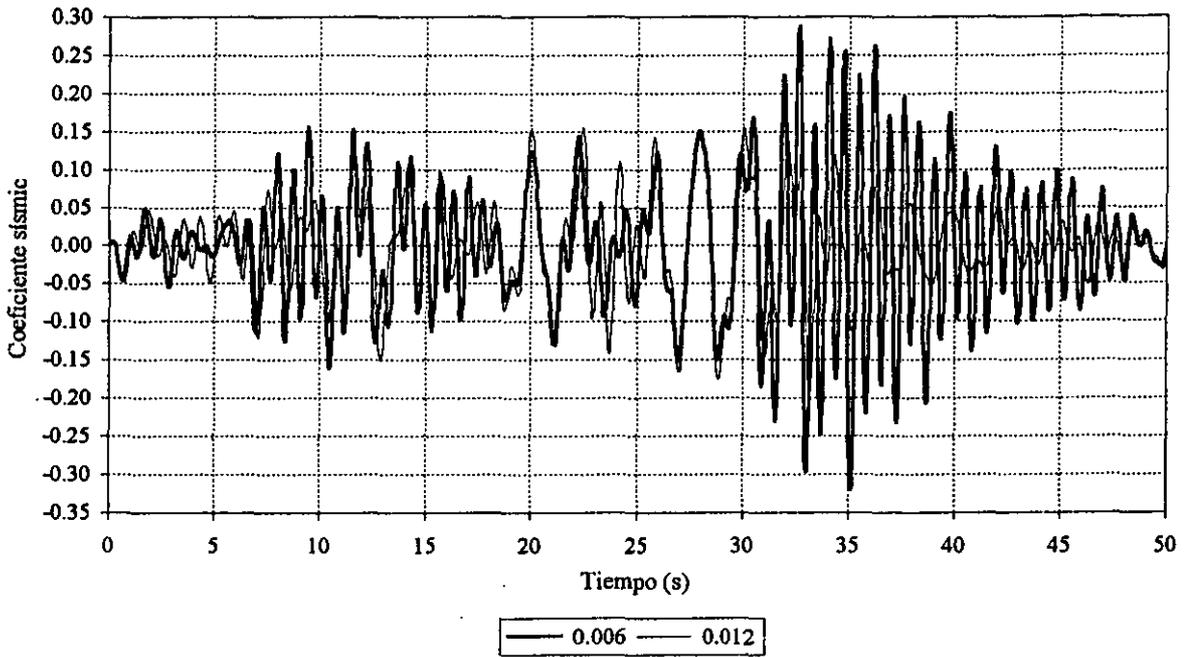


Fig 5.35.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=3$)

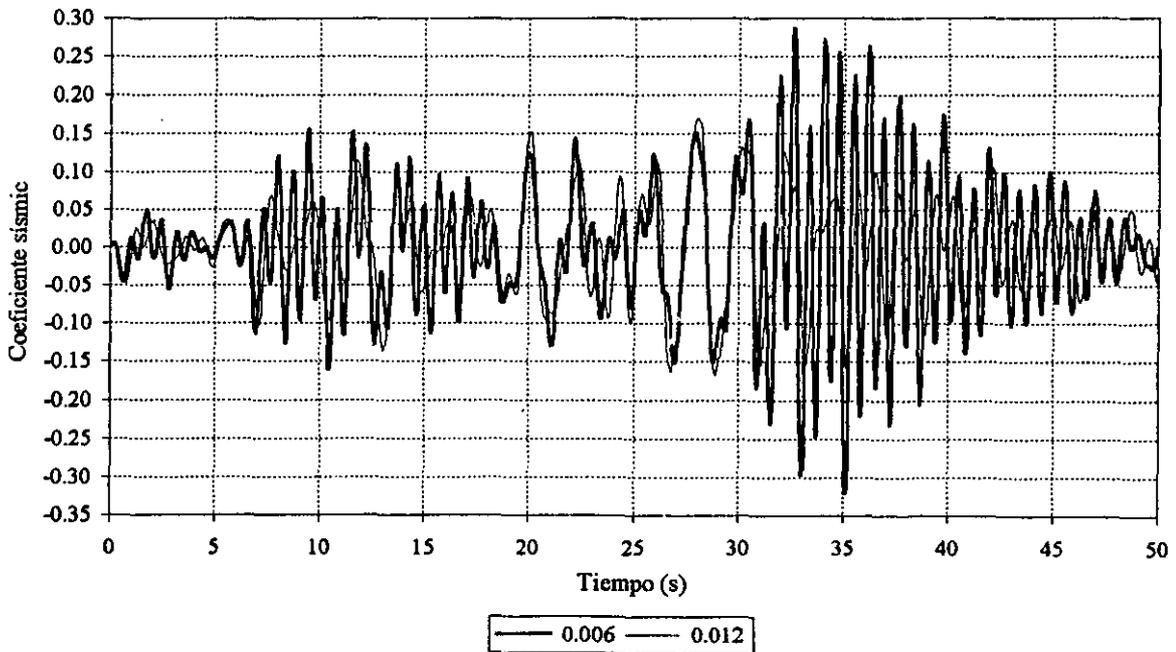


Fig 5.36.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 3 niveles ($Q=4$)

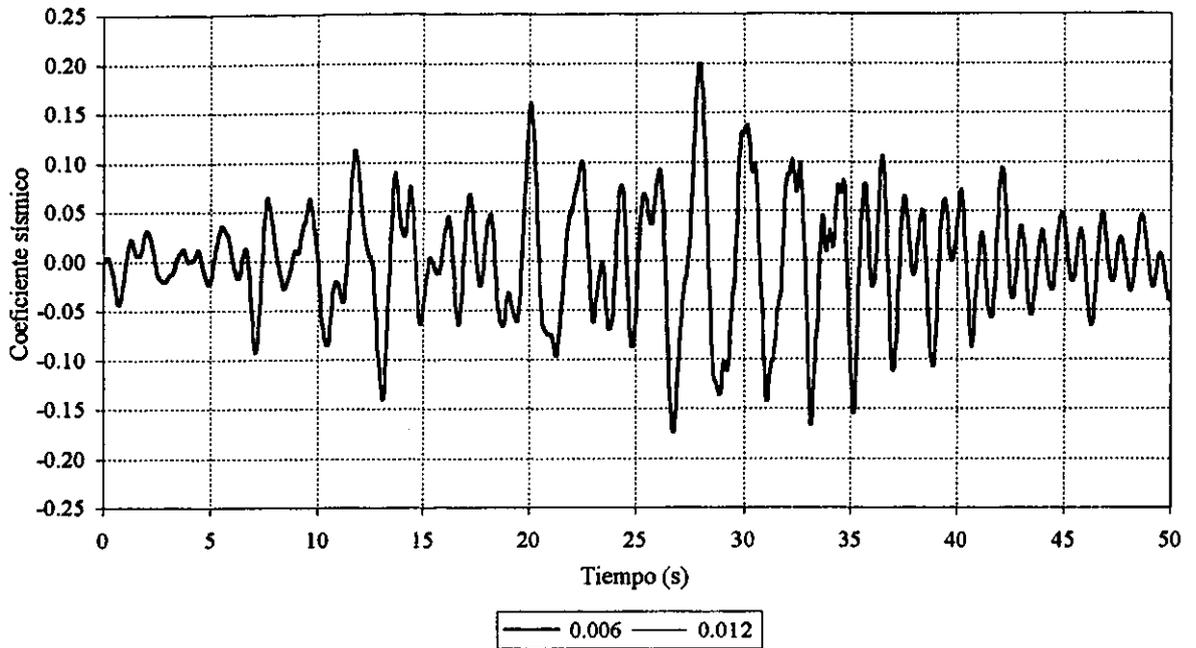


Fig 5.37.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=1$)

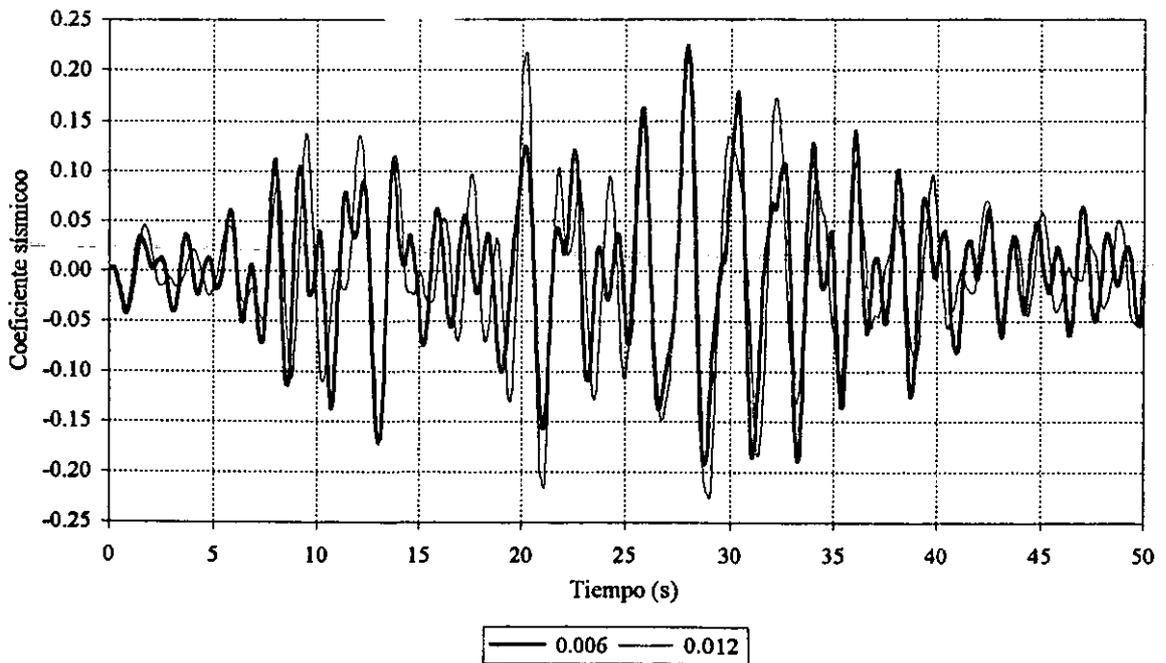


Fig 5.38.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=2$)

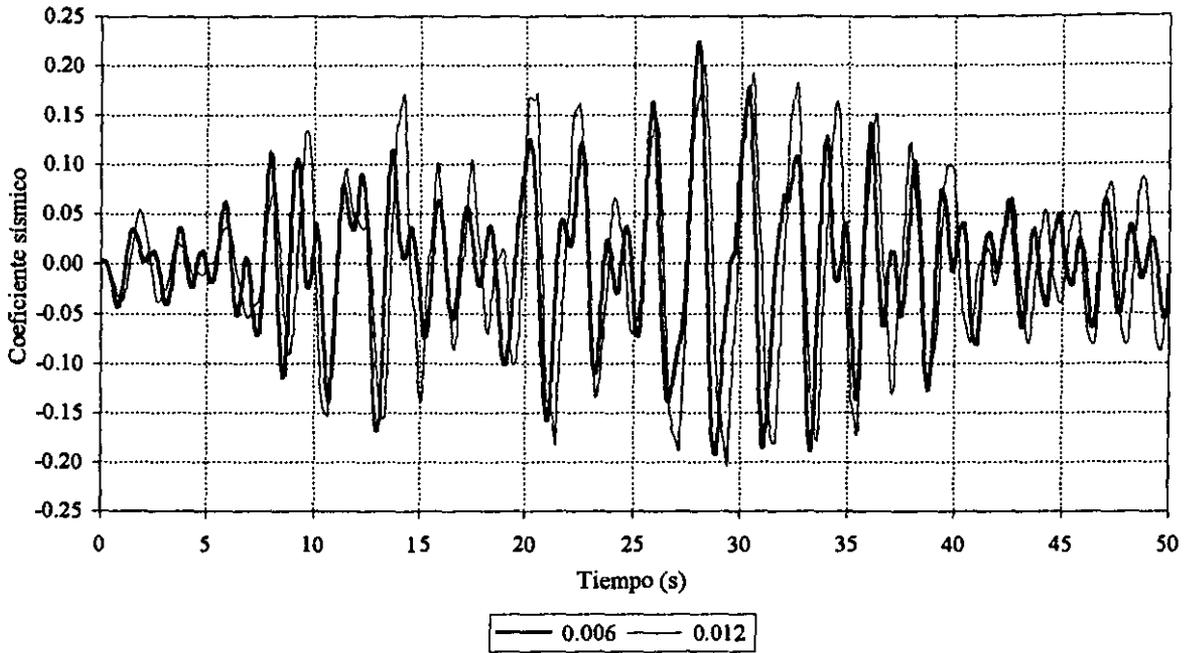


Fig 5.39.-Comparación de historias de coeficiente sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=3$)

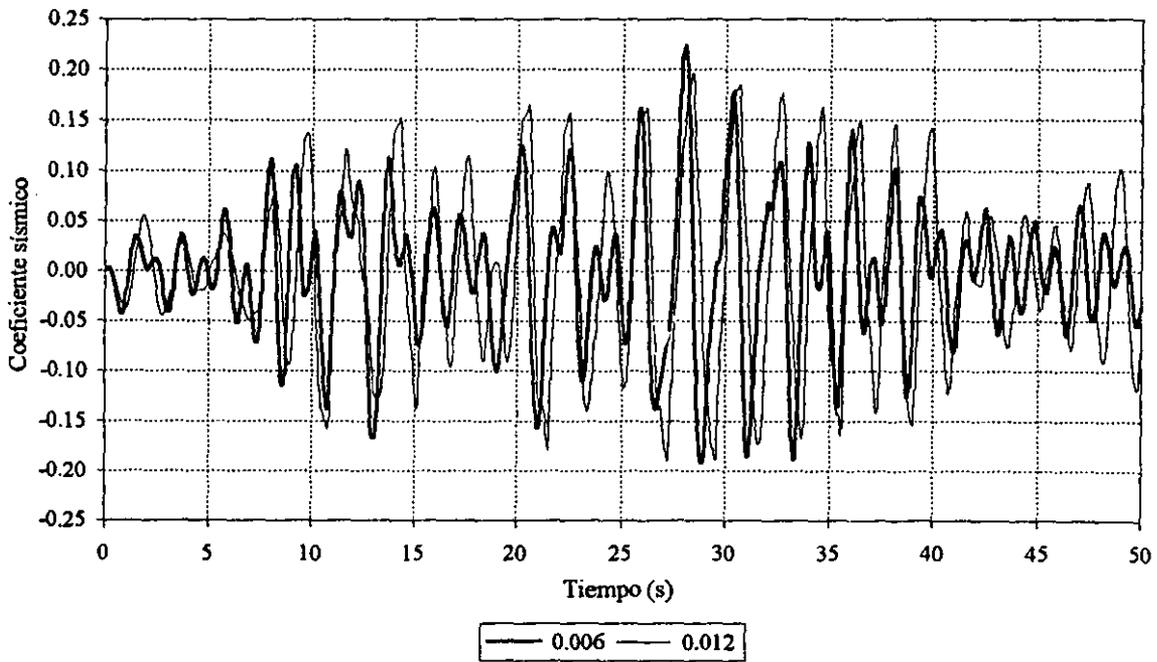


Fig 5.40.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 9 niveles ($Q=4$)

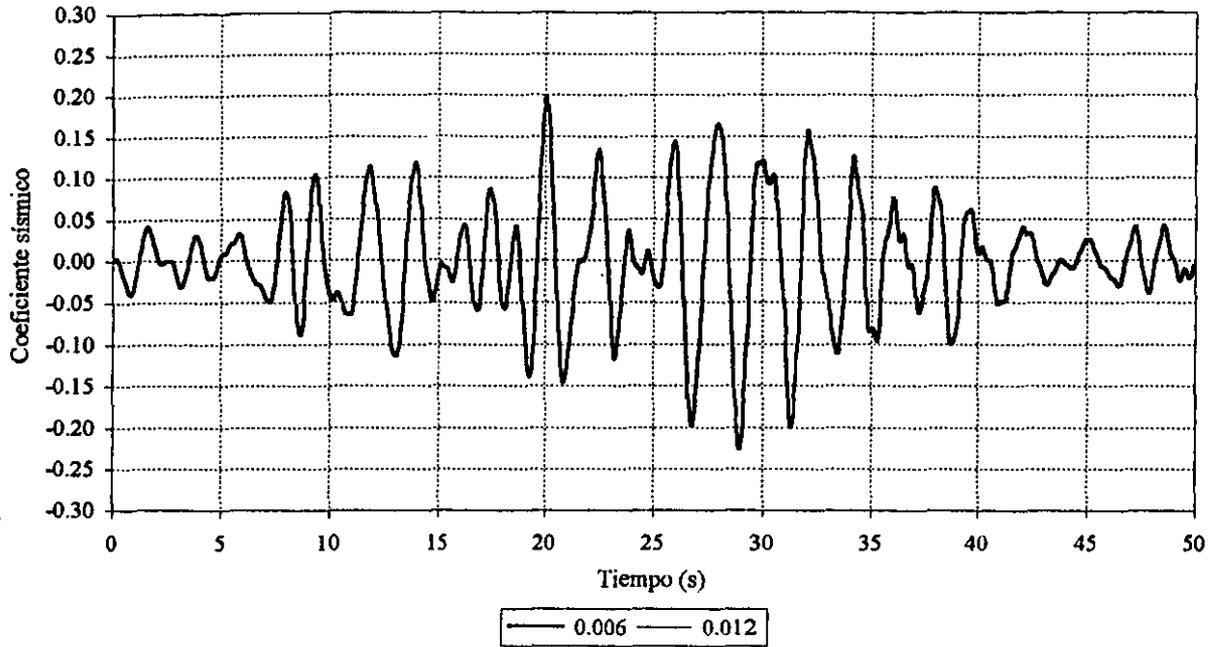


Fig 5.41.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=1$)

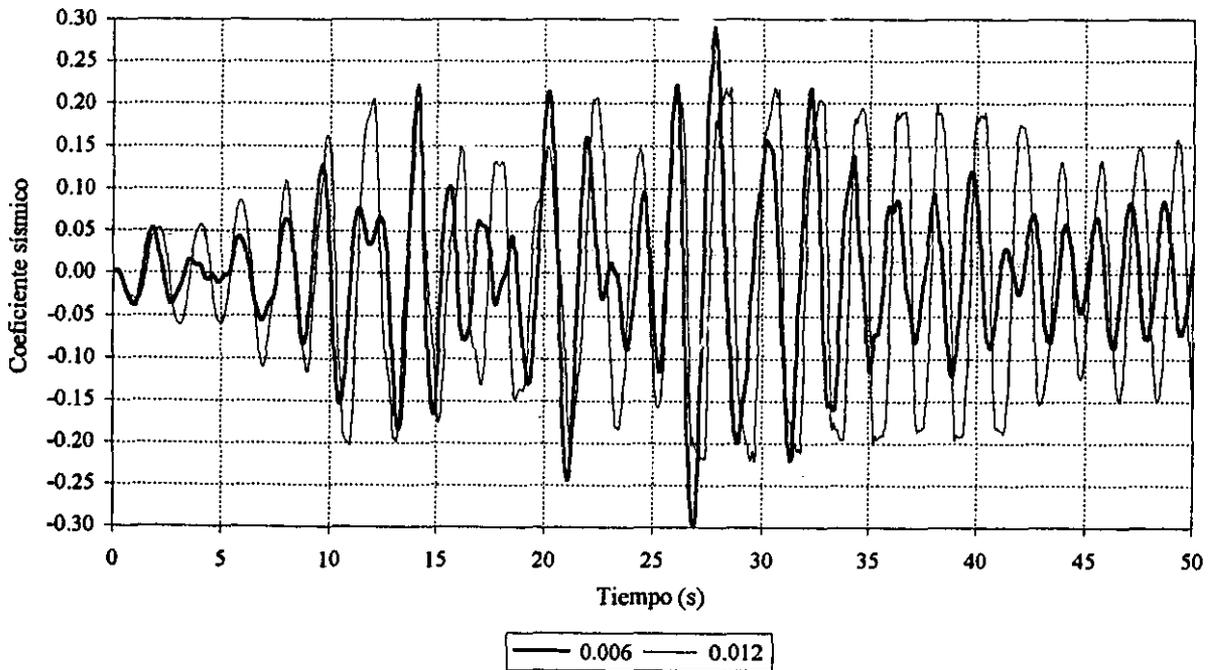


Fig 5.42.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=2$)

