



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA SÍSMICA

COMPORTAMIENTO SÍSMICO INELÁSTICO DE EDIFICIOS DE 9 Y 25 NIVELES
DISEÑADOS CON EL APÉNDICE A DE LAS NTC-SISMO DEL RCDF-04 Y
PROPUESTA EN REVISIÓN DEL RCDF CON CONCRETOS DE ALTA
RESISTENCIA

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. RODRIGO ESTEBAN ALVA BAÑUELOS

TUTOR PRINCIPAL
PROF. JORGE A. ÁVILA RODRÍGUEZ

MÉXICO, D. F. AGOSTO DE 2015

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Secretario: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Vocal: M.I. Ávila Rodríguez Jorge Arturo

1^{er}. Suplente: M. I. García Domínguez Octavio

2^{do}. Suplente: M. I. Rodríguez Vega Miguel Ángel

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

PROF. JORGE ARTURO ÁVILA RODRÍGUEZ

FIRMA

Índice

1. Introducción	
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Alcances y objetivos	3
2. Criterios de análisis y diseño	
2.1 introducción	5
2.2 Criterios básicos de análisis estructural	6
2.2.1 Hipótesis utilizadas en el análisis estructural e idealización de las estructuras.....	6
2.2.2 Materiales.....	6
2.3 Tipos de análisis	10
2.3.1 Análisis dinámico modal espectral	10
2.3.2 Análisis dinámico por integración paso a paso	16
2.3.3 Análisis lateral estático no-lineal tipo <i>Push-over</i>	19
2.4 Demandas de ductilidad local y global	22
2.5 Diseño de acuerdo con el RCDF-04.....	23
2.5.1 Introducción.....	23
2.5.2 Criterios de diseño	23
2.5.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (distorsiones angulares de entrepiso)	23
2.5.4 Estructuras de concreto a base de marcos.....	24
2.5.1 Requisitos especiales para marcos dúctiles ($Q= 3$ ó 4).....	29
2.5.2 Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.....	34
2.6 Propuesta en revisión del RCDF	37
2.6.1 Introducción.....	37
2.6.2 Espectros de diseño.....	37
3. Cálculo de respuestas elásticas y diseños	
3.1 Consideraciones generales	53
3.1.1 Espectros de diseño.....	54
3.1.2 Materiales utilizados.....	54
3.1.3 Cargas verticales	54
3.1.4 Unidades	55
3.2 Proceso de modelación y diseño.....	55
3.3 Cargas muertas, cargas vivas y pesos por nivel	56
3.4 Diseño de los elementos estructurales principales.....	56
3.5 Descripción de las estructuras.....	56
3.5.1 Edificios de 9 niveles.....	56
3.5.2 Edificios de 25 niveles.....	57
3.6 Respuestas elásticas y diseño de elementos.....	58
3.6.1 Estructuras de 9 niveles	58
3.6.2 Estructuras de 25 niveles.....	61

4. Cálculo de respuestas inelásticas	
4.1 Introducción.....	141
4.2 Análisis dinámicos paso a paso	142
4.3 Respuestas elásticas e inelásticas de los análisis dinámico paso a paso y estático no-lineal (<i>Push-over</i>).....	144
4.3.1 Edificios de 9 niveles, respuestas de los análisis tipo paso a paso.....	145
4.3.2 Estructuras de 9 niveles, respuestas del análisis tipo <i>Push-over</i>	151
4.3.3 Edificios de 25 niveles, respuestas de los análisis tipo paso a paso.....	153
4.3.4 Estructuras de 25 niveles, respuestas del análisis tipo <i>Push-over</i>	159
5. Comparación de respuestas	
5.1 Introducción.....	261
5.2 Análisis sísmicos elásticos para diseño	262
5.2.1 Tamaños de los miembros estructurales.....	262
5.2.2 Periodos fundamentales de vibración.....	262
5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos	264
5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	264
5.2.5 Fuerzas cortantes basales.....	265
5.3 Análisis sísmicos dinámicos paso a paso	265
5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos y demandas máximas de ductilidad global	265
5.3.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	266
5.3.3 Coeficientes sísmicos	266
5.3.4 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea.....	267
5.3.5 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad global.....	268
5.4 Análisis sísmicos estáticos no-lineales tipo <i>Push-over</i>	269
5.4.1 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, desplazamientos laterales máximos y demandas máximas de ductilidad global.....	269
5.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	271
5.4.3 Distribución de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas.....	271
6. Conclusiones y recomendaciones	
6.1 Antecedentes	319
6.2.1 Análisis sísmico dinámico modal espectral	320
6.2.2 Análisis paso a paso.....	320
6.2.3 Análisis <i>Push-over</i>	321
6.3 Recomendaciones para el diseño	321
7. Referencias	

Capítulo 1

Introducción

1.1 Antecedentes

Históricamente, en México ha ocurrido que los cambios más importantes dentro de las normas que regulan los parámetros o características de la construcción, con el propósito de incrementar la seguridad de las estructuras, se han debido a la experiencia obtenida a partir de catástrofes naturales que han producido innumerables pérdidas humanas, en especial, aquella ocurrida el 19 de septiembre del año de 1985; sin embargo, estos cambios no deben seguirse dando como consecuencia de grandes siniestros ocurridos, sino como una acción preventiva deliberada resultado de los aportes científicos y tecnológicos producidos por el quehacer cotidiano de innumerables estudiosos e investigadores de la ingeniería civil de México y el mundo. En este sentido, esperamos que nuestra labor en el presente trabajo llegue a ser una contribución.

Las estructuras de las pequeñas, medianas y grandes edificaciones modernas, en toda su gama de usos y destinos, se encuentran sujetas a las acciones sísmicas producidas por la tectónica de placas terrestres. Estos son movimientos complejos de la corteza terrestre que están constituidos por la superposición de distintos tipos de ondas, las cuales viajan sufriendo modificaciones al atravesar múltiples medios de diferentes características mecánicas. Las distintas particularidades de esta combinación de ondas en determinado lugar es lo que da origen al denominado “Ambiente Sísmico”.

Tanto el origen de los movimientos como el Ambiente Sísmico, son problemas demasiado complejos que presentan enormes grados de incertidumbre, y que, sin embargo, las repercusiones que causan son de primordial importancia puesto que involucran la seguridad de vidas humanas; de ahí radica la importancia de contar con un conjunto de normas de diseño estructural que asegure la integridad física de los ocupantes de las edificaciones ya mencionadas.

Capítulo 1

Introducción

Los avances tecnológicos ocurridos día con día y la ayuda de una mayor y mejor comprensión sobre el origen y características del comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas, nos obligan a proponer cambios para renovar y mejorar los reglamentos de construcción, para que estos permitan que las nuevas edificaciones cuenten con un margen de seguridad suficiente, o en su defecto, alertarnos de aquellas que construidas con anterioridad observen un alto riesgo de colapso frente a los distintos fenómenos sísmicos esperados, antes de que ocurran; así como asegurar el correcto funcionamiento bajo fenómenos mayormente recurrentes que llamaremos “sismos de servicio”.

La propuesta, en etapa de revisión, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-P) pretende que las estructuras regidas por este nuevo ordenamiento de diseño, incrementen su seguridad y como fin último, salvaguarden la seguridad de los ocupantes. Por ende, se pretenden realizar cambios importantes dentro de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo), las cuales llevan poco más de una década sin ser actualizadas.

En México, las estructuras de concreto reforzado son preferidas por los proyectistas y constructores gracias a su versatilidad, economía y a la popularidad de este material. Debido a su uso extendido y a la dificultad de dotar a las estructuras de concreto reforzado con una ductilidad adecuada, es que el comportamiento sísmico de los sistemas estructurales con este material ha sido analizado e investigado, más que el de edificaciones de cualquier otro tipo.

Pese a lo anterior, el concepto de ductilidad, el cual engloba el buen desempeño sísmico de las estructuras, apenas fue incorporado en las primeras Normas en la década de los años 70, lo cual resulta ser relativamente reciente. Por otro lado, la aparición de nuevos materiales con mejores propiedades, la reducción en el costo de producción y la práctica cada vez más recurrente de utilización de estos, abre paso a nuevas preocupantes en la investigación en cuanto al comportamiento de estructuras que utilizarán estos materiales.

En el presente trabajo se analizan los cambios que plantea la propuesta, en etapa de revisión, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), utilizando como objeto de estudio a estructuras representativas de 9 y 25 niveles desplantadas en un suelo compresible; para ello, se recurre al uso de programas de computadora más complejos que los tradicionales, para observar su comportamiento fuera del rango elástico-lineal, tales como el análisis dinámico inelástico por integración directa de las ecuaciones de movimiento, conocido por “análisis paso a paso”, y el análisis estático no-lineal bajo cargas laterales monotónicamente crecientes, identificado por análisis estático no-lineal “*Push-over*”.

El análisis estático no-lineal de estructuras se ha convertido en práctica importante dentro de los últimos años, para fines de estimar, con cierto grado de seguridad, su mecanismo de colapso, los aspectos importantes y las características del comportamiento ante altas deformaciones; sin embargo, para tener una idea objetiva del comportamiento real de una estructura ante acciones sísmicas, es necesario valerse de la respuesta dinámica del análisis paso a paso.

La investigación de este trabajo se centra en observar el desempeño sísmico de las estructuras consideradas de 9 y 25 niveles, mediante los análisis no lineales antes mencionados, considerando las nuevas tendencias de construcción en cuanto a materiales y sometiéndolas tanto a acciones sísmicas severas como a demandas críticas de desplazamientos para producir su colapso y observar la capacidad que éstas puedan llegar a desarrollar, con el fin de comparar su comportamiento y la seguridad disponible ante la condición de colapso que hipotéticamente implica el uso de la propuesta de las NTC-Sismo del RCDF en etapa de revisión, con respecto de la normatividad vigente (RCDF-04).

1.2 Alcances y objetivos

En el presente documento, se determina y compara el comportamiento sísmico en el dominio del tiempo, elástico e inelástico, de edificios de 9 y 25 niveles a base de marcos de concreto reforzado, diseñados con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y con la propuesta, en proceso de revisión, del RCDF, con concretos de alta resistencia. Se considerarán dos casos de estudio; estructuras con ductilidad limitada (regidas por un factor de comportamiento sísmico $Q=2$) y estructuras cuyo comportamiento sísmico requiere una alta ductilidad ($Q=4$).

Los diseños se rigieron por las Normas Técnicas Complementarias correspondientes a ambos reglamentos, asumiendo la condición sísmica del terreno con un periodo dominante del movimiento del suelo de $T_s = 2$ segundos, dentro de la zona sísmica compresible tipo III_b, en el Distrito Federal. El nivel permisible de distorsión angular de entrepiso es de 0.004 para la condición de servicio, y 0.015 y 0.030, respectivamente, para la condición de colapso, asumiendo que los elementos no estructurales están desligados de la estructura principal y que se trata de marcos de concreto de ductilidad limitada ($Q=2$) y marcos dúctiles de concreto ($Q=4$), respectivamente. Se utilizaron concretos de alta resistencia ($f'_c = 550 \text{ kg/cm}^2$). La cimentación de las estructuras de interés se resolvió por medio de un cajón de cimentación apoyado sobre pilotes de punta.

Para cada uno de los casos estudiados se realizó lo siguiente:

- Análisis sísmico dinámico modal espectral, por medio del programa de computadora ETABS, mediante el cual se obtuvieron las dimensiones finales de las secciones transversales, los periodos de vibración, los desplazamientos laterales máximos, las distorsiones angulares máximas de entrepiso, las fuerzas cortantes máximas de entrepiso, así como los elementos mecánicos de diseño. Se incluyeron los efectos de las cargas gravitacionales y de segundo orden ($P - \Delta$).
- Diseños de vigas y columnas de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto (NTC-Concreto), considerando los requisitos generales de diseño para los casos diseñados para $Q=2$ y además los requisitos de marcos dúctiles para $Q=4$.

Capítulo 1

Introducción

- Análisis dinámico paso a paso, elásticos e inelásticos, en el dominio del tiempo para las estructuras de 9 y 25 niveles diseñadas, según se comentó anteriormente. Para realizar estos análisis se empleó el acelerograma SCT-EW-85, representativo de los máximos daños registrados en suelo compresible, de acuerdo con lo que ocurrió en la ciudad de México, a raíz de los sismos de septiembre de 1985. Para realizar estos análisis se empleó el programa de computadora DRAIN-2DX. Se presentan y comparan las respuestas máximas incluyendo las demandas máximas de ductilidad local de las vigas y columnas, así como de ductilidad global y las tendencias de los mecanismos de falla que se llegan a desarrollar.
- Análisis estático no-lineal tipo *Push-over*, considerando las distribuciones de carga lateral que resultaron del análisis sísmico dinámico modal espectral, tomando en cuenta la participación de todos los modos de vibración de la dirección de análisis. Nuevamente, para realizar estos análisis se utilizó el programa DRAIN-2DX. Se presentan y comparan los mecanismos de colapso, las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea y las demandas de ductilidad global y local, Con base en este tipo de análisis no-lineal fue posible determinar la capacidad lateral de cada una de las estructuras de este trabajo.
- Se realiza una comparación de los diseños y las respuestas de los diferentes análisis sísmicos realizados para cada caso de estructura de interés. Se comparan las respuestas de los desplazamientos laterales máximos de los diferentes niveles y relativos de cada entrepiso, las fuerzas cortantes de entrepiso y elementos mecánicos últimos, así como también las relaciones fuerza cortante basal–desplazamiento lateral de azotea, coeficientes sísmicos, las distribuciones de articulaciones plásticas y de demandas máximas de ductilidad local y global, etc.

Capítulo 2

Criterios de análisis y diseño

2.1 introducción

Para poder diseñar una estructura que cumpla con las funciones de ser segura, económicamente factible y funcional, debe ser necesario seguir una serie de lineamientos que son establecidos en los reglamentos de construcciones de cada país o entidad. Estos lineamientos deberán asegurar que las estructuras se encuentren dentro de un margen de seguridad suficiente para evitar cualquier pérdida humana, así como, asegurar el correcto funcionamiento de la estructura ante condiciones de servicio.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, contempla que las estructuras sean útiles bajo condiciones de servicio (uso normal y sismos recurrentes) y que en casos extraordinarios, tales como sismos fuertes, las estructuras no colapsen a pesar de que estas sufran daños severos.

Debido a que los eventos sísmicos son de carácter aleatorio tanto en magnitud como en recurrencia, diseñar y construir una estructura para que esta no presente ningún tipo de daño y que al mismo tiempo sea económicamente viable, es virtualmente imposible.

De lo anterior, la importancia de que los reglamentos establezcan con precisión, todos los criterios de análisis y diseño a los que las estructuras deberán de ser sujetas, de esta manera, con el cumplimiento de los lineamientos del reglamento, se podrá asegurar que no se presenten pérdidas humanas durante un sismo importante como el ocurrido el 19 de septiembre de 1985.

En el presente capítulo se presentarán de manera breve los criterios que se siguieron para el análisis y diseño de las estructuras que son objeto de estudio de esta tesis.

2.2 Criterios básicos de análisis estructural

2.2.1 Hipótesis utilizadas en el análisis estructural e idealización de las estructuras

Para poder realizar cualquier tipo de análisis estructural, se debe idealizar tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado que debe, asimismo, reflejar aproximadamente las condiciones de rigidez de las secciones transversales, de los elementos, de sus uniones y de los apoyos en el terreno.

Cuando se realicen análisis dinámicos, los modelos estructurales deben además considerar las características de masa, rigidez, resistencia y amortiguamiento de cada elemento estructural, así como las masas de los demás elementos no estructurales.

El comportamiento no-lineal de los elementos de concreto reforzado, debe de ser representado por modelos sencillos que reproduzcan adecuadamente la formación de articulaciones plásticas (fig 2.1); para ello se utiliza una idealización por medio de rótulas plásticas ideales y zonas rígidas en los extremos de los elementos (fig 2.2). La formación de articulaciones plásticas se presenta cuando la demanda de elementos mecánicos supera a las resistencias de dichos elementos (figs 2.3 y 2.4).

2.2.2 Materiales

A pesar del creciente uso de elementos de acero en las edificaciones mexicanas y de la innumerable cantidad de edificios de mampostería, el concreto reforzado continua siendo el más popular y desarrollado entre los materiales de construcción, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de alta resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales componentes. Al manejar de manera adecuada la posición y cuantía del refuerzo, se puede lograr un comportamiento notablemente dúctil en elementos sujetos a flexión. Por el contrario, el comportamiento es muy poco dúctil cuando la falla está regida por otros estados límite como cortante, torsión, adherencia y carga axial de compresión, en cuyos casos, puede eliminarse el carácter frágil de la falla empleando acero de refuerzo para confinamiento del núcleo interno y evitar el pandeo de refuerzo longitudinal actuando en compresión.

2.2.2.1 Concreto

Cemento, agua, agregado fino y agregado grueso son combinados para formar una masa llamada concreto, la cual al endurecer, obtiene propiedades que se asimilan a las de una roca. Esto ocurre por el endurecimiento de la pasta (compuesta de cemento portland, agua y aire), como consecuencia de la reacción química entre estos componentes.

La pasta constituye aproximadamente del 25% al 40% del volumen total del concreto; por lo tanto, como los agregados grueso y fino constituyen del 60% al 75% de dicho volumen, su elección es muy importante. Los agregados deben de componerse de partículas con resistencia mecánica adecuada y deben de carecer de materiales que puedan causar el deterioro del concreto. Del mismo modo, los agregados deben de tener un tamaño adecuado, que permita el correcto manejo y trabajabilidad de la masa de concreto, evitando que al endurecer, queden huecos, burbujas de aire o que se separe la mezcla de agregados y pasta gracias a las complicaciones que la cimbra o el armado de refuerzo pudieran ocasionar.

Otro punto importante es la relación agua-cemento. En general, cuanto menor cantidad de agua se utilice en la mezcla, la calidad y propiedades del concreto aumentan; sin embargo, la trabajabilidad y fluidez del mismo son perjudicadas, por lo que el uso de aditivos juega un papel importante cuando se utiliza concretos con resistencias a la compresión considerables que requieren una relación agua-cemento baja.

La resistencia del concreto a la compresión es la principal característica a considerar. La resistencia a la compresión o f'_c , está acompañada de dos propiedades igual de importantes: el módulo de elasticidad y el módulo de ruptura del concreto. Juntas, estas tres cualidades rigen dentro del análisis y diseño de una estructura de concreto reforzado. La fig 2.5 muestra varias curvas esfuerzo-deformación de distintos concretos con resistencias nominales diferentes, donde se aprecian las características antes mencionadas.

2.2.2.2 Concreto de alta resistencia

En la actualidad, el uso de concretos de alta resistencia se vuelve cada vez más común debido a las ventajas que este presenta respecto a concretos convencionales, por ejemplo, en estructuras donde la reducción de peso es importante o donde los requerimientos arquitectónicos exigen elementos portantes de dimensiones reducidas; sin embargo, el concreto de alta resistencia cuenta con particularidades que deben ser consideradas durante el análisis y diseño estructural ya que sus propiedades se ven modificadas por el incremento de resistencia como se muestra en la curva esfuerzo deformación de la fig 2.5.

El uso más común de concretos de alta resistencia se encuentra en la construcción de edificaciones de gran altura, tal es el ejemplo del edificio más alto del mundo en la actualidad, el Burj Khalifa en Dubai, que llega a una altura final de 828 m. Para lograr que la construcción y el servicio de una edificación de esta magnitud fuera viable, se utilizaron concretos de más de 900 kg/cm².

Según las NTC-Concreto del RCDF-04, todo concreto cuya resistencia a compresión sea mayor a 400 kg/cm² será considerado como concreto de alta resistencia, y se permitirá su uso en el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado con ciertas limitaciones.

Para el diseño de cualquier elemento estructural de concreto de alta resistencia, se usará el valor nominal $f_c^* = 0.8f'_c$, en lugar del f''_c utilizado para los diseños con concretos normales.

Capítulo 2

Criterios de análisis y diseño

Para estructuras dúctiles ($Q= 4$) no se podrá utilizar concretos con resistencias mayores a 550 kg/cm²; asimismo, en estructuras con ductilidad limitada ($Q< 4$), se permitirá el uso de concretos de hasta 700 kg/cm² o más si se asegura que la estructura alcanzará los niveles de resistencia y ductilidad necesarios para un buen comportamiento sísmico.

Composición

Un óptimo diseño de concreto resulta de la selección de los materiales disponibles en la localidad y de la inclusión de aditivos y cuidados especiales durante su producción y utilización. Algunos de los puntos clave que son necesarios de considerar para la producción de concretos de alta resistencia son los siguientes:

- Los agregados deben ser resistentes y durables. En general se emplean agregados gruesos del menor tamaño máximo posible para lograr dichos concretos. La arena debe ser más gruesa debido al gran contenido de finos de los materiales cementantes.
- Las mezclas de concreto de alta resistencia tienen un mayor contenido de materiales cementantes que incrementan el calor de hidratación y posiblemente produzcan una mayor contracción por secado, por lo que se deberá poner atención al agrietamiento. La mayoría de mezclas contienen una o más adiciones como cenizas volantes (clase C o F), cenizas de alto horno molidas, microsílíce, metacaolín o materiales puzolánicos de origen natural.
- El concreto de alta resistencia necesita por lo general tener una baja relación agua/material cementante (A/C); dicha relación debe estar en el rango de 0.23 a 0.35. Relaciones A/C tan bajas solo se pueden obtener con muy altas dosificaciones de aditivos reductores de agua de alto rango (superplastificantes).
- El contenido total de materiales cementantes debe estar alrededor de 415 kg/m³, pero no más de 650 kg/m³.
- El uso de aire incorporado en este concreto ocasionará una gran reducción en la resistencia deseada.

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad para concretos de alta resistencia, debido a los cambios en sus propiedades mecánicas, se tomará como

$$E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 110\,000 \quad (kg/cm^2)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

$$E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 50\,000 \quad (kg/cm^2)$$

para concretos con agregado grueso basáltico

Módulo de ruptura y resistencia a tensión

Cuando no se cuente con ensayos, la resistencia media a la tensión, se tomará igual a:

$$\bar{f}_t = 1.67\sqrt{f'_c}$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_t = 1.5\sqrt{f'_c}$$

De igual manera, se supondrá la resistencia a tensión por flexión, o módulo de ruptura como:

$$\bar{f}_f = 2.7\sqrt{f'_c}$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_f = 2.54\sqrt{f'_c}$$

Coeficiente para deflexiones a largo plazo

Según las NTC-04, el coeficiente de deformación axial diferida, definido como

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i},$$

se supondrá igual a 2.0. Donde δ_f y δ_i son las deformaciones final e inmediata, respectivamente.

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

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

donde:

ρ' es la cuantía de acero de refuerzo a compresión.

2.2.2.3 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo en un elemento de concreto reforzado juega un papel igualmente importante que el concreto; juntos, forman un elemento compuesto que es capaz de soportar acciones internas de compresión, tensión, cortante y torsión. Para ello, es necesario que tanto el acero de refuerzo como el concreto trabajen en conjunto, lo que se logra por medio de la adherencia de las varillas de refuerzo con el concreto.

El acero de refuerzo utilizado en la construcción, cuenta con características específicas. La alta ductilidad, límite de fluencia y límite de ruptura, así como el módulo de elasticidad y módulo de fluencia (fig 2.6), son propiedades que dan a un elemento de concreto reforzado el carácter de resistente y dúctil ante los distintos niveles de elementos mecánicos.

Sin la ayuda adecuada del acero de refuerzo, un elemento de concreto reforzado no podría soportar esfuerzos de tensión y la ductilidad de este sería muy limitada; de igual modo, el concreto proporciona confinamiento y protección al acero de refuerzo, evitando corrosión y pandeo lateral de las varillas de refuerzo cuando estas se encuentran sujetas a esfuerzos de compresión.

2.3 Tipos de análisis

2.3.1 Análisis dinámico modal espectral

2.3.1.1 Introducción

Uno de los métodos de análisis sísmico más utilizado, para fines de diseño, es el análisis dinámico modal espectral, debido a que, a diferencia del análisis paso a paso y al análisis estático no-lineal (*Push-over*), su sencillez, facilidad de interpretación de resultados y bajo requerimiento de velocidad y memoria para procesamiento de datos, lo hacen ideal para la práctica profesional. Cabe aclarar que, a pesar de que este método no es exacto, ha demostrado dar como resultado buenas aproximaciones.

Como su nombre lo indica, esta técnica de análisis utiliza espectros de respuesta o de diseño que proporcionan la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad desacoplados (fig 2.7), en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento, ante la excitación a partir del cual esté construido el espectro.

Con estas respuestas desacopladas, se puede encontrar la respuesta de cada uno de los modos de la estructura de varios grados de libertad (fig 2.8) y por medio de reglas de combinación modal, encontrar una respuesta máxima de la estructura.

2.3.1.2 Formulación

La ecuación de movimiento para un sistema sometido a una excitación en su base es la siguiente:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = -[M][\gamma]\{\ddot{x}_0\}$$

Donde $[M]$ y $[K]$ son las matrices de masa y rigidez respectivamente, $[\gamma]$ y $\{\ddot{x}_0\}$ son la matriz de participación modal y el vector de aceleraciones de la base; las respuestas del sistema están representadas en función de cada grado de libertad, con $\{\ddot{U}\}$ como un vector de aceleraciones y $\{U\}$ como vector de desplazamientos.

Los modos $[\phi]$ y frecuencias de la estructura $[\omega^2]$ pueden ser encontrados con base en las propiedades de vibración libre mediante la solución por medio de valores característicos de la siguiente ecuación:

$$|[K] - \omega_n^2[M]| = 0$$

Una de las limitaciones que presenta el método modal espectral es que es aplicable a sistemas lineales; es decir, siempre que la estructura se mantenga dentro del rango elástico, con pequeños desplazamientos. Otra limitación importante del método espectral es que sólo da como resultado el valor máximo del desplazamiento de la estructura, pero sin indicar en qué instante del tiempo se produce dicho máximo.

Como lo que interesa es el valor máximo de los desplazamientos resultantes de la superposición de todos los modos, la falta de simultaneidad de la respuesta máxima en los distintos modos impide que se pueda obtener el valor exacto del máximo de la superposición de todos los modos.

De esta limitación surge la necesidad de realizar ciertas hipótesis sobre cómo sumar los máximos de los distintos modos. Una manera de estimar el máximo de la superposición de todos los modos, que se utiliza con bastante frecuencia en las aplicaciones prácticas del método, consiste en considerar la respuesta en cada modo como estadísticamente independiente de la correspondiente a los restantes modos.

Sobre esta base, se puede justificar que los máximos modales no se suman en forma algebraica directa sino a través de reglas de combinación modal, las cuales se presentan a continuación, a saber:

SRSS (Square Root of the Sum of the Squares)

Esta regla de combinación modal fue propuesta por Emilio Rosenblueth (ref 21) en su tesis doctoral en el año de 1951. Como su nombre lo indica, consiste en obtener la raíz cuadrada

de la suma de los cuadrados de las respuestas en cada modo i , tal como lo indica la siguiente expresión:

$$Q_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (q_{i_{max}})^2}$$

La principal limitación a la validez de esta regla de combinación modal es que la respuesta sea estadísticamente independiente de los modos, para ello, es necesario que las frecuencias de dichos modos sean suficientemente diferentes. En términos generales se tiende a aceptar esta hipótesis cuando las frecuencias de los modos considerados difieren en al menos un 10 o 20 %. Esta condición se cumple en la mayoría de las estructuras simples y regulares, independientemente de las dimensiones de la estructura.

CQC (Complete Quadratic Combination)

El método de combinación modal cuadrática *CQC* es relativamente nuevo, fue publicado por primera vez en 1981 y ha tenido una gran aceptación por ingenieros a lo largo del mundo; ha sido incorporado a la mayoría de los programas modernos de análisis estructural.

El método estima los valores máximos de una respuesta modal, por medio de una doble sumatoria como se presenta a continuación:

$$Q_{max} = \sqrt{\sum_n \sum_m q_n \rho_{nm} q_m}$$

donde Q_n es la respuesta modal asociada al modo n , ρ_{nm} son los coeficientes de combinación modal y se calculan de la siguiente manera:

$$\rho_{nm} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2r(1+r)^2}$$

$r = \frac{\omega_n}{\omega_m}$ debe de ser menor o igual a uno. Es importante resaltar que el arreglo de coeficientes de combinación lineal es simétrico y todos los términos son positivos.

2.3.1.3 Espectro de respuesta y diseño

En ingeniería sísmica, la suma de todas aquellas respuestas máximas de todos los posibles sistemas de un grado de libertad, sujetos a un movimiento particular del suelo se le conoce como espectro de respuesta. Una gráfica de valores pico de respuestas de varias estructuras como función del periodo natural de vibración del sistema o cualquier parámetro relacionado, es llamado espectro de respuesta para esa cantidad. La fig 2.9 muestra el espectro de diseño,

sin reducir, de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del 2004 para $T_s = 2$ segundos y el espectro de respuesta elástica del acelerograma STC-85-EW.

2.3.1.4 Factor de comportamiento sísmico, Q

El factor de comportamiento sísmico, determina de manera indirecta la cantidad de daño y de energía disipada que tendrá una estructura durante un sismo. Este factor puede cambiar en cada dirección dependiendo de las características de la estructura.

Para poder utilizar algún valor particular del factor de comportamiento sísmico, se deberá cumplir con ciertos requisitos que se muestran a continuación:

Requisitos para $Q= 4$

Se deben satisfacer los siguientes requisitos:

1. Resistencia a base de marcos no contraventeados, o contraventeados que puedan resistir al menos el 50% de la fuerza sísmica.
2. Si existen muros de mampostería ligados a la estructura, los marcos deberán de resistir el 80% de las fuerzas sísmicas.
3. Que cada entrepiso resista aproximadamente la misma cantidad de fuerza sísmica.
4. Se cumplen los requisitos de marcos dúctiles.

Requisitos para $Q= 3$

Si se satisfacen las condiciones 2 y 4 ó 5 y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3 de los requisitos para $Q = 4$.

Requisitos para $Q= 2$

Cuando no se consideran marcos dúctiles, cuando se usan prefabricados o presforzados o cuando se use mampostería confinada.

Requisitos para $Q = 1.5$

Cuando se tienen muros de mampostería de piezas huecas que suministren resistencia a la estructura.

Requisitos para $Q = 1$

Cuando se utilicen materiales distintos a los especificados.

2.3.1.5 Regularidad de la estructura

De acuerdo con el capítulo 6 de las NTC-Sismo del 2004, la estructura debería satisfacer las siguientes condiciones de regularidad.

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

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada (fig 2.10).

Si se satisfacen todas las condiciones, se considera como estructura regular, de no ser así, el factor de reducción Q' deberá de multiplicarse por un factor de 0.9 si se deja de cumplir una condición, 0.8 si se dejan de cumplir 2 o más y 0.7 si se considera como estructura fuertemente irregular al no cumplirse con el punto 10 y la excentricidad calculada en el punto 11, supere al 100%.

2.3.1.6 Comprobación del cortante basal mínimo

Para asegurar que el análisis sísmico modal sea adecuado y se asegure que la mayor parte de la fuerza sísmica se transmita a la estructura, será necesario revisar que el cortante basal máximo calculado, corresponda al menos al 80% de la ordenada espectral perteneciente al primer modo fundamental de vibrar, multiplicado por el peso de la estructura y dividido entre el factor de comportamiento sísmico Q' , es decir:

$$0.8 a \frac{W_0}{Q'}$$

De no cumplirse, se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que el cortante basal V_0 iguale a dicho valor. W_0 es el peso total de la estructura, a es la ordenada espectral correspondiente al periodo de vibración en la dirección del análisis, y Q' es un factor que depende del factor de comportamiento sísmico Q y de las condiciones de regularidad.

Para el caso de estructuras analizadas de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, si se encuentra que la fuerza cortante basal, V_0 resulta menor que:

$$a_{min} W_0$$

donde

$$a_{min} = \begin{cases} 0.03 & \text{si } T_s < 1 \text{ s} \\ 0.05 & \text{si } T_s \geq 1 \text{ s} \end{cases}$$

se tendrán que incrementar todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que la fuerza cortante basal iguale este valor.

2.3.1.7 Efectos de segundo orden

Cuando en sistemas estructurales, se presentan desplazamientos laterales considerables, generalmente en estructuras esbeltas de gran altura, las cargas gravitacionales producen

Capítulo 2 Criterios de análisis y diseño

momentos adicionales a los generados por las fuerzas sísmicas (fig 2.11). Estos momentos se presentan en la base de las columnas y su valor es:

$$M = Vh + W\Delta$$

Al considerar la rigidez lateral del sistema k en los desplazamientos, se genera la siguiente ecuación

$$V = \left(k - \frac{W}{h}\right)\Delta$$

Después de introducir el parámetro $\theta = \frac{W}{kh}$, conocido como coeficiente de estabilidad, queda:

$$V = k(1 - \theta)\Delta$$

Se puede apreciar, que a medida que la carga aumenta, la rigidez lateral del sistema disminuye, pudiendo llegar hasta una disminución tal, que se produzca la inestabilidad del sistema, esto cuando la carga axial alcanza el valor crítico kh .

Por ende, es imprescindible considerar este efecto en estructuras de gran esbeltez ya que influyen en gran medida, disminuyendo la disipación de energía, aumentando el periodo de vibración al reducir la rigidez lateral y por ende una mayor demanda de ductilidad al incrementarse los niveles de deformación inelástica.

2.3.1.8 Efectos bidireccionales

Para tomar en cuenta los efectos bidireccionales del sismo, las componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán en cada dirección de análisis, tomando en cuenta la totalidad de los efectos correspondientes a la dirección de análisis más el 30% de los efectos de la dirección ortogonal a dicho análisis, considerando los signos que resulten en la combinación más desfavorable.

2.3.2 Análisis dinámico por integración paso a paso

2.3.2.1 Introducción

La mejor aproximación a la solución de la respuesta dinámica de una estructura es la integración directa, a lo largo del tiempo, de las ecuaciones de movimiento. Esto involucra que se satisfaga el equilibrio dinámico en cada intervalo de tiempo. En problemas de análisis estructural, la ecuación de movimiento o equilibrio resulta ser una ecuación diferencial de segundo orden por lo que es necesario utilizar métodos numéricos para resolver estas ecuaciones diferenciales de sistemas no lineales.

La determinación de la respuesta de una estructura en el análisis paso a paso involucra tres respuestas estructurales: desplazamiento, velocidad y aceleración en cada intervalo de tiempo. Para análisis no lineales, la rigidez es calculada al inicio, la respuesta es calculada al final del intervalo asumiendo que la rigidez permanece constante dentro de cada análisis.

Por ello, el comportamiento no lineal de la estructura es considerado, calculando de nuevo la rigidez en el próximo intervalo y las condiciones iniciales de cada uno de los pasos dependerán de su predecesor. De esta manera, la respuesta no lineal de la estructura es representada por una serie de ecuaciones diferenciales lineales aproximadas.

2.3.2.2 Formulación

La ecuación de equilibrio para un sistema inelástico que es utilizada para resolverse por métodos numéricos es la siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = p(t)$$

cuyo sistema está sometido a dos condiciones iniciales

$$\dot{u} = \dot{u}(0), \quad u = u(0)$$

Para esto, se asume que el sistema presenta un amortiguamiento viscoso lineal y que la fuerza aplicada $p(t)$, está dada por una serie de valores discretos $p_i = p(t_i)$ para valores de $i = 0..n$; para este caso, el intervalo de tiempo que se utilizará para el análisis:

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$$

será constante, aunque esto no siempre es necesario y para cada intervalo de tiempo t_i , en un tiempo t , se busca que se satisfaga la ecuación

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i$$

y se determinan los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración u_i , \dot{u}_i y \ddot{u}_i , respectivamente.

Para cada instante, la fuerza resistente en el tiempo i , $(f_s)_i = ku$, corresponde a un sistema elástico lineal, cuyo valor es función del intervalo anterior; es decir, para poder determinar la fuerza resistente en un intervalo $i + 1$, es necesario partir de la respuesta del intervalo i ; por lo tanto, para el intervalo $i + 1$, la ecuación de equilibrio queda como:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = p_{i+1}$$

Se utilizarán métodos numéricos, donde se deberán satisfacer las ecuaciones en el tiempo $t = i$ y $t = i + 1$ (fig 2.12).

Cuando este procedimiento se efectúa para cada uno de los intervalos $i = 0, 1, 2, 3, \dots$, se obtienen las respuestas deseadas en dichos instantes de tiempo, donde las condiciones iniciales $\dot{u} = \dot{u}(0)$, $u = u(0)$ son necesarias para comenzar el análisis.

Debido a que el paso de un intervalo de i a $i + 1$ no es exacto, se utilizan distintos métodos aproximados de análisis paso a paso, que permiten que la solución de cada intervalo de tiempo cumpla con las siguientes características:

- **Convergencia:** Entre menor sea el intervalo de tiempo, la solución tenderá a ser la exacta
- **Estabilidad:** La solución numérica deberá ser estable tras los errores por redondeo
- **Precisión:** Se deberá de encontrar una solución suficientemente aproximada a la real; para lograrlo, existen distintos métodos numéricos, tales como el método de diferencias finitas, variación asumida de aceleración e interpolación de la excitación. Para fines de esta tesis, se presentará únicamente, una breve explicación de este último.

2.3.2.3 Métodos basados en interpolación de la excitación.

Este es un método altamente eficiente ya que se interpola la excitación en cada intervalo de tiempo (fig 2.13), generando así una solución exacta para un sistema lineal. Para este método, es necesario que los intervalos de tiempo (fig 2.14) sean lo suficientemente pequeños para obtener aproximaciones adecuadas y con ello, soluciones lo más precisas posible.

Supóngase un registro de excitación cualquiera, para un intervalo de tiempo $t_i \leq t \leq t_{i+1}$, la función está dada por

$$p(t) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} t$$

donde

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$$

Por lo tanto la ecuación de movimiento a resolver es la siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} t$$

La respuesta $u(t)$, a lo largo del intervalo de tiempo $0 \leq t \leq \Delta t_i$, es la suma de tres partes:

1. La vibración libre debida al desplazamiento inicial u_i , en el tiempo $t = 0$.
2. La respuesta a la fuerza p_i para condiciones iniciales igual a cero.
3. La respuesta a la fuerza cuya función rampa es $\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} t$ para condiciones iniciales igual a cero.

Este método de análisis es especialmente útil cuando se tienen registros de excitaciones cuyos intervalos de tiempo son relativamente pequeños e iguales, ya que los procesos numéricos para obtener respuesta en cada intervalo de tiempo, se simplifican para intervalos de tiempo iguales y la solución tiende a ser exacta para intervalos cortos.

Para poder desarrollar este tipo de análisis, es necesario contar con las cuantías de acero de cada elemento de la estructura con el fin de determinar las propiedades de las articulaciones plásticas que se presentarán y que servirán como parámetros fundamentales para desarrollar el análisis. Debido a esto, este método resulta útil para la “revisión” de estructuras ya existentes o de diseños realizados mediante algún otro procedimiento.

La solución exacta de las ecuaciones de movimiento se puede obtener de manera adecuada sólo para sistemas lineales y de un solo grado de libertad, por lo que para extrapolarlos a sistemas de múltiples grados de libertad, la respuesta total es necesaria obtenerla como la superposición modal de las respuestas de sistemas de un grado de libertad.

2.3.3 Análisis lateral estático no-lineal tipo *Push-over*

2.3.3.1 Introducción

Este tipo de análisis sirve para determinar la capacidad de una estructura para un determinado patrón de cargas o desplazamientos. En el análisis estático no-lineal, el parámetro básico para la capacidad de una estructura es el desplazamiento lateral de la misma, tal que conociéndolo, se puede lograr lo siguiente:

- Evaluar si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación plástica de los miembros.
- Conocer la secuencia de daño (formación de articulaciones plásticas) y la capacidad de desplazamiento lateral máximo (fig 2.15).
- Obtener el cortante basal máximo resistente de la estructura, así como el mecanismo de colapso.
- Obtener la capacidad de ductilidad global de la estructura.
- Estimar dónde se concentrará el daño, así como las distorsiones de entrepiso que serán esperadas durante la respuesta sísmica no-lineal.

Para ello, se genera una curva de capacidad definida por fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral del último nivel (fig 2.16) y se compara con una curva de demanda que es específica para cada acción sísmica. Cada punto de la curva de capacidad define la cantidad de daño específico que ha tenido esta estructura, debido a que la deformación y el estado en el que se encuentra cada elemento están relacionados con el desplazamiento lateral de la estructura.

Al comparar la curva de demanda junto con la de capacidad, se define un punto de intersección, llamado punto de desempeño, el cual, dependiendo de su posición en la curva de capacidad, indica si se logran o no los niveles de desempeño o seguridad que se desean.

2.3.3.2 Formulación

Este tipo de análisis se basa en que la respuesta de la estructura puede ser relacionada a la respuesta de un sistema de un grado de libertad equivalente. Esto implica que la respuesta está controlada por un solo modo de vibración y que la respuesta de este modo permanece constante en el tiempo. Estas suposiciones no son correctas, pero arrojan resultados adecuados sobre la predicción de la respuesta máxima de las estructuras a evaluar.

El método supone que la forma deformada de la estructura puede ser representada por un vector Φ que permanecerá constante sin importar el nivel de deformación de la estructura. Se define al vector de desplazamientos relativos X como:

$$X = \{\Phi\}x_t$$

donde x_t es el desplazamiento del techo.

En términos de X , se puede escribir la ecuación diferencial que gobierna el movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad como:

$$M \{\Phi\}\ddot{x}_t + C\{\Phi\}\dot{x}_t + Q = -M\{1\}\ddot{x}_g$$

M y C son las matrices de masa y amortiguamiento, Q el vector de fuerzas de entrepiso y \ddot{x}_g es el vector de aceleraciones del terreno.

Si definimos el vector de desplazamientos de un grado de libertad x^* como:

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{1\}} x_t$$

Obtenemos entonces la siguiente ecuación diferencial equivalente de un sistema de un grado de libertad

$$M^* \ddot{x}_t^* + C^* \dot{x}_t^* + Q^* = -M^* \{1\} \ddot{x}_g^*$$

Donde M^* , C^* y Q^* denotan las propiedades del sistema equivalente de un grado de libertad y están dadas por

$$M^* = \{\Phi\}^T M \{1\}$$

$$Q^* = \{\Phi\}^T Q$$

$$C^* = \{\Phi\}^T C \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T M \{1\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}$$

Si el vector $\{\Phi\}$ es conocido, se pueden extrapolar las características de fuerza y deformación, obtenidas de un análisis de un sistema de múltiples grados de libertad, para encontrar una relación bi-lineal donde se pueda definir la fuerza cortante de fluencia, rigidez efectiva y la rigidez de post-fluencia, como se muestra en la fig 2.17.

2.3.3.3 Mecanismos de colapso

Para que la estructura tenga un buen comportamiento y alcance elevados niveles de ductilidad y deformaciones sin llegar al colapso, la estructura deberá presentar un mecanismo de falla donde dominen los efectos por flexión y evitar las posibles fallas dúctiles, como la de cortante en los elementos. Así, para asegurar que la estructura presente una alta ductilidad, las vigas deberán de desarrollar articulaciones plásticas antes que las columnas para que se presente un mecanismo de falla conocido como Columna fuerte-Viga débil.

De esta manera se favorece la aparición de articulaciones plásticas en un número mayor de zonas y, por lo tanto, una mayor disipación de energía y un incremento en la ductilidad global.

Cuando se diseña para el modo de falla Columna fuerte-Viga débil, se requiere que se presenten un número mayor de articulaciones plásticas en los diferentes niveles, antes de que se lleguen a generar en la base de las columnas; esto es, la deformación inelástica es distribuida en un número mayor de elementos antes de que se presente el colapso, caso contrario al que sucedería cuando las articulaciones comienzan a presentarse en columnas antes que en vigas, tal como se muestra en la fig 2.18, donde solamente es necesario un número reducido de articulaciones plásticas para ocasionar el colapso.

2.4 Demandas de ductilidad local y global

La ductilidad local de una sección transversal se define como la relación entre la curvatura última (ϕ_u) y la de fluencia (ϕ_y) (fig 2.19), ante los efectos de un momento flexionante (fig 2.20), es decir,

Capítulo 2
Criterios de análisis y diseño

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

A nivel global, la ductilidad se conoce como la relación entre el desplazamiento de colapso y de fluencia,

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

donde el desplazamiento de colapso (Δ_u) es la suma de la desplazamiento elástico más la desplazamiento máximo plástico del elemento:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$$

Así, la ductilidad a nivel global se calcula como

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

O, también:

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

Así, para conocer el valor de la demanda global en el rango plástico, se multiplica la rotación de la articulación plástica por la longitud en la que se desarrolla dicha articulación, es decir:

$$\Delta_p = \theta_p L_p$$

O bien, se puede determinar de manera aproximada, en términos del diagrama de curvaturas del elemento, aplicando el método de área-momento, por lo que la rotación plástica quedaría de la siguiente manera

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

L_p es la longitud equivalente de la articulación plástica que puede ser calculada de manera aproximada. Diversos autores han propuesto expresiones para definir la L_p ; por ejemplo, Paulay y Priestley (1990) proponen la siguiente expresión, de acuerdo con un sustento teórico y práctico, a saber:

$$L_p = \frac{d}{2}$$

donde d es el peralte efectivo de la sección transversal de concreto reforzado.

En una estructura, para obtener un cierto valor de ductilidad global (fig 2.21), serán necesarios valores de ductilidad local en elementos considerablemente mayores y a su vez, valores mucho mayores de ductilidad local en la sección transversal de interés.

2.5 Diseño de acuerdo con el RCDF-04

2.5.1 Introducción

La normatividad para diseño y construcción de estructuras para el Distrito Federal se encuentra vigente desde el año 2004; con base en ella, se han diseñado y construido miles de edificaciones en la capital y resto del país.

Actualmente, se cuenta con normas específicas para cada tipo de estructuras, ya sean de concreto reforzado, acero o mampostería. En este trabajo nos enfocaremos en estructuras de concreto, por lo que todos los diseños de harán de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C, 2004).

En el presente capítulo se hará referencia a dichas normas y se presentarán los aspectos más importantes para el diseño de las estructuras que serán objeto de estudio en este trabajo.

2.5.2 Criterios de diseño

Para el diseño de elementos de concreto reforzado se tendrá que cumplir, en todo momento, con el siguiente criterio básico:

$$\text{Capacidad} \geq \text{Demanda}$$

El RCDF-04 toma en cuenta la variabilidad tanto en la resistencia como en las acciones a las que será sometida la estructura, por medio de factores de carga (F_c) y factores de reducción de resistencia (F_R). Los factores de carga afectarán a las acciones a las que esté sometida la estructura (demanda), mientras que los factores de resistencia, disminuirán la capacidad nominal de los elementos diseñados.

2.5.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (distorsiones angulares de entrepiso)

El desplazamiento lateral relativo entre la altura de entrepiso o distorsión angular de entrepiso ($\gamma = \Delta_i/h_i$), es un indicador de la deformación real que presenta una estructura y con ello, el daño que sufrirán tanto los elementos estructurales como los no estructurales.

El RCDF-04 en su Apéndice A de las NTC-Sismo, limita los desplazamientos laterales para evitar daños ante sismos de servicio; para ello, se multiplican las distorsiones angulares de entrepiso por el factor $Q'R/7$, sin exceder el valor $\gamma_s = 0.002$, con excepción del caso en que

Capítulo 2 Criterios de análisis y diseño

los elementos no estructurales se encuentren desligados de la estructura, para cuyo caso será $\gamma_s = 0.004$. Los valores de Q' y R deberán de calcularse para el periodo fundamental de vibrar de la estructura.

Y, para asegurar la seguridad contra el colapso, las distorsiones calculadas y multiplicadas por el factor QR no deberán de exceder lo establecido en la tabla A.1 del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04. Para los casos estudiados en esta tesis, se utilizaron los valores correspondientes al caso de marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados para $Q= 4$, asumiendo el valor máximo de distorsión angular permisible $\gamma_c = 0.030$; para las estructuras diseñadas con el factor de comportamiento sísmico $Q= 2$, el valor máximo permisible utilizado fue $\gamma_c = 0.015$, considerando que los marcos de concreto cuentan con una ductilidad limitada.

2.5.4 Estructuras de concreto a base de marcos

2.5.4.1 Introducción

Por su facilidad de estructuración, diseño, construcción y buen comportamiento sísmico, las estructuras a base de marcos de concreto reforzado presentan ciertas ventajas con respecto a otros sistemas estructurales. Es por ello que en la actualidad, sobre todo en la ciudad de México, gran parte de las edificaciones son construidas con dicho sistema estructural.

El sistema de marcos de concreto consta de elementos verticales (columnas) conectados con elementos horizontales (vigas); estos elementos se encuentran unidos por conexiones monolíticas llamadas nudos o nodos. Dichas conexiones deberán de ser rígidas para poder transmitir los elementos mecánicos y asegurar una correcta interacción y comportamiento de columnas y vigas.

Tanto los elementos verticales como horizontales proporcionan rigidez y resistencia ante los efectos del sismo y de las cargas gravitacionales, y es por ello que las dimensiones y características y detallados de dichos miembros estructurales, así como su interacción entre ellos, serán de suma importancia para el buen desempeño de la estructura.

2.5.4.2 Cálculo de resistencias a Flexión

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

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y}bd$$

y constará de por lo menos 2 barras del # 4.

El área máxima del acero a tensión será:

$$A_{smax} \leq 0.75A_{bal}$$

Para vigas doblemente armadas, el momento resistente se calcula con la siguiente expresión.

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

donde a , es la profundidad del bloque de esfuerzos en compresión y se calcula de la siguiente manera:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f'_c b}$$

A_s , área de acero a tensión

A'_s , área de acero a compresión

b , ancho de la sección

d , peralte efectivo de la sección

d' , distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

Para que la ecuación anterior sea válida, se debe verificar que el acero a compresión se encuentre fluyendo cuando la sección alcanza su resistencia, por medio de la siguiente expresión:

$$p - p' \geq \frac{6000\beta_1}{6000 - f_y} \frac{d}{d'} \frac{f'_c}{f_y}$$

donde

$$p(\text{tensión}) = \frac{A_s}{bd}, \quad p'(\text{compresión}) = \frac{A'_s}{bd}$$

Tensión diagonal (cortante)

Proporcionar una adecuada resistencia al cortante en vigas y columnas es de suma importancia para evitar fallas frágiles en los elementos, así como también para permitir que la fluencia de los elementos que la componen sea por flexión o flexocompresión para lograr incrementar la ductilidad de la estructura.

En los elementos de concreto reforzado, se inducen fuerzas cortantes que son tomadas tanto por el acero de refuerzo transversal como por el mismo concreto. Para calcular cual es la cantidad de fuerza cortante que puede ser resistida por el concreto de la sección transversal, se utilizan las siguientes expresiones

Capítulo 2
Criterios de análisis y diseño

si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f^* c}$$

si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

Cabe mencionar, que para elementos de grandes dimensiones transversales, cuando la altura h es de más de 70cm, la fuerza cortante resistida por el concreto deberá de reducirse por un factor que afecta directamente a las expresiones anteriores y que se calcula como:

$$1 - 0.0004(h - 70) \quad (h \text{ en cm})$$

Cuando la fuerza cortante última de diseño V_u sea mayor que la fuerza que puede resistir el concreto, V_{cR} , será necesaria la participación acero de refuerzo transversal $V_{sR} = V_u - V_{cR}$. La cantidad de acero necesaria, dependerá de la cantidad de ramas de estribos y del diámetro de éstas. A continuación, se muestra la expresión que permite calcular la separación a la que deberá de encontrarse el acero de refuerzo transversal:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_{sR}}$$

donde

A_v , es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal, dentro de una distancia s
 θ , ángulo que el acero de refuerzo forma con el eje del elemento

La separación del acero de refuerzo transversal no deberá de exceder $0.5d$, con excepción de las secciones con $V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f^* c}$, donde la separación máxima deberá ser de $0.25d$.

Además, la fuerza cortante actuante última no debe exceder los valores de:

a) En vigas:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

b) En Columnas:

$$2 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

c) En marcos dúctiles (Q= 3 ó 4), donde V_{cR} será igual a cero:

$$2 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

Flexocompresión

Los elementos sujetos a flexocompresión deberán diseñarse con una excentricidad mínima de $0.05h \geq 20mm$ donde h es la dimensión de la sección que se encuentra sujeta a flexión.

Las NTC-Concreto aceptan que para calcular la carga resistente de diseño, P_R , se utilice el método de Bresler, a saber:

Sí $P_R/P_{R0} \geq 0.1$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

donde:

P_{R0} , es la carga axial resistente de diseño ($e_x = e_y = 0$)

P_{Rx} , carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{Ry} , carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría

Cuando $P_R/P_{R0} < 0.1$

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

donde:

M_{ux} y M_{uy} , momentos últimos de diseño alrededor de los ejes X y Y

M_{Rx} y M_{Ry} , momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes

Para el cálculo de los momentos resistentes de una sección, así como de la carga axial resistente, para una columna con una excentricidad dada, conviene utilizar las ayudas para diseño de columnas.

2.5.4.3 Efectos de sobre-resistencia en elementos

Debido a que los efectos de sobre-resistencia pueden llegar a cambiar el comportamiento inelástico de una estructura al incrementar considerablemente su resistencia nominal, estos deben de ser considerados en los análisis tipo paso a paso y estático no-lineal. Existen muchas posibles fuentes de sobre-resistencia en elementos de concreto reforzado, a continuación se presentan algunas de ellas:

- Sobre-resistencia del acero de refuerzo:
De acuerdo con resultados de estudios de laboratorio y análisis estadísticos, se ha observado que la resistencia promedio real en los aceros de refuerzo que

Capítulo 2

Criterios de análisis y diseño

comercialmente se distribuyen en México llega a superar en más del 25% a su valor nominal.

- **Sobre-resistencia del concreto:**
Lo mismo ocurre con el concreto, según resultados de estudios de laboratorio y análisis estadísticos, la resistencia a la compresión del concreto suele ser mayor que la especificada; este incremento de resistencia puede llegar a ser más del 20%.
- **Etapas de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo:**
Para simplificar la obtención de las resistencias en elementos de concreto, como parte de las hipótesis básicas de diseño, se utilizan curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo tipo elásto-plástico perfecto; esto es, no se toma en cuenta la etapa existente de endurecimiento por deformación.
- **Acero de losa que participa en la resistencia de la flexión negativa de vigas:**
El acero de refuerzo en la losa, adicional al de la viga, suele participar en la resistencia a momento negativo.
- **Participación del concreto de la losa en la resistencia de la flexión positiva de vigas:**
El concreto de la losa participa como patines en la resistencia de momento positivo, asumiendo que existe un colado monolítico losa-trabe.
- **Confinamiento del concreto:**
De acuerdo con resultados de estudios experimentales, se ha comprobado que la cantidad de acero de refuerzo en forma de estribos o espirales, que confina al núcleo de concreto, juega un papel importante en la capacidad de carga del elemento, así como en su capacidad de permitir grandes deformaciones cuando existe una articulación plástica. El acero de refuerzo transversal en elementos sujetos a carga axial ayuda a que el acero de refuerzo longitudinal no tenga problemas de pandeo.

Para este trabajo, sólo se tomaron en cuenta las dos de las fuentes más importantes de sobre-resistencia, a saber: la resistencia promedio real de la resistencia del acero de refuerzo y del concreto.

2.5.1 Requisitos especiales para marcos dúctiles (Q= 3 ó 4)

2.5.1.1 Elementos con cargas axiales pequeñas

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

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

Requisitos geométricos

Las secciones transversales deberán cumplir con las siguientes restricciones geométricas:

$$L \geq 4d$$

$$h/b \leq 3$$

h es el peralte total, d es el peralte efectivo y b es el ancho de la sección.

- En sistemas de vigas y losa monolítica la relación entre la separación de apoyos y el ancho de la viga, para evitar el pandeo lateral, debe ser:

$$\frac{L_{ei}}{b_{viga}} \leq 30$$

- El ancho de las vigas debe cumplir:

$$b_{col} > b_{viga} \geq 25cm$$

- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de 1/10 de la dimensión transversal de la columna normal a la viga:

$$e \leq \frac{1}{10} b_{col}$$

Refuerzo longitudinal

En toda sección transversal se dispondrá de una cantidad mínima de acero de refuerzo longitudinal, tanto en el lecho superior como en el inferior, a saber:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

y constará de por lo menos 2 barras del # 4.

El área máxima del acero de refuerzo longitudinal a tensión será:

$$A_{smax} \leq 0.75A_{bal}$$

Los momentos resistentes positivos en los extremos deben cumplir:

$$M_R^+ \geq \frac{M_R^-}{2}$$

Capítulo 2
Criterios de análisis y diseño

y en cualquier sección intermedia:

$$M_R^+; M_R^- \geq \frac{M_{Rmax}}{4}$$

donde M_{Rmax} es el momento resistente máximo en los extremos.

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

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

No se permitirán traslapes dentro de los nudos, a una distancia de dos veces el peralte total del miembro medida desde el paño del nudo y en aquellas zonas en donde el análisis indique la formación de una articulación plástica.

Los paquetes de dos barras están permitidos con uniones soldadas o con dispositivos mecánicos que cumplan con los requisitos correspondientes, siempre que en toda la sección de unión cuando mucho se unan 2 barras alternadas y las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en dirección longitudinal.

La fig 2.22 muestra los requisitos principales del refuerzo longitudinal para vigas de marcos dúctiles antes mencionados.

Refuerzo transversal por confinamiento

Se suministrarán estribos, al menos del # 2.5, en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes totales, medida a partir del paño del nudo y en la porción del elemento, a ambos lados, que se halle a dos peraltes ($2h$) de toda posible articulación plástica. En estas zonas las barras longitudinales deben cumplir con los requisitos del refuerzo transversal equivalente tipo zuncho que se utiliza en columnas.

La separación de los estribos no excederá ningunos de los siguientes valores:

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

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. Los estribos deben ser cerrados de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135°

seguidos de tramos rectos de una longitud de no menos de 10 veces el diámetro del estribo. Los remates del estribo deben alternarse de uno a uno, y cumplir con los requisitos correspondientes a los dobleces del refuerzo. Además, en cada esquina del estribo debe quedar por lo menos confinada una barra longitudinal. Fuera de las zonas definidas anteriormente la separación máxima de estribos no excederá $0.5d$ ni la requerida por fuerza cortante.

Requisitos para fuerza cortante

Dado que la falla por cortante es tipo frágil y limita la ductilidad de los miembros sujetos a flexión, especialmente en marcos dúctiles, se debe asegurar que los miembros no presenten una falla por cortante. Para lograr esto, el diseño de miembros de concreto reforzado que formen parte de un sistema de marcos dúctiles, deberá cumplir con los siguientes requisitos (fig 2.23):

- La fuerza cortante de diseño, V_u , se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos.
- Se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades reales promedio del elemento, sin factores de reducción.
- El esfuerzo de fluencia a tensión en el acero de refuerzo deberá considerarse mayor o igual que $1.25 f_y$.
- A lo largo del miembro actuarán las cargas verticales correspondientes multiplicadas por su factor de carga.

Si se desea omitir el análisis previo, se permitirá dimensionar los elementos con base en la fuerza cortante última de diseño obtenida del análisis estructural, utilizando $F_R = 0.6$.

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

2.5.1.2 Elementos en flexo-compresión

Los requisitos de esta sección (fig 2.24) se aplican a miembros donde:

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

Requisitos Geométricos

- Dimensión transversal menor ≥ 30 cm.

- Para todas las combinaciones de carga:
- $A_g \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$
- La relación de la dimensión transversal menor entre la mayor deberá ser al menos 0.4
- La relación de la altura entre la dimensión transversal menor deberá ser al menos 15

Resistencia mínima a flexión

La resistencia mínima a flexión de las columnas en un nudo debe satisfacer (ver fig 2.25):

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

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

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

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

Refuerzo Longitudinal

El porcentaje de la cuantía del refuerzo longitudinal debe ser: $0.01 \leq \rho \leq 0.04$. Sólo se permiten paquetes de dos barras, y los traslapes de barras longitudinales se podrán realizar solamente en la parte central del elemento; se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos que cumplan con los requisitos correspondientes, siempre que en toda la sección de unión se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en dirección longitudinal.

Refuerzo Transversal

El refuerzo transversal mínimo que deberá suministrarse en cada dirección de análisis es el siguiente:

- En columnas circulares (zunchadas):

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

- En columnas rectangulares:

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

donde:

A_g , es el área transversal de la columna

A_c , área transversal del núcleo hasta el extremo exterior del estribo

S , es la separación del refuerzo

H_c , es la dimensión del núcleo normal al refuerzo de área A_{sh}

La separación del refuerzo transversal debe cumplir lo siguiente:

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

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

$$L_{\max} \geq \begin{cases} \text{dim.transmayor} \\ H/6 \\ 60\text{cm} \end{cases}$$

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

Requisitos para Fuerza Cortante

Los elementos a flexocompresión (fig 2.26) se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas en las vigas; para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de $1.5 \sum M_g$. En el extremo inferior de las columnas de planta baja se usará el M_R de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor M_R , y en el extremo superior de las columnas del último entrepiso se usará $1.5 \sum M_g$. Si se dimensionan las columnas con los momentos y fuerzas cortantes provenientes del análisis estructural (procedimiento optativo), se usará un $F_R = 0.5$.

En elementos donde $P_u < A_g f'_c / 20$ (incluyendo sismo), si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante calculada con lo mencionado anteriormente, se despreciará la contribución del concreto. Los estribos tienen las mismas características que para flexión.

Se deberá verificar la resistencia a cortante en los nudos, considerando el área del mismo que es capaz de resistir esfuerzos por tensión diagonal (fig 2.27).

2.5.2 Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

Cuando se aplique el análisis dinámico modal para el diseño sísmico, será admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno, T_s . Para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones (fig 2.9), expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

donde

$$p = k + (1-k)(T_b/T)^2$$

β = factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo–estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno a_o , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$$

Las ordenadas espectrales podrán ser reducidas por los factores de ductilidad Q' (dependiente del factor de comportamiento sísmico) y sobre-resistencia R , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases}$$

Además, el Apéndice A limita las distorsiones angulares de entrepiso permisibles de la condición de colapso, según la ductilidad de la estructura, por medio de los diferentes factores de comportamiento sísmico, como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 2.1 Distorsiones angulares máximas permisibles (colapso)

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

En este trabajo se revisó que las distorsiones angulares máximas de entrepiso calculadas con el espectro de diseño reducido por Q y R , después de haberse multiplicado por el factor QR , no excedieran los límites permisibles anteriores.

2.6 Propuesta en revisión del RCDF

2.6.1 Introducción

El cambio más representativo de la Propuesta del RCDF, en proceso de revisión, se muestra en el incremento de las ordenadas espectrales y la diferente forma de los espectros de diseño; ya no se definirán los espectros por zonificación, volviéndose obligatorio el uso de espectros específicos del sitio, que van en función del periodo natural del terreno; esto es, desaparece el conocido Cuerpo Principal como tal.

2.6.2 Espectros de diseño

El espectro elástico de aceleraciones, como fracción de la gravedad, se determinará como sigue:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (2.1)$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \quad (2.2a)$$

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda; & \text{si } T < \tau T_b \\ 1 + \left(\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right) \left(\frac{T_b}{T} \right)^\varepsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (2.2b)$$

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario ($\zeta > 0.05$) por efectos de interacción suelo-estructura o el uso de disipadores de tipo viscoso; los valores de λ , ε y τ se listan en la siguiente tabla 2.2.

Tabla 2.2 Valores de λ , ε y τ en función de T_s

Periodo del sitio, T_s (s)	λ	ε	τ
$T_s \leq 0.5$	0.40	0.80	2.5
$0.5 < T_s \leq 1$	0.45	0.2	1.0
$1 < T_s \leq 1.5$	0.45	0.3	1.0
$1.5 < T_s \leq 2$	0.50	1.2	1.0
$2 < T_s \leq 2.5$	0.50	1.8	1.0
$2.5 < T_s \leq 3$	0.55	3.0	1.0
$3 < T_s \leq 4$	0.50	4.0	1.0

El coeficiente de aceleración del terreno a_o , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k (cociente entre desplazamientos máximos del suelo y la estructura) y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral se determinarán en función del periodo dominante del sitio T_s , usando las ecs 2.3 a 2.7. La fig 2.28 muestra los espectros elásticos de diseño para distintos periodos dominantes de sitio.

$$a_o = \begin{cases} 0.1 & \text{si } T_s \leq 0.5 \text{ s} \\ 0.1 + 0.2(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.3; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.3)$$

$$c = \begin{cases} 0.32 & \text{si } T_s \leq 0.5 \text{ s} \\ 0.32 + 1.28(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.6; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.6 - 0.8(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.8; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.4)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 & T_s < 0.5s \\ 0.2 + 1.04(T_s - 0.5) & 0.5 < T_s < 1.75s \\ 1.5 & T_s > 1.75s \end{cases} \quad (2.5)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35 & T_s < 1s \\ 1.35 + 0.78(T_s - 1) & 1 < T_s < 3.75s \\ 3.5 & T_s > 3.75s \end{cases} \quad (2.6)$$

$$k = \begin{cases} 1 & T_s \leq 1s \\ 1 - 0.87(T_s - 1) & 0.5 < T_s \leq 1.75s \\ 0.35 & T_s > 1.75s \end{cases} \quad (2.7)$$

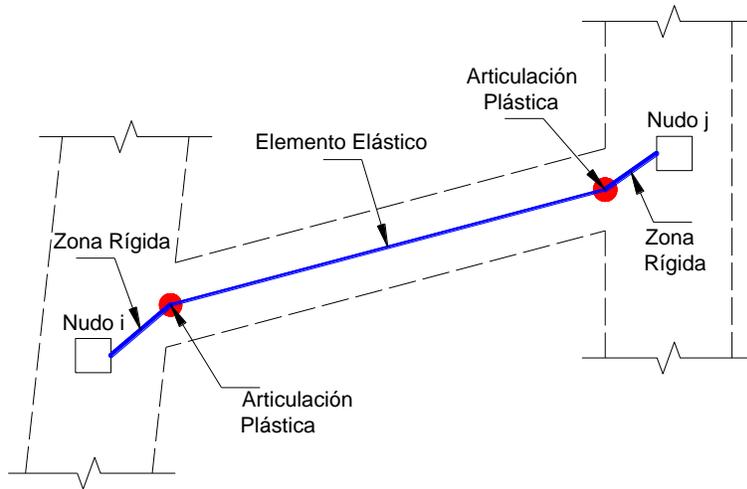


Figura 2.1 Articulaciones plásticas a desarrollar en una viga de concreto reforzado

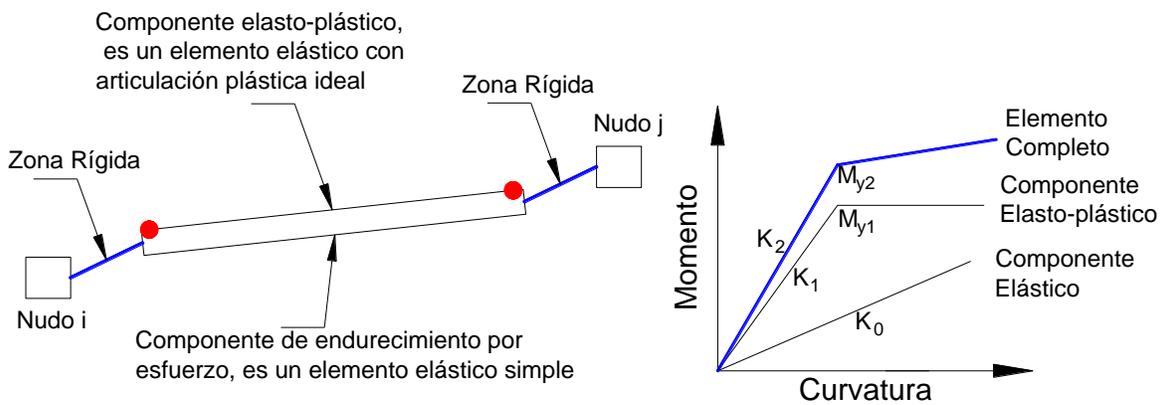


Figura 2.2 Comportamiento $M-\Phi$ idealizado de un elemento de concreto reforzado

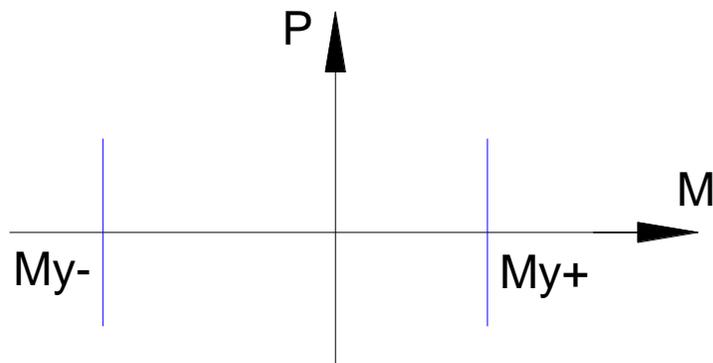


Figura 2.3 Superficie de resistencia del elemento viga

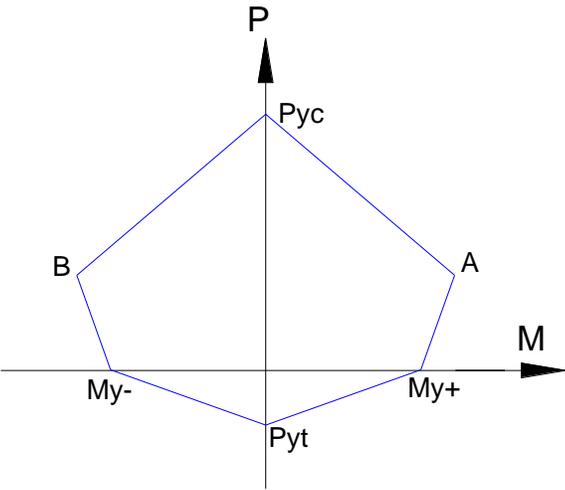


Figura 2.4 Superficie de resistencia del elemento columna

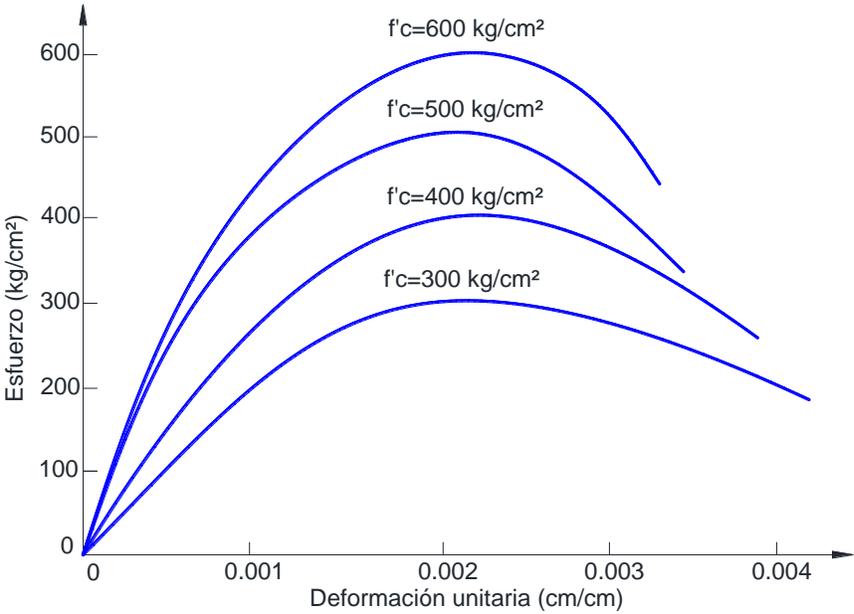


Figura 2.5 Curva esfuerzo-deformación unitaria de concretos de alta resistencia

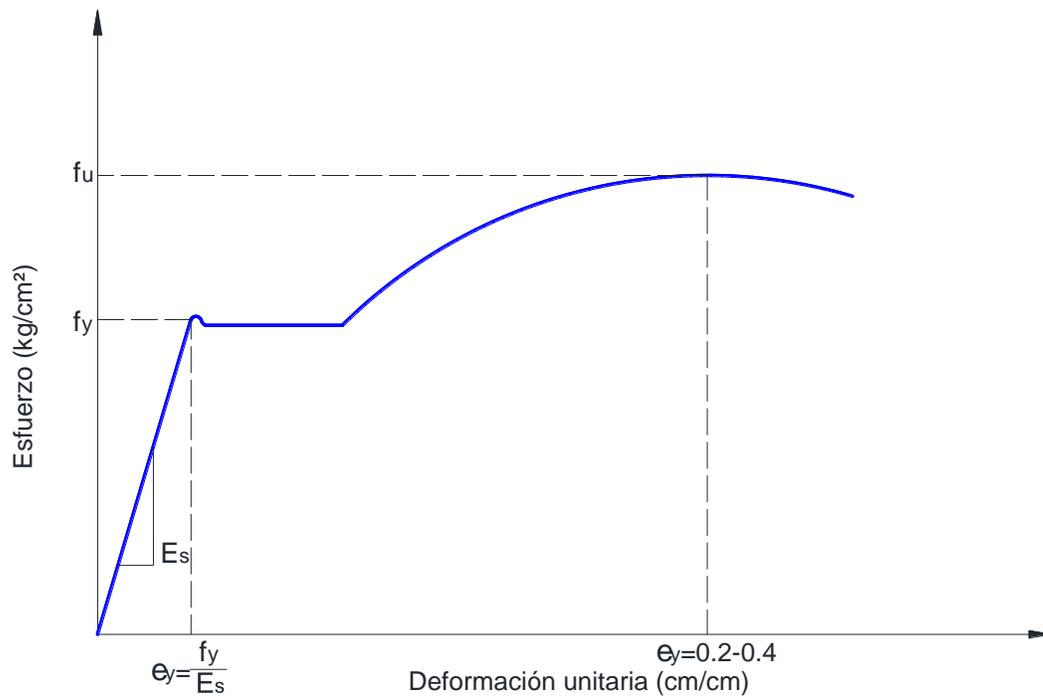


Figura 2.6 Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo

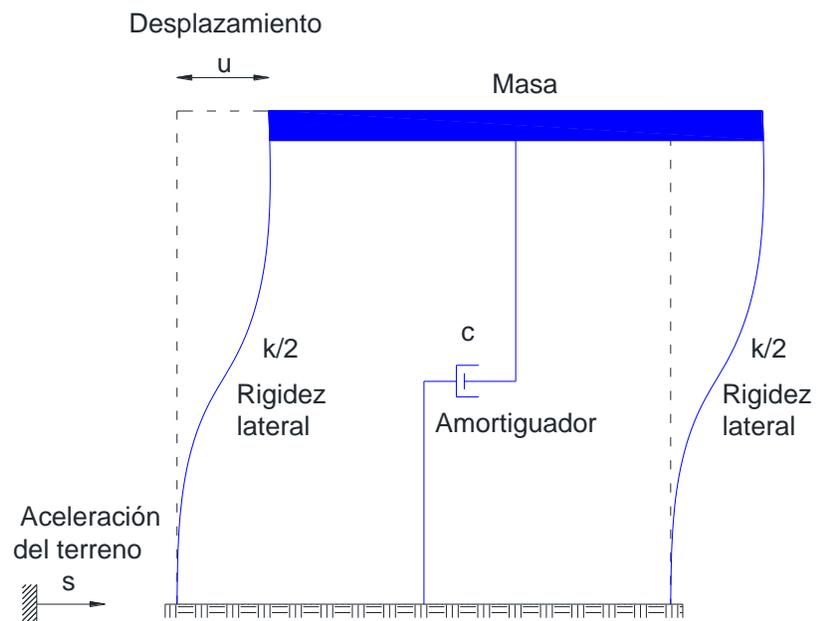


Figura 2.7 Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso

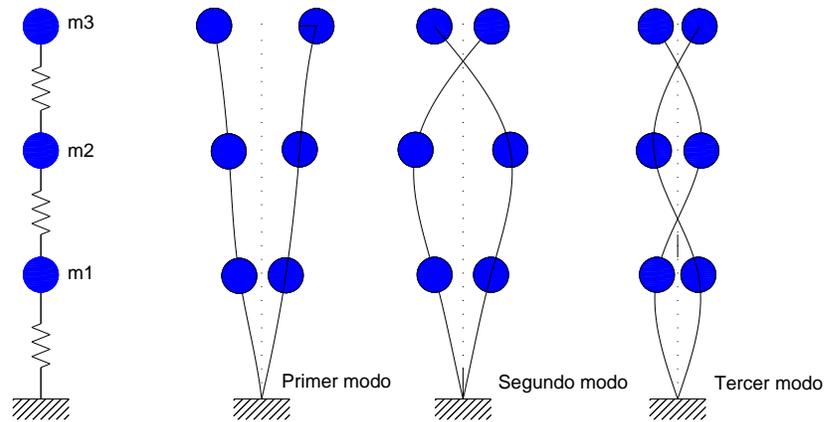


Figura 2.8 Idealización de un sistema de tres grados de libertad y sus modos de vibración

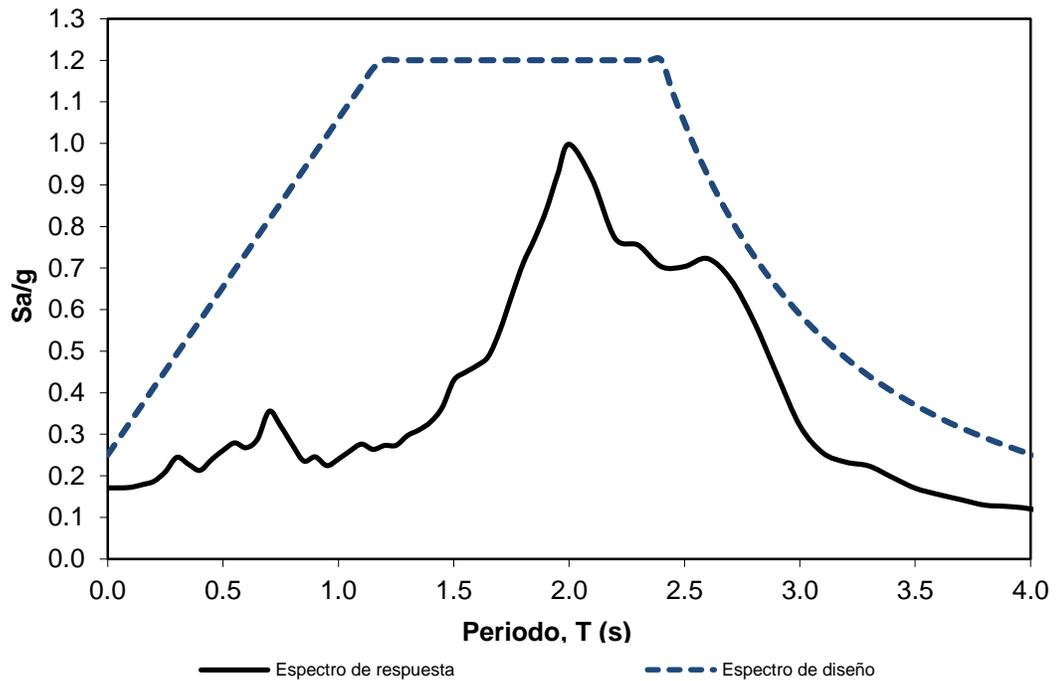


Figura 2.9 Espectro de diseño, sin reducir, de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del 2004 para un suelo con $T_s=2$ segundos y espectro de respuesta elástica del acelerograma STC-85-EW

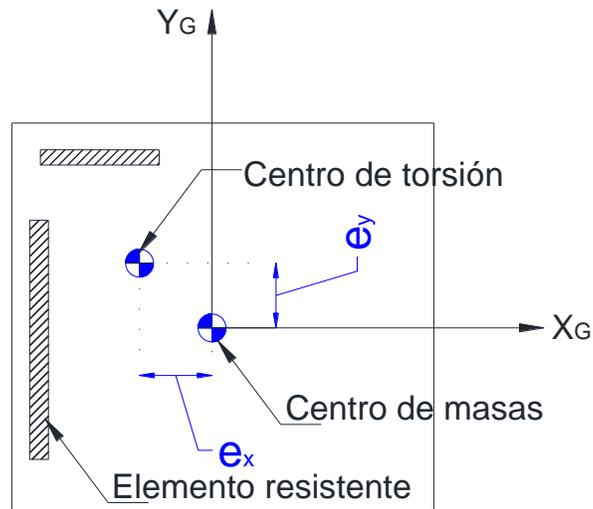


Figura 2.10 Vista en planta de la posición de los centros de masa y de torsión

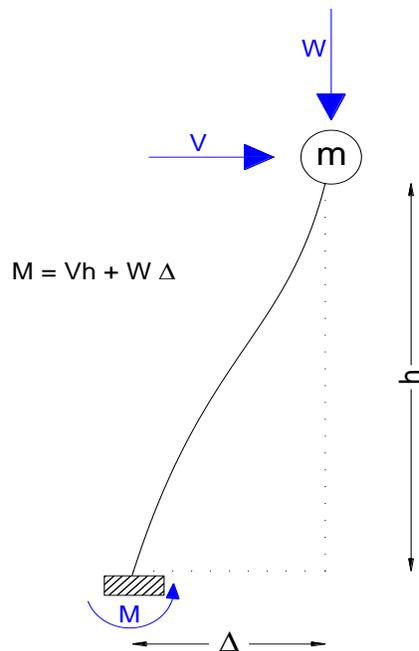


Figura 2.11 Efectos de segundo orden en un sistema de un grado de libertad

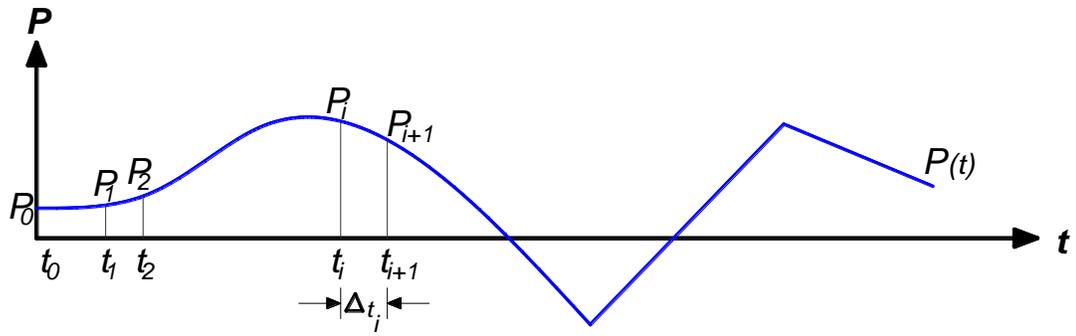


Figura 2.12 Intervalos de tiempo en función de la excitación

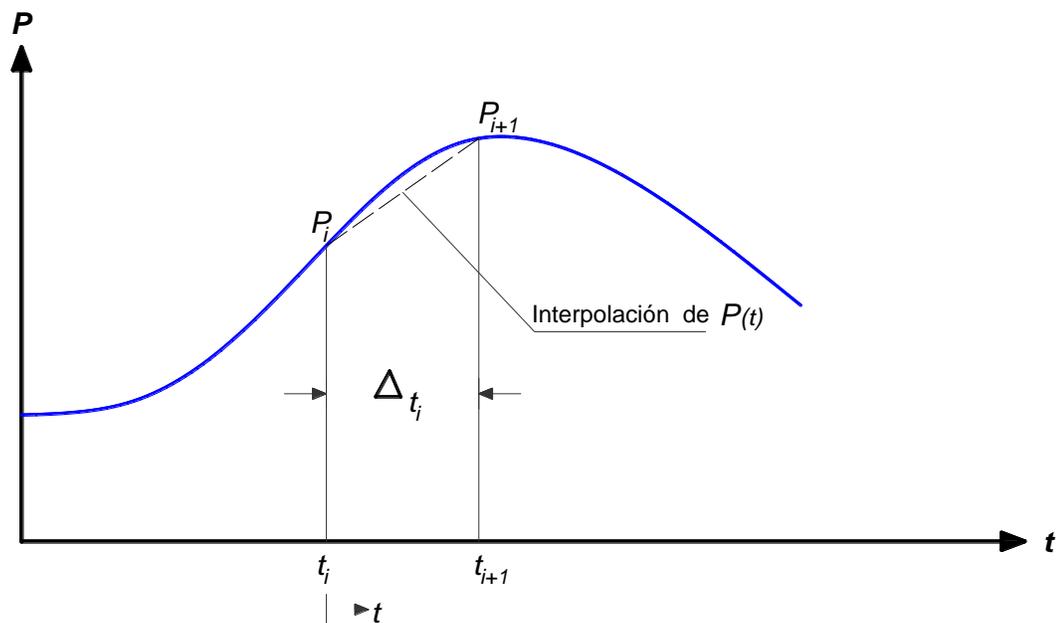


Figura 2.13 Detalles de la interpolación de la excitación en cada intervalo de tiempo