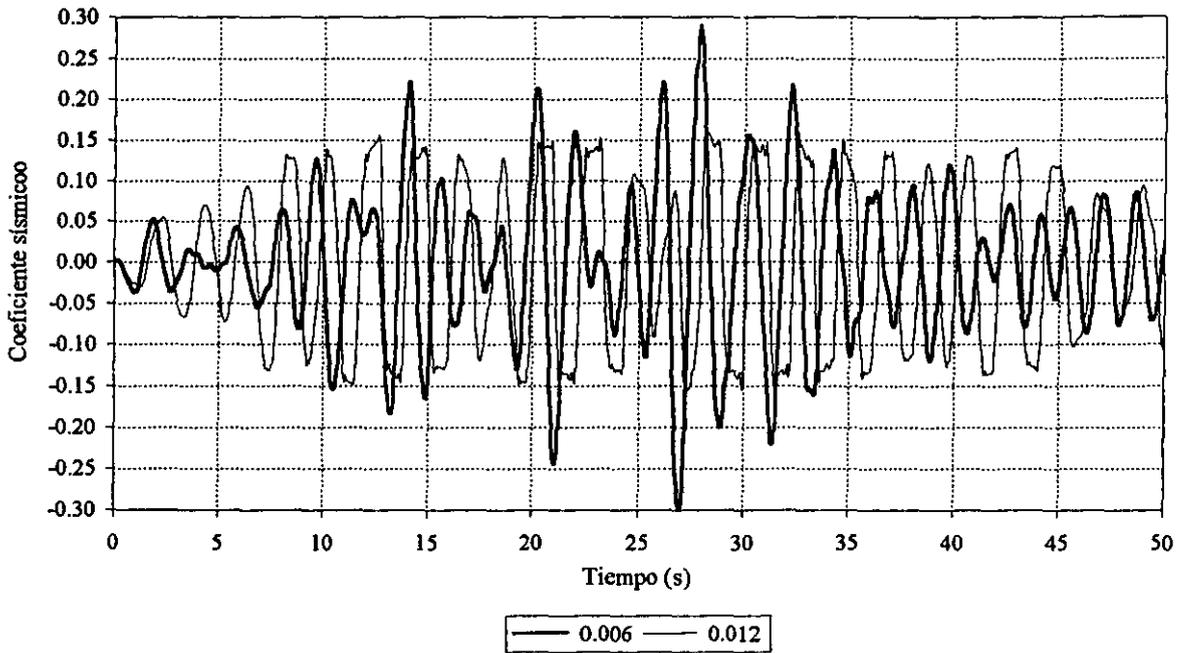


Fig 5.43.-Comparación de historias de coeficiente sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=3$)

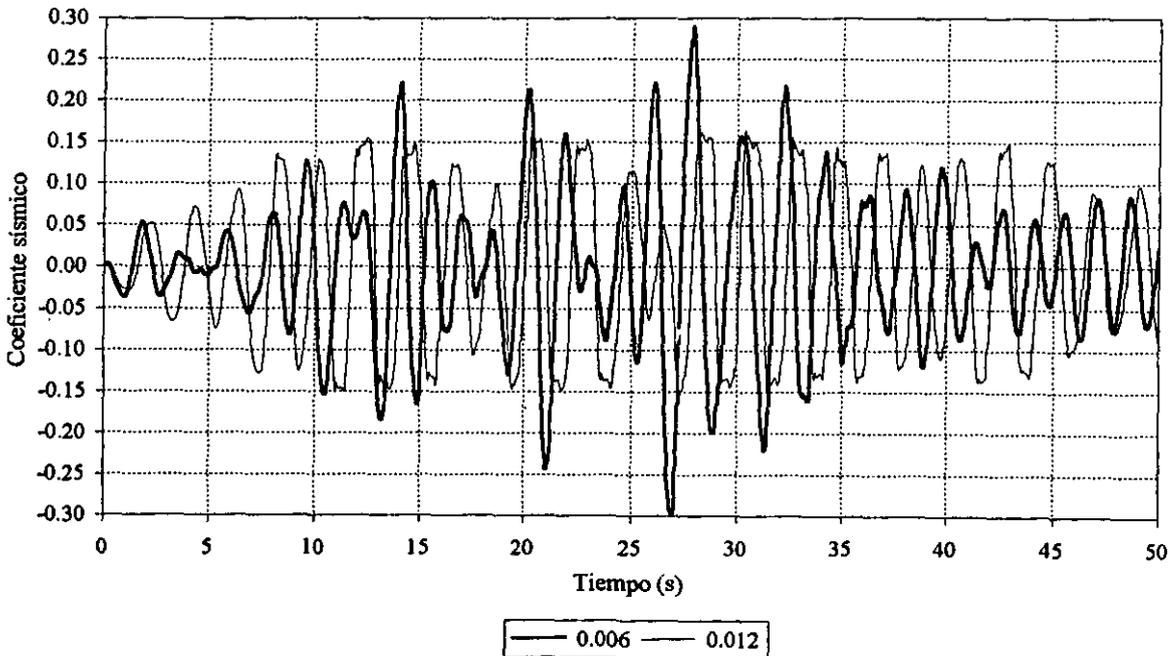


Fig 5.44.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 17 niveles ($Q=4$)

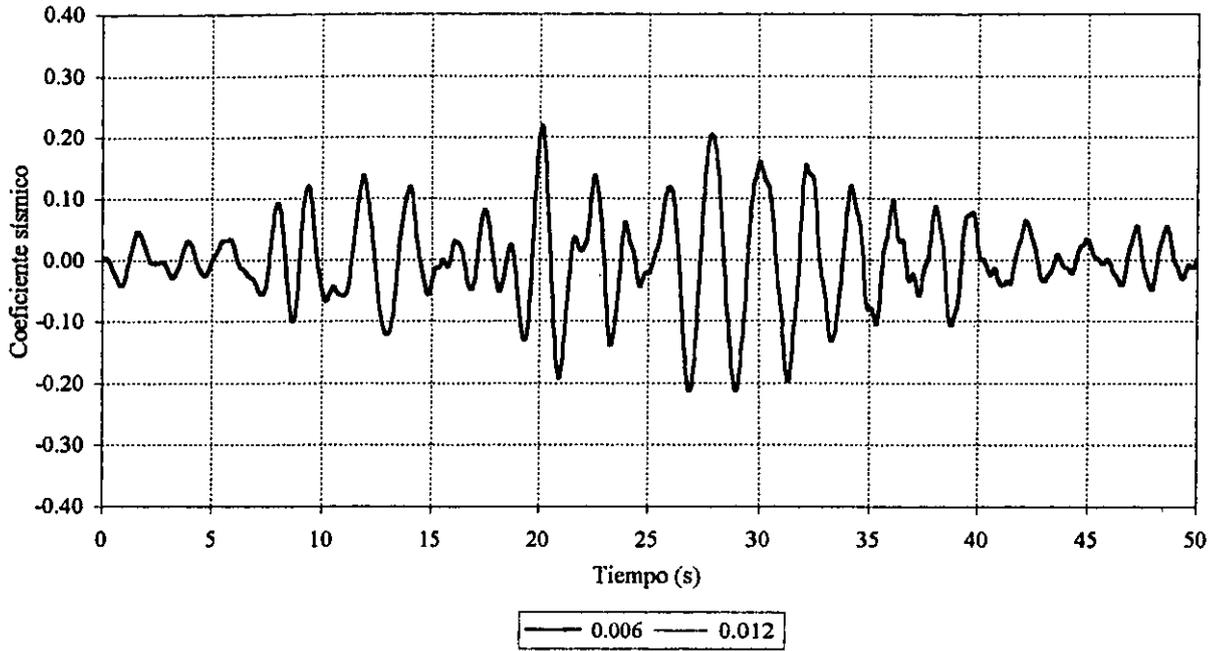


Fig 5.45.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=1$)

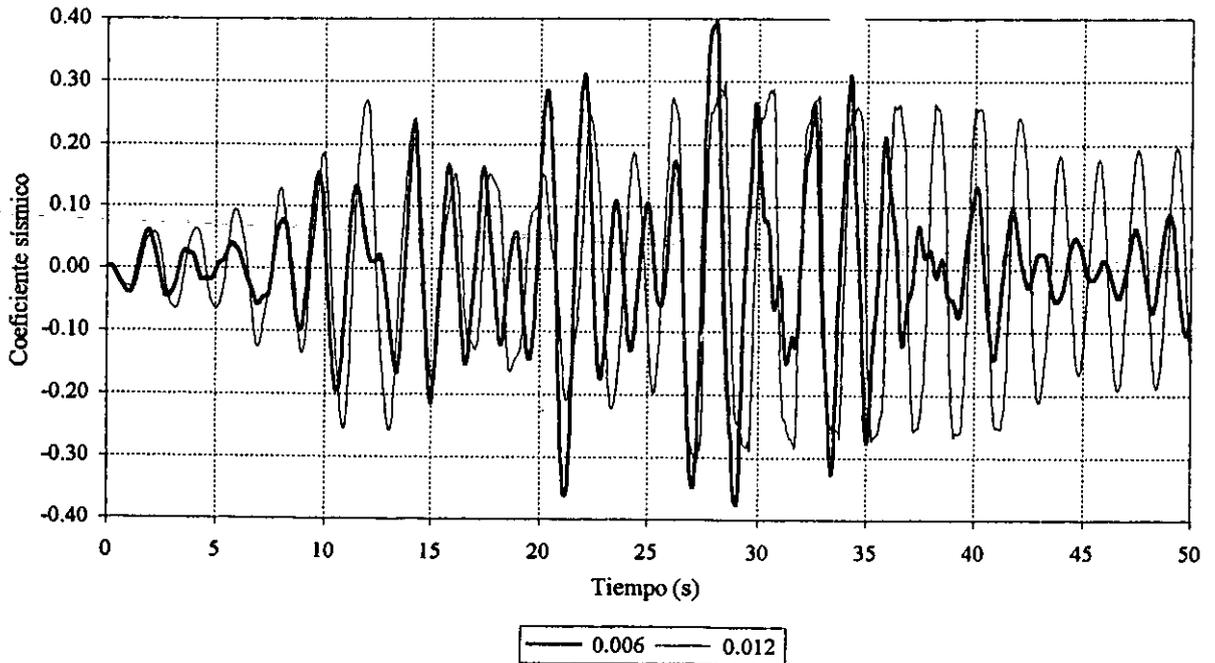


Fig 5.46.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=2$)

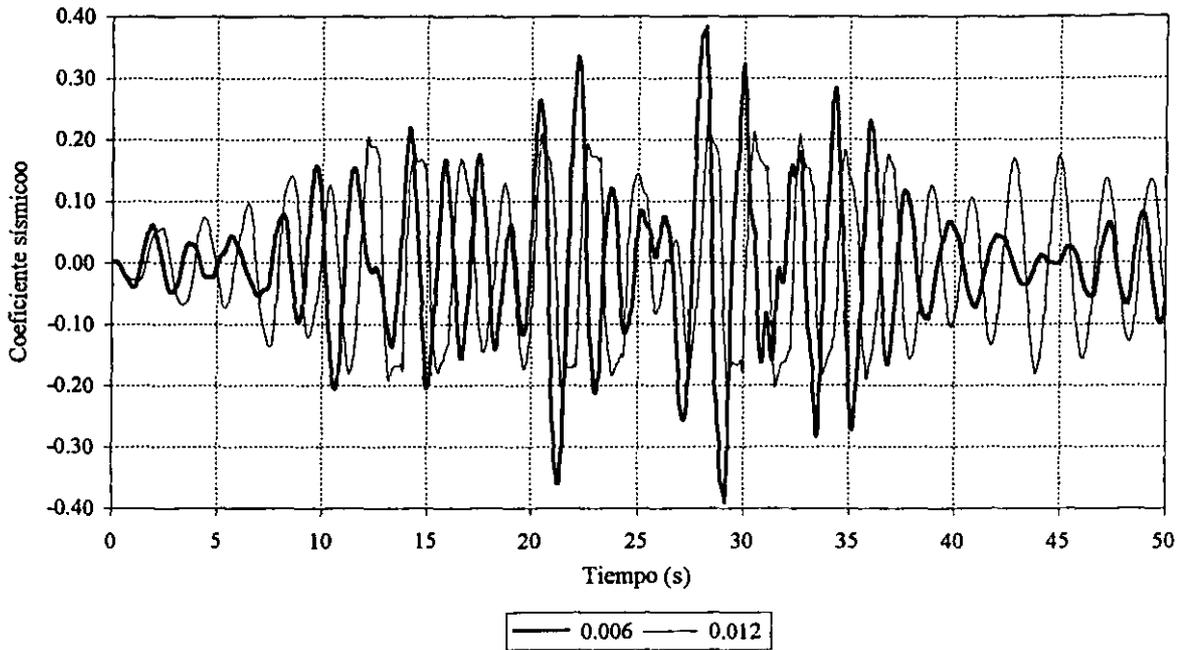


Fig 5.47.-Comparación de historias de coeficiente sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=3$)

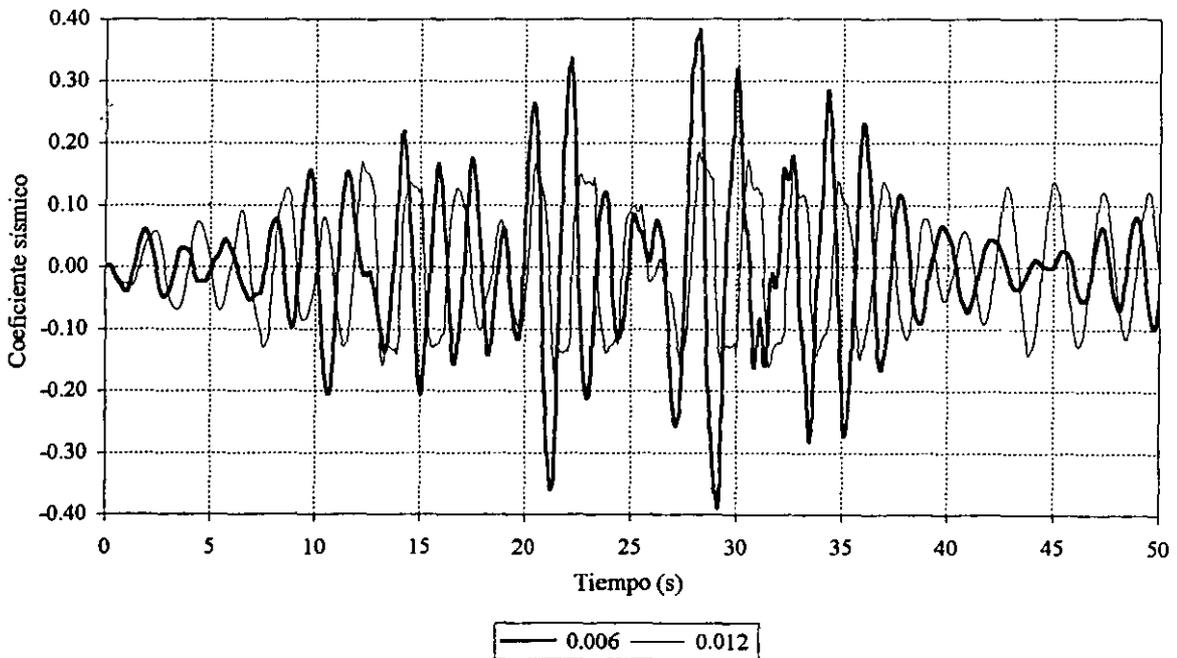


Fig 5.48.-Comparación de historias de coeficientes sísmicos inelásticos del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q=4$)

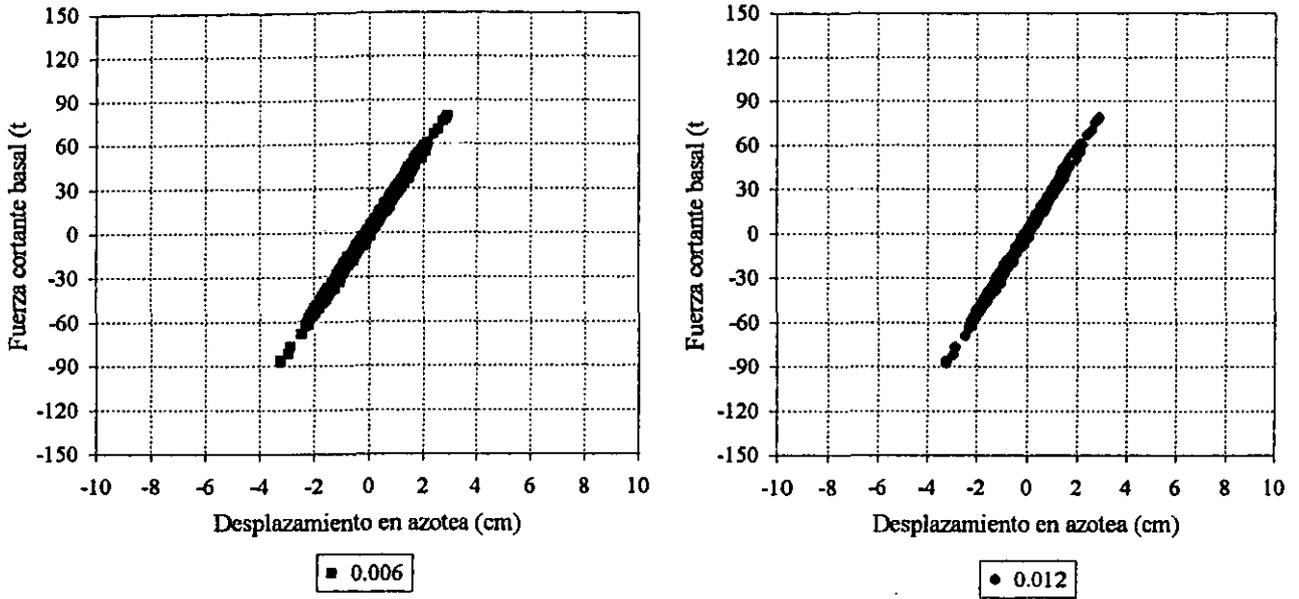


Fig 5.49.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 3 niveles ($Q=1$)

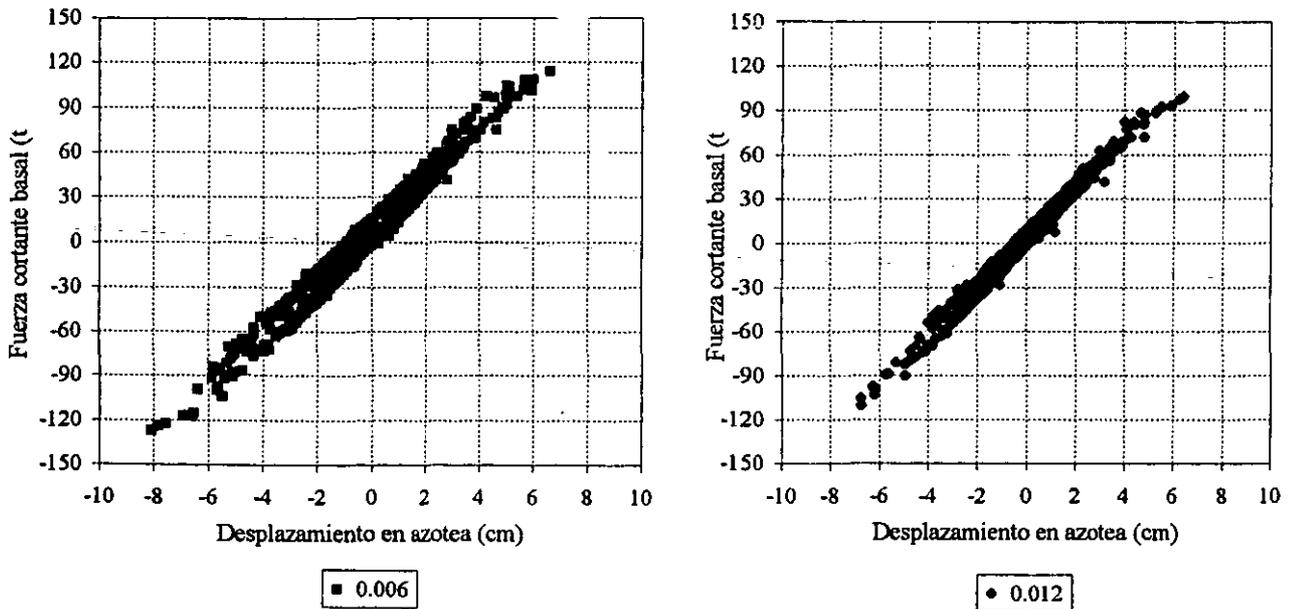


Fig 5.50.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 3 niveles ($Q=2$)