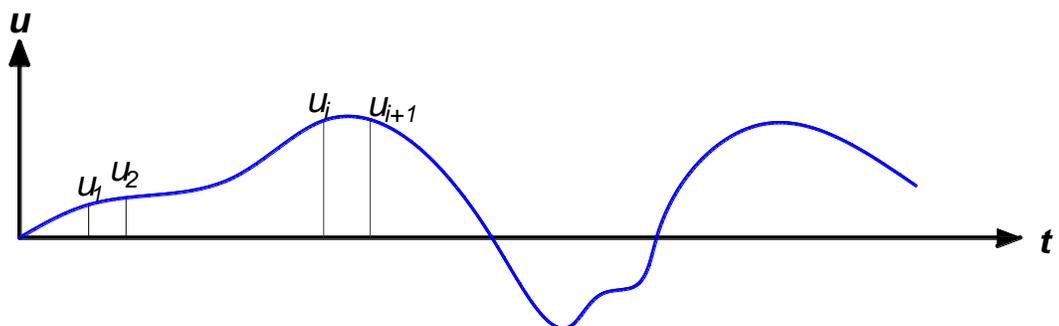


Figura 2.14 Intervalos de tiempo en función de la respuesta

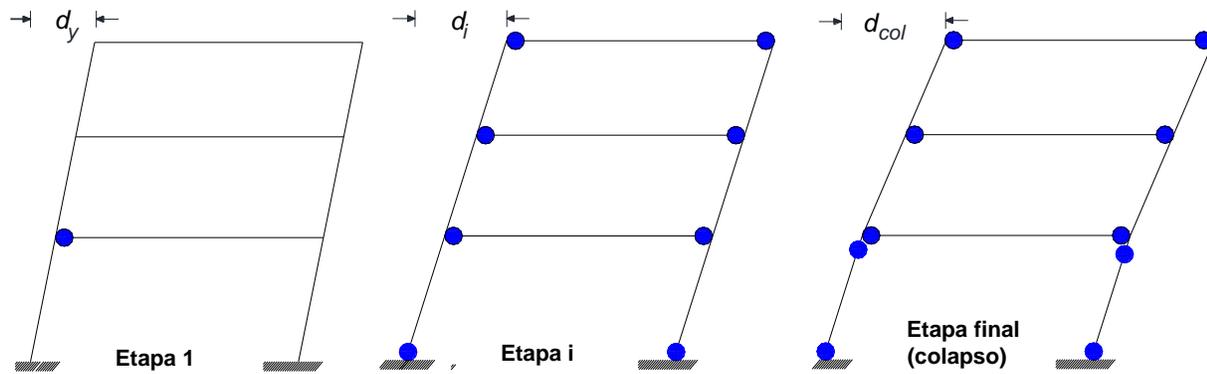


Figura 2.15 Secuencia de formación de articulaciones plásticas y capacidad de desplazamiento lateral, análisis estático no-lineal tipo *Push-over*

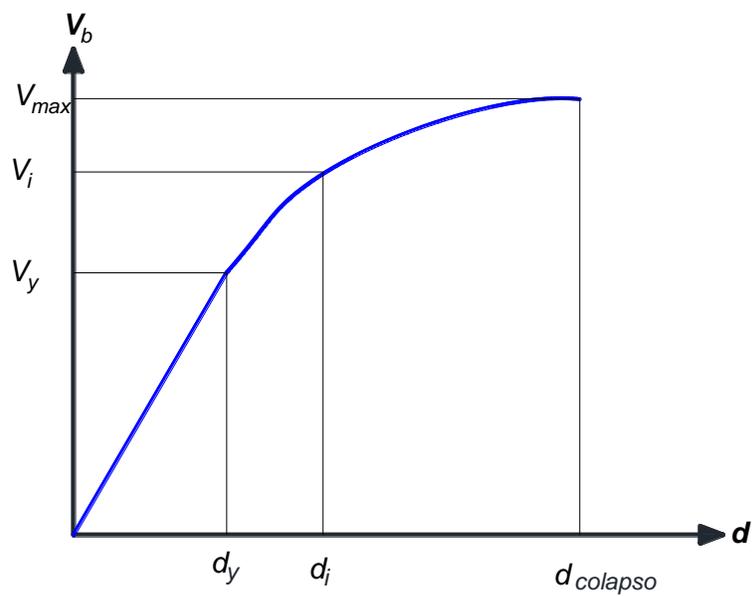


Figura 2.16 Resultado del análisis estático no-lineal tipo *Push-over*

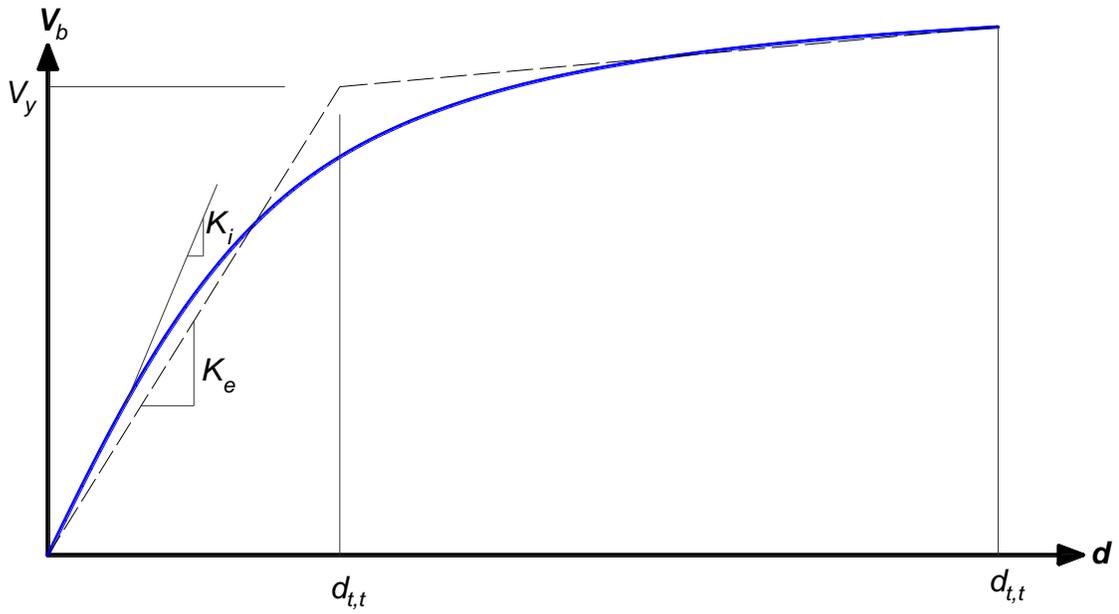


Figura 2.17 Conceptos de la fuerza cortante de fluencia, rigidez efectiva y rigidez de post-fluencia

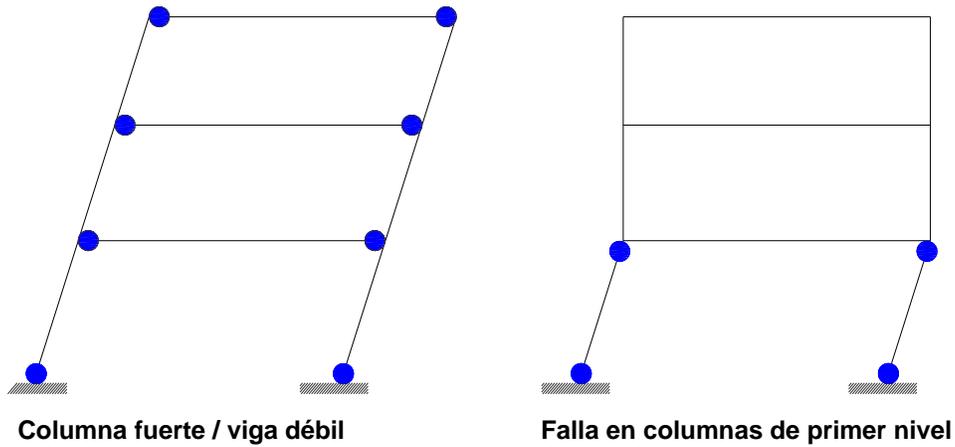


Figura 2.18 Probables mecanismos de falla por desarrollar en una estructura

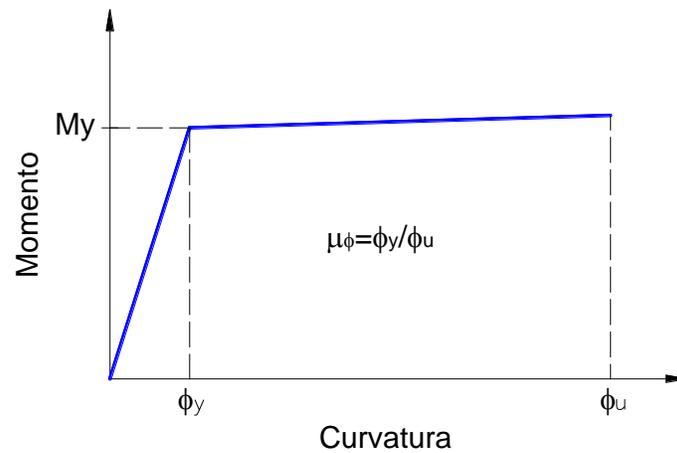


Figura 2.19 Relación momento flexionante-curvatura y concepto de la ductilidad de curvatura

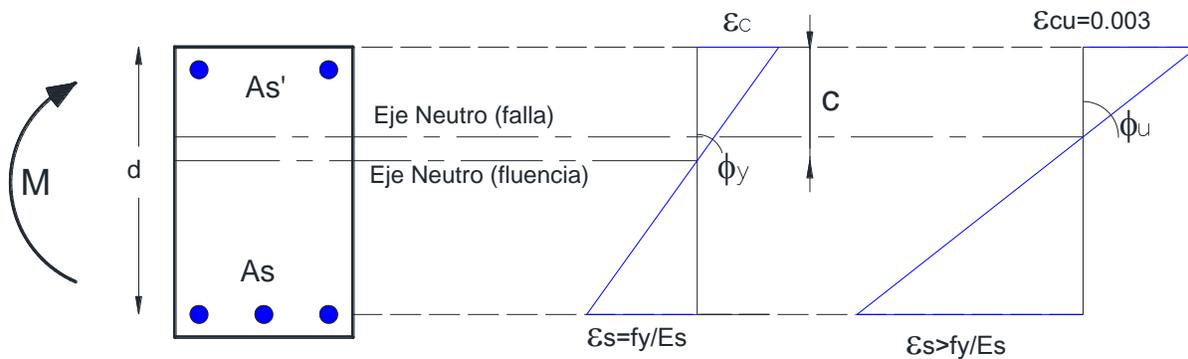


Figura 2.20 Desarrollo de la curvatura al inicio de la fluencia del acero de refuerzo de tensión y en el instante de la falla por aplastamiento del concreto a compresión de una viga bajo la acción del momento flexionante

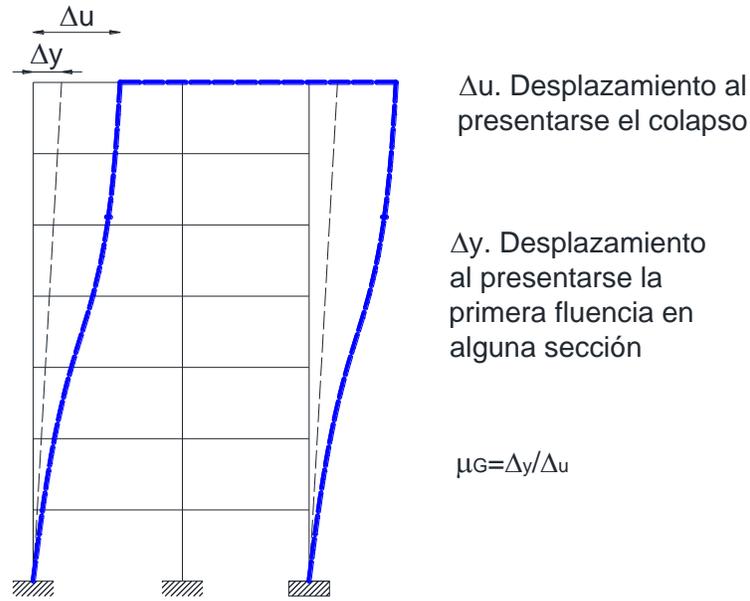


Figura 2.21 Concepto de la ductilidad global

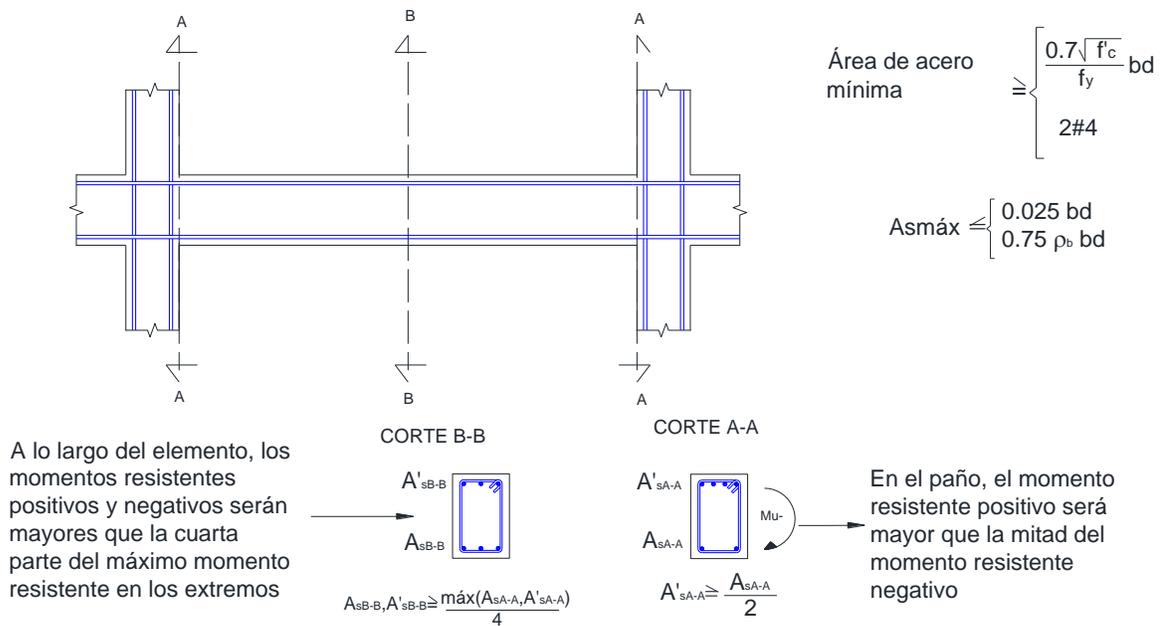


Figura 2.22 Requisitos del refuerzo longitudinal para vigas de marcos dúctiles

Capítulo 2
Criterios de análisis y diseño

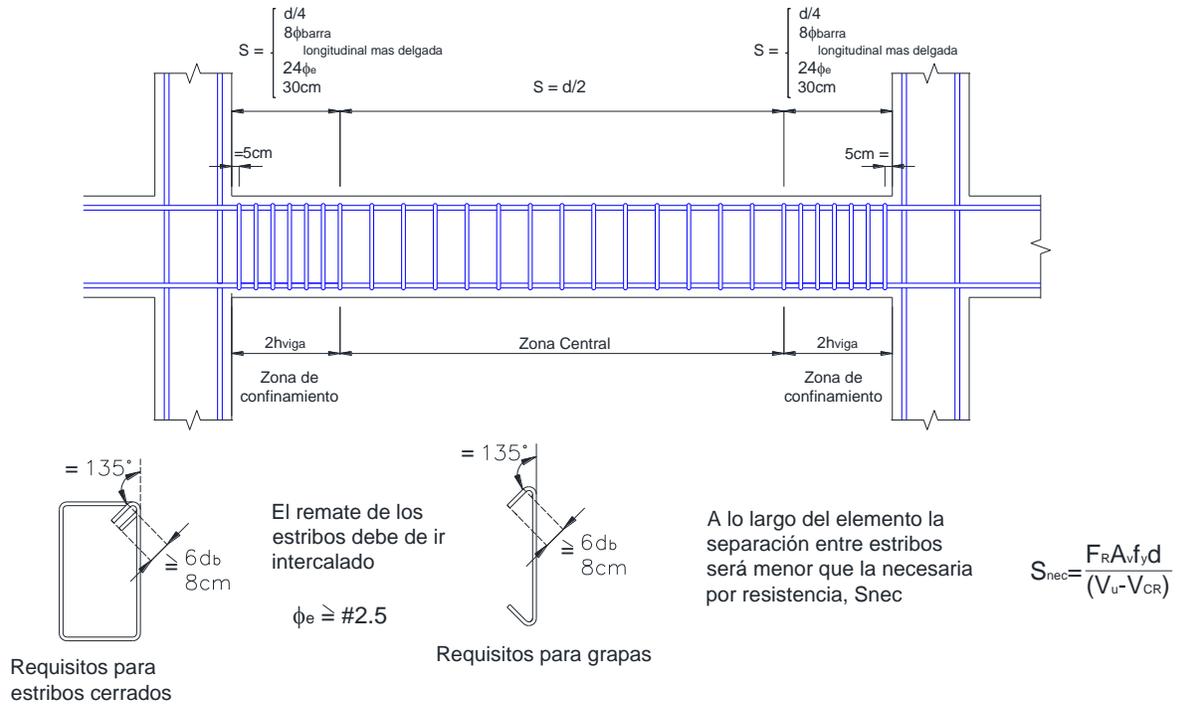


Figura 2.23 Requisitos del refuerzo transversal para vigas de marcos dúctiles

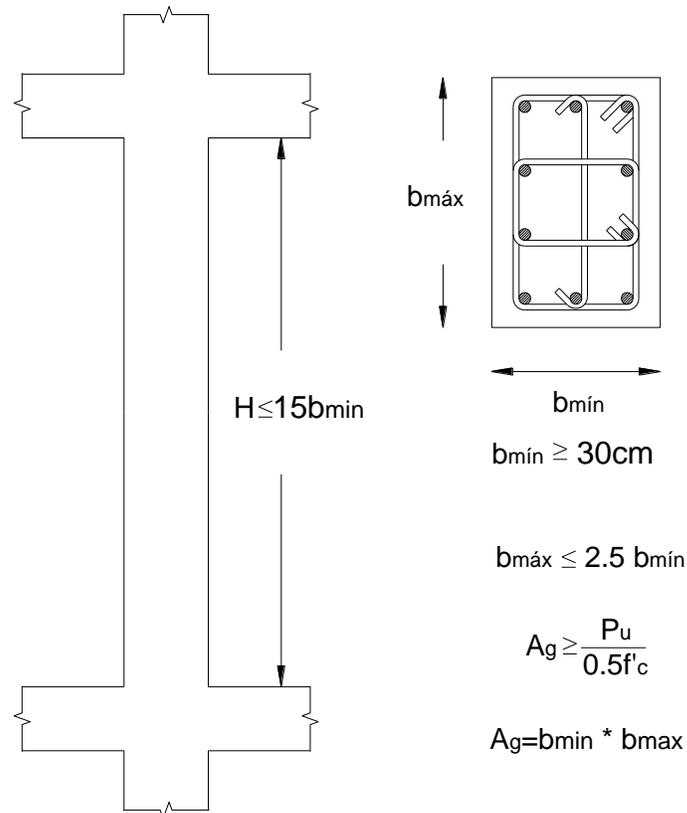


Figura 2.24 Requisitos geométricos para columnas de marcos dúctiles

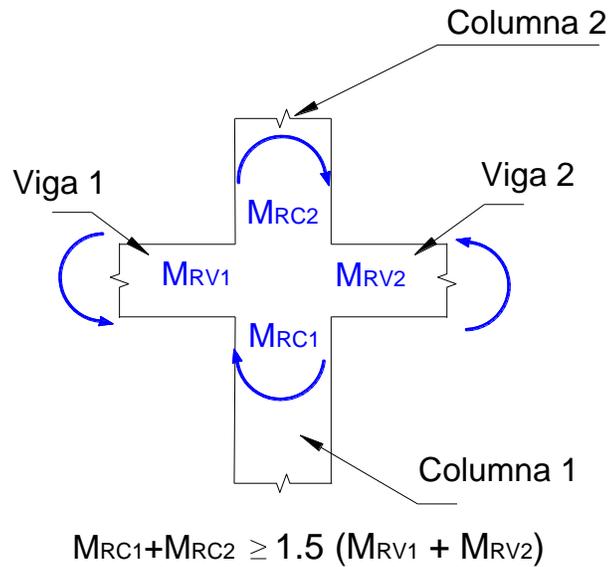


Figura 2.25 Resistencia mínima a flexión para columnas de marcos dúctiles

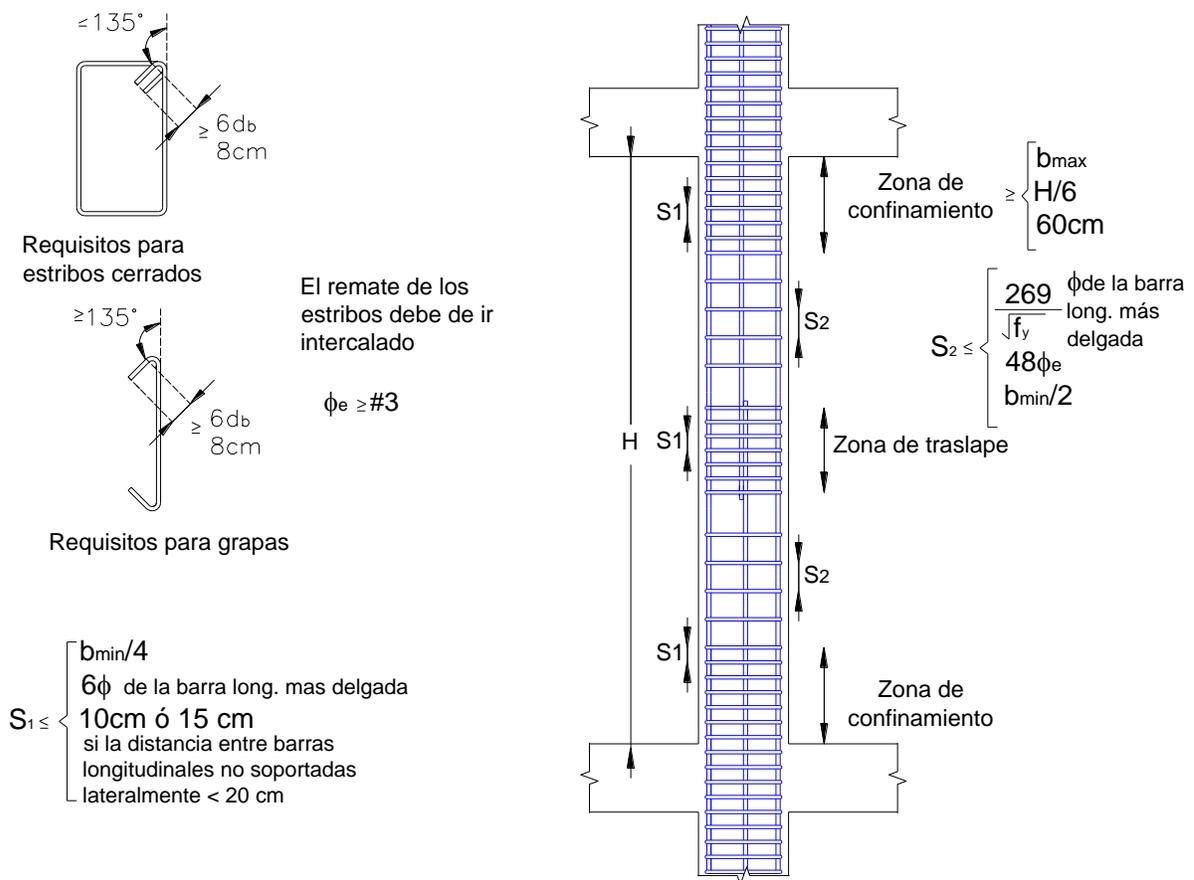


Figura 2.26 Requisitos de refuerzo transversal en columnas de marcos dúctiles

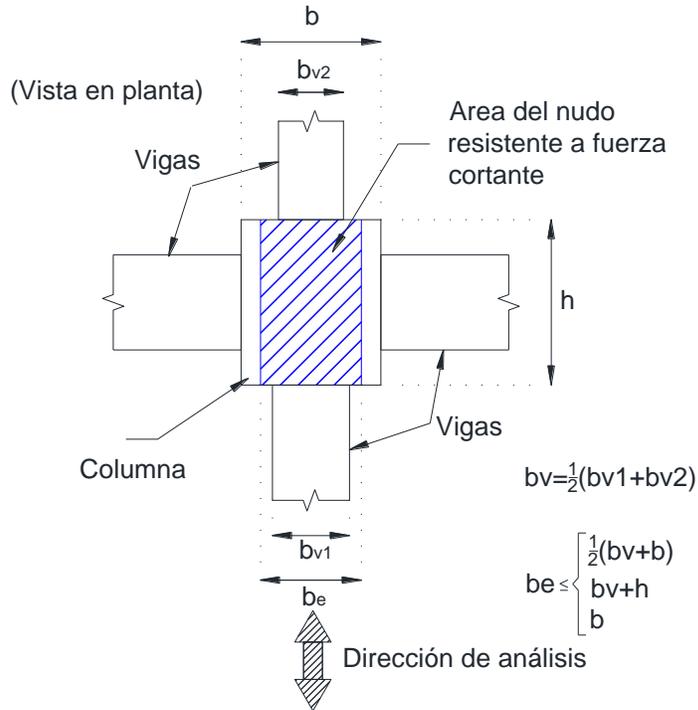


Figura 2.27 Área resistente a cortante en nudos de marcos dúctiles

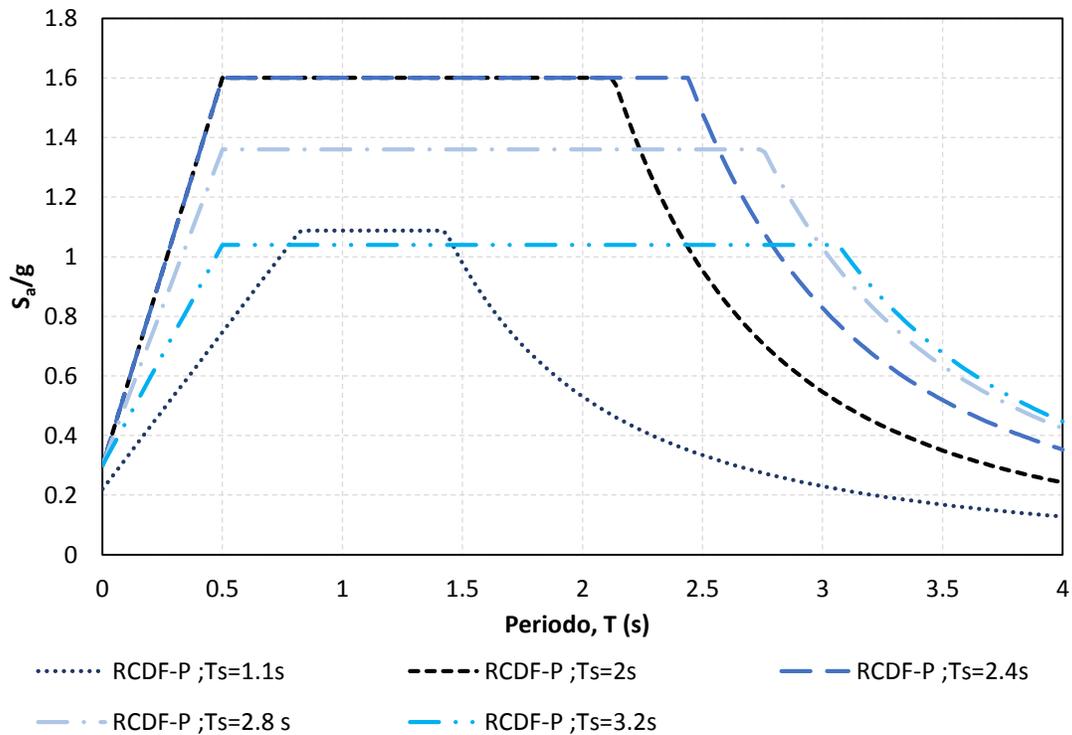


Figura 2.28 Espectros elásticos de diseño para distintos periodos dominantes de sitio, según la propuesta de las NTC-Sismo del nuevo RCDF (en etapa de revisión)

Capítulo 3

Cálculo de respuestas elásticas y diseños

3.1 Consideraciones generales

Se analizaron elásticamente un total de ocho estructuras: cuatro de ellas de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, mientras que las otras estructuras fueron analizadas tomando en cuenta la propuesta en revisión del RCDF.

El dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos estructurales hizo con base en los análisis dinámicos modales, a partir de varios tanteos, hasta que las estructuras cumplieran con los requisitos de distorsiones máximas permisibles que especifica el reglamento, desde el punto de vista de las condiciones de servicio y colapso.

Para diferenciar el uso del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y las NTC-Sismo de la propuesta en revisión del RCDF, se hará referencia a dos casos:

- **AA-04** (Apéndice A, NTC-S, RCDF-04)
- **RCDF-P** (NTC-S, propuesta en revisión del RCDF)

Para ambos casos, las distorsiones máximas permisibles en condición de servicio es de 0.004 (elementos no estructurales desligados), diseños con $Q= 2$ y 4 . La distorsión máxima permisible de la condición de colapso fue 0.015 para $Q= 2$ y 0.030 para $Q= 4$.

Todas las estructuras se localizan desplantadas en un suelo tipo compresible, con un periodo dominante de vibración de $T_S = 2$ s; los espectros de diseño se muestran a continuación.

3.1.1 Espectros de diseño

3.1.1.1 Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y Propuesta en revisión del RCDF

Los espectros de diseño sin reducir y reducidos ($Q=2$ y 4) del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y de las NTC-Sismo del RCDF-P (propuesta en etapa de revisión), para un periodo $T_S = 2$ s, se muestran en las figs 3.1 a 3.3; en estas mismas figuras se presentan los correspondientes espectros de respuesta del registro SCT-EW del sismo de 1985, para fines comparativos. Dichos espectros no están todavía reducidos por el factor de irregularidad, que se tomará en cuenta posteriormente para el análisis y diseño.

3.1.2 Materiales utilizados

3.1.2.1 Concreto

- Resistencia nominal a compresión

$$f'_c = 550 \frac{kg}{cm^2}$$

(alta resistencia)

- Módulo de elasticidad

$$E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 110\,000 = 309,343 \frac{kg}{cm^2}$$

(agregado grueso calizo)

- Peso volumétrico

$$\gamma = 2,400 \frac{kg}{m^3}$$

- Coefficiente de Poisson

$$\nu = 0.2$$

3.1.2.2 Acero de refuerzo

- Resistencia nominal a la tensión

$$f_y = 4,200 \frac{kg}{cm^2}$$

3.1.3 Cargas verticales

Las cargas verticales fueron determinadas con base en las recomendaciones de diseño del RCDF-04 y apoyándose en consideraciones prácticas. Para el caso de las cargas muertas se muestra un análisis detallado en las tablas 3.1 a 3.5.

Para el caso de las cargas vivas, la tabla 3.6 especifica de acuerdo al reglamento, aquellas cargas a utilizar para cada diferente uso del nivel considerado.

El peso propio de la estructura, se consideró en el análisis sumando los pesos de los distintos elementos estructurales, así como del sistema de piso.

3.1.4 Unidades

Se utilizará el sistema internacional, tomando como unidades básicas las siguientes:

- Fuerza: *kgf*
- Longitud: *cm*
- Momento: *kgf-cm*
- Esfuerzo: *kgf/cm²*

(para fines de este trabajo, se representará el kilogramo fuerza como *kg*)

3.2 Proceso de modelación y diseño

Los modelos estructurales tridimensionales que se prepararon, para fines de los análisis estructurales necesarios para el diseño de las cuantías de los aceros de refuerzo, representan las diferentes características geométricas de cada estructura de interés (15 y 25 niveles), en planta y elevación.

Los modelos se desarrollaron a partir de tener un archivo completo de texto con las características e información de cada caso de estructura, a partir del formato del ETABS V6.0; posteriormente, cada modelo fue importado y procesado con el mismo programa de computadora ETABS V9.0.

Para un arreglo determinado de dimensiones de secciones transversales, se verificó que las estructuras cumplieran con los requisitos de distorsiones angulares permisibles, establecidos por las presentes normas, antes de proceder al diseño de las cuantías de los aceros de refuerzo necesarias para proporcionar las resistencias requeridas.

El diseño de los armados se hizo con base en las NTC-Concreto, tomando en cuenta las consideraciones necesarias que se presentan en el apartado de concretos de alta resistencia. Para las estructuras diseñadas con el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, se consideraron los requisitos estrictos de marcos dúctiles.

Capítulo 3

Cálculo de respuestas elásticas y diseños

3.3 Cargas muertas, cargas vivas y pesos por nivel

Los efectos de las cargas muertas y las cargas vivas (uso oficinas) propuestas por el reglamento se adicionaron al peso propio de los diferentes elementos estructurales de los distintos edificios, para fines de obtener los pesos totales por nivel y al final las fuerzas horizontales debidas al sismo en ambas direcciones.

Las tablas 3.7 y 3.8 muestran las cargas gravitacionales totales actuantes en cada sistema de piso de las estructuras de 9 y 25 niveles, respectivamente.

Los pesos totales por nivel de los dos tipos de estructuras, se tienen en las tablas 3.9 a 3.16, donde se desglosan la contribución de las vigas, columnas, muros y sistema de piso.

3.4 Diseño de los elementos estructurales principales

Para el diseño de los aceros de refuerzo de las vigas se desarrolló un programa en MathCad, a partir de los datos de las dimensiones, características de los materiales y magnitud de los elementos mecánicos últimos de diseño actuantes; se obtuvo la cantidad teórica de área de acero longitudinal superior e inferior, y transversal de acuerdo con el procedimiento que especifican las NTC-Concreto del RCDF-04.

El diseño del acero de refuerzo longitudinal, ante los efectos de flexocompresión biaxial, de las columnas fue hecho de manera similar, con la ayuda de un programa desarrollado a partir de los diagramas de interacción que se presentan en las ayudas de diseño disponibles (Ref 5).

Cabe resaltar que para el diseño de todos los elementos de concreto reforzado, debido al uso de concreto de alta resistencia, se siguieron las especificaciones de la sección de concretos de alta resistencia de las NTC-Concreto, las cuales indican que la resistencia de diseño a compresión será igual a $0.8 f'_c$, en lugar de utilizar f''_c .

3.5 Descripción de las estructuras

3.5.1 Edificios de 9 niveles

- Edificio de geometría regular, 9 niveles más planta baja, sótano y nivel de la losa fondo del cajón de cimentación; la fig 3.4 describe una vista tridimensional del modelo estructural del edificio.
- Planta tipo rectangular, con cinco marcos en una dirección y tres en la otra, con un ancho de crujías de 8 m. Dispone de vigas secundarias intermedias a cada 4 m, en ambas direcciones. Un corte de la planta tipo se muestra en la fig 3.5.

- Su uso será combinado: comercios en planta baja, oficinas en niveles superiores, y estacionamiento en el nivel del sótano; se trata de una estructura del Grupo B, por su importancia.
- La altura del entrepiso tipo es de 3.5 m ; el entrepiso PB-N1 es de 7.5 m , de sótano a PB de 3.75 m , y de la losa de fondo al sótano de 3 m . Esto es, se tiene una altura total de 35.5 m ; las figs 3.6 y 3.7 muestran los cortes transversales más representativos de ambas direcciones.
- El sistema de piso de los niveles superiores es con losa maciza de espesor $t=12\text{ cm}$, colada monolíticamente con las trabes principales y secundarias, asumiendo el trabajo como diafragmas rígidos. La losa maciza del nivel del sótano tiene $t=20\text{ cm}$, apoyada sobre la retícula de las contratrabes.
- La cimentación es a base de pilotes de punta conectados a la losa de cimentación de espesor $t=35\text{ cm}$, rigidizada por medio de contratrabes de 30 cm de ancho. El muro de contención perimetral del cajón de cimentación es de $t=40\text{ cm}$.
- El sistema estructural principal fue resuelto con marcos de concreto reforzado, asumiendo dos casos del factor de comportamiento sísmico: $Q=2$, de ductilidad limitada y $Q=4$ con marcos dúctiles. Las columnas son cuadradas y las vigas principales y secundarias rectangulares.
- Los datos de las dimensiones resultantes de los elementos estructurales (vigas y columnas) se muestran en las tablas 3.17 a 3.20 para los casos de diseño con $Q=2$ y 4 , según los diseños con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (vigente), y según las NTC-Sismo de la Propuesta del RCDF (RCDF-P), en etapa de revisión.

3.5.2 Edificios de 25 niveles

- Al igual que el edificio de 9 niveles, se trata de una estructura regular en planta y elevación con plantas cuadradas, 25 niveles más planta baja, sótano y nivel de la losa fondo del cajón de cimentación; la fig 3.8 describe una vista tridimensional del modelo estructural del edificio.
- Planta tipo cuadrada, con cuatro marcos en cada dirección, con un ancho de crujías de 8 m . Dispone de vigas secundarias intermedias a cada 4 m , en ambas direcciones. Un corte de la planta tipo se muestra en la fig 3.9.
- Su uso será combinado: comercios en planta baja, oficinas en niveles superiores, y estacionamiento en el nivel del sótano; se trata de una estructura del Grupo B, por su importancia.

Capítulo 3

Cálculo de respuestas elásticas y diseños

- La altura del entrepiso tipo es de 3.5 m ; el entrepiso PB-N1 es de 4.45 m , de sótano a PB de 3.75 m , y de la losa de fondo al sótano de 3 m . Esto es, se tiene una altura total de 88.45 m , a partir del nivel del terreno; las figs 3.10 y 3.11 muestran los cortes transversales más representativos de ambas direcciones.
- El sistema de piso de los niveles superiores es con losa maciza de espesor $t=12\text{ cm}$, colada monolíticamente con las trabes principales y secundarias, asumiendo el trabajo como diafragmas rígidos. La losa maciza del nivel del sótano tiene $t= 20\text{ cm}$, apoyada sobre la retícula de las contratrabes.
- La cimentación es a base de pilotes de punta conectados a la losa de cimentación de espesor $t= 35\text{ cm}$, rigidizada por medio de contratrabes de 30 cm de ancho. El muro de contención perimetral del cajón de cimentación es de $t= 40\text{ cm}$.
- El sistema estructural principal fue resuelto con marcos de concreto reforzado, asumiendo dos casos del factor de comportamiento sísmico: $Q= 2$, de ductilidad limitada y $Q= 4$ con marcos dúctiles. Las columnas son cuadradas y las vigas principales y secundarias rectangulares.
- Los datos de las dimensiones resultantes de los elementos estructurales (vigas y columnas) se muestran en las tablas 3.21 a 3.24 para los casos de diseño con $Q= 2$ y 4 , según los diseños con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (vigente), y según las NTC-Sismo de la Propuesta del RCDF (RCDF-P), en etapa de revisión.

3.6 Respuestas elásticas y diseño de elementos

En esta sección se muestran los principales resultados de las estructuras de 9 y 25 niveles, después de haber hecho los diseños correspondientes, a saber: periodos de vibración, desplazamientos horizontales máximos, relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, elementos mecánicos últimos, cuantías y armados de los aceros de refuerzo.

Los diseños de las estructuras con el factor de comportamiento sísmico $Q= 4$, fueron hechos tomando en cuenta los requisitos especiales de marcos dúctiles, según las NTC-Concreto del RCDF-04; todos los casos fueron diseñados considerando concretos de alta resistencia.

3.6.1 Estructuras de 9 niveles

3.6.1.1 Periodos de vibración

Las tablas 3.25 a 3.28 muestran los resultados de los periodos de vibración de los tres primeros modos, en cada una de las direcciones (X, Y y θ); la dirección Y es ligeramente más flexible; el segundo modo de traslación atañe a la dirección X y el tercero corresponde a la torsión.

La deformada de los modos fundamentales de vibración se observa de manera gráfica en las figs 3.12 a 3.14, respectivamente.

3.6.1.2 Desplazamientos horizontales máximos

Los desplazamientos laterales máximos de la condición de servicio ya son el resultado de haber multiplicado las respuestas de los análisis sísmicos modales, hechos con el espectro reducido de diseño, por el factor $Q' \frac{R}{7}$; para la condición de colapso, éstas se afectaron por el factor QR . Debido a la simetría que presentan la estructura de 9 niveles, las respuestas en las direcciones “X” y “Y” fueron prácticamente las mismas.

Los desplazamientos horizontales máximos de las condiciones de servicio y de colapso, sismo en ambas direcciones con los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en etapa de revisión, se presentan en las figs 3.15 a 3.22; las respuestas tienden a ser ligeramente mayores en la dirección “Y”, con menor rigidez lateral debido a la presencia de un número menor de marcos.

Los desplazamientos laterales máximos, condición de servicio, no sobrepasan a los 10 y 13 *cm* para las estructuras diseñadas para $Q= 2$ y 4 , respectivamente; para la condición de colapso, este tipo de respuestas tienden a ser menores de 50 y 55 *cm* para $Q= 2$ y 4 , respectivamente.

3.6.1.3 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso

De igual manera que los desplazamientos laterales, la obtención de las distorsiones angulares máximas de entrepiso (*Drifts*) se hizo para las condiciones de servicio y colapso, ante la influencia de los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en etapa de revisión, sismo en ambas direcciones. Las figs 3.23 a 3.30 muestran los resultados correspondientes de cada uno de los casos analizados, haciendo la comparación contra los niveles permisibles de diseño respectivos, a saber: 0.004 para servicio, y 0.015 y 0.030 para colapso de los diseños con $Q= 2$ y 4 , respectivamente. Las respuestas muestran, en general, ligera menor rigidez lateral en la dirección “Y”, similar a lo ya observado anteriormente para los desplazamientos laterales máximos; para $Q= 2$ rige la condición de colapso y para $Q= 4$ tiende a regir la condición de servicio. Las respuestas máximas satisfacen, para fines prácticos, con las distorsiones máximas permisibles que especifican ambos reglamentos.

3.6.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.31 y 3.32 contienen los resultados de fuera cortante de cada entrepiso para el edificio de 9 niveles, ante los efectos de los espectros sísmicos reducidos del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en revisión, diseños para $Q= 2$ y 4 ,

Capítulo 3

Cálculo de respuestas elásticas y diseños

respectivamente. Debido a la forma cuadrada del edificio, son iguales las fuerzas cortantes del sismo en ambas direcciones “X” y “Y”.

3.6.1.5 Elementos mecánicos últimos

En esta sección se presentan los elementos mecánicos de diseño de la combinación de cargas más desfavorable. Solamente se muestran los resultados del eje estructural “C” (dirección corta), que se estudiará con mayor detalle en capítulos posteriores.

La figs 3.33 tiene los resultados de los momentos flexionantes últimos positivo y negativo de cada uno de los extremos de las vigas, así como también la fuerza cortante última actuante. Para columnas, los elementos mecánicos últimos de diseño se encuentran en la fig 3.34.

Un punto importante a atender, es que el incremento de la amplitud de los elementos mecánicos últimos de las estructuras analizadas con el espectro reducido del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y de las NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en revisión, se da de manera sistemática, con resultados de fuerzas y momentos del RCDF-P mayores entre 20% y 30%, respectivamente, lo cual corresponde aproximadamente con las diferencias existentes entre las ordenadas espectrales de los dos espectros de diseño utilizados.

3.6.1.6 Diseño de vigas

La fig 3.35 tiene las áreas teóricas requeridas del refuerzo longitudinal de las vigas del eje C de la estructura de 9 niveles que resultaron de los diseños de acuerdo con las NTC-Concreto; dichas áreas corresponden a la cantidad de acero necesaria para la combinación más desfavorable de momentos flexionantes últimos positivos y negativos actuantes en cada extremo de la viga. Debido a la simetría en esta estructura, del lado izquierdo se presentan los resultados del diseño con $Q=2$ y del lado derecho los correspondientes para $Q=4$.

Las figs 3.36 a 3.39 presentan los tipos de armados resultantes longitudinal (cantidad de acero superior e inferior en número y denominación de varillas) y transversal (separación y tamaño de estribos), para fines de utilizar posteriormente en los análisis no lineales por realizar. La ubicación de cada una de estos tipos de armados se encuentra en las figs 3.45 a 3.48.

Las estructuras diseñadas para el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, presentan en su mayoría armados que corresponden a la exigencia mínima de acero longitudinal; esto es, en el diseño de los estribos rigió la separación máxima permisible ($S_{m\acute{a}x} @ d/4$) necesaria para estructuras de marcos dúctiles.

3.6.1.7 Diseño de columnas

Las columnas del edificio de 9 niveles se diseñaron para la combinación de cargas más desfavorable, con base en lo cual se definieron los elementos mecánicos últimos de flexocompresión biaxial y de fuerza cortante. La cantidad necesaria de área del acero de

refuerzo longitudinal (número de varillas y su calibre) y transversal (separación necesaria y tamaño de estribos) se muestra en la fig 3.40.

Las figs 3.41 a 3.44 presentan los diferentes tipos de armados resultantes de los diseños finales de columnas. La ubicación de cada uno de estos tipos de armados se encuentra representada en las figs 3.45 a 3.48.

Es preciso mencionar que para los diseños con el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, las cuantías de acero longitudinal resultaron ser predominantemente las mínimas requeridas por el reglamento.

Para el caso de estribos, como se mencionó en el capítulo anterior, la cuantía de refuerzo transversal requerida quedó definida por el confinamiento; para el caso de columnas ésta aumentará conforme se incremente la resistencia en el concreto, como se aprecia en las siguientes expresiones, en donde la separación máxima del refuerzo va a disminuir conforme aumente f'_c :

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

$$s \leq \frac{A_{sh}}{0.09 h_c} \frac{f_y}{f'_c}$$

3.6.2 Estructuras de 25 niveles

3.6.2.1 Periodos de vibración

Las tablas 3.29 a 3.32 muestran los resultados de los periodos de vibración de los tres primeros modos de vibrar en cada una de las direcciones; debido a la simetría en ambas direcciones principales, el primer modo es de la misma magnitud que el segundo, ambos de traslación; el tercero corresponde a la torsión.

La deformada de cada uno de los modos fundamentales de vibrar se observa de manera gráfica en las figs 3.49 a 3.51, respectivamente.

3.6.2.2 Desplazamientos horizontales máximos

Los desplazamientos laterales máximos de la condición de servicio ya son el resultado de haber multiplicado las respuestas de los análisis sísmicos modales, hechos con el espectro reducido de diseño, por el factor $Q' \frac{R}{7}$; para la condición de colapso, éstas se afectaron por el factor QR . Debido a la forma cuadrada que presenta la estructura de 25 niveles, las respuestas en las direcciones "X" y "Y" fueron las mismas.

Los desplazamientos horizontales máximos de las condiciones de servicio y de colapso, sismo en ambas direcciones con los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en etapa de revisión, se presentan en las figs 3.52 a 3.55.

Los desplazamientos laterales máximos, condición de servicio, no sobrepasan a los 25 y 31 *cm* para las estructuras diseñadas para $Q= 2$ y 4 , respectivamente; para la condición de colapso, este tipo de respuestas tienden a valores máximos de 120 y 140 *cm* para $Q= 2$ y 4 , respectivamente.

3.6.2.3 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso

De igual manera que los desplazamientos laterales, la obtención de las distorsiones angulares máximas de entrepiso (*Drifts*) se hizo para las condiciones de servicio y colapso, ante la influencia de los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en etapa de revisión, sismo igual para ambas direcciones, debido a la planta cuadrada tipo de los edificios de 25 niveles. Las figs 3.56 a 3.63 muestran los resultados correspondientes de cada uno de los casos analizados, haciendo la comparación contra los niveles permisibles de diseño respectivos, a saber: 0.004 para servicio, y 0.015 y 0.030 para colapso de los diseños con $Q= 2$ y 4 , respectivamente. Para $Q= 2$ rige la condición de colapso y para $Q= 4$ tiende a regir la condición de servicio; este comportamiento es similar al observado para las estructuras de 9 niveles. Las respuestas máximas satisfacen, para fines prácticos, con las distorsiones máximas permisibles que especifican ambos reglamentos.

3.6.2.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.64 y 3.65 contienen los resultados de fuera cortante de cada entrepiso para el edificio de 25 niveles, después de hacer el análisis con los espectros sísmicos reducidos del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en revisión, diseños para $Q= 2$ y 4 , respectivamente. Debido a la simetría del edificio en ambas direcciones, son prácticamente iguales las fuerzas cortantes del sismo en ambas direcciones “X” y “Y”.

3.6.2.5 Elementos mecánicos últimos

Con base en la misma metodología descrita anteriormente para las estructuras de 9 niveles, en esta sección se presentan los elementos mecánicos de diseño de la combinación de cargas más desfavorable. Solamente se muestran los resultados del eje estructural “C”, que se estudiará con mayor detalle en capítulos posteriores.

La figs 3.66 tiene los resultados de los momentos flexionantes últimos positivo y negativo de cada uno de los extremos, así como también la fuerza cortante última actuante. Para columnas, los elementos mecánicos últimos de diseño se encuentran en la fig 3.67.

Un punto importante a atender, es que el incremento de la amplitud de los elementos mecánicos últimos de las estructuras analizadas con los espectros reducidos del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y de las NTC-Sismo del RCDF-P, se da de manera sistemática, con resultados de fuerzas y momentos mayores entre 20% y 30%, respectivamente, lo cual corresponde aproximadamente con las diferencias existentes entre las ordenadas espectrales de los dos espectros de diseño utilizados.

3.6.2.6 Diseño de vigas

La fig 3.68 tiene las áreas teóricas requeridas del refuerzo longitudinal de las vigas del eje C de la estructura de 25 niveles que resultaron de los diseños de acuerdo con las NTC-Concreto; dichas áreas corresponden a la cantidad de acero necesaria para la combinación más desfavorable de momentos flexionantes últimos positivos y negativos actuantes en cada extremo de la viga. Debido a la simetría en esta estructura, del lado izquierdo se presentan los resultados del diseño con $Q=2$ y del lado derecho los correspondientes para $Q=4$.

Las figs 3.69 a 3.72 presentan los tipos de armados resultantes longitudinal (cantidad de acero superior e inferior en número y denominación de varillas) y transversal (separación y tamaño de estribos), para fines de utilizar posteriormente en los análisis no lineales por realizar. La distribución en elevación de cada una de las secciones y tipos de armados se encuentra en las figs 3.78 a 3.81.

Las estructuras diseñadas para el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, presentan en su mayoría armados que corresponden a la exigencia mínima de acero longitudinal; en el diseño de los estribos rigió, en general, la separación máxima permisible ($s_{m\acute{a}x} @ d/4$) necesaria para estructuras de marcos dúctiles.

3.6.2.7 Diseño de columnas

En el caso de las columnas de las edificaciones de 25 niveles, a diferencia de las de 9 niveles, los diseños fueron regidos muchas veces por la combinación que presentaba una carga axial positiva, es decir, de tensión. Debido a esto, la cuantía de acero longitudinal se incrementó considerablemente en estructuras con factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Para el caso de $Q=4$ no fue dominante esta condición. Las cantidades necesarias de áreas de acero de refuerzo longitudinal y transversal se muestran en la fig 3.73.

Para el caso de estribos, como se mencionó en el capítulo anterior, la cuantía de refuerzo transversal requerida quedó definida por el confinamiento; para el caso de columnas ésta aumentará conforme se incremente la resistencia en el concreto, como se aprecia en las siguientes expresiones, en donde la separación máxima del refuerzo va a disminuir conforme aumente f'_c :

Capítulo 3

Cálculo de respuestas elásticas y diseños

$$s \leq \frac{A_{sh}}{0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) h_c} \frac{f_y}{f_c}$$

$$s \leq \frac{A_{sh}}{0.09 h_c} \frac{f_y}{f_c}$$

La densidad de estribos en las estructuras de 25 niveles aumentó considerablemente, llegando a utilizarse estribos de diámetros poco usuales para poder satisfacer la demanda de resistencia.

Las figs 3.74 a 3.77 presentan las secciones tipificadas de los diseños finales de columnas. En ellas se encuentra la cantidad de acero longitudinal expresada en cantidades y nominación de varillas. La ubicación de cada uno de los tipos de secciones de columnas se encuentra representada en las figs 3.78 a 3.81.

Tabla 3.1 Cargas muertas para azotea, edificios de 9 y 25 niveles

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)	
Losa 12 cm de concreto	0.1*2400	288
Carga adicional por colado en sitio		20
Relleno e impermeabilización		150
Pretiles y equipos		74
Instalaciones y plafones		40
	TOTAL	572

Tabla 3.2 Cargas muertas para planta tipo, edificios de 9 y 25 niveles

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)	
Losa 12 cm de concreto	0.1*2400	288
Carga adicional por colado en sitio		20
Firme de concreto de 3 cm	0.03*2200	66
Carga adicional por firme		20
Instalaciones y Plafones		40
Muros divisorios		115
Loseta		42
	TOTAL	591

Tabla 3.3 Cargas muertas para planta baja, edificios de 9 y 25 niveles

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)	
Losa 12 cm de concreto	0.1*2400	288
Carga adicional por colado en sitio		20
Firme de concreto de 3 cm	0.03*2200	66
Carga adicional por firme		20
Instalaciones y Plafones		40
Muros divisorios		100
Loseta		42
	TOTAL	576

Tabla 3.4 Cargas muertas para sótano, edificios de 9 y 25 niveles

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)	
Losa 20 cm de concreto	0.2*2400	480
Carga adicional por colado en sitio		20
Firme de concreto de 3 cm	0.03*2200	66
Carga adicional por firme		20
	TOTAL	586

Tabla 3.5 Cargas muertas para cimentación, edificios de 9 y 25 niveles

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)	
Losa 35 cm de concreto	0.35*2400	840
Relleno e impermeabilización		100
TOTAL		940

Tabla 3.6 Cargas vivas instantáneas de los edificios de 9 y 25 niveles para el análisis dinámico modal con los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sísmico del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

Nivel	Uso	CV i (kg/m ²)
Planta Tipo	(Oficinas)	180
Azotea	(pendiente menor de 5%)	70
PB	(Comercios y bodegas)	315
Sótano	(estacionamiento)	100

Tabla 3.7 Cargas verticales totales de los sistemas de piso del edificio de 9 niveles para el análisis dinámico modal con los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sísmico del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

NIVEL	Área (m ²)	CM (kg/m ²)	CVi (kg/m ²)	CM+CVi (kg/m ²)
9	768	572	70	642
8	768	591	180	771
7	768	591	180	771
6	768	591	180	771
5	768	591	180	771
4	768	591	180	771
3	768	591	180	771
2	768	591	180	771
1	768	591	180	771
PB	768	576	315	891
SOT	768	826	100	926
CIM	768	940	0	940

Tabla 3.8 Cargas verticales totales de los sistemas de piso del edificio de 25 niveles para el análisis dinámico modal con los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sísmico del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

NIVEL	Área (m ²)	CM (kg/m ²)	CVi (kg/m ²)	CM+CVi (kg/m ²)
25	576	572	70	642
24	576	591	180	771
23	576	591	180	771
22	576	591	180	771
21	576	591	180	771
20	576	591	180	771
19	576	591	180	771
18	576	591	180	771
17	576	591	180	771
16	576	591	180	771
15	576	591	180	771
14	576	591	180	771
13	576	591	180	771
12	576	591	180	771
11	576	591	180	771
10	576	591	180	771
9	576	591	180	771
8	576	591	180	771
7	576	591	180	771
6	576	591	180	771
5	576	591	180	771
4	576	591	180	771
3	576	591	180	771
2	576	591	180	771
1	576	591	180	771
PB	576	576	315	891
SOT	576	826	100	926
CIM	576	940	0	940

Tabla 3.9 Pesos por nivel, edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño (Q= 2) del Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo, RCDF-04

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)					Peso/Área (t/m ²)
		Sistema de piso	Vigas	Columnas	Muros	Total	
9	768	493.1	211.4	28.4	0.0	732.8	0.954
8	768	592.1	211.4	56.8	0.0	860.3	1.120
7	768	592.1	211.4	56.8	0.0	860.3	1.120
6	768	592.1	219.1	66.2	0.0	877.4	1.142
5	768	592.1	219.1	75.6	0.0	886.8	1.155
4	768	592.1	237.0	80.8	0.0	909.9	1.185
3	768	592.1	237.0	86.0	0.0	915.1	1.192
2	768	592.1	237.0	86.0	0.0	915.1	1.192
1	768	592.1	253.4	151.9	0.0	997.4	1.299
PB	768	684.3	253.4	155.5	143.1	1236.3	1.610
SOT	768	711.2	87.0	93.3	476.4	1367.9	1.781
CIM	768	721.9	0.0	46.7	333.3	1101.9	1.435
SUMA	9216	7347.5	2376.9	984.0	952.9	11661.1	15.18

Tabla 3.10 Pesos por nivel, edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño (Q= 2) del Apéndice A ($T_s= 2$ s) del RCDF-P

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)					Peso/Área (t/m ²)
		Sistema de piso	Vigas	Columnas	Muros	Total	
9	768	493.1	220.0	32.9	0.0	746.0	0.971
8	768	592.1	220.0	65.9	0.0	878.0	1.143
7	768	592.1	220.0	65.9	0.0	878.0	1.143
6	768	592.1	227.6	75.9	0.0	895.6	1.166
5	768	592.1	227.6	86.0	0.0	905.7	1.179
4	768	592.1	244.1	97.4	0.0	933.7	1.216
3	768	592.1	244.1	108.9	0.0	945.1	1.231
2	768	592.1	244.1	108.9	0.0	945.1	1.231
1	768	592.1	260.1	188.8	0.0	1041.1	1.356
PB	768	684.3	260.1	192.0	141.1	1277.5	1.663
SOT	768	711.2	87.0	115.2	469.7	1383.1	1.801
CIM	768	721.9	0.0	57.6	328.6	1108.1	1.443
SUMA	9216	7347.5	2454.8	1195.4	939.5	11937.1	15.54

Tabla 3.11 Pesos por nivel, edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=4$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo, RCDF-04

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)					Peso/Área (t/m ²)
		Sistema de piso	Vigas	Columnas	Muros	Total	
9	768	493.1	186.1	24.2	0.0	703.3	0.916
8	768	592.1	186.1	48.4	0.0	826.6	1.076
7	768	592.1	186.1	48.4	0.0	826.6	1.076
6	768	592.1	193.6	52.6	0.0	838.3	1.092
5	768	592.1	193.6	56.8	0.0	842.5	1.097
4	768	592.1	201.0	61.3	0.0	854.5	1.113
3	768	592.1	201.0	65.9	0.0	859.0	1.118
2	768	592.1	201.0	65.9	0.0	859.0	1.118
1	768	592.1	237.0	125.1	0.0	954.2	1.242
PB	768	684.3	237.0	138.2	181.4	1240.9	1.616
SOT	768	711.2	87.0	82.9	519.4	1400.5	1.824
CIM	768	721.9	0.0	36.9	338.0	1096.8	1.428
SUMA	9216	7347.5	2109.3	806.5	1038.9	11302.1	14.72

Tabla 3.12 Pesos por nivel, edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=4$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) del RCDF-P

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)					Peso/Área (t/m ²)
		Sistema de piso	Vigas	Columnas	Muros	Total	
9	768	493.1	193.6	28.4	0.0	715.0	0.931
8	768	592.1	193.6	56.8	0.0	842.5	1.097
7	768	592.1	193.6	56.8	0.0	842.5	1.097
6	768	592.1	201.0	61.3	0.0	854.5	1.113
5	768	592.1	201.0	65.9	0.0	859.0	1.118
4	768	592.1	215.5	75.9	0.0	883.6	1.151
3	768	592.1	215.5	86.0	0.0	893.7	1.164
2	768	592.1	215.5	86.0	0.0	893.7	1.164
1	768	592.1	229.6	159.6	0.0	981.4	1.278
PB	768	684.3	229.6	175.0	178.9	1267.8	1.651
SOT	768	711.2	87.0	105.0	512.2	1415.3	1.843
CIM	768	721.9	0.0	46.7	333.3	1101.9	1.435
SUMA	9216	7347.5	2175.5	1003.3	1024.4	11550.8	15.04

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

Tabla 3.13 Pesos por nivel, edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=2$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo, RCDF-04

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)					Peso/Área (t/m ²)
		Sistema de piso	Vigas	Columnas	Muros	Total	
25	576	369.8	246.0	67.2	0.0	682.9	1.186
24	576	444.1	246.0	134.4	0.0	824.4	1.431
23	576	444.1	246.0	134.4	0.0	824.4	1.431
22	576	444.1	246.0	134.4	0.0	824.4	1.431
21	576	444.1	246.0	134.4	0.0	824.4	1.431
20	576	444.1	252.8	148.5	0.0	845.4	1.468
19	576	444.1	252.8	162.6	0.0	859.5	1.492
18	576	444.1	252.8	162.6	0.0	859.5	1.492
17	576	444.1	252.8	162.6	0.0	859.5	1.492
16	576	444.1	269.1	178.1	0.0	891.3	1.547
15	576	444.1	269.1	193.5	0.0	906.7	1.574
14	576	444.1	269.1	193.5	0.0	906.7	1.574
13	576	444.1	269.1	193.5	0.0	906.7	1.574
12	576	444.1	284.8	210.3	0.0	939.2	1.631
11	576	444.1	284.8	227.1	0.0	956.0	1.660
10	576	444.1	284.8	227.1	0.0	956.0	1.660
9	576	444.1	284.8	227.1	0.0	956.0	1.660
8	576	444.1	300.0	245.3	0.0	989.4	1.718
7	576	444.1	300.0	263.4	0.0	1007.5	1.749
6	576	444.1	300.0	263.4	0.0	1007.5	1.749
5	576	444.1	300.0	263.4	0.0	1007.5	1.749
4	576	444.1	300.0	263.4	0.0	1007.5	1.749
3	576	444.1	300.0	263.4	0.0	1007.5	1.749
2	576	444.1	300.0	263.4	0.0	1007.5	1.749
1	576	444.1	300.0	299.2	0.0	1043.3	1.811
PB	576	513.2	300.0	308.6	213.8	1335.6	2.319
SOT	576	533.4	52.9	254.0	567.4	1407.7	2.444
CIM	576	541.4	0.0	112.9	353.5	1007.9	1.750
SUMA	16128	12616.1	7209.1	5692.1	1134.8	26652.1	46.27103333

Tabla 3.14 Pesos por nivel, edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=2$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) del RCDF-P

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)				Total	Peso/Área (t/m ²)
		Sistema de piso	Vigas	Columnas	Muros		
25	576	369.8	256.0	67.2	0.0	693.0	1.203
24	576	444.1	256.0	134.4	0.0	834.5	1.449
23	576	444.1	256.0	134.4	0.0	834.5	1.449
22	576	444.1	256.0	134.4	0.0	834.5	1.449
21	576	444.1	256.0	134.4	0.0	834.5	1.449
20	576	444.1	272.6	148.5	0.0	865.2	1.502
19	576	444.1	272.6	162.6	0.0	879.4	1.527
18	576	444.1	272.6	162.6	0.0	879.4	1.527
17	576	444.1	272.6	162.6	0.0	879.4	1.527
16	576	444.1	288.7	178.1	0.0	910.8	1.581
15	576	444.1	288.7	193.5	0.0	926.3	1.608
14	576	444.1	288.7	193.5	0.0	926.3	1.608
13	576	444.1	288.7	193.5	0.0	926.3	1.608
12	576	444.1	294.5	210.3	0.0	948.9	1.647
11	576	444.1	294.5	227.1	0.0	965.7	1.677
10	576	444.1	294.5	227.1	0.0	965.7	1.677
9	576	444.1	294.5	227.1	0.0	965.7	1.677
8	576	444.1	309.5	245.3	0.0	998.9	1.734
7	576	444.1	309.5	263.4	0.0	1017.0	1.766
6	576	444.1	309.5	263.4	0.0	1017.0	1.766
5	576	444.1	309.5	263.4	0.0	1017.0	1.766
4	576	444.1	309.5	263.4	0.0	1017.0	1.766
3	576	444.1	309.5	263.4	0.0	1017.0	1.766
2	576	444.1	309.5	263.4	0.0	1017.0	1.766
1	576	444.1	309.5	299.2	0.0	1052.8	1.828
PB	576	513.2	309.5	308.6	213.8	1345.1	2.335
SOT	576	533.4	52.9	254.0	567.4	1407.7	2.444
CIM	576	541.4	0.0	112.9	353.5	1007.9	1.750
SUMA	16128	12616.1	7541.5	5692.1	1134.8	26984.5	46.848

Tabla 3.15 Pesos por nivel, edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=4$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo, RCDF-04

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)					Peso/Área (t/m ²)
		Sistema de piso	Vigas	Columnas	Muros	Total	
25	576	369.8	172.1	43.0	0.0	584.9	1.015
24	576	444.1	172.1	86.0	0.0	702.2	1.219
23	576	444.1	172.1	86.0	0.0	702.2	1.219
22	576	444.1	172.1	86.0	0.0	702.2	1.219
21	576	444.1	172.1	86.0	0.0	702.2	1.219
20	576	444.1	202.4	97.4	0.0	744.0	1.292
19	576	444.1	202.4	108.9	0.0	755.4	1.311
18	576	444.1	202.4	108.9	0.0	755.4	1.311
17	576	444.1	202.4	108.9	0.0	755.4	1.311
16	576	444.1	218.1	121.6	0.0	783.8	1.361
15	576	444.1	218.1	134.4	0.0	796.6	1.383
14	576	444.1	218.1	134.4	0.0	796.6	1.383
13	576	444.1	218.1	134.4	0.0	796.6	1.383
12	576	444.1	224.3	148.5	0.0	816.9	1.418
11	576	444.1	224.3	162.6	0.0	831.1	1.443
10	576	444.1	224.3	162.6	0.0	831.1	1.443
9	576	444.1	224.3	162.6	0.0	831.1	1.443
8	576	444.1	230.3	178.1	0.0	852.5	1.480
7	576	444.1	230.3	193.5	0.0	867.9	1.507
6	576	444.1	230.3	193.5	0.0	867.9	1.507
5	576	444.1	230.3	193.5	0.0	867.9	1.507
4	576	444.1	263.7	219.2	0.0	927.1	1.610
3	576	444.1	263.7	244.9	0.0	952.8	1.654
2	576	444.1	263.7	244.9	0.0	952.8	1.654
1	576	444.1	263.7	278.2	0.0	986.0	1.712
PB	576	513.2	263.7	286.9	215.5	1279.4	2.221
SOT	576	533.4	53.1	236.2	571.7	1394.3	2.421
CIM	576	541.4	0.0	105.0	356.2	1002.6	1.741
SUMA	16128	12616.1	5733.1	4346.4	1143.4	23839	41.38718333

Tabla 3.16 Pesos por nivel, edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=4$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) del RCDF-P

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)				Total	Peso/Área (t/m ²)
		Sistema de piso	Vigas	Columnas	Muros		
25	576	369.8	218.4	54.4	0.0	642.6	1.116
24	576	444.1	218.4	108.9	0.0	771.4	1.339
23	576	444.1	218.4	108.9	0.0	771.4	1.339
22	576	444.1	218.4	108.9	0.0	771.4	1.339
21	576	444.1	218.4	108.9	0.0	771.4	1.339
20	576	444.1	246.0	121.6	0.0	811.7	1.409
19	576	444.1	246.0	134.4	0.0	824.4	1.431
18	576	444.1	246.0	134.4	0.0	824.4	1.431
17	576	444.1	246.0	134.4	0.0	824.4	1.431
16	576	444.1	252.8	148.5	0.0	845.4	1.468
15	576	444.1	252.8	162.6	0.0	859.5	1.492
14	576	444.1	252.8	162.6	0.0	859.5	1.492
13	576	444.1	252.8	162.6	0.0	859.5	1.492
12	576	444.1	259.3	178.1	0.0	881.5	1.530
11	576	444.1	259.3	193.5	0.0	896.9	1.557
10	576	444.1	259.3	193.5	0.0	896.9	1.557
9	576	444.1	259.3	193.5	0.0	896.9	1.557
8	576	444.1	265.5	210.3	0.0	920.0	1.597
7	576	444.1	265.5	227.1	0.0	936.8	1.626
6	576	444.1	265.5	227.1	0.0	936.8	1.626
5	576	444.1	265.5	227.1	0.0	936.8	1.626
4	576	444.1	273.3	236.0	0.0	953.5	1.655
3	576	444.1	273.3	244.9	0.0	962.4	1.671
2	576	444.1	273.3	244.9	0.0	962.4	1.671
1	576	444.1	273.3	278.2	0.0	995.6	1.728
PB	576	513.2	273.3	286.9	215.5	1288.9	2.238
SOT	576	533.4	53.1	236.2	571.7	1394.3	2.421
CIM	576	541.4	0.0	105.0	356.2	1002.6	1.741
SUMA	16128	12616.1	6605.8	4933.8	1143.4	25299.0	43.922

Tabla 3.17 Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 2$) del Apéndice A ($T_s= 2$ s), NTC-Sismo, RCDF-04

Niveles	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N7 - N9	35 x 65	30 x 60	65 x 65
N5 - N6	35 x 70	30 x 60	75 x 75
N2 - N4	35 x 80	30 x 60	80 x 80
PB - N1	35 x 90	30 x 60	90 x 90

Tabla 3.18 Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 2$) de las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P

Niveles	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N7 - N9	35 x 70	30 x 60	65 x 65
N5 - N6	35 x 75	30 x 60	70 x 70
N2 - N4	35 x 85	30 x 60	80 x 80
PB - N1	35 x 95	30 x 60	90 x 90

Tabla 3.19 Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 4$) del Apéndice A ($T_s= 2$ s), NTC-Sismo, RCDF-04

Niveles	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N7 - N9	30 x 60	30 x 60	60 x 60
N5 - N6	30 x 65	30 x 60	65 x 65
N2 - N4	30 x 70	30 x 60	70 x 70
PB - N1	35 x 80	30 x 60	80 x 80

Tabla 3.20 Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 4$) de las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P

Niveles	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N7 - N9	30 x 65	30 x 60	65 x 65
N5 - N6	30 x 70	30 x 60	70 x 70
N2 - N4	30 x 80	30 x 60	80 x 80
PB - N1	30 x 90	30 x 60	90 x 90

Tabla 3.21 Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 2$) del Apéndice A ($T_s= 2$ s), NTC-Sismo, RCDF-04

Niveles	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N21 - N25	45 x 80	30 x 60	95 x 95
N17 - N20	45 x 90	30 x 60	105 x 105
N13 - N16	50 x 95	30 x 60	115 x 115
N9 - N12	50 x 100	30 x 60	120 x 120
N5 - N8	50 x 105	30 x 60	130 x 130
PB - N4	50 x 110	30 x 60	135 x 135

Tabla 3.22 Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 2$) de las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P

Niveles	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N21 - N25	50 x 100	30 x 60	110 x 110
N17 - N20	50 x 110	30 x 60	120 x 120
N13 - N16	50 x 120	30 x 60	125 x 125
N9 - N12	50 x 125	30 x 60	135 x 135
N5 - N8	50 x 135	30 x 60	145 x 145
PB - N4	50 x 135	30 x 60	145 x 145

Tabla 3.23 Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 4$) del Apéndice A ($T_s= 2$ s), NTC-Sismo, RCDF-04

Niveles	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N21 - N25	40 x 75	30 x 60	80 x 80
N17 - N20	45 x 85	30 x 60	90 x 90
N13 - N16	45 x 90	30 x 60	100 x 100
N9 - N12	45 x 95	30 x 60	110x 110
N5 - N8	45 x 100	30 x 60	120 x 120
PB - N4	50 x 110	30 x 60	135 x 135

Tabla 3.24 Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 4$) de las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P

Niveles	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N21 - N25	50 x 80	30 x 60	90 x 90
N17 - N20	50 x 95	30 x 60	100 x 100
N13 - N16	50 x 100	30 x 60	110x 110
N9 - N12	50 x 105	30 x 60	120 x 120
N5 - N8	50 x 110	30 x 60	130 x 130
PB - N4	50 x 115	30 x 60	135 x 135

Tabla 3.25 Periodos de vibración del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=2$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo, RCDF-04

Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.25
	2	0.45
	3	0.24
Y	1	1.29
	2	0.46
	3	0.25
θ	1	1.04
	2	0.38
	3	0.20

Tabla 3.26 Periodos de vibración del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=2$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) del RCDF-P

Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.11
	2	0.40
	3	0.14
Y	1	1.15
	2	0.41
	3	0.21
θ	1	0.47
	2	0.22
	3	0.14

Tabla 3.27 Periodos de vibración del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=4$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo, RCDF-04

Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.42
	2	0.50
	3	0.27
Y	1	1.46
	2	0.51
	3	0.28
θ	1	1.18
	2	0.41
	3	0.23

Tabla 3.28 Periodos de vibración del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=4$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) del RCDF-P

Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.20
	2	0.44
	3	0.24
Y	1	1.24
	2	0.45
	3	0.24
θ	1	0.99
	2	0.37
	3	0.20

Tabla 3.29 Periodos de vibración del edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=2$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo, RCDF-04

Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.68
	2	0.57
	3	0.32
Y	1	1.68
	2	0.57
	3	0.32
θ	1	0.95
	2	0.38
	3	0.22

Tabla 3.30 Periodos de vibración del edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q=2$) del Apéndice A ($T_s=2$ s) del RCDF-P

Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.60
	2	0.53
	3	0.30
Y	1	1.60
	2	0.53
	3	0.30
θ	1	0.90
	2	0.35
	3	0.21

Tabla 3.31 Periodos de vibración del edificio de 25 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 4$) del Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo, RCDF-04

Dirección	Modo	T (s)
X	1	2.10
	2	0.74
	3	0.44
Y	1	2.10
	2	0.74
	3	0.44
θ	1	1.19
	2	0.47
	3	0.30

Tabla 3.32 Periodos de vibración del edificio de 9 niveles, análisis sísmico dinámico modal con el espectro de diseño ($Q= 4$) del Apéndice A ($T_s= 2$ s) del RCDF-P

Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.89
	2	0.65
	3	0.38
Y	1	1.89
	2	0.65
	3	0.38
θ	1	1.08
	2	0.42
	3	0.26

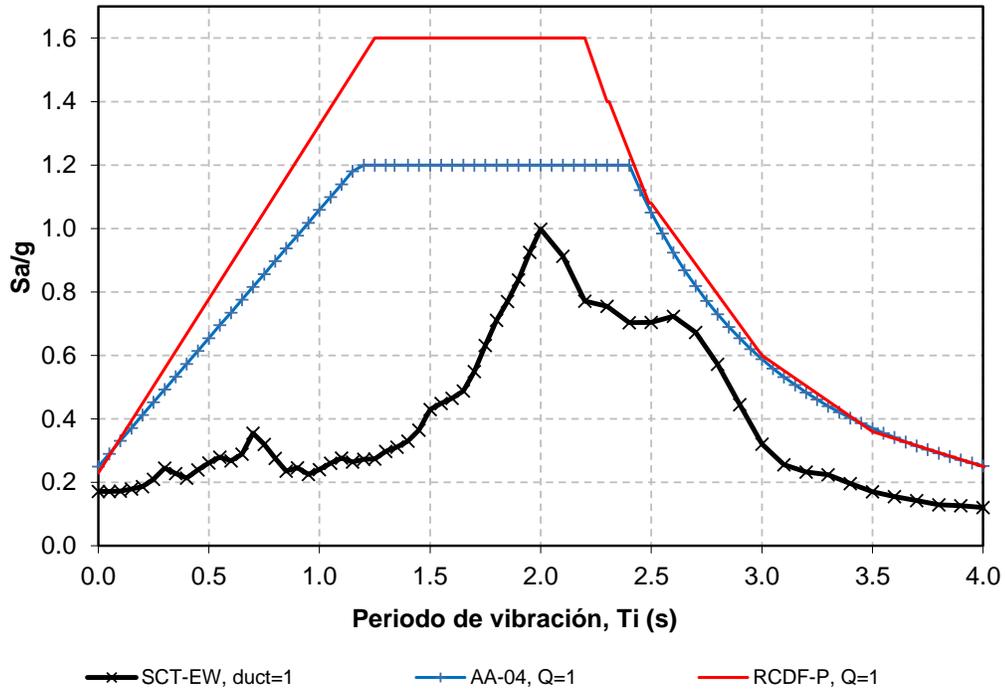


Figura 3.1 Comparación de espectros elásticos de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, y espectro de respuesta elástica del acelerograma SCT-EW del sismo de 1985

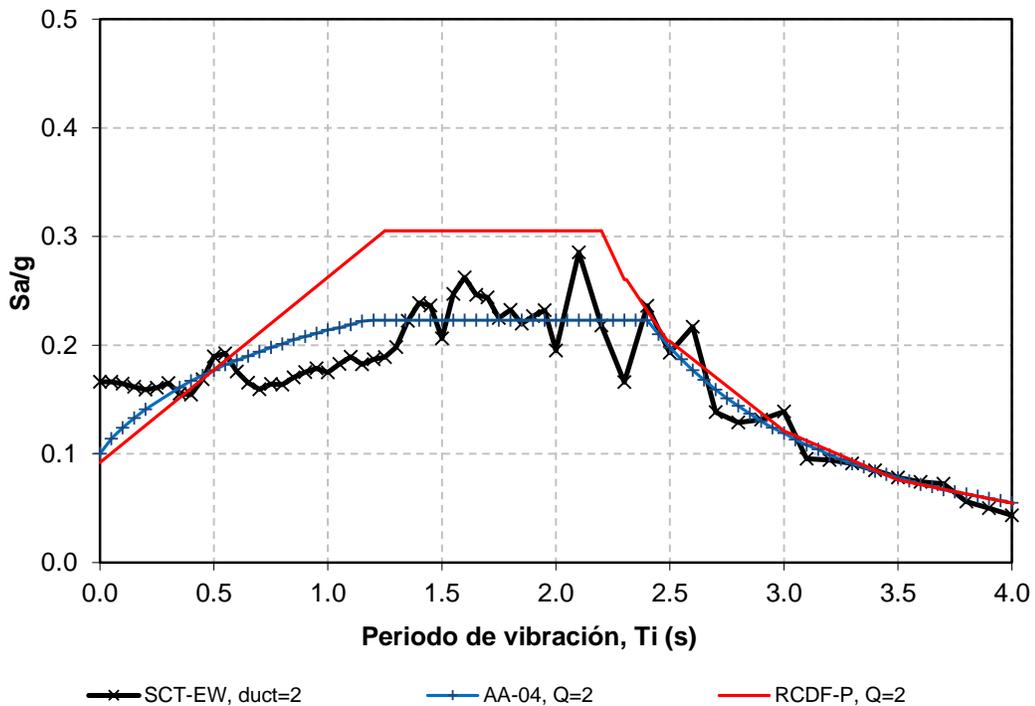


Figura 3.2 Comparación de espectros inelásticos ($Q=2$) de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, y espectro de respuesta inelástica ($\mu=2$) del acelerograma SCT-EW del sismo de 1985

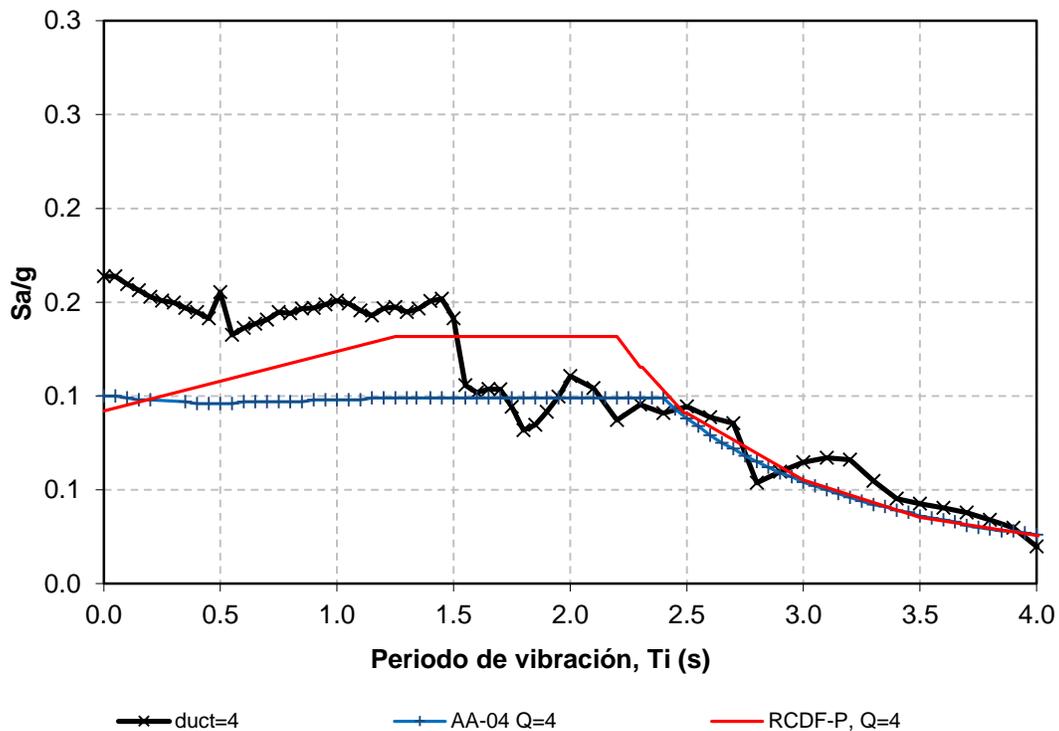


Figura 3.3 Comparación de espectros inelásticos ($Q=4$) de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, y espectro de respuesta inelástica ($\mu=4$) del acelerograma SCT-EW del sismo de 1985

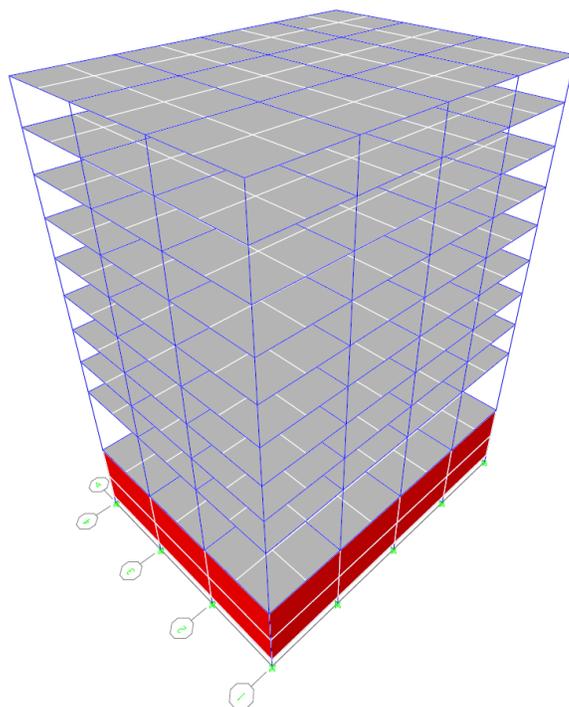


Figura 3.4 Vista tridimensional del modelo estructural del edificio de 9 niveles

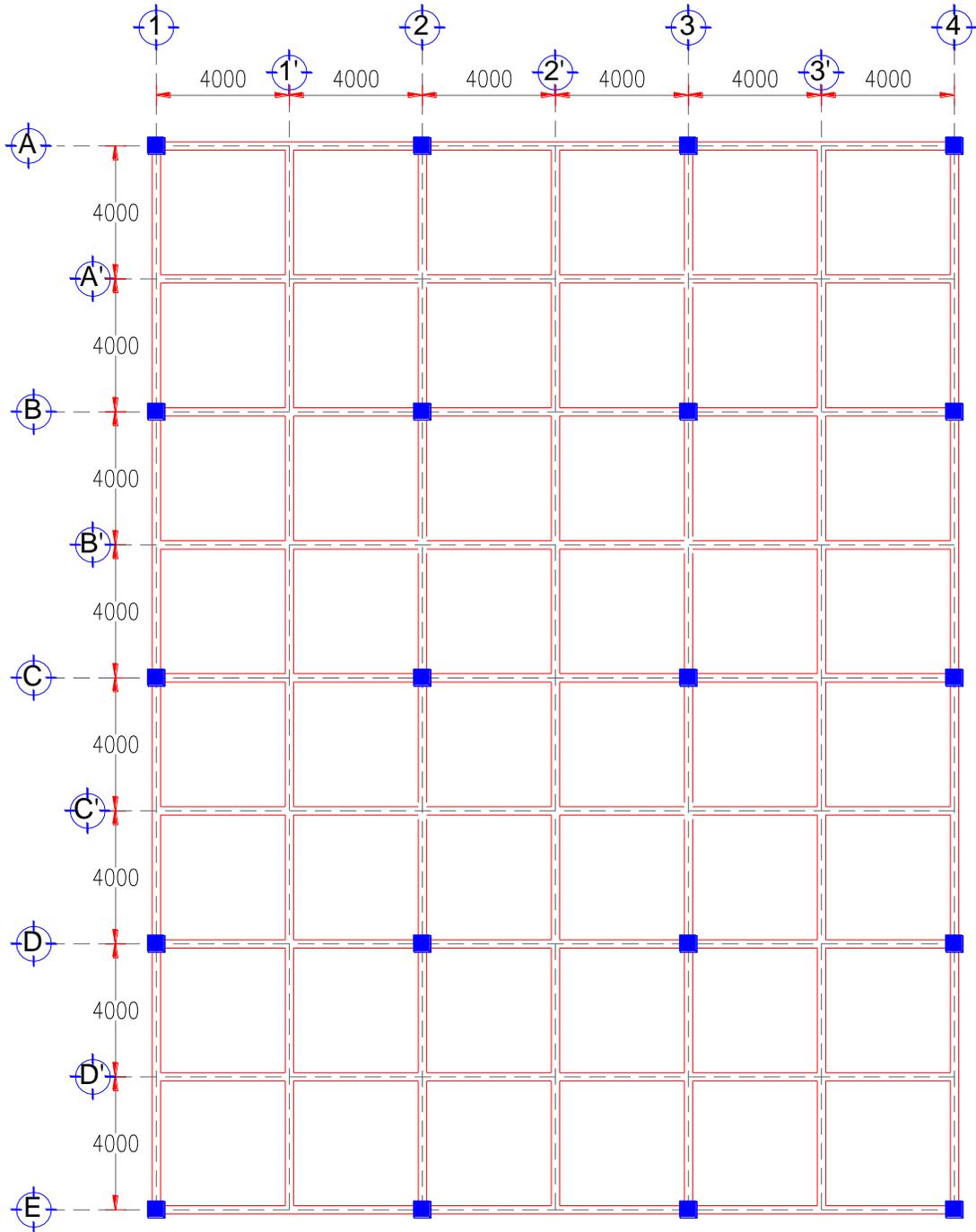


Figura 3.5 Planta tipo del edificio de 9 niveles

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

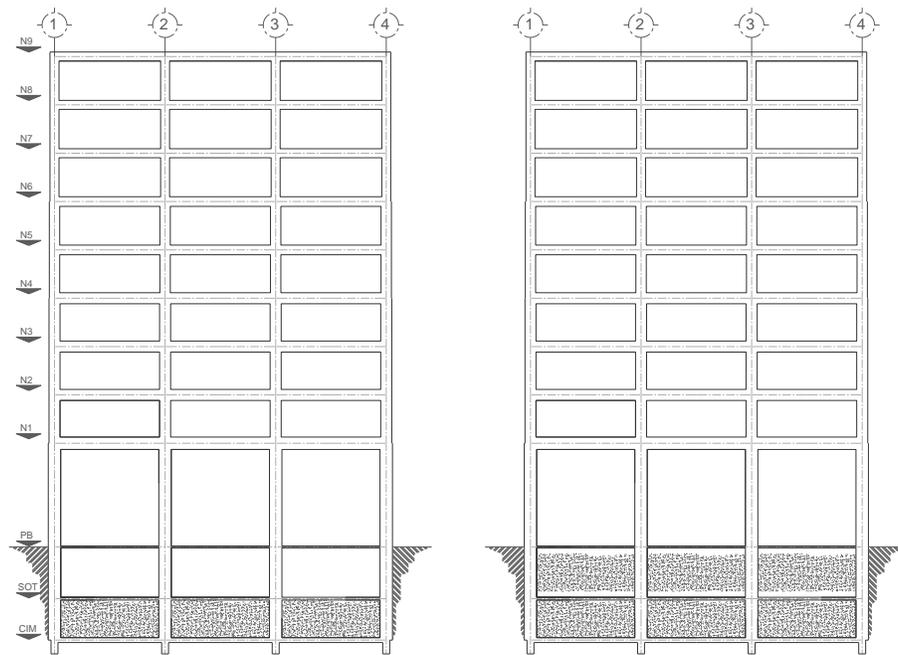


Figura 3.6 Cortes transversales interior y exterior en dirección corta (Y), edificio de 9 niveles

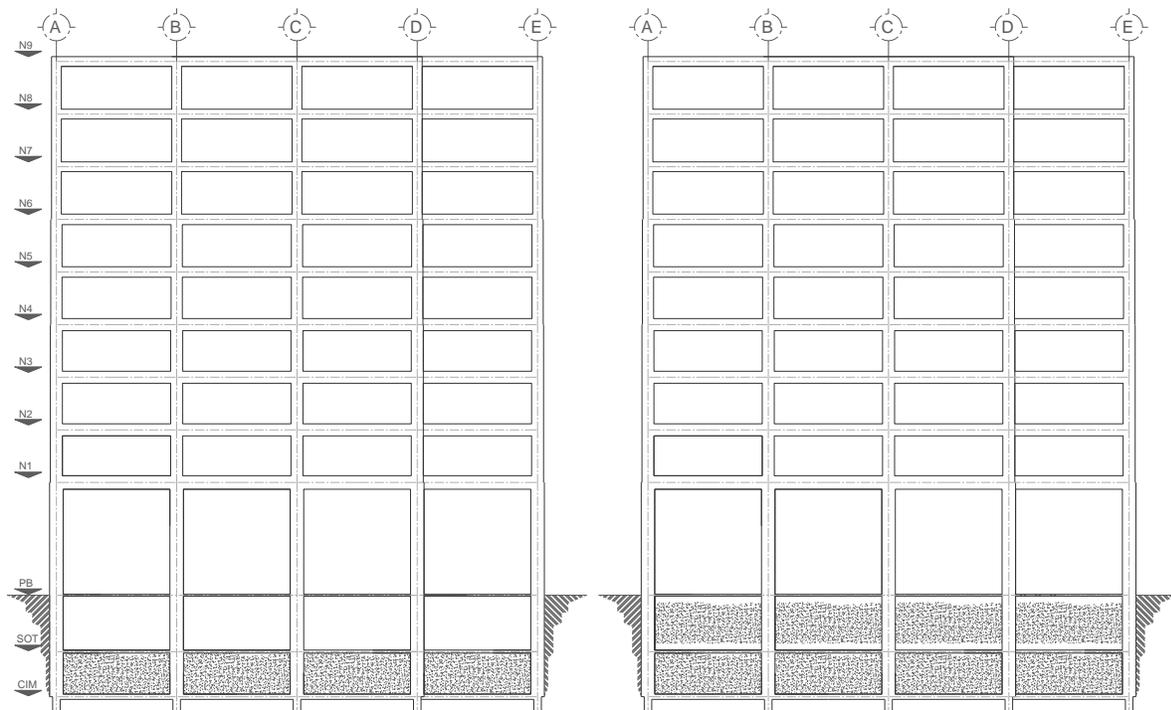


Figura 3.7 Cortes transversales interior y exterior en dirección larga (X), edificio de 9 niveles

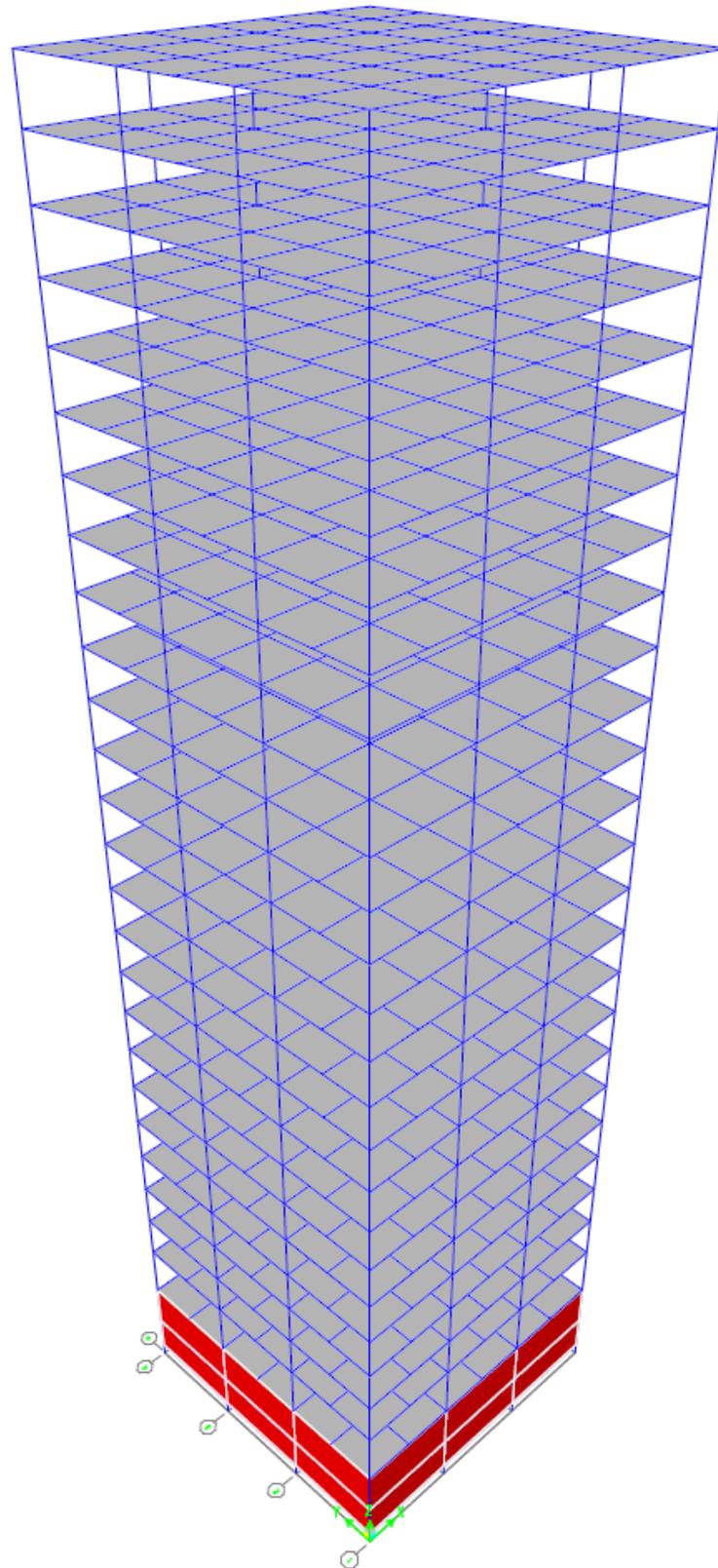


Figura 3.8 Vista tridimensional del modelo estructural del edificio de 25 niveles

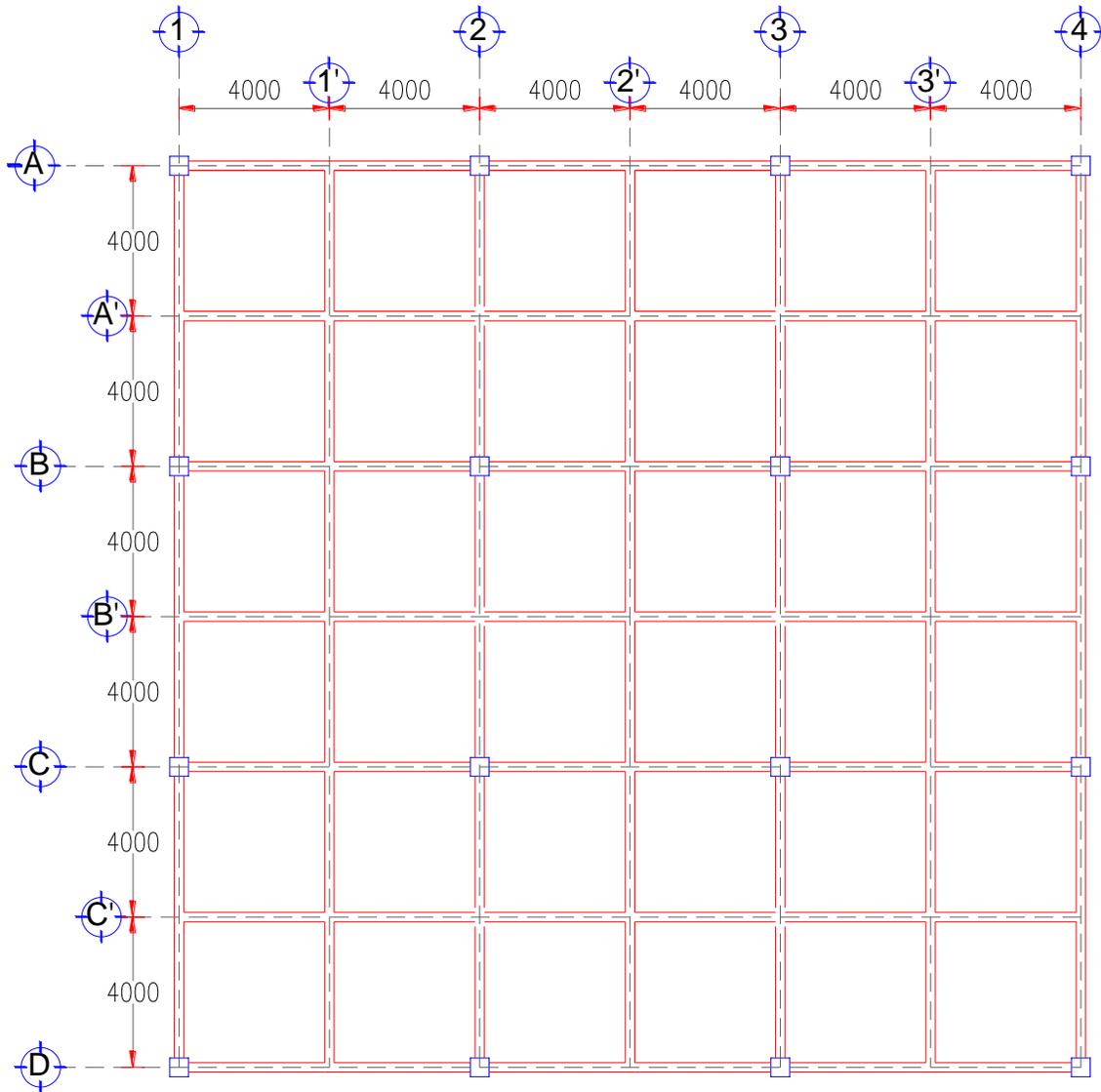


Figura 3.9 Planta tipo del edificio de 25 niveles

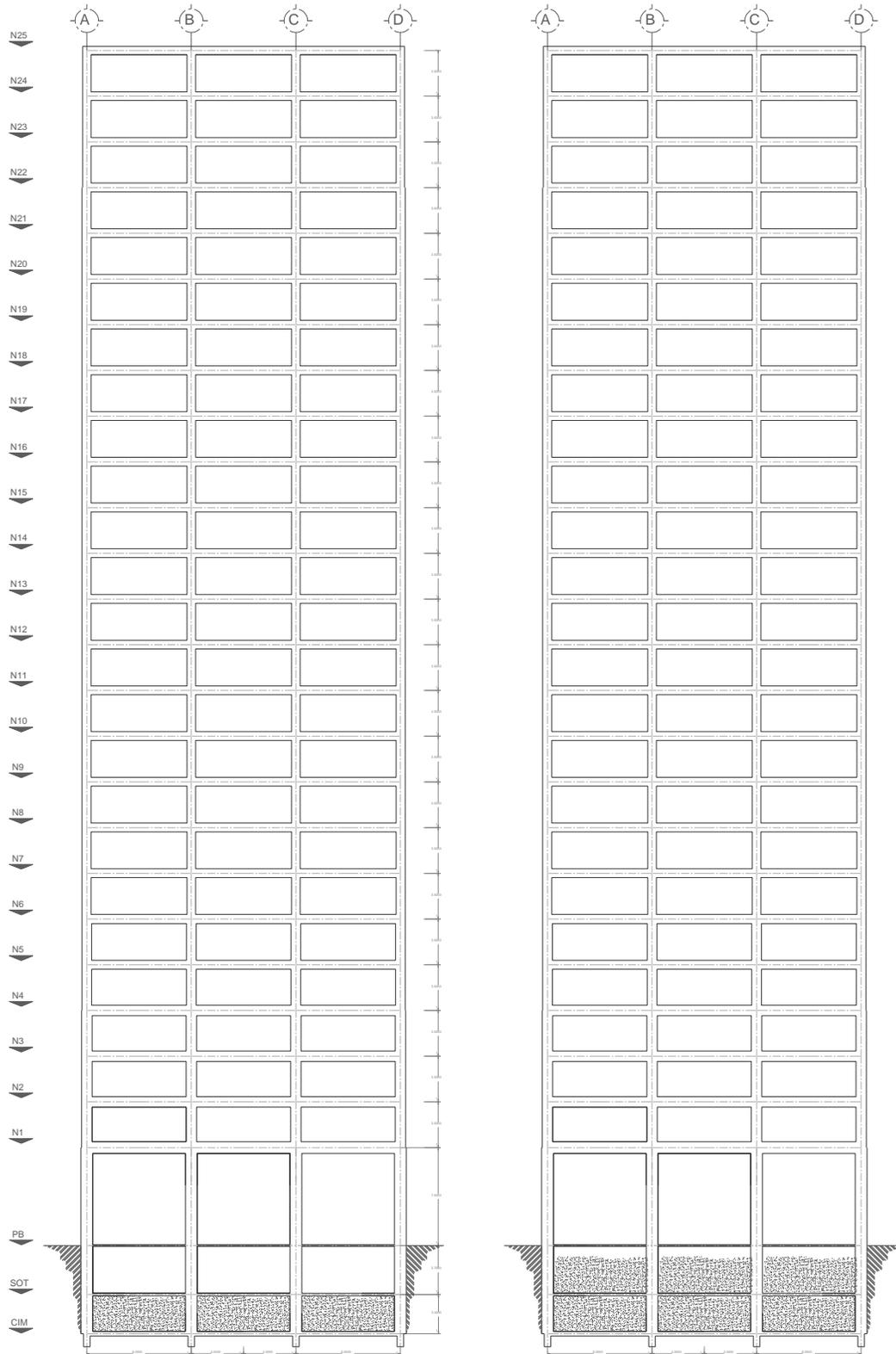


Figura 3.10 Cortes transversales interior y exterior en dirección Y, edificio de 25 niveles

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

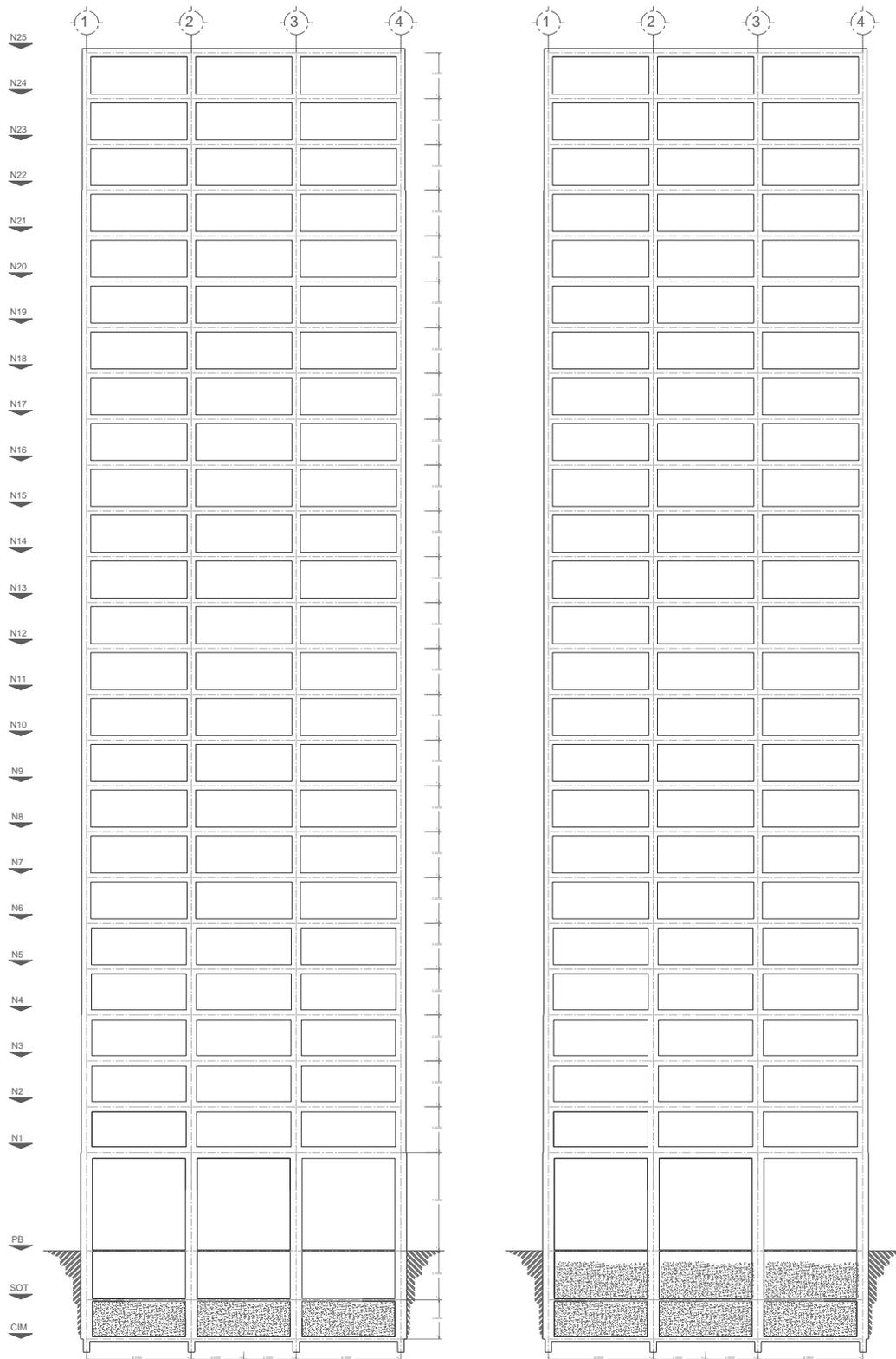


Figura 3.11 Cortes transversales interior y exterior en dirección X, edificio de 25 niveles

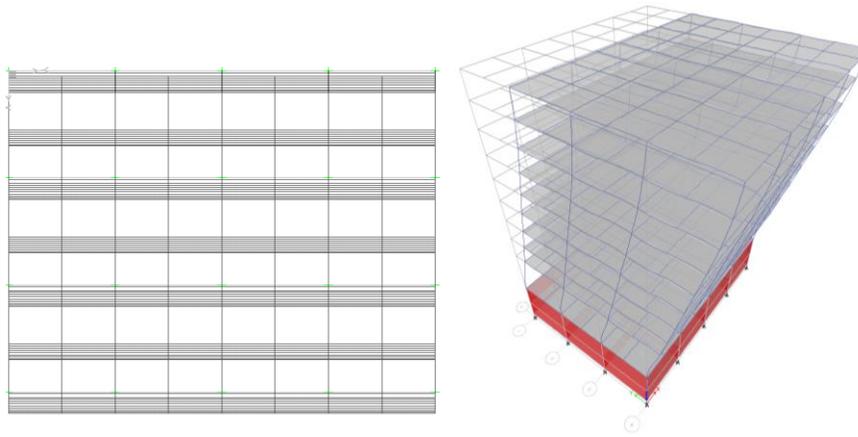


Figura 3.12 Vista en planta y elevación de la deformada del primer modo de vibrar del edificio de 9 niveles

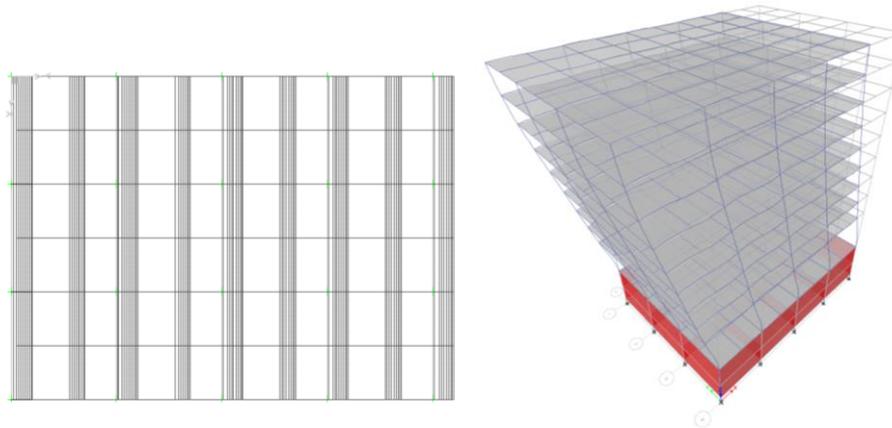


Figura 3.13 Vista en planta y elevación de la deformada del segundo modo de vibrar del edificio de 9 niveles

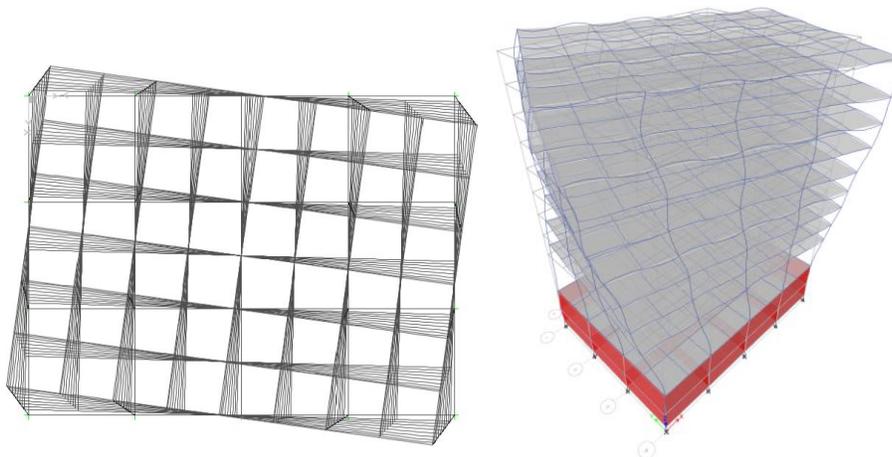


Figura 3.14 Vista en planta y elevación de la deformada del tercer modo de vibrar del edificio de 9 niveles

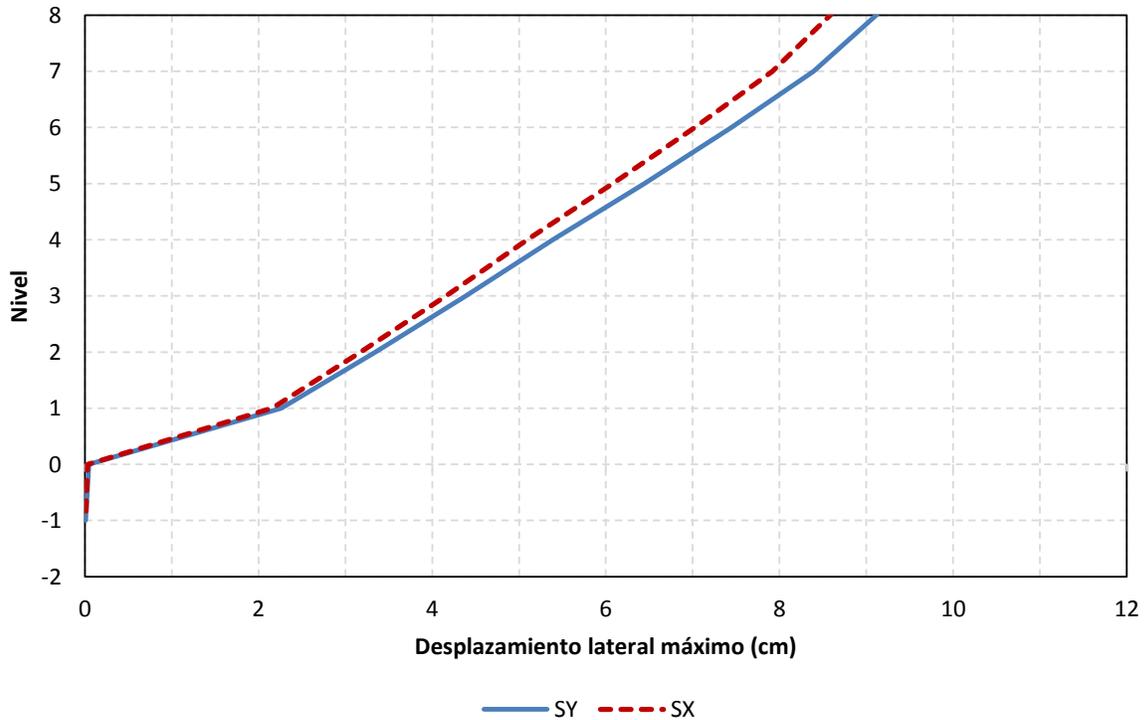


Figura 3.15 Desplazamientos horizontales máximos, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

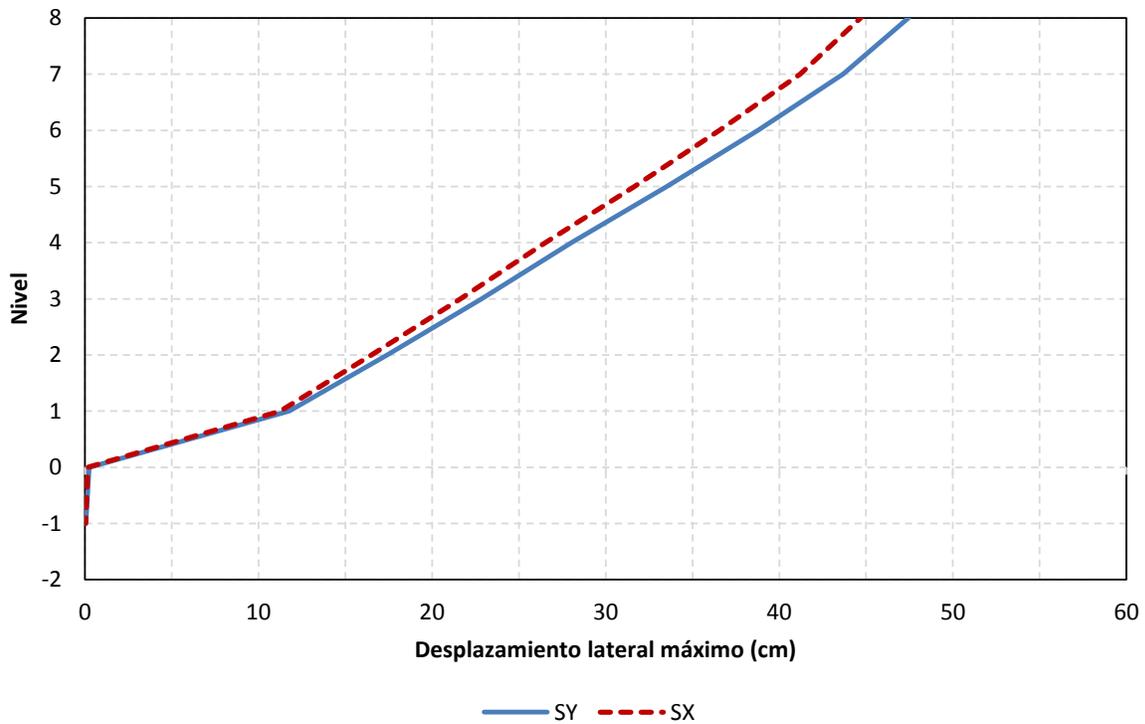


Figura 3.16 Desplazamientos horizontales máximos, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

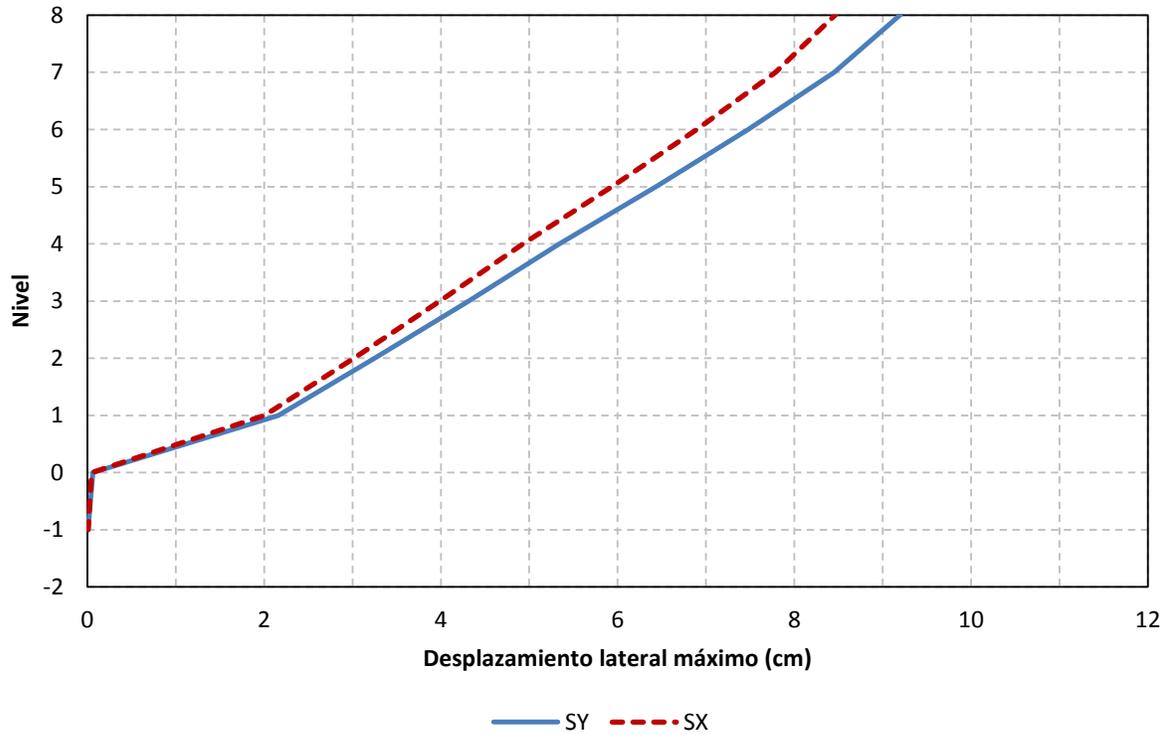


Figura 3.17 Desplazamientos horizontales máximos (servicio), sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

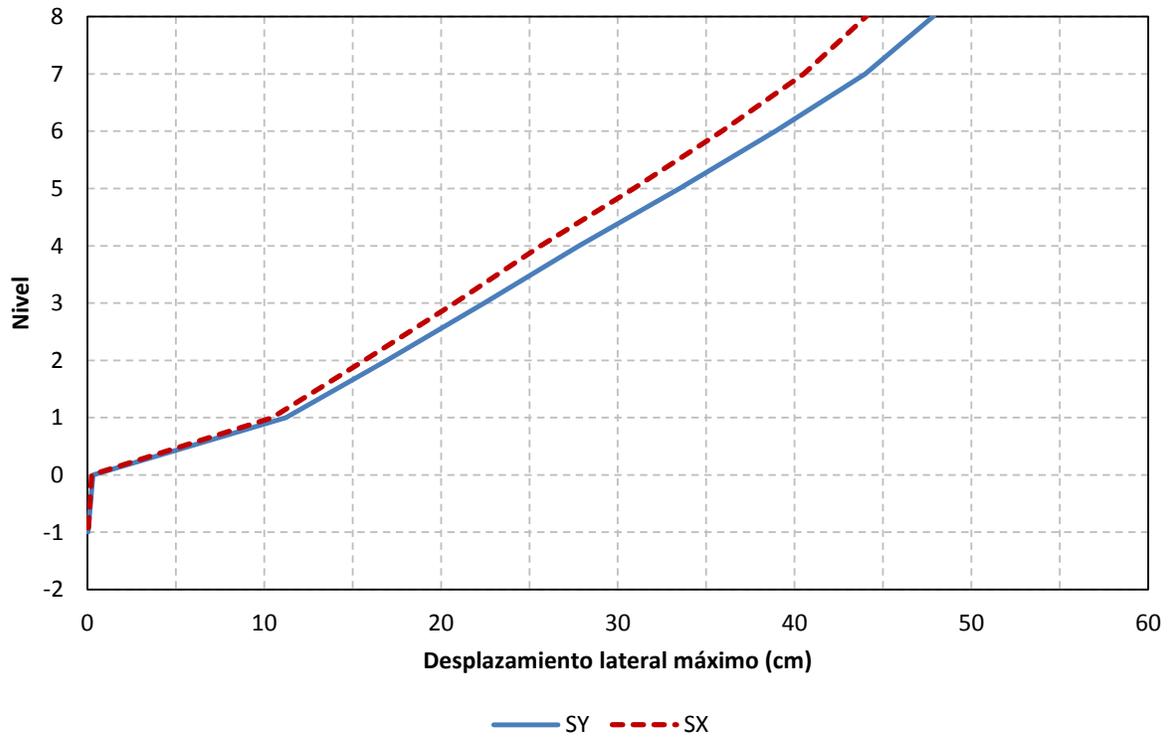


Figura 3.18 Desplazamientos horizontales máximos, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

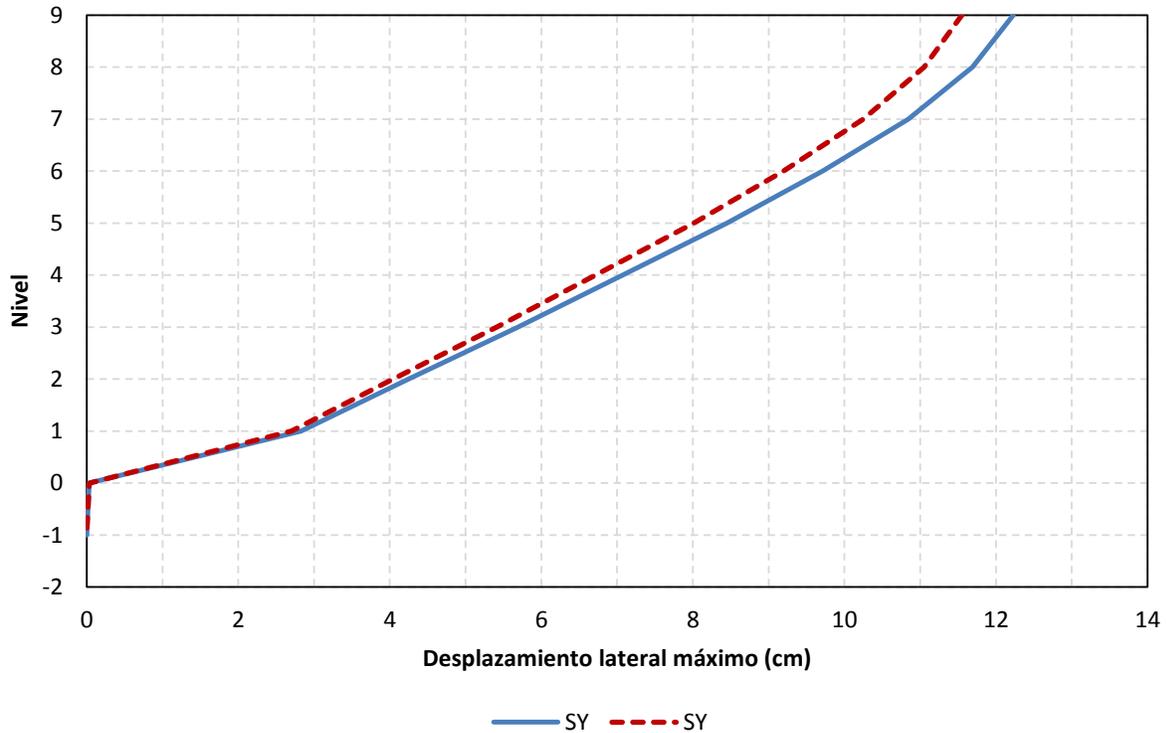


Figura 3.19 Desplazamientos horizontales máximos (servicio), sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, $Q=4$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

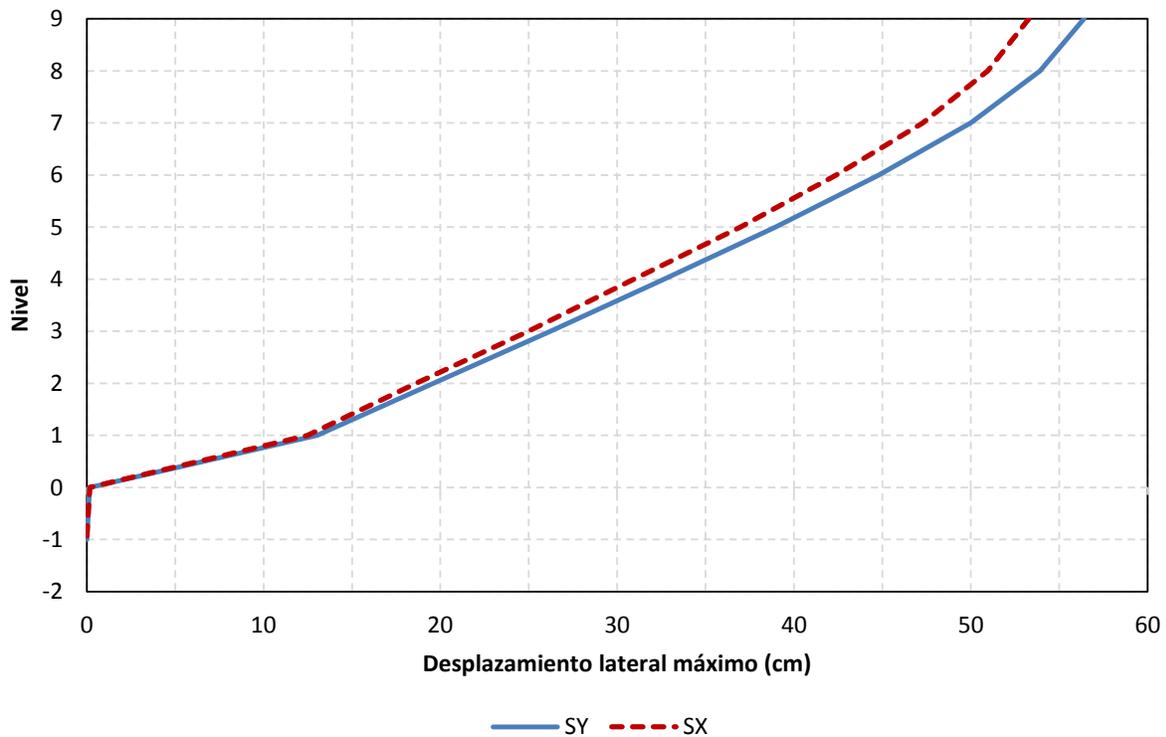


Figura 3.20 Desplazamientos horizontales máximos, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, $Q=4$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

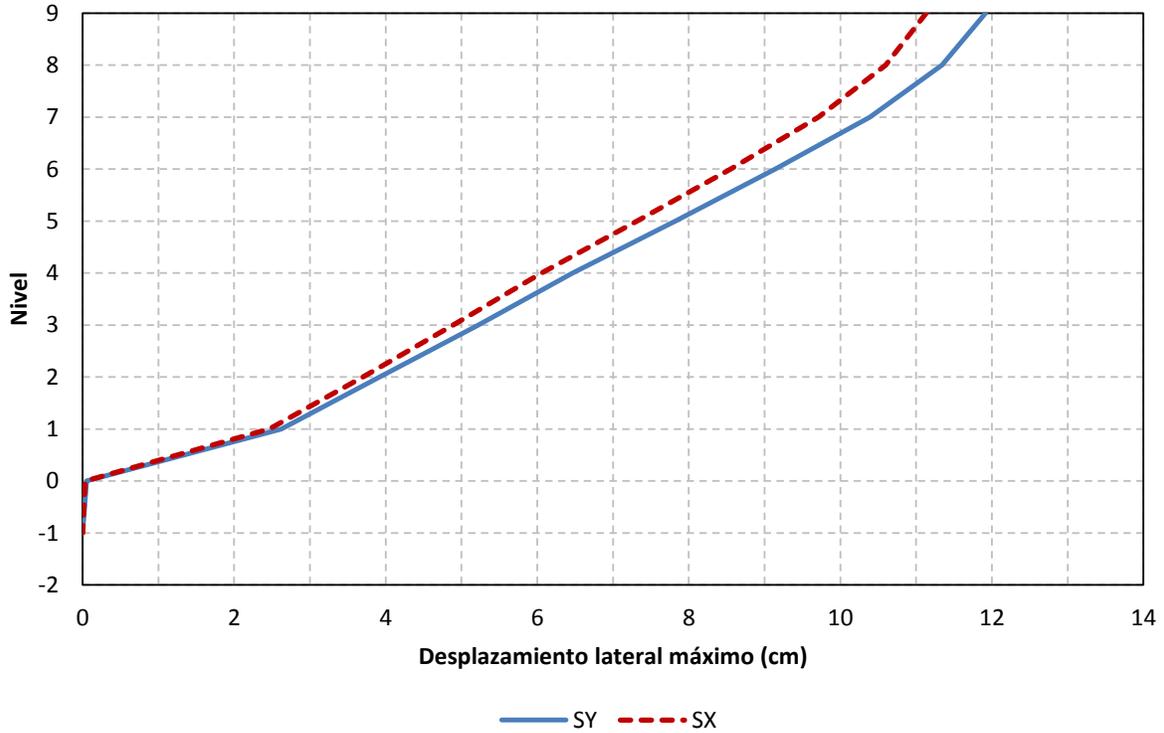


Figura 3.21 Desplazamientos horizontales máximos (servicio), sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 4, NTC-Sismo del RCDF-P

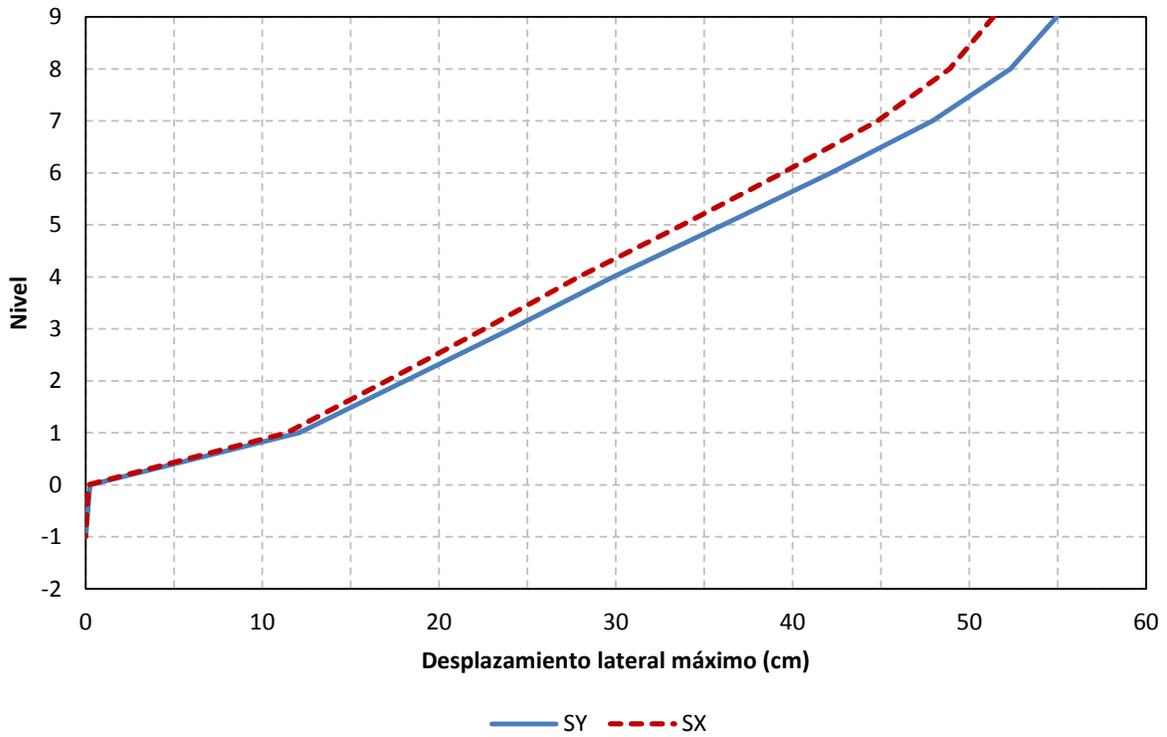


Figura 3.22 Desplazamientos horizontales máximos, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 4, NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

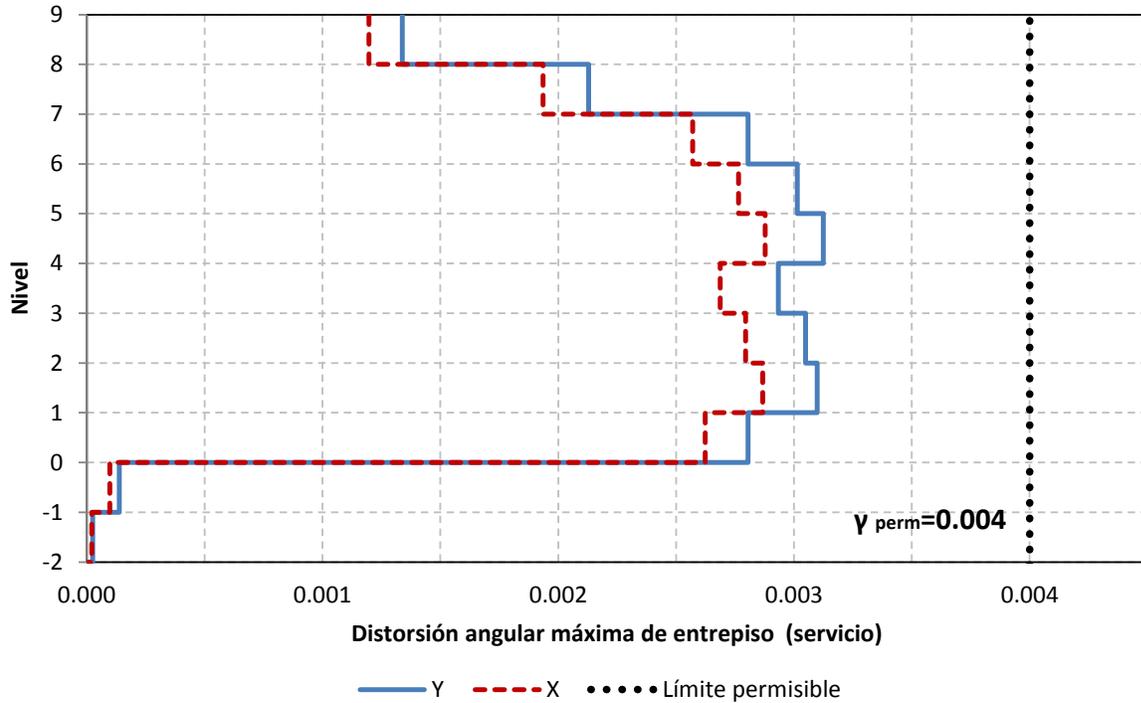


Figura 3.23 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, $Q= 2$ Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

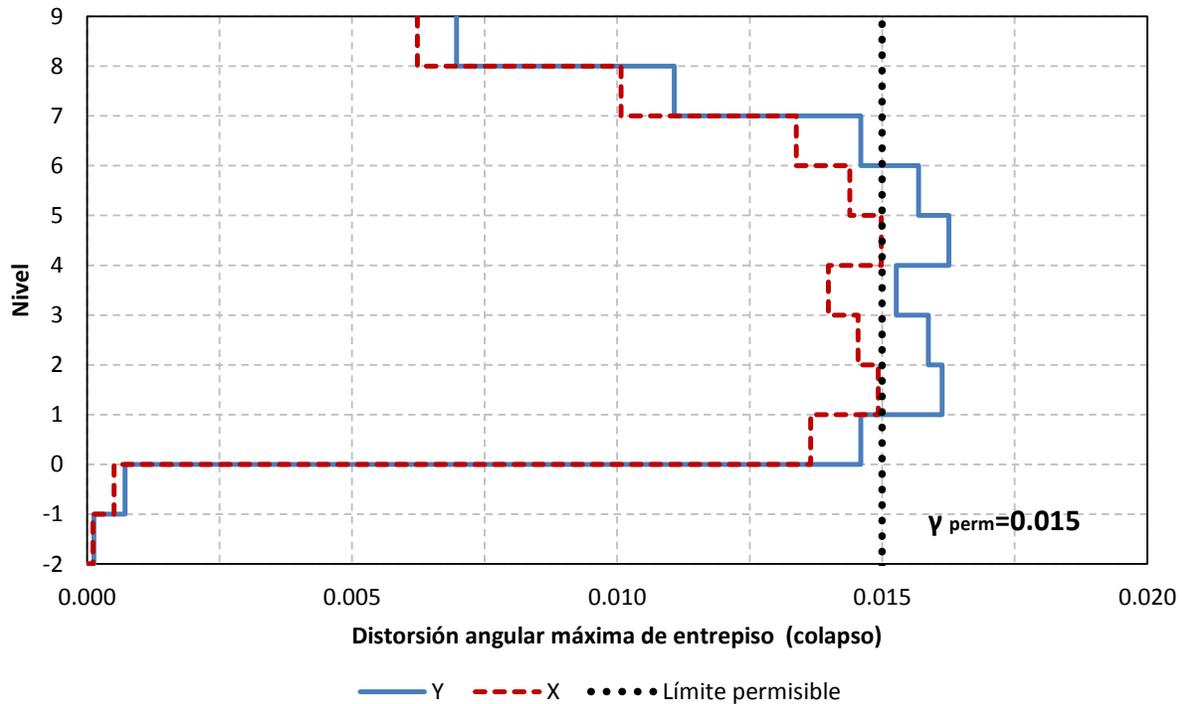


Figura 3.24 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, $Q= 2$ Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

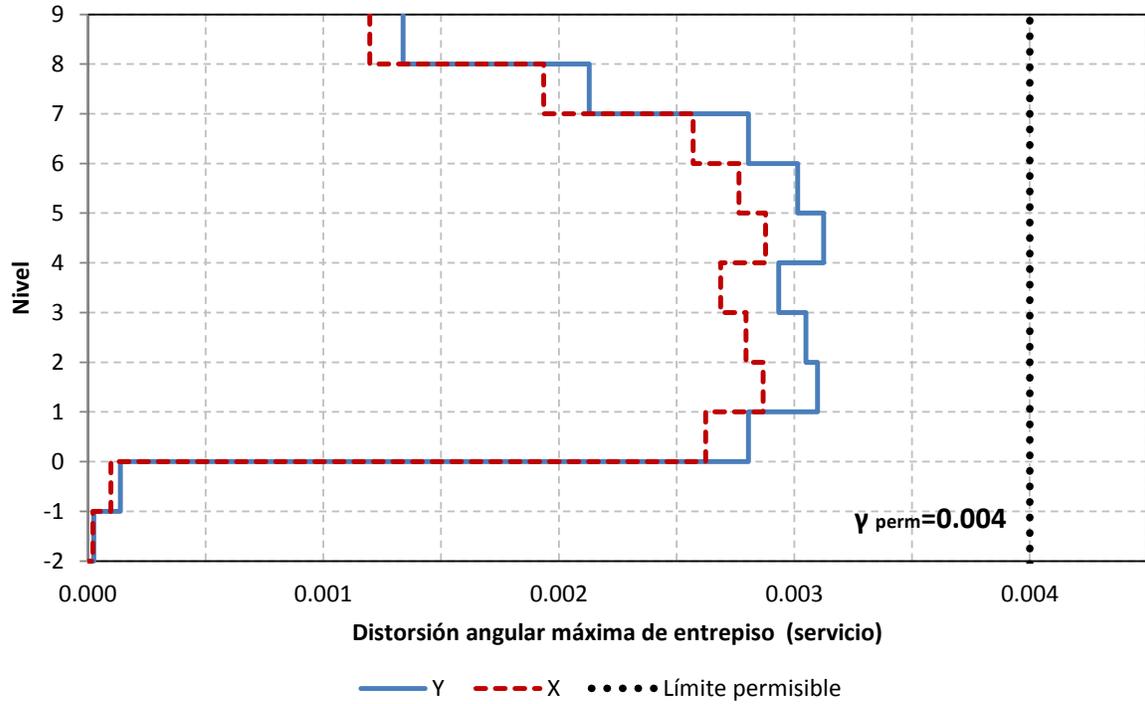


Figura 3.25 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

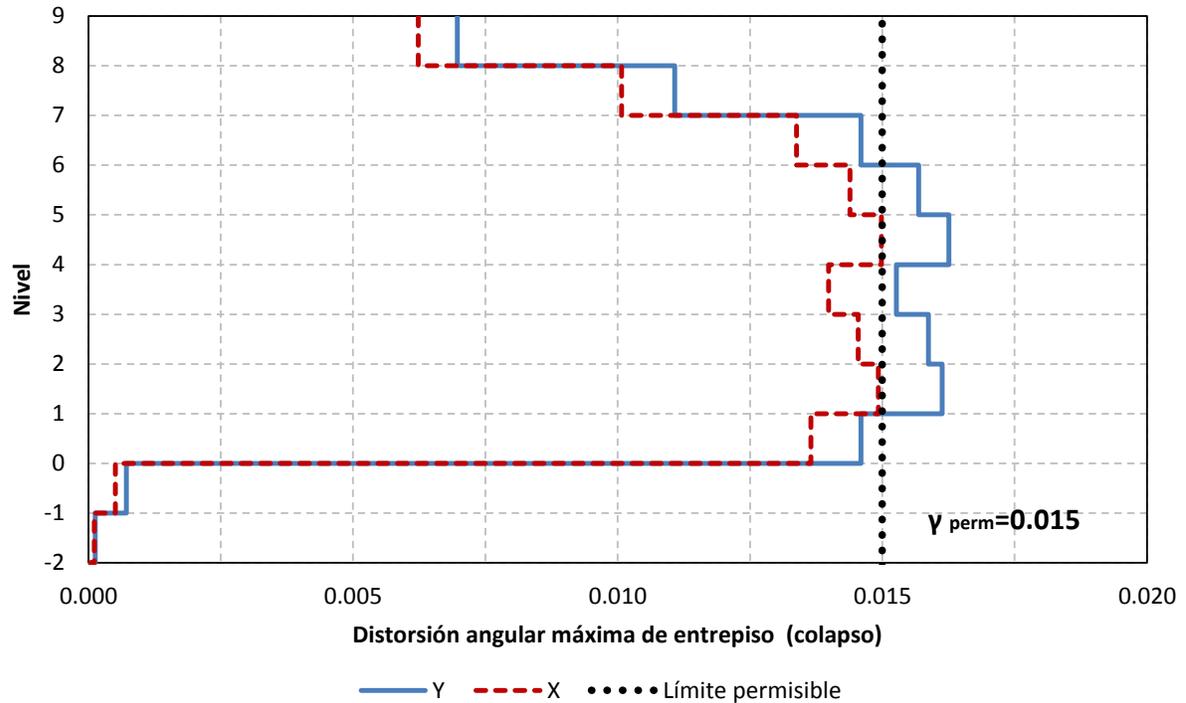


Figura 3.26 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

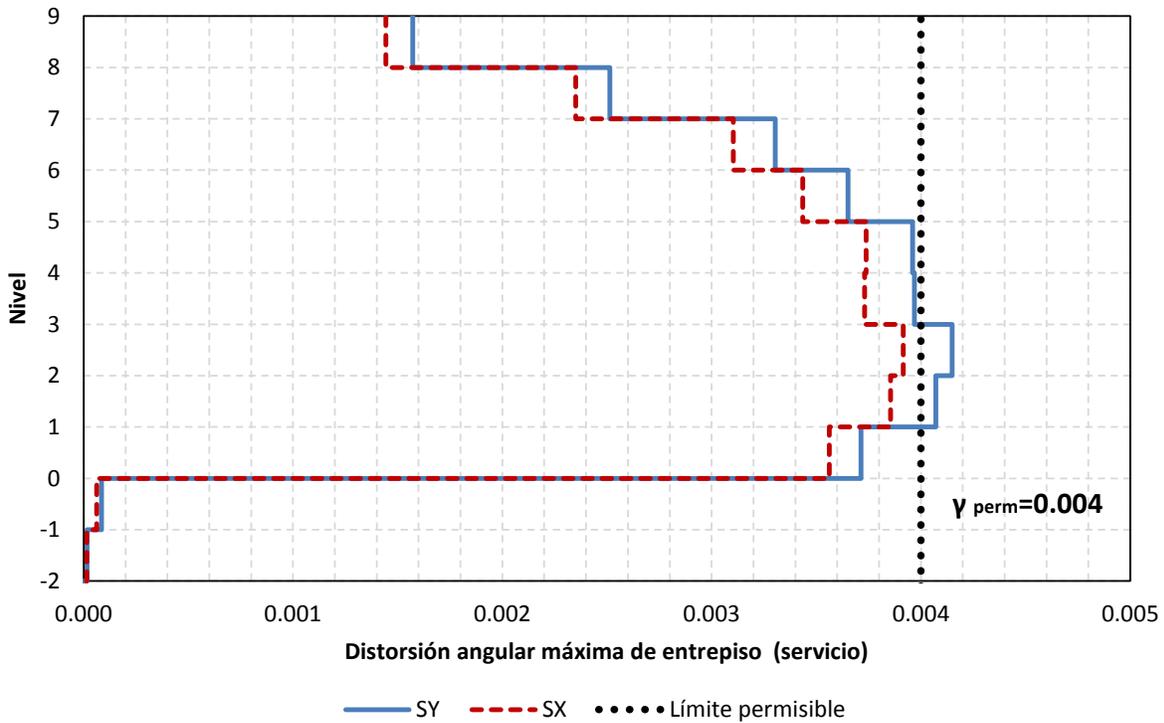


Figura 3.27 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 4 Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

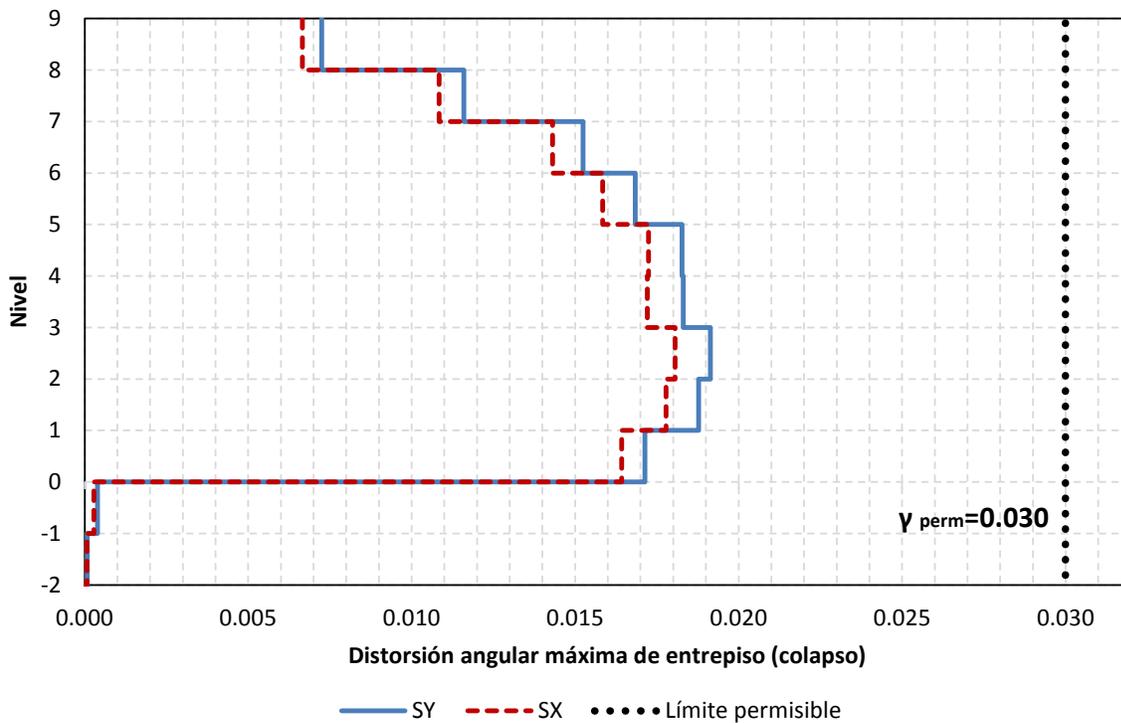


Figura 3.28 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 4 Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

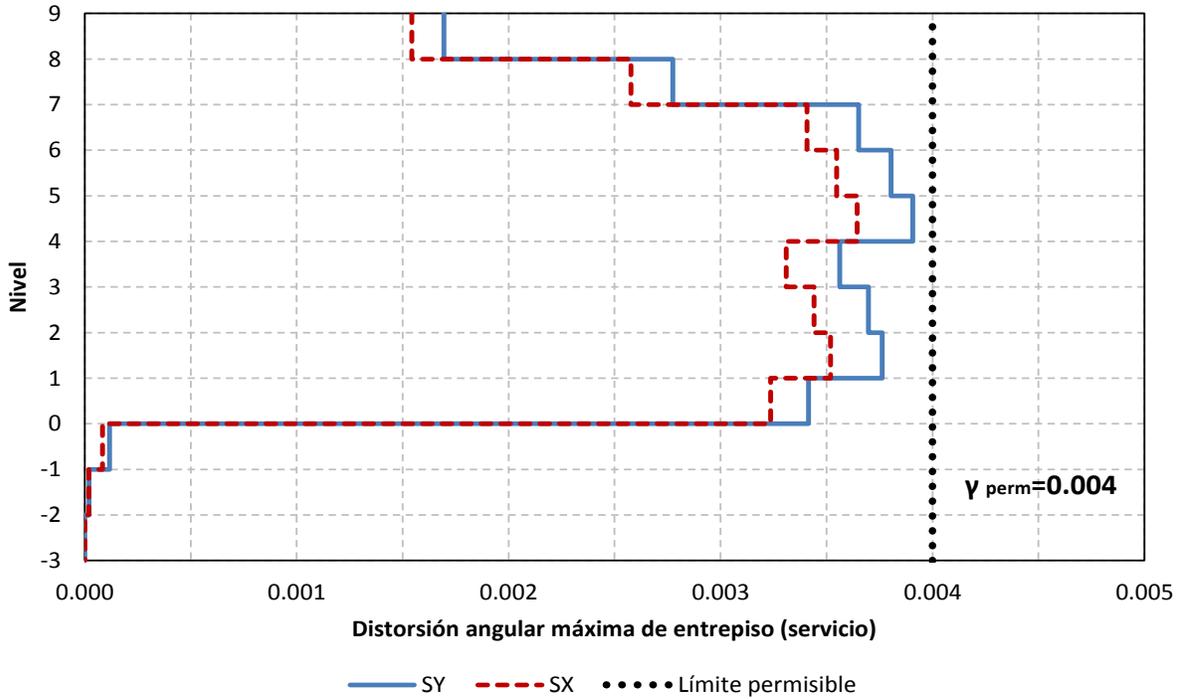


Figura 3.29 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 4, NTC-Sismo del RCDF-P

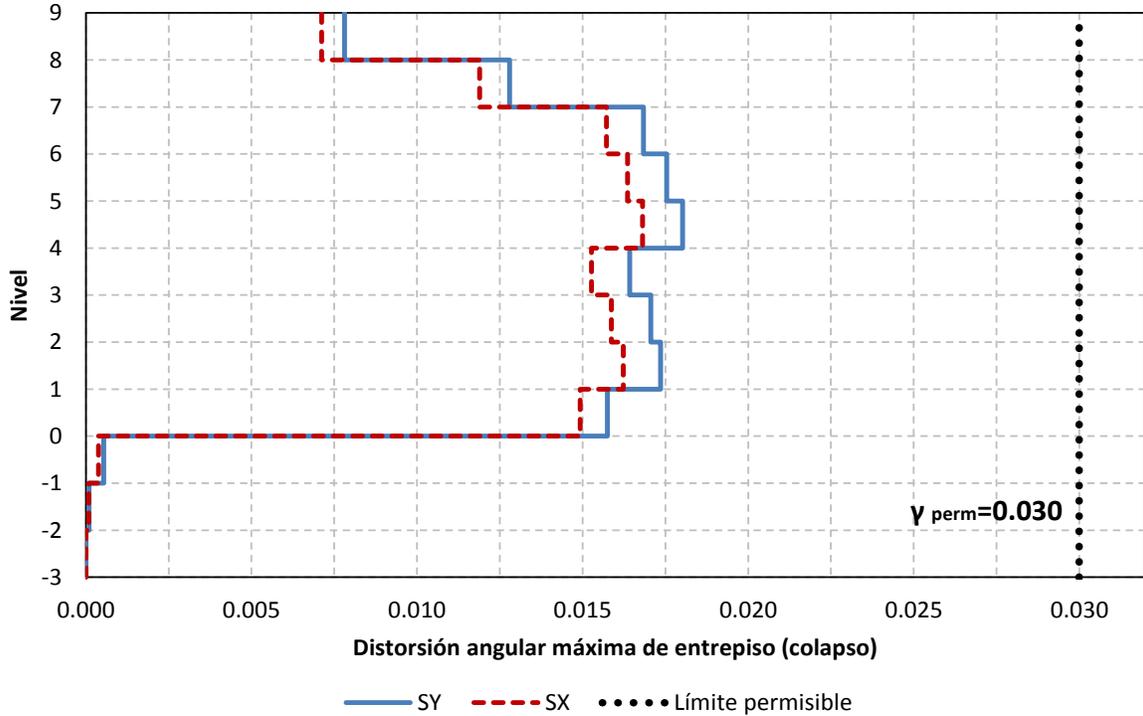


Figura 3.30 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 4, NTC-Sismo del RCDF-P

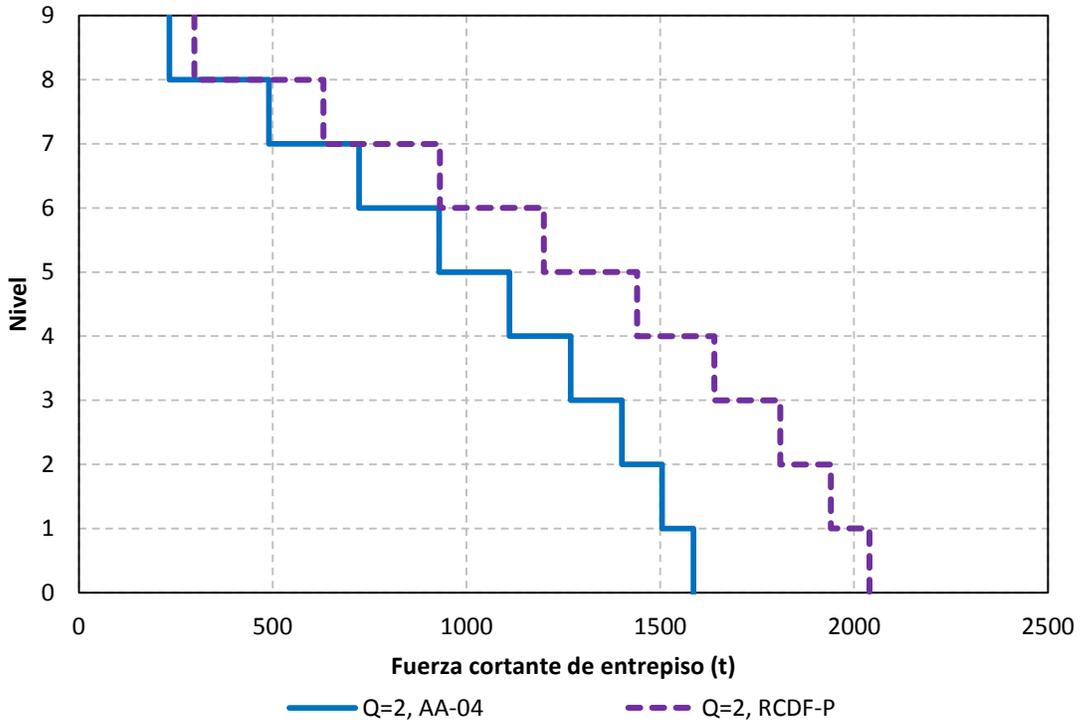


Figura 3.31 Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y RCDF-P

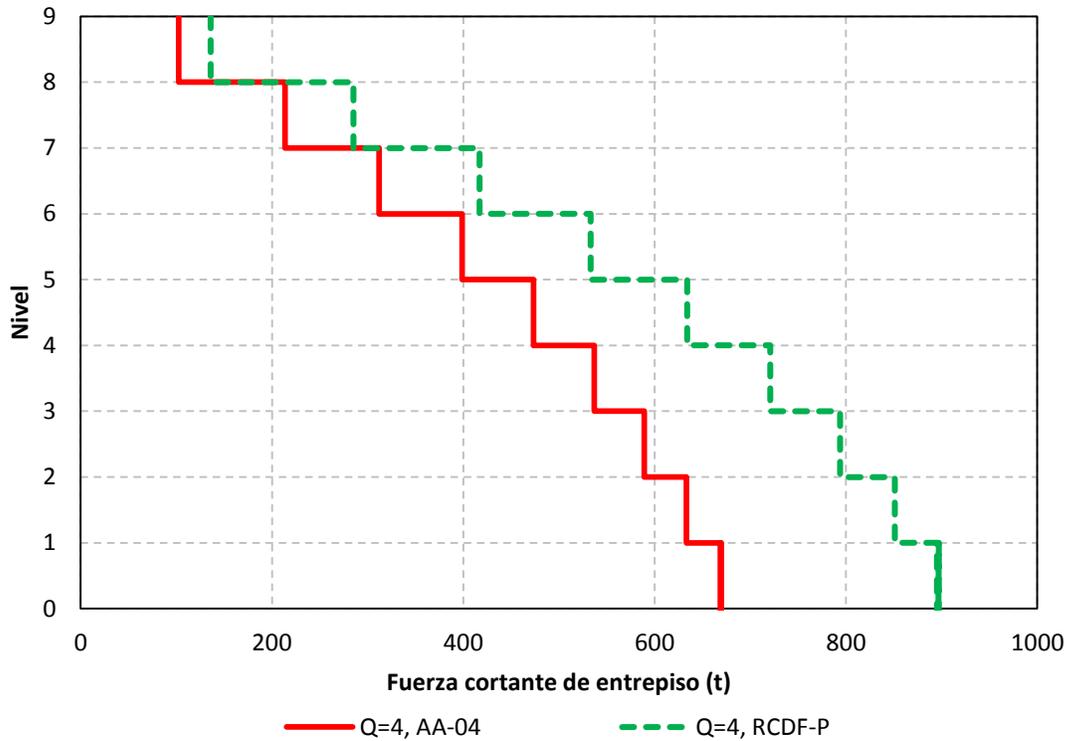


Figura 3.32 Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 9 niveles, Q= 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y RCDF-P

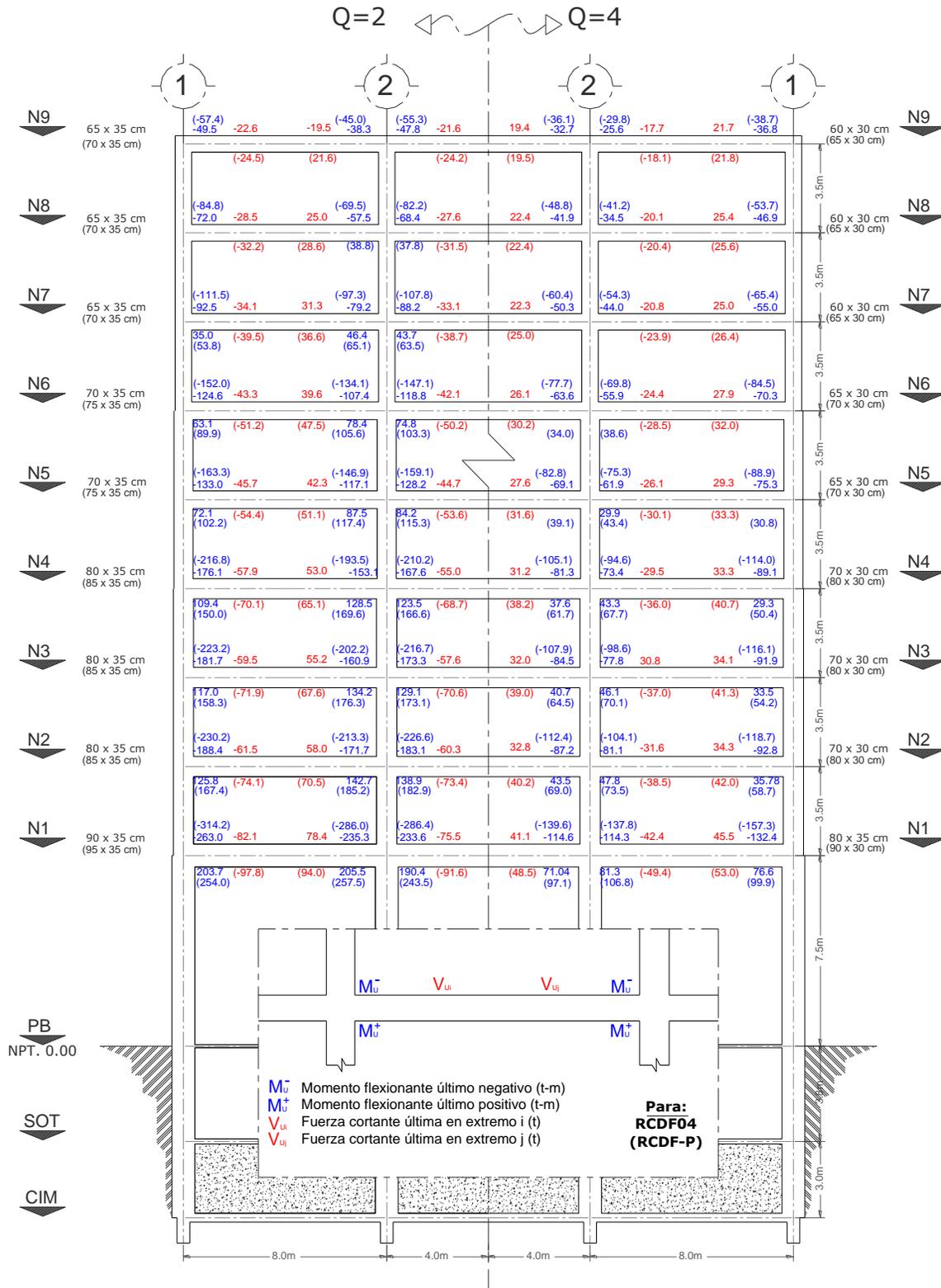


Figura 3.33 Elementos mecánicos últimos de las vigas del eje C, edificio de 9 niveles, $Q=2$ y 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

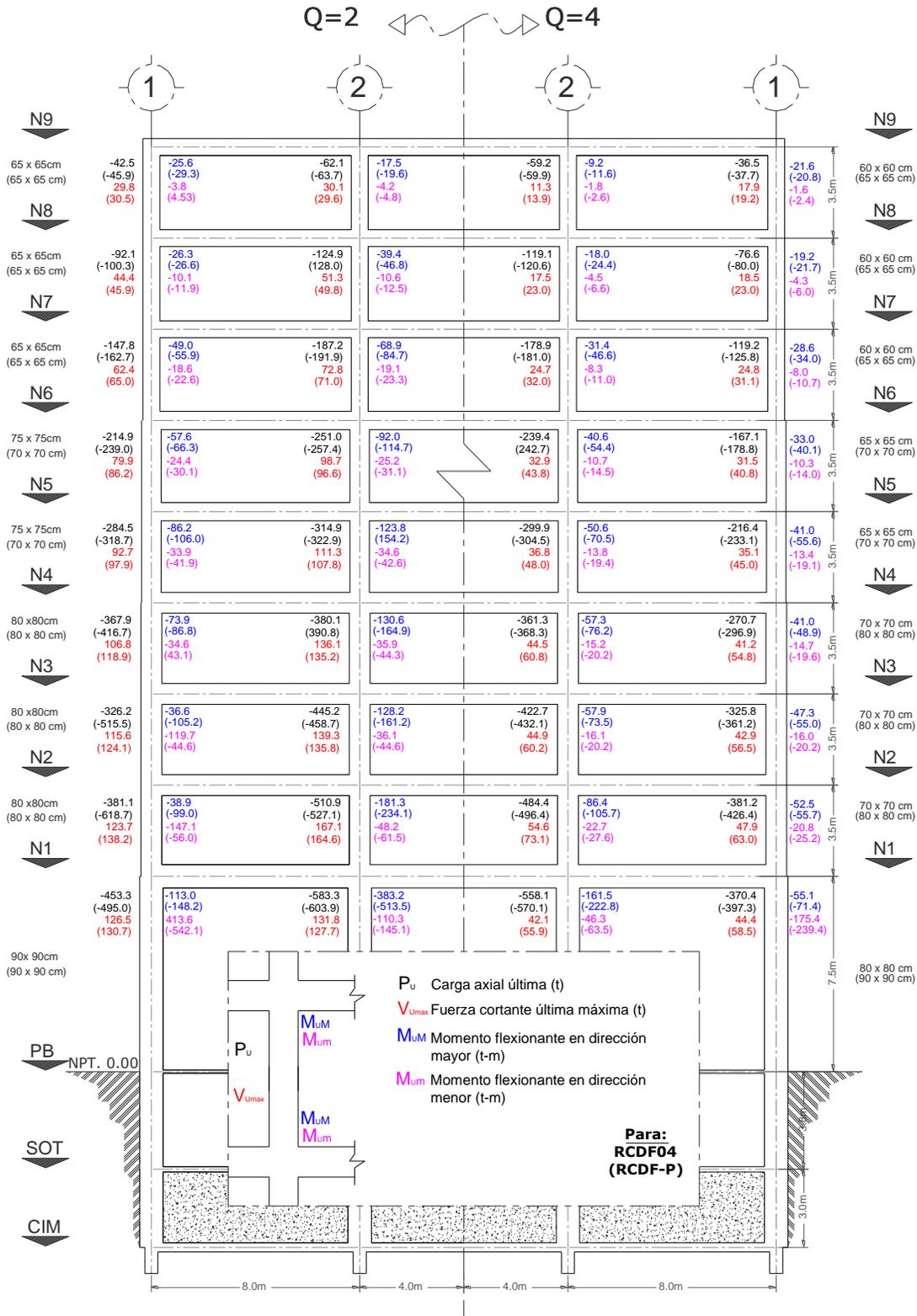


Figura 3.34 Elementos mecánicos últimos de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, $Q=2$ y 4 , Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

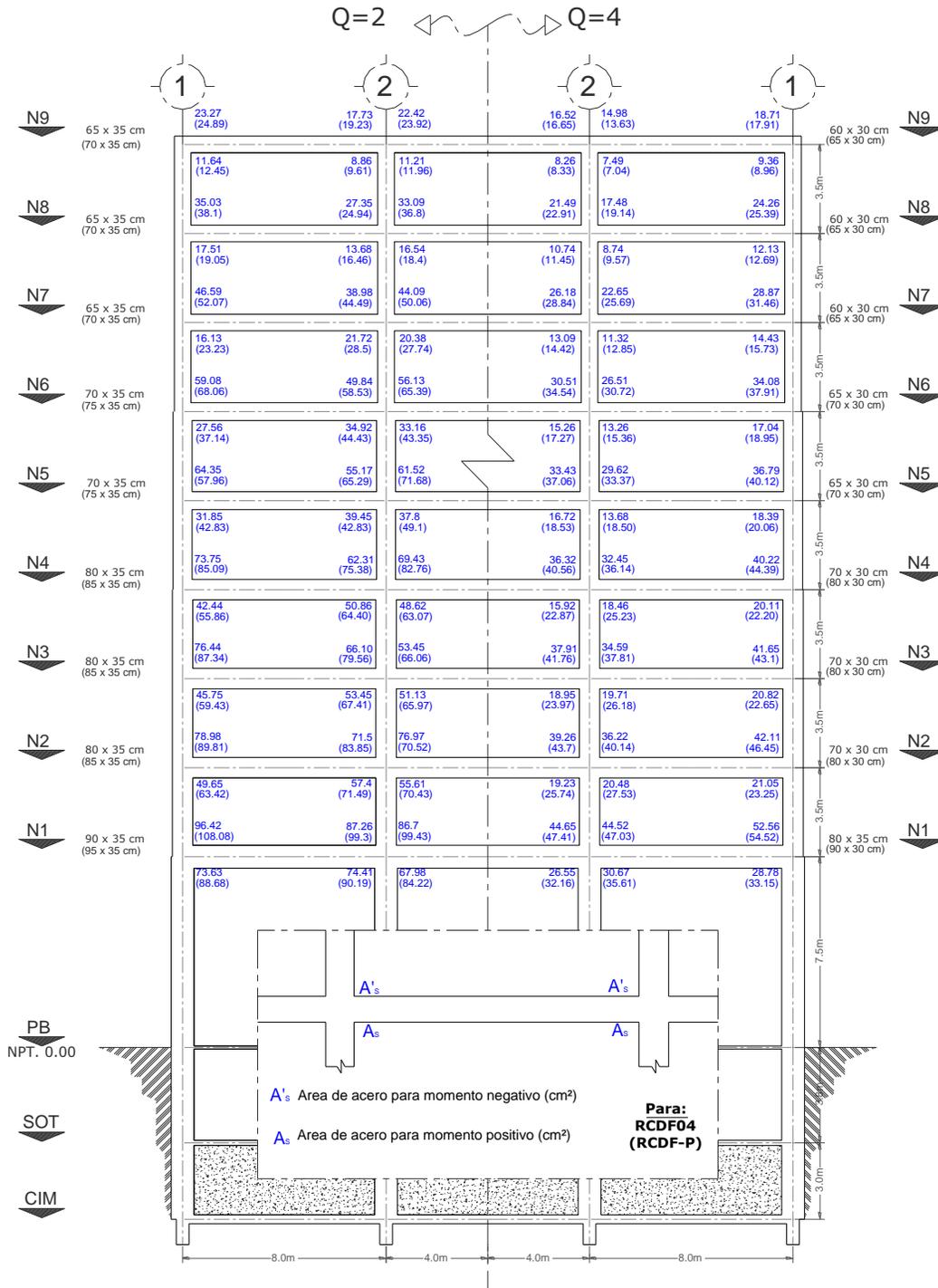


Figura 3.35 Áreas teóricas de refuerzo longitudinal de las vigas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 2 y 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