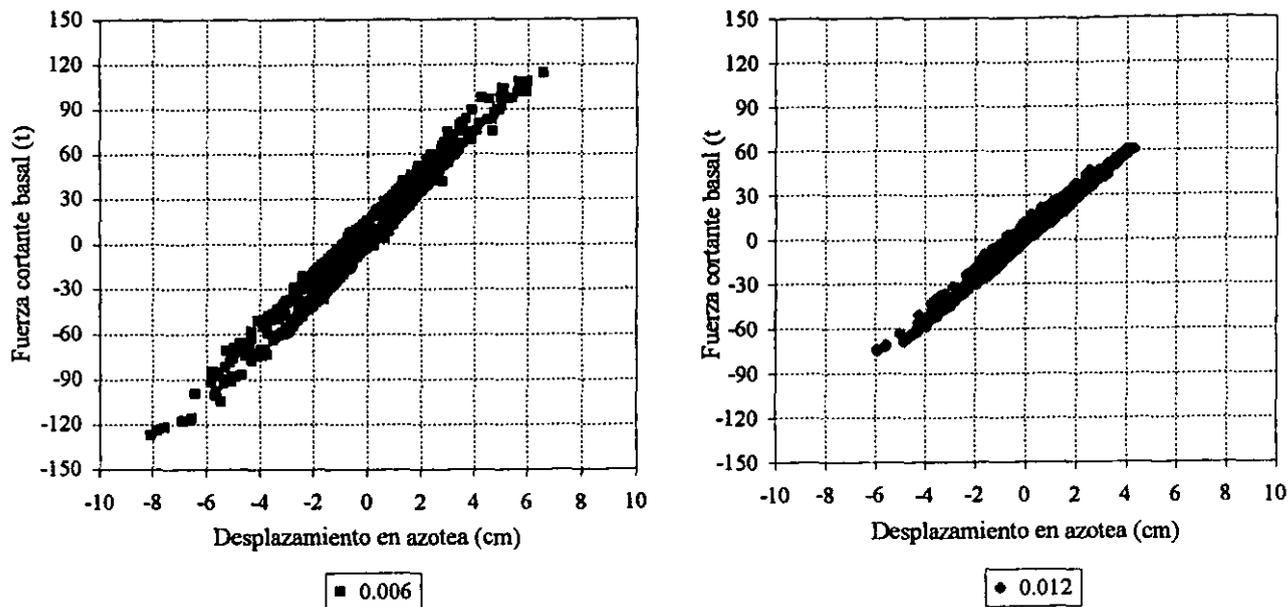


Fig 5.51.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 3 niveles ($Q=3$)

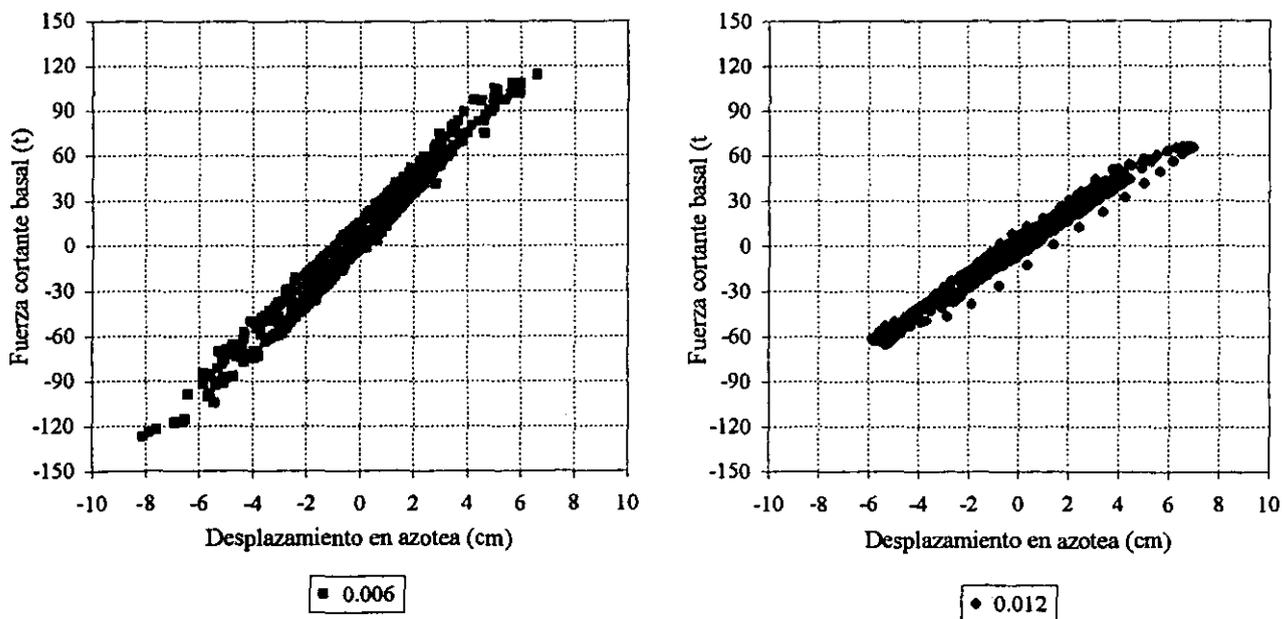


Fig 5.52.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 3 niveles ($Q=4$)

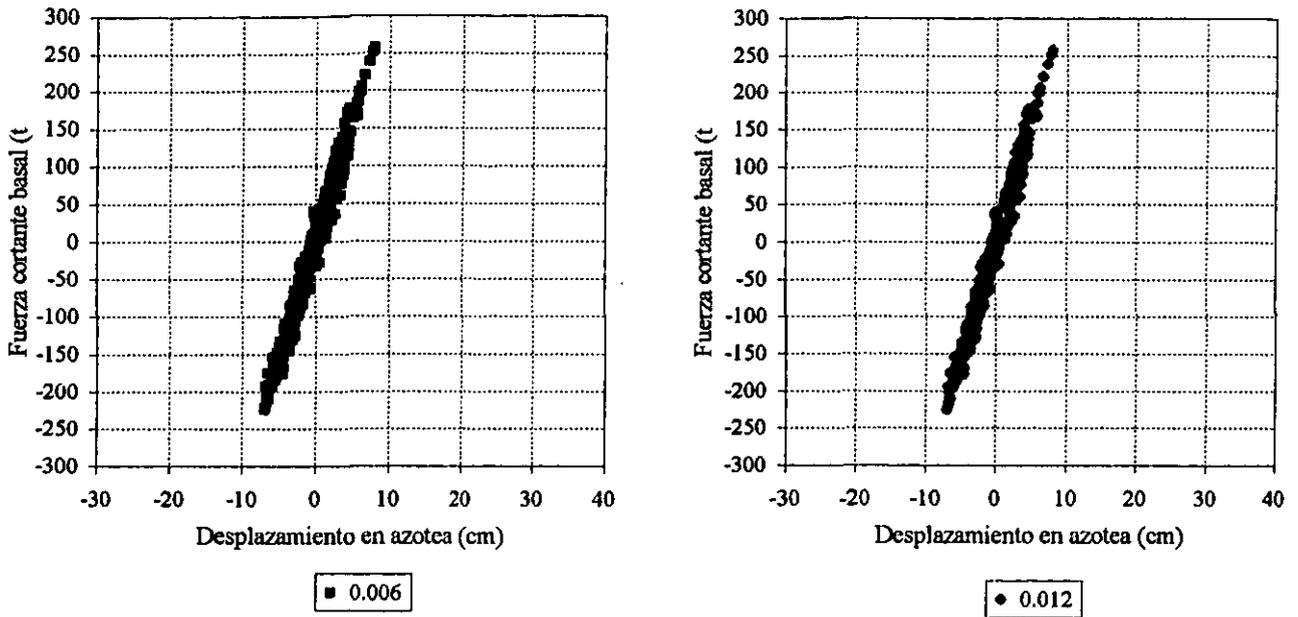


Fig 5.53.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 9 niveles ($Q=1$)

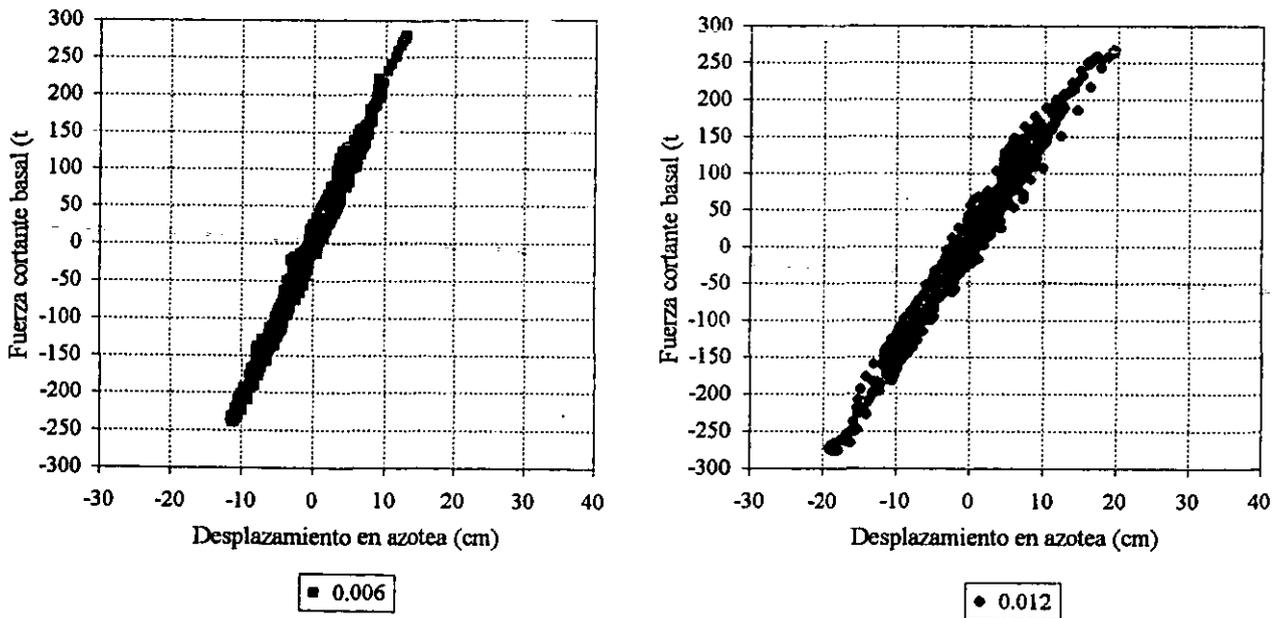


Fig 5.54.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 9 niveles ($Q=2$)

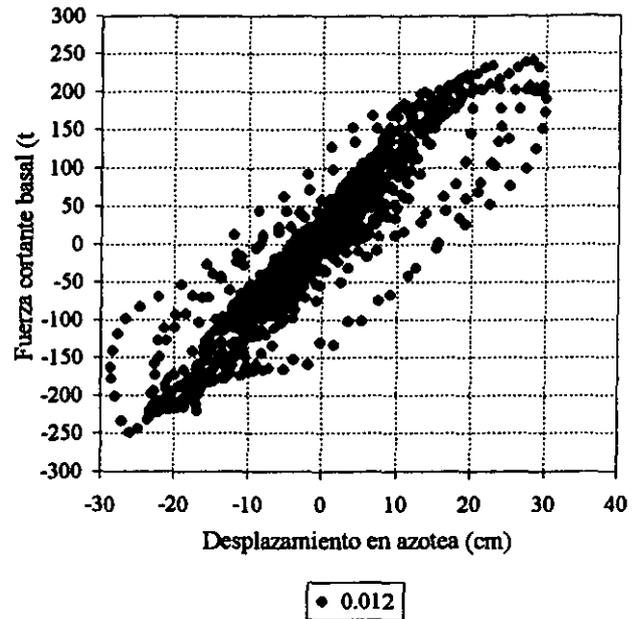
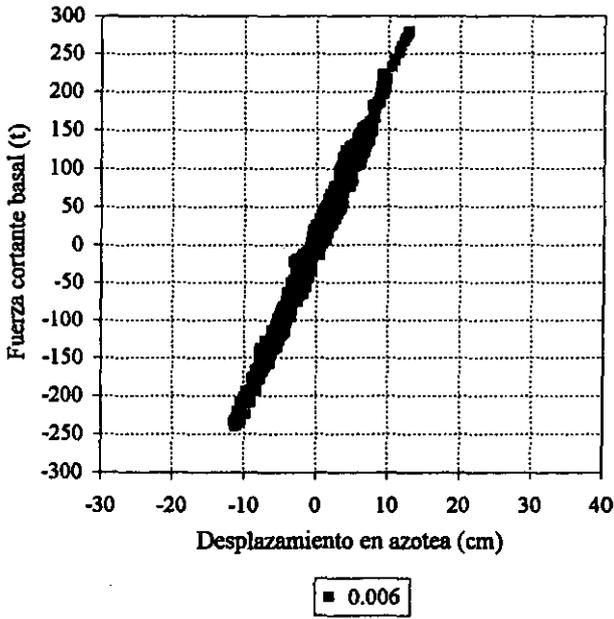


Fig 5.55.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 9 niveles ($Q=3$)

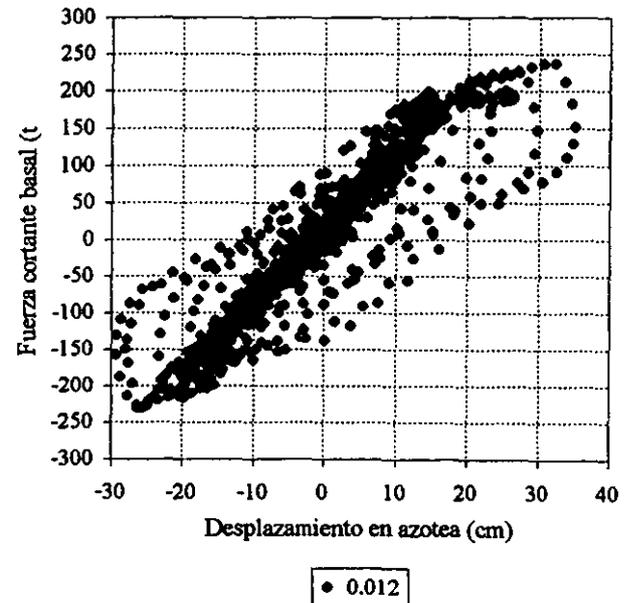
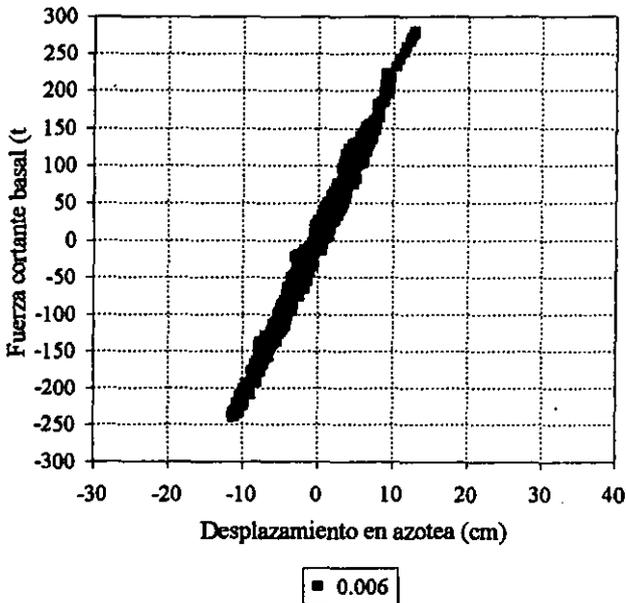


Fig 5.56.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 9 niveles ($Q=4$)

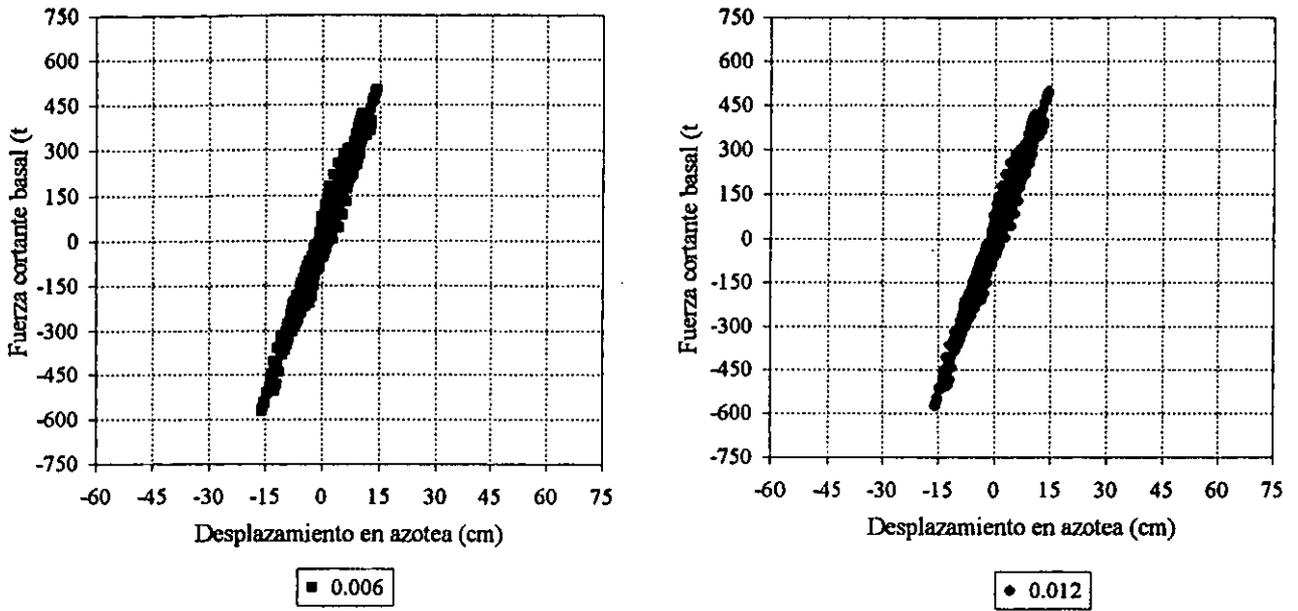


Fig 5.57.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 17 niveles ($Q=1$)

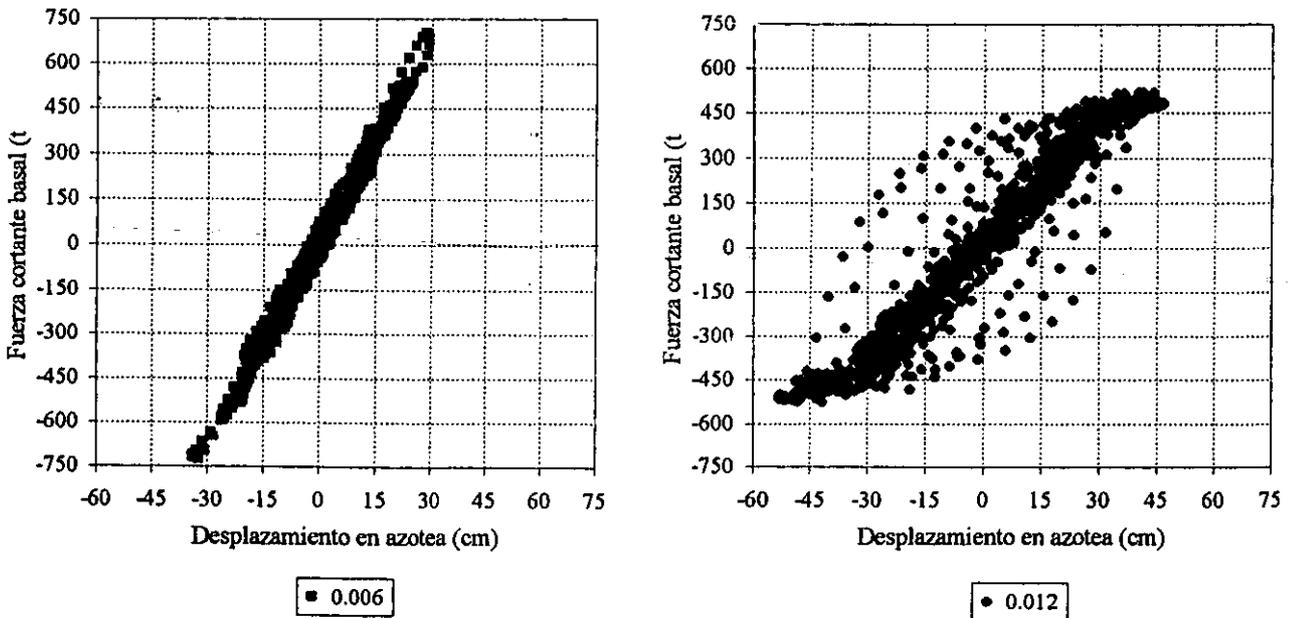


Fig 5.58.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 17 niveles ($Q=2$)

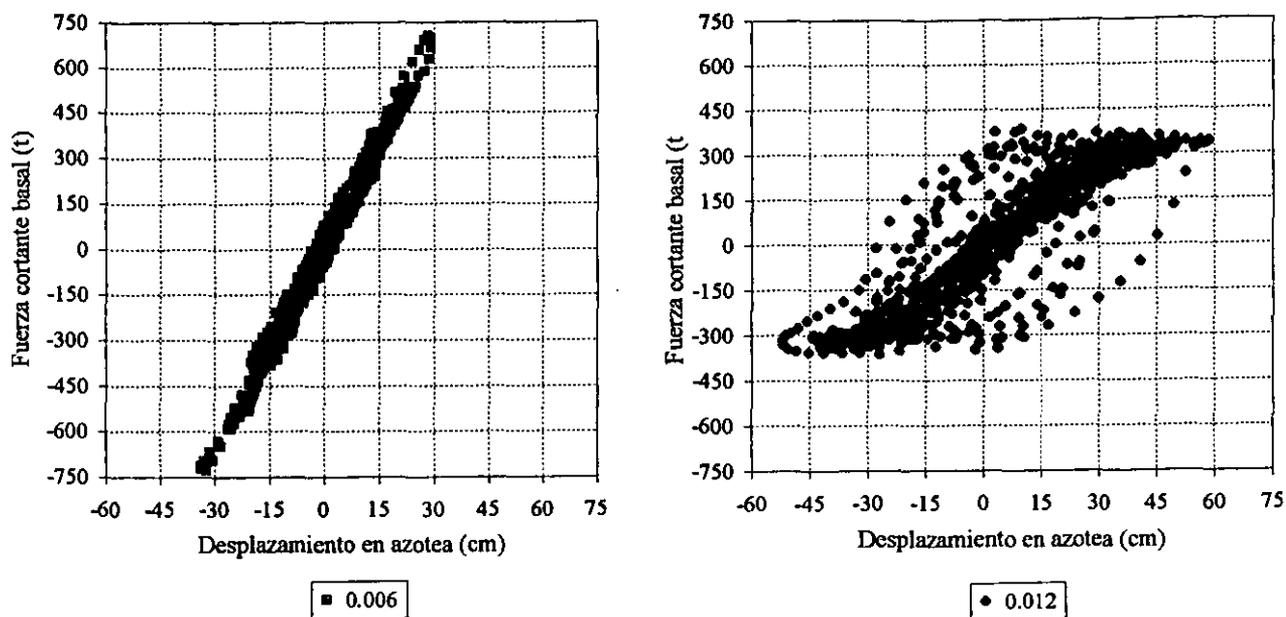


Fig 5.59.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 17 niveles ($Q=3$)

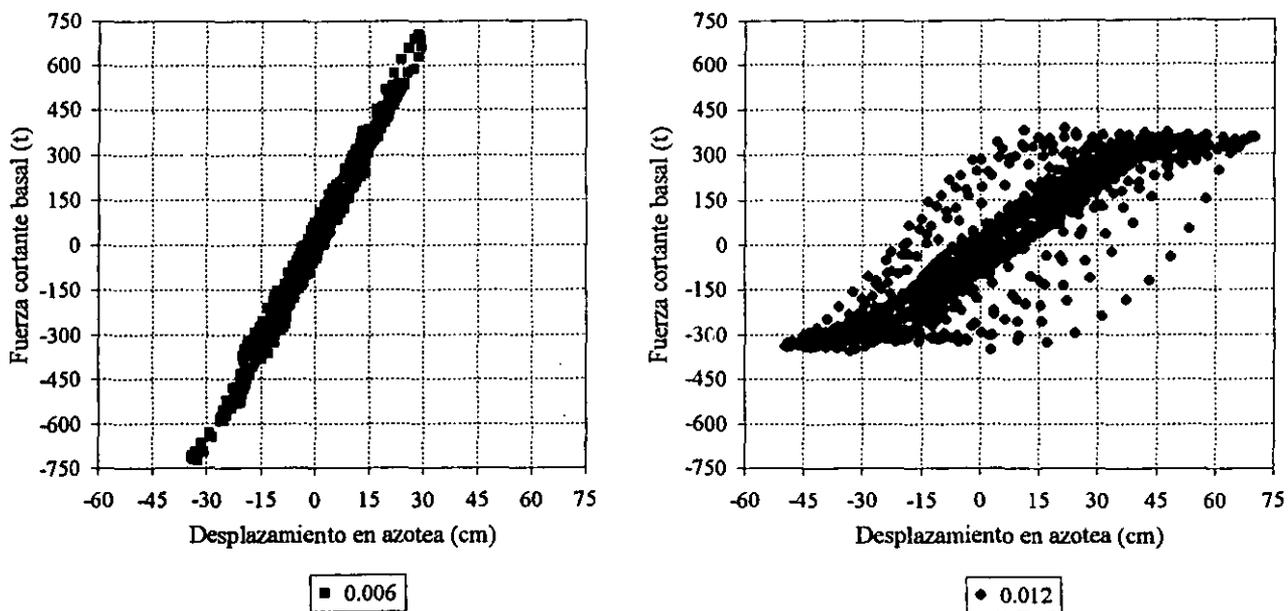


Fig 5.60.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 17 niveles ($Q=4$)

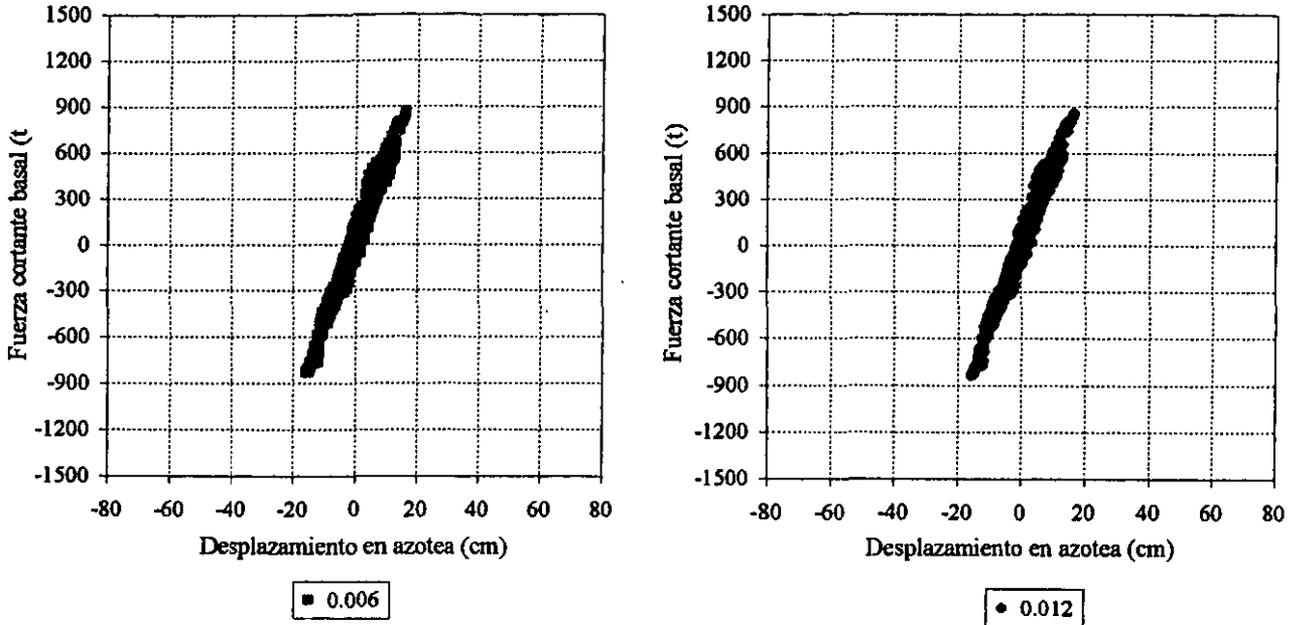


Fig 5.61.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 25 niveles (Q=1)

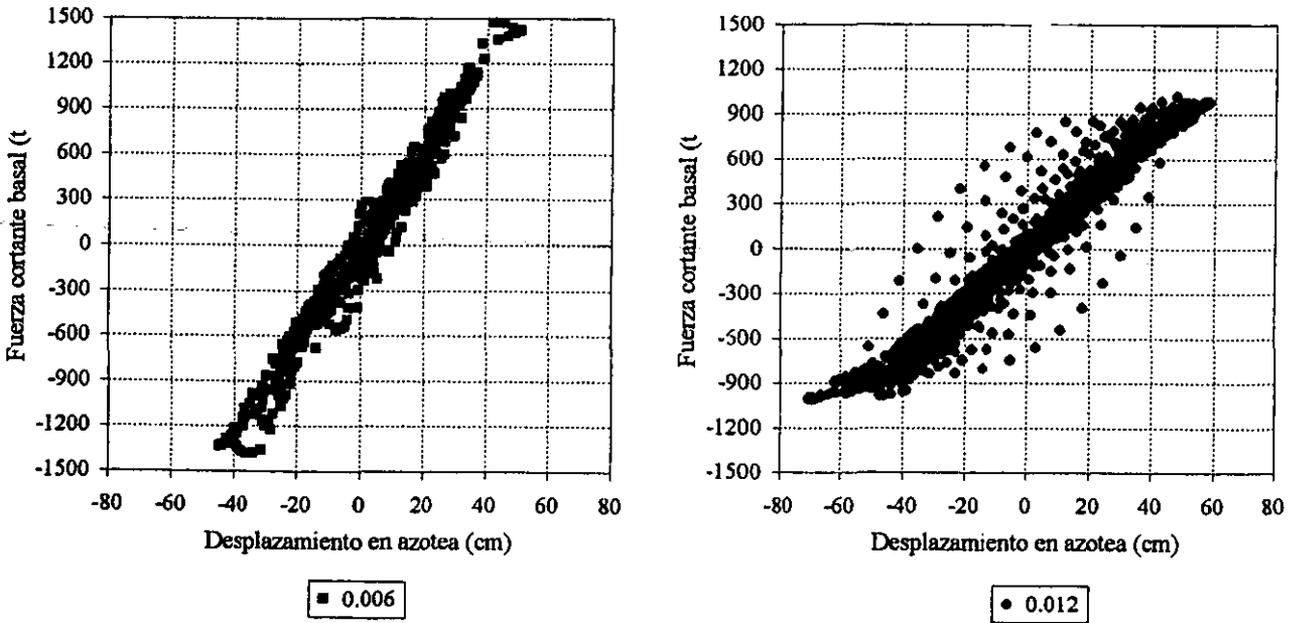


Fig 5.62.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 25 niveles (Q=2)

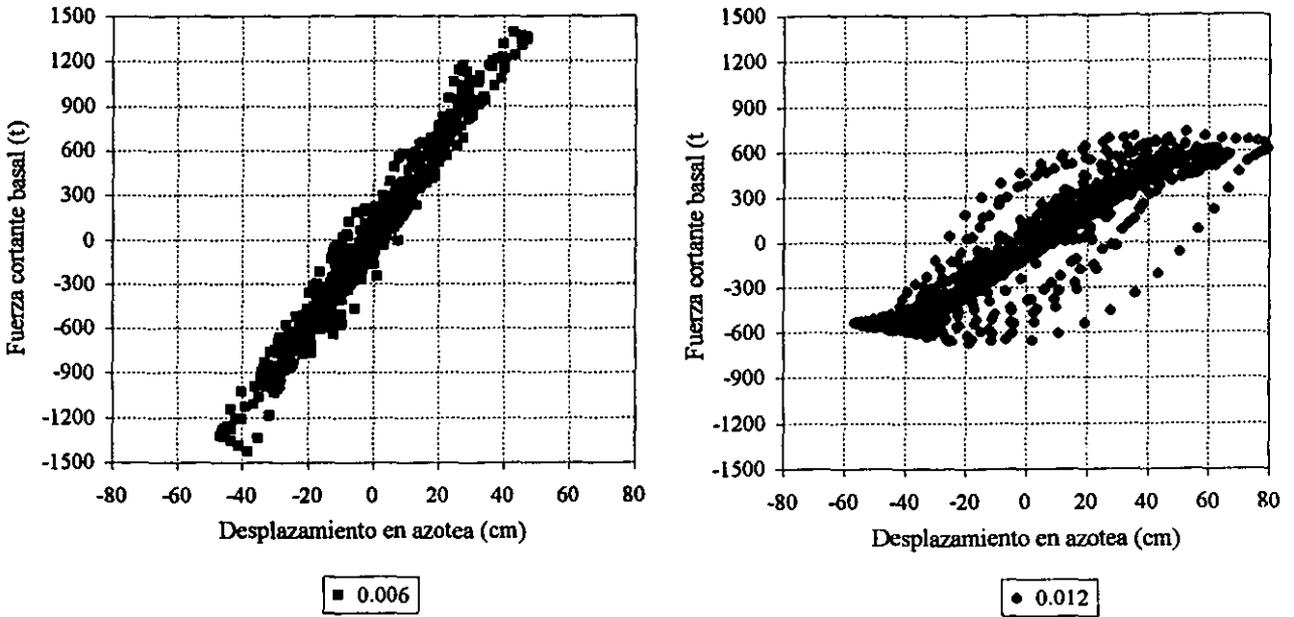


Fig 5.63.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 25 niveles ($Q=3$)

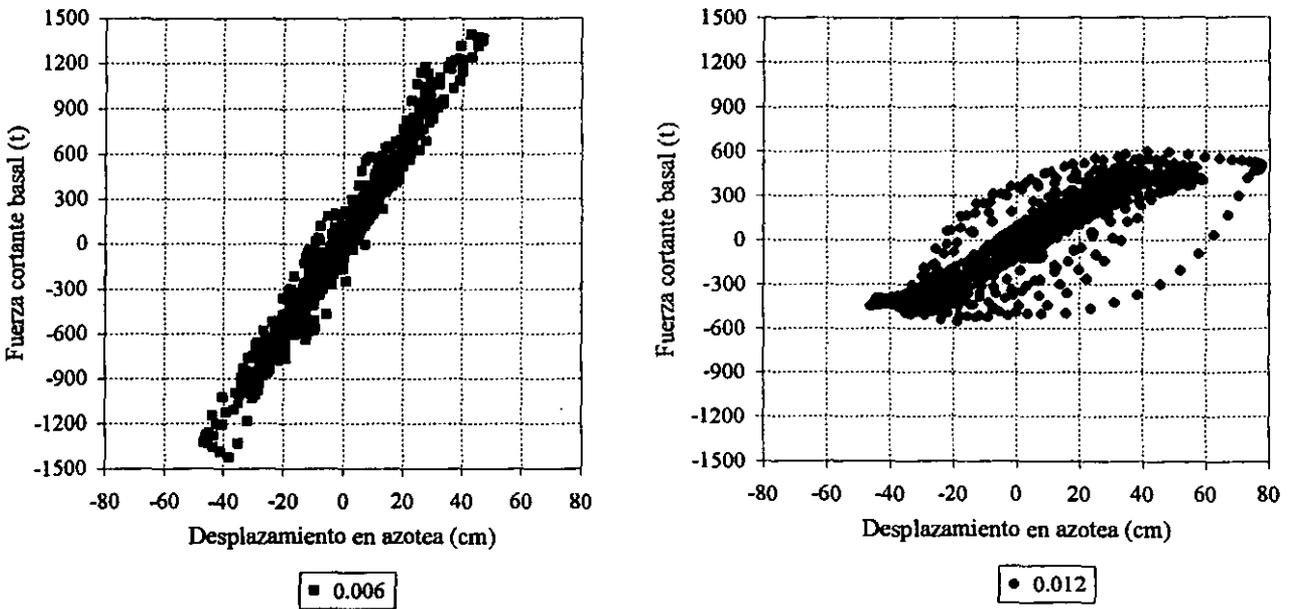


Fig 5.64.-Comparación de relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea del marco del eje B, comportamiento inelástico, edificio de 25 niveles ($Q=4$)

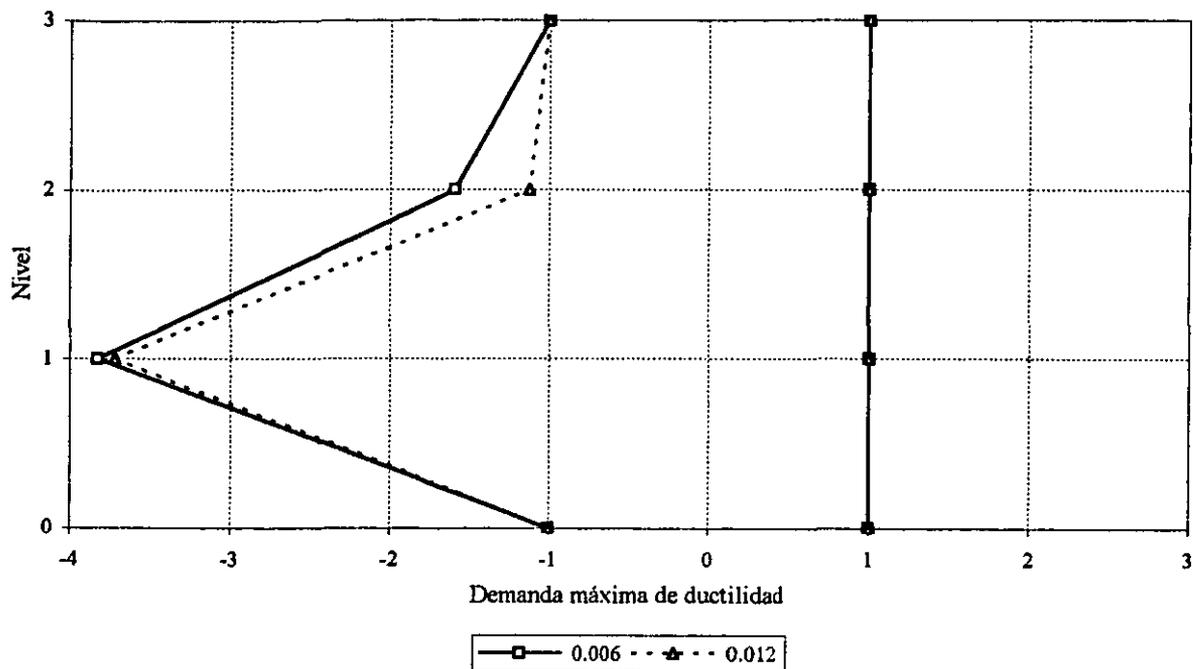


Fig 5.65.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q = 2)

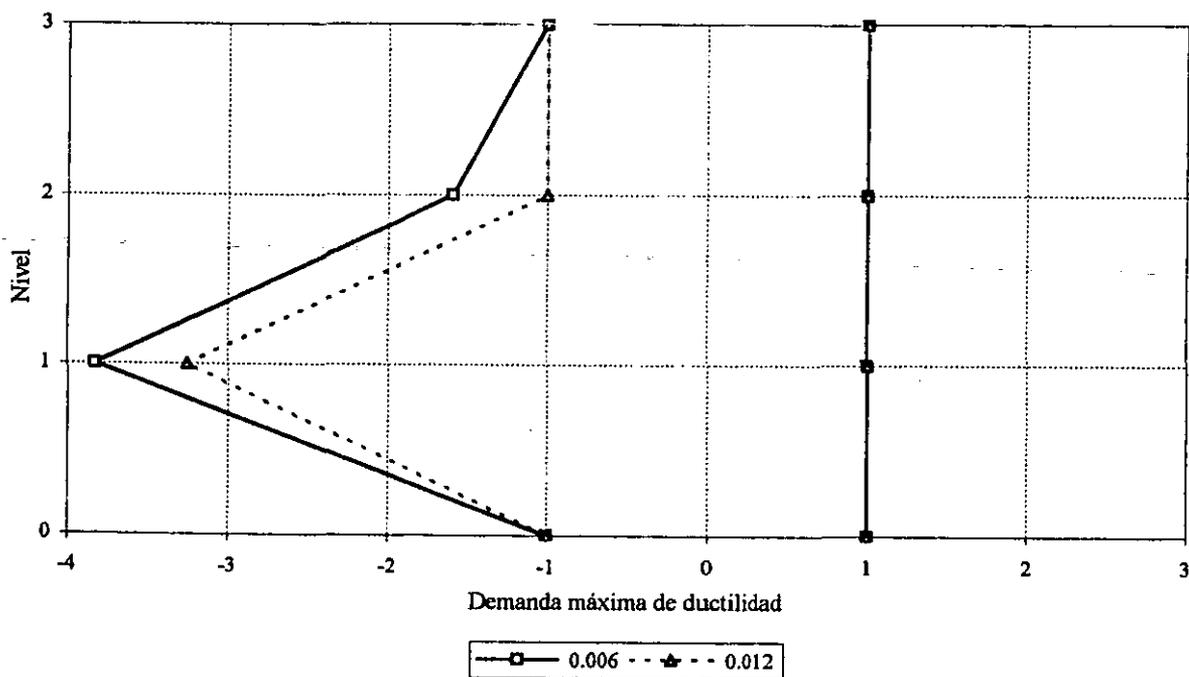


Fig 5.66.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q = 3)