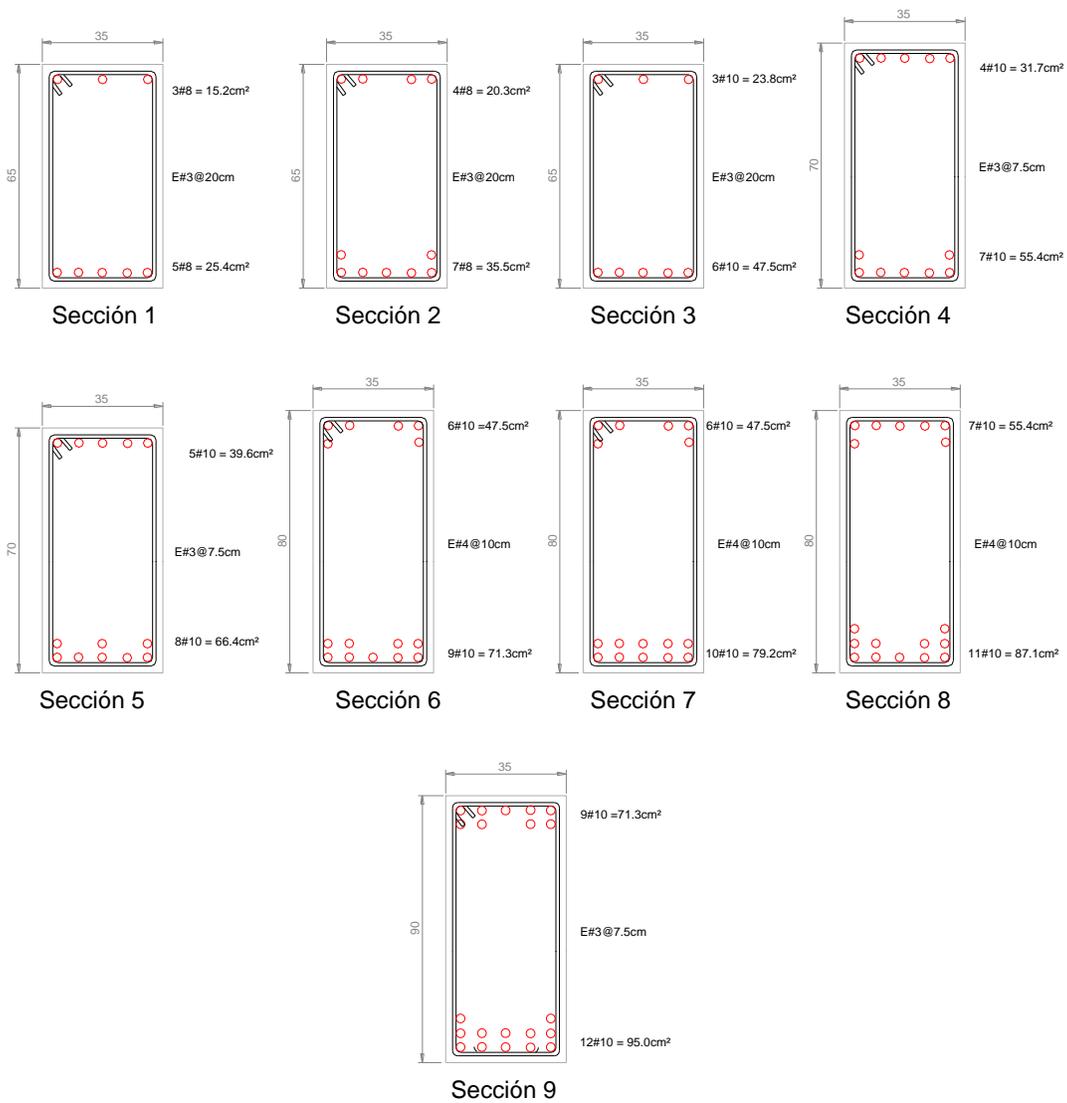


Figura 3.36 Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

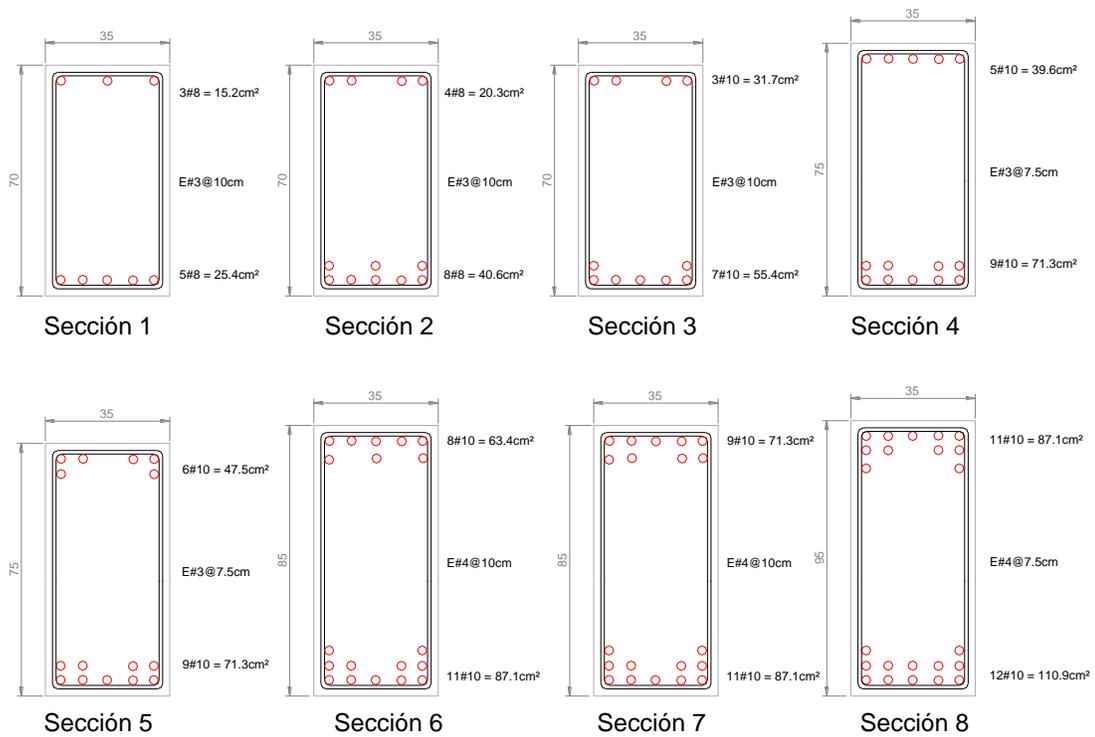


Figura 3.37 Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

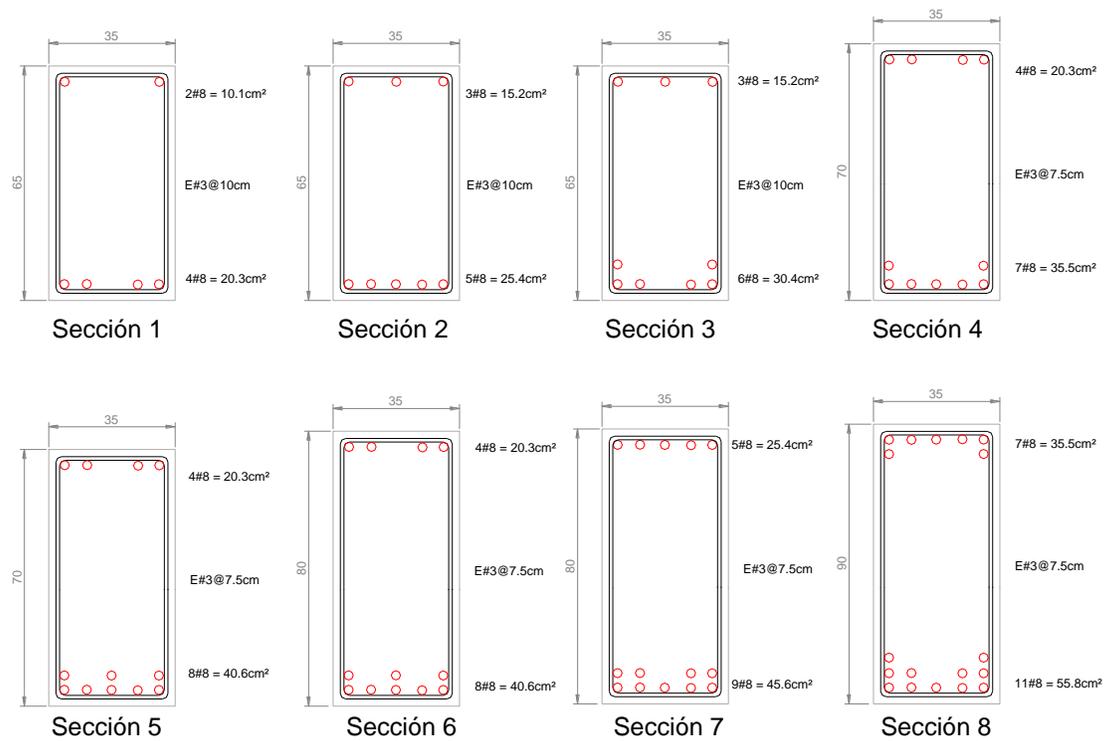


Figura 3.38 Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

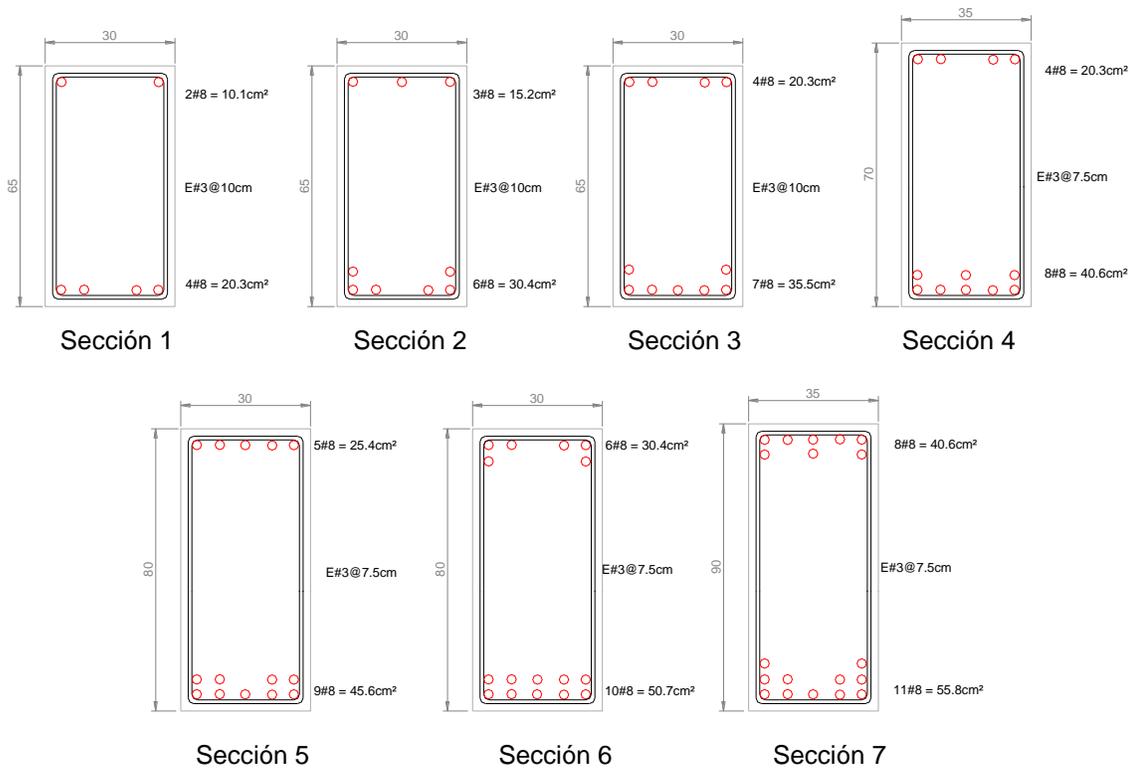


Figura 3.39 Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio de 9 niveles, Q=4, de las NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

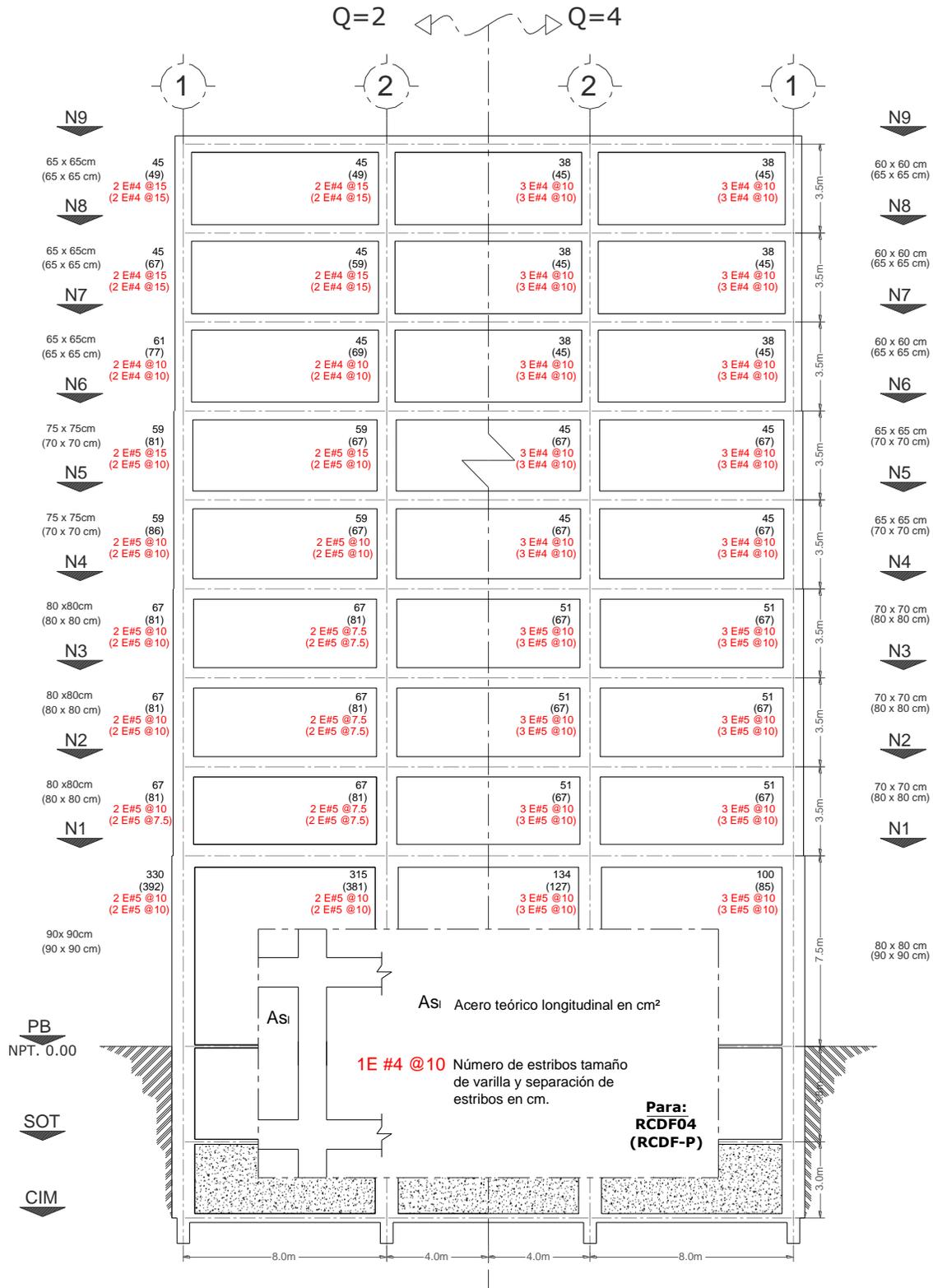


Figura 3.40 Áreas teóricas de refuerzo longitudinal y refuerzo transversal de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 2 y 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

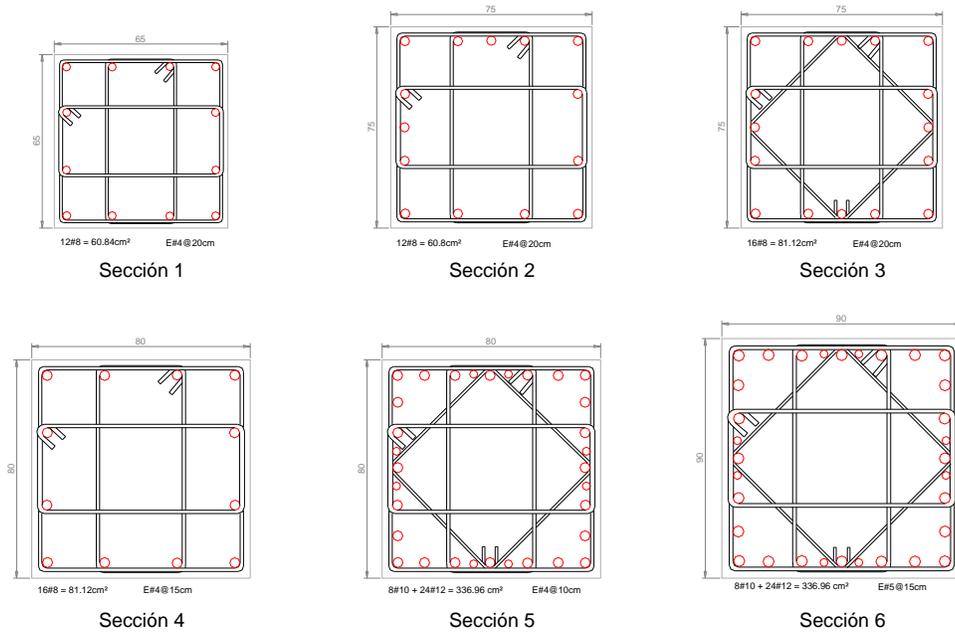


Figura 3.41 Armados longitudinal y transversal propuestos de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

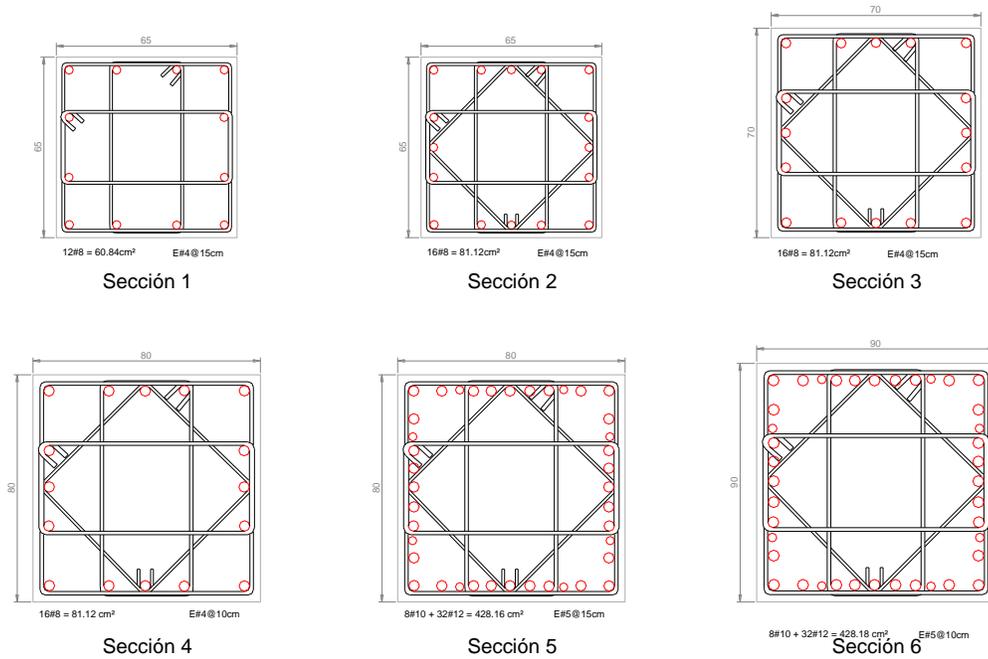


Figura 3.42 Armados longitudinal y transversal propuestos de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 2, de las NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

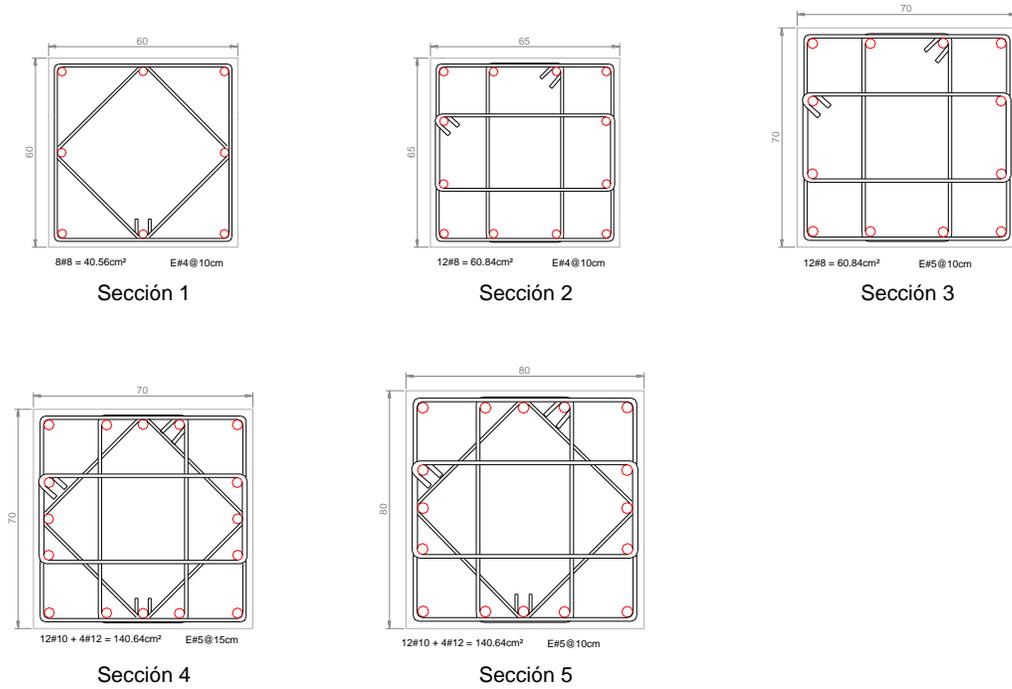


Figura 3.43 Armados longitudinal y transversal propuestos de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

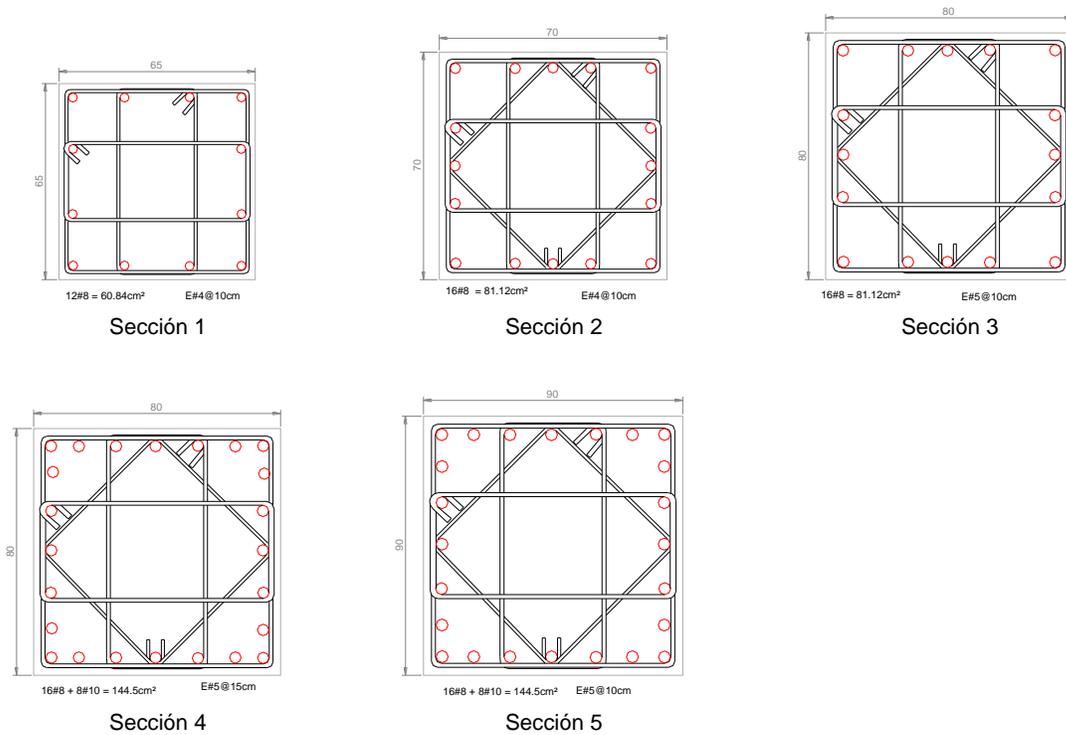


Figura 3.44 Armados longitudinal y transversal propuestos de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, Q= 4, de las NTC-Sismo del RCDF-P

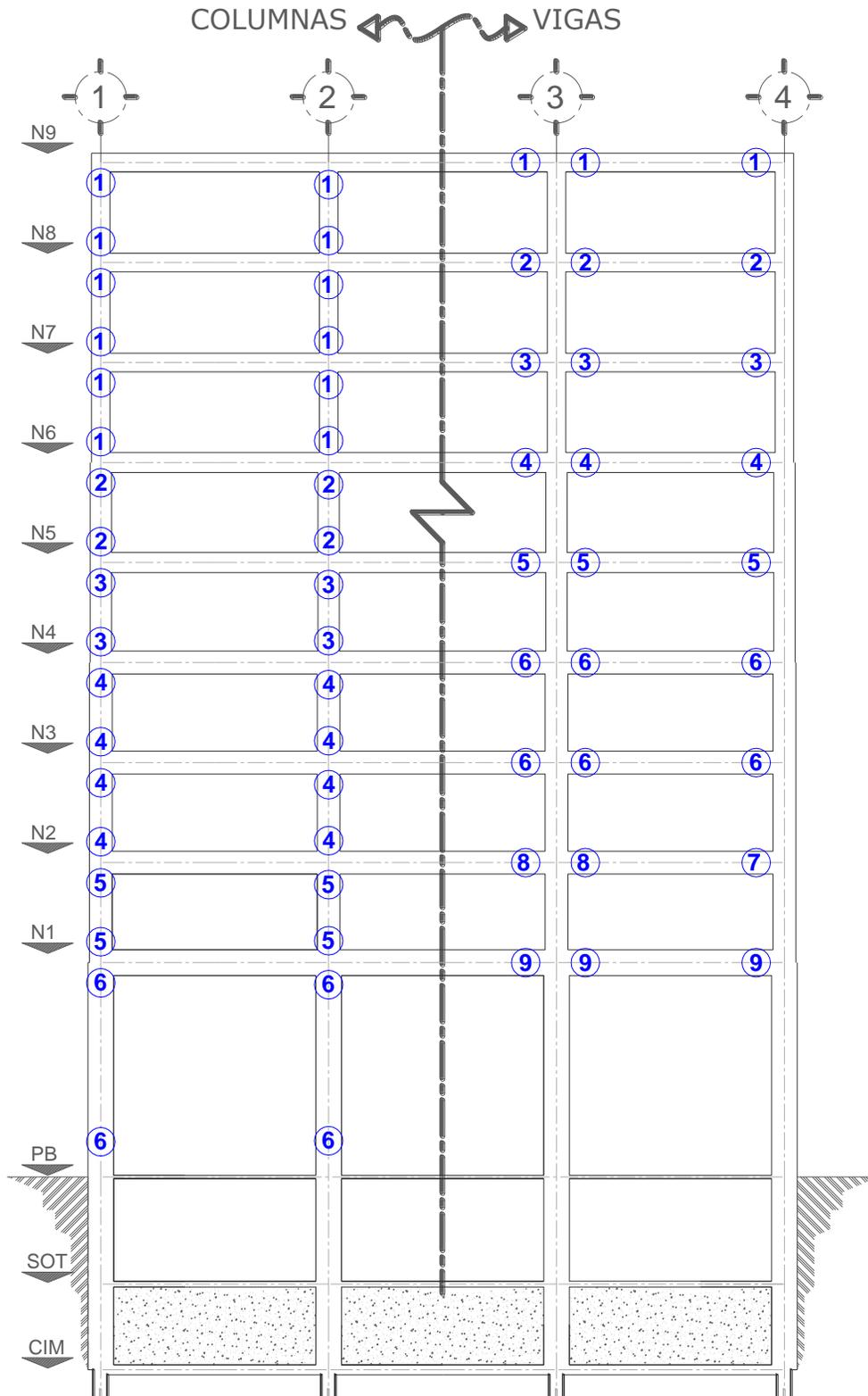


Figura 3.45 Ubicación de los tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio de 9 niveles, $Q=2$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

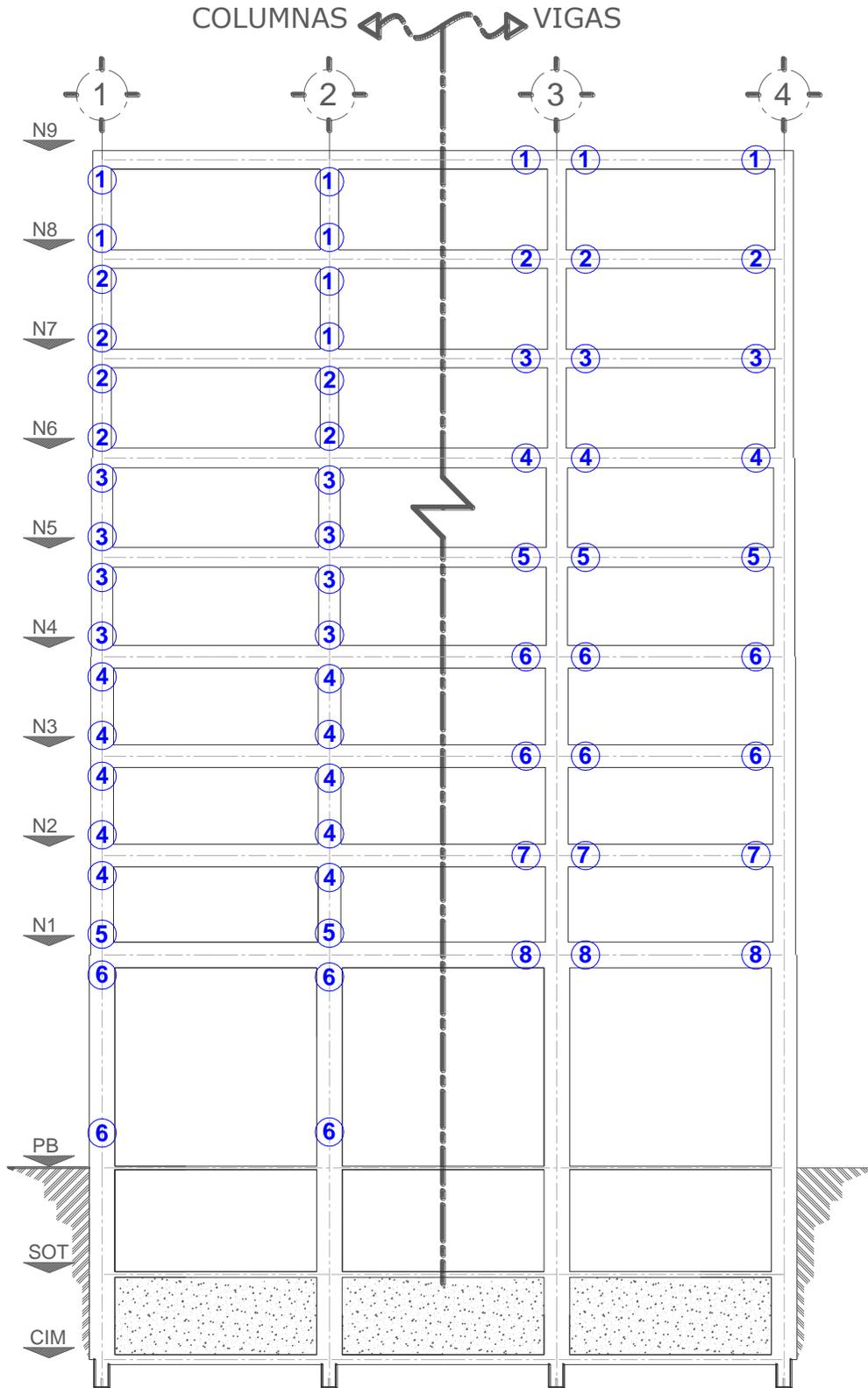


Figura 3.46 Ubicación de los tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio de 9 niveles, $Q=2$, NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

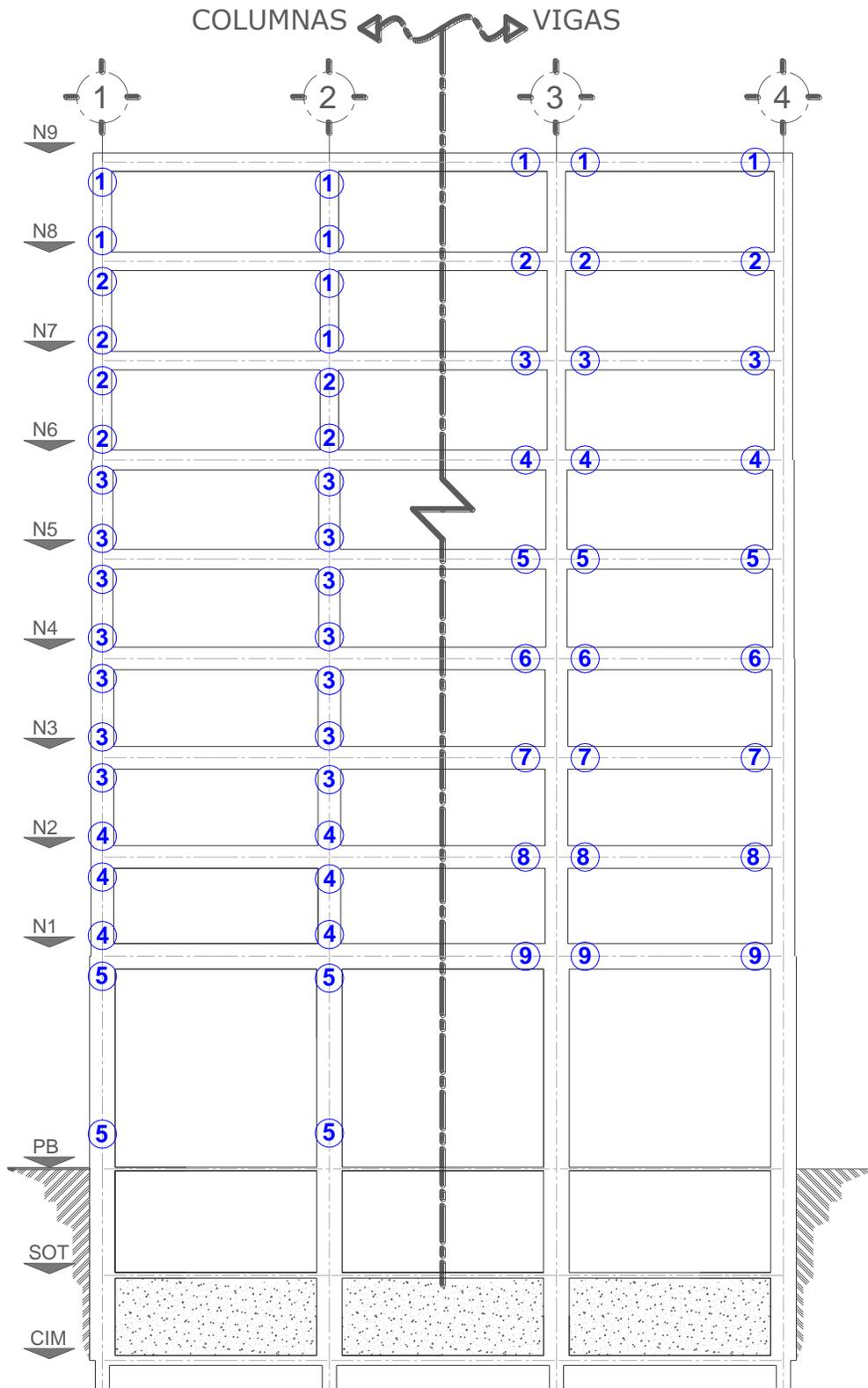


Figura 3.47 Ubicación de los tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio de 9 niveles, $Q=4$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

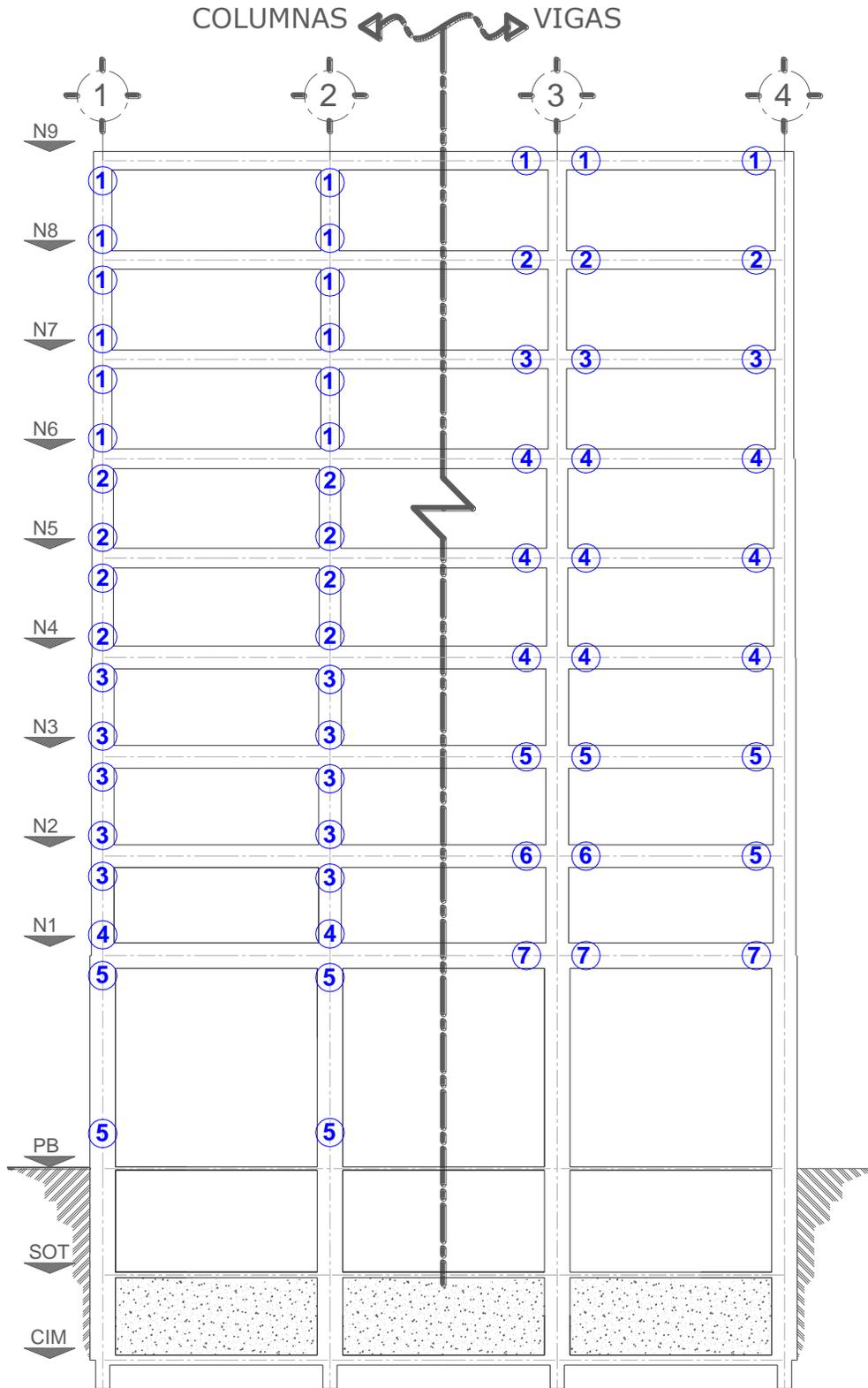


Figura 3.48 Ubicación de los tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio de 9 niveles, $Q=4$, NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

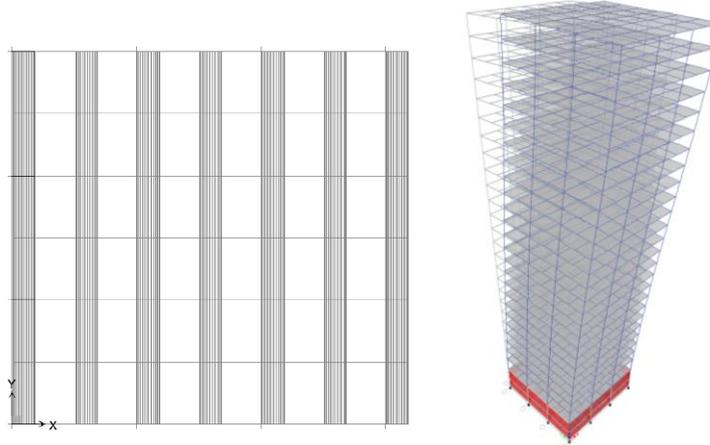


Figura 3.49 Vista en planta y elevación de la deformada del primer modo de vibrar del edificio de 25 niveles

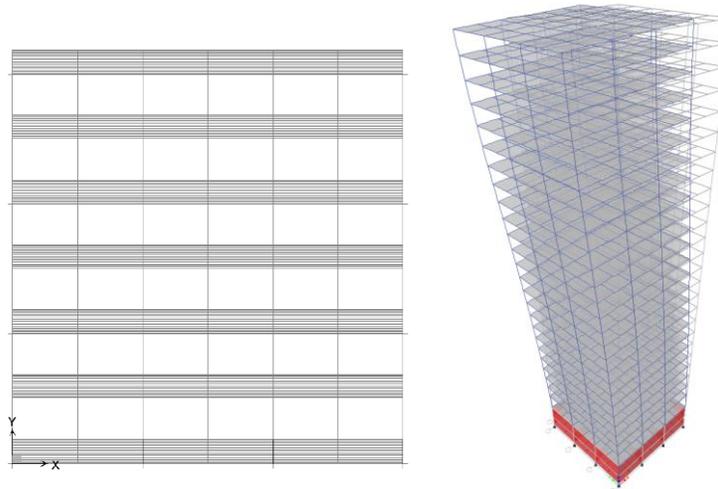


Figura 3.50 Vista en planta y elevación de la deformada del segundo modo de vibrar del edificio de 25 niveles

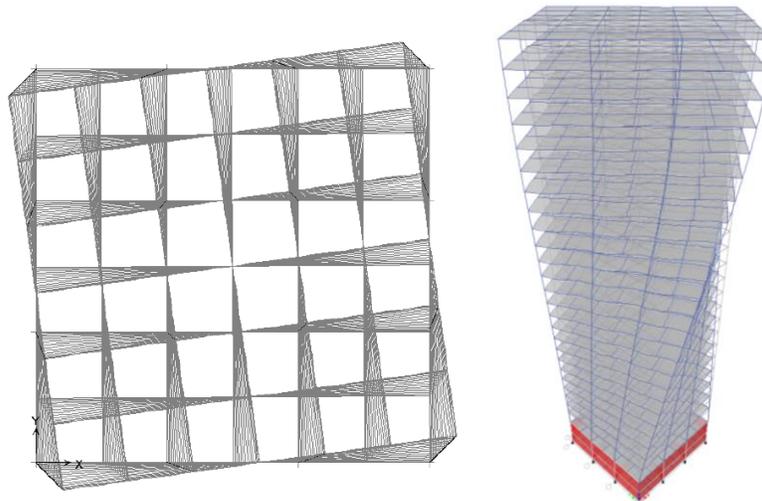


Figura 3.51 Vista en planta y elevación de la deformada del tercer modo de vibrar del edificio de 25 niveles

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

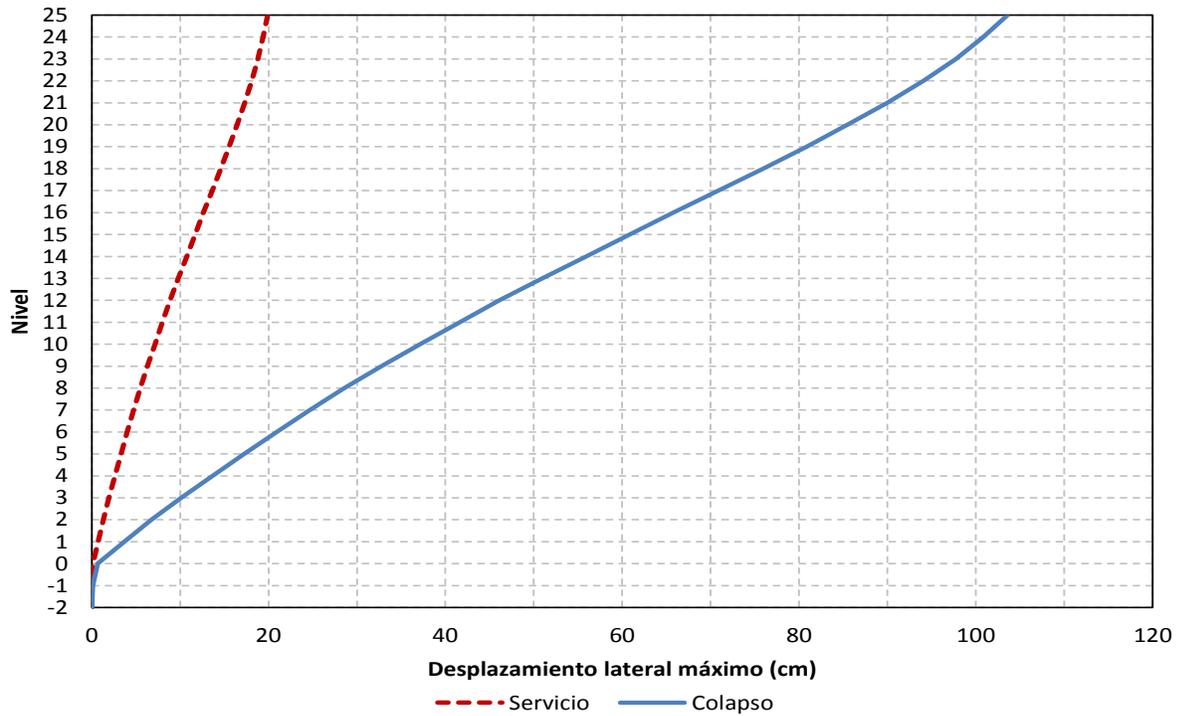


Figura 3.52 Desplazamientos horizontales máximos, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

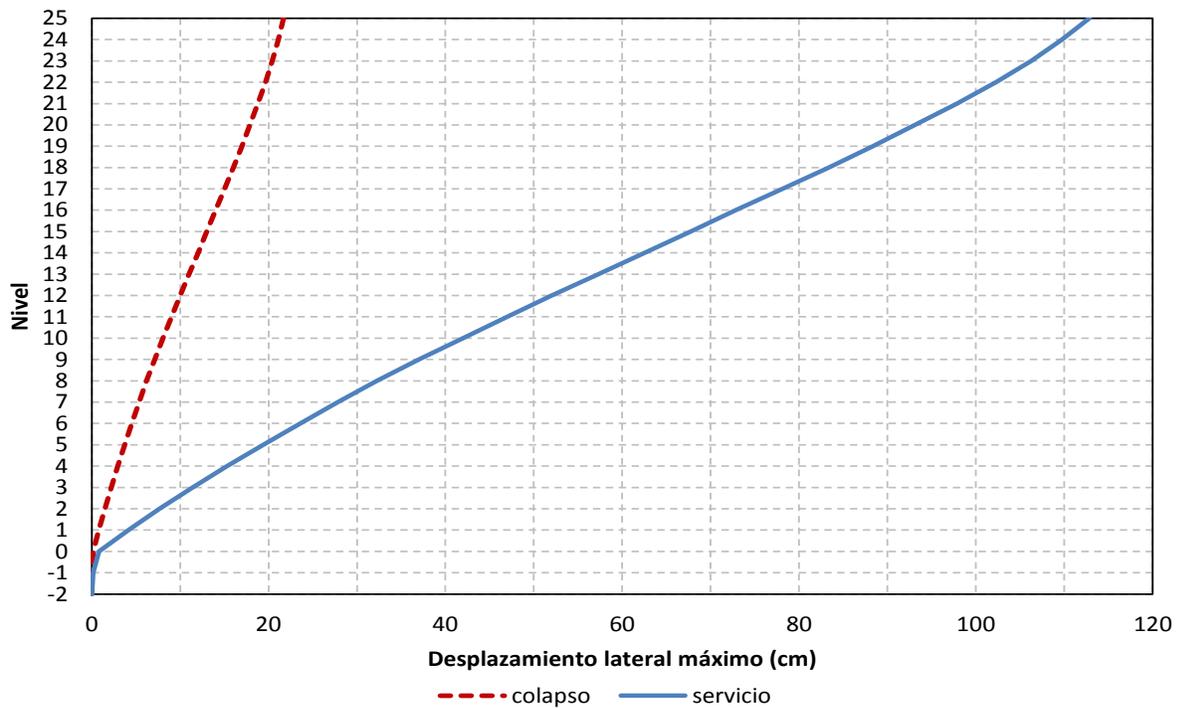


Figura 3.53 Desplazamientos horizontales máximos, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

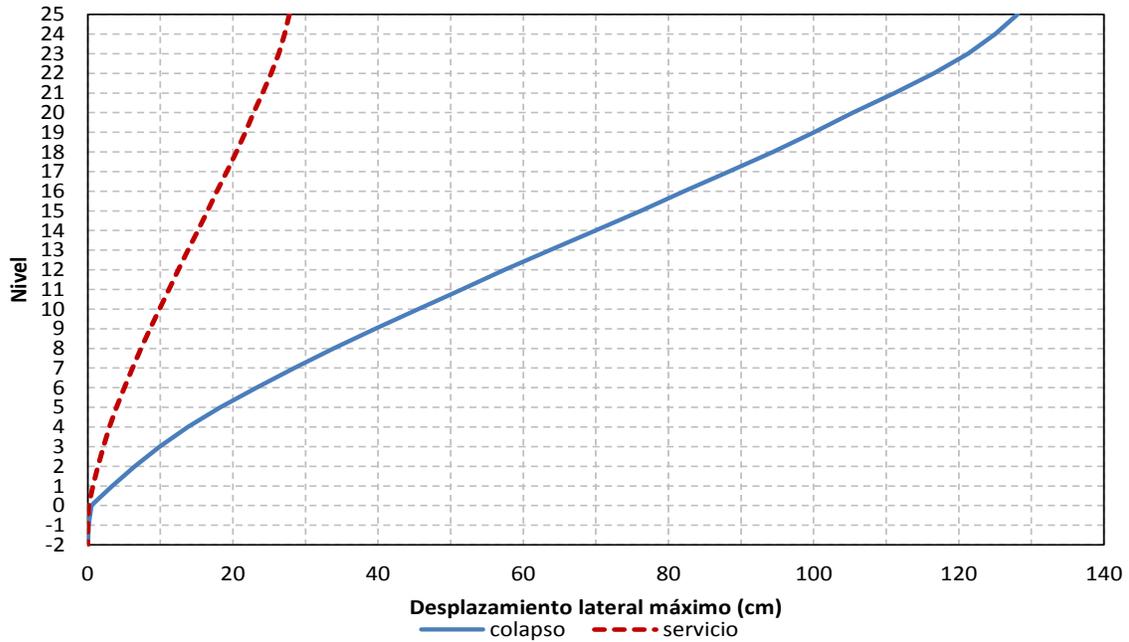


Figura 3.54 Desplazamientos horizontales máximos, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, Q= 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

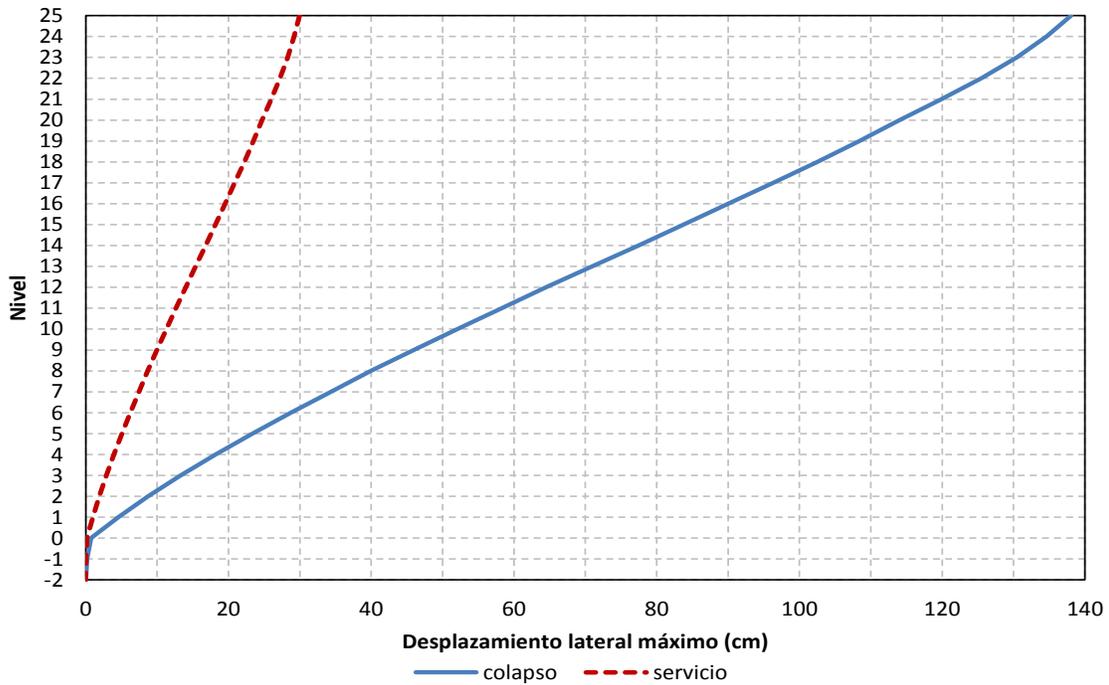


Figura 3.55 Desplazamientos horizontales máximos, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, Q= 4, NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

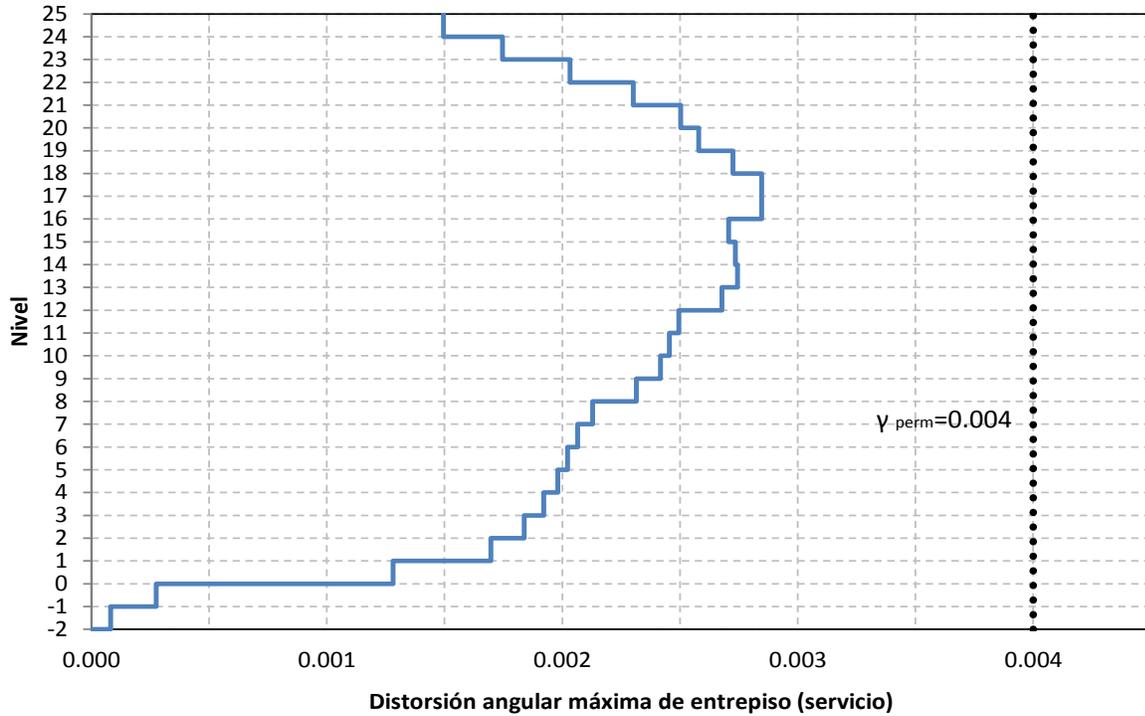


Figura 3.56 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, $Q=2$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

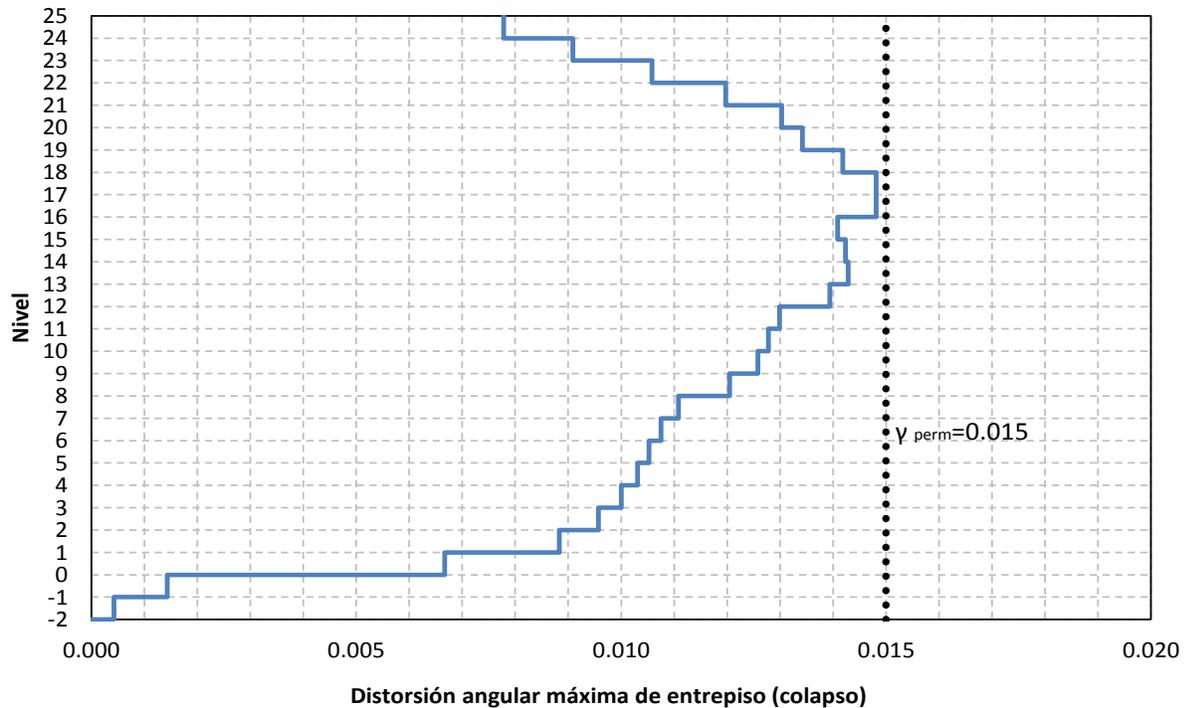


Figura 3.57 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, $Q=2$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

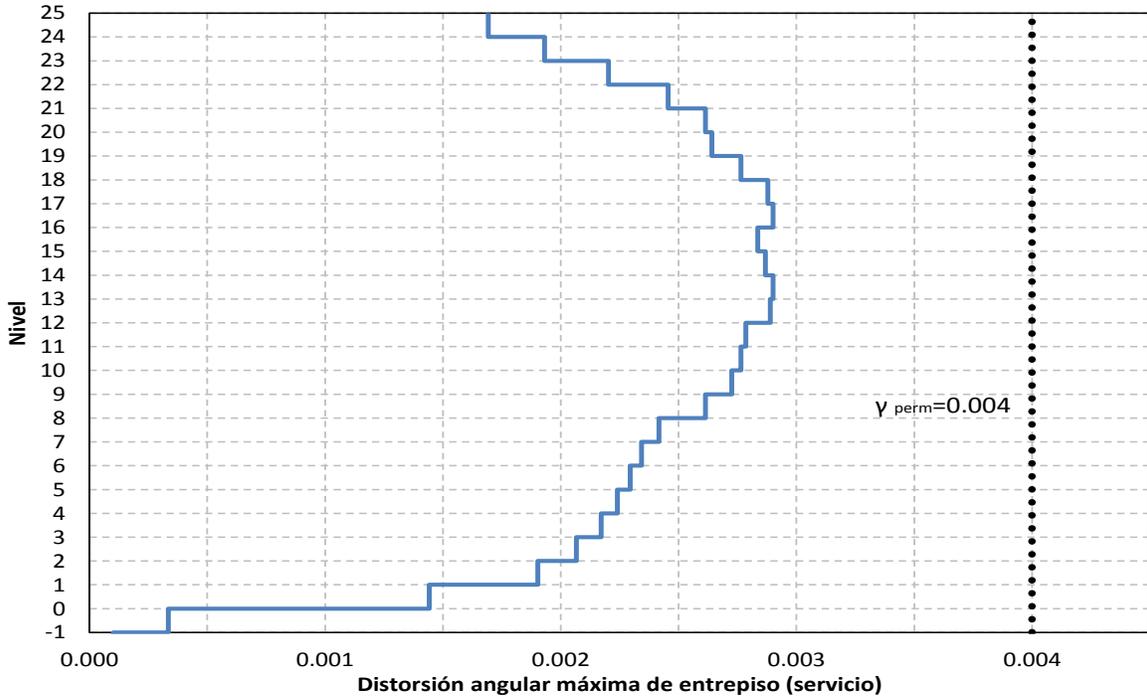


Figura 3.58 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

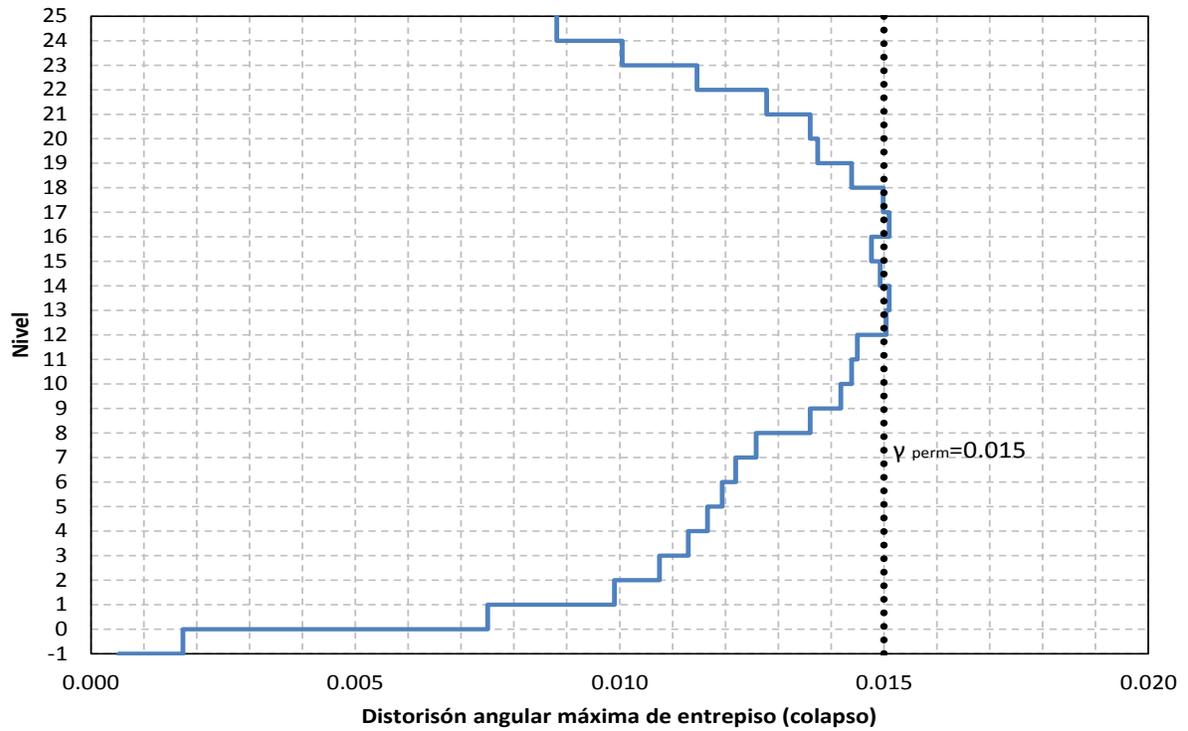


Figura 3.59 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

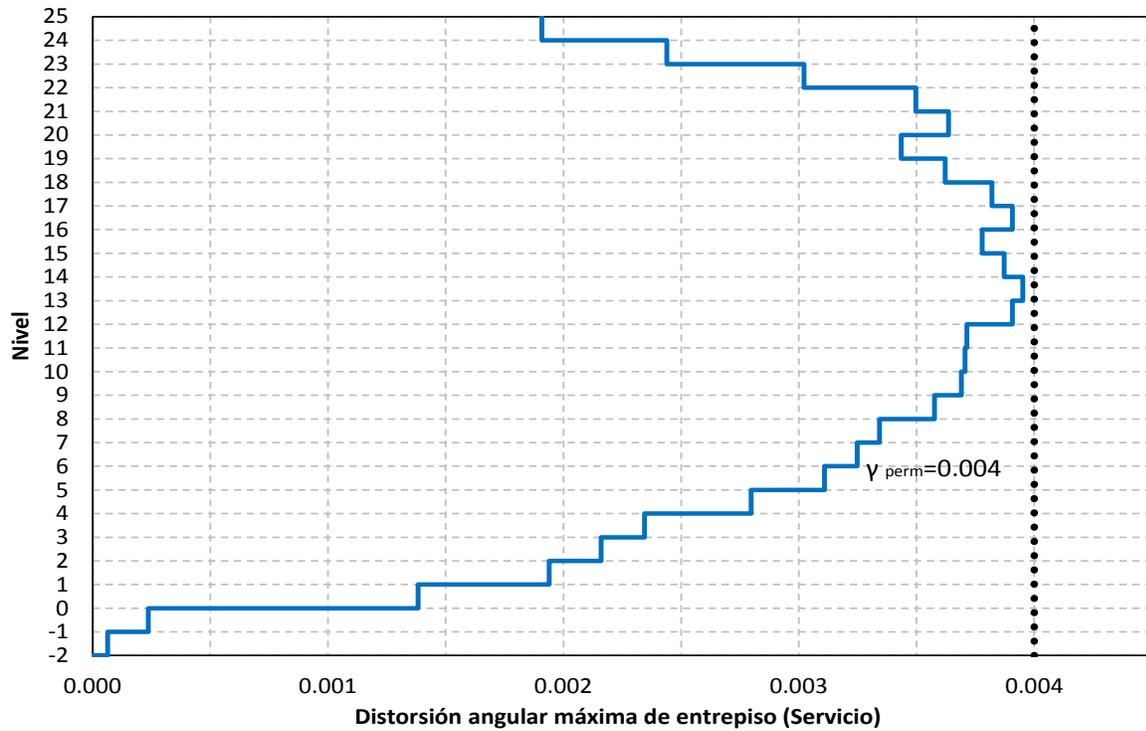


Figura 3.60 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, $Q=4$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

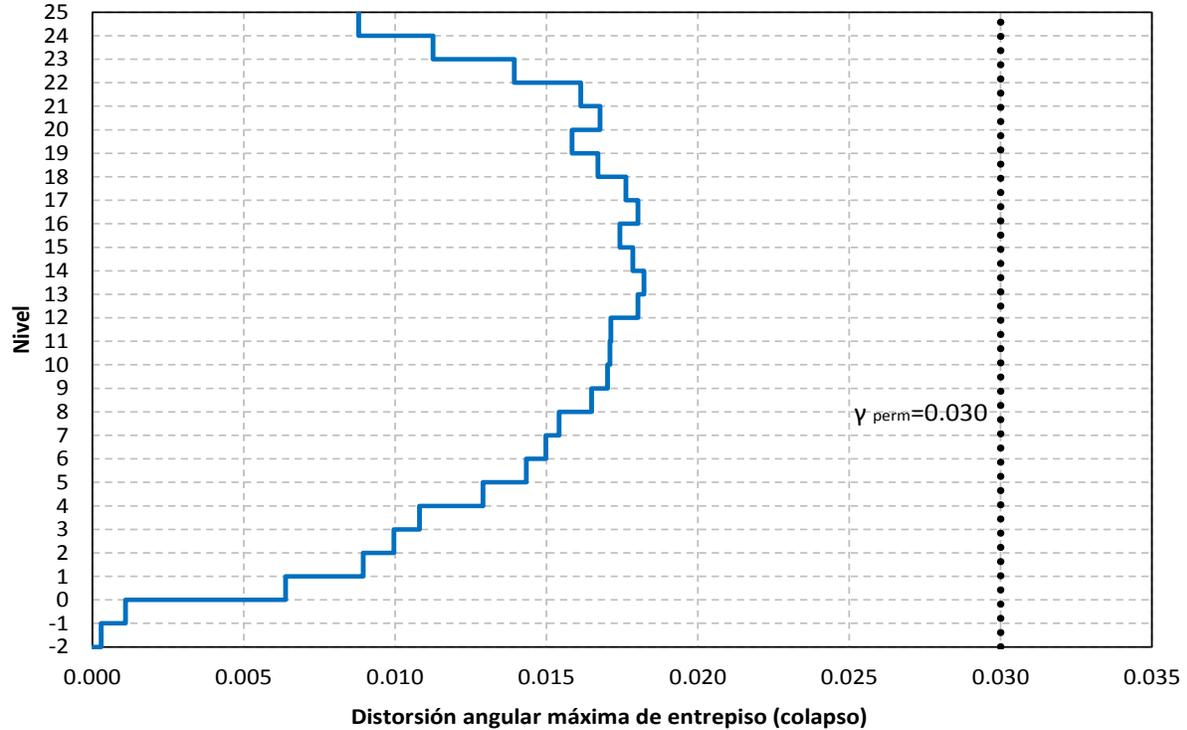


Figura 3.61 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, $Q=4$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

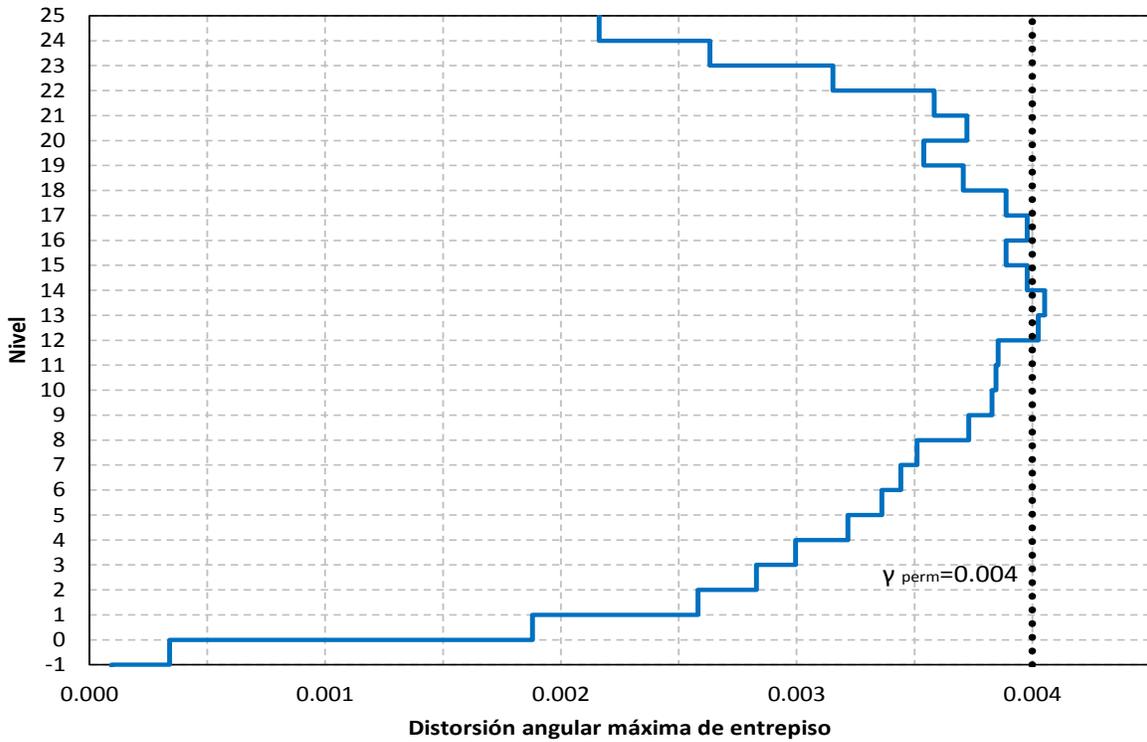


Figura 3.62 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de servicio, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, $Q=4$, NTC-Sismo del RCDF-P

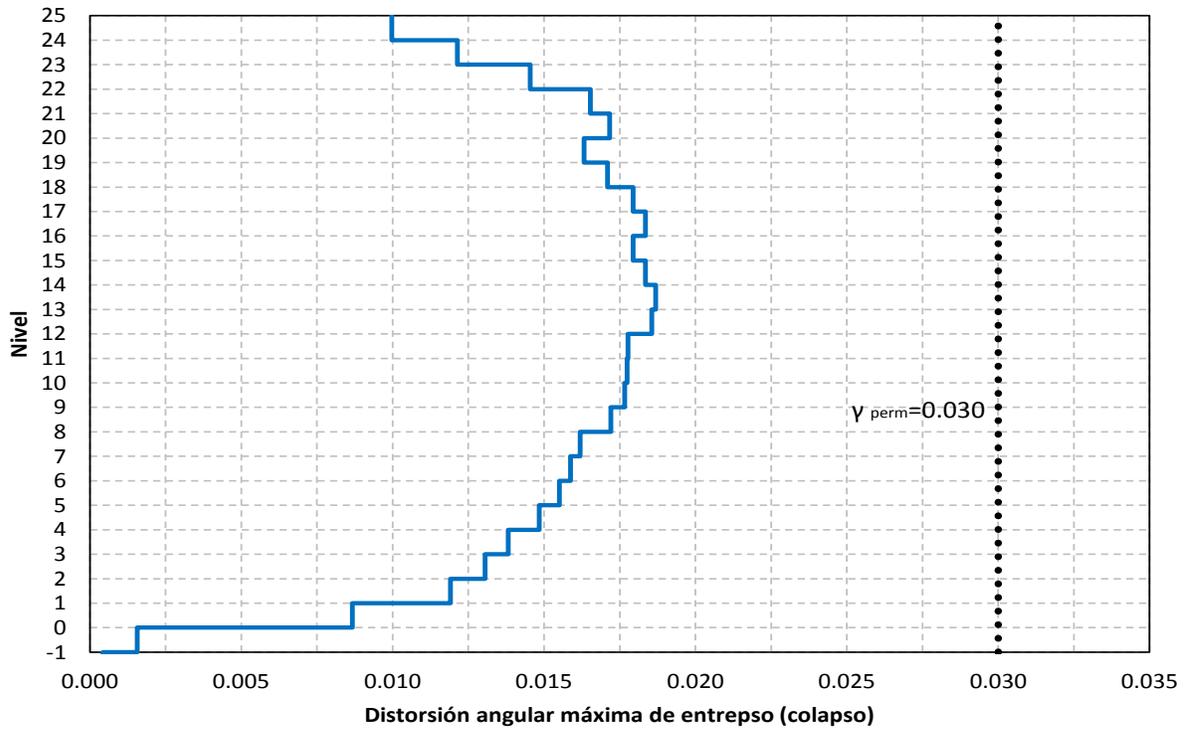


Figura 3.63 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condición de colapso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, $Q=4$, NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

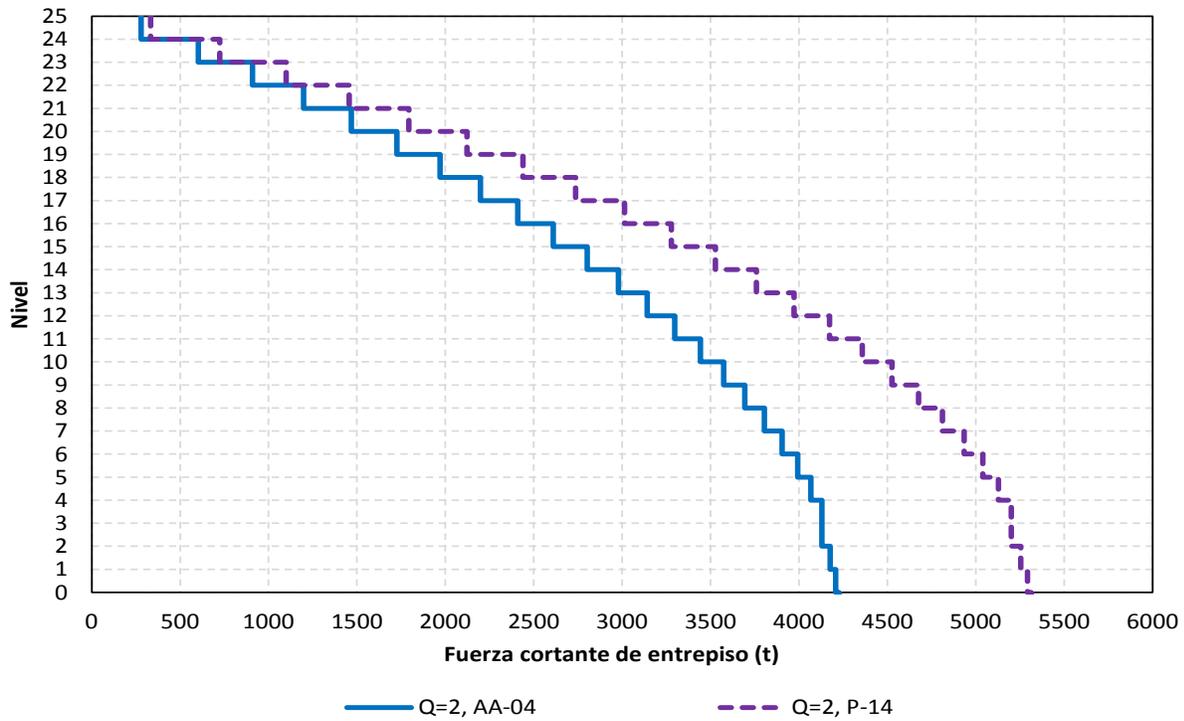


Figura 3.64 Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, $Q=2$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

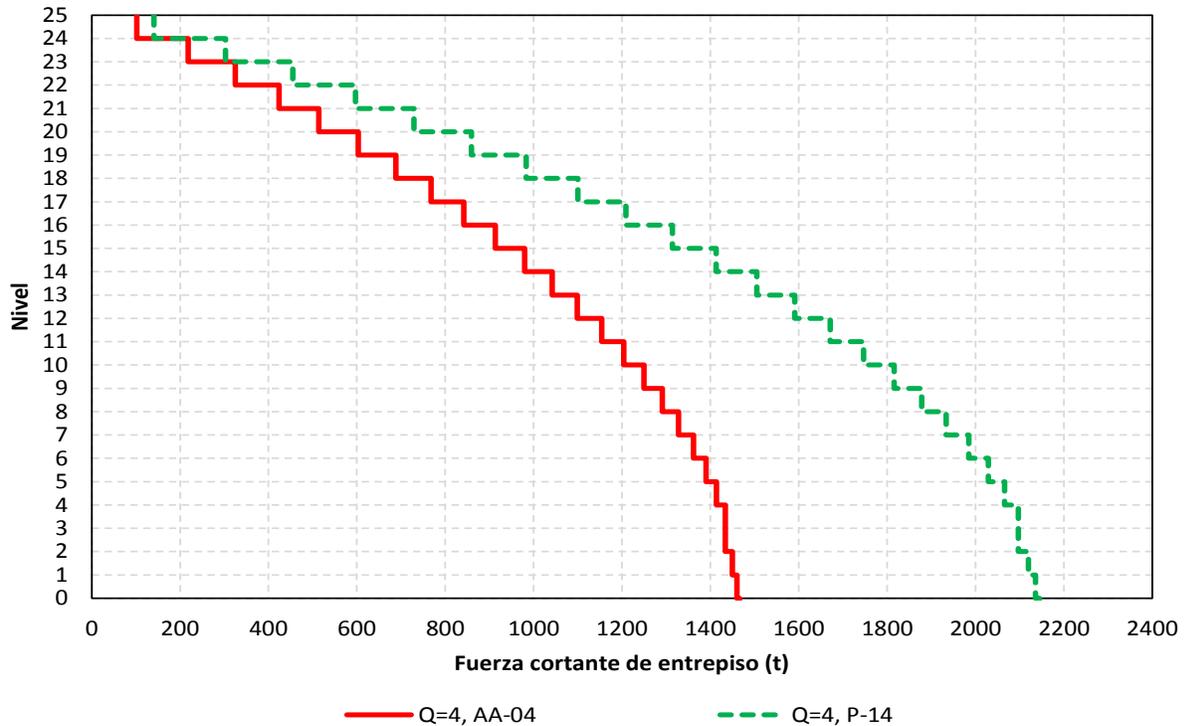


Figura 3.65 Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en direcciones “X y Y”, edificio de 25 niveles, $Q=4$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

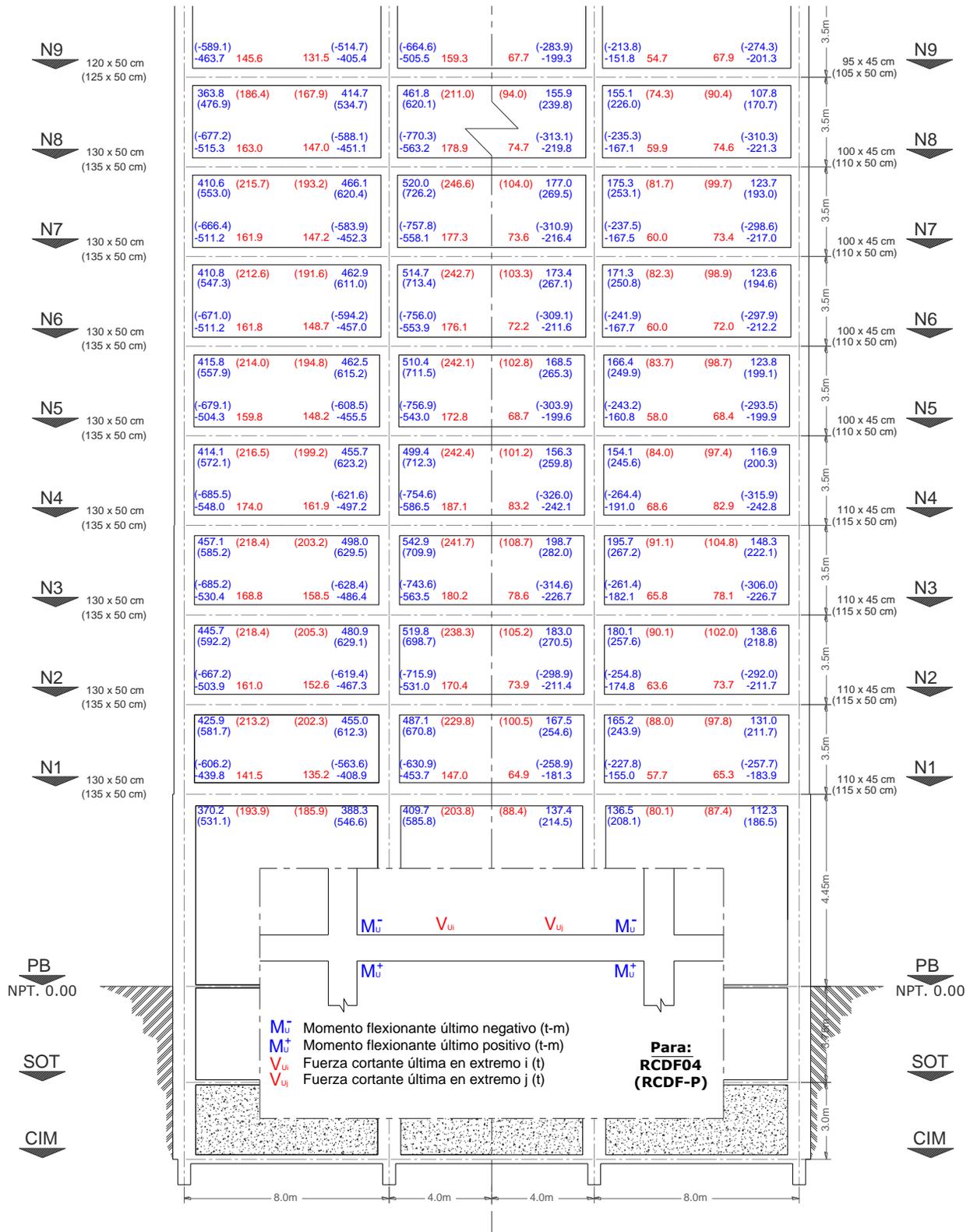
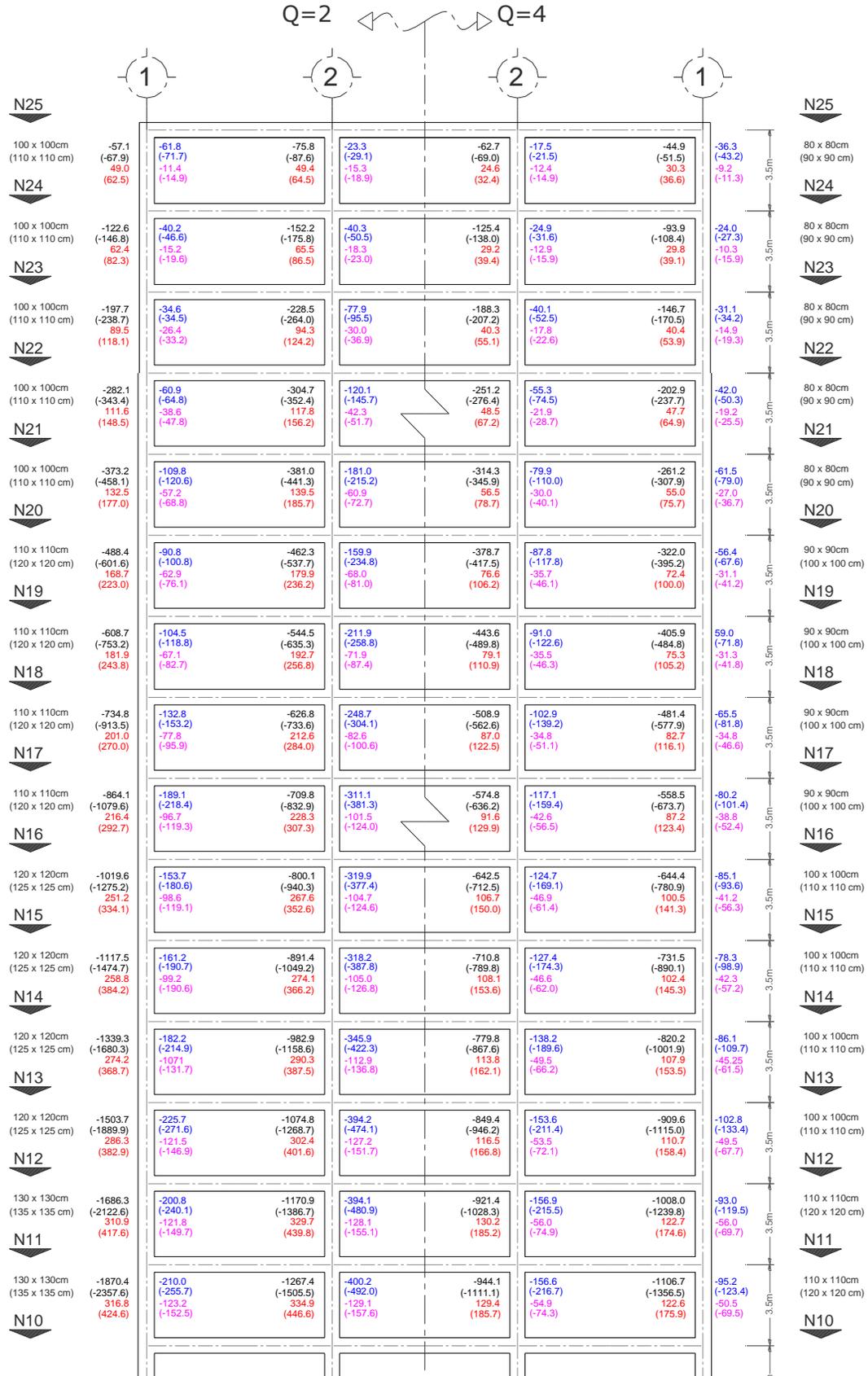


Figura 3.66 Elementos mecánicos últimos de las vigas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2 y 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3 Cálculo de respuestas elásticas y diseños



Capítulo 3 Cálculo de respuestas elásticas y diseños

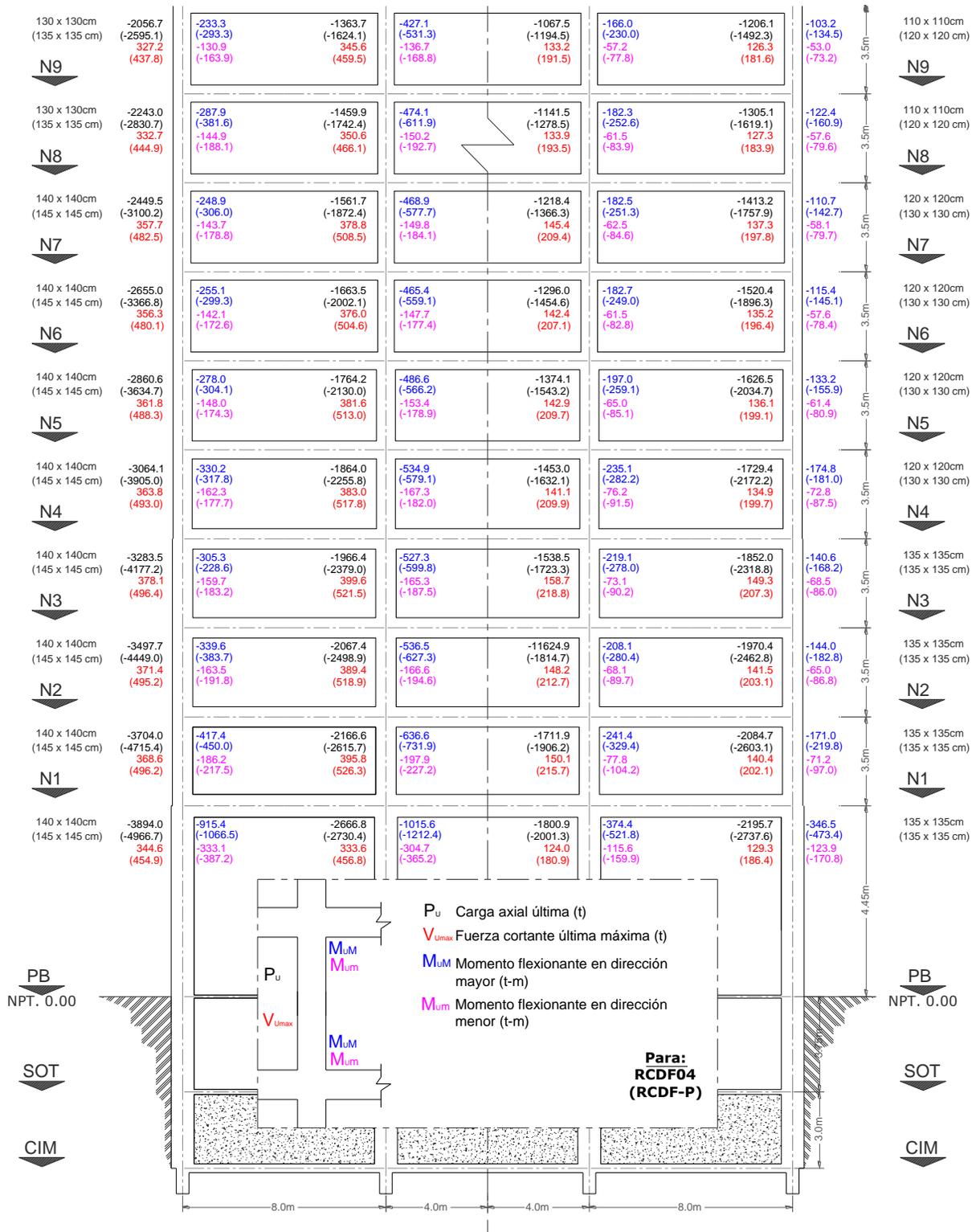
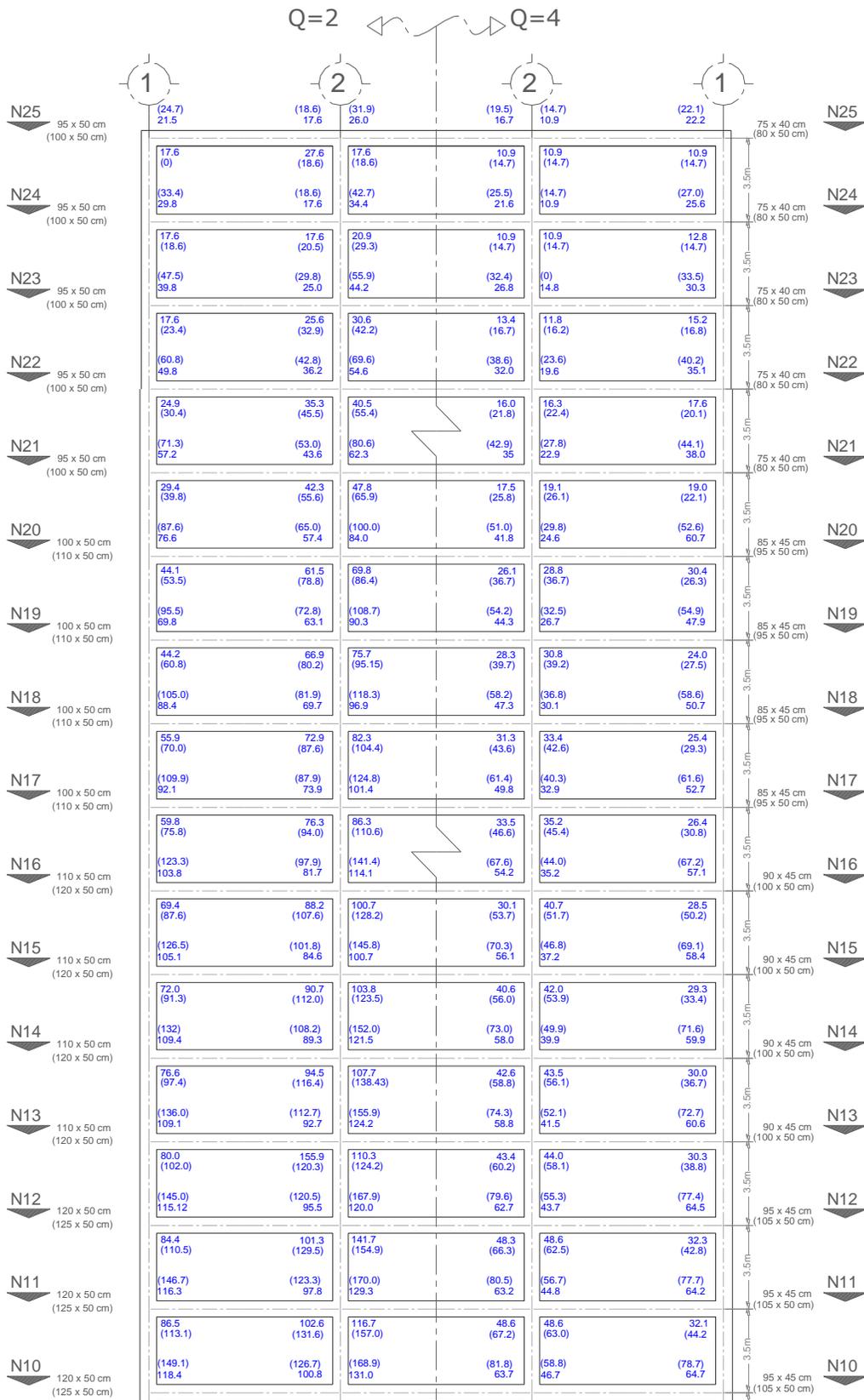


Figura 3.67 Elementos mecánicos últimos de las columnas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2 y 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3 Cálculo de respuestas elásticas y diseños



Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

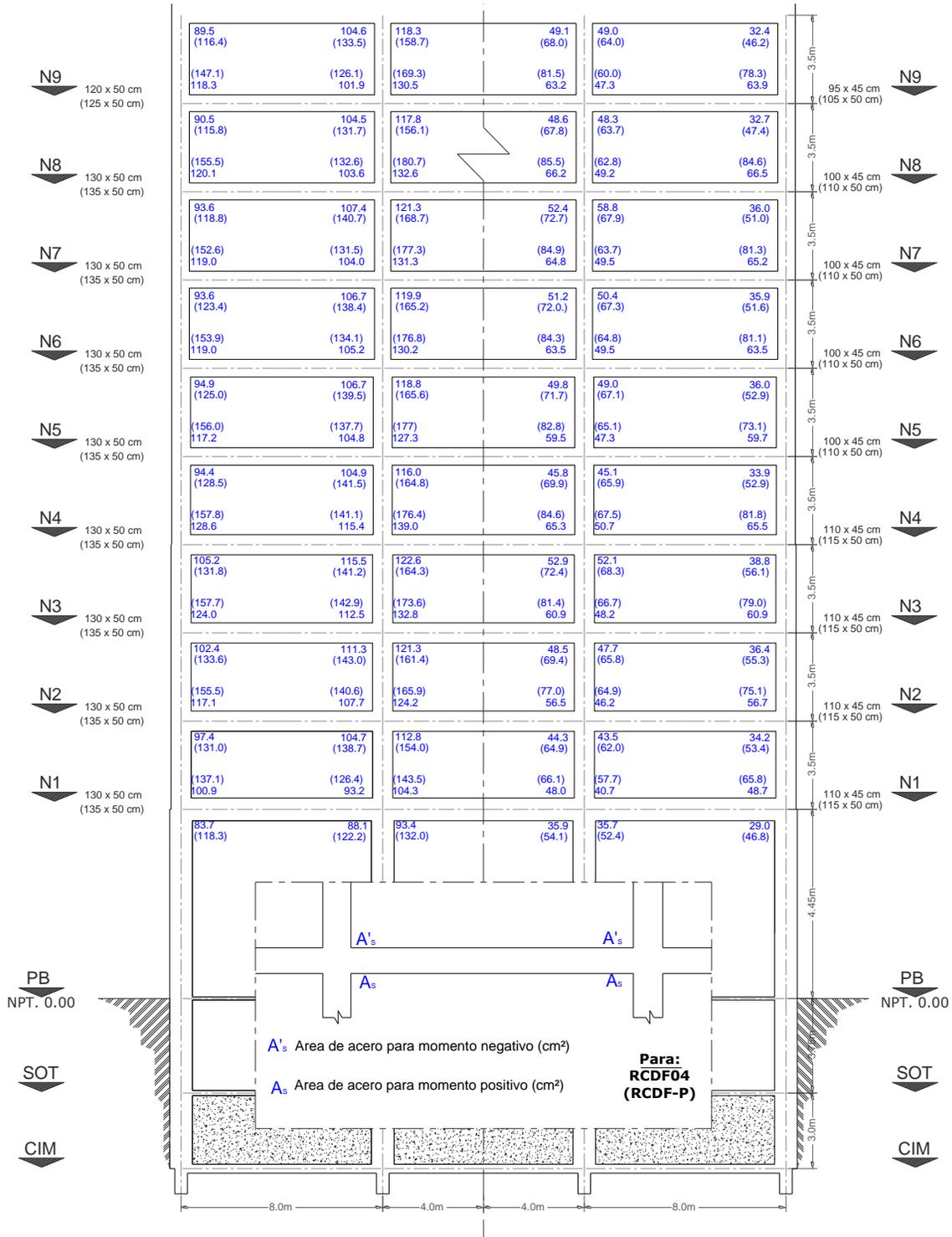


Figura 3.68 Áreas teóricas de refuerzo longitudinal de las vigas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2 y 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

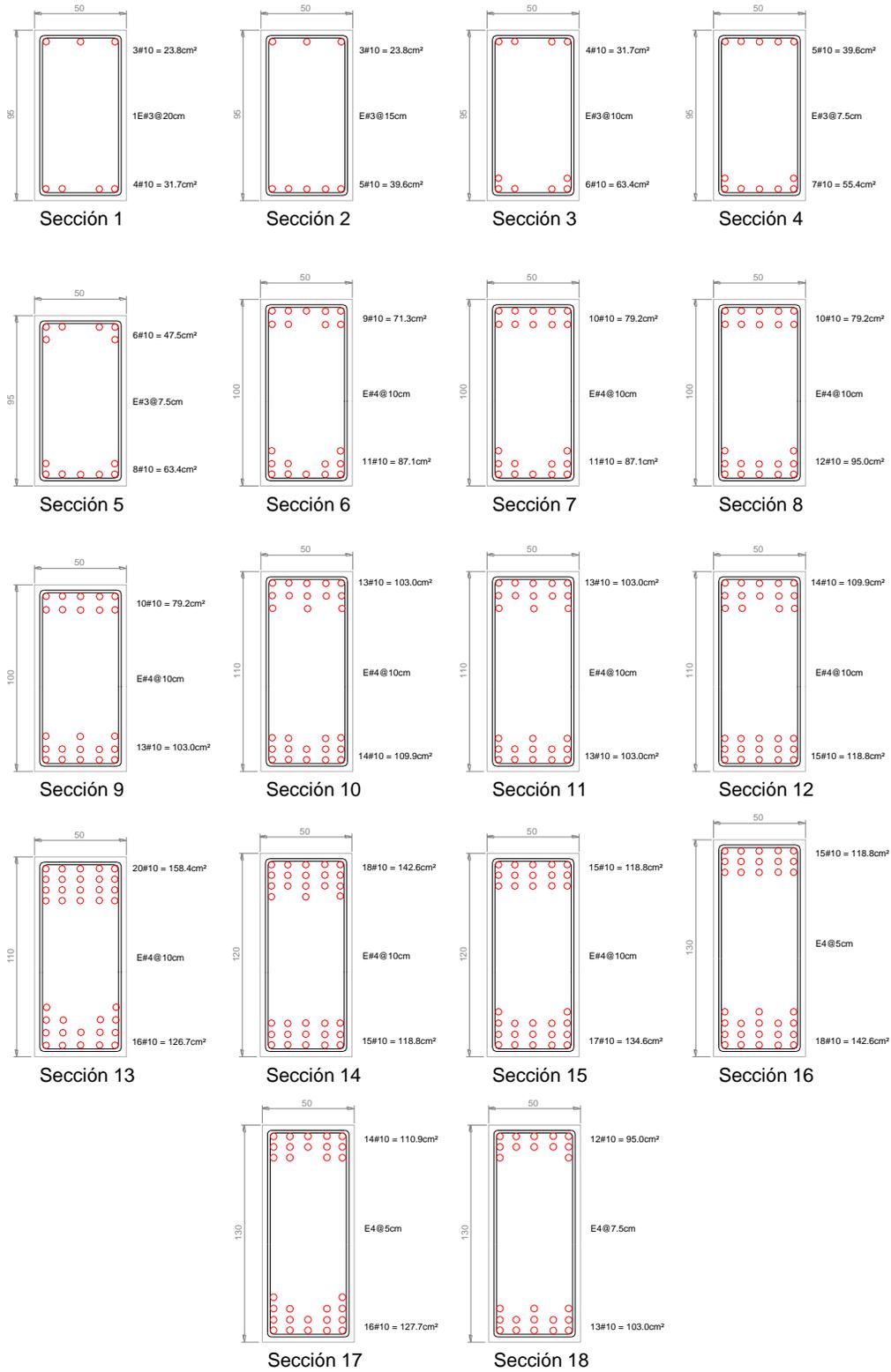


Figura 3.69 Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

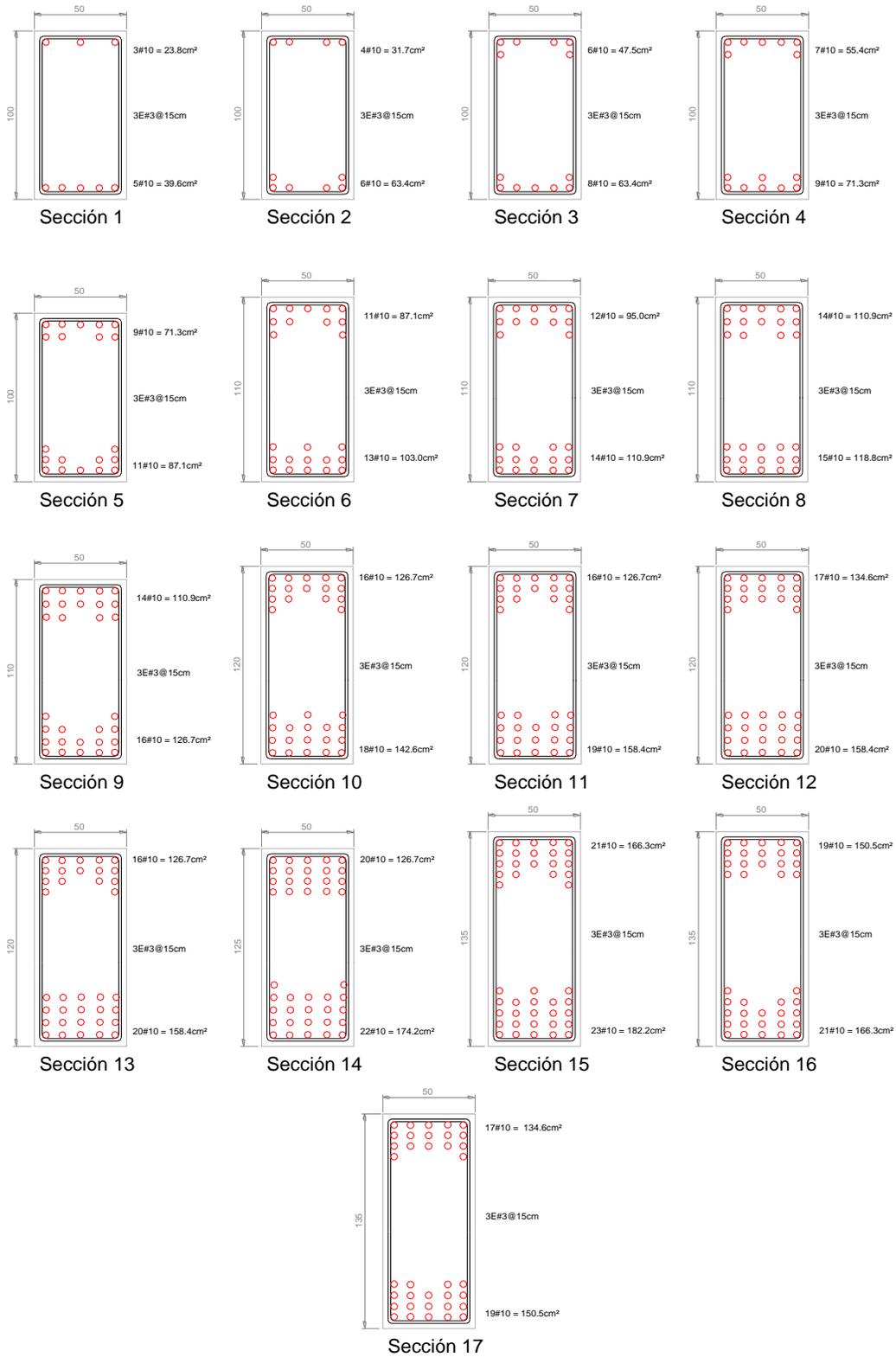


Figura 3.70 Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

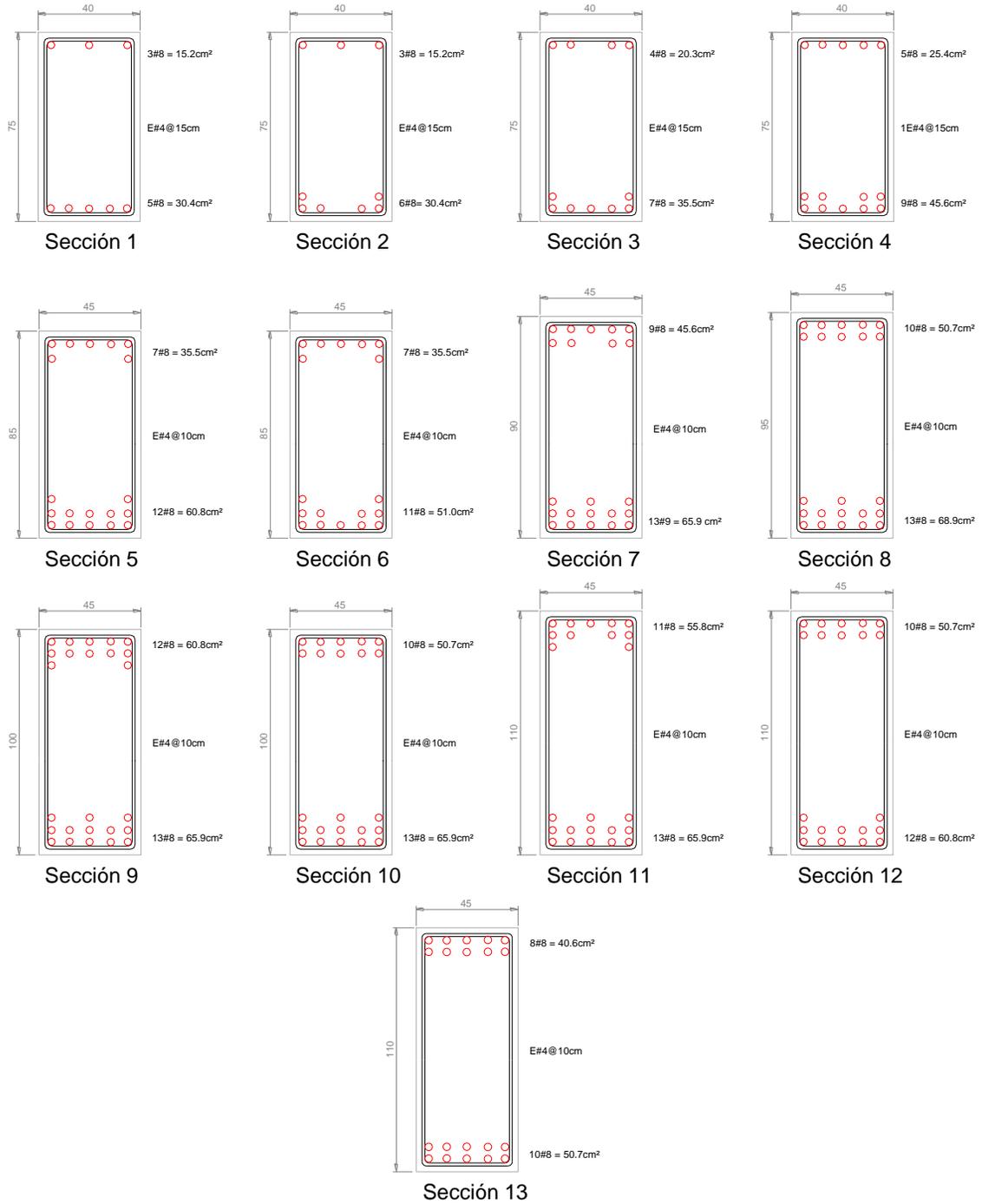


Figura 3.71 Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

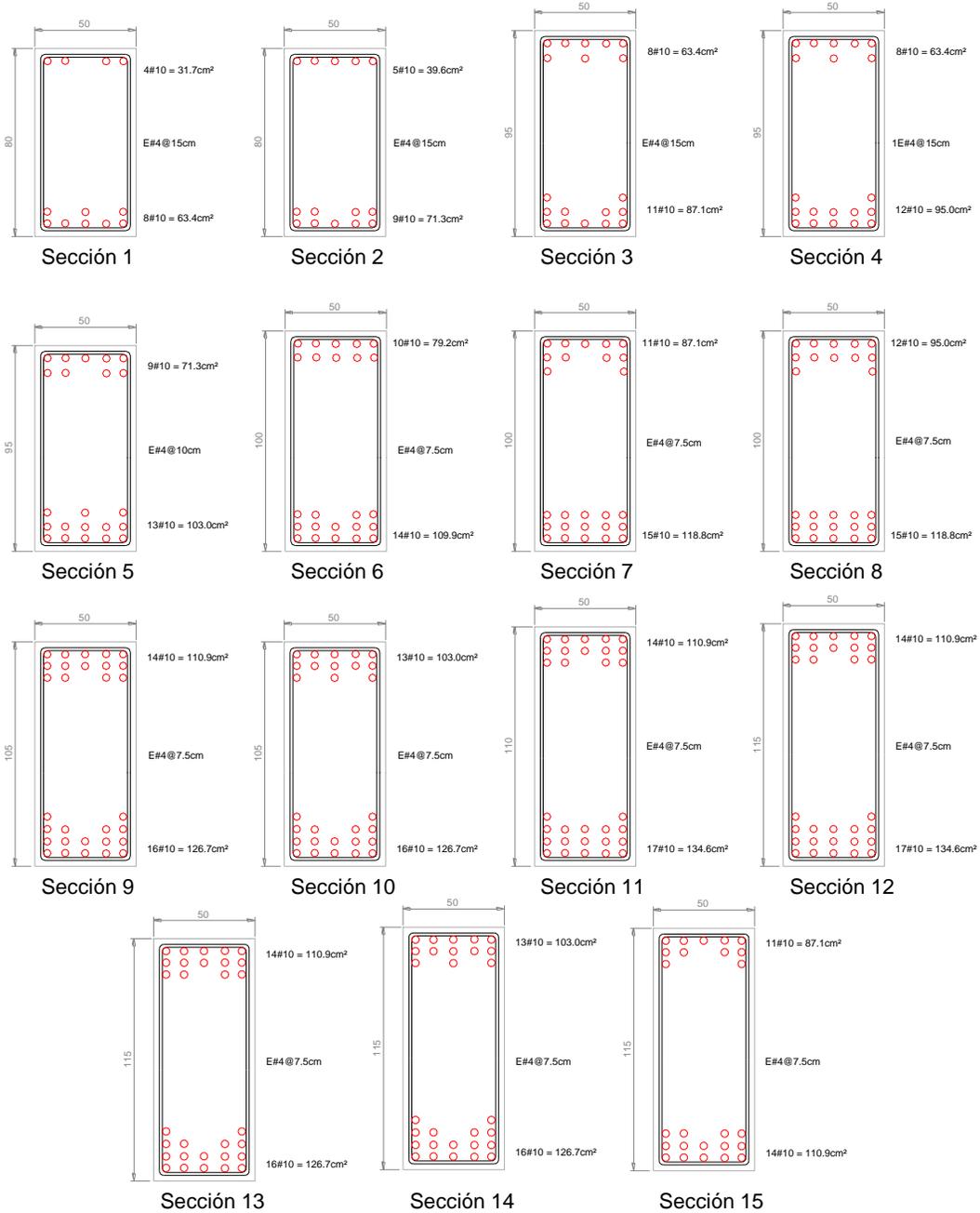
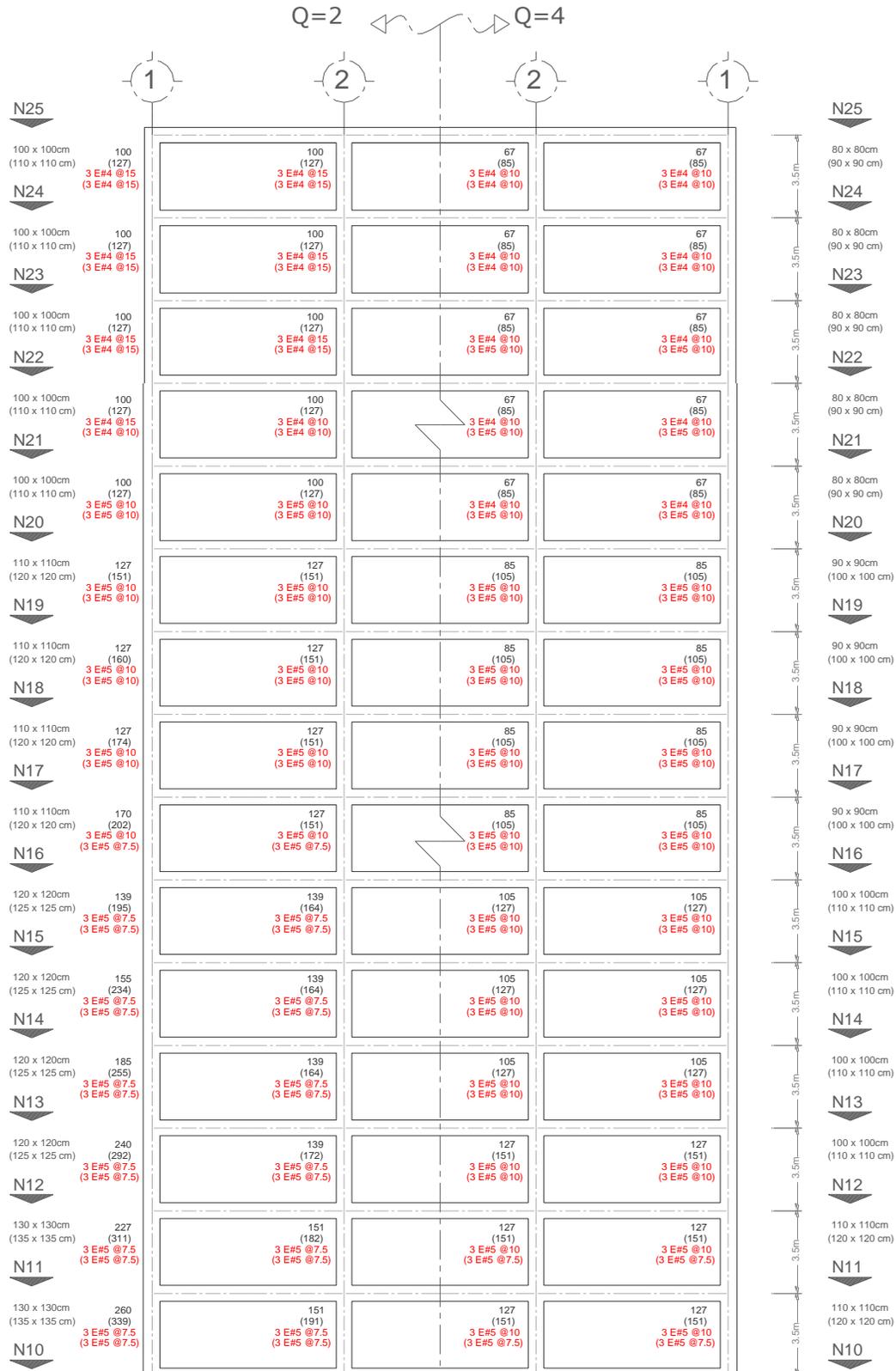


Figura 3.72 Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 4, NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 3 Cálculo de respuestas elásticas y diseños



Capítulo 3 Cálculo de respuestas elásticas y diseños

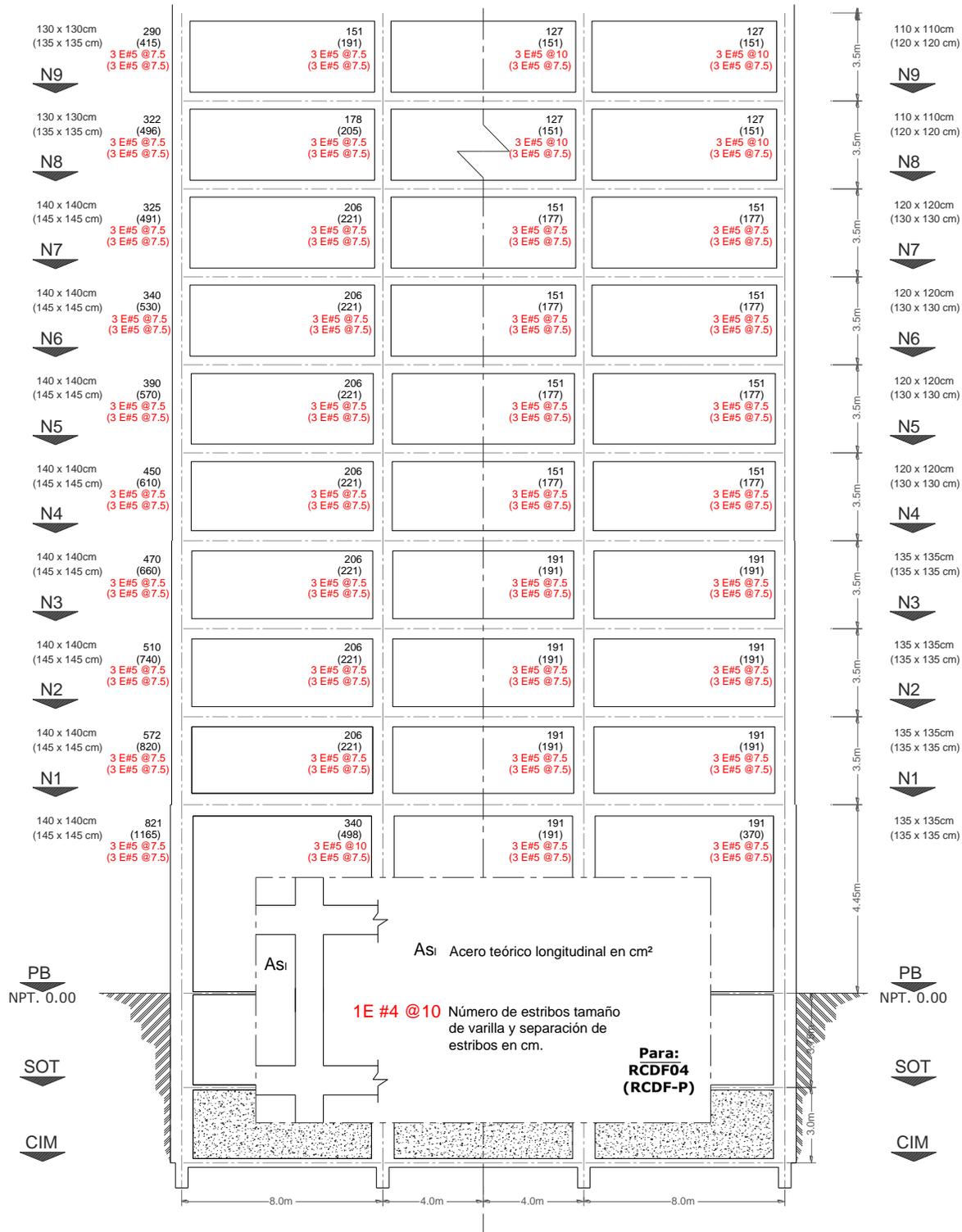


Figura 3.73 Áreas teóricas de refuerzo longitudinal y refuerzo transversal de las columnas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2 y 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

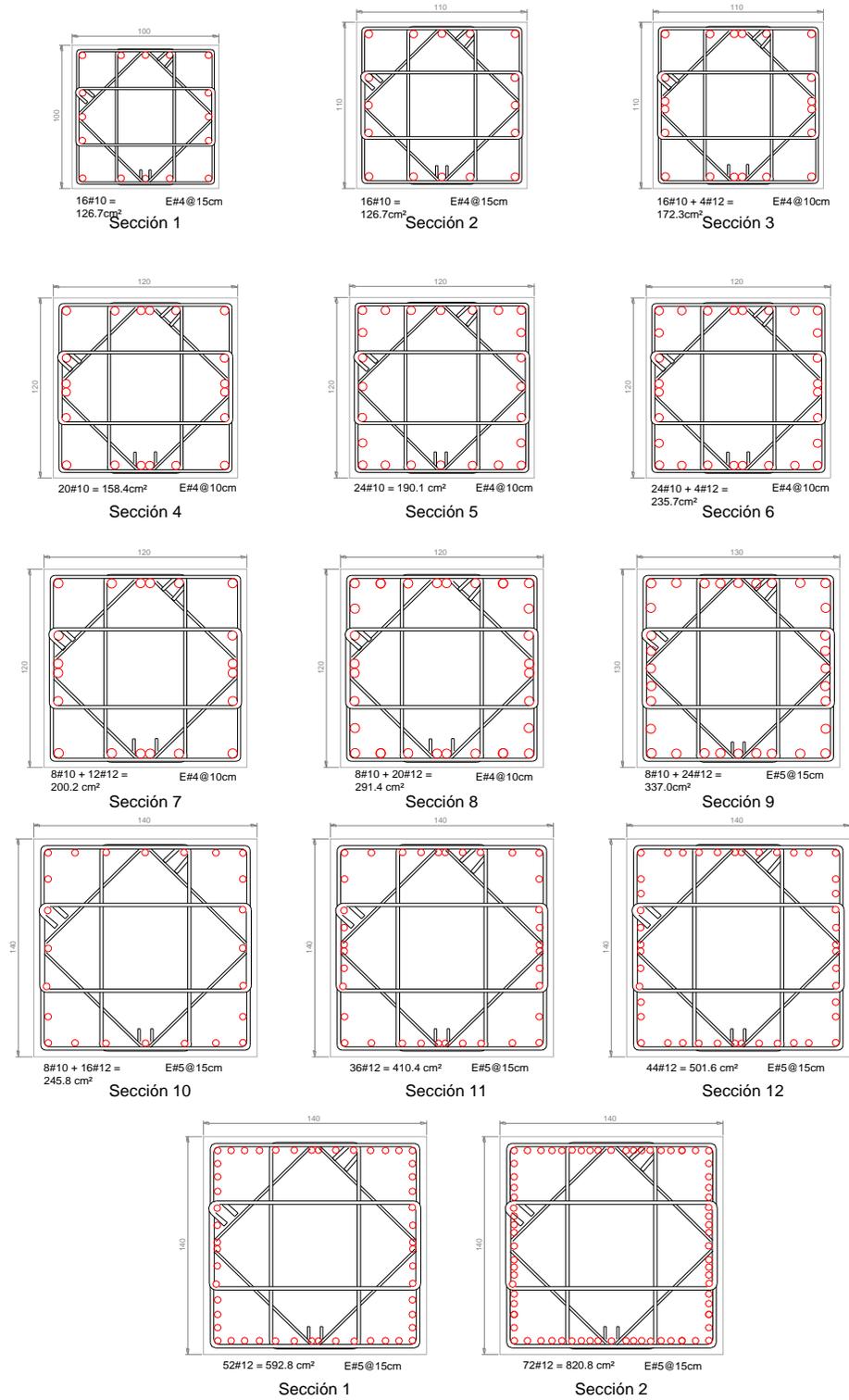


Figura 3.74 Armados longitudinal y transversal propuestos de las columnas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

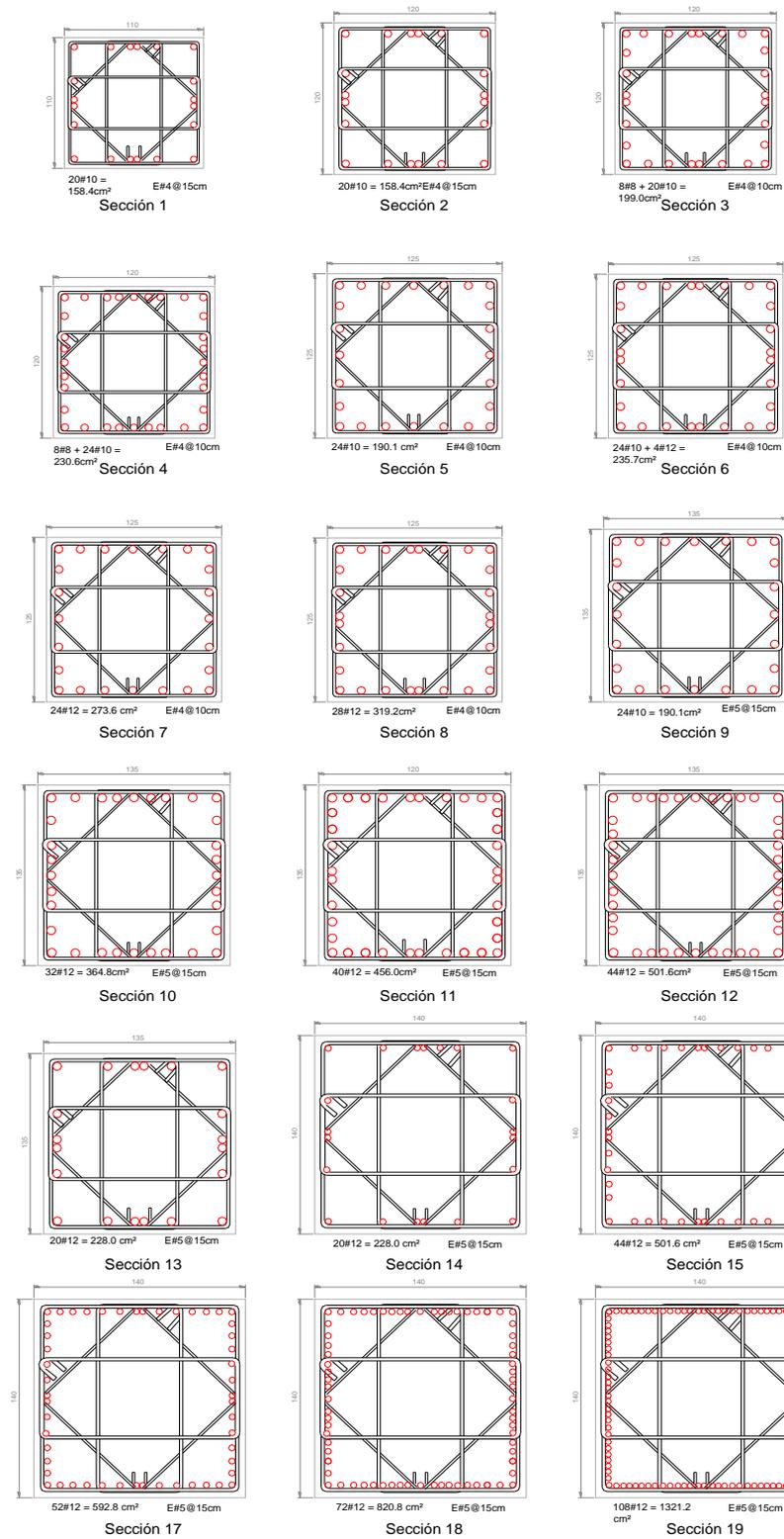


Figura 3.75 Armados longitudinal y transversal propuestos de las columnas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2, NTC-Sismo del RCDF-P

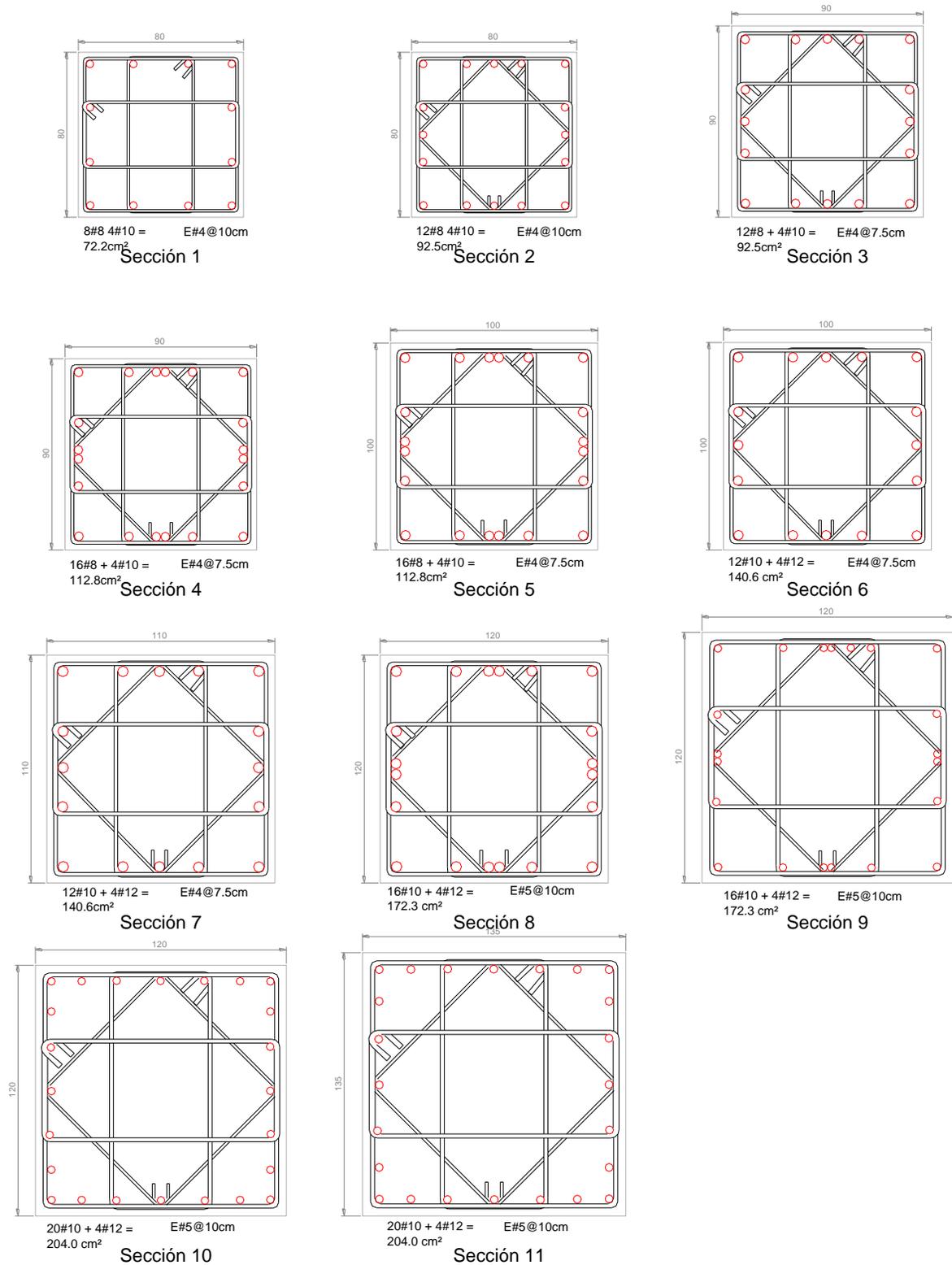


Figura 3.76 Armados longitudinal y transversal propuestos de las columnas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 4, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

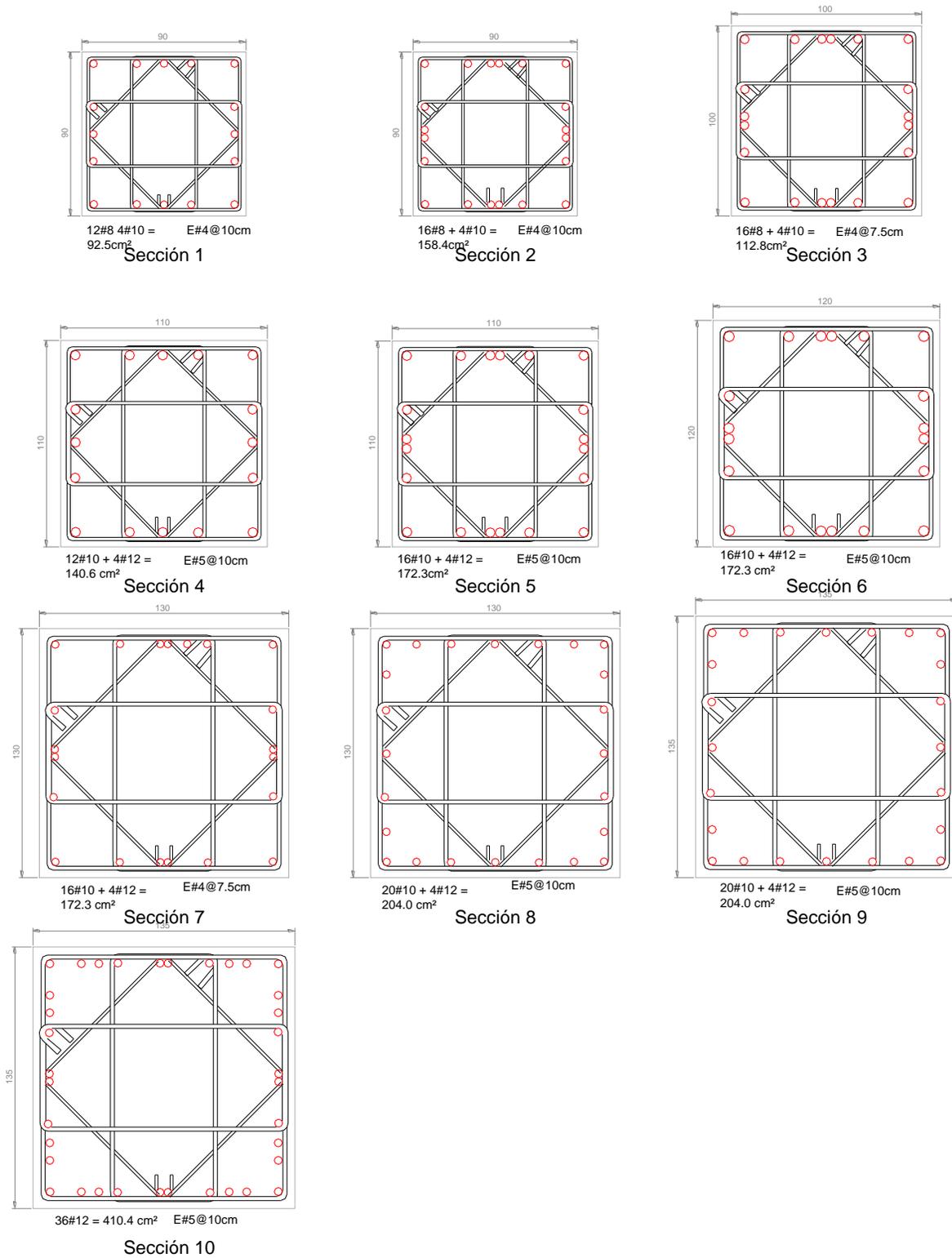


Figura 3.77 Armados longitudinal y transversal propuestos de las columnas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 4, NTC-Sismo del RCDF-P

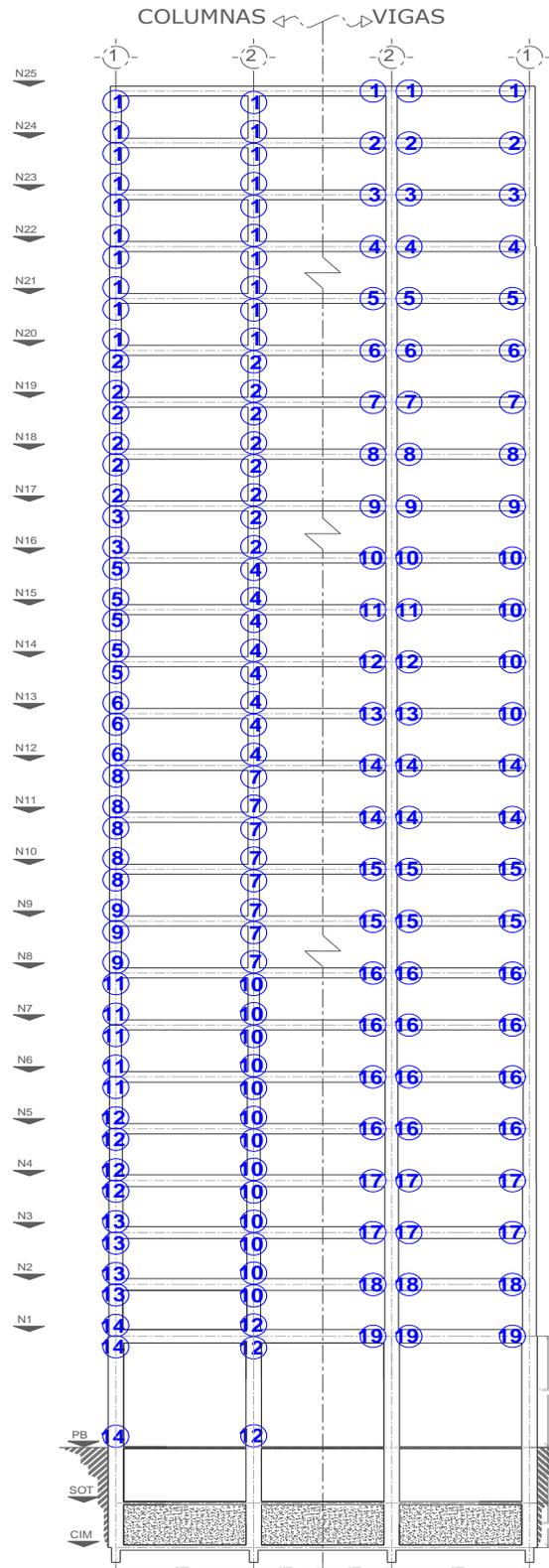


Figura 3.78 Ubicación de los tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio de 25 niveles, Q= 2, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

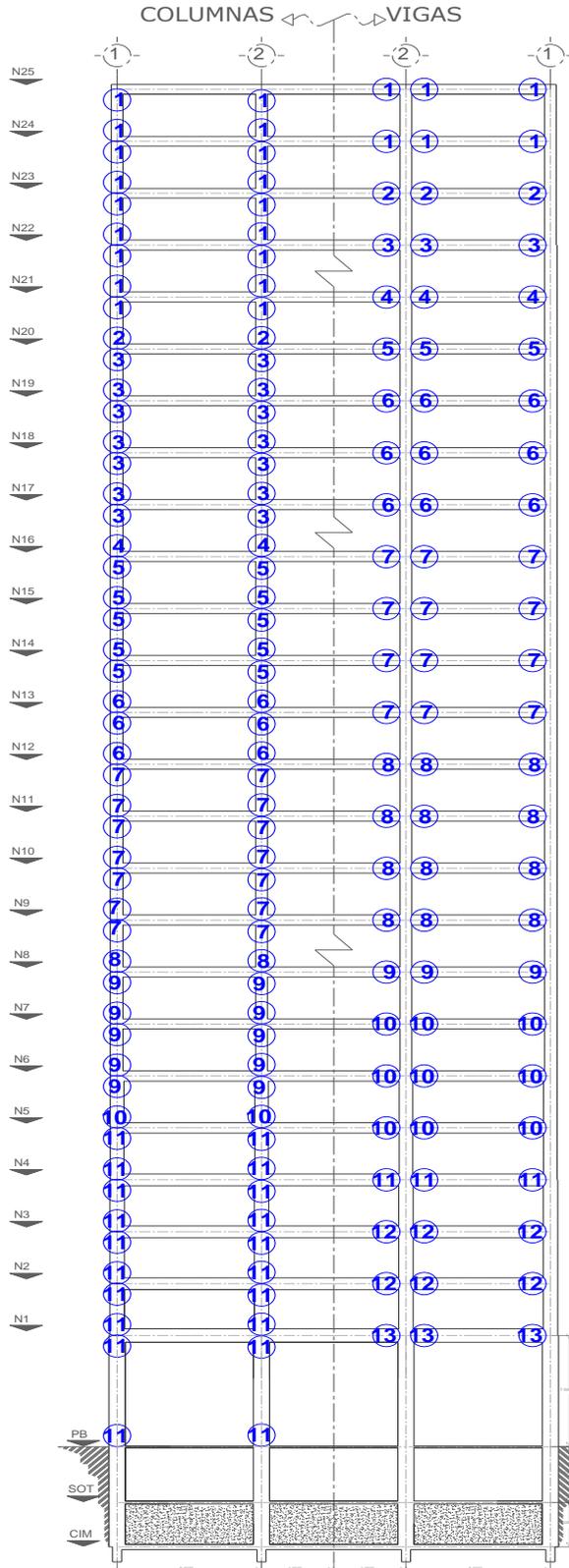


Figura 3.80 Ubicación de los tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio de 25 niveles, $Q=4$, Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

Capítulo 3
Cálculo de respuestas elásticas y diseños

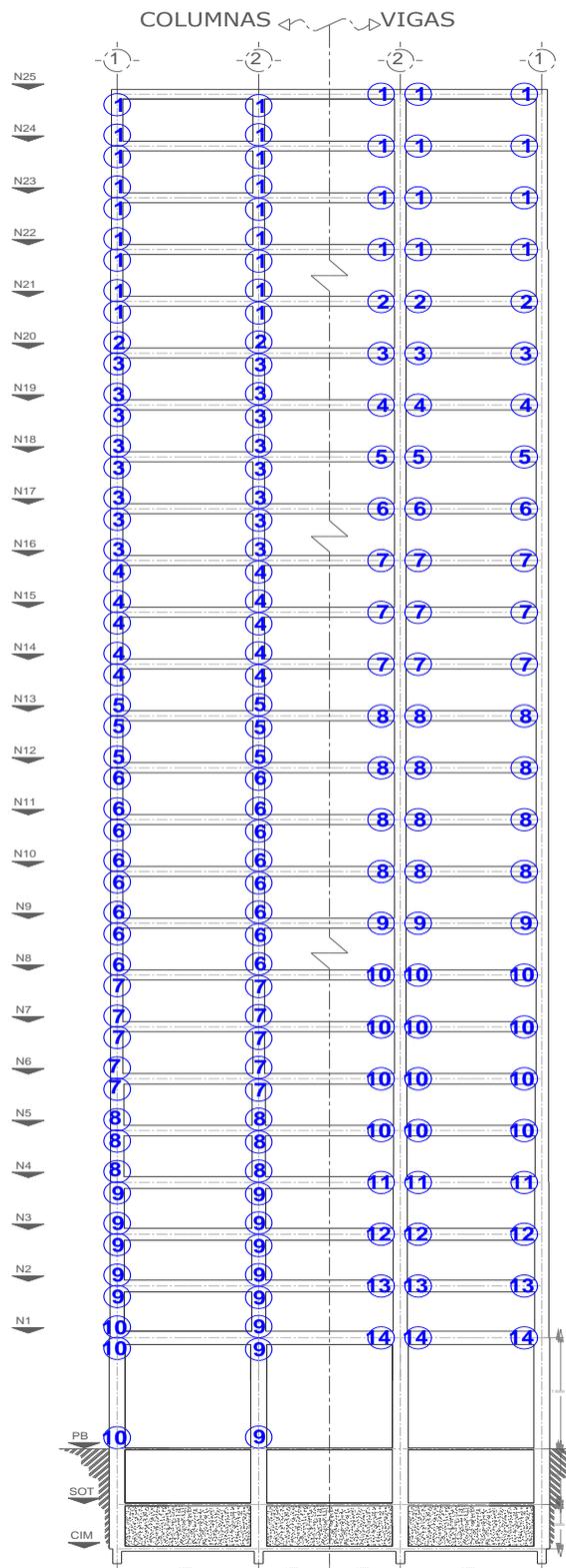


Figura 3.81 Ubicación de los tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio de 25 niveles, $Q=4$, NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P

Capítulo 4

Cálculo de respuestas inelásticas

4.1 Introducción

Los análisis dinámicos modales espectrales utilizados, para fines de diseño, no toman en cuenta el comportamiento inelástico de los materiales y elementos estructurales; sin embargo, desde el punto de vista del reglamentario, se permite utilizar el factor de comportamiento sísmico (Q), que reduce el espectro elástico de diseño, dependiendo de las características estructurales del edificio por analizar.

Para fines de diseño, el uso de este procedimiento resulta satisfactorio, pero cuando se desea conocer de forma más realista el comportamiento no-lineal de una estructura ante acciones sísmicas, es necesario utilizar otro tipo de análisis que contemple las características esfuerzo-deformación más allá del rango elástico-lineal de los elementos que la conforman.

Existen muchos tipos de análisis no-lineales, con ventajas y desventajas unos sobre otros. Los análisis dinámicos inelásticos paso a paso son los que mejor permiten representar las respuestas ante lo observado físicamente; por otro lado, los análisis estáticos no-lineales conocidos como *Push-over*, sirven para estimar la capacidad lateral de las estructuras para un tipo definido de mecanismo de colapso. Con estos dos tipos de análisis en el rango no-lineal, utilizados en este trabajo, fue posible conocer las características, ventajas y desventajas de los diseños de cada una de las estructuras de 9 y 25 niveles.

Para ejecutar este tipo de análisis, se requirió utilizar *software* especializado debido a la enorme cantidad de datos a procesar y resultados a interpretar, debido al estado cambiante de cada modelo durante su análisis. El programa de computadora que se utilizó para modelar las estructuras fue el DRAIN-2DX; permite desarrollar los análisis tipo paso a paso y *Push-over*.

4.2 Análisis dinámicos paso a paso

Para poder ejecutar este tipo de análisis, se requiere conocer las resistencias de las secciones transversales de vigas y columnas en donde se podrían llegar a formar articulaciones plásticas, es decir, es necesario efectuar un análisis estructural previo desde el punto de vista de diseño para definir las características elástico - plásticas de los materiales y con ello de las secciones. Además, se necesita contar, al menos, con un registro sísmico de aceleraciones, para posteriormente resolver las ecuaciones de movimiento de la estructura en cada determinado lapso de tiempo.

El acelerograma utilizado fue el conocido por SCT-EW (fig 4.1), registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo del 19 de septiembre de 1985; éste corresponde a la zona donde se tuvo una mayor cantidad de daños estructurales. Dicho registro tuvo una duración de 180 segundos, de los cuales solamente se utiliza el tramo 30 a 80 segundos, donde se concentra casi el 95% del total de la energía; esta digitizado a cada 0.02 segundos, tal que para el periodo de interés se cuenta con 2,500 intervalos de tiempo a resolver en las ecuaciones del movimiento.

La fig 4.2 (a) compara los espectros de respuesta elástica e inelástica (ductilidades $\mu=1, 2$ y 4) del registro utilizado, considerando 5% de amortiguamiento crítico viscoso, contra los espectros correspondientes de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para un periodo del suelo de $T_s= 2s$ y el factor de comportamiento sísmico $Q= 1, 2$ y 4; la fig 4.2 (b) hace lo mismo, pero considerando los espectros de diseño propuestos para las NTC-Sismo del RCDF, en etapa de revisión.

Para fines de realizar los análisis dinámicos inelásticos y estáticos no-lineales (*Push-over*) del eje C de las estructuras tridimensionales de 9 y 25 niveles, se elaboraron los modelos bidimensionales de cada uno de los casos correspondientes. Fue necesario calibrar el modelo para analizar con el programa DRAIN-2DX, para que pudiera ser representativo del comportamiento tridimensional de los edificios de interés; se hizo el ajuste necesario de las masas de cada nivel, conservando las mismas propiedades de rigidez, para que los tres periodos de vibración de traslación coincidieran con los de la dirección a la que pertenece dicho eje C; asimismo, se verificó que los desplazamientos laterales espectrales y los elementos mecánicos por efectos de las cargas verticales coincidieran con los del eje C calculados en la estructura tridimensional.

En total, considerando los edificios de 9 y 25 niveles, se analizaron ocho modelos, a saber:

- Edificio de 9 niveles, eje interior "C", diseño con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $Q= 2$
- Edificio de 9 niveles, eje interior "C", diseño con la propuesta en revisión de las NTC-Sismo del RCDF, $Q= 2$

- Edificio de 9 niveles, eje interior “C”, diseño con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, Q= 4
- Edificio de 9 niveles, eje interior “C”, diseño con la propuesta en revisión de las NTC-Sismo del RCDF, Q= 4
- Edificio de 25 niveles, eje interior “C”, diseño con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, Q= 2
- Edificio de 25 niveles, eje interior “C”, diseño con la propuesta en revisión de las NTC-Sismo del RCDF, Q= 2
- Edificio de 25 niveles, eje interior “C”, diseño con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, Q= 4
- Edificio de 25 niveles, eje interior “C”, diseño con la propuesta en revisión de las NTC-Sismo del RCDF, Q= 4

En los análisis se consideraron los efectos de las cargas vivas, cargas muertas, efectos de segundo orden (P-Δ), así como también el comportamiento histerético bilineal de las curvas Momento-Curvatura (M-Φ) de los diferentes miembros estructurales, tomando en cuenta un 3% para la segunda pendiente en vigas y 1.5% en columnas, de acuerdo con datos reportados en la literatura.

Las respuestas se determinaron tomando en cuenta las resistencias nominales de las secciones transversales de vigas y columnas, de acuerdo con diseños convencionales, y considerando los efectos de las sobre-resistencias del concreto (20% del valor nominal de f'_c) y del acero de refuerzo (25% del esfuerzo de fluencia f_y); para calcular las resistencias, incluyendo los efectos anteriores, se utilizó el programa STRONG, desarrollado para tales fines en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM).

El amortiguamiento viscoso que se utilizó en cada una de las estructuras, fue calculado mediante el método de Rayleigh, utilizando los factores α y β_0 que factorizan a las matrices de masas y rigideces de cada estructura, como se muestra a continuación.

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

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

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

Capítulo 4

Cálculo de respuestas inelásticas

donde:

- λ – Porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico (igual al 5%)
- T_1 – Periodo del primer modo de vibración en traslación, en la dirección de interés
- T_2 – Periodo del segundo modo de vibración en traslación, en la dirección de interés

La tabla 4.1 tiene los valores calculados de α y β_0 para los diferentes modelos de estructuras estudiadas.

4.3 Respuestas elásticas e inelásticas de los análisis dinámico paso a paso y estático no-lineal (*Push-over*)

Análisis sísmicos dinámicos no-lineales paso a paso

Para mostrar el comportamiento local de vigas y columnas fueron seleccionados los extremos de los elementos que se muestran en la fig 4.3, tanto para las estructuras de 9 niveles como para aquellas de 25 niveles.

Los resultados que se presentan comprenden lo siguiente:

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

Análisis sísmicos estáticos no-lineales tipo *Push-over*

Este tipo de análisis fue utilizado para conocer la capacidad lateral que tiene cada estructura, observando su comportamiento y modo de falla ante la condición de colapso. Para fines de este tipo de análisis estático no-lineal, se utilizó la distribución de fuerzas laterales resultante del análisis dinámico modal espectral, tomando en cuenta la participación de todos los modos de vibrar en la dirección de interés; en la literatura recomiendan hacerlo al menos con la contribución del modo fundamental. Se utilizó el programa de computadora DRAIN-2DX,

tomando en cuenta los mismos modelos estructurales analizados dinámicamente en la historia del tiempo, según se mencionó previamente.

A raíz de los análisis tipo *Push-over*, enseguida se mostrarán los resultados:

- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea
- Desplazamientos horizontales máximos
- Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
- Distribución de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

Para definir la condición límite o de falla de los análisis estáticos no-lineales, se utilizaron los siguientes criterios:

- Demandas máximas permisibles de ductilidad local en vigas de 30
- Demandas máximas permisibles de ductilidad local en columnas de 20
- Distorsión máxima de entrepiso de colapso, según las NTC-Sismo, de 0.015 para $Q=2$ y de 0.03 para $Q=4$
- Formación de mecanismo de colapso (inestabilidad de la estructura)

4.3.1 Edificios de 9 niveles, respuestas de los análisis tipo paso a paso

Las tablas 4.2 a 4.5 y las tablas 4.6 a 4.9 presentan las resistencias de vigas y columnas, respectivamente, de los modelos de cada uno de los casos por analizar, después de haber hecho los diseños correspondientes, según se explicó en el capítulo anterior; cabe recordar que las resistencias utilizadas ya incluyen los efectos de sobre-resistencia consideradas para los materiales del concreto y del acero de refuerzo.

4.3.1.1 Desplazamientos horizontales máximos, demandas de ductilidad global μ_G e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 4.4 y 4.5 tienen los resultados elásticos e inelásticos de las envolventes (valores máximos) de los desplazamientos laterales de las estructuras de 9 niveles, diseño con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y las NTC-Sismo del RCDF-P, respectivamente. Las figs 4.6 y 4.7 hacen lo mismo, pero para los diseños con $Q=4$. En estas figuras se presentan, también, los resultados determinados con el espectro de diseño, condiciones de servicio y de colapso, para fines comparativos.

Capítulo 4

Cálculo de respuestas inelásticas

En general, se observa que las respuestas elásticas e inelásticas de los análisis paso a paso están por debajo de los resultados de la condición de diseño de colapso, independientemente del tipo de espectro utilizado; lo anterior es más notorio para los diseños con el espectro sísmico de la propuesta en etapa de revisión (RCDF-P).

La tabla 4.10 muestra los valores de los desplazamientos laterales de azotea que se generaron en cada caso, diseños con $Q= 2$ Y 4 , para cuando se presentó la primera fluencia (Δ_y), el desplazamiento lateral máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$), y la demanda máxima de ductilidad global ($\mu_G= \Delta_{m\acute{a}x}/ \Delta_y$) que se desarrolla a lo largo de la excitación del acelerograma SCT-EW. Los diseños con $Q= 2$ muestra valores de μ_G prácticamente iguales a la unidad, independientemente del espectro de diseño utilizado, lo que implica que para este tipo de estructuras el comportamiento sísmico dinámico fue en el rango elástico. Para los diseños con $Q= 4$, en cambio, sí se presentan demandas globales máximas por arriba de la unidad, mayores para los dimensionamientos con el espectro sísmico del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04; esto es, la estructura de 9 niveles presenta un comportamiento sismo-resistente más seguro cuando se diseña con la propuesta de las NTC-Sismo del RCDF, en etapa de revisión.

Las historias en el tiempo de los desplazamientos horizontales de azotea, comportamientos elástico e inelástico, se presentan en las figs 4.8 a 4.11. Para las estructuras diseñadas con $Q= 2$, no se tienen diferencias apreciables entre las respuestas elásticas e inelásticas, lo que corrobora que en este tipo de edificios no se presentaron fluencias en los diferentes elementos estructurales; los diseños con $Q= 4$ presentan mayores fluencias para el espectro sísmico del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.

4.3.1.2 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso

Las figs 4.12 a 4.15 muestran los resultados elásticos e inelásticos de las envolventes (valores máximos) de las distorsiones angulares de entrepiso de las estructuras de 9 niveles, diseños con el factor de comportamiento sísmico $Q= 2$ y 4 , de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y las NTC-Sismo del RCDF-P, respectivamente. En estas figuras se presentan, también, las respuestas de diseño, condiciones de servicio y de colapso, para fines comparativos. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta es similar a lo observado anteriormente para los desplazamientos laterales máximos, por abajo de los límites máximos permisibles por las NTC-Sismo para la condición de colapso, tanto para el caso de estructuras con $Q=2$, como con $Q=4$; sin embargo, dichas respuestas logran sobrepasar al límite permisible de la condición de servicio (0.004) especificada por el reglamento.

4.3.1.3 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

Las figs 4.16 a 4.19 tienen en elevación las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso y las comparan con las resultantes del diseño con el análisis dinámico modal, con base en los espectros del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y propuesta de las NTC-Sismo del RCDF-P, en etapa de revisión. La tabla 4.11 presenta los valores máximos de la fuerza cortante basal para cada caso de interés de la estructura de 9 niveles, asumiendo comportamientos elástico e inelástico.

Las respuestas elásticas e inelásticas de los casos diseñados con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, como ya se mencionó previamente, tienden a ser iguales, debido a la poca o nula (para el RCDF-P) fluencia en los elementos estructurales; para los casos diseñados con $Q=4$, las fuerzas cortantes elásticas superan ligeramente a las inelásticas y éstas últimas a su vez son mayores que las resultantes con los espectros sísmicos de diseño descritos anteriormente.

4.3.1.4 Historias de coeficientes sísmicos

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

Las historias de coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, de los ejes "C", diseños para $Q=2$ y $Q=4$, se muestran en las figs 4.20 a 4.23. En los casos con $Q=2$ las respuestas elástica e inelástica son prácticamente iguales debido a que el comportamiento inelástico que se presentó fue prácticamente nulo; sin embargo, para el caso $Q=4$, las estructuras sí presentan incursión en el rango inelástico, que se traduce en una disminución de los coeficientes sísmicos elásticos.

La tabla 4.12 tiene los valores máximos de los coeficientes sísmicos que se llegan a desarrollar en todos los casos de las estructuras de 9 niveles, así como el cociente de dichos coeficientes sísmicos máximos, de acuerdo con el tipo de diseño con los espectros sísmicos del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 ($c_{s AA-04}$) y de las NTC-Sismo del RCDF-P, Propuesta en etapa de revisión (c_{s-P}). Los cocientes muestran que los coeficientes sísmicos de los casos AA-04 resultan ligeramente mayores que en las estructuras diseñadas con el RCDF-P, siendo mucho mayor el incremento para el caso elástico de $Q=4$, con un aumento del 55%, lo que indica un aumento importante en la fuerza cortante basal máxima generada para ese caso.

4.3.1.5 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea

Con el objeto de observar el comportamiento global no-lineal desarrollado por las estructuras de interés de 9 niveles, las figs 4.24 a 4.27 presentan las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, a raíz de los análisis dinámicos a lo largo del tiempo, con base en el acelerograma SCT-EW del sismo del 19 de septiembre de 1985. En estas gráficas se comparan las respuestas de los análisis elásticos e inelásticos.

En las estructuras diseñadas con $Q=2$ el comportamiento observado es prácticamente sin presencia de fluencias, donde la respuesta global inelástica es casi igual a la elástica.

Por otro lado, las estructuras diseñadas con el factor de comportamiento sísmico $Q=4$ muestran un mayor comportamiento no-lineal para el caso del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04; en el caso RCDF-P las respuestas elástica e inelástica tienden a ser muy semejantes.

4.3.1.6 Historias de elementos mecánicos en columnas y vigas

Es de suma importancia conocer el comportamiento local de los elementos estructurales, especialmente de aquellos que son críticos y que presentan las mayores demandas de respuesta sísmica; la fig 4.3, mostrada anteriormente, describió los extremos de interés de un viga y una columna del primer piso de cada uno de los casos analizados.

A continuación se presentan las gráficas en la historia del tiempo de los elementos mecánicos actuantes así como la comparación contra las resistencias disponibles correspondientes, según los resultados de las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y transversal, después de satisfacer los requisitos generales y los de los marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04. Para columnas se grafican los diagramas de interacción del diseño contra las combinaciones actuantes de momento flexionante-carga axial (M-P), así como también las historias de fuerza cortante actuante contra la resistencia proporcionada a la tensión diagonal (V_R); para vigas se presentan las historias de momentos flexionantes y de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias de diseño M_{R^+} , M_{R^-} y V_R .

a) Combinaciones momento flexionante–carga axial (M-P), en columnas

Las figs 4.28 a 4.31 muestran las combinaciones momento flexionante-carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 1, obtenidas de los análisis paso a paso para cada uno de los casos diferentes de diseño del edificio de 9 niveles; en estas mismas figuras, se presentan con línea puntuada los diagramas de interacción correspondientes, calculados con los armados obtenidos en la etapa de diseño, según se describió en el capítulo anterior.

Las respuestas calculadas en este tipo de columna, independientemente del tipo de espectro sísmico de diseño utilizado, presentan un patrón de comportamiento gobernado por flexión, con cambios mínimos en la carga axial, con valores de las relaciones M-P siempre por debajo de la condición balanceada y sin presentarse cargas axiales de tensión.

Las columnas del edificio dimensionado para el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, permanecen dentro del rango elástico, lo cual no ocurre así para algunas de las columnas del diseño con $Q=4$, en la que si se presentan algunos ciclos con fluencia.

b) Historias en el tiempo de fuerzas cortantes actuantes en columnas

Las figs 4.32 a 4.35 tienen las historias en el tiempo de la fuerza cortante actuante de la columna 1 de interés de cada uno de los casos de la estructura de 9 niveles, a raíz de los análisis sísmicos dinámicos paso a paso; en estas gráficas se presentan, también, las resistencias al cortante correspondientes, después de haber diseñado el acero transversal, según se describió anteriormente. En todos los casos, las respuestas elásticas e inelásticas tienden a ser iguales, para fines prácticos; si acaso, para $Q=4$ y AA-04 se puede observar un ligero comportamiento inelástico.

Esto es, en general, se puede observar que la reserva de resistencia disponible es mayor que las demandas de fuerzas cortantes actuantes, lo que garantiza que no se presentará una falla frágil por tensión diagonal; dicha reserva tiende a ser superior en los casos diseñados con el RCDF-P, debido a que las fuerzas de diseño se incrementaron cerca del 30%, con respecto de los casos AA-04. Para los casos con $Q=4$, la reserva disponible de resistencia al cortante se debe, principalmente, a que en el diseño del refuerzo transversal rigió el requisito por confinamiento (especificado por las NTC-Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles), por lo que la cuantía de acero transversal proporcionada es siempre mayor a la requerida por fuerza cortante.

c) Historias en el tiempo de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.36 a 4.39 comparan las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 de interés del edificio de 9 niveles contra las resistencias correspondientes, para cada uno de los casos de diseño analizados en este trabajo.

Los diseños con $Q=2$ no presentan ciclos en que se alcance la resistencia proporcionada; esto es, la demanda por sismo no alcanza la resistencia límite proporcionada, según los diseños hechos con base en los requerimientos de las NTC-Concreto del RCDF-04.

En cambio, en la viga de los casos de diseño $Q=4$, sí llega a alcanzarse en unos pocos ciclos la resistencia límite, lo que ocasiona que se presenten un mayor número de articulaciones plásticas en este tipo de elementos estructurales, debido a la incursión en el rango inelástico.

d) Historias en el tiempo de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.40 a 4.43 comparan ahora las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 de interés analizada del edificio de 25 niveles para cada uno de los casos de diseño considerados en este trabajo.

Capítulo 4

Cálculo de respuestas inelásticas

En ningún caso se alcanza la capacidad proporcionada al corte, lo cual garantiza que no se presente alguna falla del tipo frágil por efectos de este tipo de acción interna; si acaso, los casos de diseño con $Q=2$ disponen de una reserva de resistencia a fuerza cortante, a diferencia de los casos diseñados con $Q=4$, que quedan proporcionados con una ligera mayor reserva de resistencia, debido a que las exigencias para marcos dúctiles de las NTC-Concreto tienden a ser más estrictas, por obligar a colocar una cuantía superior de acero transversal y así lograr un mejor confinamiento del núcleo del concreto del elemento estructural de interés.

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

Cuando las secciones comienzan a incursionar dentro del rango inelástico, es decir, que alcanzan la resistencia límite disponible, es necesario que dispongan de una suficiente capacidad de deformación, que permita, a su vez, disipación de energía y, por tanto, que se presente una redistribución de esfuerzos hacia otros elementos estructurales que habían permanecido en el rango elástico-lineal. El parámetro que permite analizar dicha capacidad de deformación se conoce con el término de ductilidad.

Las figs 4.44 a 4.47 muestran las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local (μ_L), desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga de interés del primer nivel de la estructura de 9 niveles para cada caso analizado. Se puede apreciar que para $Q=2$, ambos casos de espectro de diseño utilizados, el comportamiento muestra demandas de ductilidad local iguales a la unidad a lo largo de la excitación sísmica, esto es, no se presentan fluencias; para $Q=4$, en cambio, sí se presentan pequeñas demandas de ductilidad ante la acción del momento flexionante positivo (acero de refuerzo longitudinal a tensión por debajo de la sección transversal de la viga de interés), con valores máximos prácticamente semejantes, cercanos a 2, independientemente del tipo de espectro de diseño (AA-04 o RCDF-P); si acaso, se observa una pequeña demanda de ductilidad residual, lo que indica que el extremo de la viga no se alcanzó a recuperar del giro en el rango plástico desarrollado.