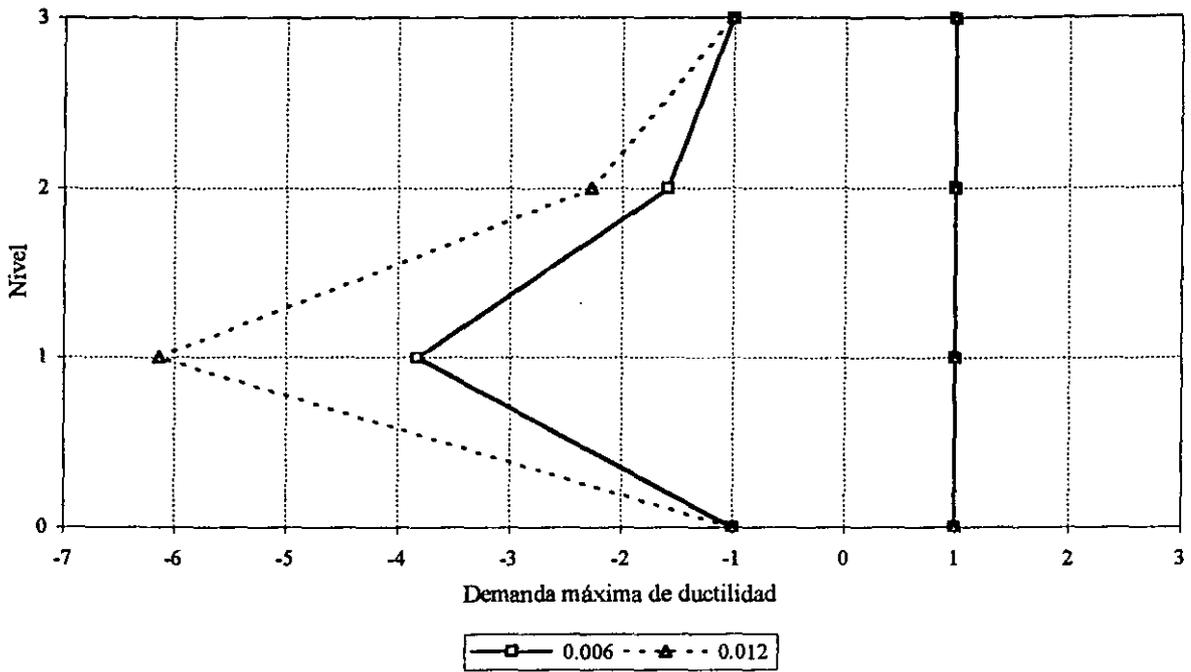


Fig 5.67.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q = 4)

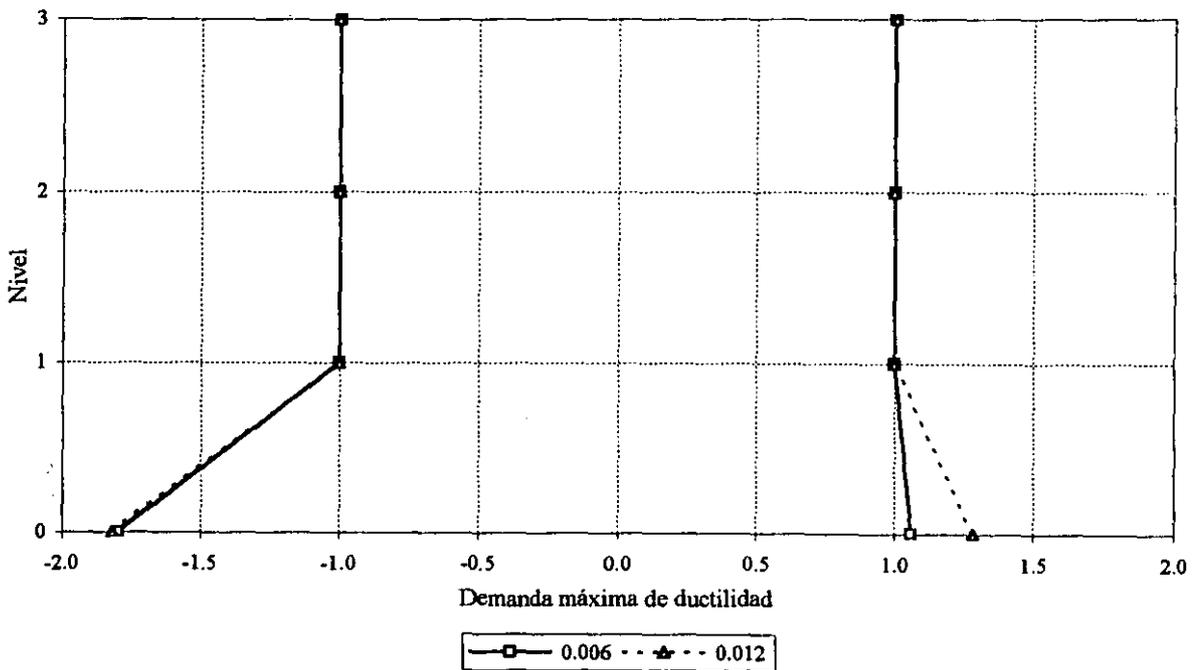


Fig 5.68.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q = 2)

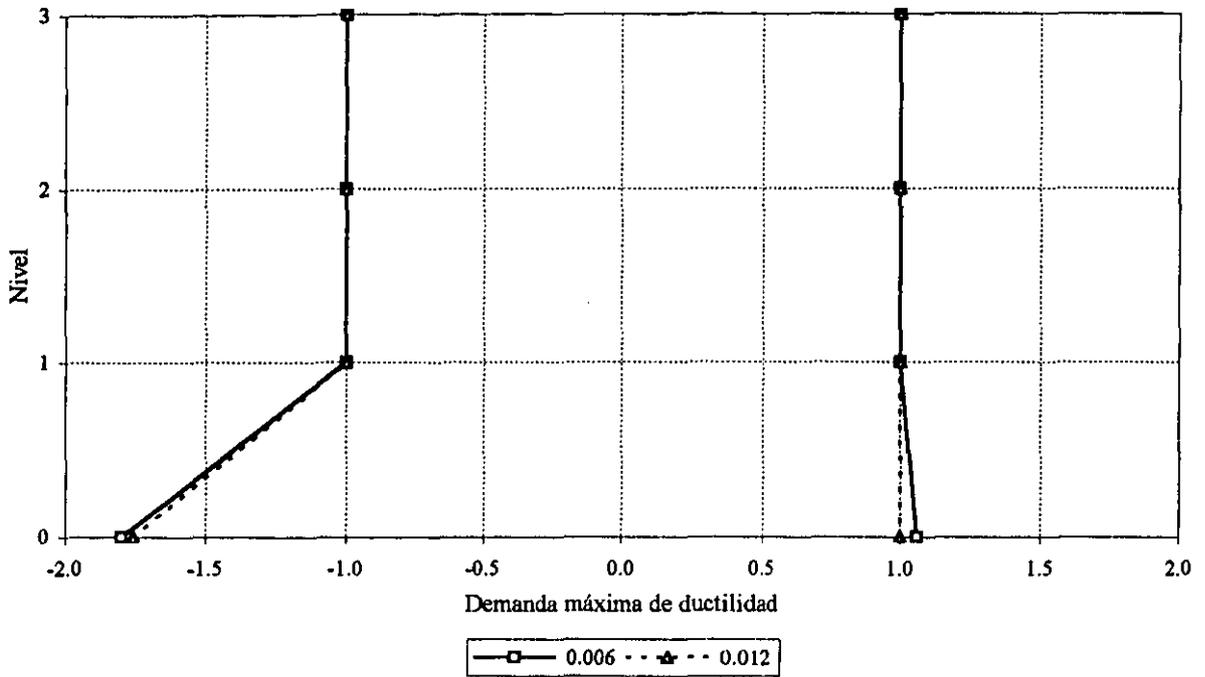


Fig 5.69.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q = 3)

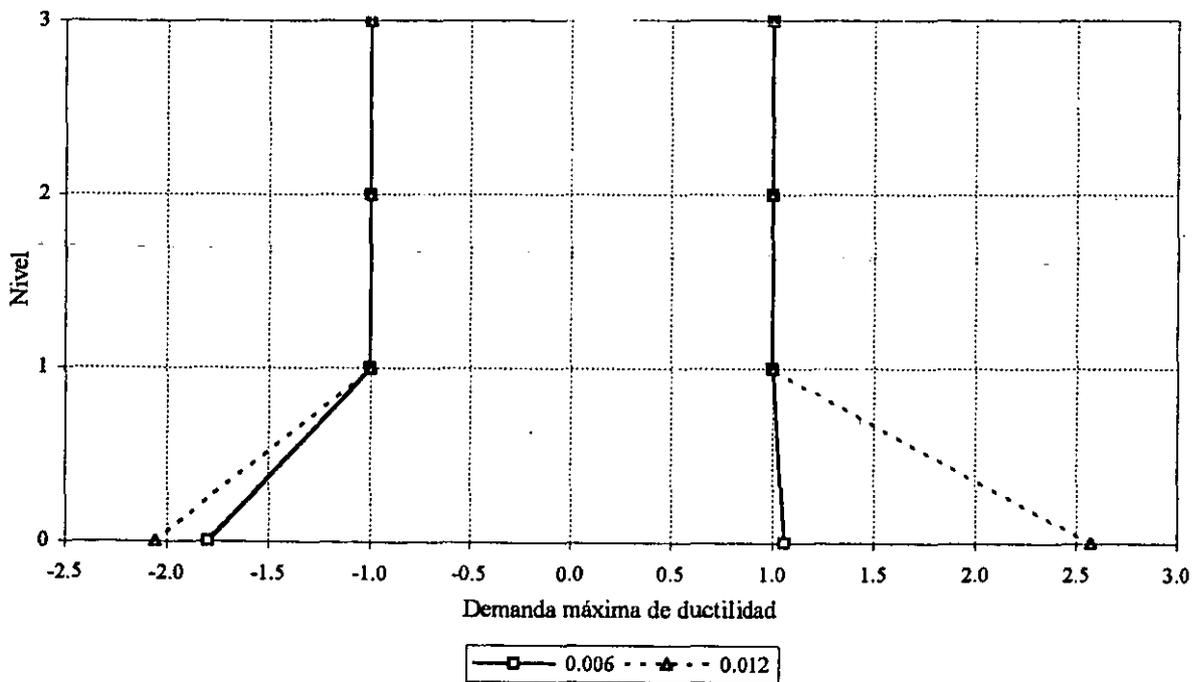


Fig 5.70.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 3 niveles (Q = 4)

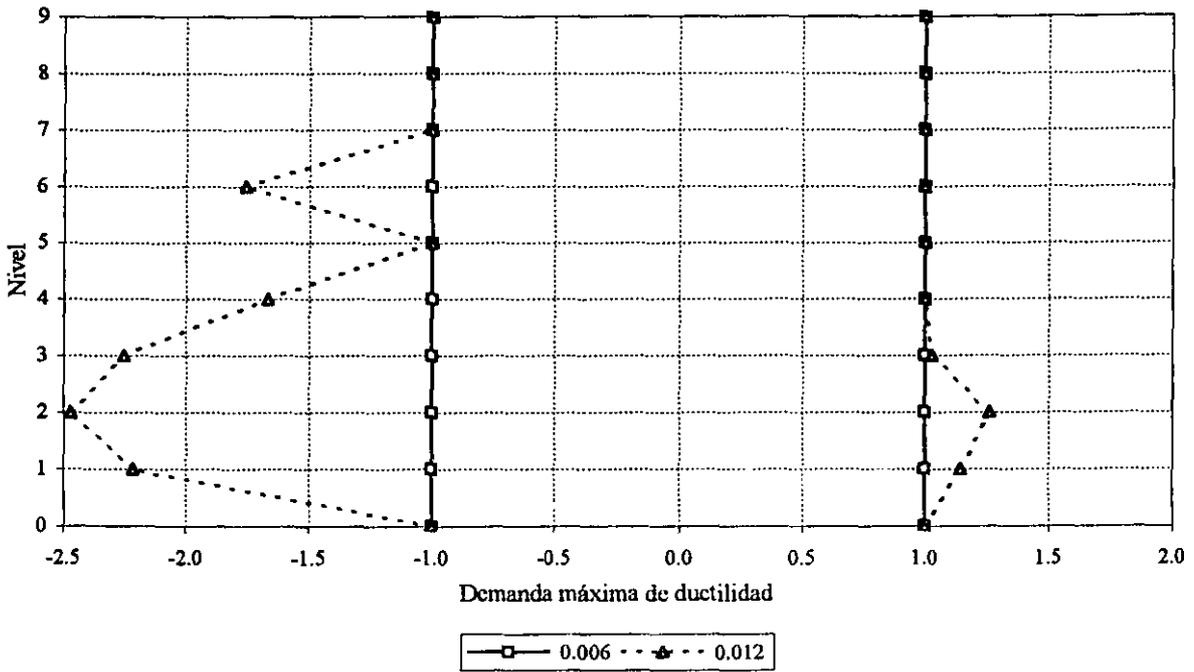


Fig 5.71.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, edificio de 9 niveles (Q = 2)

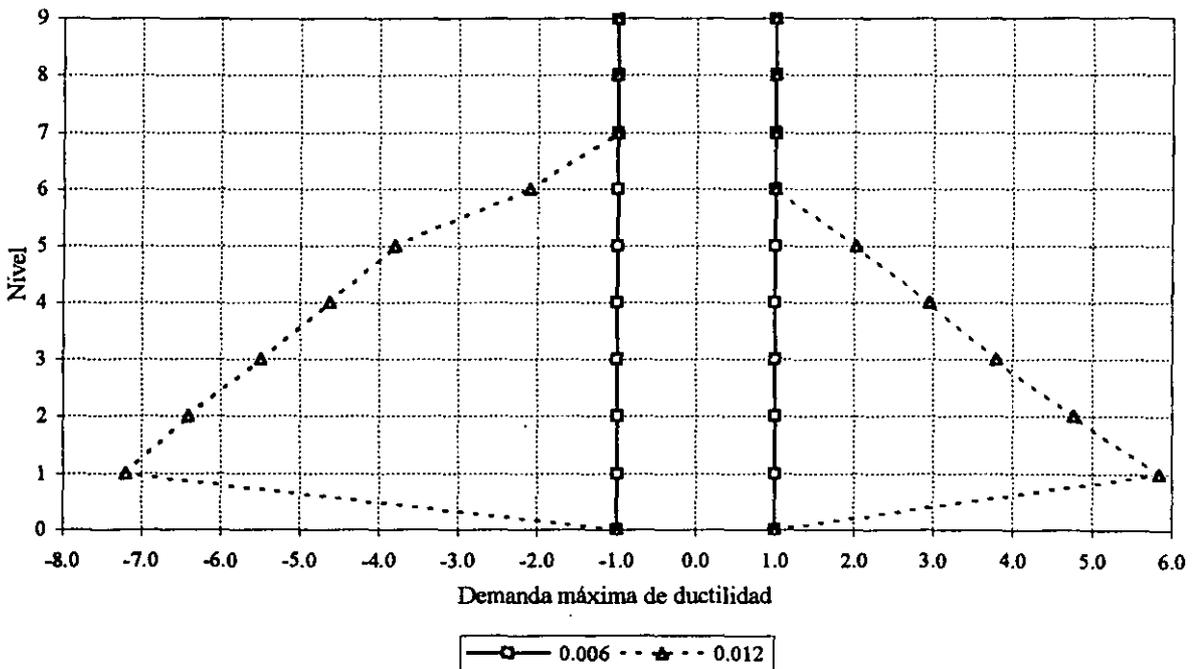


Fig 5.72.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 9 niveles (Q = 3)

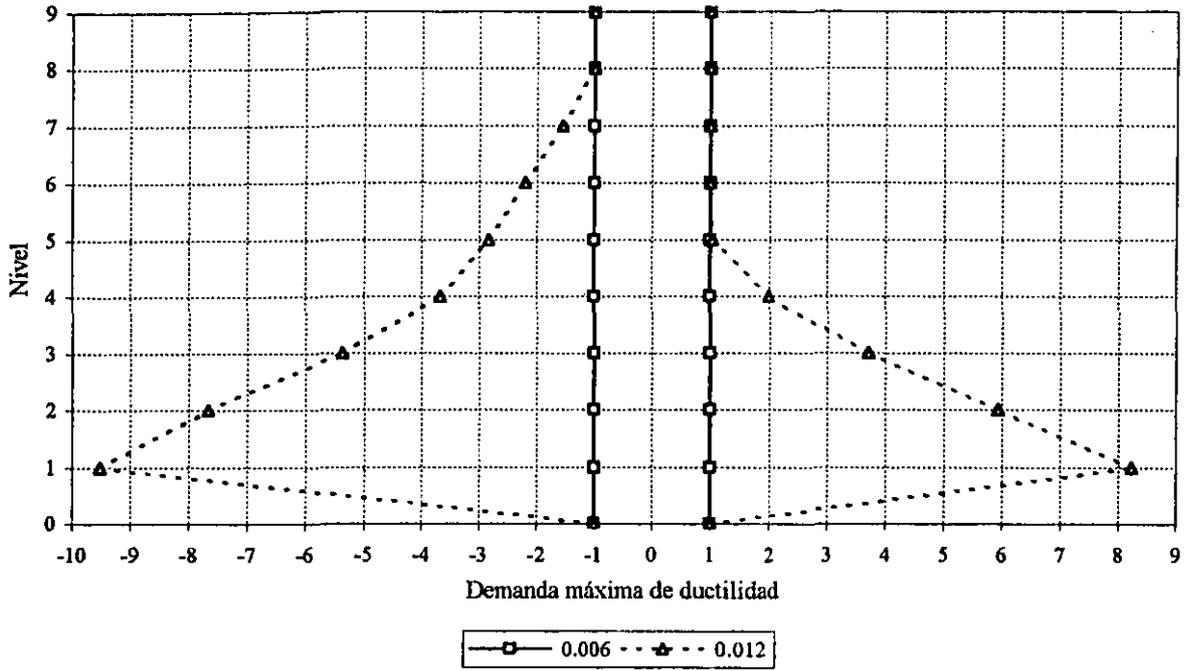


Fig 5.73.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 9 niveles (Q = 4)

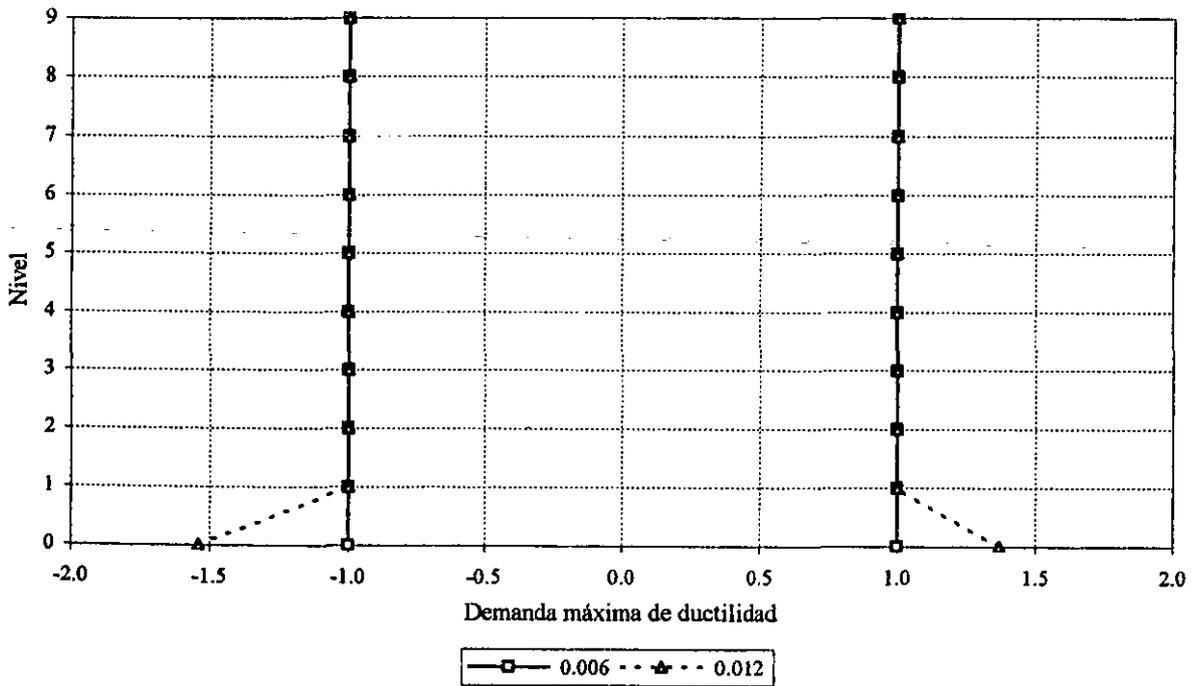


Fig 5.74.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 9 niveles (Q = 2)