4.3.1.8 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas (μ_L), y distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 4.48 y 4.49 tienen la distribución en elevación de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas de cada nivel del eje C de los distintos casos de diseño del edificio de 9 niveles, con $Q=2$ y 4 para el espectro del Apéndice A (AA-04) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y espectro de la propuesta en revisión de las NTC-Sismo del RCDF-P; asimismo, las figs 4.50 y 4.51 presentan las demandas máximas de ductilidad local que se llegaron a presentar en las columnas. Cabe recordar que estas respuestas resultan a raíz de los efectos de la excitación del acelerograma SCT-EW, sismo de 1985.

Las figs 4.52 a 4.55 muestran, también, las distribuciones globales de las articulaciones plásticas desarrolladas en las columnas y vigas del eje C del edificio de 9 niveles, según los diseños con $Q=2$ y 4 para el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y espectro de las NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en etapa de revisión. Las tablas 4.13 y 4.14

contienen los valores de las demandas máximas de ductilidad local de las vigas y columnas de cada uno de los niveles, respectivamente, para cada uno de los casos analizados del edificio de interés; el valor unitario significa que no se presentó alguna fluencia.

Para el caso Q= 2 con AA-04 el comportamiento es prácticamente elástico, de acuerdo como se ha mencionado previamente; si acaso, se presentan articulaciones plásticas en las vigas del nivel 2, pero con una demanda de ductilidad local muy pequeña; las columnas permanecen dentro del rango elástico-lineal. Ocurre algo similar para la estructura diseñada con el RCDF-P y Q=2.

En contraste a las estructuras diseñadas para Q= 2, aquellas con Q= 4 presentan articulaciones plásticas en la mayoría de las vigas de los distintos niveles, con mayores demandas de ductilidad local en los niveles 1 y 5, sin exceder el valor de $\mu_L = 8$. En columnas se llegan a presentar pequeñas demandas de ductilidad local en la base del nivel inferior, como era de esperarse, y en algunos niveles superiores para el caso AA-04.

Se corrobora que, en los casos con fluencias, la distribución global de articulaciones plásticas tiende a un comportamiento tipo “columna fuerte - viga débil”, lo cual asegura que la estructura tenga mayor capacidad para disipar energía mediante daños en los elementos viga diseñados por flexión para ser más dúctiles, sin llegar al colapso.

4.3.2 Estructuras de 9 niveles, respuestas del análisis tipo *Push-over*

Las figs 4.56 a 4.57 muestran las distribuciones de fuerzas horizontales que fueron utilizadas para los análisis estáticos no-lineales, para cada uno de los casos considerados de las estructuras de 9 niveles; cabe observar que el patrón de comportamiento de estas distribuciones, resultados de los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales, tiende a ser similar al del primer modo de vibración (tipo triangular), no obstante que en dichos análisis se tomó en cuenta la posible participación de todos los modos laterales. Para la obtención de las respuestas con los análisis estáticos no-lineales (*Push-over*) se asumieron las siguientes condiciones límite: 1) se llega al desplazamiento lateral de colapso, según lo especifica el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (distorsiones angulares permisibles de 0.015 y 0.030 por la altura del edificio para Q= 2 y 4, respectivamente); 2) las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas no exceden los límites establecidos de 30 y 20, respectivamente; 3) se alcanza el mecanismo de colapso.

A continuación se presentan las respuestas de las estructuras ante las cargas laterales monotónicamente crecientes, según los análisis tipo *Push-over*.

4.3.2.1 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea y desplazamientos horizontales máximos

Las figs 4.58 y 4.59 presentan los resultados de las curvas fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral de la azotea (*Push-over*), para cada uno de los niveles de diseño (Q=

Capítulo 4

Cálculo de respuestas inelásticas

2 y 4) y para los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, en etapa de revisión. Las curvas con $Q=4$, en comparación con $Q=2$, describen mayor capacidad de deformación (ductilidad), a cambio de perder capacidad de resistencia lateral, congruente con el criterio de diseño utilizado.

Las tablas 4.15 y 4.16 muestran los valores de la fuerza cortante de la primera fluencia (V_y), fuerza cortante máxima del instante antes de la falla ($V_{m\acute{a}x}$), así como de los respectivos coeficientes sísmicos resistentes (cocientes $V_{m\acute{a}x} / W_T$; donde W_T es el peso de la estructura de interés, por arriba de planta baja). Como era de esperarse, debido a las diferencias en las ordenadas de los dos espectros de diseño utilizados, las respuestas V_y , $V_{m\acute{a}x}$ y $V_{m\acute{a}x}/W_T$ tienden a ser menores para los casos dimensionados con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, independientemente del valor de Q (2 ó 4).

Las figs 4.60 y 4.61 tienen ahora las envolventes (valores máximos) de los desplazamientos horizontales máximos de los mismos casos analizados de la estructura de 9 niveles. Las tablas 4.15 y 4.16 presentan, también, los desplazamientos laterales de la primera fluencia (Δ_y) y del instante máximo permitido ($\Delta_{m\acute{a}x}$), así como las respectivas demandas máximas de ductilidad global μ_G (cocientes $\Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_y$) que se llegan a desarrollar, a raíz de este tipo de análisis estático no-lineal.

Las respuestas Δ_y , $\Delta_{m\acute{a}x}$ y μ_G tienden a ser mayores para los casos dimensionados con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, principalmente para el caso de diseño con $Q=2$, como era de esperarse; para las estructuras con $Q=4$, no se encuentran diferencias importantes en la capacidad de deformación de este tipo de estructura.

4.3.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 4.62 y 4.63 contienen las distorsiones máximas de entrepiso de cada uno de los casos considerados del edificio de 9 niveles, después de haber verificado qué condición límite de análisis regía en el análisis *Push-over*, a saber: 1) se alcanza la distorsión angular máxima permisible de 0.015 y 0.030 para $Q=2$ y 4, respectivamente, según lo especifica el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para la condición de colapso; 2) las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas no exceden los límites establecidos de 30 y 20, respectivamente; 3) se alcanza el mecanismo de colapso.

Cabe mencionar que en todos los casos de 9 niveles rigió el primer criterio, para fines de medir la capacidad lateral desarrollada por este tipo de estructuras. La tabla 4.17 muestra los valores de las distorsiones máximas de entrepiso determinadas con los análisis tipo *Push-over*, semejantes, para fines prácticos, a los valores críticos que determina la condición de colapso de las estructuras, desde el punto de vista de diseño.

4.3.2.3 Distribución de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

Las figs 4.64 a 4.67 presentan las distribuciones de articulaciones plásticas que se llegan a desarrollar en el eje "C" de los distintos casos de estructuras de 9 niveles, después de aplicar las cargas laterales (hacia el mismo lado) de forma monotónicamente crecientes hasta alcanzar los límites permisibles de distorsión angular de entrepiso, según se mencionó previamente.

Tiende a dominar, en todos los casos, la presencia de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y en los extremos inferiores de las columnas del primer entrepiso; sin embargo, para los diseños tipo RCDF-P, $Q= 2$ y 4 , se observa un mayor número de fluencias en las columnas de los entrepisos superiores.

Las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas se localizan en las figs 4.68 a 4.69, mientras que para columnas se muestran en las figs 4.70 a 4.71; las tablas 4.18 a 4.21 muestran los valores numéricos de este tipo de respuesta, para ambos tipos de elementos estructurales. Las demandas máximas de ductilidad local en vigas se desarrollan para los diseños con $Q= 4$, independientemente del espectro utilizado; algo similar ocurre para las columnas, aunque con respuestas mayores para los casos RCDF-P, pero por debajo del límite tolerable. Esto es, las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas nunca excedieron el límite establecido de 30 para vigas y 20 para columnas.

4.3.3 Edificios de 25 niveles, respuestas de los análisis tipo paso a paso

De igual manera que en las estructuras de 9 niveles, las tablas 4.22 a 4.25 y las tablas 4.26 a 4.29 presentan las resistencias de vigas y columnas, respectivamente, de los modelos de cada uno de los casos por analizar, después de haber hecho los diseños correspondientes, según se explicó en el capítulo anterior; cabe recordar que las resistencias utilizadas ya incluyen los efectos de sobre-resistencia consideradas para los materiales del concreto y del acero de refuerzo.

4.3.3.1 Desplazamientos horizontales máximos, demandas de ductilidad global (μ_G) e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 4.72 y 4.73 tienen los resultados elásticos e inelásticos de las envolventes (valores máximos) de los desplazamientos laterales de las estructuras de 25 niveles, diseño con el factor de comportamiento sísmico $Q= 2$, de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y las NTC-Sismo del RCDF-P, respectivamente. Las figs 4.74 y 4.75 hacen lo mismo, pero para los diseños con $Q= 4$. En estas figuras se presentan, también, los resultados determinados con el espectro de diseño, condiciones de servicio y de colapso, para fines comparativos.

Capítulo 4

Cálculo de respuestas inelásticas

En general, se observa que las respuestas elásticas e inelásticas de los análisis paso a paso están por debajo de los resultados de la condición de diseño de colapso, independientemente del tipo de espectro utilizado; lo anterior es más notorio para los diseños con el espectro sísmico de la propuesta en etapa de revisión (RCDF-P).

La tabla 4.30 muestra los valores de los desplazamientos laterales de azotea que se generaron en cada caso de estructura, diseños con $Q=2$ y 4 , para cuando se presentó la primera fluencia (Δ_y), el desplazamiento lateral máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$), y la demanda máxima de ductilidad global ($\mu_G = \Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_y$) que se desarrolla a lo largo de la excitación del acelerograma SCT-EW. Los diseños con $Q=2$ muestra valores de μ_G ligeramente superiores a la unidad, independientemente del espectro de diseño utilizado, lo que implica que para este tipo de estructuras se tuvo poco comportamiento sísmico dinámico en el rango no-lineal; el diseño con el RCDF-P tiende presentar menores fluencias. Similar a lo reportado para el edificio de 9 niveles, los diseños con $Q=4$, en cambio, sí se presentan demandas globales máximas por arriba de la unidad, mayores para los dimensionamientos con el espectro sísmico del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04; esto es, la estructura de 25 niveles presenta un comportamiento sismo-resistente más seguro cuando se diseña con la propuesta de las NTC-Sismo del RCDF, en etapa de revisión.

Las historias en el tiempo de los desplazamientos horizontales de azotea, comportamientos elástico e inelástico, se presentan en las figs 4.76 a 4.79. Para las estructuras diseñadas con $Q=2$, no se tienen diferencias apreciables entre las respuestas elásticas e inelásticas, lo que corrobora que en este tipo de edificios casi no se presentaron fluencias en los diferentes elementos estructurales; los diseños con $Q=4$ sí presentan mayores fluencias, principalmente para el espectro sísmico del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, menos apreciable en el caso RCDF-P.

4.3.3.2 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso

Las figs 4.80 a 4.83 muestran los resultados elásticos e inelásticos de las envolventes (valores máximos) de las distorsiones angulares de entrepiso de las estructuras de 25 niveles, diseños con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4 , de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y las NTC-Sismo del RCDF-P, respectivamente. En estas figuras se presentan, también, las respuestas de diseño, condiciones de servicio y de colapso, para fines comparativos. El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta es similar a lo observado anteriormente para los desplazamientos laterales máximos, por abajo de los límites máximos permisibles por las NTC-Sismo para la condición de colapso, tanto para el caso de estructuras con $Q=2$, como con $Q=4$; sin embargo, dichas respuestas logran sobrepasar al límite permisible de la condición de servicio (0.004) especificada por el reglamento.

4.3.3.3 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

Las figs 4.84 a 4.87 tienen en elevación las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso y las comparan con las resultantes del diseño con el análisis dinámico modal, con base en los

espectros del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y propuesta de las NTC-Sismo del RCDF-P, en etapa de revisión. La tabla 4.31 presenta los valores máximos de la fuerza cortante basal para cada caso de interés de la estructura de 25 niveles, asumiendo comportamientos elástico e inelástico.

Las respuestas elásticas e inelásticas de los casos diseñados con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, como ya se mencionó previamente, tienden a ser iguales, debido a la poca o nula (para el RCDF-P) fluencia en los elementos estructurales; para los casos diseñados con $Q=4$, las fuerzas cortantes elásticas superan a las inelásticas y éstas últimas a su vez son mayores que las que resultan después de aplicar los espectros sísmicos de diseño descritos anteriormente.

4.3.3.4 Historias de coeficientes sísmicos

Se presentan las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos para cada uno de los casos analizados de las estructuras de 25 niveles. Como ya se había mencionado previamente, el coeficiente sísmico es el cociente de la fuerza cortante basal en la historia del tiempo (obtenida con la suma algebraica de las fuerzas cortantes que actúan en todas las columnas de planta baja, para un mismo tiempo t_i), entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

Las historias de coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, de los ejes “C”, diseños para $Q=2$ y $Q=4$, se muestran en las figs 4.88 a 4.91. En los casos del diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P la respuesta elástica tiende a igualarse con la inelástica, lo cual no ocurre así para el diseño con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, donde se presenta mayor número de fluencias. Sin embargo, para $Q=4$, independientemente del tipo de espectro de diseño utilizado, las estructuras muestran una incursión considerable en el rango inelástico que se traduce en una disminución importante de los coeficientes sísmicos; si acaso, esta disminución es menor en el caso del RCDF-P.

La tabla 4.32 tiene los valores máximos de los coeficientes sísmicos que se llegan a desarrollar en todos los casos de las estructuras de 25 niveles, así como el cociente de dichos coeficientes sísmicos máximos, de acuerdo con el tipo de diseño con los espectros sísmicos del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 ($c_{s-AA-04}$) y de las NTC-Sismo del RCDF-P, Propuesta en etapa de revisión (c_{s-P}). Para los casos de la estructura de 25 niveles se obtuvo un comportamiento diferente al observado en la estructura de 9 niveles; los cocientes muestran que los coeficientes sísmicos generados con AA-04 disminuyen en un rango de 25 al 50% con respecto de las estructuras diseñadas con el RCDF-P, exceptuando el caso elástico con $Q=2$, donde se obtuvo un incremento del coeficiente sísmico del 26%.

4.3.3.5 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.92 a 4.95 presentan las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, a raíz de los análisis dinámicos a lo largo del tiempo, con base en el acelerograma

Capítulo 4

Cálculo de respuestas inelásticas

SCT-EW del sismo del 19 de septiembre de 1985. En estas gráficas se comparan las respuestas de los análisis elásticos e inelásticos.

En la estructura diseñada con $Q=2$ el comportamiento no-lineal es limitado, con menor número de ciclos de histéresis para los casos de diseños con el RCDF-P, donde la respuesta global inelástica es muy parecida a la elástica.

En cambio, para los casos proporcionados con $Q=4$ se presenta un comportamiento inelástico importante, con una disminución considerable tanto en las deformaciones máximas como en la fuerza cortante demandada a la estructura; en el caso con el RCDF-P el área de histéresis tiende a ser más pequeña que lo que ocurre para los diseños con Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (AA-04).

4.3.3.6 Historias de elementos mecánicos en columnas y vigas

Como ya se había mencionado anteriormente, es de suma importancia conocer el comportamiento local de los elementos estructurales, especialmente de aquellos que son críticos y que presentan las mayores demandas de respuesta sísmica; la fig 4.3, mostrada anteriormente, describió los extremos de interés de un viga y una columna del primer piso de cada uno de los casos analizados del edificio de 25 niveles.

A continuación se presentan las gráficas en la historia del tiempo de los elementos mecánicos actuantes así como la comparación contra las resistencias disponibles correspondientes, según los resultados de las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y transversal, después de satisfacer los requisitos generales y los de los marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04. Para columnas se grafican los diagramas de interacción del diseño contra las combinaciones actuantes de momento flexionante-carga axial (M-P), así como también las historias de fuerza cortante actuante contra la resistencia proporcionada a la tensión diagonal (V_R); para vigas se presentan las historias de momentos flexionantes y de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias de diseño M_R^+ , M_R^- y V_R .

a) Combinaciones momento flexionante – carga axial (M-P) en columnas

Las figs 4.96 a 4.99 tienen las combinaciones momento flexionante-carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 1, obtenidas de los análisis paso a paso para cada uno de los casos diferentes de diseño del edificio de 25 niveles; asimismo, en estas mismas figuras, se presentan con línea puntuada los diagramas de interacción correspondientes, calculados con los armados obtenidos en la etapa de diseño, según se describió en el capítulo anterior.

A diferencia del comportamiento en las columnas de las estructuras de 9 niveles, donde la respuesta estaba gobernada por flexión, en las columnas de los edificios de 25 niveles la carga axial juega un papel importante, como era de esperarse, debido a la altura mayor de este tipo de edificios; inclusive, como puede observarse en dichas figuras, en la columna de interés se

llegan a presentar cargas axiales en tensión, ligeramente mayores para los diseños con las NTC-Sismo del RCDF-P en etapa de revisión.

Se corrobora que las columnas del caso de diseño con $Q= 2$ permanecen dentro del rango elástico. Lo anterior no ocurre así para algunas de las columnas del diseño con $Q= 4$, en la que si se presentan algunos ciclos con fluencia; para el diseño con el espectro sísmico del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, se llega al límite por tensión, mientras que para el caso RCDF-P se presentan fluencias tanto a compresión como en tensión.

b) Historias en el tiempo de fuerzas cortantes actuantes en columnas

Las figs 4.100 a 4.103 muestran las historias en el tiempo de la fuerza cortante actuante de la columna 1 de interés de cada uno de los casos de la estructura de 25 niveles, a raíz de los análisis sísmicos dinámicos paso a paso; en estas gráficas se presentan, también, las resistencias al cortante correspondientes, después de haber diseñado el acero transversal, según se describió anteriormente.

En general, se puede observar que la reserva de resistencia disponible es mayor que las demandas de fuerzas cortantes actuantes, lo que garantiza que no se presentará una falla frágil por tensión diagonal; si acaso, dicha reserva tiende a ser superior en los casos diseñados con el RCDF-P, debido a que las fuerzas de diseño se incrementaron cerca del 30%, con respecto de los casos AA-04. Para los casos con $Q= 4$, la reserva disponible de resistencia al cortante se debe, principalmente, a que en el diseño del refuerzo transversal rigió el requisito por confinamiento (especificado por las NTC-Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles), por lo que la cuantía de acero transversal proporcionada es siempre mayor a la requerida por fuerza cortante.

c) Historias en el tiempo de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.104 a 4.107 comparan ahora las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 de interés del edificio de 25 niveles contra las resistencias correspondientes, para cada uno de los casos de diseño analizados en este estudio.

A diferencia de los casos para $Q= 2$ de 9 niveles en que no se desarrolla comportamiento inelástico, para el edificio de 25 niveles la demanda por sismo sí alcanza en varios ciclos a la capacidad proporcionada, según los diseños hechos con base en los requerimientos de las NTC-Concreto del RCDF-04.

Para los casos con $Q= 4$ se presenta un mayor número de ciclos en que se alcanza la fluencia ante este tipo de acción interna, que ocasiona que se presenten articulaciones en un mayor número, debido a que la incursión en el rango inelástico es apreciable, independientemente del tipo de espectro de diseño sísmico utilizado.

d) Historias en el tiempo de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.108 a 4.111 muestran las comparaciones de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 1 de interés analizada del edificio de 25 niveles para cada uno de los casos de diseño considerados en este trabajo.

En estas figuras se puede observar que en todos los casos las respuestas elásticas tienden a sobrepasar las resistencias disponibles al cortante, mientras que en los análisis inelásticos en ningún caso la demanda supera a la capacidad; esto es, se garantiza que no se presente alguna falla del tipo frágil por efectos de este tipo de acción interna. Nuevamente, se observa que los casos con $Q=2$ cuentan con una mucho menor reserva de resistencia a fuerza cortante, a diferencia de los casos diseñados con $Q=4$, que quedan proporcionados con una ligera mayor reserva de resistencia, debido a que las exigencias para marcos dúctiles de las NTC-Concreto tienden a ser más estrictas, por obligar a colocar una cuantía superior de acero transversal y así lograr un mejor confinamiento del núcleo del concreto del elemento estructural de interés.

4.3.3.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Como ya se había explicado anteriormente, cuando las secciones comienzan a incursionar dentro del rango inelástico, es decir, que alcanzan la resistencia límite disponible, es necesario que dispongan de una suficiente capacidad de deformación, que permita, a su vez, disipación de energía y, por tanto, que se presente una redistribución de esfuerzos hacia otros elementos estructurales que habían permanecido en el rango elástico-lineal. El parámetro que permite analizar dicha capacidad de deformación se conoce con el término de ductilidad.

Las figs 4.112 a 4.115 muestran las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local (μ_L), desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga de interés del primer nivel de la estructura de 9 niveles para cada caso analizado. En todos los casos, se presentan demandas máximas de ductilidad local superiores a la unidad; las μ_L máximas tienden a ser inferiores a 3. Nuevamente, al final de la excitación, se observa una pequeña demanda de ductilidad residual, lo que indica que el extremo de la viga no se alcanzó a recuperar del giro plástico desarrollado en el rango no-lineal.

4.3.3.8 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas y distribución global de articulaciones plásticas.

Las figs 4.116 y 4.117 tienen la distribución en elevación de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas de cada nivel del eje C de los distintos casos de diseño del edificio de 25 niveles, con $Q=2$ y 4 para el espectro del Apéndice A (AA-04) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y espectro de la propuesta en revisión de las NTC-Sismo del RCDF-P; asimismo, las figs 4.118 y 4.119 presentan las demandas máximas de ductilidad local que se llegaron a presentar en las columnas. Cabe recordar que estas respuestas resultan a raíz de los efectos de la excitación del acelerograma SCT-EW, sismo de 1985.

Las figs 4.120 a 4.123 muestran, también, las distribuciones globales de las articulaciones plásticas desarrolladas en las columnas y vigas del eje C del edificio de 25 niveles, según los diseños con $Q= 2$ y 4 para el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y espectro de las NTC-Sismo del RCDF-Propuesta en etapa de revisión. Las tablas 4.33 y 4.34 contienen los valores de las demandas máximas de ductilidad local de las vigas y columnas de cada uno de los niveles, respectivamente, para cada uno de los casos analizados del edificio de interés; el valor unitario significa que no se presentó alguna fluencia.

Las vigas del caso $Q= 2$, independientemente del tipo de espectro de diseño, permanecen prácticamente en el rango elástico, con valores muy pequeños de ductilidad local, cercanos a la unidad; ocurre algo similar en las columnas de este tipo de diseño, dentro del rango elástico-lineal.

Las respuestas de las estructuras diseñadas para $Q= 4$ presentan articulaciones plásticas en la mayoría de las vigas de los distintos niveles, con demandas máximas de ductilidad local sin exceder el valor de $\mu_L= 7$ para el caso AA-04 y $\mu_L= 4$ para el diseño con el RCDF-P. En columnas se llegan a presentar pequeñas demandas de ductilidad local en la base del nivel inferior, poco importantes.

Nuevamente se corrobora que, en los casos donde se presentan fluencias, la distribución global de articulaciones plásticas tiende a un comportamiento tipo “columna fuerte - viga débil”, lo cual asegura que la estructura tenga mayor capacidad para disipar energía mediante daños en los elementos viga diseñados por flexión para ser más dúctiles, sin llegar al colapso.

4.3.4 Estructuras de 25 niveles, respuestas del análisis tipo *Push-over*

Las figs 4.124 y 4.125 muestran ahora las distribuciones de fuerzas horizontales que fueron utilizadas para los análisis estáticos no-lineales, para cada uno de los casos considerados de las estructuras de 25 niveles; cabe observar que el patrón de comportamiento de estas distribuciones, resultados de los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales, tiende a ser similar al del primer modo de vibración (tipo triangular), no obstante que en dichos análisis se tomó en cuenta la posible participación de todos los modos laterales. Al igual que para los edificios de 9 niveles, para la obtención de las respuestas con los análisis estáticos no-lineales (*Push-over*) se asumieron las siguientes condiciones límite: 1) se llega al desplazamiento lateral de colapso, según lo especifica el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (distorsiones angulares permisibles de 0.015 y 0.030 por la altura del edificio para $Q= 2$ y 4 , respectivamente); 2) las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas no exceden los límites establecidos de 30 y 20, respectivamente; 3) se alcanza el mecanismo de colapso.

A continuación se presentan las respuestas de las estructuras ante las cargas laterales monotónicamente crecientes, según los análisis tipo *Push-over*.

Capítulo 4

Cálculo de respuestas inelásticas

4.3.4.1 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea y desplazamientos horizontales máximos

Las figs 4.126 y 4.127 presentan los resultados de las curvas fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral de la azotea (*Push-over*), para cada uno de los niveles de diseño ($Q=2$ y 4) y para los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, en etapa de revisión. Las curvas con $Q=4$, en comparación con $Q=2$, describen mayor capacidad de deformación (ductilidad), a cambio de perder capacidad de resistencia lateral, congruente con el criterio de diseño utilizado.

Las tablas 4.35 y 4.36 muestran los valores de la fuerza cortante de la primera fluencia (V_y), fuerza cortante máxima del instante antes de la falla ($V_{m\acute{a}x}$), así como de los respectivos coeficientes sísmicos resistentes (cocientes $V_{m\acute{a}x} / W_T$; donde W_T es el peso de la estructura de interés, por arriba de planta baja). Se corrobora, como era de esperarse, debido a las diferencias en las ordenadas de los dos espectros de diseño utilizados, las respuestas V_y , $V_{m\acute{a}x}$ y $V_{m\acute{a}x}/W_T$ tienden a ser menores para los casos dimensionados con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, independientemente del valor de Q (2 o 4).

Las figs 4.128 y 4.129 tienen ahora las envolventes (valores máximos) de los desplazamientos horizontales máximos de los mismos casos analizados de la estructura de 25 niveles. Las tablas 4.35 y 4.36 presentan, también, los desplazamientos laterales de la primera fluencia (Δ_y) y del instante máximo permitido ($\Delta_{m\acute{a}x}$), así como las respectivas demandas máximas de ductilidad global μ_G (cocientes $\Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_y$) que se llegan a desarrollar, a raíz de este tipo de análisis estático no-lineal. Las respuestas Δ_y , $\Delta_{m\acute{a}x}$ y μ_G tienden a ser mayores para los casos dimensionados con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, independientemente del valor de Q (2 o 4).

4.3.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 4.130 y 4.131 contienen las distorsiones máximas de entrepiso de cada uno de los casos considerados del edificio de 25 niveles, después de haber verificado qué condición límite de análisis regía en el análisis *Push-over*, a saber: 1) se alcanza la distorsión angular máxima permisible de 0.015 y 0.030 para $Q=2$ y 4 , respectivamente, según lo especifica el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para la condición de colapso; 2) las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas no exceden los límites establecidos de 30 y 20, respectivamente; 3) se alcanza el mecanismo de colapso.

Nuevamente, en todos los casos de 25 niveles rigió el primer criterio, para fines de medir la capacidad lateral desarrollada por este tipo de estructuras. La tabla 4.37 muestra los valores de las distorsiones máximas de entrepiso determinadas con los análisis tipo *Push-over*, prácticamente iguales a los valores críticos que determina la condición de colapso de las estructuras, desde el punto de vista de diseño.

4.3.4.3 Distribución de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

Las figs 4.132 a 4.135 presentan las distribuciones de articulaciones plásticas que se llegan a desarrollar en el eje "C" de los distintos casos de estructuras de 25 niveles, después de aplicar las cargas laterales (hacia el mismo lado) de forma monotónicamente crecientes, hasta alcanzar los límites permisibles de distorsión angular de entrepiso, según se mencionó previamente.

Tiende a dominar, en todos los casos, la presencia de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y en los extremos inferiores de las columnas del primer entrepiso. Sin embargo, para los diseños tipo RCDF-P, $Q= 2$ y 4 , se observa un mayor número de fluencias en las columnas de algunos entrepisos intermedios y superiores; a diferencia de los edificios de 9 niveles, se produce un número considerable de articulaciones en las columnas de los extremos, esto ocasionado por la presencia de cargas axiales actuantes de tensión.

Las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas se localizan en las figs 4.136 y 4.137, mientras que para columnas se muestran en las figs 4.138 y 4.139; las tablas 4.38 a 4.41 muestran los valores numéricos de este tipo de respuesta, para ambos tipos de elementos estructurales. Las demandas máximas de ductilidad local en vigas se desarrollan para los diseños con $Q= 4$, independientemente del espectro utilizado; algo similar ocurre para las columnas, aunque con respuestas mayores para los casos RCDF-P, pero por debajo del límite tolerable. Esto es, las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas nunca excedieron el límite establecido de 30 para vigas y 20 para columnas.

Tabla 4.1 Valores de las constantes de la matriz de amortiguamiento, α y β_0 , para los análisis dinámicos paso a paso

Niveles	Caso	T_1 (s)	T_2 (s)	α	β_0
9	Q=2, AA-04	1.29	0.46	0.3598	0.0054
	Q=2, RCDF-P	1.15	0.41	0.2572	0.0073
	Q=4, AA-04	1.46	0.51	0.3185	0.0060
	Q=4, RCDF-P	1.24	0.45	0.3719	0.0053
25	Q=2, AA-04	1.68	0.57	0.2783	0.0068
	Q=2, RCDF-P	1.60	0.53	0.2956	0.0063
	Q=4, AA-04	2.10	0.74	0.2212	0.0087
	Q=4, RCDF-P	1.89	0.65	0.2474	0.0074

Tabla 4.2 Resistencias a la flexión de las vigas del eje C, diseño para Q= 2 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 9 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Resistencia	
		$M_R (+)$	$M_R (-)$
1	65 x 35	74.8	45.7
2	65 x 35	103.2	60.4
3	65 x 35	144.7	75.1
4	70 x 35	189.1	113.5
5	70 x 35	204.8	129.6
6	80 x 35	276.1	187.8
7	80 x 35	292.2	187.9
8	80 x 35	312.5	224.8
9	90 x 35	400.7	320.5

Tabla 4.3 Resistencias a la flexión de las vigas del eje C, diseño para Q= 2 con las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio 9 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Resistencia (t-cm)	
		$M_R (+)$	$M_R (-)$
1	70 x 35	81.5	49.7
2	70 x 35	127.8	65.7
3	70 x 35	174.0	97.5
4	75 x 35	237.8	140.2
5	75 x 35	256.0	175.0
6	85 x 35	373.4	260.7
7	85 x 35	373.4	300.2
8	95 x 35	428.3	407.1

Tabla 4.4 Resistencias a la flexión de las vigas del eje C, diseño para $Q=4$ con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 9 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Resistencia (t-cm)	
		$M_R(+)$	$M_R(-)$
1	60 x 30	54.6	28.0
2	60 x 30	65.7	40.1
3	60 x 30	78.0	40.1
4	65 x 30	102.6	60.1
5	65 x 30	116.3	60.1
6	70 x 30	125.9	65.5
7	70 x 30	142.3	81.5
8	90 x 30	370.0	146.7

Tabla 4.5 Resistencias a la flexión de las vigas del eje C, diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio 9 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Resistencia (t-cm)	
		$M_R(+)$	$M_R(-)$
1	65 x 30	59.9	30.7
2	65 x 30	88.2	45.4
3	65 x 30	102.6	60.1
4	70 x 30	126.9	65.5
5	80 x 30	166.3	94.8
6	80 x 30	184.6	113.2
7	95 x 35	414.3	182.9

Tabla 4.6 Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, diseño para $Q=2$ con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 9 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mb (t-m)	Pb (t)	Mo (t-m)
1	65 x 65	2544	-432	210	670	106
2	75 x 75	3500	-249	260	1000	135
3	75 x 75	3500	-332	310	1000	170
4	80 x 80	3700	-332	350	1000	180
5	80 x 80	4671	-1471	793	1220	434
6	90 x 90	5586	-1538	1011	1563	550

Tabla 4.7 Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio 9 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mb (t-m)	Pb (t)	Mo (t-m)
1	65 x 65	2600	-310	180	794	90
2	65 x 65	2800	-383	200	797	100
3	70 x 70	3100	-400	240	924	120
4	80 x 80	4000	-435	310	1197	155
5	80 x 80	4689	-1491	801	1220	440
6	90 x 90	5595	-1547	1010	1563	505

Tabla 4.8 Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, diseño para $Q=4$ con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 9 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mb (t-m)	Pb (t)	Mo (t-m)
1	60 x 60	2500	-142	120	600	60
2	65 x 65	2700	-213	180	600	90
3	70 x 70	3000	-213	220	800	110
4	70 x 70	4000	-444	350	650	250
5	80 x 80	4200	-444	460	1000	280

Tabla 4.9 Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio 9 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mb (t-m)	Pb (t)	Mo (t-m)
1	65 x 65	2456	-318	180	794	90
2	70 x 70	2872	-400	230	924	115
3	80 x 80	3636	-435	310	1197	155
4	80 x 80	3808	-601	380	1199	190
5	90 x 90	4688	-642	480	1535	240

Tabla 4.10 Desplazamientos máximos y demandas máximas de ductilidad global, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo de la propuesta RCDF-14, edificio 9 niveles

Caso		Δ_y (cm)	Δ_{max} (cm)	μ_0
Q=2	AA-04	15.13	16.64	1.10
	RCDF-P	12.41	12.41	1.00
Q=4	AA-04	10.66	32.88	3.08
	RCDF-P	10.8	14.93	1.38

Tabla 4.11 Fuerzas cortantes basales máximas, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 9 niveles

Caso		Fuerza cortante (t)	
Q=2	Elástico	AA-04	492.6
		RCDF-P	474.1
	Inelástico	AA-04	487.7
		RCDF-P	474.1
Q=4	Elástico	AA-04	558.4
		RCDF-P	388.5
	Inelástico	AA-04	366.9
		RCDF-P	368.1

Tabla 4.12 Coeficientes sísmicos máximos, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 9 niveles

Caso		C_s máximo		
		AA-04	RCDF-P	C_{S-AA}/C_{S-P}
Q=2	Elástico	0.3891	0.3807	1.02
	Inelástico	0.3891	0.3807	1.02
Q=4	Elástico	0.4950	0.3199	1.55
	Inelástico	0.2929	0.2886	1.01

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

Tabla 4.13 Demandas máximas de ductilidad local en vigas por nivel, diseños para Q= 2 y 4, $T_s= 2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 9 niveles

Nivel	Q=2				Q=4			
	AA-04		RCDF-P		AA-04		RCDF-P	
	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$						
9	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
8	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.77	-1.35	1.00	-1.00
7	1.00	-1.00	1.00	-1.00	3.56	-2.16	1.00	-1.00
6	1.00	-1.00	1.00	-1.00	5.04	-3.46	1.00	-1.00
5	1.00	-1.00	1.00	-1.00	7.80	-4.83	1.45	-1.22
4	1.00	-1.00	1.00	-1.00	7.80	-4.83	1.45	-1.22
3	1.00	-1.00	1.00	-1.00	6.75	-4.33	1.72	-1.21
2	1.46	-1.14	1.00	-1.00	5.65	-3.84	2.46	-1.77
1	1.00	-1.00	1.00	-1.00	5.18	-2.73	2.81	-1.44

Tabla 4.14 Demandas máximas de ductilidad local en columnas por nivel, diseños para Q= 2 y 4, $T_s= 2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 9 niveles

Nivel	Externo	Q=2				Q=4			
		AA-04		RCDF-P		AA-04		RCDF-P	
		$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$						
9	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
8	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.19	-1.53	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
7	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	3.34	-3.01	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
6	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
5	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.39	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
4	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
3	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
2	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
1	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.47	-1.42	3.00	-3.59

Tabla 4.15 Coeficientes sísmicos resistentes y demandas de ductilidad global, edificio de 9 niveles, $Q=2$, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G	$V_{m\acute{a}x}/W_T$
AA-04	394.7	593.5	15.14	54.59	3.61	0.1356
RCDF-P	460.2	667.4	13.97	39.71	2.84	0.1522

Tabla 4.16 Coeficientes sísmicos resistentes y demandas de ductilidad global, edificio de 9 niveles, $Q=4$, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G	$V_{m\acute{a}x}/W_T$
AA-04	175.6	309.7	10.66	79.25	7.43	0.0706
RCDF-P	241.9	402.1	10.80	80.33	7.44	0.0786

Tabla 4.17 Distorsiones angulares máximas de entrepiso, edificio de 9 niveles, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	Δ_{ri}/h_i	
	$Q=2$	$Q=4$
AA-04	0.0153	0.0359
RCDF-P	0.0149	0.0286

Tabla 4.18 Demandas máximas de ductilidad en vigas, edificio de 9 niveles, $Q=2$, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Q=2	
	AA-04 $\mu_L (+)$	RCDF-P $\mu_L (-)$
9	1.00	1.00
8	1.71	1.03
7	2.98	1.74
6	3.67	2.92
5	3.45	1.98
4	3.45	1.98
3	3.38	2.01
2	3.50	2.47
1	2.39	3.12

Tabla 4.19 Demandas máximas de ductilidad en vigas, edificio de 9 niveles, $Q=4$, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Q=4	
	AA-04 μ_L	RCDF-P μ_L
9	1.00	1.00
8	2.08	1.07
7	5.94	2.50
6	11.83	8.60
5	12.44	9.89
4	12.44	9.89
3	11.70	9.97
2	5.98	9.95
1	3.63	7.33

Tabla 4.20 Demandas máximas de ductilidad en columnas, edificio de 9 niveles, Q=2, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Extemo	Q=2	
		AA-04	RCDF-P
		μ_L	μ_L
9	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00
8	Superior	1.76	2.54
	Inferior	1.00	1.00
7	Superior	2.82	5.52
	Inferior	1.00	4.67
6	Superior	1.81	6.39
	Inferior	1.00	6.21
5	Superior	1.00	6.70
	Inferior	1.00	8.28
4	Superior	1.00	5.84
	Inferior	1.00	5.22
3	Superior	1.00	7.08
	Inferior	1.01	8.43
2	Superior	1.00	11.31
	Inferior	1.00	1.00
1	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.89	4.15

Tabla 4.21 Demandas máximas de ductilidad en columnas, edificio de 9 niveles, Q=4, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Extemo	Q=4	
		AA-04 μ_L	RCDF-P μ_L
9	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00
8	Superior	7.94	1.13
	Inferior	1.00	1.00
7	Superior	14.76	12.11
	Inferior	1.00	1.00
6	Superior	1.00	2.29
	Inferior	1.00	1.00
5	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00
4	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00
3	Superior	1.00	1.00
	Inferior	10.72	1.00
2	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.70
1	Superior	1.00	2.16
	Inferior	2.53	16.66

Tabla 4.22 Resistencias a la flexión de las vigas del eje C, diseño para Q= 2 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 25 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Resistencia (t-cm)	
		$M_R (+)$	$M_R (-)$
1	95 x 50	118.5	81.1
2	95 x 50	154.0	96.2
3	95 x 50	207.1	158.6
4	95 x 50	251.4	207.6
5	95 x 50	295.3	229.8
6	100 x 50	406.0	337.3
7	100 x 50	429.4	360.8
8	100 x 50	453.3	407.6
9	100 x 50	476.1	407.8
10	110 x 50	612.2	531.2
11	110 x 50	556.5	556.5
12	110 x 50	688.3	688.4
13	110 x 50	774.9	835.4
14	120 x 50	698.6	816.7
15	120 x 50	760.2	704.6
16	130 x 50	840.5	768.6
17	130 x 50	891.0	800.3
18	130 x 50	800.3	737.6
20	130 x 50	667.0	605.7

Tabla 4.23 Resistencias a la flexión de las vigas del eje C, diseño para Q= 2 con las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio 25 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Resistencia (t-cm)	
		$M_R (+)$	$M_R (-)$
1	100 x 50	169.9	98.4
2	100 x 50	219.0	144.3
3	100 x 50	289.2	219.7
4	100 x 50	337.2	266.7
5	100 x 50	383.1	337.2
6	110 x 50	529.0	452.9
7	110 x 50	586.2	505.1
8	110 x 50	638.2	557.4
9	110 x 50	664.3	588.6
10	120 x 50	817.5	762.0
11	120 x 50	844.7	733.9
12	120 x 50	874.8	819.4
13	120 x 50	900.0	734.2
14	125 x 50	1033.7	976.8
15	135 x 50	1195.6	1094.8
16	135 x 50	1094.8	1010.1
17	135 x 50	961.9	898.6

Tabla 4.24 Resistencias a la flexión de las vigas del eje C, diseño para Q= 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 25 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Resistencia (t-cm)	
		$M_R (+)$	$M_R (-)$
1	75 x 40	88.5	53.2
2	75 x 40	103.9	53.2
3	75 x 40	120.7	70.3
4	75 x 40	140.4	70.3
5	85 x 45	239.4	140.0
6	85 x 45	201.7	140.0
7	90 x 45	276.9	195.3
8	95 x 45	294.7	229.5
9	100 x 45	312.7	289.7
10	100 x 45	312.7	242.9
11	110 x 45	347.1	295.8
12	110 x 45	321.0	269.6
13	110 x 45	269.0	217.3

Tabla 4.25 Resistencias a la flexión de las vigas del eje C, diseño para Q= 4 con las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio 25 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Resistencia (t-cm)	
		$M_R (+)$	$M_R (-)$
1	80 x 50	231.7	149.5
2	80 x 50	260.6	178.8
3	95 x 50	347.2	262.9
4	95 x 50	422.0	318.8
5	95 x 50	457.3	354.3
6	100 x 50	521.4	412.9
7	100 x 50	557.4	450.5
8	100 x 50	594.8	450.5
9	105 x 50	747.6	620.4
10	105 x 50	669.0	554.7
11	110 x 50	704.5	583.8
12	115 x 50	740.0	613.0
13	115 x 50	818.5	678.5
14	115 x 50	696.3	569.0
15	115 x 50	609.0	481.2

Tabla 4.26 Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, diseño para Q= 2 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 25 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mb (t-m)	Pb (t)	Mo (t-m)
1	100 x 100	6337	-867	731	1899	368
2	110 x 110	6630	-941	797	2080	401
3	110 x 110	7713	-1133	1060	2278	533
4	120 x 120	8826	-1042	1030	2740	518
5	120 x 120	9050	-1264	1290	2726	648
6	120 x 120	9385	-1533	1609	2750	809
7	130 x 130	10450	-1265	1346	3421	677
8	130 x 130	11042	-1847	2110	3233	1061
9	130 x 130	11209	-2251	2450	3236	1250
10	140 x 140	12044	-1605	1749	3743	879
11	140 x 140	13067	-2400	2814	3759	1414
12	140 x 140	13461	-2765	3097	3768	1556
13	140 x 140	13901	-3218	3730	3774	1875
14	140 x 140	15817	-5465	4878	3647	2595

Tabla 4.27 Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, diseño para Q= 2 con las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio 25 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mb (t-m)	Pb (t)	Mo (t-m)
1	110 x 110	7645	-975	1060	2278	533
2	120 x 120	8931	-1028	1210	2741	608
3	120 x 120	9045	-1119	1331	2743	669
4	120 x 120	9226	-1264	1528	2746	768
5	125 x 125	9790	-1206	1490	2979	749
6	125 x 125	10041	-1406	1780	2983	894
7	125 x 125	10289	-1610	1958	2988	984
8	125 x 125	10353	-1644	2033	2990	1022
9	135 x 135	11298	-1336	1770	3479	890
10	135 x 135	12261	-1941	4362	1991	2192
11	135 x 135	12606	-2408	3319	3054	1668
12	135 x 135	12828	-2602	3645	3510	1832
13	135 x 135	11430	-1439	1926	3481	968
14	145 x 145	12954	-1506	2133	4019	1072
15	145 x 145	14427	-2692	3970	4038	1995
16	145 x 145	14851	-3055	4321	4048	2171
17	145 x 145	15271	-3425	4965	4059	2495
18	145 x 145	15865	-3962	6343	4075	3188
19	145 x 145	18709	-6918	6172	3925	3957

Tabla 4.28 Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, diseño para $Q=4$ con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 25 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mb (t-m)	Pb (t)	Mo (t-m)
1	80 x 80	4026	-458	358	1017	179
2	80 x 80	4127	-547	435	1018	218
3	90 x 90	5090	-585	518	1303	259
4	90 x 90	5195	-675	608	1306	304
5	100 x 100	6255	-720	707	1691	354
6	100 x 100	6403	-844	848	1616	424
7	110 x 110	7547	-897	966	1894	483
8	110 x 110	7726	-1041	1149	1936	574
9	120 x 120	9018	-1097	1306	2332	653
10	120 x 120	8748	-1327	1642	2325	821
11	135 x 135	11298	-1336	1779	2957	890

Tabla 4.29 Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio 25 niveles

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mb (t-m)	Pb (t)	Mo (t-m)
1	90 x 90	5090	-585	516	1303	259
2	90 x 90	5195	-675	605	1306	304
3	100 x 100	6255	-720	704	1613	354
4	100 x 100	6184	-892	907	1603	456
5	110 x 110	7547	-897	962	1936	483
6	110 x 110	7726	-1041	1143	1936	574
7	120 x 120	9130	-1186	1423	2333	715
8	130 x 130	10502	-1248	1592	2740	800
9	130 x 130	10574	-1305	1675	2741	842
10	135 x 135	11298	-1336	1770	2957	890
11	135 x 135	12591	-2609	3313	2931	1665
12	135 x 135	11298	-1336	1770	2957	890

Tabla 4.30 Desplazamientos máximos y demandas máximas de ductilidad global en vigas, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 25 niveles

Caso		Δ_y (cm)	Δ_{max} (cm)	μ_0
Q=2	AA-04	29.02	48.03	1.66
	RCDF-P	31.03	39.73	1.28
Q=4	AA-04	20.53	51.46	2.51
	RCDF-P	33.95	67.97	2.00

Tabla 4.31 Fuerzas cortantes basales máximas, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 25 niveles

Caso		Fuerza cortante (t)	
Q=2	Elástico	AA-04	3256.0
		RCDF-P	2872.2
	Inelástico	AA-04	1914.0
		RCDF-P	2798.5
Q=4	Elástico	AA-04	3493.3
		RCDF-P	4135.5
	Inelástico	AA-04	903.0
		RCDF-P	2136.6

Tabla 4.32 Coeficientes sísmicos máximos, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 25 niveles

Caso		C_s máximo		
		AA-04	RCDF-P	C_{S-AA} / C_{S-P}
Q=2	Elástico	0.1142	0.0908	1.26
	Inelástico	0.0677	0.0904	0.75
Q=4	Elástico	0.1425	0.1701	0.84
	Inelástico	0.0335	0.0655	0.51

Tabla 4.33 Demandas máximas de ductilidad local en vigas por nivel, diseños para Q= 2 y 4, $T_s= 2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 25 niveles

Nivel	Q=2				Q=4			
	AA-04		RCDF-P		AA-04		RCDF-P	
	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$						
25	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
24	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
23	1.10	-1.05	1.02	-1.03	2.28	-2.00	2.58	-1.89
22	1.44	-1.32	1.30	-1.25	4.75	-3.38	3.80	-2.53
21	1.50	-1.33	1.18	-1.17	6.63	-4.74	4.02	-2.72
20	1.50	-1.33	1.18	-1.17	4.25	-3.80	3.38	-2.50
19	1.61	-1.41	1.18	-1.17	4.55	-4.65	3.70	-2.72
18	2.08	-1.78	1.18	-1.16	4.93	-4.87	3.06	-2.27
17	2.25	-1.82	1.22	-1.18	4.80	-4.57	2.69	-1.99
16	1.82	-1.51	1.06	-1.08	3.10	-3.53	2.22	-1.68
15	1.87	-1.65	1.14	-1.14	3.46	-4.16	2.28	-1.67
14	1.68	-1.37	1.05	-1.07	3.92	-4.81	1.97	-1.53
13	1.77	-1.29	1.21	-1.20	4.45	-5.32	1.94	-1.51
12	1.64	-1.51	1.05	-1.06	4.12	-5.15	1.36	-1.18
11	1.68	-1.40	1.06	-1.08	4.70	-5.40	1.41	-1.20
10	1.77	-1.49	1.03	-1.06	5.03	-5.37	1.54	-1.28
9	1.83	-1.56	1.06	-1.08	5.07	-5.08	1.96	-1.53
8	1.76	-1.54	1.05	-1.06	3.94	-4.22	2.10	-1.64
7	1.75	-1.56	1.05	-1.06	4.39	-3.93	2.21	-1.72
6	1.69	-1.52	1.06	-1.08	4.03	-3.52	2.24	-1.74
5	1.49	-1.34	1.09	-1.11	3.51	-2.98	2.21	-1.71
4	1.33	-1.23	1.13	-1.14	2.33	-2.07	2.08	-1.63
3	1.30	-1.20	1.16	-1.16	2.27	-1.95	1.81	-1.44
2	1.25	-1.17	1.22	-1.20	1.88	-1.64	1.89	-1.50
1	1.26	-1.17	1.22	-1.18	1.74	-1.58	1.78	-1.47

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

Tabla 4.34 Demandas máximas de ductilidad local en columnas por nivel, diseños para Q= 2 y 4, $T_s= 2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio 25 niveles

Nivel	Extremo	Q=2				Q=4			
		AA-04		RCDF-P		AA-04		RCDF-P	
		$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$						
25	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
24	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
23	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
22	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
21	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
20	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
19	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
18	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
17	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
16	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
15	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
14	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
13	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
12	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
11	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
10	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.10	-1.50
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.10
9	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.30	-1.60
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
8	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
7	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.10
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
6	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
5	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
4	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.10
3	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.10	-1.40
2	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.40	-1.70
1	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.10
	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.30	-1.20	1.80	-2.00

Tabla 4.35 Coeficientes sísmicos resistentes y demandas de ductilidad global, edificio de 25 niveles, $Q=2$, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G	$V_{m\acute{a}x}/W_T$
AA-04	1208.2	1728.3	26.18	95.61	3.65	0.2234
RCDF-P	1742.8	2337	31.03	99.81	3.22	0.3000

Tabla 4.36 Coeficientes sísmicos resistentes y demandas de ductilidad global, edificio de 25 niveles, $Q=4$, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G	$V_{m\acute{a}x}/W_T$
AA-04	486.4	701.2	20.53	174.22	8.49	0.0993
RCDF-P	1084.7	1546.7	33.95	215.02	6.33	0.2271

Tabla 4.37 Distorsiones angulares máximas de entrepiso, edificio de 25 niveles, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	Δ_{ri}/h_i	
	Q=2	Q=4
AA-04	0.0152	0.0304
RCDF-P	0.0151	0.0298

Tabla 4.38 Demandas máximas de ductilidad en vigas, edificio de 25 niveles, $Q=2$, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Q=2	
	AA-04	RCDF-P
	μ_L	μ_L
25	1.07	1.36
24	1.51	1.79
23	1.72	2.45
22	2.17	3.34
21	3.64	3.23
20	3.64	3.23
19	4.06	3.26
18	5.20	3.23
17	5.42	3.24
16	5.23	2.64
15	5.89	2.68
14	4.57	2.57
13	4.01	2.63
12	5.52	2.21
11	4.97	2.21
10	4.98	2.16
9	4.88	2.12
8	4.95	1.83
7	4.81	1.83
6	4.42	1.78
5	3.39	1.73
4	2.72	1.66
3	2.49	1.57
2	2.17	1.50
1	2.04	1.40

Tabla 4.39 Demandas máximas de ductilidad en vigas, edificio de 25 niveles, Q=4, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Q=4	
	AA-04	RCDF-P
	μ_L	μ_L
25	1.00	1.00
24	1.45	2.25
23	3.97	3.20
22	7.28	7.20
21	10.79	8.69
20	10.79	8.69
19	15.25	9.26
18	18.00	9.40
17	20.33	8.22
16	15.23	6.89
15	16.25	7.10
14	16.98	6.45
13	17.48	6.48
12	15.62	4.98
11	15.76	5.05
10	15.44	5.12
9	14.82	5.30
8	12.52	4.61
7	11.96	4.62
6	10.91	4.50
5	9.56	4.32
4	6.58	4.07
3	6.33	3.74
2	5.31	3.62
1	5.00	3.49

Tabla 4.40 Demandas máximas de ductilidad de columnas, edificio de 25 niveles, Q=2, análisis no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Extremo	Q=4		Nivel	Extremo	Q=4	
		AA-04	RCDF-P			AA-04	RCDF-P
		μ_L	μ_L			μ_L	μ_L
25	Superior	1.00	1.00	12	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.00
24	Superior	1.00	1.00	11	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.00
23	Superior	1.00	1.40	10	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.20
22	Superior	1.70	1.40	9	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.20
21	Superior	1.80	1.30	8	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.00
20	Superior	1.00	1.00	7	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.20	1.20
19	Superior	1.20	1.00	6	Superior	1.00	1.10
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.20	1.10
18	Superior	1.10	1.00	5	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.30	1.30
17	Superior	1.00	1.00	4	Superior	1.00	1.10
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.10	1.20
16	Superior	1.00	1.00	3	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.10	1.20
15	Superior	1.00	1.00	2	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.00
14	Superior	1.00	1.00	1	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.20	1.30
13	Superior	1.00	1.00				
	Inferior	1.00	1.10				

Tabla 4.41 Demandas máximas de ductilidad de columnas, edificio de 25 niveles, Q=4, análisis estático no-lineal (*Push-over*) con distribución de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Extremo	Q=4		Nivel	Extremo	Q=4	
		AA-04	RCDF-P			AA-04	RCDF-P
		μ_L	μ_L			μ_L	μ_L
25	Superior	1.00	1.00	12	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.00
24	Superior	1.00	1.00	11	Superior	1.00	1.10
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.00
23	Superior	1.00	6.40	10	Superior	1.00	1.40
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.20
22	Superior	1.77	6.10	9	Superior	1.00	1.60
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	1.50
21	Superior	1.71	1.90	8	Superior	1.00	1.40
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.00	2.30
20	Superior	1.25	1.00	7	Superior	1.00	2.20
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.22	2.60
19	Superior	1.09	1.00	6	Superior	1.00	1.90
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.30	1.60
18	Superior	1.00	1.00	5	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.48	1.70
17	Superior	1.00	1.00	4	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.43	2.10
16	Superior	1.00	1.00	3	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.56	2.50
15	Superior	1.00	1.00	2	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	1.95	2.10
14	Superior	1.00	1.10	1	Superior	1.00	1.00
	Inferior	1.00	1.00		Inferior	4.82	5.40
13	Superior	1.00	1.00				
	Inferior	1.00	1.10				

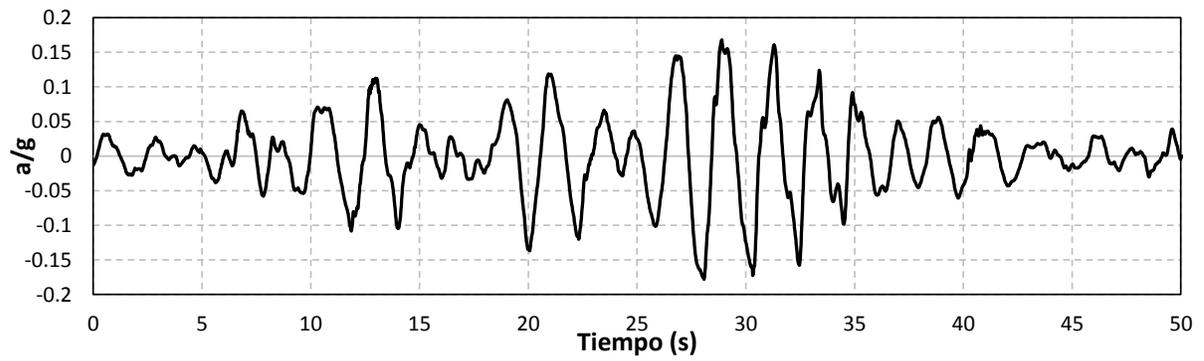
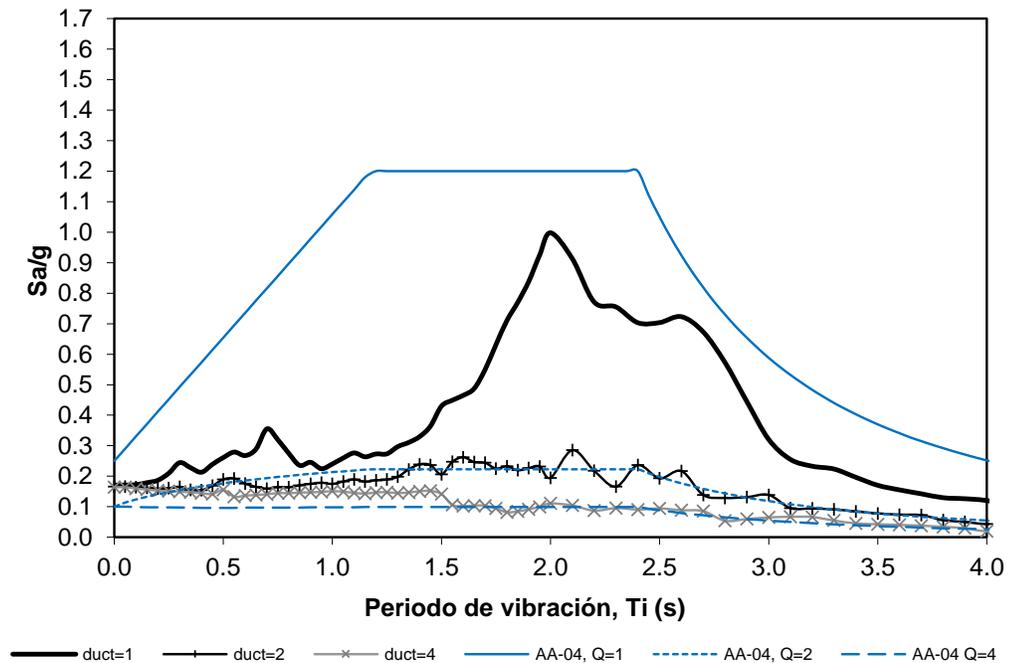
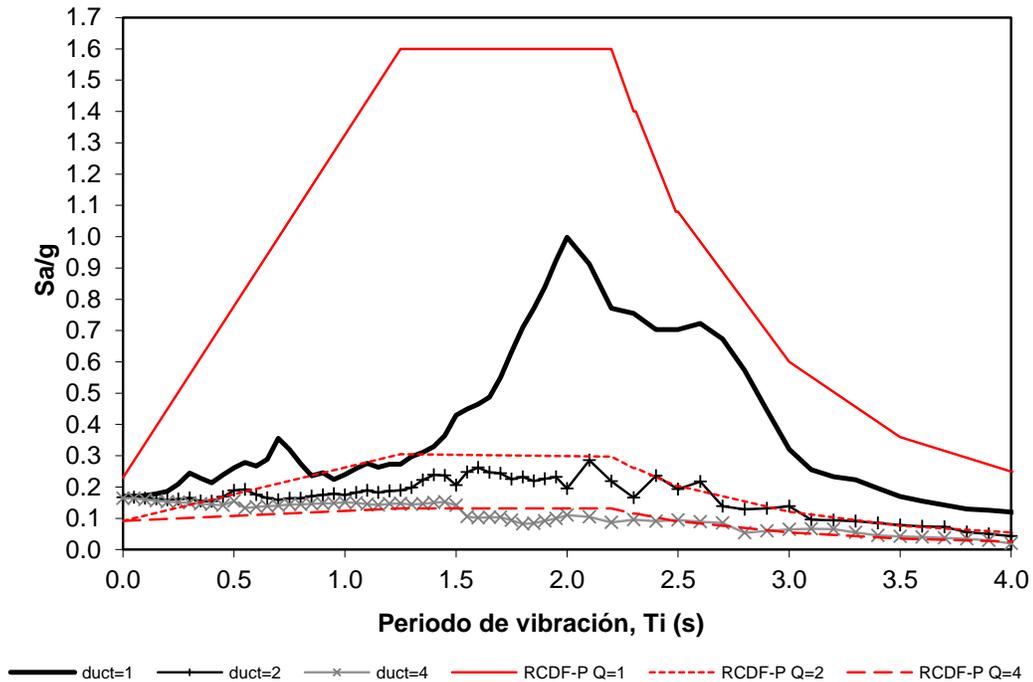


Figura 4.1 Acelerograma SCT-EW-85



a)



b)

Figura 4.2 Espectros de respuesta elástica ($\mu=1$) e inelástica ($\mu=2$ y 4) del acelerograma SCT-EW-85 ($\xi=5\%$) y de diseño ($Q=1, 2$ y 4) de: a) Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04; b) NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) de la propuesta del RCDF-P

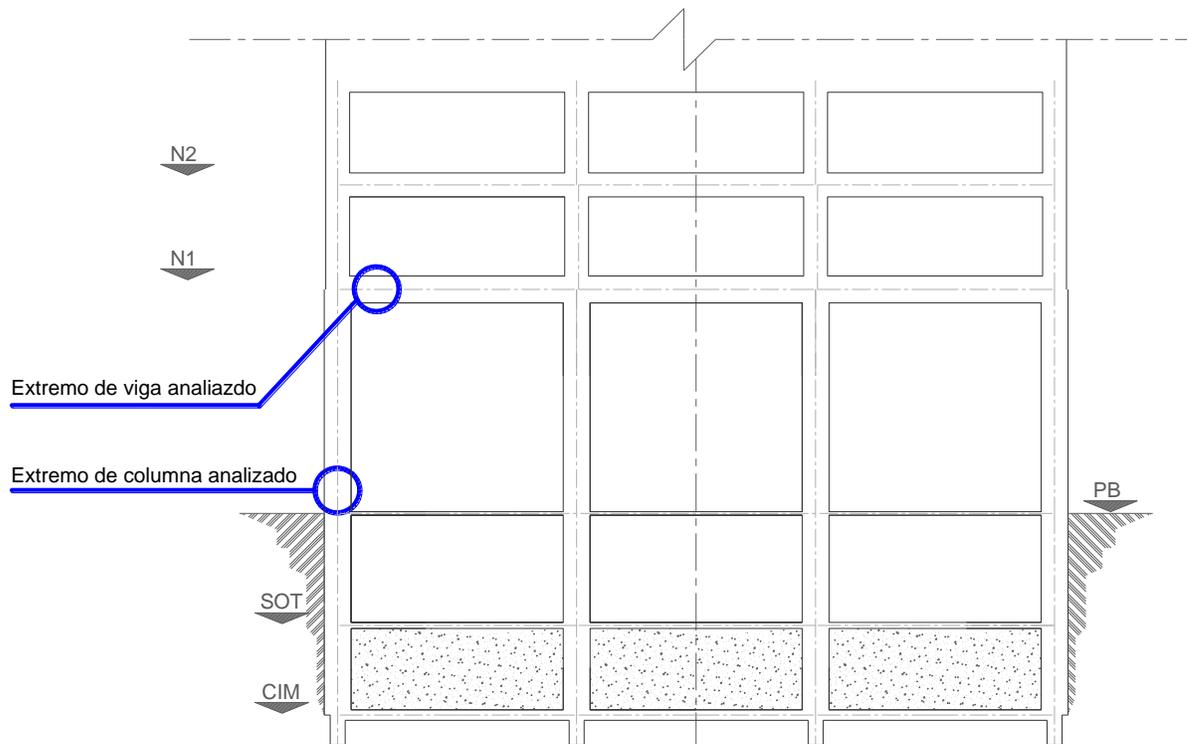


Figura 4.3 Ubicación de los extremos de la viga y columna tipo de interés de los edificios de estudio, para mostrar posteriormente su comportamiento sísmico inelástico

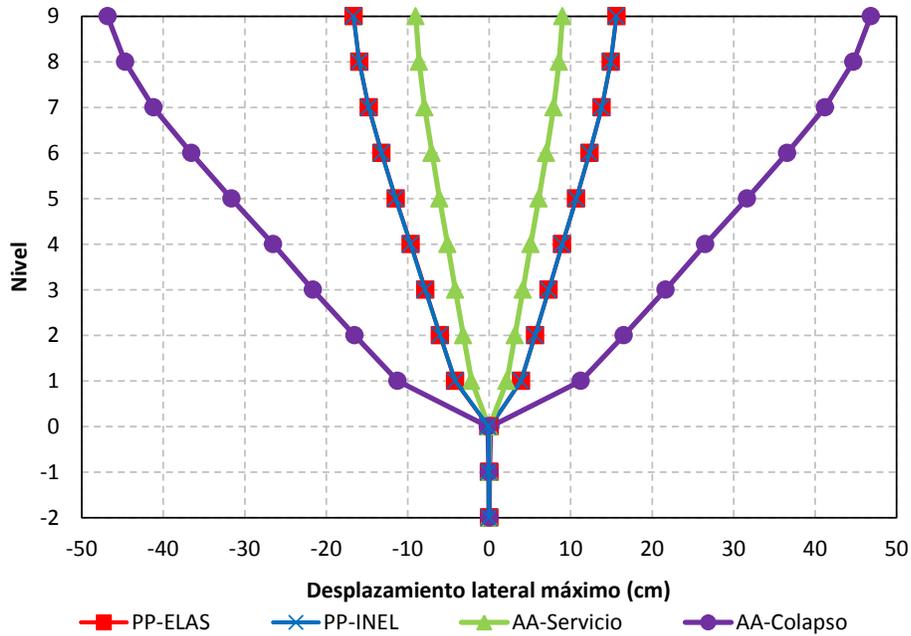


Figura 4.4 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-04, diseño para $Q=2$ del edificio de 9 niveles

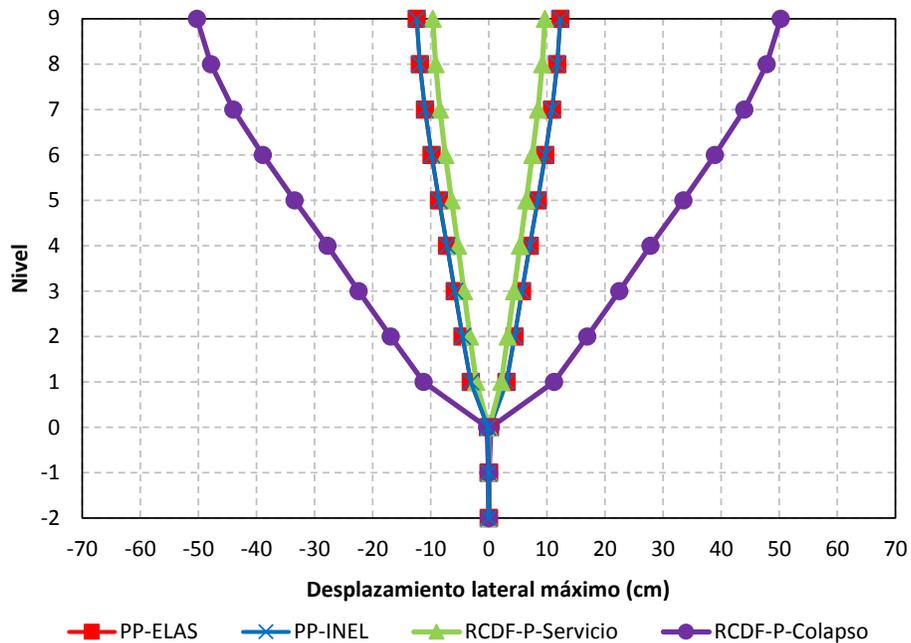


Figura 4.5 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño ($T_s=2$ s) de la propuesta de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-P diseño para $Q=2$ del edificio de 9 niveles

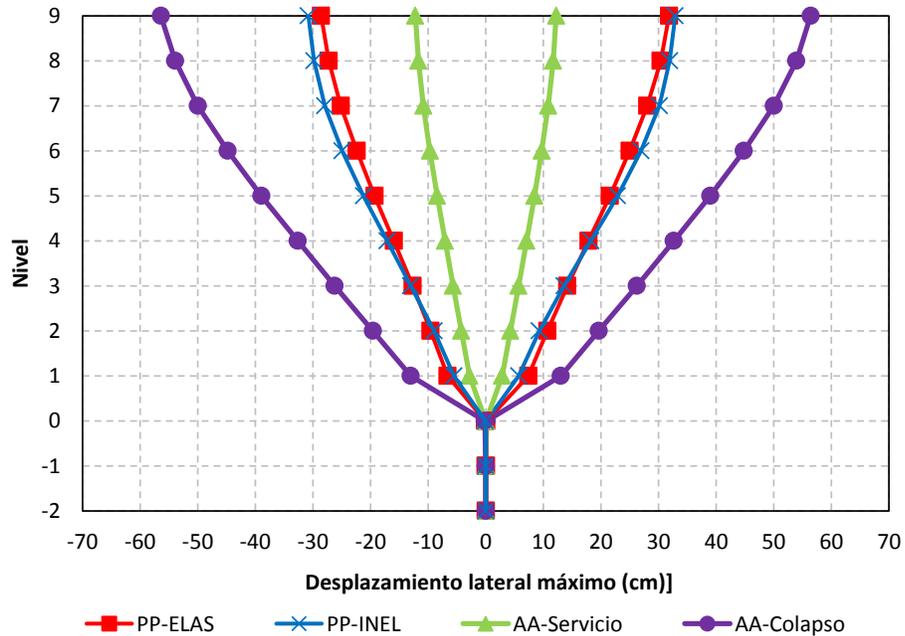


Figura 4.6 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-04, diseño para $Q=4$ del edificio de 9 niveles

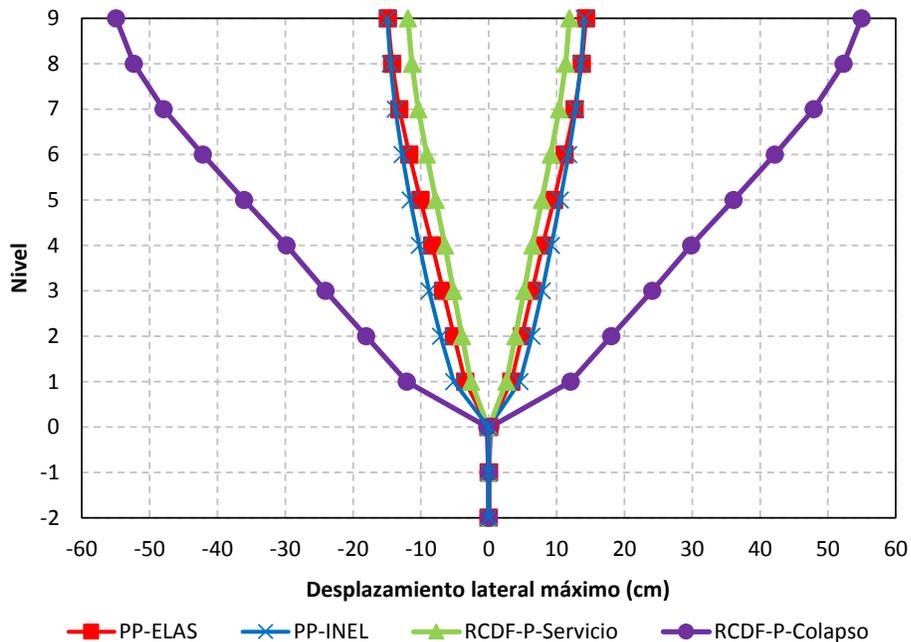


Figura 4.7 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño ($T_s=2$ s) de la propuesta de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-P, diseño para $Q=4$ del edificio de 9 niveles

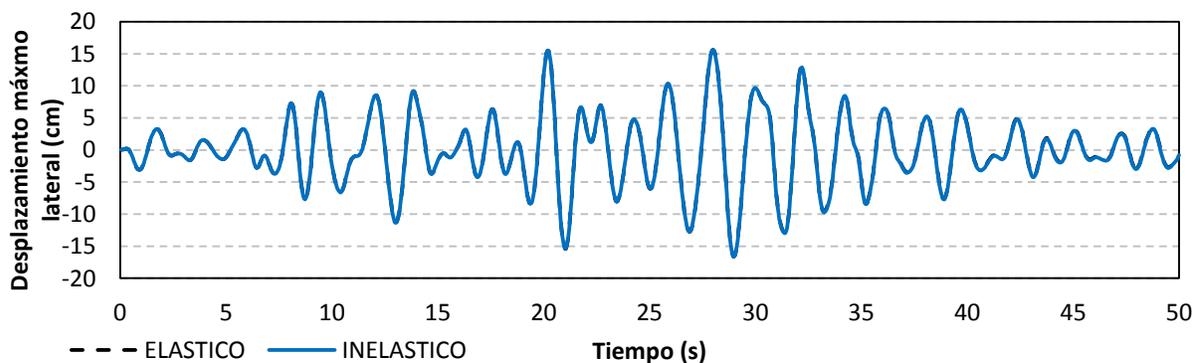


Figura 4.8 Historia de desplazamientos laterales de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elásticos e inelásticos) con el registro SCT-EW-85, diseño para $Q=2$ con Apéndice A ($T_s=2$ s) de NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

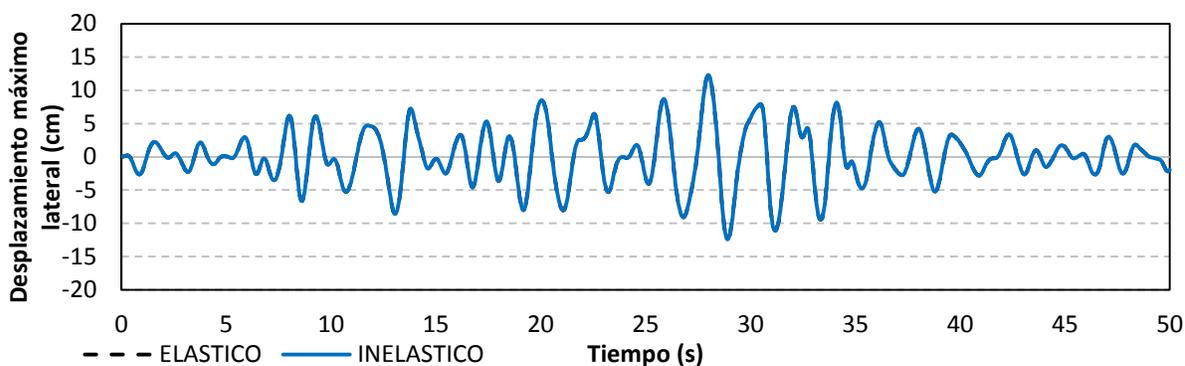


Figura 4.9 Historia de desplazamientos laterales de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elásticos e inelásticos) con el registro SCT-EW-85, diseño para $Q=2$ con la propuesta de NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

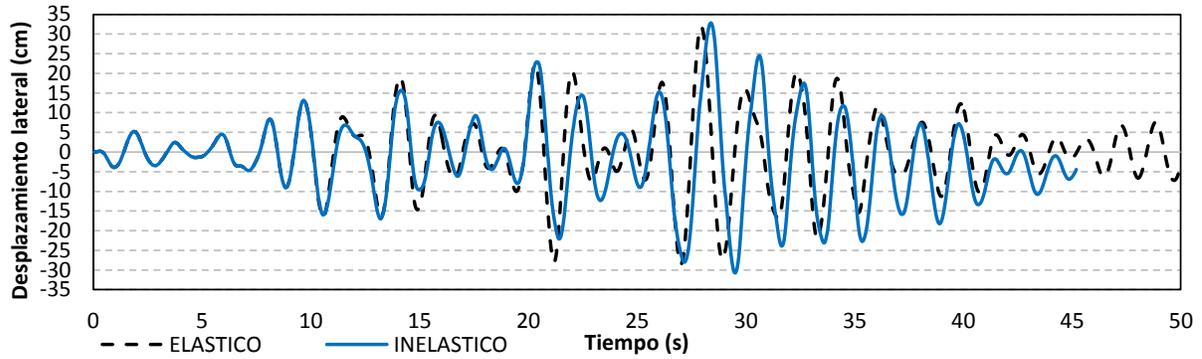


Figura 4.10 Historia de desplazamientos laterales de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elásticos e inelásticos) con el registro SCT-EW-85, diseño para $Q=4$ con Apéndice A ($T_s=2$ s) de NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

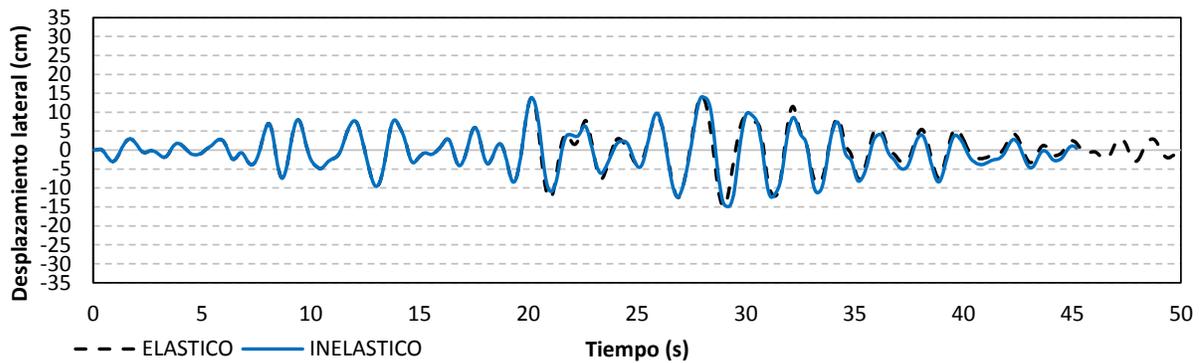


Figura 4.11 Historia de desplazamientos laterales de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elásticos e inelásticos) con el registro SCT-EW-85, diseño para $Q=4$ con la propuesta de NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

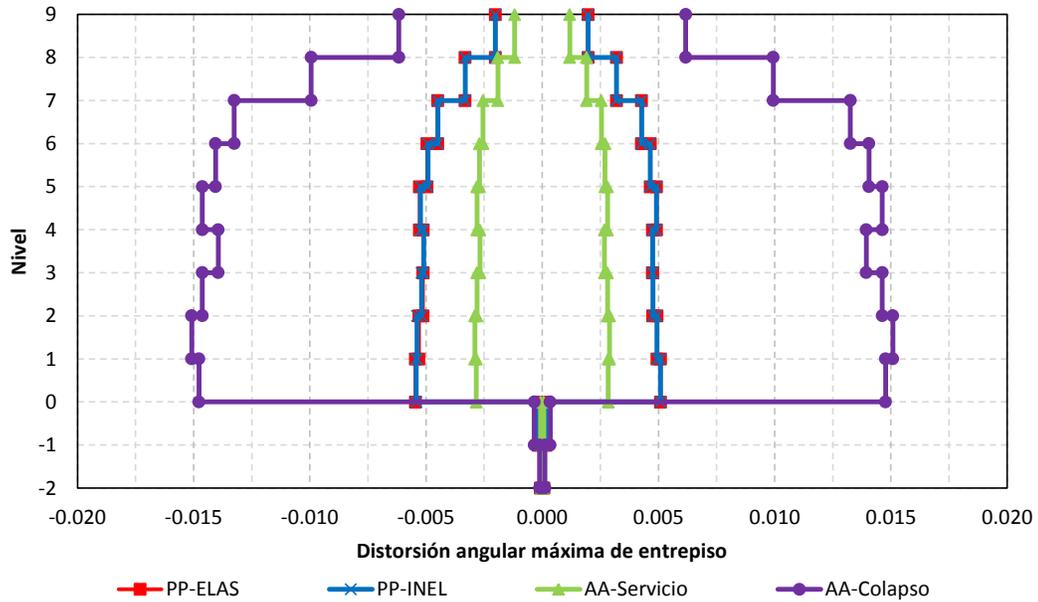


Figura 4.12 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-04, diseño para $Q=2$ del edificio de 9 niveles

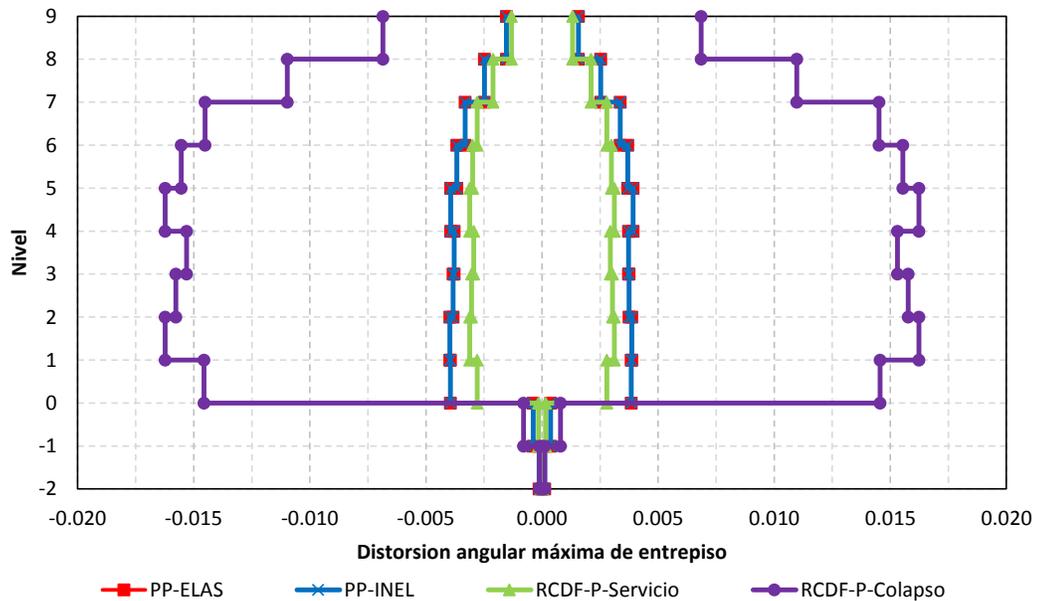


Figura 4.13 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño ($T_s=2$ s) de la propuesta de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-P, diseño para $Q=2$ del edificio de 9 niveles

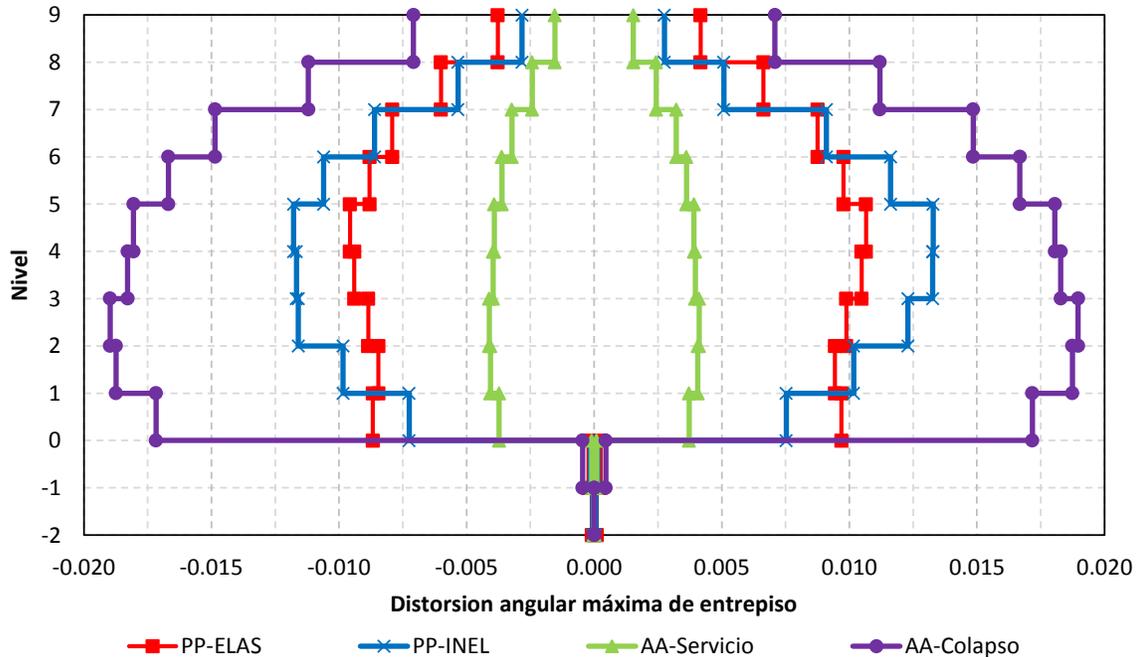


Figura 4.14 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s = 2$ s) de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-04, diseño para $Q = 4$ del edificio de 9 niveles