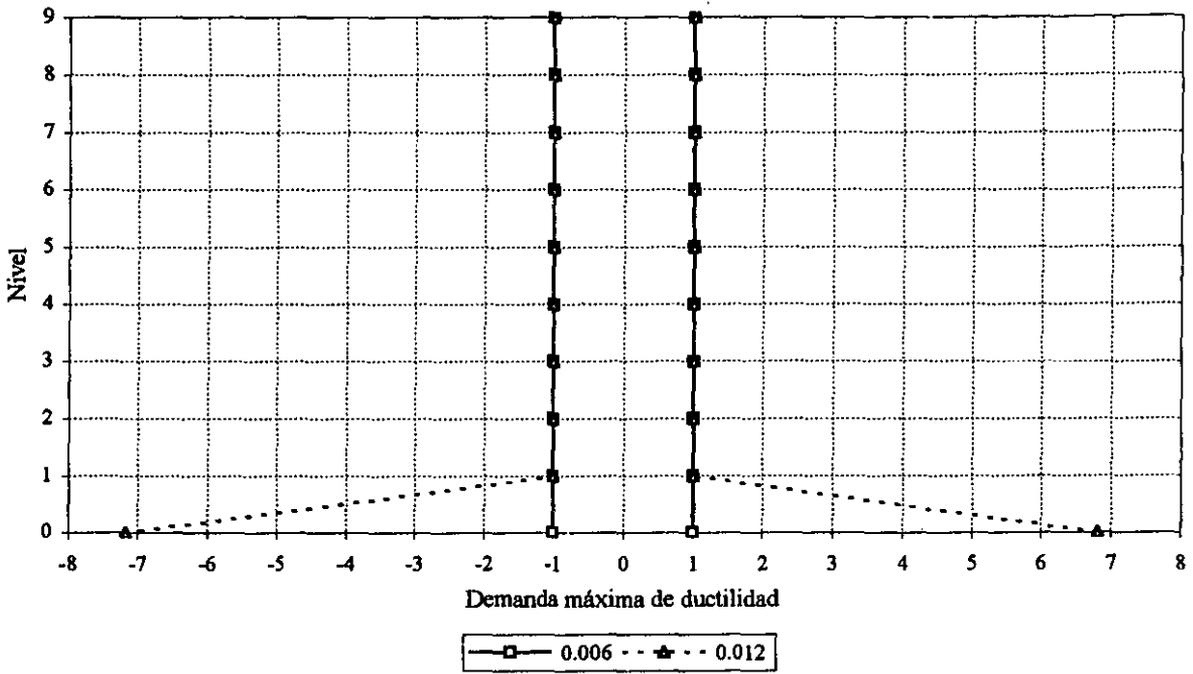


Fig 5.75.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 9 niveles (Q = 3)

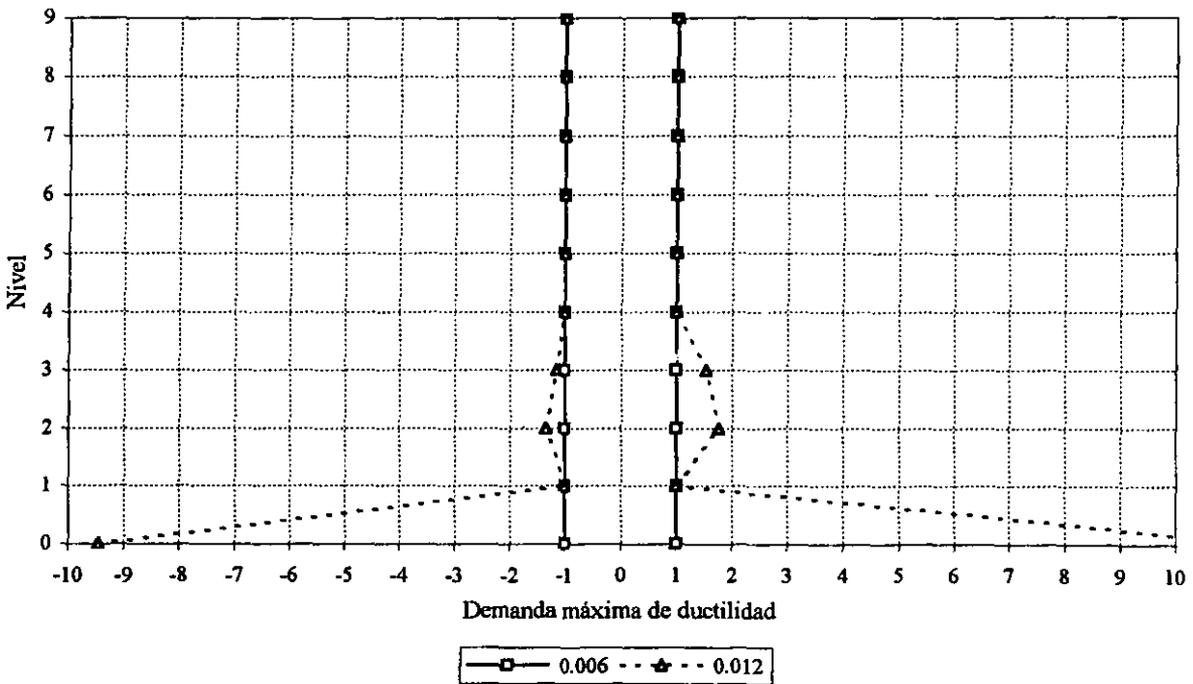


Fig 5.76.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 9 niveles (Q = 4)

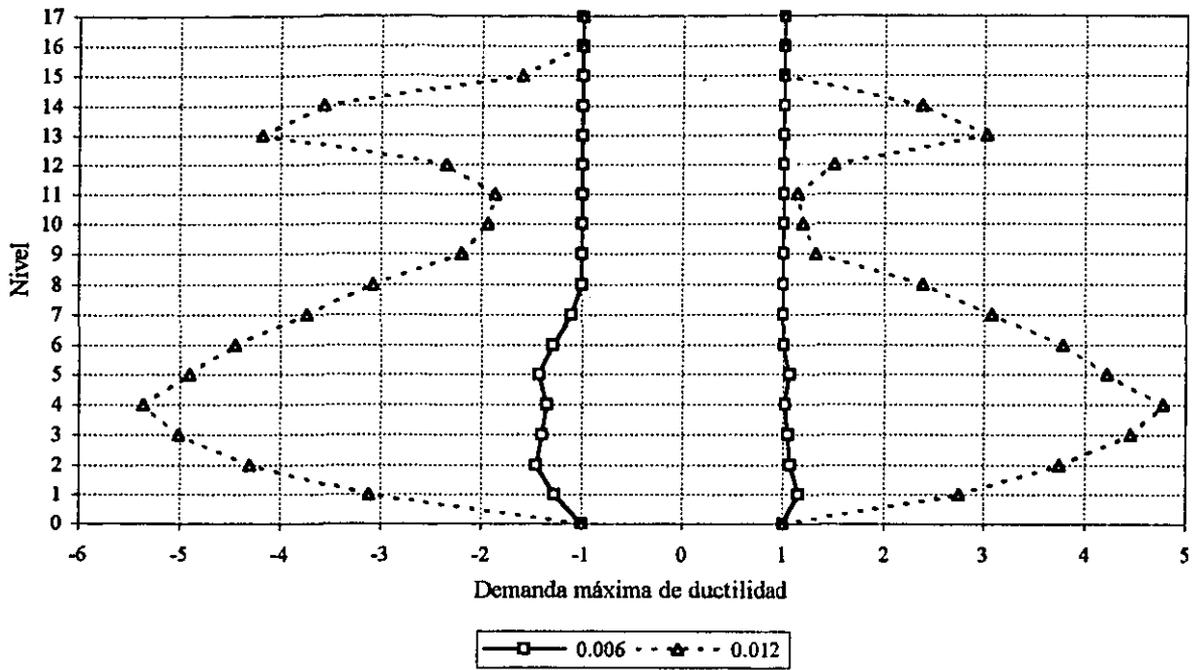


Fig 5.77.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 17 niveles (Q = 2)

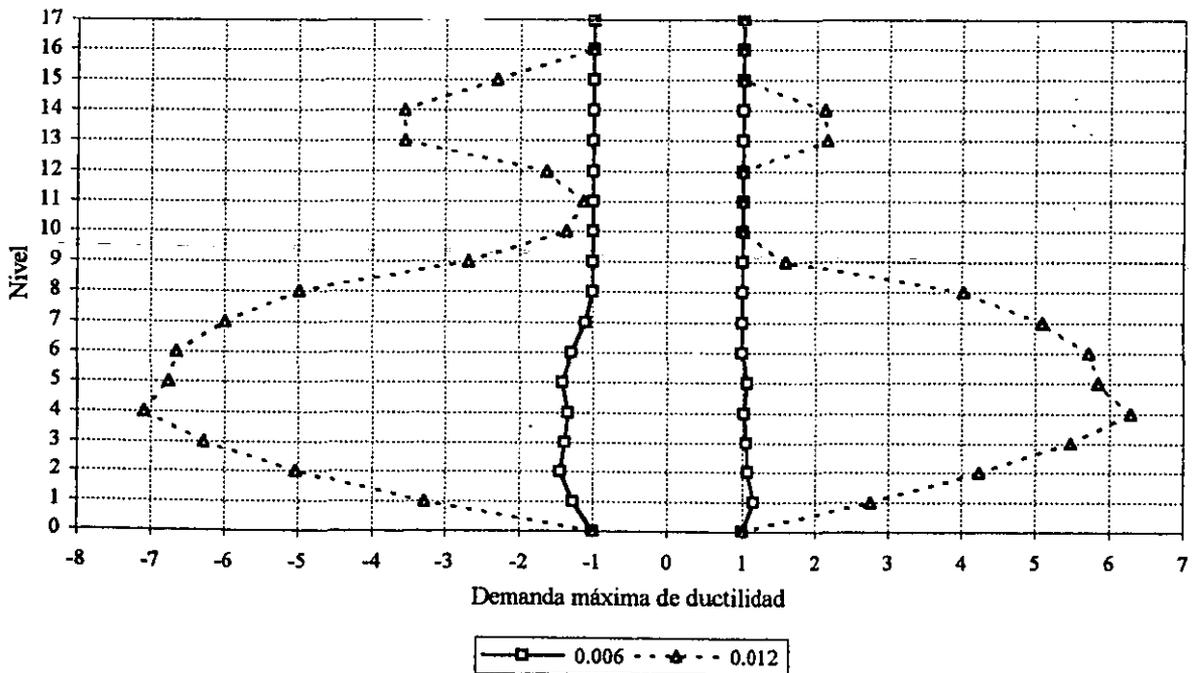


Fig 5.78.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 17 niveles (Q = 3)

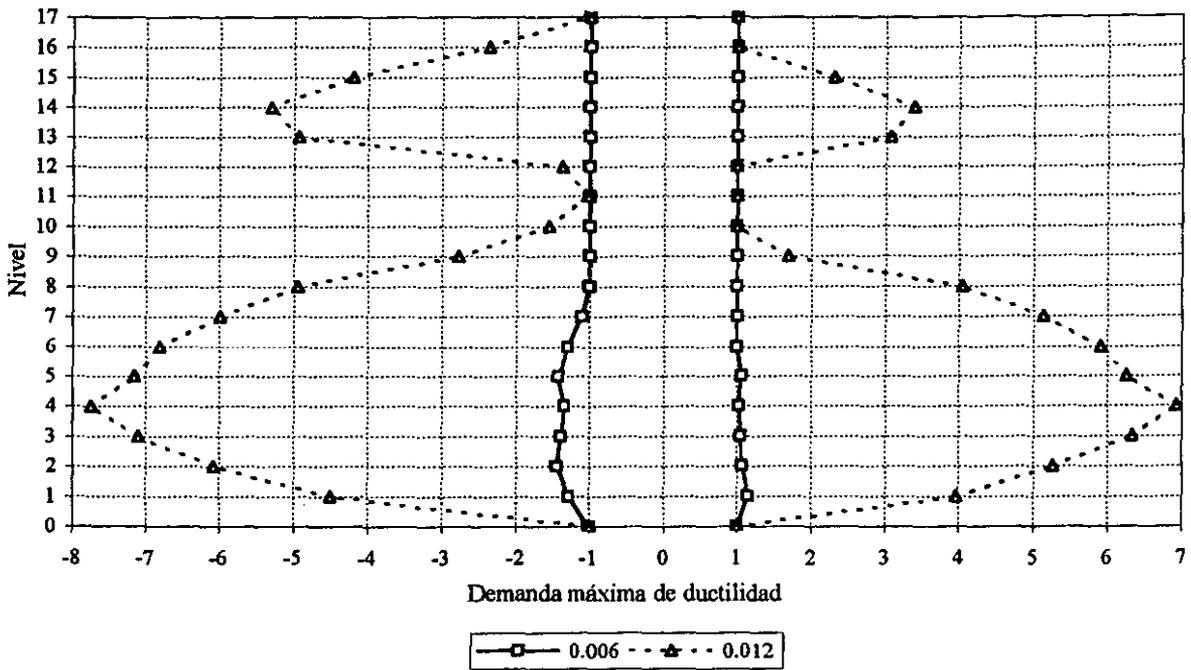


Fig 5.79.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 17 niveles (Q = 4)

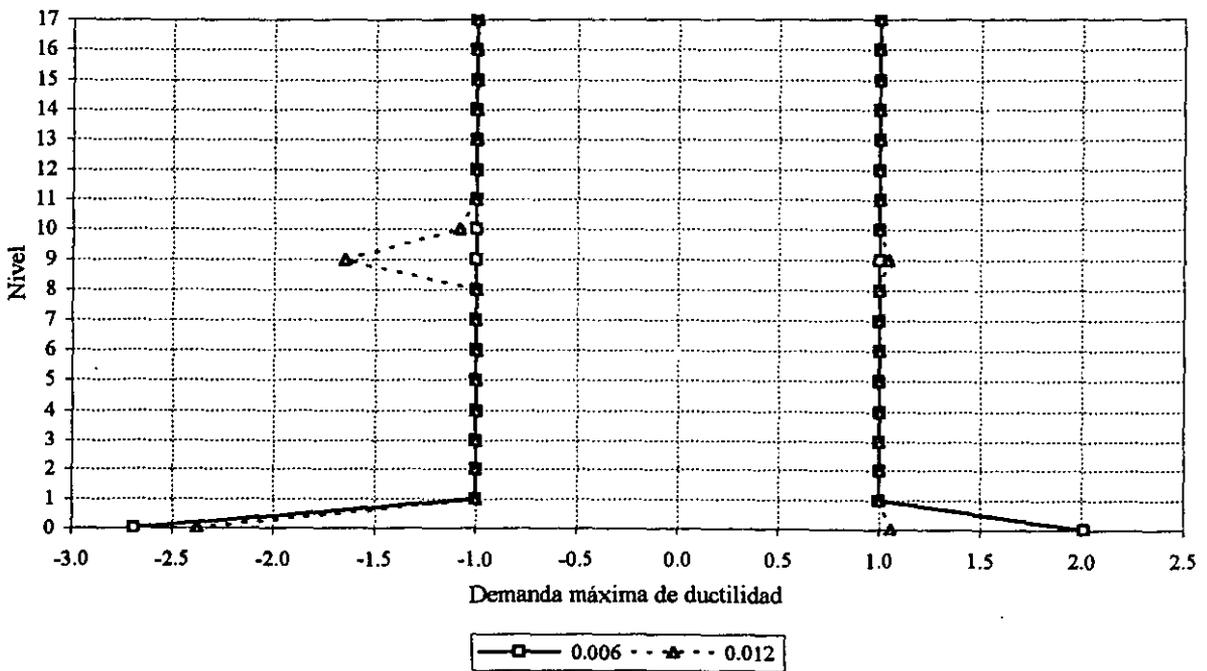


Fig 5.80.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 17 niveles (Q = 2)

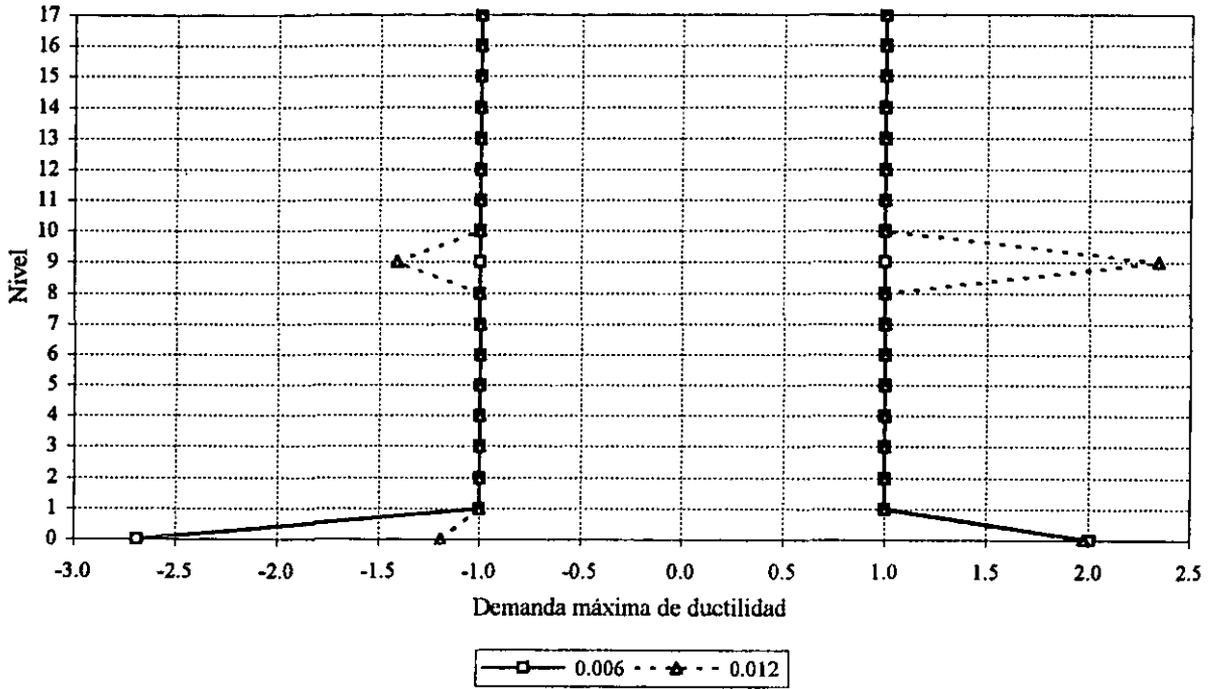


Fig 5.81.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 17 niveles (Q = 3)

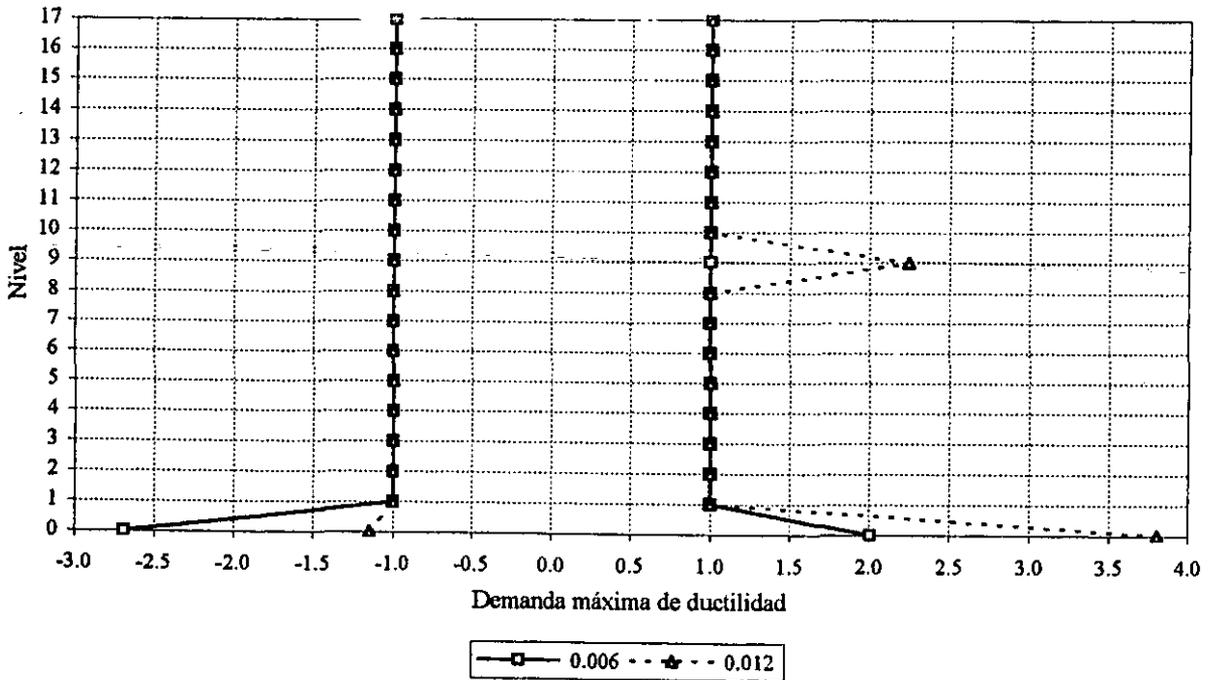


Fig 5.82.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 17 niveles (Q = 4)