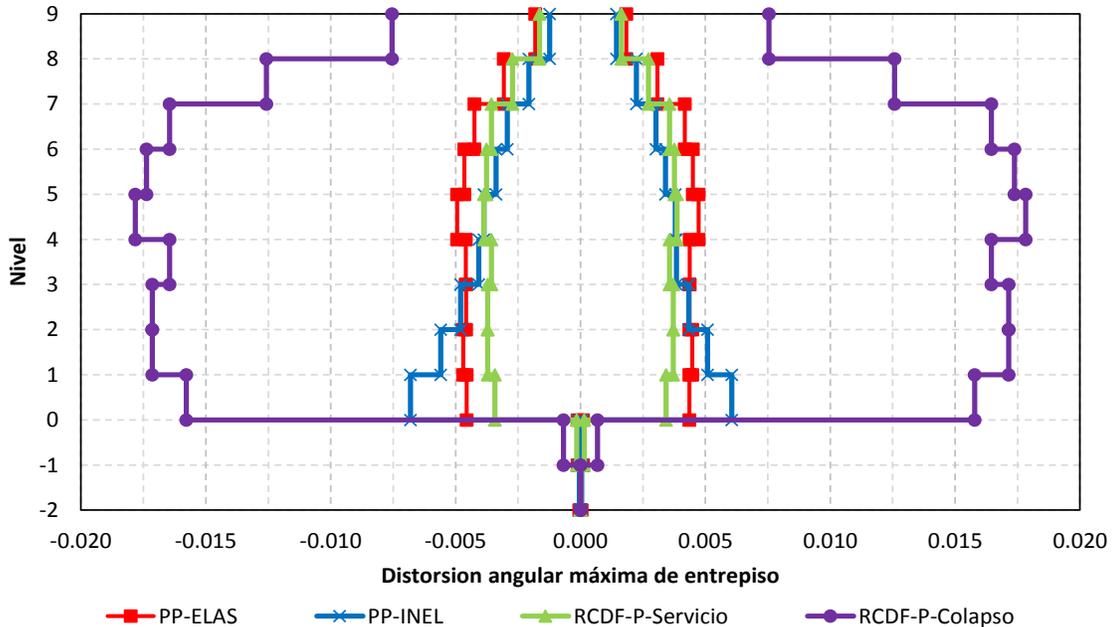


Figura 4.15 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño ($T_s = 2$ s) de la propuesta de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-P, diseño para $Q = 4$ del edificio de 9 niveles

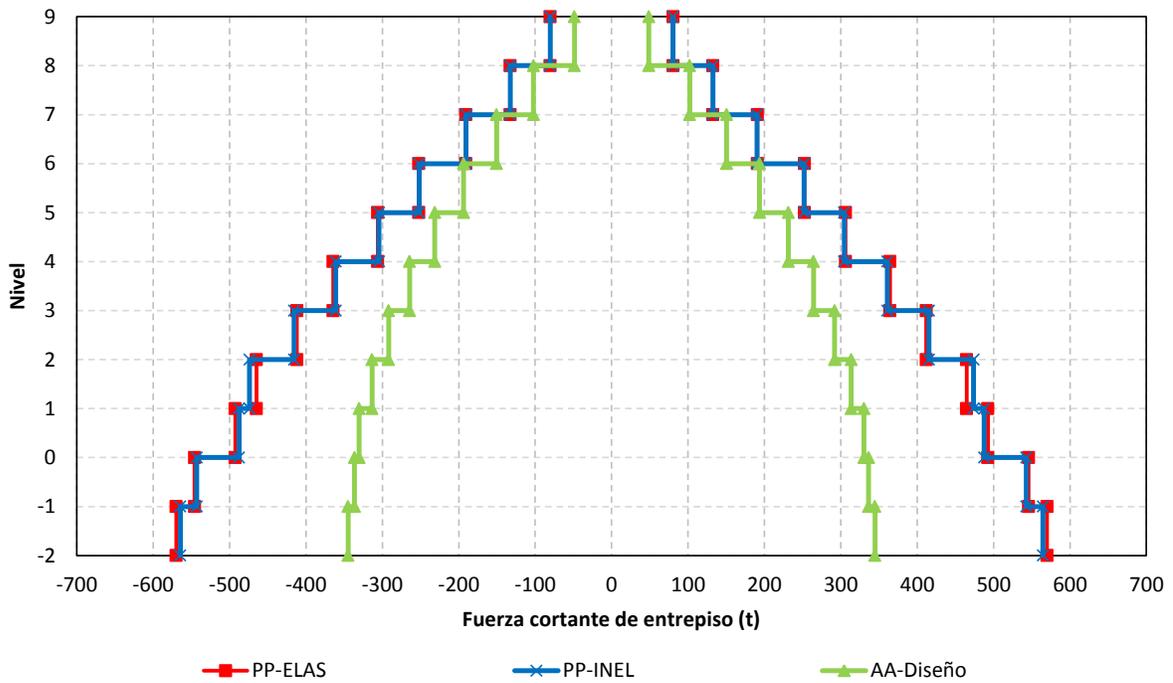


Figura 4.16 Distribución en elevación de las fuerzas cortantes máximas de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, diseño para $Q= 2$ del edificio de 9 niveles

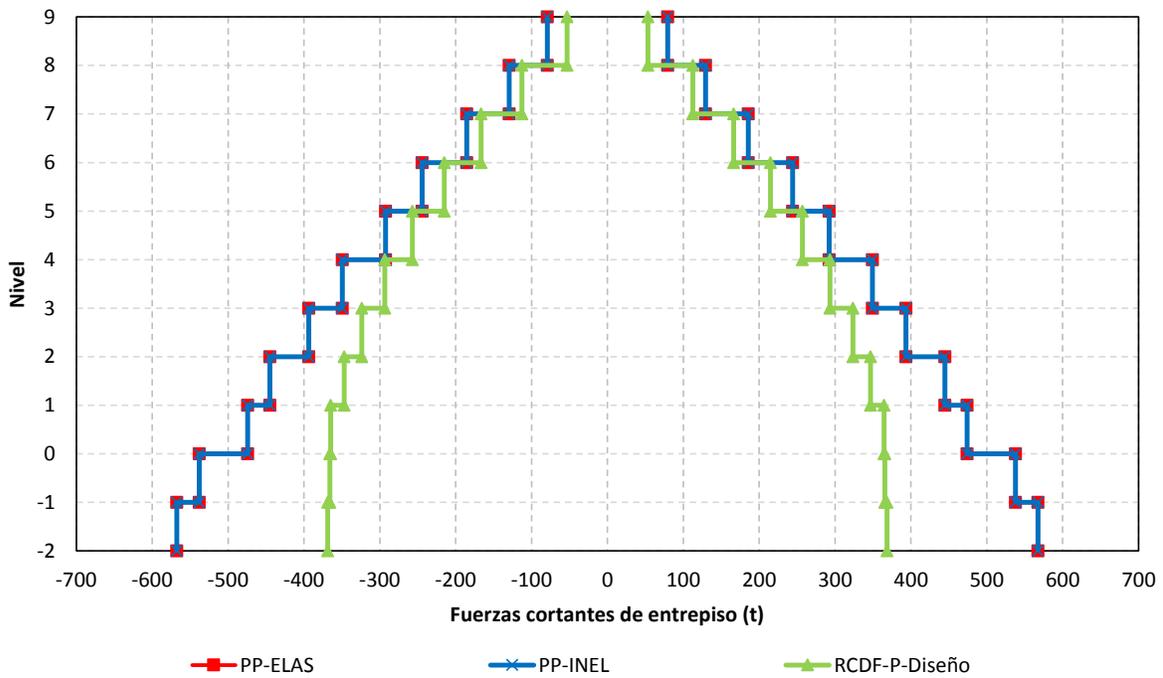


Figura 4.17 Distribución en elevación de las fuerzas cortantes máximas de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño de la propuesta ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-P, diseño para $Q= 2$ del edificio de 9 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

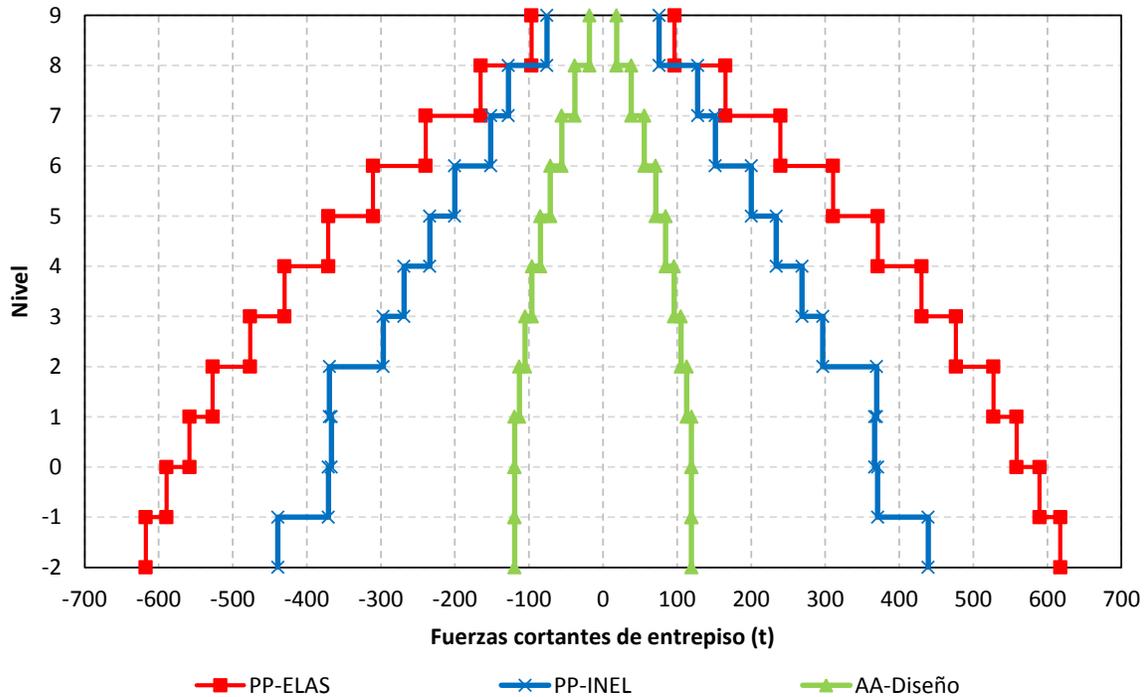


Figura 4.18 Distribución en elevación de las fuerzas cortantes máximas de entresolio de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, diseño para $Q=4$ del edificio de 9 niveles

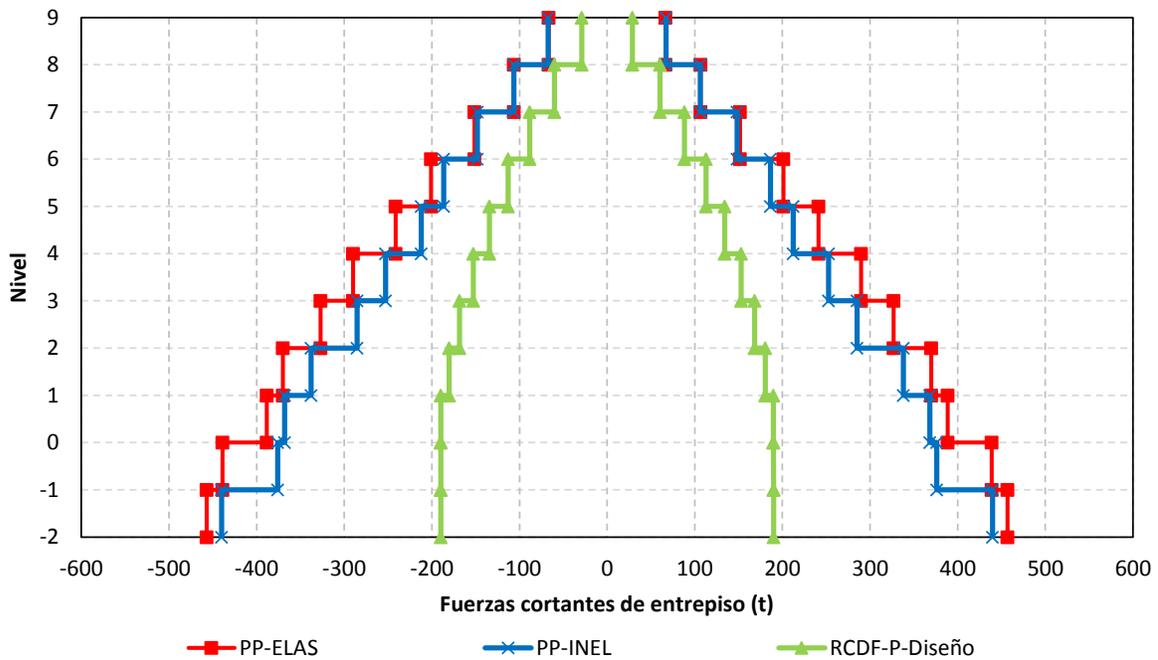


Figura 4.19 Distribución en elevación de las fuerzas cortantes máximas de entresolio de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño de la propuesta ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-P, diseño para $Q=2$ del edificio de 9 niveles

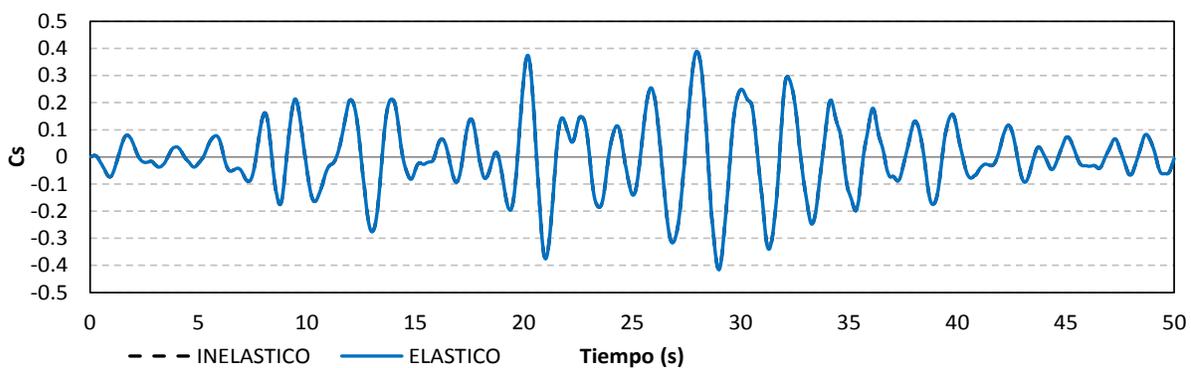


Figura 4.20 Historias de coeficientes sísmicos (elásticos e inelásticos), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

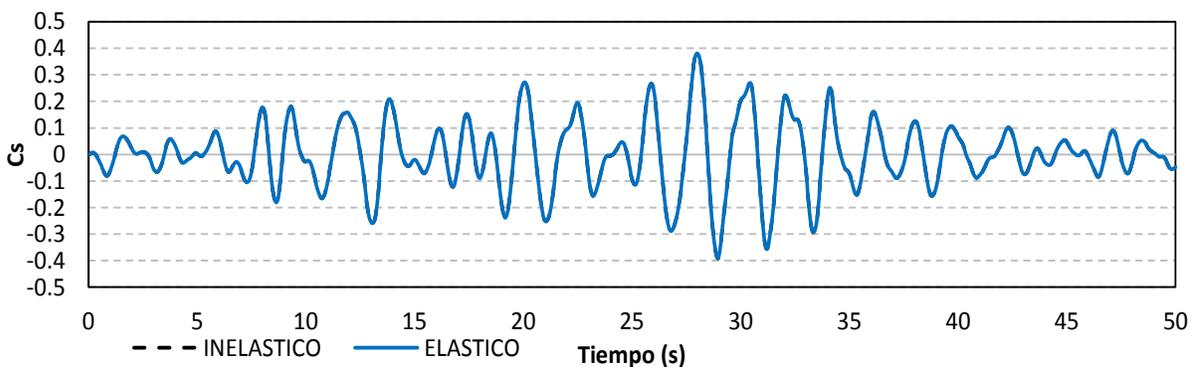


Figura 4.21 Historias de coeficientes sísmicos (elásticos e inelásticos), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

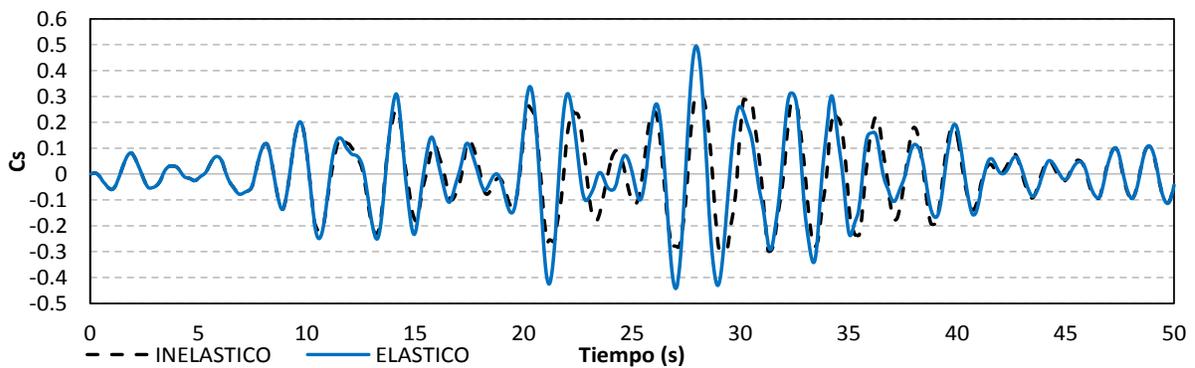


Figura 4.22 Historias de coeficientes sísmicos (elásticos e inelásticos), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

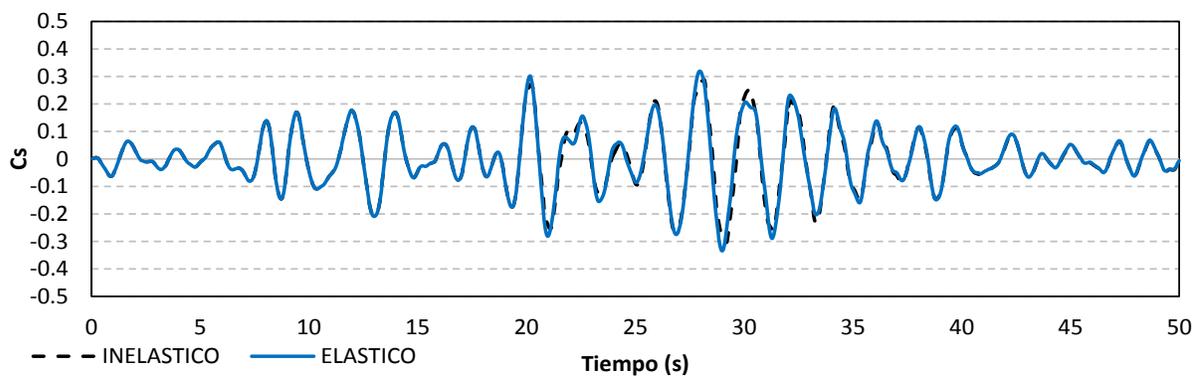


Figura 4.23 Historias de coeficientes sísmicos (elásticos e inelásticos), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

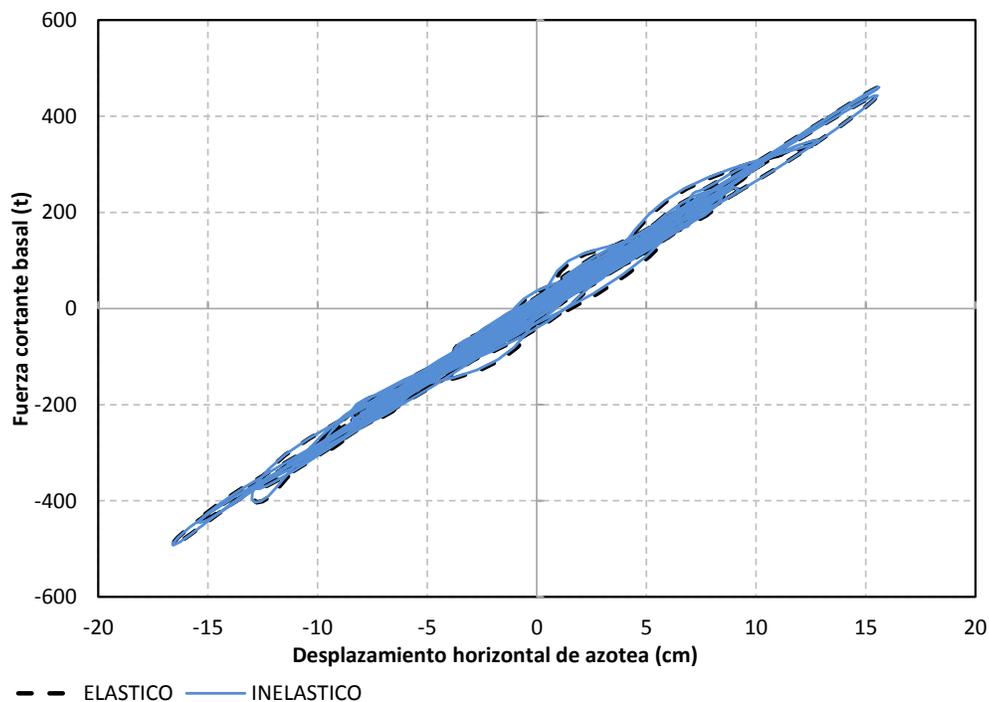


Figura 4.24 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

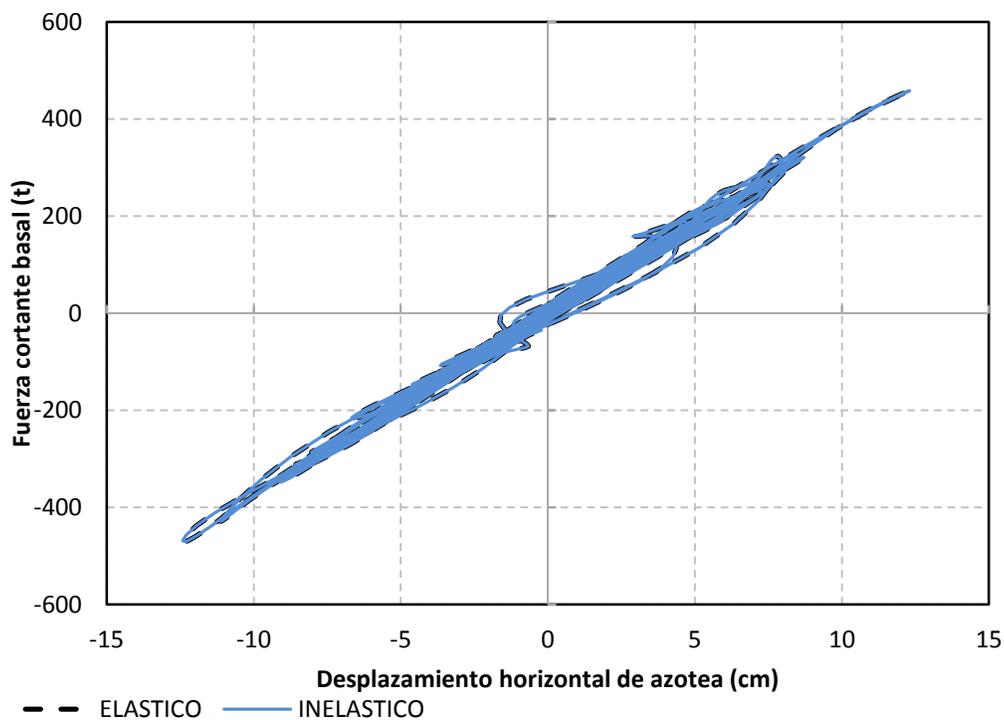


Figura 4.25 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

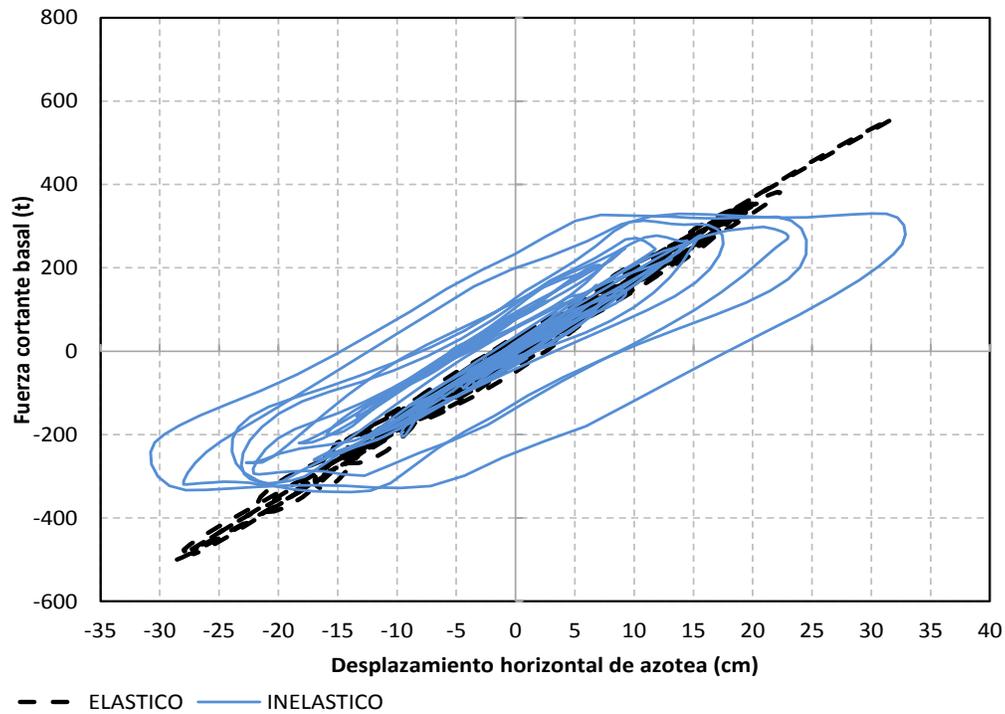


Figura 4.26 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

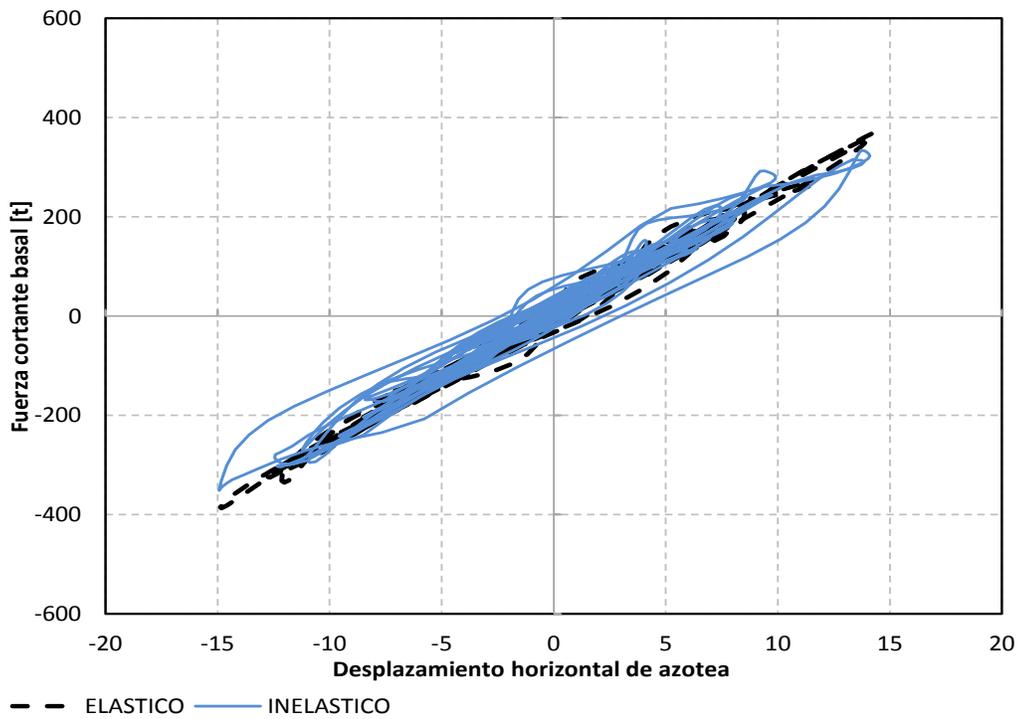


Figura 4.27 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

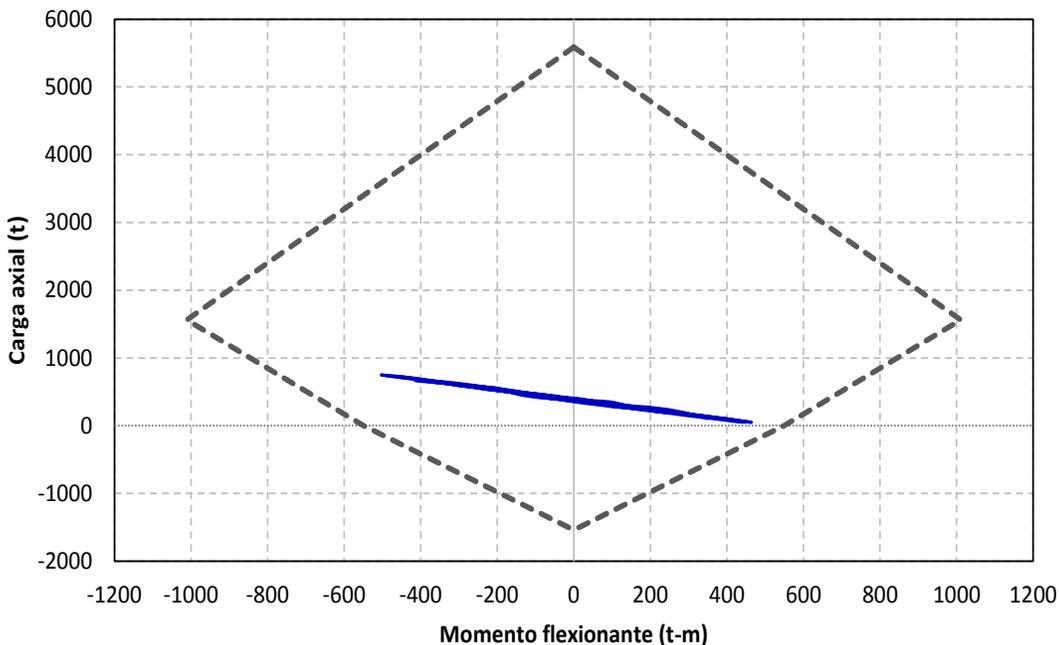


Figura 4.28 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

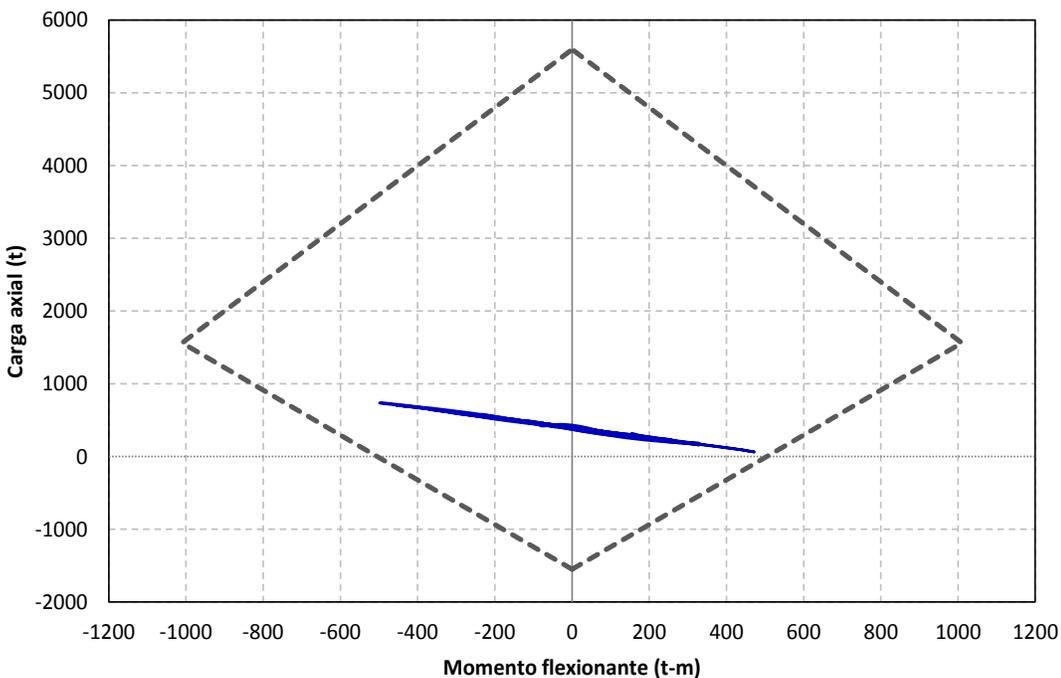


Figura 4.29 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

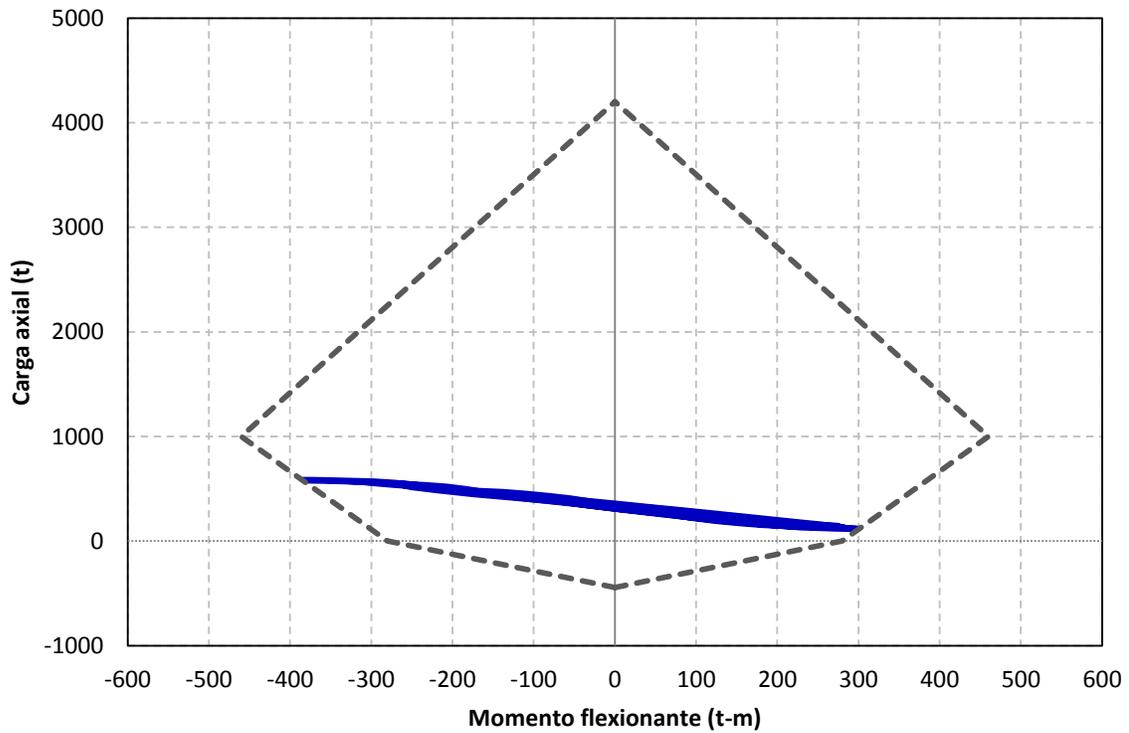


Figura 4.30 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

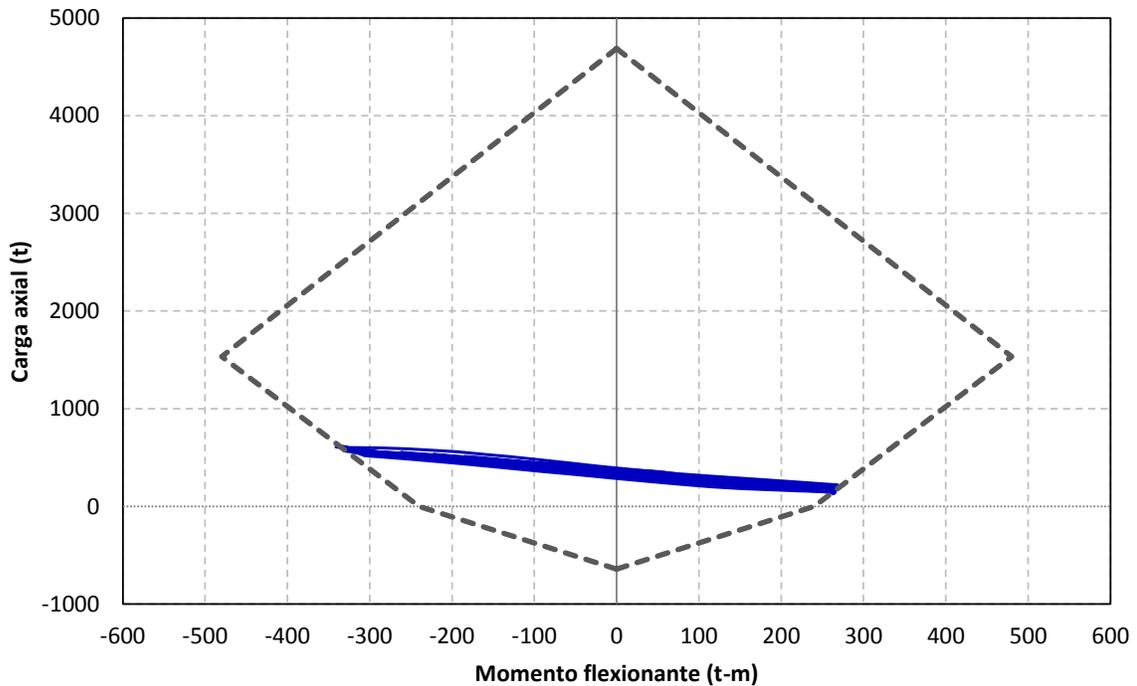


Figura 4.31 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9

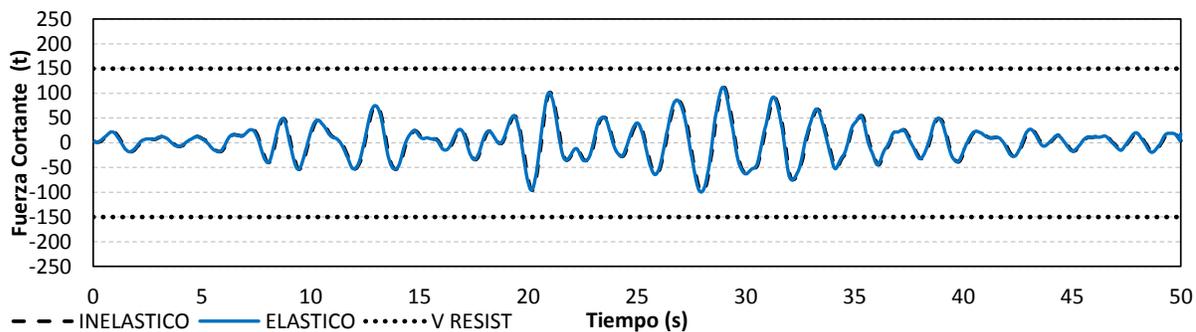


Figura 4.32 Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

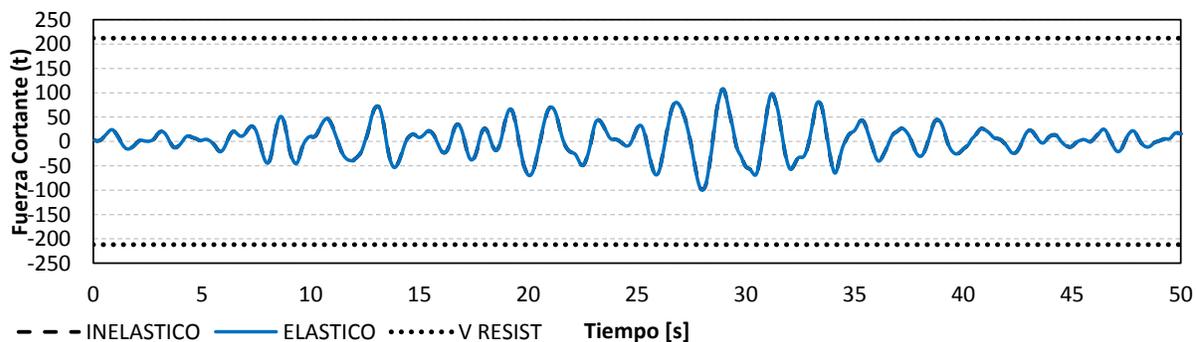


Figura 4.33 Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

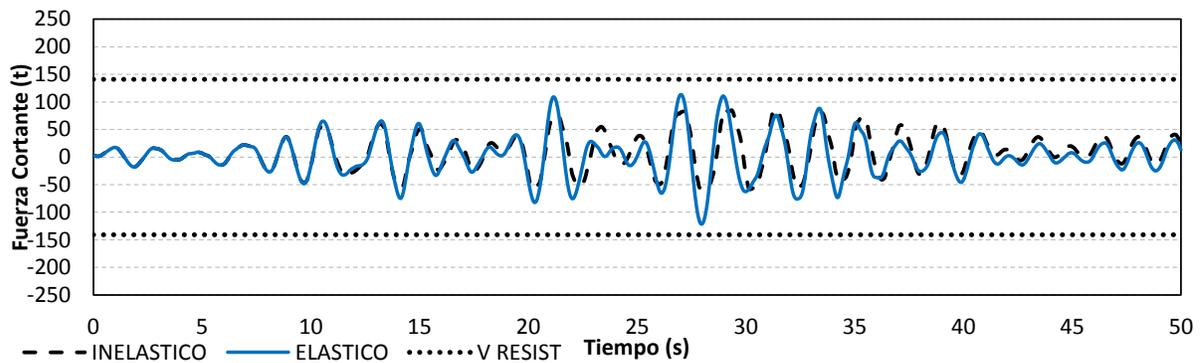


Figura 4.34 Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

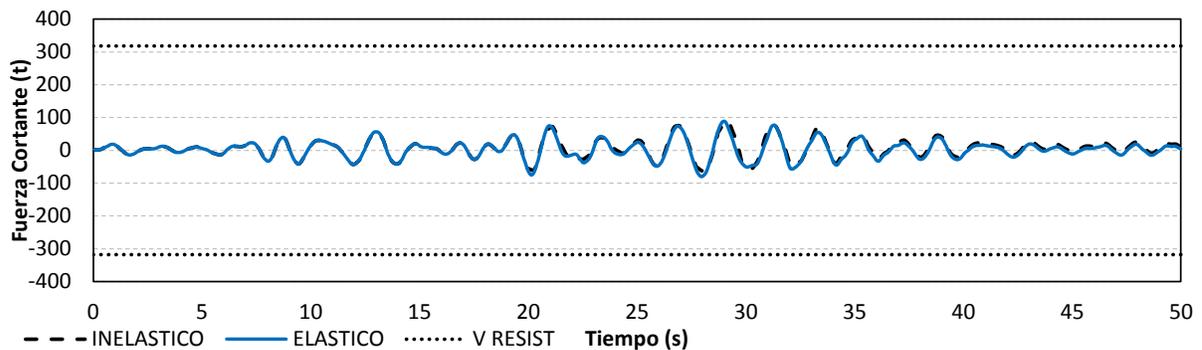


Figura 4.35 Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

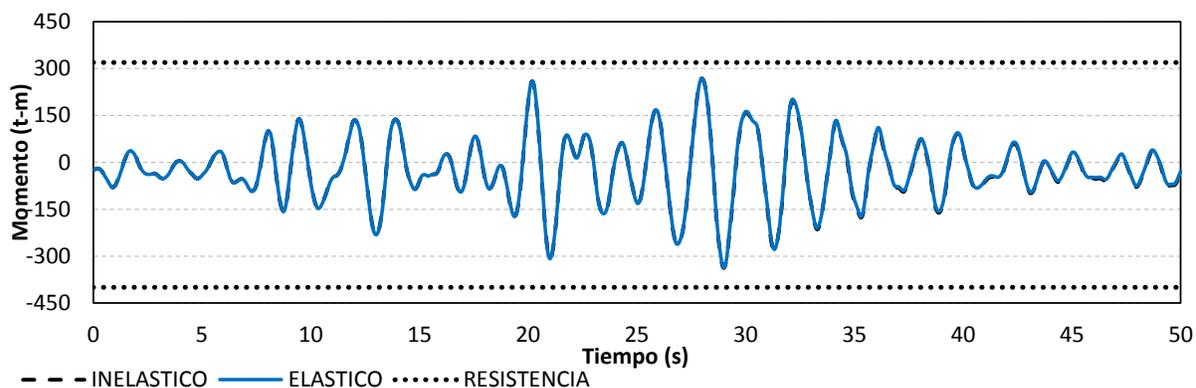


Figura 4.36 Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

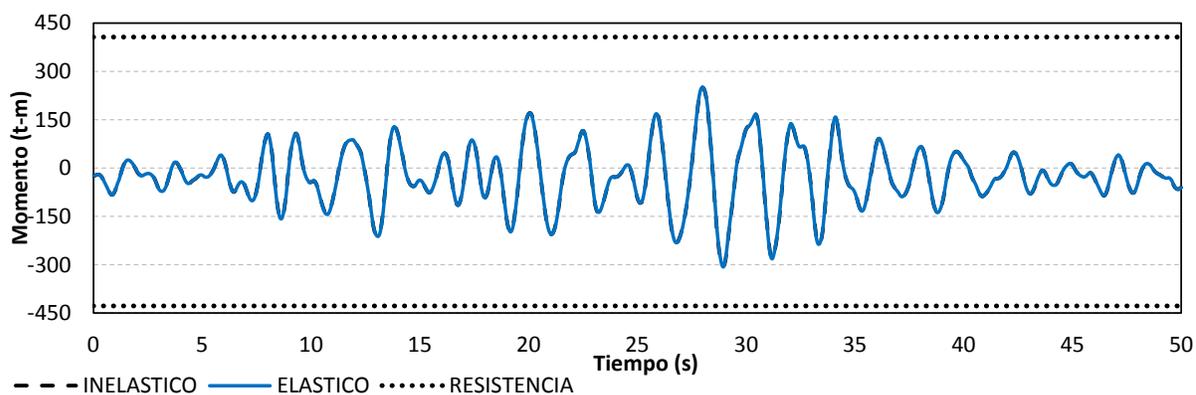


Figura 4.37 Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

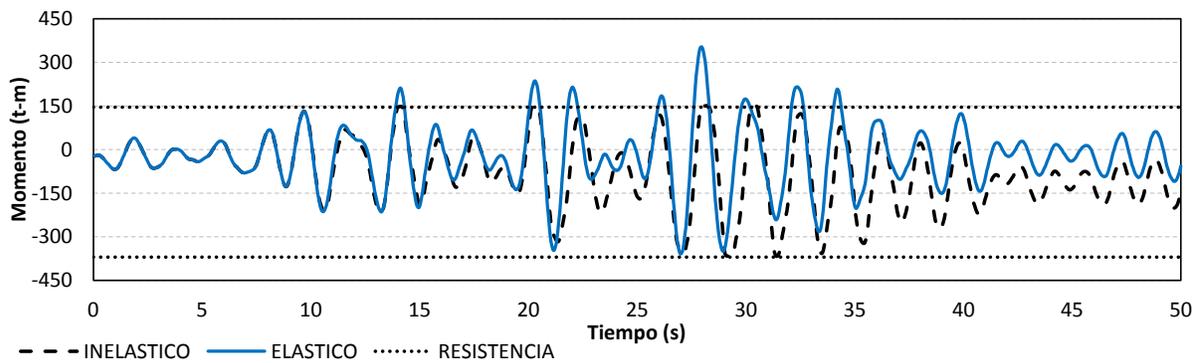


Figura 4.38 Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

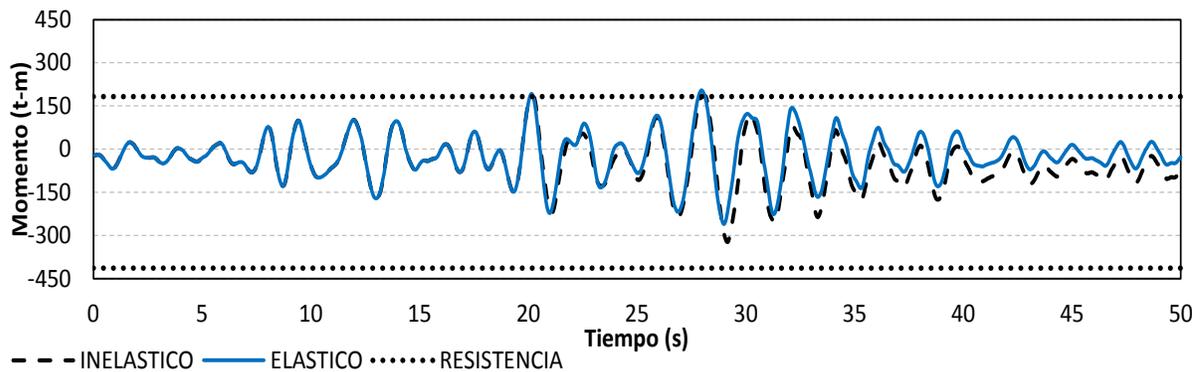


Figura 4.39 Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

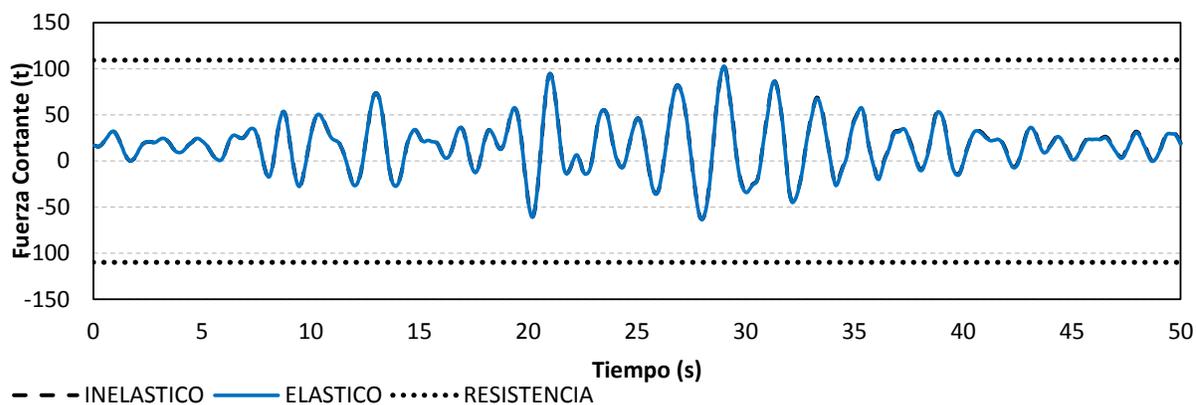


Figura 4.40 Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

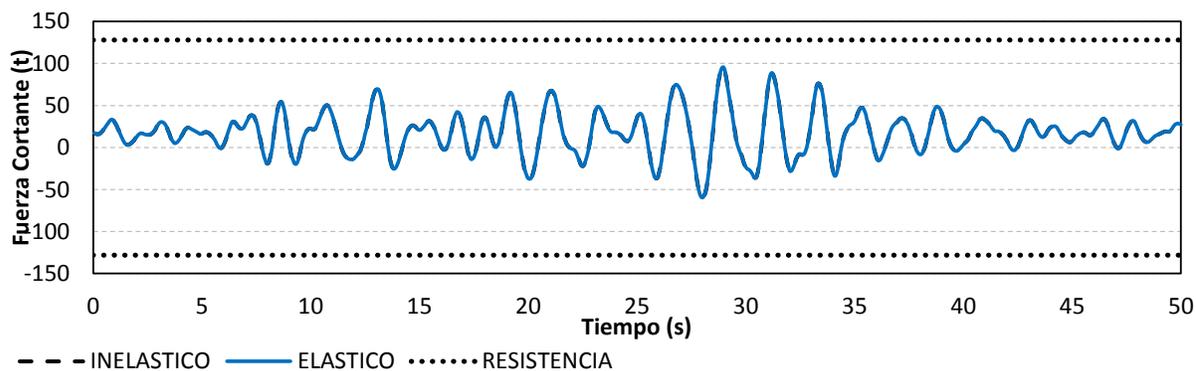


Figura 4.41 Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

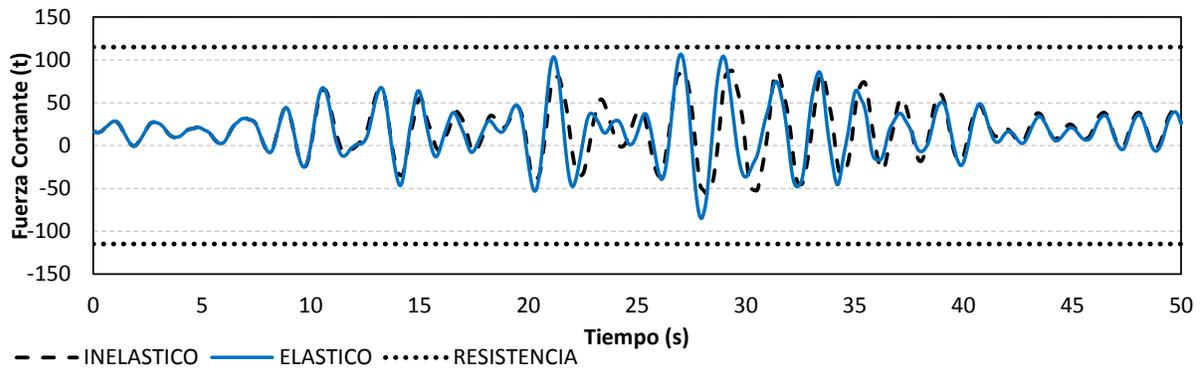


Figura 4.42 Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

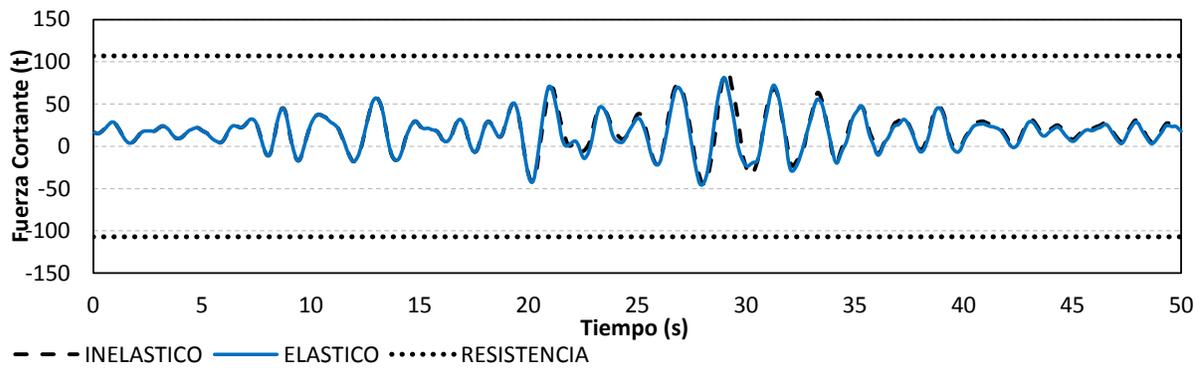


Figura 4.43 Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

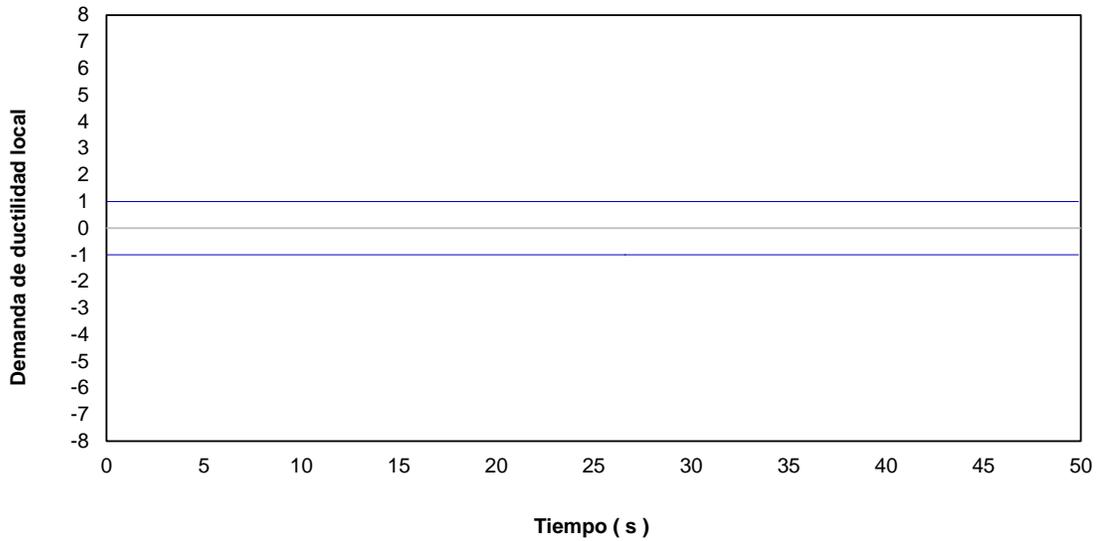


Figura 4.44 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1, diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

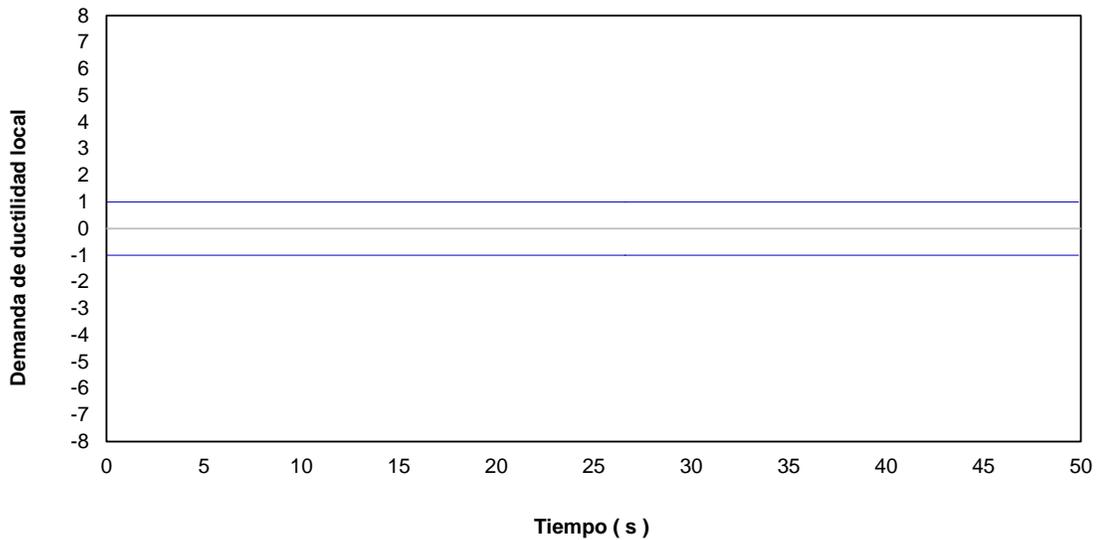


Figura 4.45 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1, diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

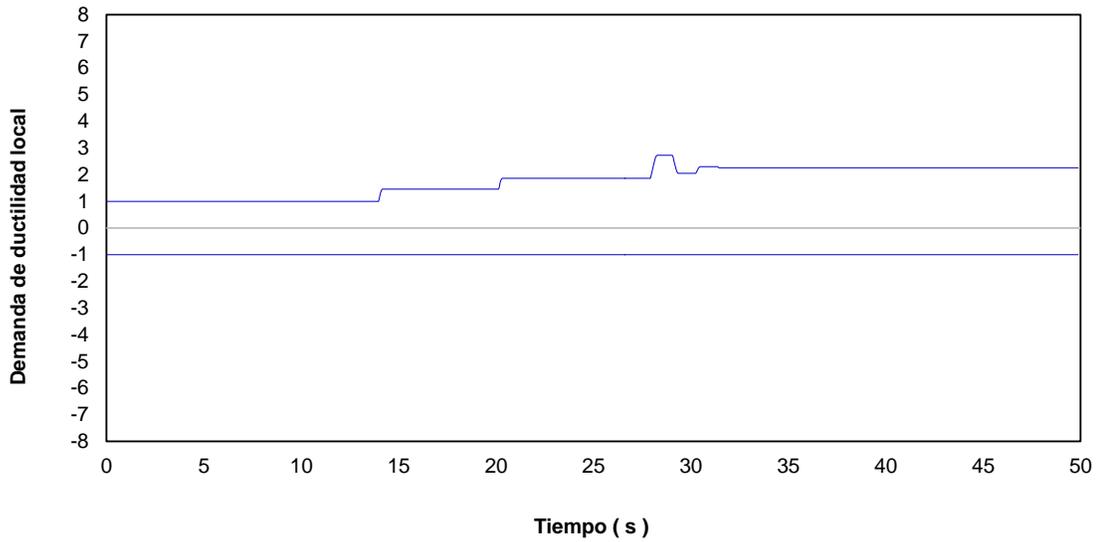


Figura 4.46 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1, diseño para $Q= 4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

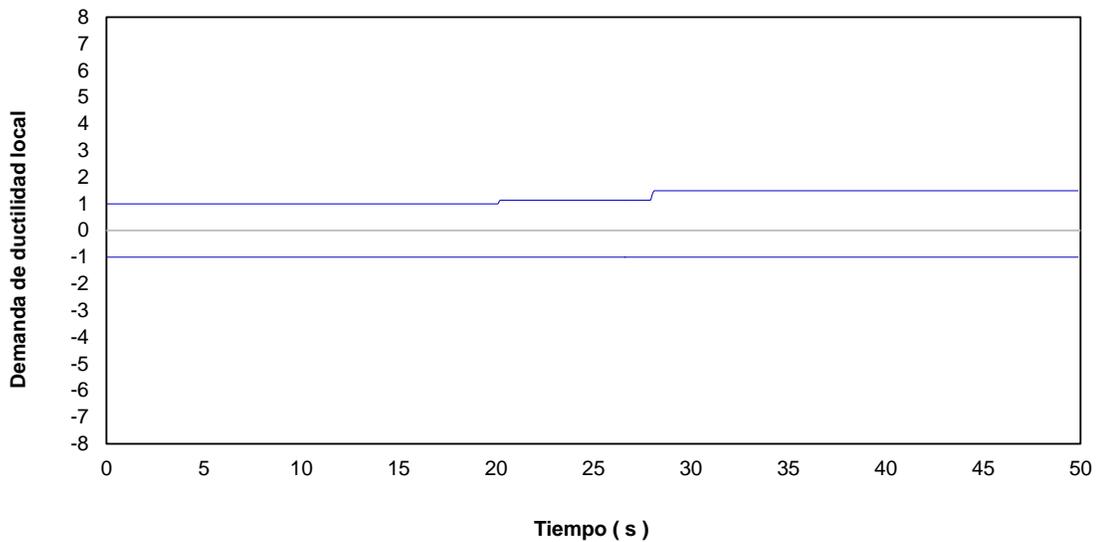


Figura 4.47 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1, diseño para $Q= 4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

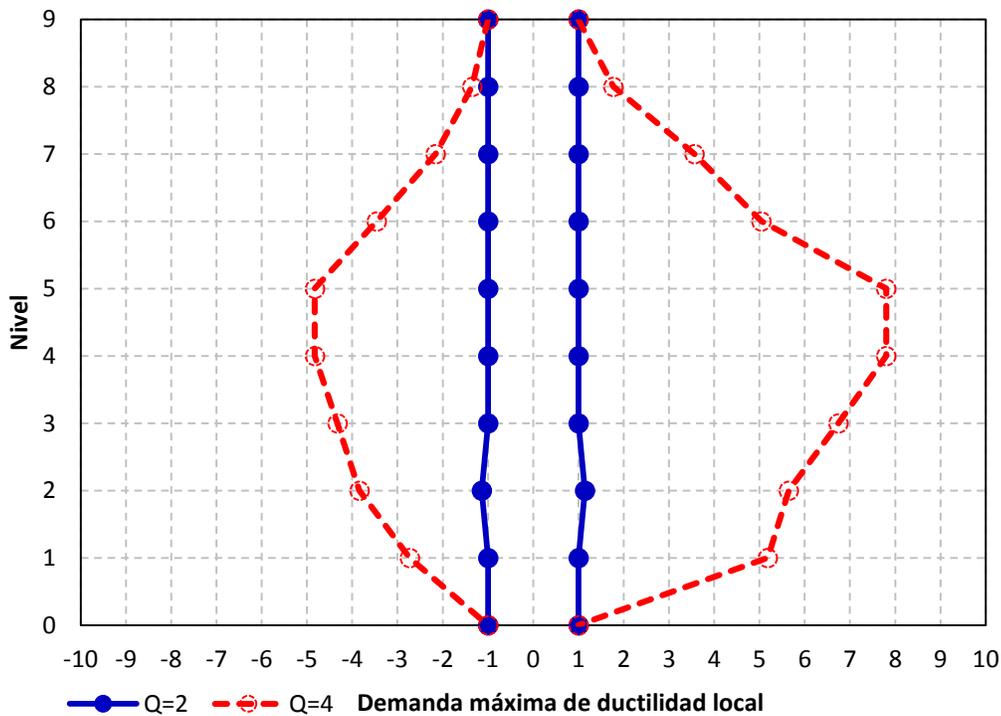


Figura 4.48 Demandas máximas de ductilidad local en vigas, diseño para $Q= 2$ y 4 con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

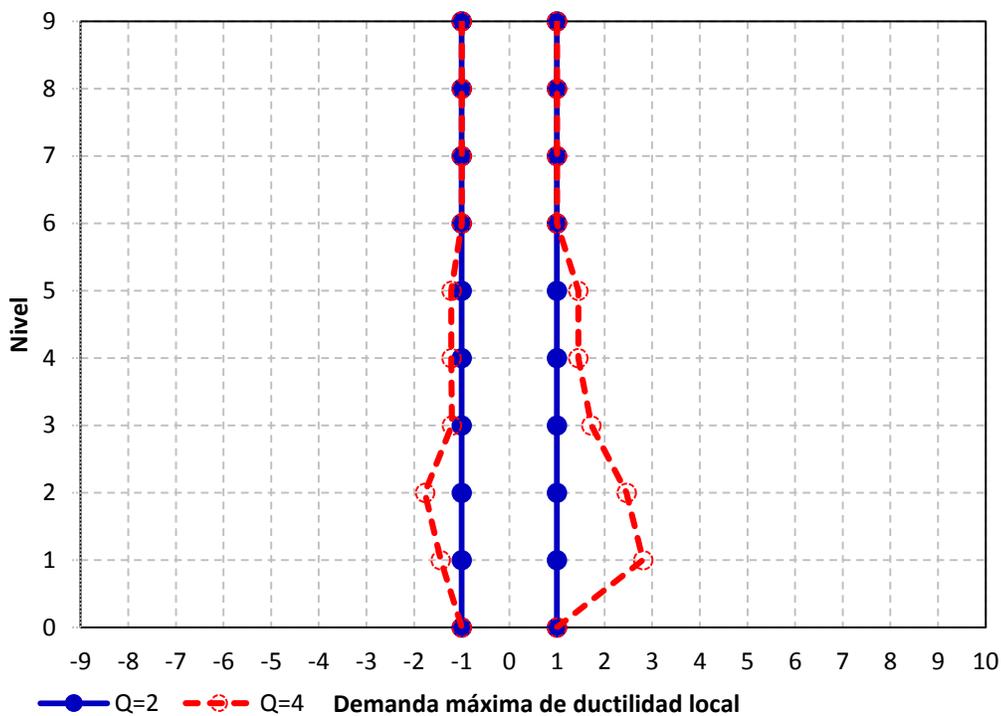


Figura 4.49 Demandas máximas de ductilidad local en vigas, diseño para $Q= 2$ y 4 con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

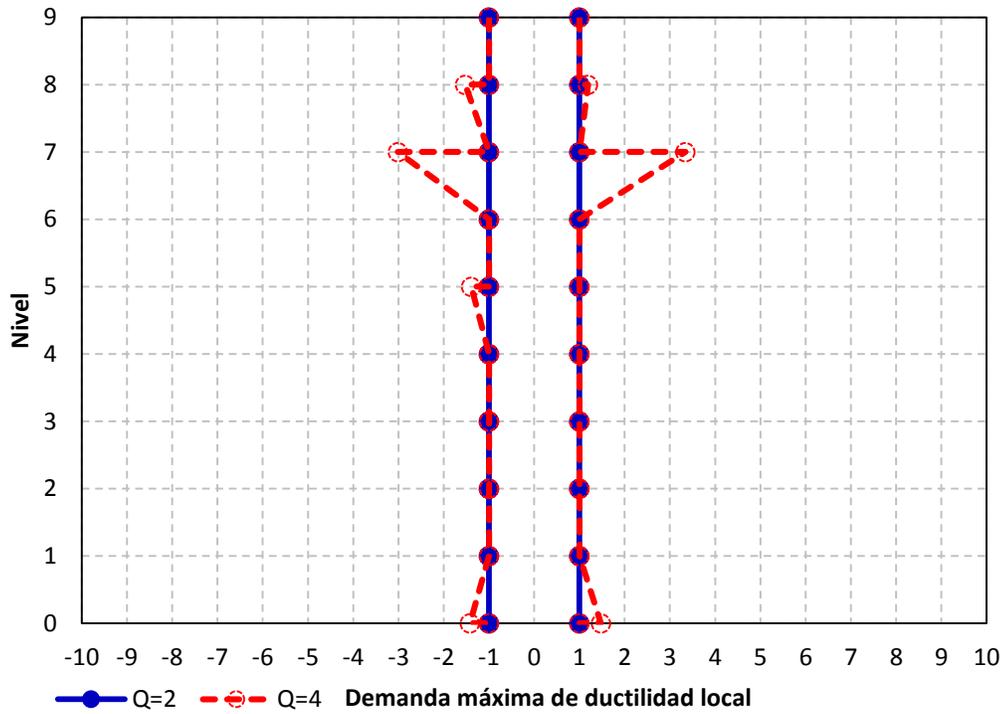


Figura 4.50 Demandas máximas de ductilidad local en columnas, diseño para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

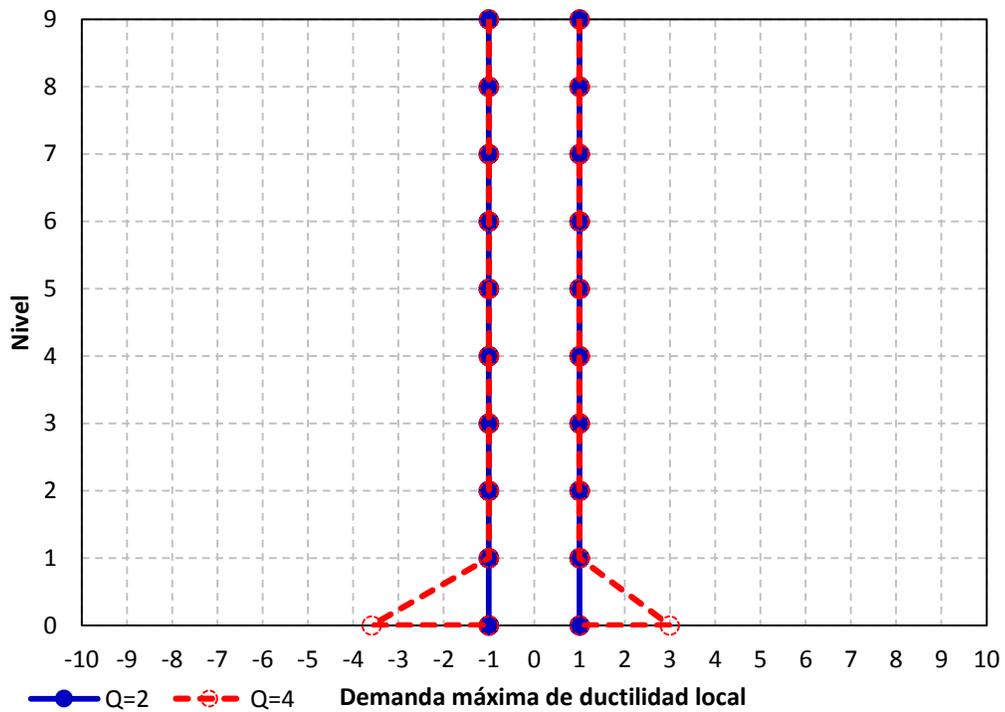


Figura 4.51 Demandas máximas de ductilidad local en columnas, diseño para $Q=2$ y 4 con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

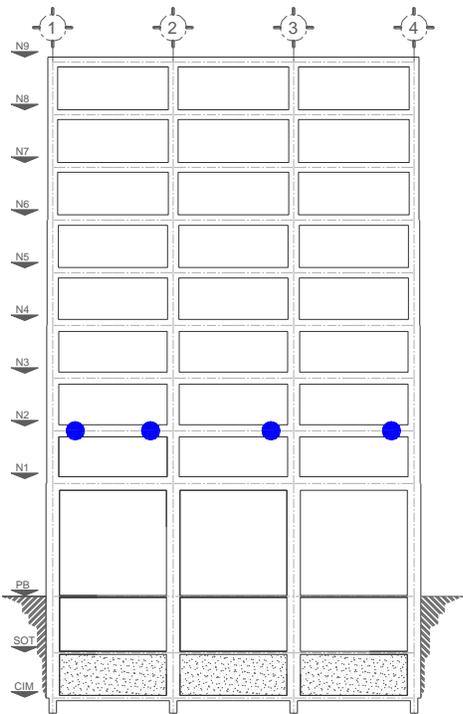


Figura 4.52 Distribución global de articulaciones plásticas, diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

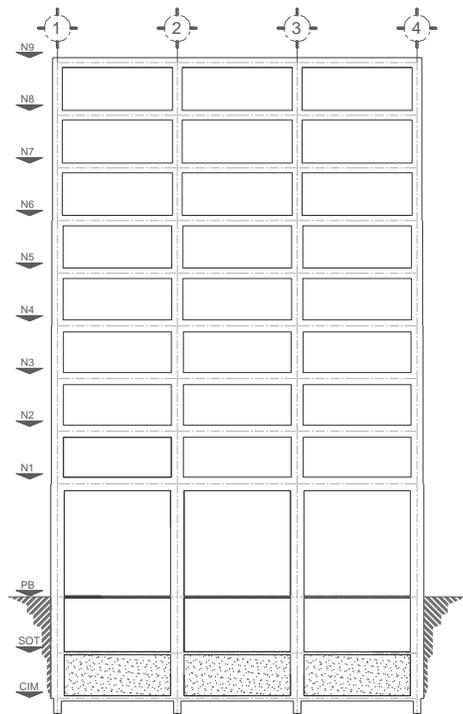


Figura 4.53 Distribución global de articulaciones plásticas, diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

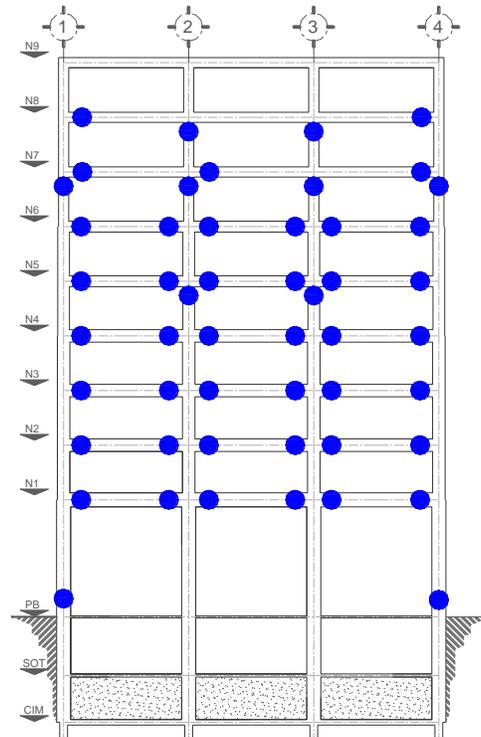


Figura 4.54 Distribución global de articulaciones plásticas, diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 9 niveles

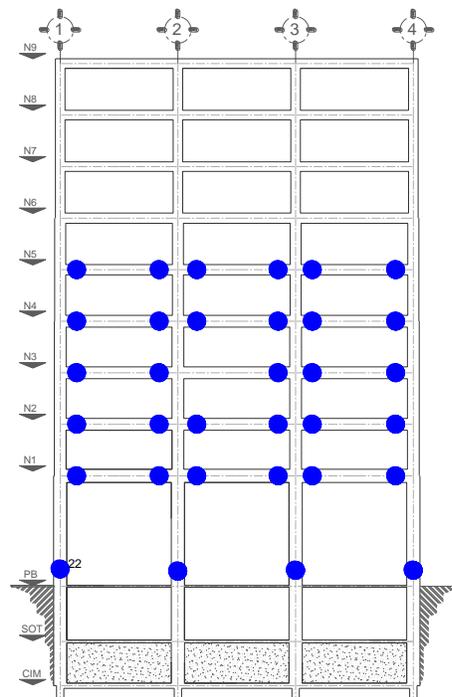


Figura 4.55 Distribución global de articulaciones plásticas, diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 9 niveles

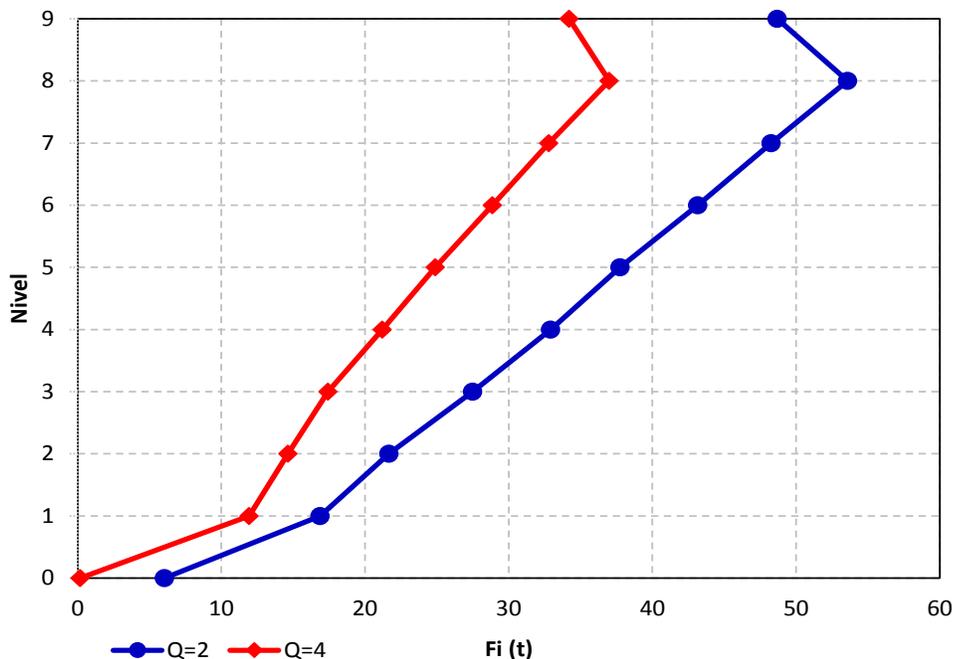


Figura 4.56 Distribución de cargas laterales para el análisis estático no-lineal (*Push-over*), como resultado del análisis dinámico modal con los espectros de diseño (Q= 2 y 4) del Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 9 niveles

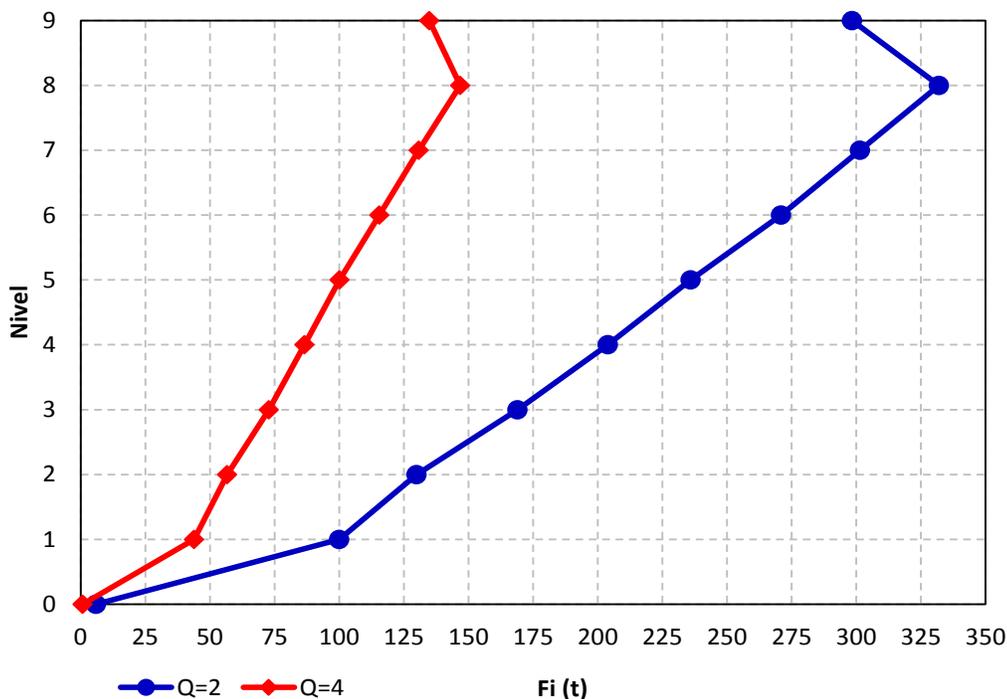


Figura 4.57 Distribución de cargas laterales para el análisis estático no-lineal (*Push-over*), como resultado del análisis dinámico modal con los espectros de diseño (Q= 2 y 4) de las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) de la propuesta RCDF-P, edificio 9 niveles

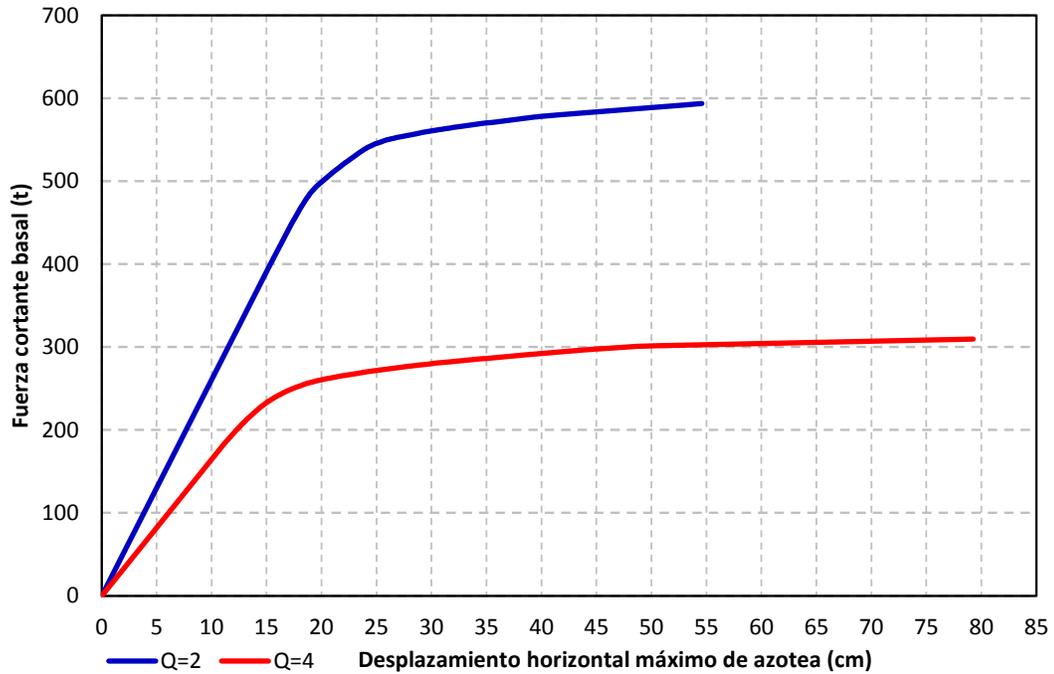


Figura 4.58 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los análisis estáticos no-lineales, diseños para Q= 2 y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 9 niveles