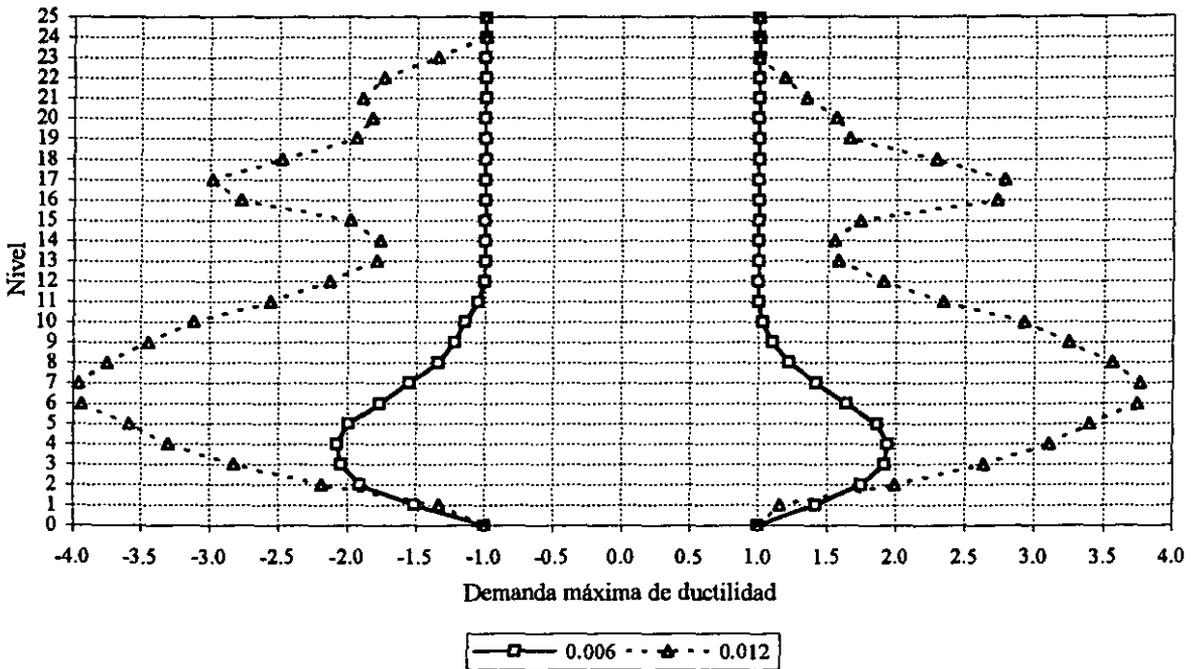


Fig 5.83.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 25 niveles (Q = 2)

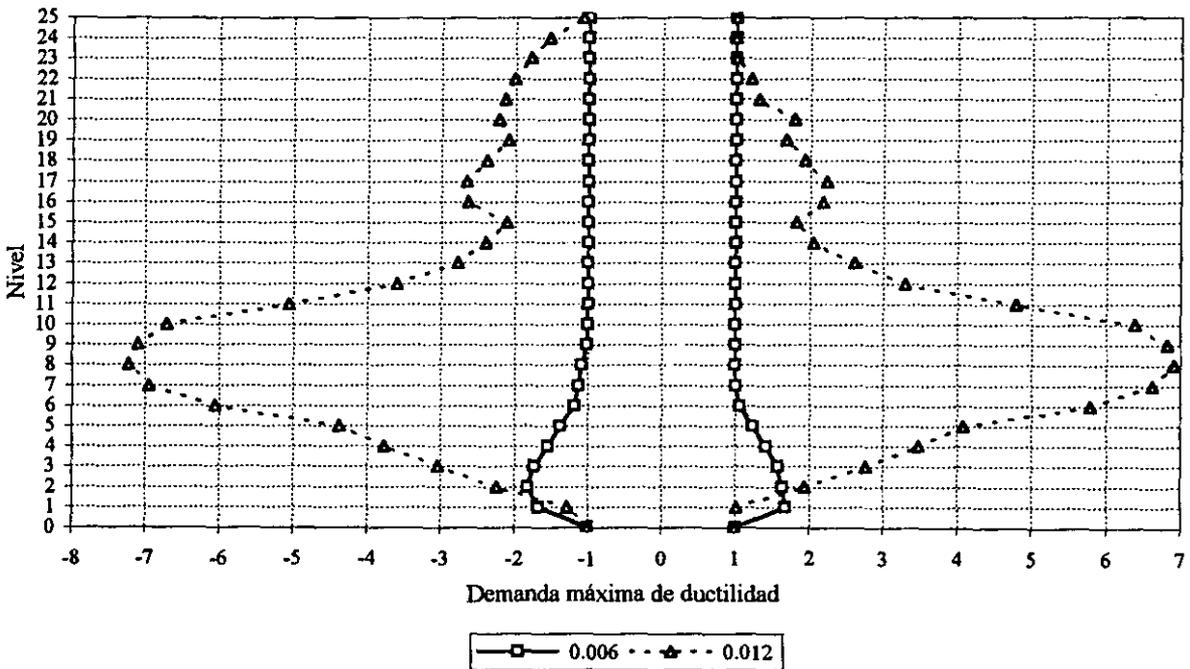


Fig 5.84.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 25 niveles (Q = 3)

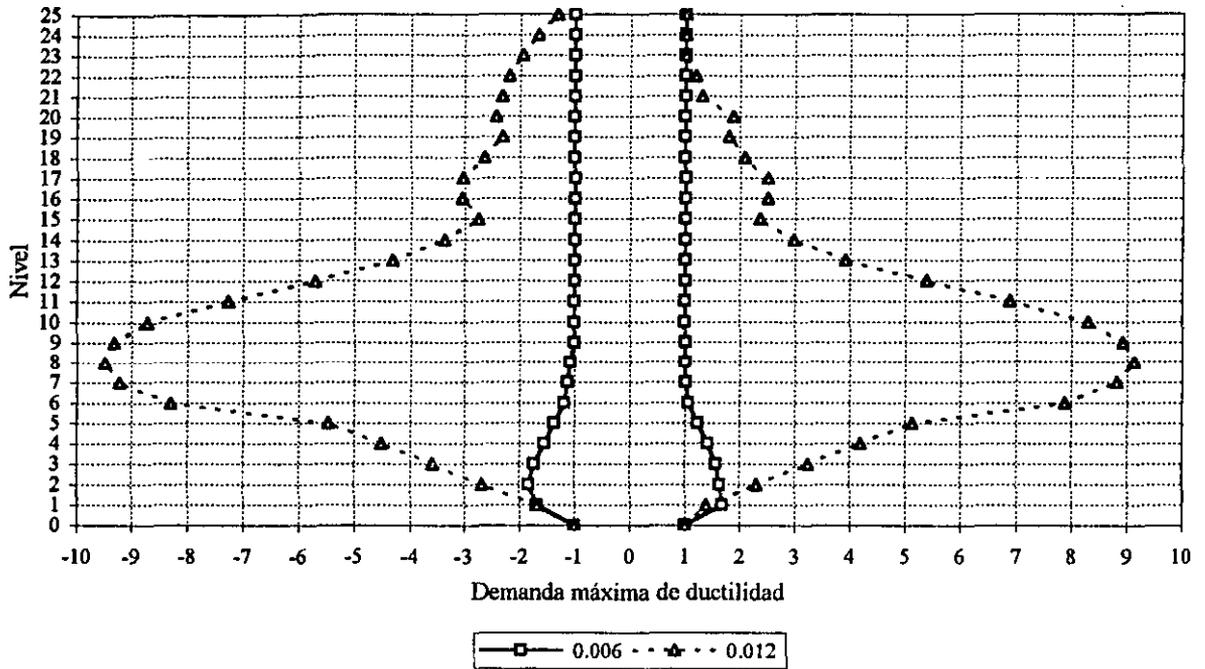


Fig 5.85.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del marco del eje B, edificio de 25 niveles (Q = 4)

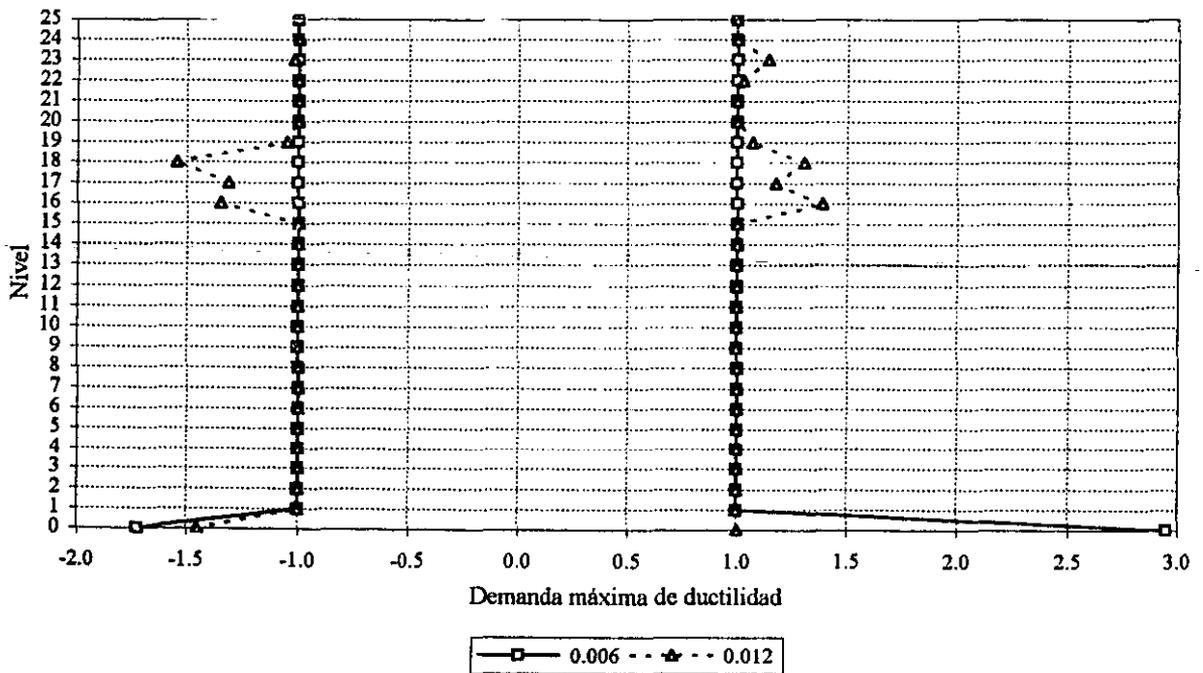


Fig 5.86.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 25 niveles (Q = 2)

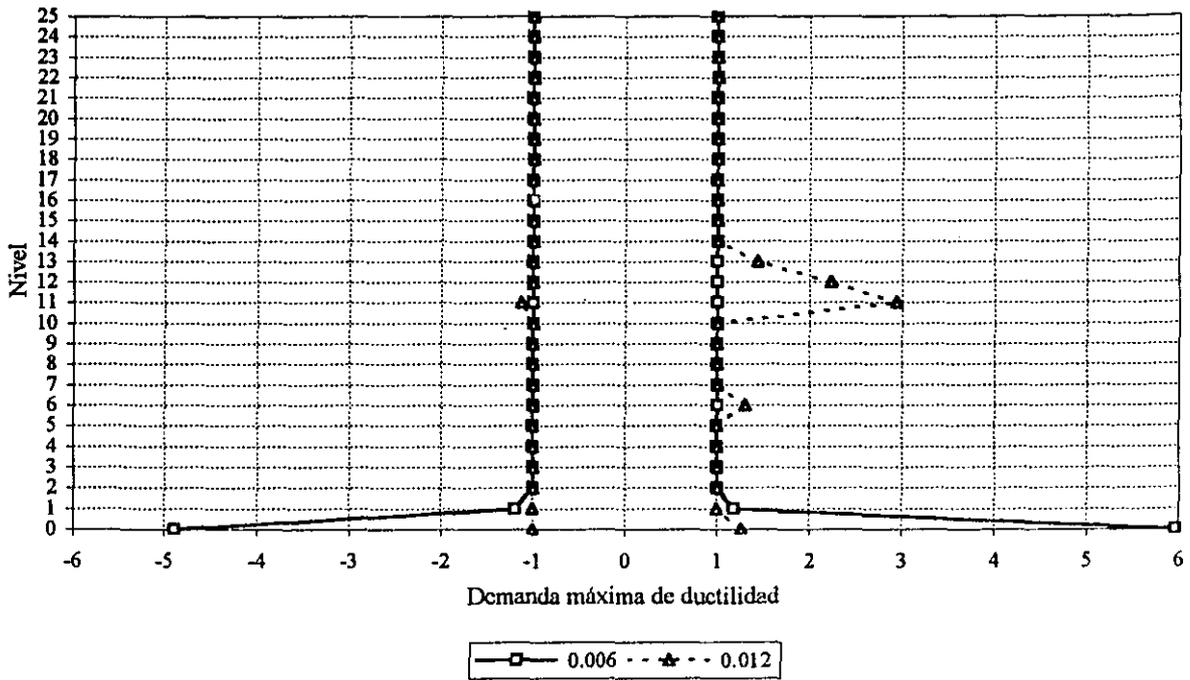


Fig 5.87.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q = 3$)

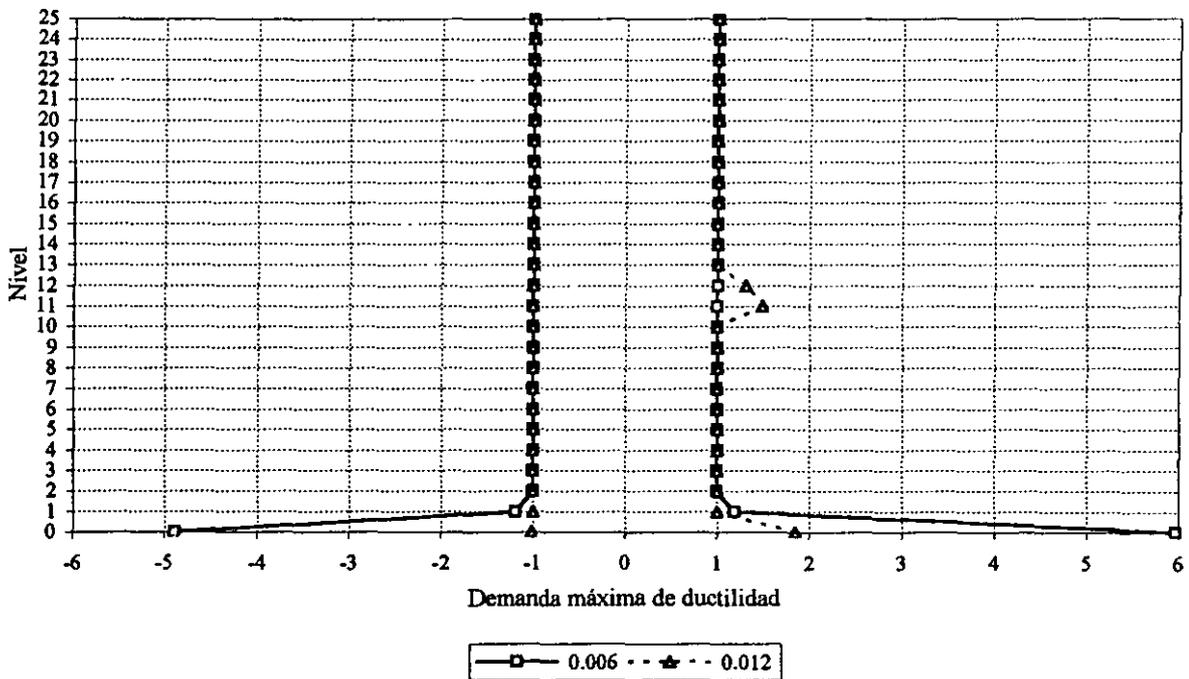


Fig 5.88.-Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del marco del eje B, edificio de 25 niveles ($Q = 4$)

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Como resultado del trabajo desarrollado en esta tesis, se pueden plantear las siguientes conclusiones de carácter general:

- El método de análisis sísmico de una sola etapa, recomendado por la mayoría de los códigos modernos de diseño sísmico, en la que se incluye el valor de “Q” como medio para obtener un espectro de diseño inelástico, da resultados congruentes con los obtenidos al realizar los análisis paso a paso.
 - Los criterios de diseño del RCDF-93 conducen a la obtención de mecanismos de falla tipo viga débil-columna fuerte, la cual es un mecanismo preferible dada su hiperestaticidad; además que las demandas de ductilidad local desarrolladas, tanto en vigas como en columnas, quedan dentro de los límites tolerables del diseño.
 - Al diseñar para la distorsión angular permisible de entrepiso $\gamma_p \leq 0.006$, se obtienen diseños idénticos, y por tanto respuestas iguales, al emplear $Q = 2, 3$ y 4 , debido a que rige el estado límite de desplazamientos horizontales, quedando sobrados por resistencia.
 - Al diseñar para la distorsión angular permisible de entrepiso $\gamma_p \leq 0.012$, se obtienen diseños distintos, así como sus respuestas, al emplear valores de $Q = 2, 3$ y 4 , observándose variación sensiblemente gradual. Para esta condición de diseño se observa mayor ingreso en el rango no-lineal, respecto de límite $\gamma_p \leq 0.006$.
-

- Al diseñar para $Q = 1$, los cálculos conducen a estructuras idénticas, independientemente del límite elegido de distorsión angular permisible de entrepiso. No hay ingreso en el rango no-lineal, y las estructuras se comportan elásticamente, rigiendo el estado límite de falla.
- Al diseñar para $Q = 4$, los cálculos conducen a estructuras con gran ingreso en el rango no-lineal, y por tanto con daño estructural considerable. Dada su flexibilidad, el dimensionamiento está regido por el estado límite de desplazamientos horizontales, quedando sobrado por resistencia.

Es posible hacer algunas observaciones adicionales como las siguientes:

Ante la acción de sismos severos las estructuras normalmente ingresan en el rango inelástico, debido a que es muy probable que en algunos miembros se alcance la resistencia de fluencia, con la consecuente formación de articulaciones plásticas en los extremos, o en zonas de dichos elementos estructurales donde ocurra lo anterior.

Aunado a la formación de rótulas plásticas, se tiene una reducción de la acción sísmica, que a su vez depende fuertemente de la capacidad de deformación (ductilidad) de la estructura, así como también de mantener las articulaciones plásticas sin fallar. Ante esto, es necesario que las estructuras presenten un buen detallado de conexiones y un dimensionamiento adecuado de los diferentes elementos estructurales, tales que eviten inestabilidades antes de alcanzar su propia resistencia. En estas condiciones, la estructura podrá tener gran ductilidad, con posibilidad de absorber los efectos cíclicos sin pérdidas sustanciales de la rigidez y resistencia laterales.

El diseño sismorresistente debe incluir un análisis no-lineal de la estructura, sujeta a registros de aceleraciones del terreno, representativos del sitio en que se piensa construir; esto es, lo anterior permite unificar las respuestas y parámetros dinámicos, para los que se diseñen las secciones estructurales. En estos diseños se debe revisar el comportamiento inelástico de la estructura, que los desplazamientos horizontales queden dentro de los valores permisibles, así como también la amplitud de las demandas de ductilidad locales y globales que se llegan a desarrollar. Obviamente este procedimiento, como ya se describió en el cap 2, tiene serias complicaciones como para llevarlo a la práctica diaria, principalmente por lo laborioso que resulta en la parte de la elaboración de los datos de entrada, así como en la interpretación de resultados, y también por la falta de programas de computadora propios para sistemas tridimensionales, entre otros aspectos.

En gran medida, la dificultad para definir y resolver todos los problemas descritos, ha sido resuelta en los códigos de construcción por medio de Normas de Diseño que, de manera general, implican la aplicación de los espectros de diseño. Los espectros de diseño representan una envolvente simplificada que cubre los casos críticos de aceleraciones del terreno durante sismos registrados, y las relaciona con periodos, de tal manera que es posible observar la variación de la aceleración espectral para cada nivel de flexibilidad que puede llegar a tener la estructura. En dichos espectros están incluidos los conceptos tratados en este estudio: el amortiguamiento y la ductilidad que puede llegar a desarrollar la estructura.

Para el caso del Reglamento de Construcciones para el D. F. (RCDF-93), las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo) especifican los espectros de diseño para estructuras con 5 por ciento de amortiguamiento, y dan opción para aplicar diferentes factores de comportamiento sísmico (relacionados directamente con la ductilidad, y, por tanto, con la

reducción de la acción sísmica), de 1, 1.5, 2, 3 y 4, dependiendo de la estructuración proyectada. Los espectros de diseño son artificios matemáticos que simplifican en gran manera el análisis sísmico, incluyendo en un solo modelo, el amortiguamiento, la ductilidad, y el comportamiento inelástico de muchos sistemas de un grado de libertad en que se ha descompuesto el sistema complejo de varios grados de libertad. Estos espectros están debidamente reglamentados, y aunque representen grandes simplificaciones, se ha observado que dan resultados aceptables para fines del diseño práctico.

A continuación se presentan las conclusiones específicas para cada tipo de respuesta, según los resultados reportados en este trabajo.

6.1.1 Análisis sísmico dinámico modal espectral (diseño)

Las respuestas, diseños y otros resultados obtenidos con este tipo de análisis, se obtienen de acuerdo a las especificaciones del RCDF-93 y sus NTC-Sismo; es decir, se utilizó un espectro de diseño, reducido por el factor de comportamiento sísmico Q , para proporcionar la seguridad estructural ante los estados límite de servicio (desplazamientos laterales), y de falla (resistencia), con un procedimiento similar al empleado en proyectos comunes en la práctica. Las conclusiones más importantes de los cuatro edificios se enlistan a continuación:

- a) Dimensiones de elementos estructurales (peso propio de estructura metálica)
- Las dimensiones de las secciones transversales de los diferentes miembros estructurales son más grandes, como era de esperarse, para la condición de diseño $\gamma_p \leq 0.006$, con respecto del diseño para $\gamma_p \leq 0.012$, para un mismo valor de Q dado.
 - Para $Q = 1$ y ambas condiciones de desplazamiento horizontal permisible, se obtienen las mismas secciones transversales entre sí; rige el estado límite de resistencia, con desplazamientos horizontales mucho menores que los permisibles.
 - Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen las mismas secciones transversales entre sí, porque rige en el diseño el estado límite de desplazamientos horizontales.
 - Para $\gamma_p \leq 0.012$ se presenta un aumento gradual de secciones, según disminuye el valor de Q en el diseño.
 - Todos los edificios satisfacen el estado límite de servicio y de falla para $Q = 4$.
 - Para proporcionar la rigidez lateral adecuada, las dimensiones de las secciones transversales de las columnas se variaron por grupos de cuatro ó cinco niveles.
 - Los incrementos en peso propio de la estructura metálica, al diseñar para $\gamma_p \leq 0.006$ con respecto de $\gamma_p \leq 0.012$, son (ver figs 3.86 y 3.87):

Niveles	Q = 1	Q = 2	Q = 3	Q = 4
25	0	35	55	62
17	0	12	29	32
9	0	12	26	29
3	0	4	15	27

Valores en porcentaje

b) Periodos fundamentales de vibración

- A partir de los casos analizados, se obtienen periodos de vibración que varían en un rango de 0.60 a 2.23 segundos, aproximadamente.
- Los periodos son más cortos, como era de esperarse, para $\gamma_p \leq 0.006$ con respecto de $\gamma_p \leq 0.012$, para un mismo valor de Q dado.
- Para $Q = 1$, ambos valores de γ_p , se obtienen los mismos periodos entre sí.
- Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen los mismos periodos entre sí, difiriendo solo para $Q = 1$.
- Para $\gamma_p \leq 0.012$ se observa un aumento gradual del periodo conforme aumenta el valor de Q.
- Los incrementos del periodo fundamental, al diseñar para $\gamma_p \leq 0.012$ con respecto de $\gamma_p \leq 0.006$, son (ver figs 3.5 y 3.6):

Niveles	Q = 1	Q = 2	Q = 3	Q = 4
25	0	18	34	38
17	0	22	39	40
9	0	17	33	37
3	0	3	16	29

Valores en porcentaje

c) Desplazamientos horizontales máximos

- Los desplazamientos horizontales son más pequeños, como era de esperarse, para $\gamma_p \leq 0.006$ con respecto de $\gamma_p \leq 0.012$, para un mismo valor de Q dado.
- Para $Q = 1$ y ambos valores de γ_p , se tienen los mismos desplazamientos horizontales entre sí.
- Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se presentan los mismos desplazamientos horizontales entre sí, difiriendo solo para $Q = 1$.
- Para $\gamma_p \leq 0.012$ se presenta un aumento gradual de los desplazamientos horizontales, según aumenta el valor de Q.
- Los incrementos en los desplazamientos horizontales, después de diseñar para $\gamma_p \leq 0.012$ con respecto de $\gamma_p \leq 0.006$, son (ver figs 3.18 y 3.25):

Niveles	Q = 1	Q = 2	Q = 3	Q = 4
25	0	46	82	88
17	0	51	84	91
9	0	36	75	86
3	0	6	32	63

Valores en porcentaje

- d) Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso (ver figs 3.10 a 3.17)
- Las relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso se mantienen dentro de los dos límites permisibles especificados.
 - El valor máximo de este tipo de respuesta se produce varias veces en la altura de los edificios, observándose principalmente en los niveles donde hay cambios de las secciones transversales (cada cuatro ó cinco niveles).
 - Para $Q = 1$, ambos valores de γ_p , se presentan las mismas amplitudes de relaciones entre sí.
 - Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se muestran las mismas relaciones, difiriendo solo para $Q = 1$.
 - Para $\gamma_p \leq 0.012$ se presenta un aumento gradual de este tipo de respuesta, según aumenta el valor de Q .
- e) Cortante basal dinámico
- Los cortantes basales dinámicos son más pequeños, como era de esperarse, a medida que aumenta el valor de Q , en proporción directa con dicho valor.
 - Para $Q = 1$ y ambos valores de γ_p , se presentan los mismos cortantes.
 - Se presenta la siguiente tabla para observar el incremento de cortante basal dinámico de cada edificio con respecto del edificio de 3 niveles, para fines comparativos (ver figs 3.26 y 3.33):

Niveles	$\gamma_p \leq 0.006$				$\gamma_p \leq 0.012$			
	Q = 1	Q = 2	Q = 3	Q = 4	Q = 1	Q = 2	Q = 3	Q = 4
25	12.4	11.6	11.6	11.6	12.4	10.7	10.3	10.2
17	5.8	5.6	5.6	5.6	5.8	5.4	5.3	5.3
9	2.9	2.8	2.8	2.8	2.9	2.8	2.7	2.8
3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

6.1.2 Análisis sísmico inelástico paso a paso (revisión)

Después de diseñar las estructuras de los edificios de 3, 9, 17 y 25 niveles, según el RCDF-93 y sus Normas Técnicas complementarias correspondientes, se calculan las respuestas dinámicas elásticas e inelásticas paso a paso, ante el acelerograma SCT-EW-85, con el fin de revisar, mediante este procedimiento refinado, los diseños y propiedades dinámicas de los edificios descritos. Las respuestas inelásticas reflejan el comportamiento de qué tanto tuvo que ingresar en el rango no-lineal cada uno de los edificios de interés, después de aplicar el espectro de diseño del RCDF-93; las respuestas elásticas muestran qué hubiera pasado si cada estructura no tiene deformaciones no-lineales ante la excitación del acelerograma utilizado. Las conclusiones más importantes se enuncian a continuación:

a) Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas de ductilidad global

- Los desplazamientos horizontales máximos inelásticos se asemejan, en lo general, a los obtenidos con el espectro de diseño del RCDF-93. Las diferencias más importantes ocurren en los pisos del tercio inferior, con mayores valores inelásticos.
- Según la ubicación del periodo fundamental de cada estructura, con respecto del espectro de respuesta del acelerograma SCT-EW, se llegan a presentar respuestas elásticas mayores o menores que las calculadas con el espectro de diseño (ver figs 4.8 a 4.39).
- Para los edificios con periodo cercano al pico del espectro de respuesta, correspondiente a los dos segundos (17 y 25 niveles con $\gamma_p \leq 0.012$, $Q = 2, 3$ y 4), se obtienen desplazamientos elásticos entre 2 y 4 veces los inelásticos.
- A partir de las historias de los desplazamientos en azoteas se obtienen las diferencias entre los comportamientos elástico e inelástico. Para $Q = 1$, ambos valores de γ_p , se comprueba que todos los edificios se comportan elásticamente. A mayor acción del movimiento (mayor ordenada espectral de respuesta), el edificio tiene mayor respuesta inelástica, obtenida de una reducción con respecto de la elástica. Esto es, los edificios con periodos fundamentales localizados cerca de los picos del espectro de respuesta, sufren desplazamientos elásticos muy por encima de los inelásticos, siendo estos últimos, como ya se mencionó, similares a los del espectro de diseño.
- Las demandas de ductilidad global aumentan con el valor de Q y $\gamma_p \leq 0.012$, como era de esperarse; se mantienen constantes para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , en la mayoría de los casos.

b) Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso

- Para $\gamma_p \leq 0.012$, las respuestas inelásticas presentan amplitudes muy altas en los primeros entrepisos de cada edificio, tal que se sobrepasa, entre 2 y 4 veces, el límite permisible del RCDF-93; para los pisos superiores, los valores de esta respuesta son menores, hasta en 50 por ciento que el permisible.
- Para $\gamma_p \leq 0.006$, las amplitudes de este tipo de respuesta, tanto de diseño como de los análisis paso a paso elástica e inelástica, son similares, aunque con diferente distribución. La respuesta de diseño puede aceptarse como representativa del comportamiento inelástico.

c) Historias de coeficientes sísmicos

- El coeficiente sísmico, calculado como el cociente de la suma de los cortantes en las columnas de la planta baja, para un tiempo t_i , entre el peso total de la estructura, resulta dependiente de su periodo, como era de esperarse.

- En todos los casos, la amplitud del coeficiente sísmico elástico resulta superior, según es mayor la ordenada del espectro de respuesta asociada al periodo de la estructura. El coeficiente sísmico inelástico se reduce drásticamente con respecto del elástico.
- d) Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea
- Las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, son una forma de evaluar la disipación de energía por histéresis que se presenta durante el sismo; para la mayoría de los edificios analizados, resulta superior para el nivel de desplazamiento horizontal permisible de $\gamma_p \leq 0.012$.
 - Esta respuesta, en general, resulta con más amplitud cuanto más flexible es la estructura. Para los casos elásticos resulta una gráfica casi lineal, muy angosta, ante sólo la influencia del amortiguamiento viscoso, sin efectos del amortiguamiento por histéresis por la presencia de deformaciones inelásticas.
- e) Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas
- Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen los mismos resultados en todos los edificios, excepto para el de 25 niveles, $Q = 2$, que viene a ser un caso intermedio con respecto del diseño con $Q = 1$.
 - Para $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2, 3$ y 4 , se tienen diseños más sobrados cuanto mayor es el valor de Q , debido a que rigió el estado límite de desplazamientos horizontales; los elementos mecánicos obtenidos, para estas combinaciones de parámetros de diseño, son iguales.
 - Para $\gamma_p \leq 0.012$ se aprecia más el ingreso al rango inelástico, sobretodo para Q mayor o igual a 2.
 - El comportamiento inelástico aparece al formarse las articulaciones plásticas, lo cual indica que en un ciclo determinado, la acción interna iguala a la resistencia de los miembros; al presentarse una rótula plástica se tiene una disminución de la rigidez lateral del sistema estructural.
 - Las fuerzas cortantes actuantes son resistidas con un amplio margen de seguridad; esto es, se garantiza el comportamiento dúctil, y por lo tanto la adecuada redistribución de esfuerzos, según se van formando las diferentes articulaciones plásticas.
- f) Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas
- La distribución global de articulaciones plásticas muestra, en general, una tendencia de mecanismo de viga débil-columna fuerte, según lo recomiendan los códigos modernos, para que así haya una disipación mayor de energía por histéresis.
 - Como parte del mecanismo de falla que tiende a formarse, en la base de las columnas de la planta baja se llega a la fluencia; sin embargo, también se presentan algunas fluencias en las columnas de algunos entresijos superiores, sobretodo en aquellos con cambios de sección transversal, aunque con demandas pequeñas de ductilidad local.
-

- Se observan demandas máximas de ductilidad local de hasta 9 en trabes y de similar valor en la base de las columnas de PB; las columnas de entresijos superiores que llegan a articularse, tienen demandas del orden de 2.
- En general, se aprecian mayores demandas de ductilidad local a medida que el edificio es más flexible.

6.2 Recomendaciones

Al diseñar los edificios para resistir movimientos sísmicos en su base, el ingeniero estructuralista debe tomar en cuenta el problema que implica la determinación de las respuestas ante las acciones laterales, dependientes del tiempo. Este tipo de problema depende de parámetros aleatorios que, en la mayoría de los casos, son difíciles de predecir; por un lado, las características del movimiento del terreno varían en magnitud, dirección y duración, y, por otro, las propiedades dinámicas de la estructura están en relación directa con la amplificación o atenuación de los efectos sobre ella, siendo muy importante la cercanía de su periodo fundamental de vibración con respecto del periodo dominante de la excitación del terreno.

Con base en el desarrollo de este trabajo, sobretodo al evaluar las respuestas inelásticas, se observa y corrobora que el comportamiento de las estructuras es muy sensible a las irregularidades de los espectros de respuesta; esto es, al diseñar se debe conocer la forma de dichos espectros y la ubicación de los periodos dominantes del terreno, para alejar lo más posible el periodo fundamental de la estructura con respecto del correspondiente del terreno.

El método de diseño sísmico propuesto por el Código actual, para proporcionar la seguridad estructural ante la revisión de condiciones de servicio y de falla, da buenos resultados al aplicar el espectro de diseño (reducido por ductilidad para el cálculo de las resistencias, y multiplicado por el Q utilizado para los desplazamientos horizontales), después de hacer una buena elección del factor de comportamiento sísmico y de la condición de desplazamientos horizontales permisibles. Esto se debe complementar con el conocimiento, como se mencionó arriba, de las propiedades dinámicas tanto del suelo como de la estructura.

De acuerdo con la distribución global de articulaciones plásticas obtenidas, de cada uno de los casos analizados de los edificios de 3, 9, 17 y 25 niveles, se observa que con los dimensionamientos elaborados con las normas de diseño del RCDF-93, se llega a resultados que coinciden con el criterio de columna fuerte – viga débil; las zonas de fluencia se localizan principalmente en las trabes, así como las mayores demandas de ductilidad. Se observa también que en las columnas de la planta baja existe formación de articulaciones plásticas, con demandas de ductilidad local relativamente altas, pero dentro de rangos controlables desde el punto de vista del diseño; sin embargo, aparecen algunas fluencias, aunque con menores demandas, en las columnas de algunos entresijos superiores que tienen cambios de sección transversal. A este respecto, se recomienda detallar minuciosamente las conexiones en los extremos inferiores de las columnas de PB, en la unión con la cimentación, a fin de dar suficiente capacidad de deformación, ya sea por medio de atiesadores como refuerzo local adicional; en el caso de los cambios de sección transversal en columnas, parece adecuado hacer el empalme en el tercio medio de la altura de entresijo, obteniendo con ello una rigidez de la columna con variación

gradual, sin cambios bruscos en la rigidez de los nudos, y adicionalmente propiciando la facilidad del montaje durante la obra.

El diseñar una estructura para un espectro de diseño elástico ($Q = 1$) no resulta una buena práctica de construcción, ya que las secciones estructurales requeridas tienen dimensiones muy robustas, y desde el punto de vista económico reflejan un alto costo inicial; la utilización de $Q = 1$ en este trabajo solamente se hizo para fines comparativos. En todo caso, si se recomienda usar un factor de comportamiento sísmico $Q = 1$ (estructura elástica sin daño estructural), dicho diseño se debería limitar a estructuras especiales que así lo requieran, o cuando el propietario esté consciente de ello y apruebe tanto los aspectos técnicos como económicos que representa esta condición.

Según el RCDF-93 y sus normas de diseño, se permiten reducciones del espectro elástico, de 1, 1.5, 2, 3 y 4, dependiendo de la estructuración del edificio y del detallado en sus conexiones. El valor de $Q = 1$ presenta diseños muy robustos, con gran rigidez y resistencia lateral. Por otro lado, con $Q = 4$ se tienen diseños más esbeltos, pero con posibilidad de formación de articulaciones plásticas con grandes demandas de ductilidad, y gran posibilidad de daño. Esto hace pensar que los dos valores extremos tienen complicaciones no muy deseables, por lo que sería recomendable utilizar factores de comportamiento sísmico de 2 ó 3, atendiendo tanto a requerimientos de costos iniciales, como de disminución del daño estructural por comportamiento inelástico. Obviamente, y tal como lo mencionan las NTC-Sismo, la importancia de la estructura será un factor decisivo en la elección del valor de Q .

Para proporcionar la rigidez lateral adecuada a un edificio, y así cumplir con el estado límite de servicio que especifica el Código, se deben proponer traveses que tengan la sección transversal suficiente para restringir a la columna, y producir el efecto de marco. Esto es, las columnas se deben flexionar en doble curvatura, para aprovechar más su resistencia al tener momentos de efectos contrarios, y para obligar al nudo a desarrollar más rigidez en la unión con la trabe.

Durante el proceso de diseño se debe tener en cuenta que un incremento en la sección de las traveses es más eficiente para aumentar la rigidez lateral, con respecto del incremento en la sección de columnas. Esto se verifica en los diseños presentados en el cap 3, al comprobar que en casi la mitad inferior de la altura de los edificios de mediana a gran altura, la sección de las traveses fue la misma, o con poca variación. En cambio, la variación en las columnas de cada cuatro ó cinco niveles condujo a buenos resultados para proporcionar las adecuadas rigidez y resistencia requeridas por el diseño. Obviamente, este aspecto habrá que combinarlo con el criterio de diseño de columnas fuerte – viga débil, o mejor dicho columnas más fuertes que vigas.

Un aspecto muy importante en el diseño sísmico de edificios es el relativo a los daños estructurales después de un evento considerable. Es de primordial importancia que tanto el ingeniero como el propietario sepan el grado de daño que se espera en la estructura diseñada, valuando tanto los costos iniciales como los de rehabilitación al ocurrir el sismo de diseño. En este contexto resulta una obligación del ingeniero tratar de determinar y proponer el grado de daño que deba tener la estructura, así como darlo a conocer, de tal manera que el propietario esté consciente de todos estos aspectos.

Según se explicó en el cap 3, los diseños elaborados en este trabajo reflejan el mínimo de resistencia necesaria contra las acciones últimas de diseño; es decir, en la mayoría de los elementos estructurales se procede de tal forma que el cociente de acciones últimas entre resistencia está próximo a la unidad, después de haber hecho el dimensionamiento para satisfacer con la mínima rigidez lateral requerida por el Código. A medida de que sobrediseñe, independientemente de los límites de desplazamientos horizontales elegidos ($\gamma_p \leq 0.006$ ó 0.012), y de los porcentajes de resistencia obtenidos en el diseño, se tendrán respuestas con más tendencia hacia el comportamiento elástico. Lo anterior, desde luego, depende de la posición del periodo de la estructura en los espectros de respuesta.

REFERENCIAS

1. American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), "Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design", LRFD-94 (1994)
 2. Avila, J y Hernández, P, "Variación de la respuesta inelástica de un edificio diseñado con diferentes factores de comportamiento sísmico (Q), con y sin efectos de sobre-resistencias", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM (abril 1996)
 3. Balling, R J *et al*, "Optimal of seismic resistance planar steel frames", Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-81/20, Universidad de California, Berkeley (diciembre 1981)
 4. Bazán, E y Meli, R, "Diseño sísmico de edificios", Limusa, México, D. F. (1999)
 5. Clough, W R and Penzien, J, "Dynamics of structures", McGraw-Hill (1993)
 6. De Buen L H O, "Diseño plástico de estructuras de acero", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F. (1975)
 7. De Buen L H O, "Los sismos de septiembre de 1985", Reto sísmico, TELMEX, IDH S. A. de C. V., México, D. F. (1988)
 8. González, H, "Comparación de la respuesta sísmica inelástica de edificios de estructura metálica de 7 y 17 niveles diseñados en las zonas de transición y compresible del D. F.", tesis de Maestría en Estructuras, DEPI, UNAM (2000)
 9. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C., "Manual de Construcción en Acero", Vol 1, Limusa, México, D. F. (1993)
 10. Martínez, E, "Damage assessment and seismic behavior of steel buildings in México City", Proceedings of the International Conference on the Mexico Earthquakes - 1985, ASCE, México, D. F. (septiembre 1986)
 11. Meli, R, "Diseño Estructural", Limusa, México, D. F. (1994)
 12. Newmark, N M y Rosenblueth, E, "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", Diana, México, D. F. (1976)
 13. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del RCDF-93, DDF, México, D. F. (1993)
 14. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF-93, DDF, México, D. F. (1995)
-

-
15. Oстераas, J and Krawinkler, H, "The Mexico earthquake of september 19, 1985, behavior of steel buildings", Earthquake Spectra, Vol 5, No. 1 (Febrero 1989)
 16. Prakash, V, Powel, P H and Campbell, S, "DRAIN-2DX, Base program description and user guide", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley (1993)
 17. Diario Oficial de la Federación, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", DDF, México, D. F. (agosto 1993)
 18. Salmon, G and Johnson, E, "Steel structures design and behavior", Harper Collins College Publishers (1996)
 19. Wilson, E and Habibullah, A, "ETABS-6: Extended three dimensional analysis of building systems", Computer and Structure, Inc., California, USA (1996)
-