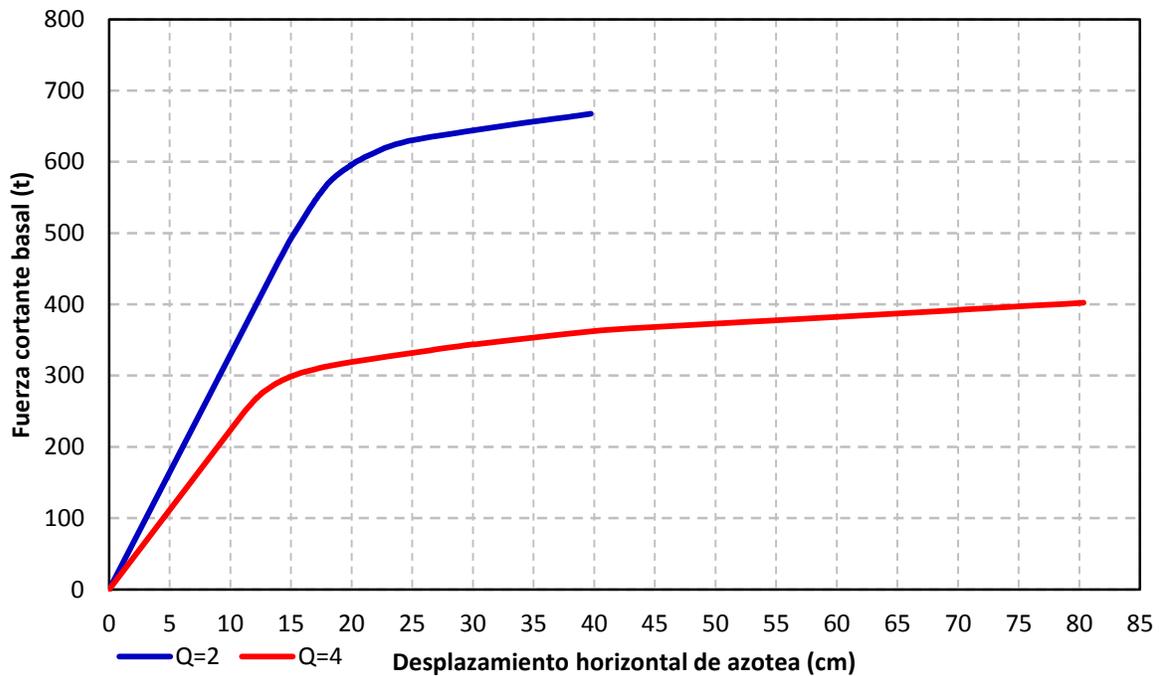


Figura 4.59 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los análisis estáticos no-lineales, diseños para Q= 2 y 4 con las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) de la propuesta RCDF-P, edificio 9 niveles

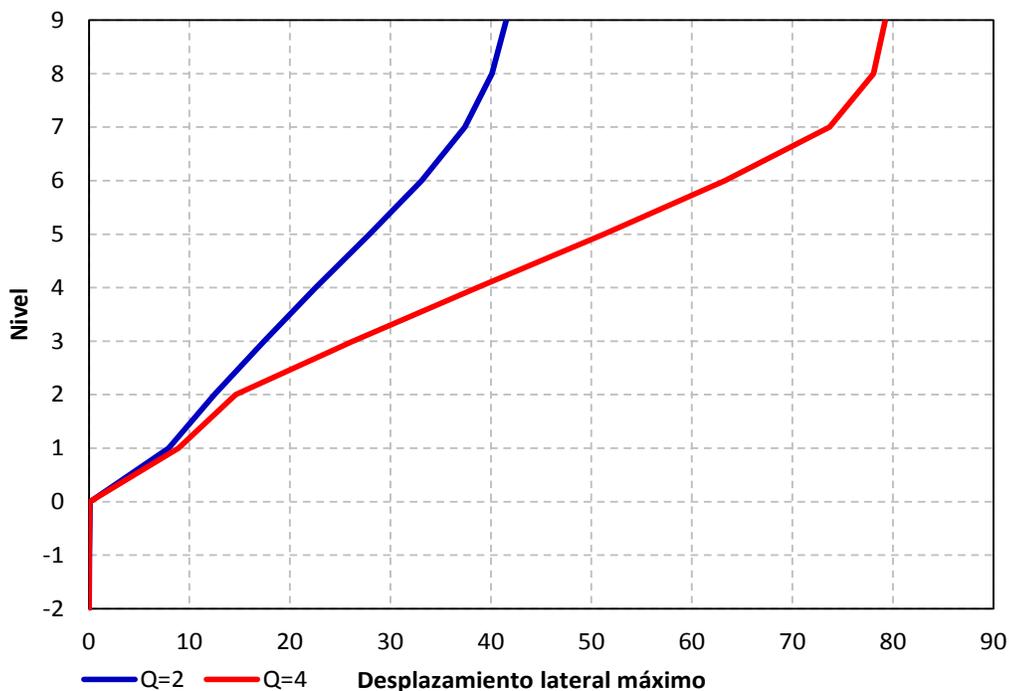


Figura 4.60 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis estáticos no-lineales, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 9 niveles

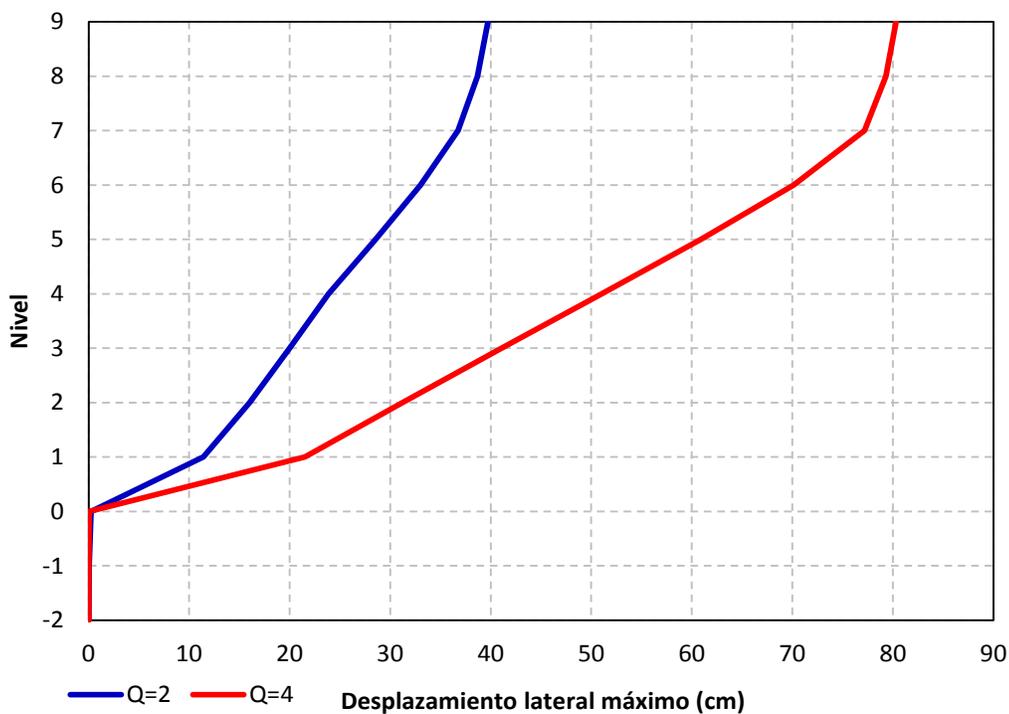


Figura 4.61 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis estáticos no-lineales, diseños para $Q=2$ y 4 con las NTC-Sismo ($T_s=2$ s) de la propuesta RCDF-P, edificio 9 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

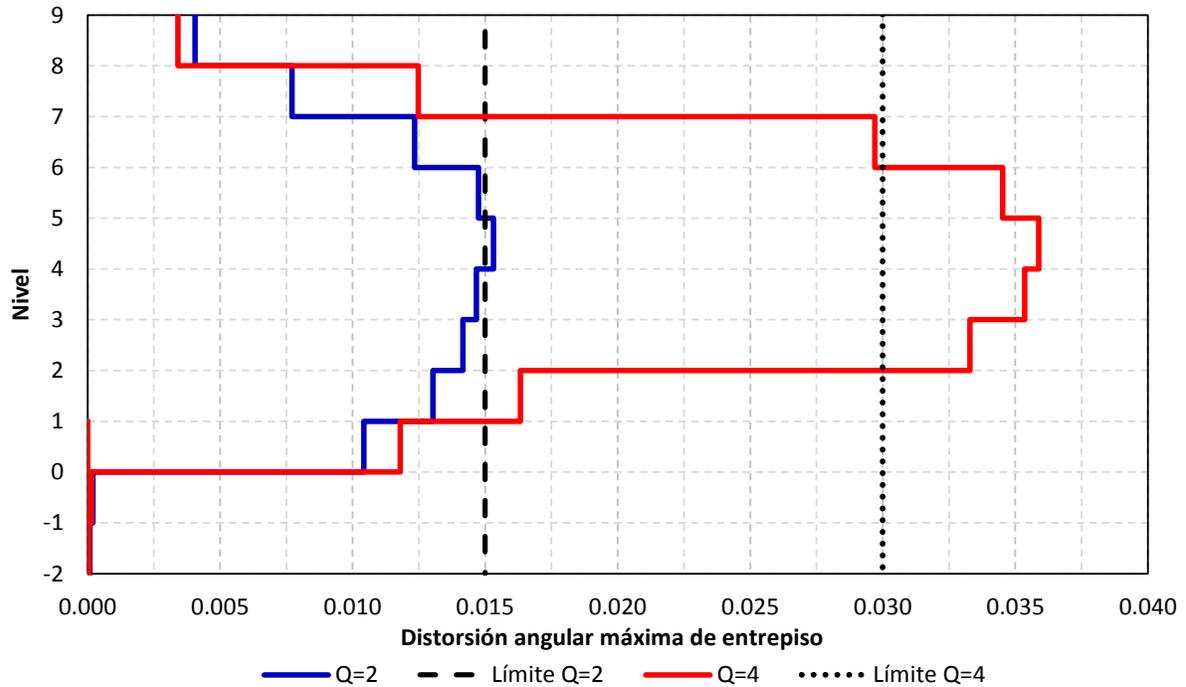


Figura 4.62 Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis estáticos no-lineales, diseños para Q= 2 y 4 con Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 9 niveles

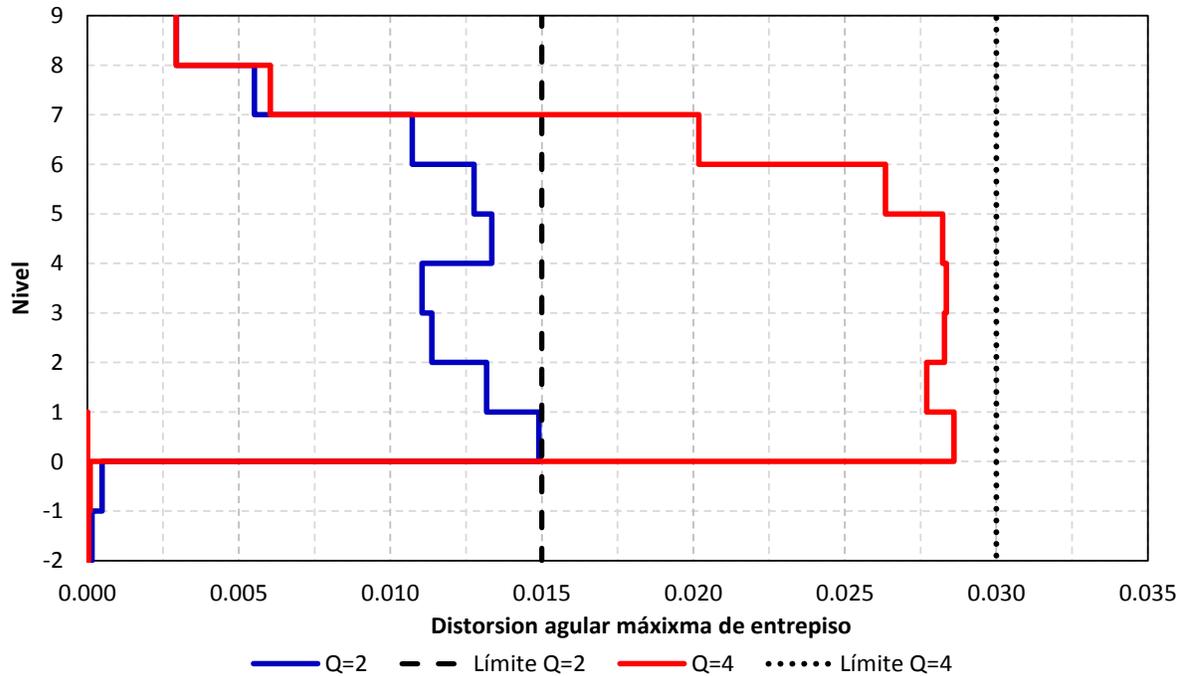


Figura 4.63 Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis estáticos no-lineales, diseños para Q= 2 y 4 con las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) de la propuesta RCDF-P, edificio 9 niveles

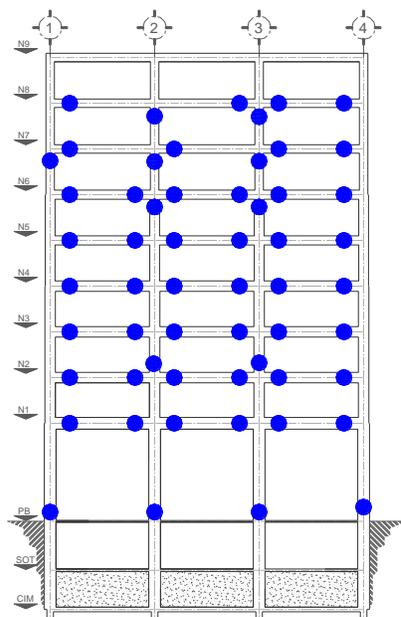


Figura 4.64 Distribución de articulaciones plásticas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles (colapso) de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $T_s = 2$ s, edificio 9 niveles con $Q=2$

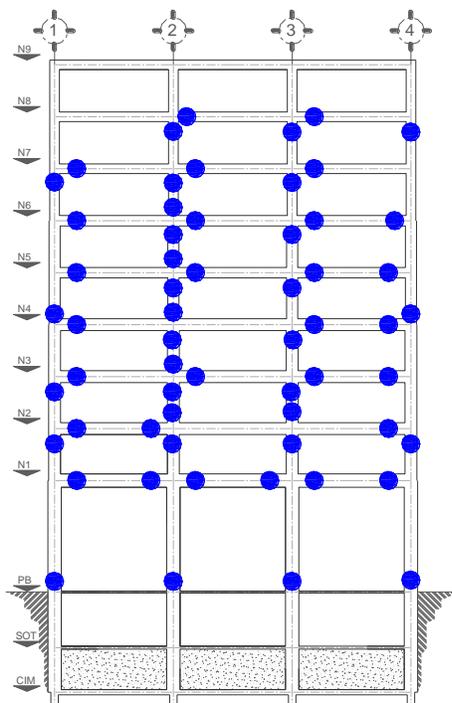


Figura 4.65 Distribución de articulaciones plásticas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles de acuerdo al RCDF-P, $T_s = 2$ s, edificio 9 niveles con $Q=2$

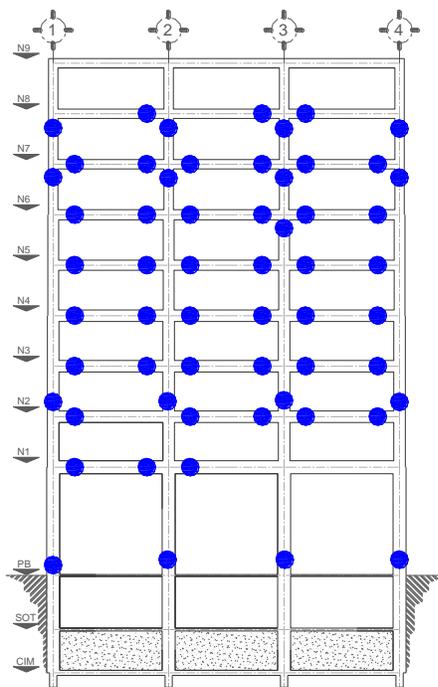


Figura 4.66 Distribución de articulaciones plásticas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $T_s=2$ s, edificio 9 niveles con $Q=4$

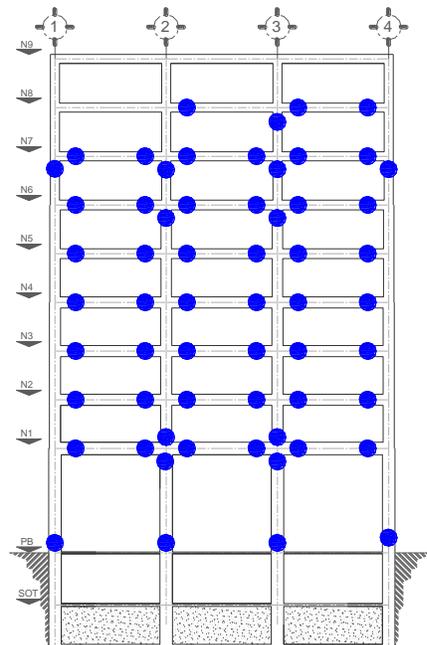


Figura 4.67 Distribución de articulaciones plásticas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles (colapso) de acuerdo al RCDF-P, $T_s=2$ s, edificio 9 niveles con $Q=4$

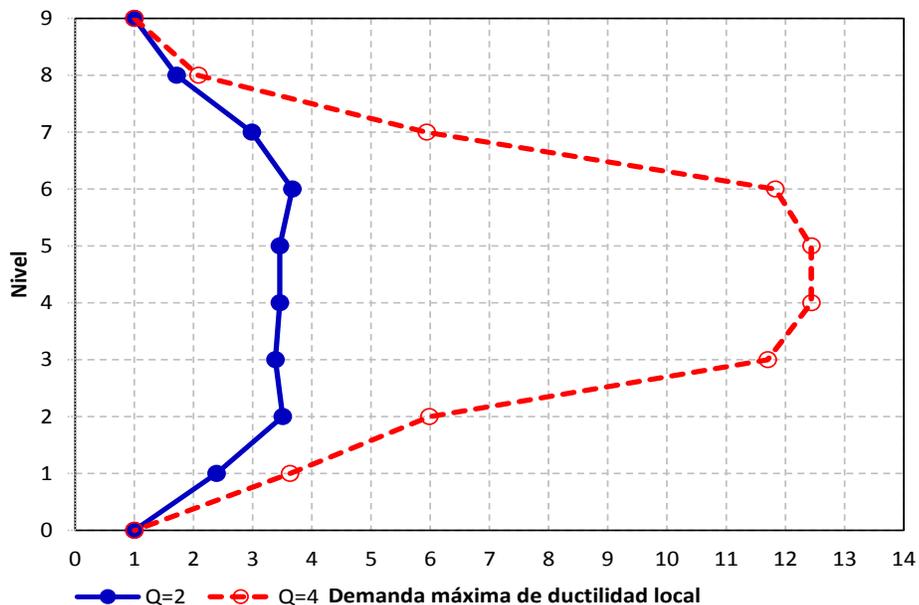


Figura 4.68 Demandas máximas de ductilidad local en vigas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles (colapso) de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $T_s=2$ s, edificio 9 niveles con $Q=2$ y 4

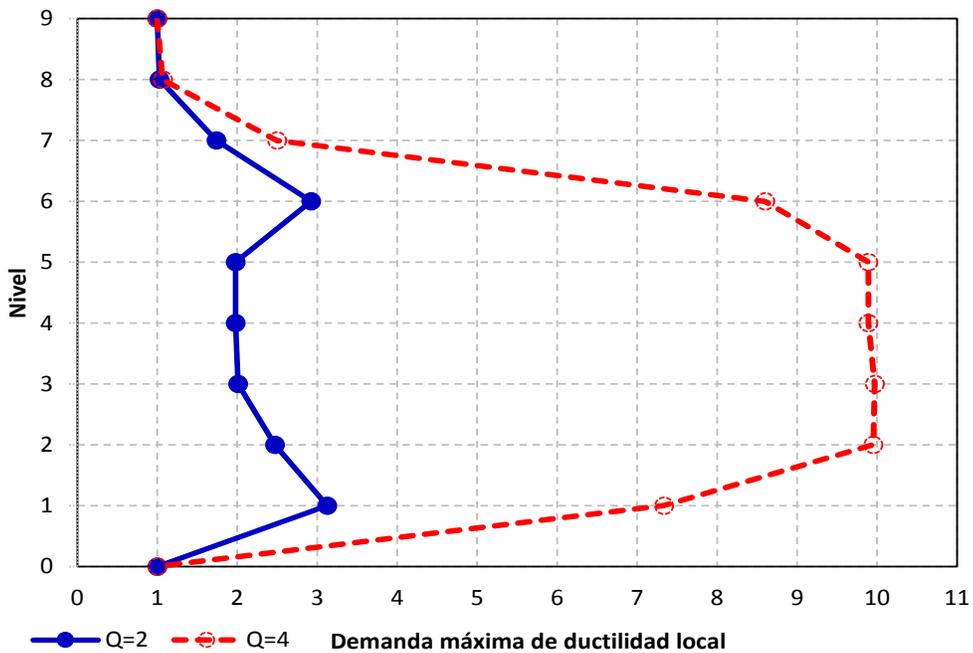


Figura 4.69 Demandas máximas de ductilidad local en vigas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles de acuerdo al RCDF-P, $T_s=2$ s, edificio 9 niveles con $Q=2$ y 4

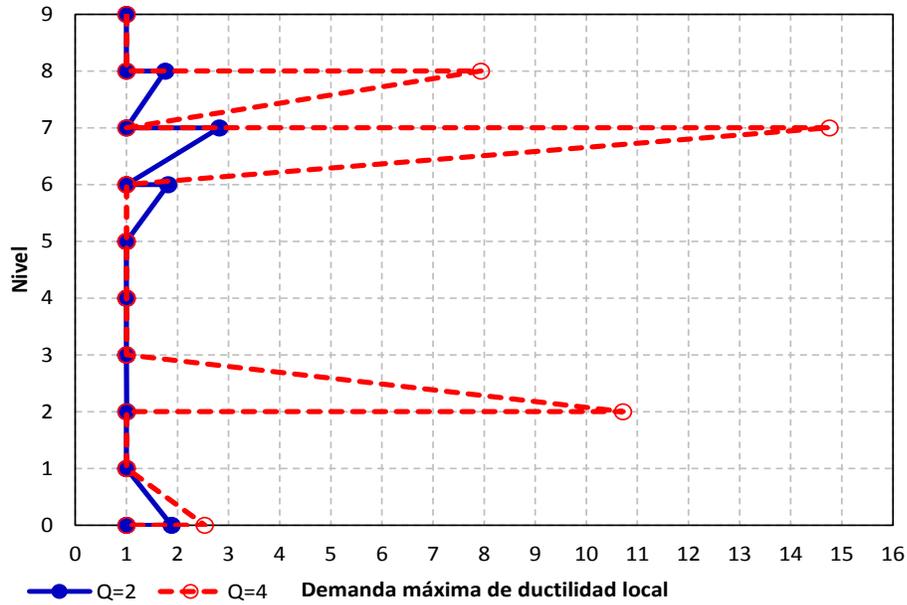


Figura 4.70 Demandas máximas de ductilidad local en columnas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles (colapso) de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $T_s=2$ s, edificio 9 niveles con $Q=2$ y 4

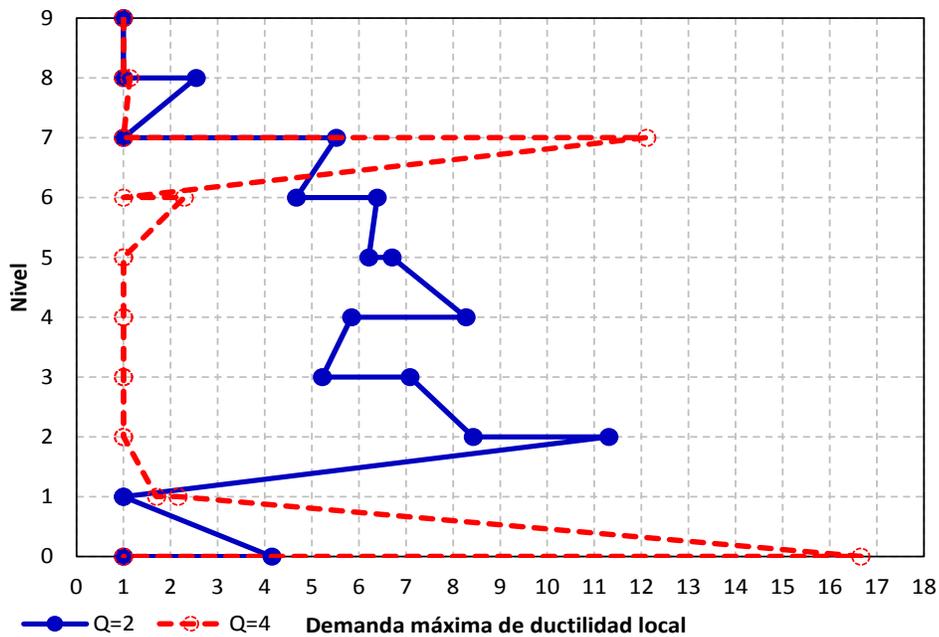


Figura 4.71 Demandas máximas de ductilidad local en columnas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles de acuerdo al RCDF-P, $T_s=2$ s, edificio 9 niveles con $Q=2$ y 4

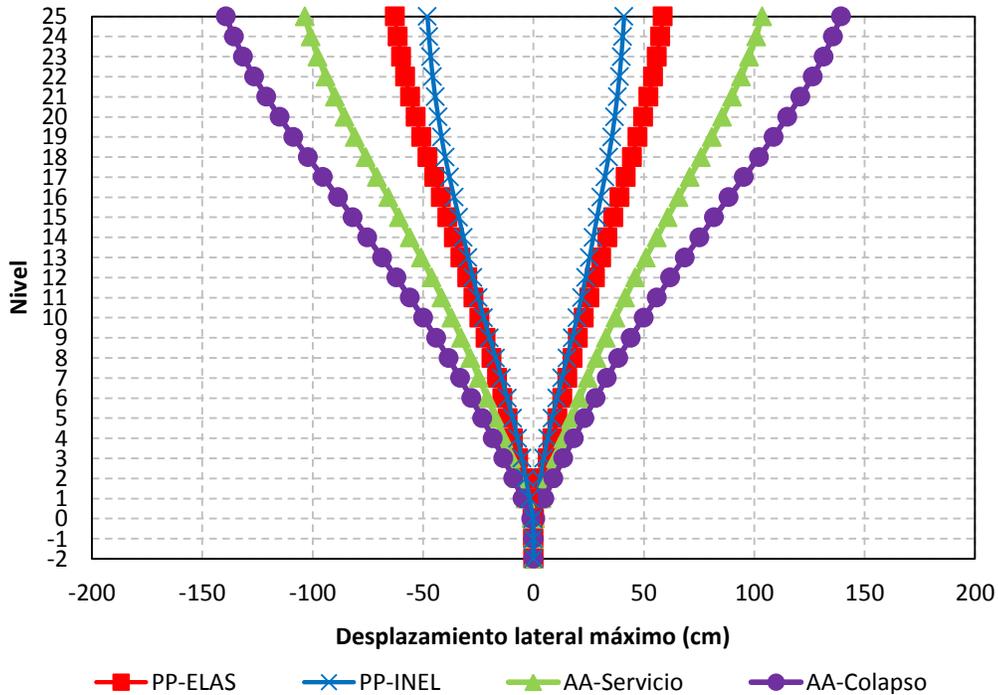


Figura 4.72 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-04, diseño para $Q=2$ del edificio de 25 niveles

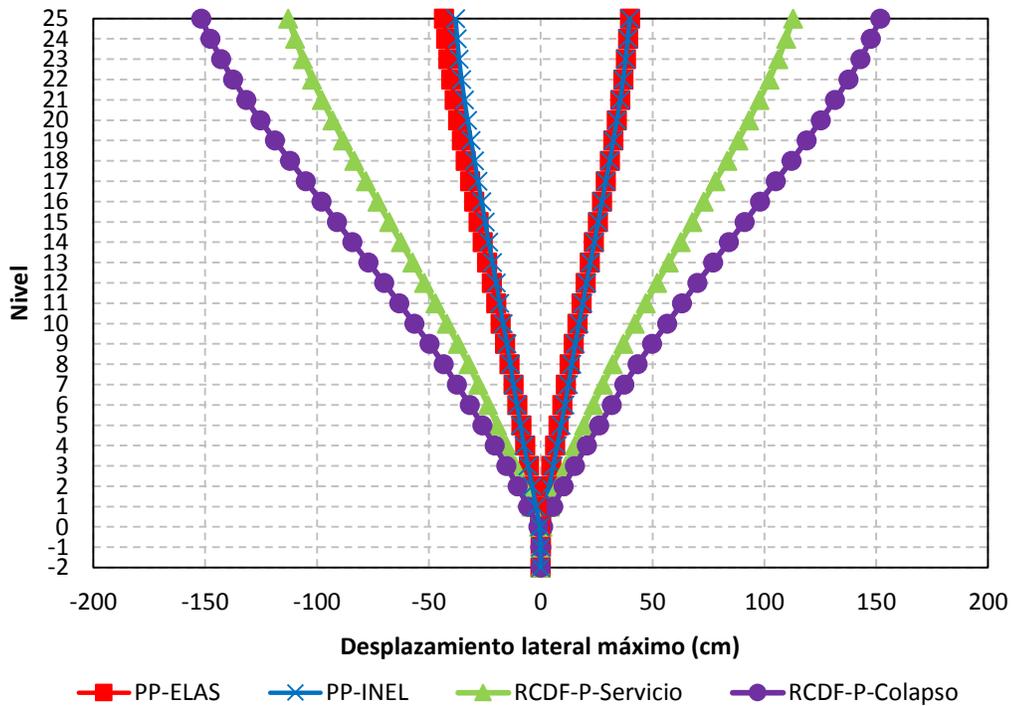


Figura 4.73 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño ($T_s=2$ s) de la propuesta de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-P, diseño para $Q=2$ del edificio de 25 niveles

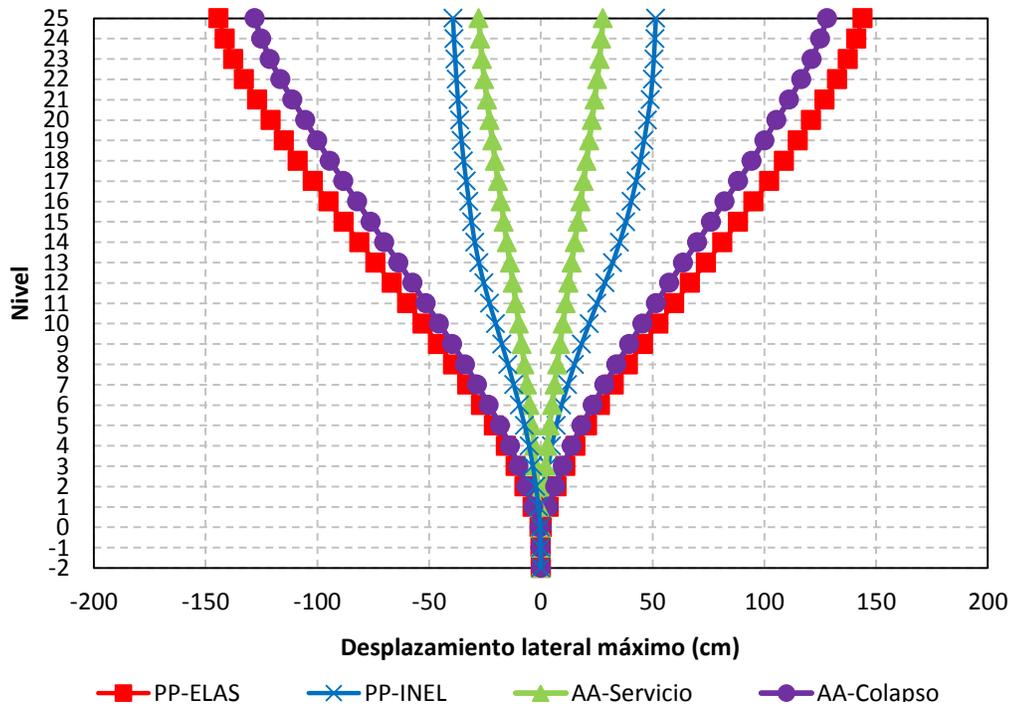


Figura 4.74 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-04, diseño para $Q=4$ del edificio de 25 niveles

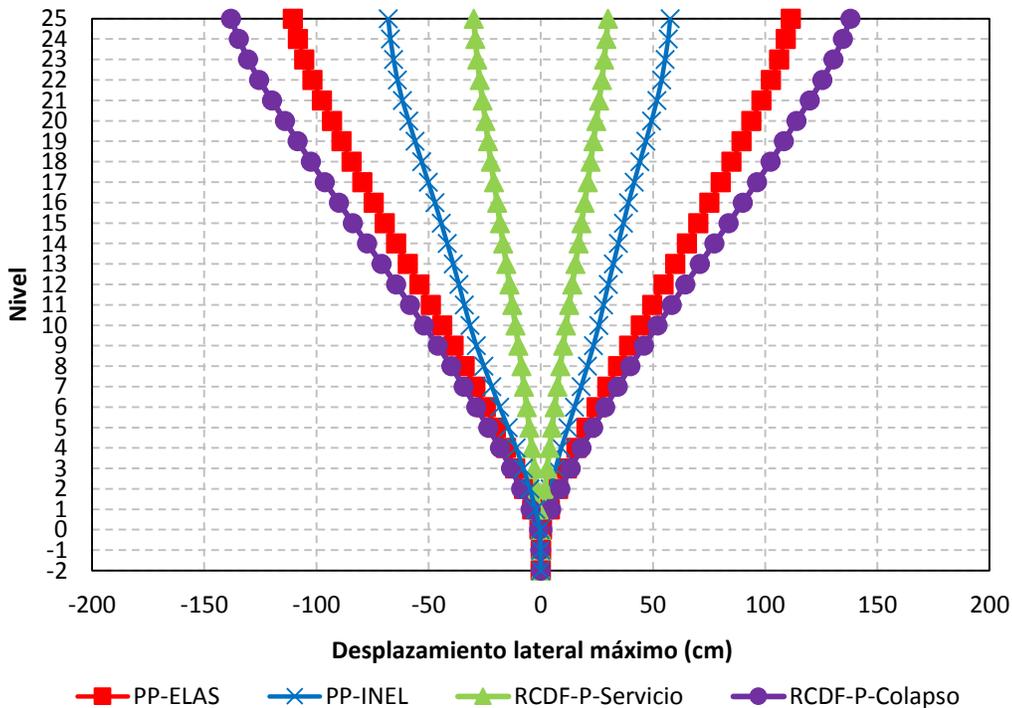


Figura 4.75 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño ($T_s=2$ s) de la propuesta de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-P, diseño para $Q=4$ del edificio de 25 niveles

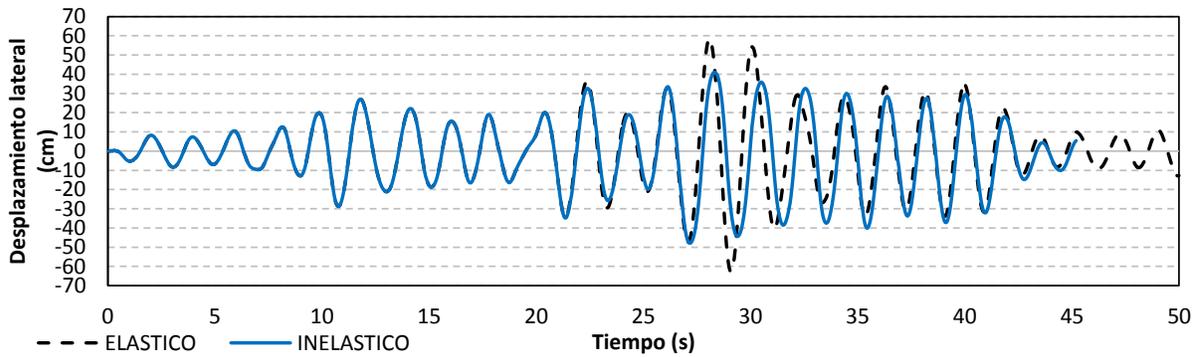


Figura 4.76 Historia de desplazamientos laterales de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elásticos e inelásticos) con el registro SCT-EW-85, diseño para $Q=2$ con Apéndice A ($T_s=2$ s) de NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

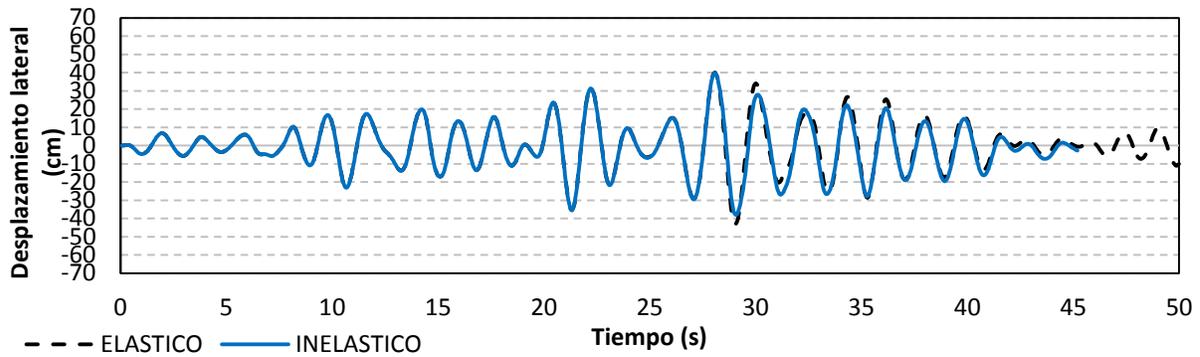


Figura 4.77 Historia de desplazamientos laterales de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elásticos e inelásticos) con el registro SCT-EW-85, diseño para $Q=2$ con la propuesta de NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

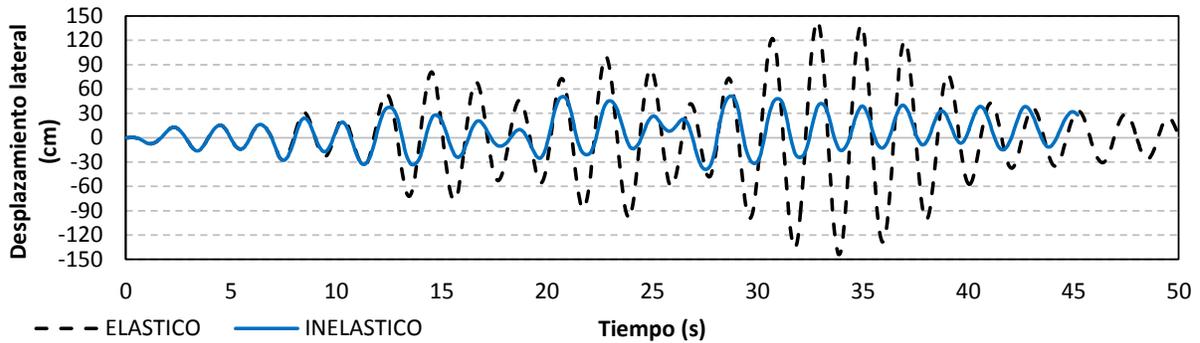


Figura 4.78 Historia de desplazamientos laterales de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elásticos e inelásticos) con el registro SCT-EW-85, diseño para $Q=4$ con Apéndice A ($T_s=2$ s) de NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

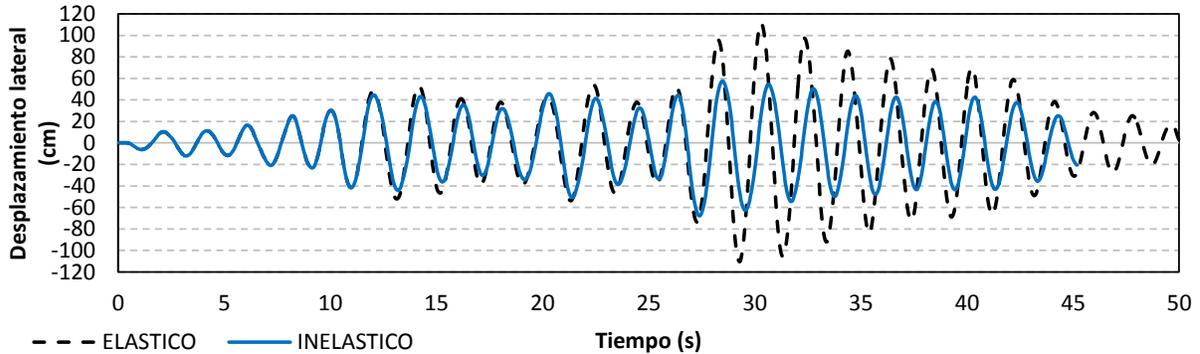


Figura 4.79 Historia de desplazamientos laterales de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elásticos e inelásticos) con el registro SCT-EW-85, diseño para $Q=4$ con la propuesta de NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

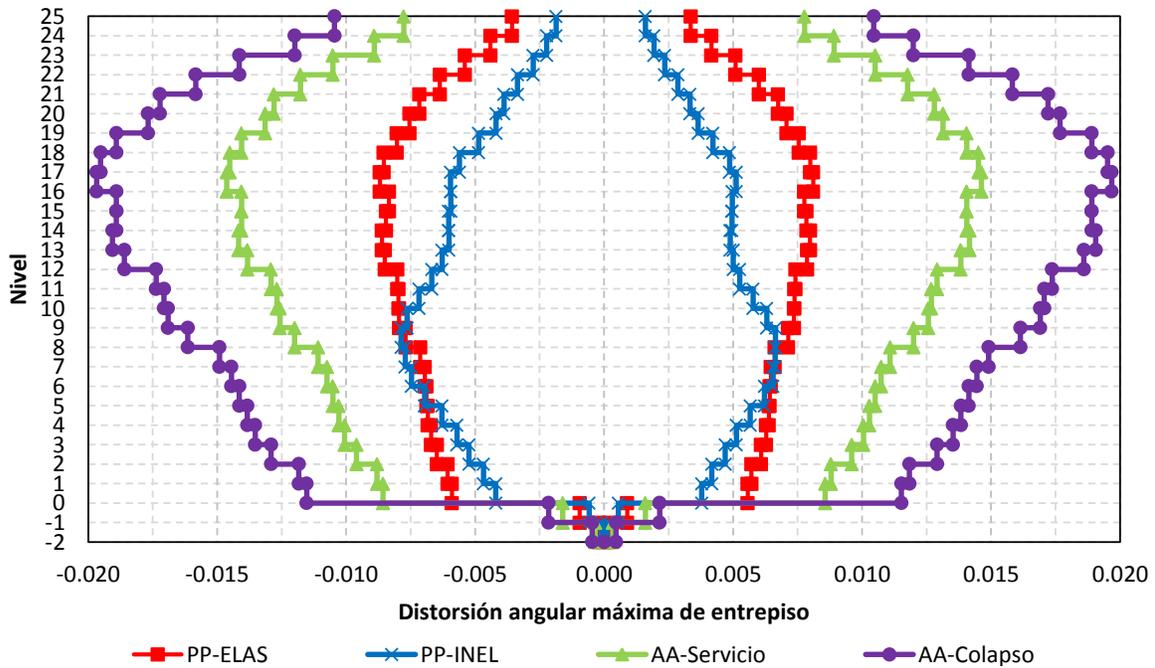


Figura 4.80 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-04, diseño para $Q= 2$ del edificio de 25 niveles

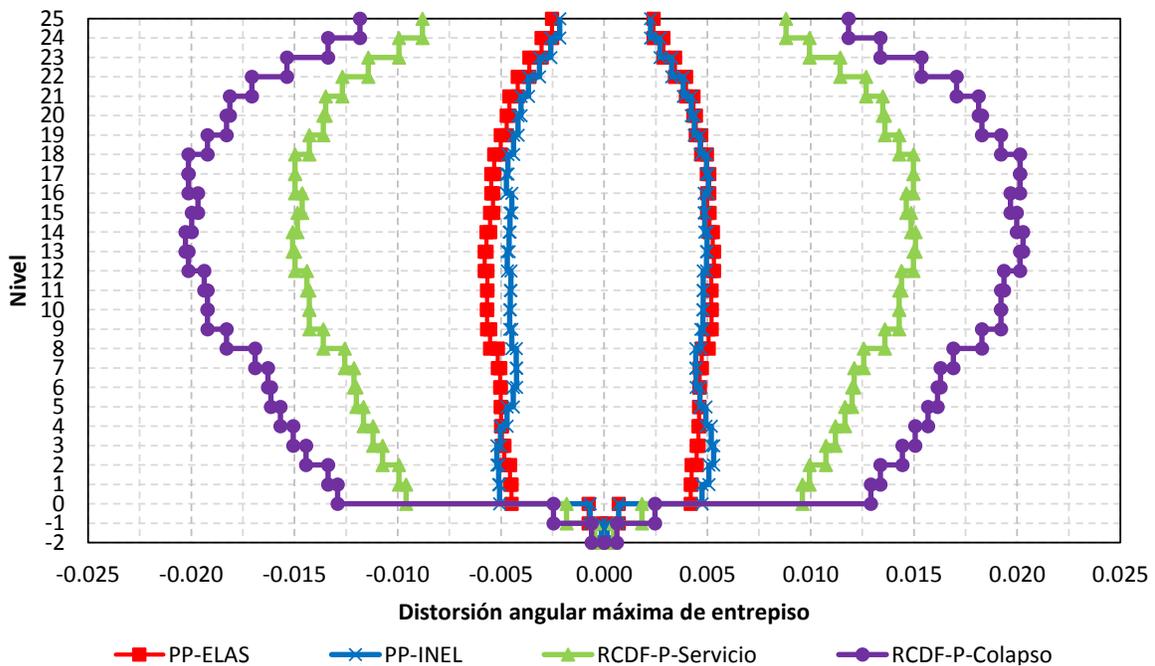


Figura 4.81 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño ($T_s= 2$ s) de la propuesta de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-P, diseño para $Q= 2$ del edificio de 25 niveles

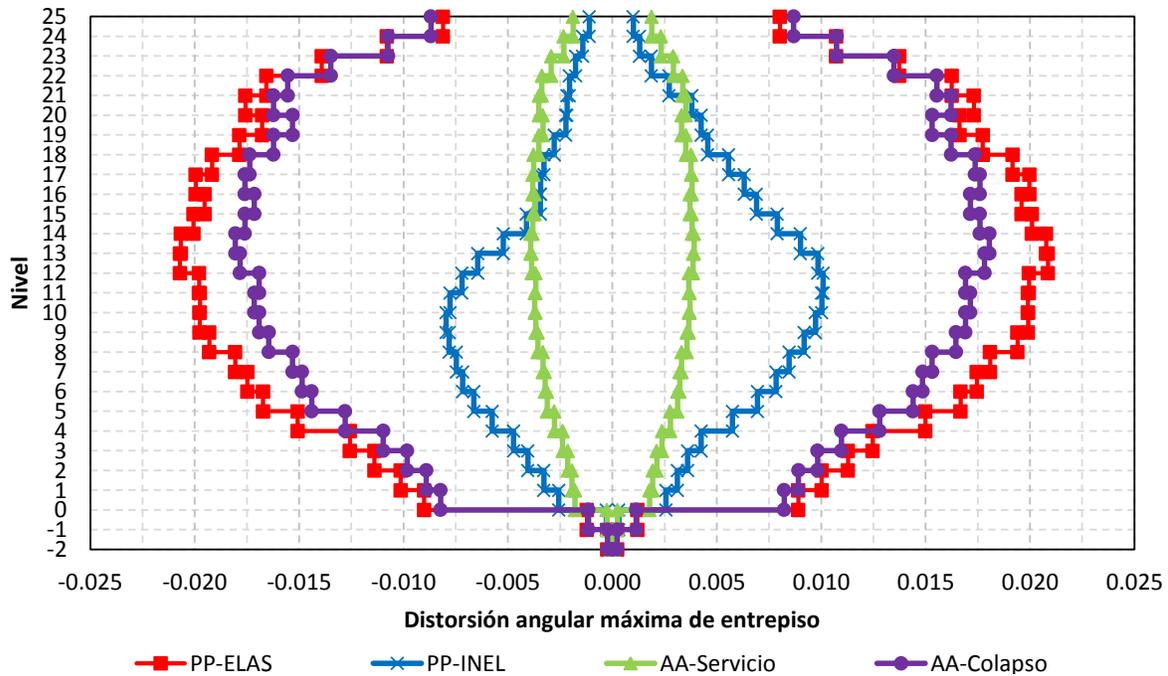


Figura 4.82 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-04, diseño para $Q=4$ del edificio de 25 niveles

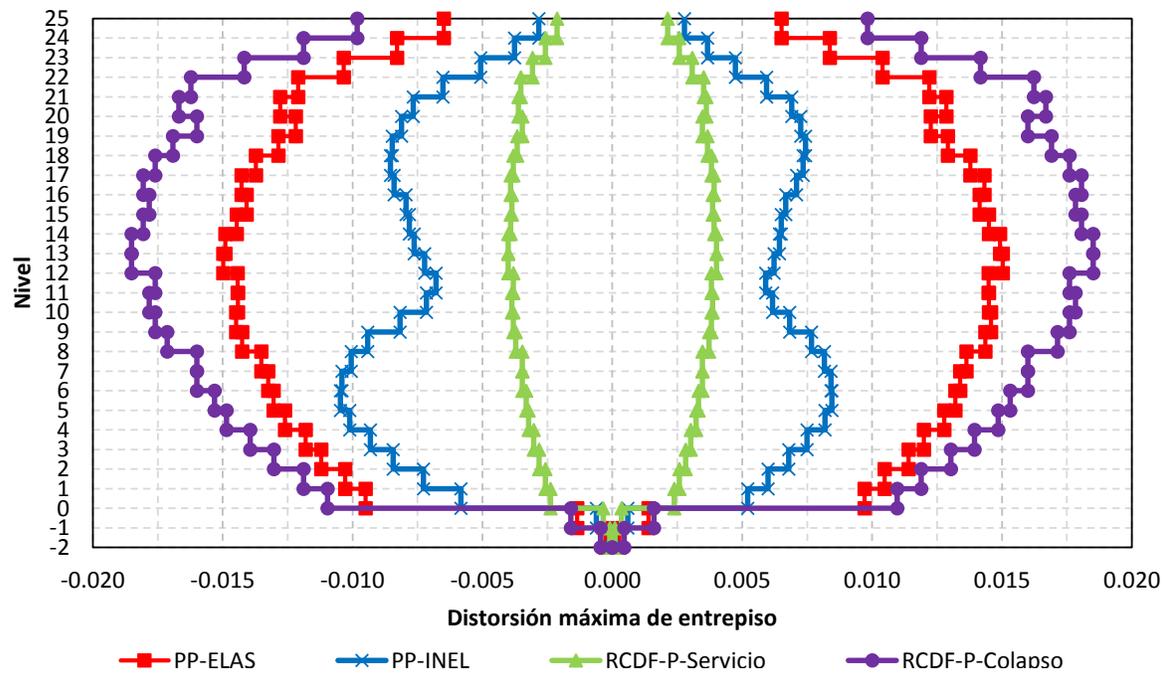


Figura 4.83 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño ($T_s=2$ s) de la propuesta de las NTC-Sismo (condiciones de servicio y de colapso) del RCDF-P, diseño para $Q=4$ del edificio de 25 niveles

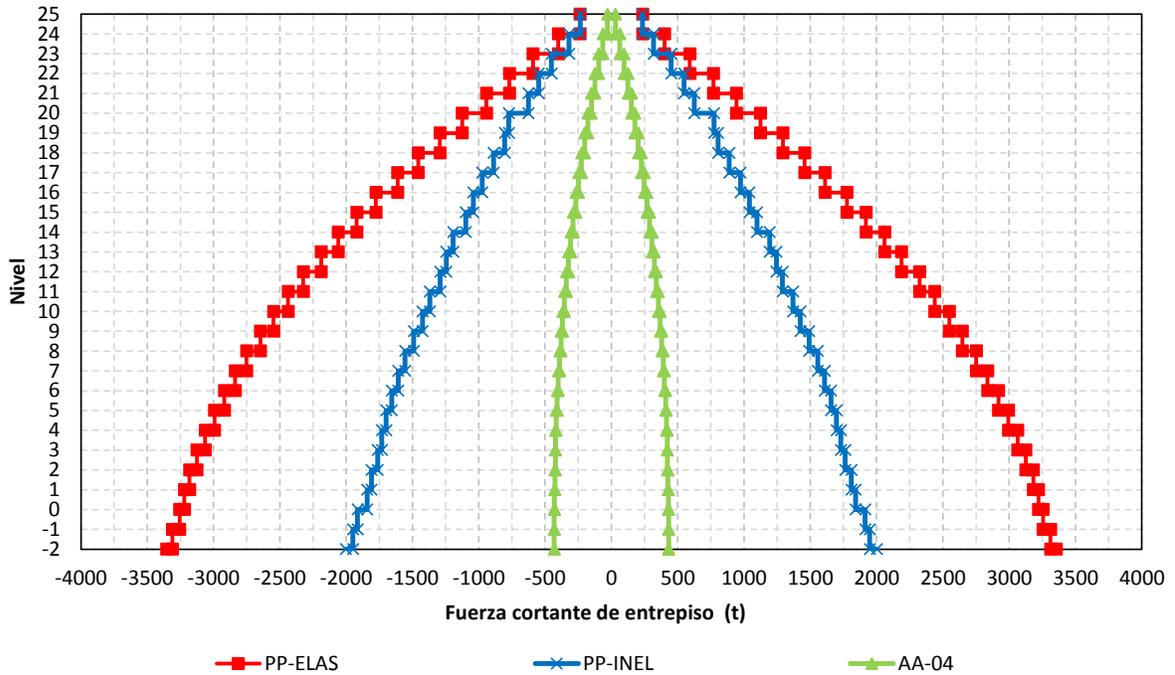


Figura 4.84 Distribución en elevación de las fuerzas cortantes máximas de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, diseño para $Q=2$ del edificio de 25 niveles

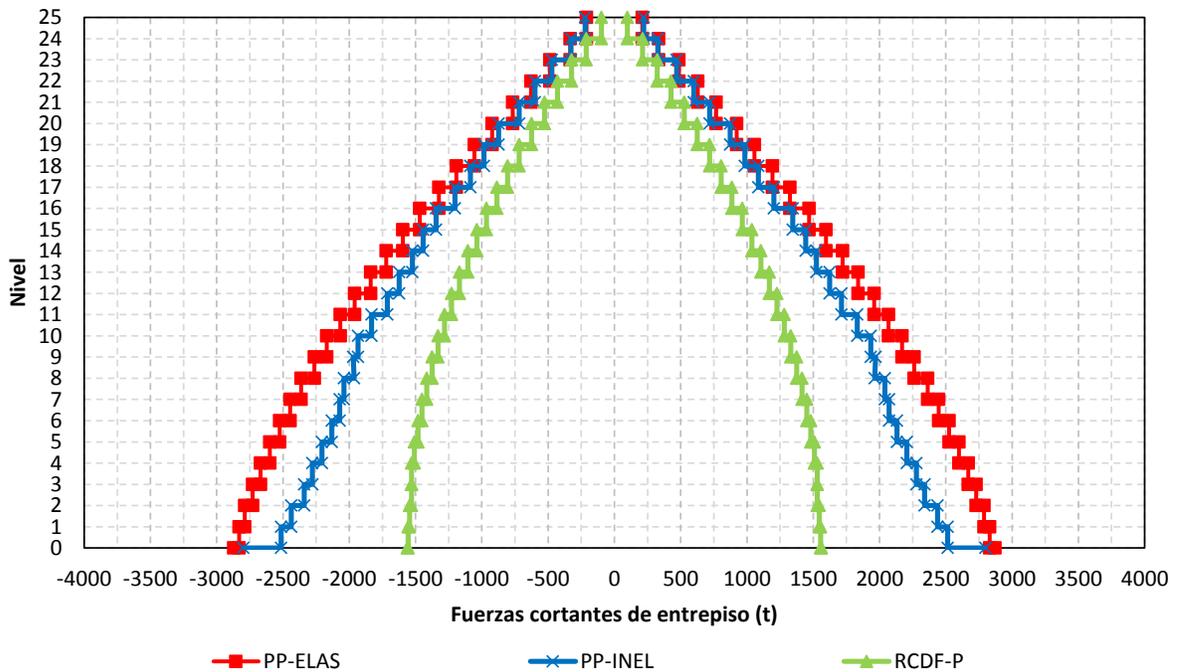


Figura 4.85 Distribución en elevación de las fuerzas cortantes máximas de entrepiso de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño de la propuesta ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-P, diseño para $Q=2$ del edificio de 25 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

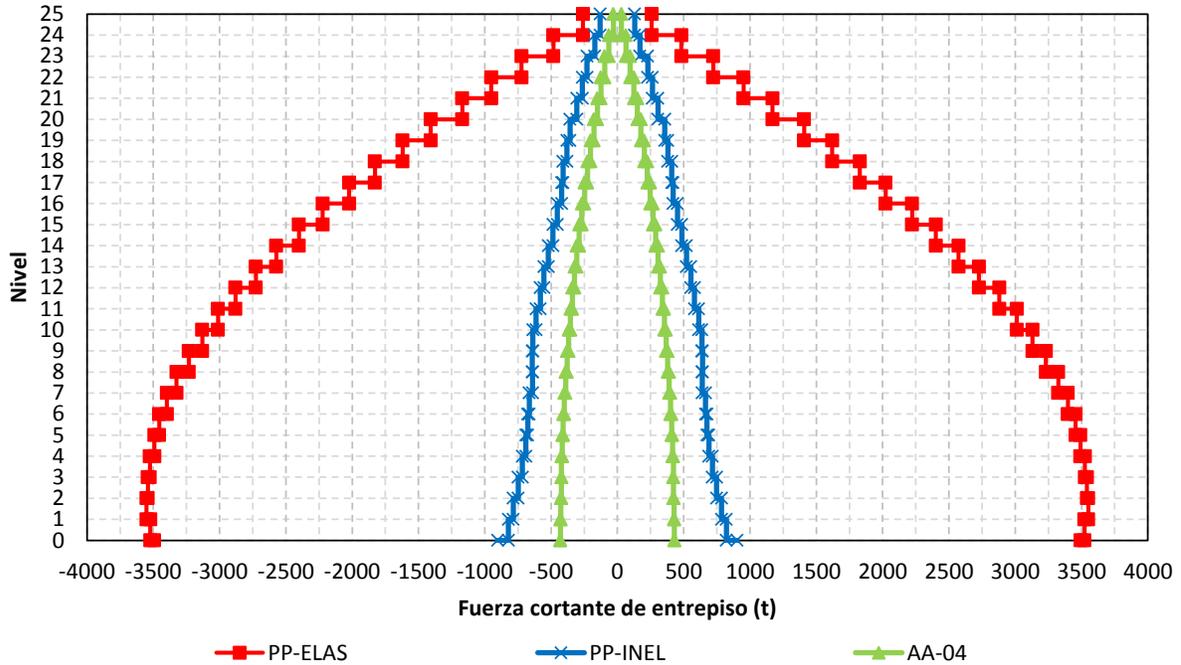


Figura 4.86 Distribución en elevación de las fuerzas cortantes máximas de entreses de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, diseño para $Q=4$ del edificio de 25 niveles

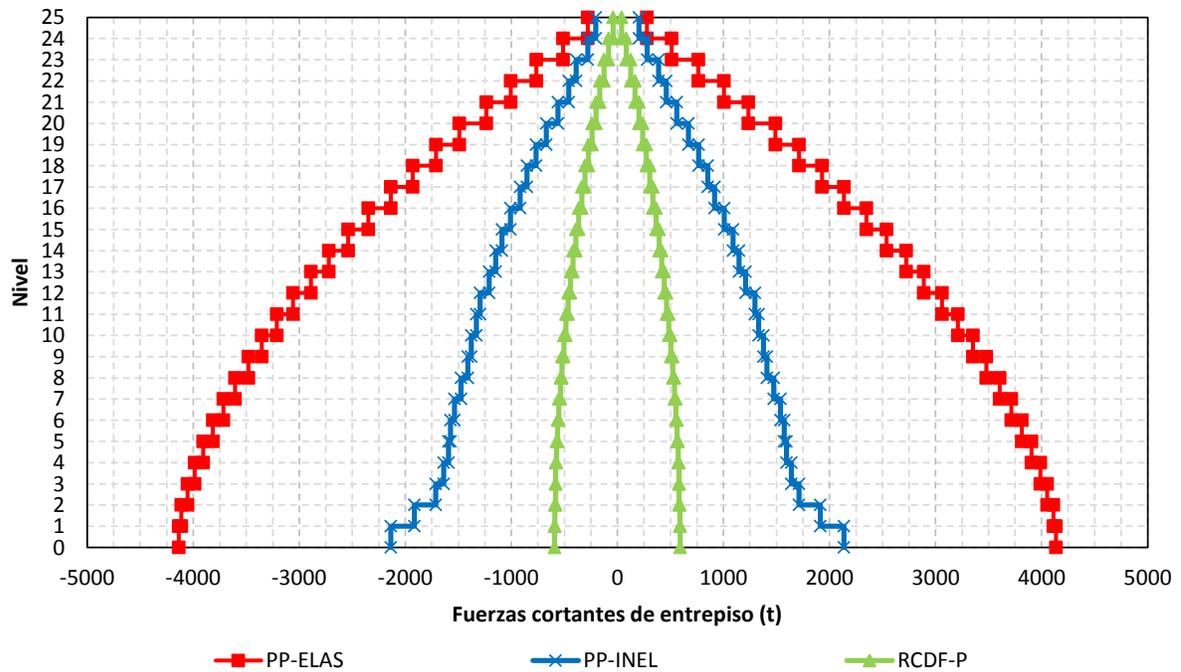


Figura 4.87 Distribución en elevación de las fuerzas cortantes máximas de entreses de los análisis sísmicos dinámicos con el registro SCT-EW-85 (elásticos e inelásticos) y con el espectro de diseño de la propuesta ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-P, diseño para $Q=2$ del edificio de 25 niveles

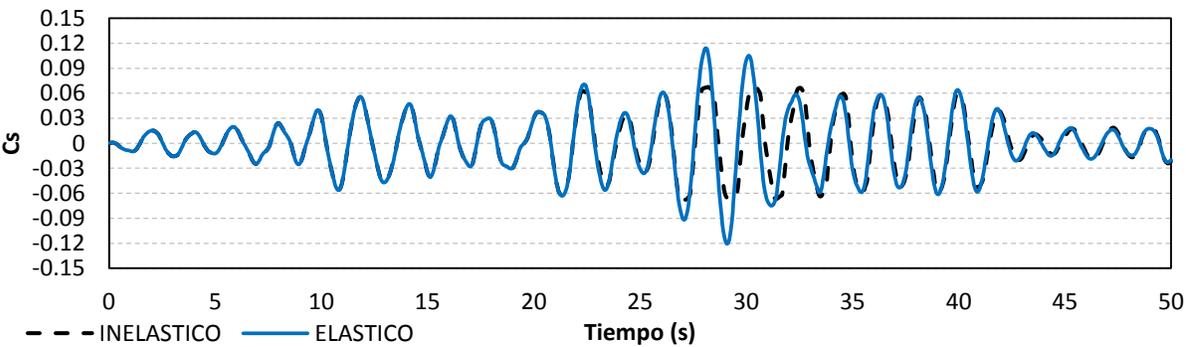


Figura 4.88 Historias de coeficientes sísmicos (elásticos e inelásticos), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

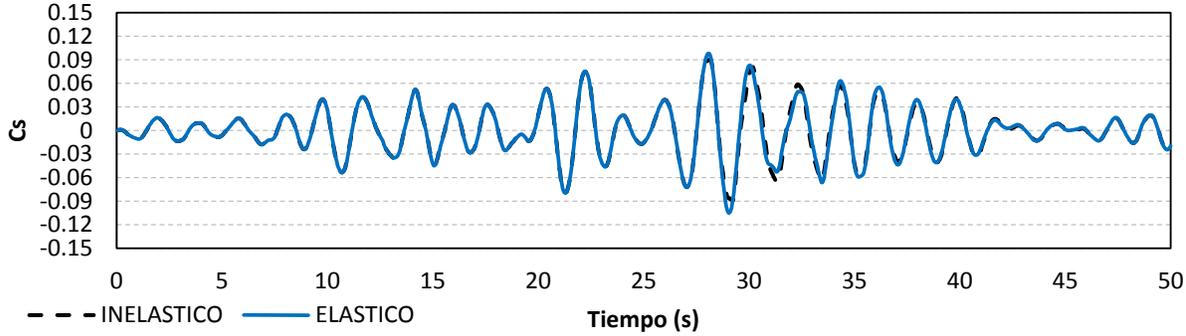


Figura 4.89 Historias de coeficientes sísmicos (elásticos e inelásticos), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

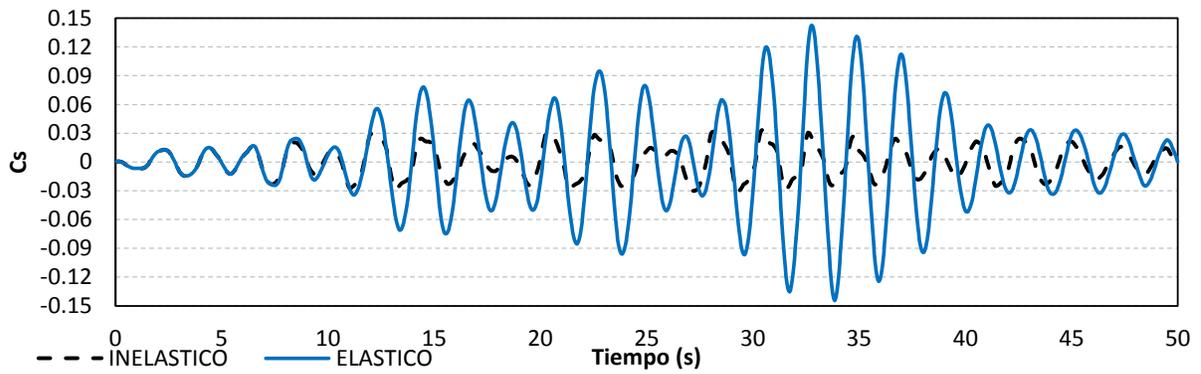


Figura 4.90 Historias de coeficientes sísmicos (elásticos e inelásticos), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

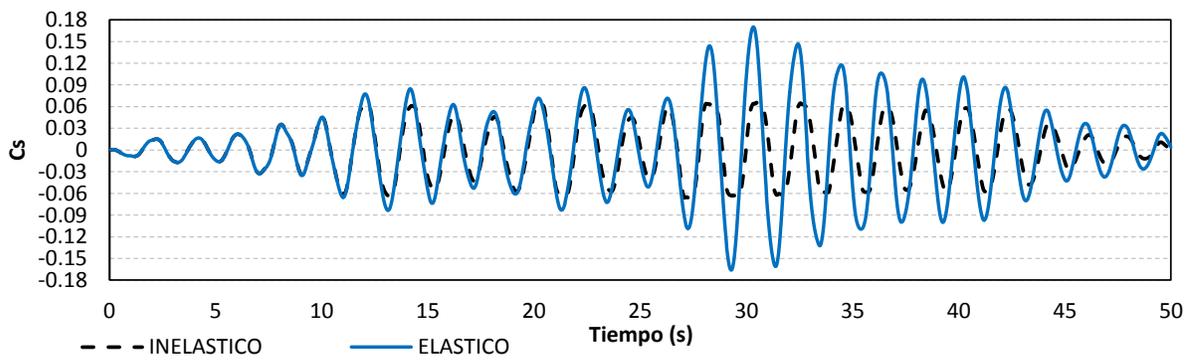
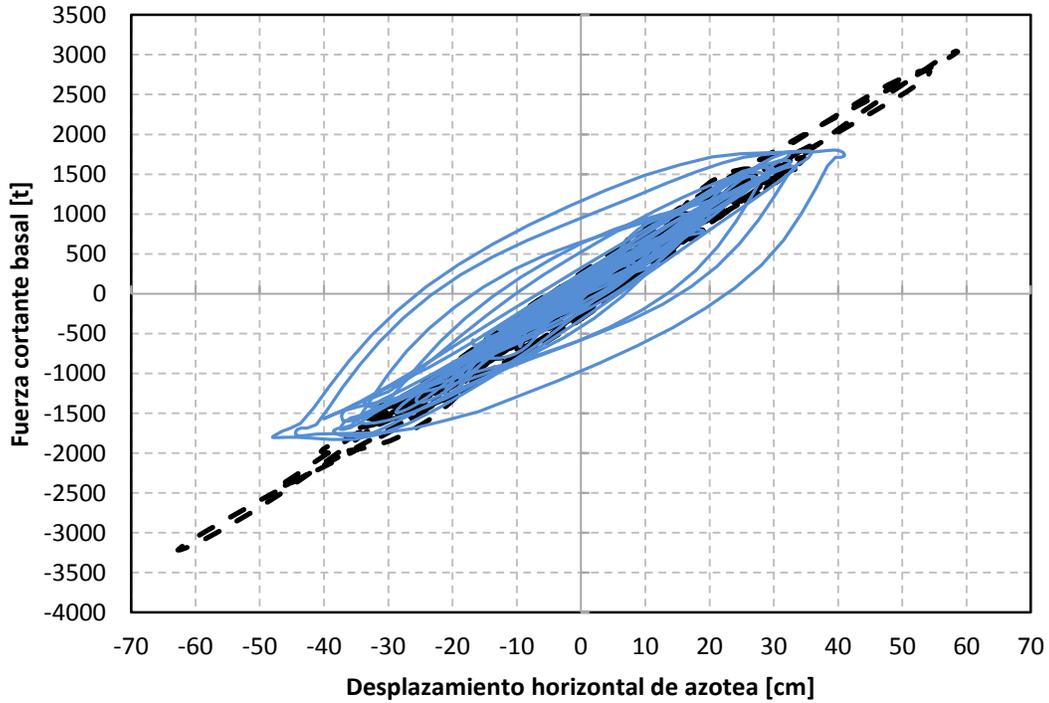
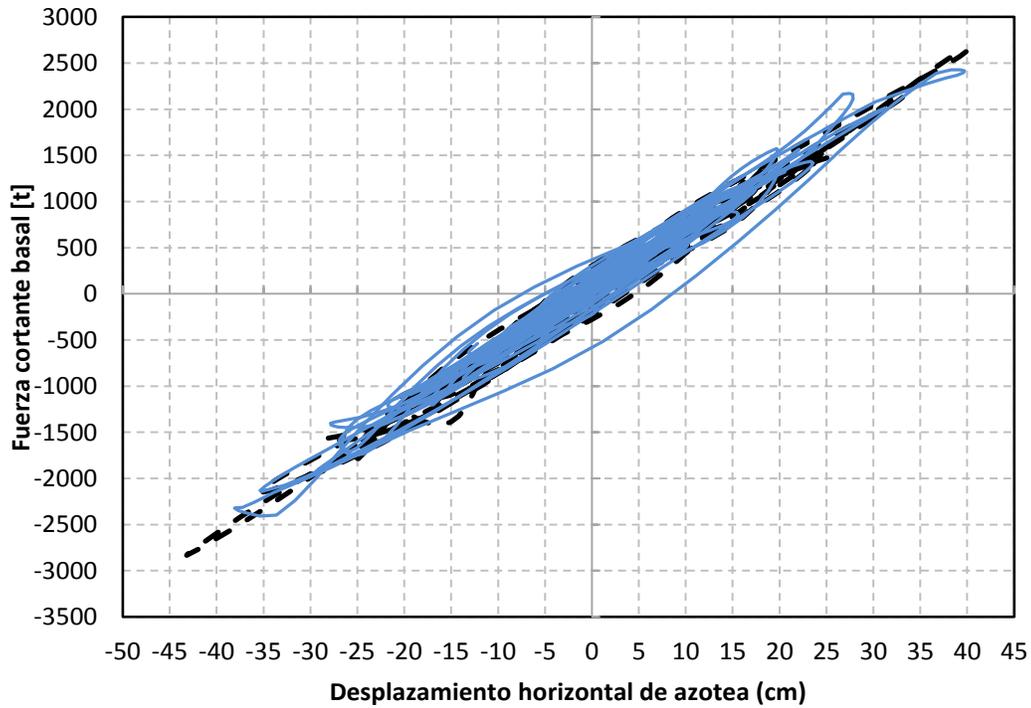


Figura 4.91 Historias de coeficientes sísmicos (elásticos e inelásticos), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles



— ELASTICO — INELASTICO
Figura 4.92 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles



— ELASTICO — INELASTICO
Figura 4.93 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

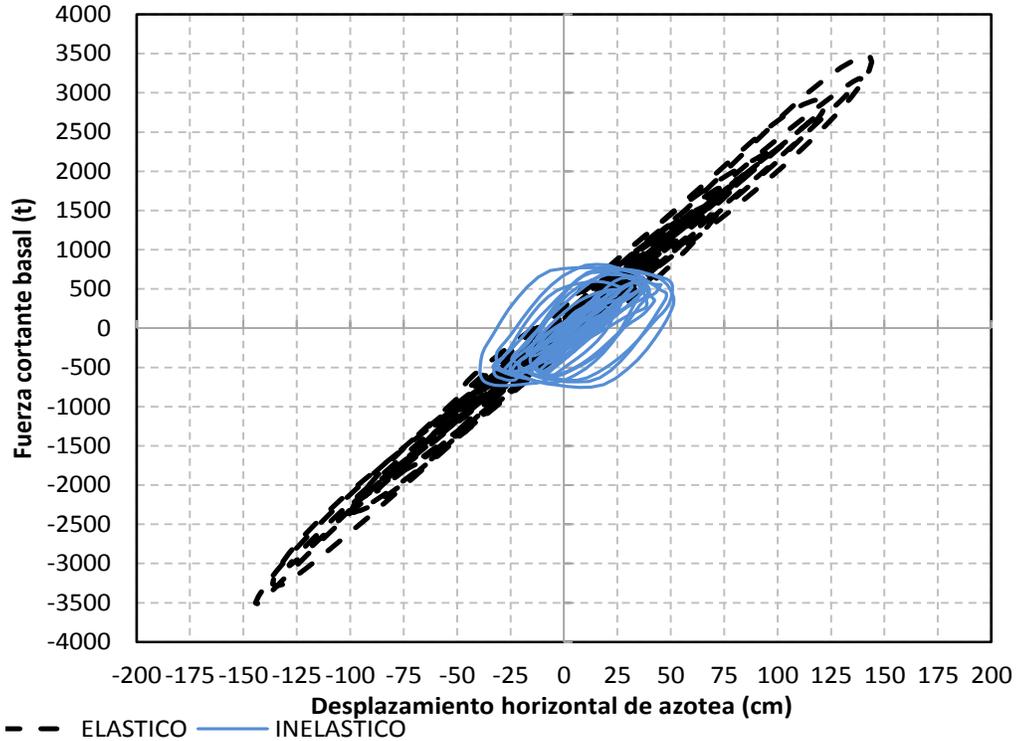


Figura 4.94 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

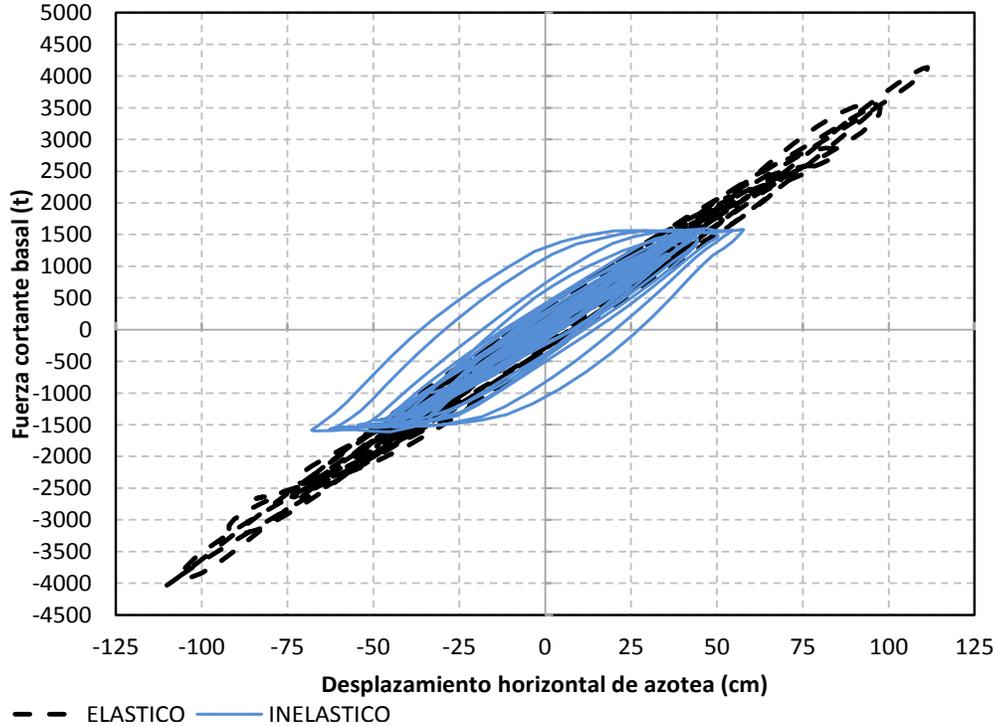


Figura 4.95 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

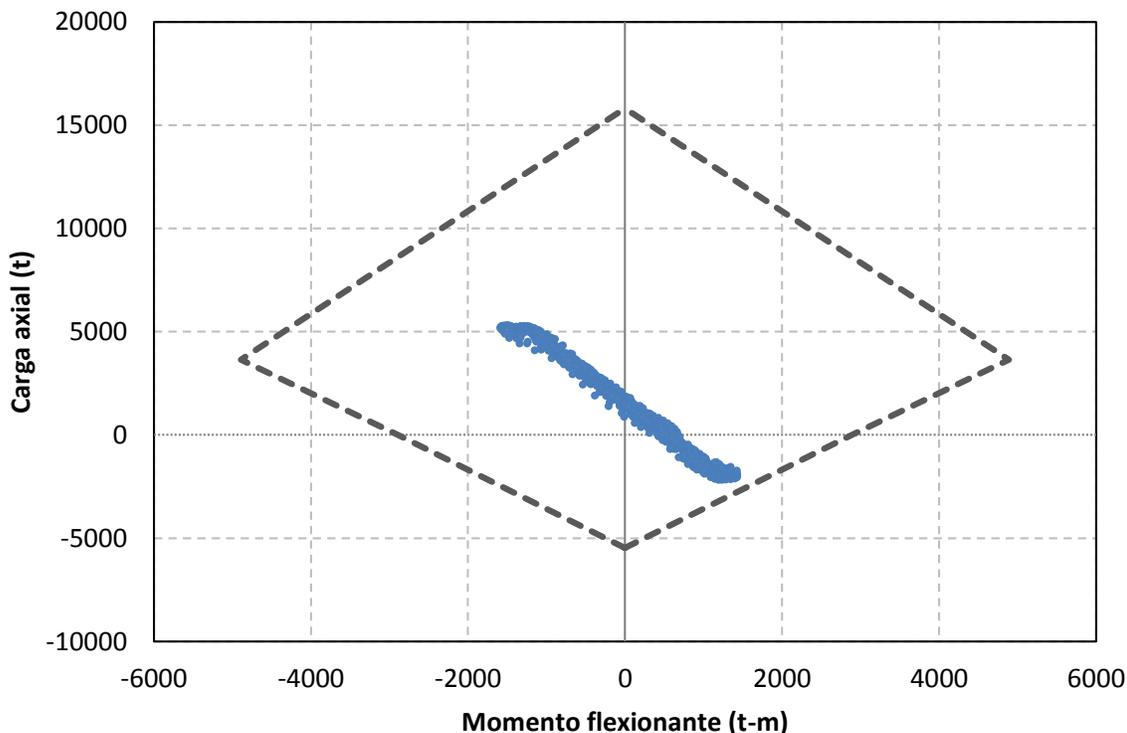


Figura 4.96 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 97, diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

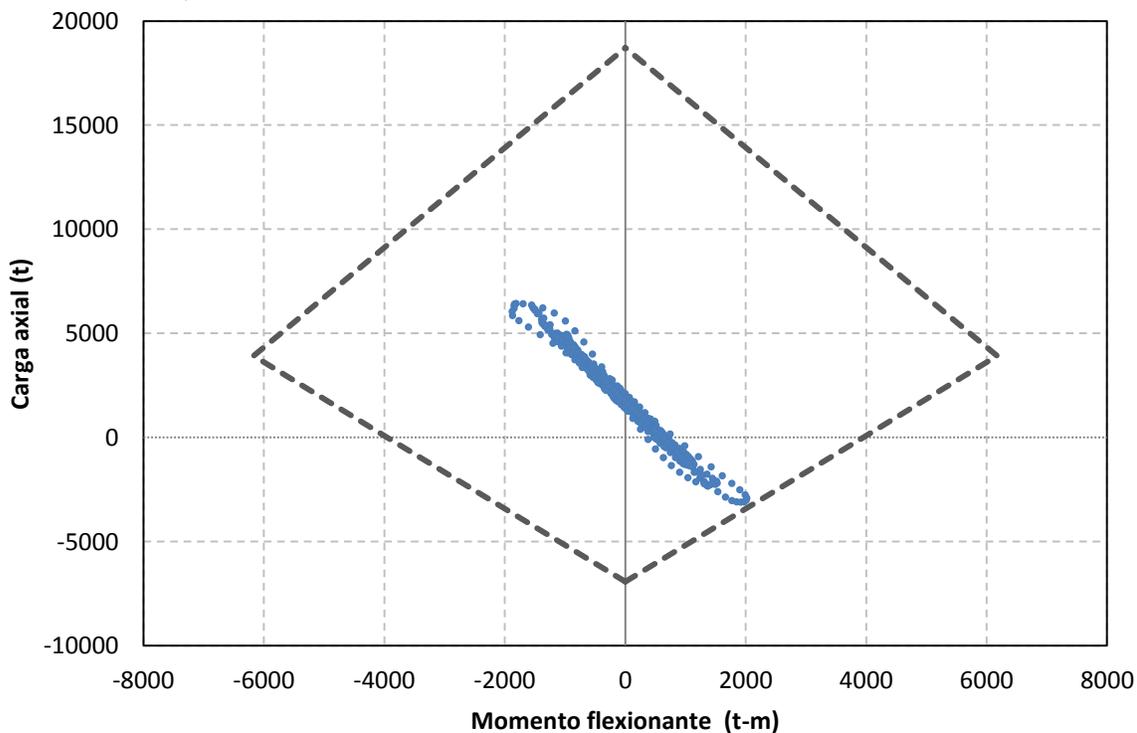


Figura 4.97 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

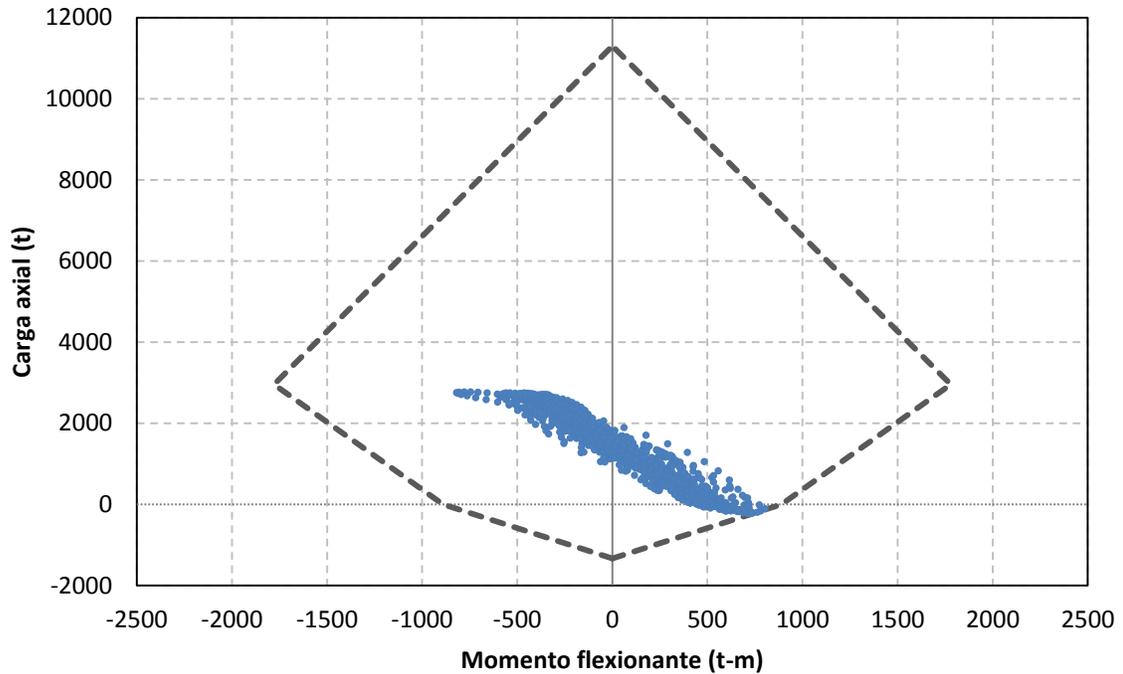


Figura 4.98 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

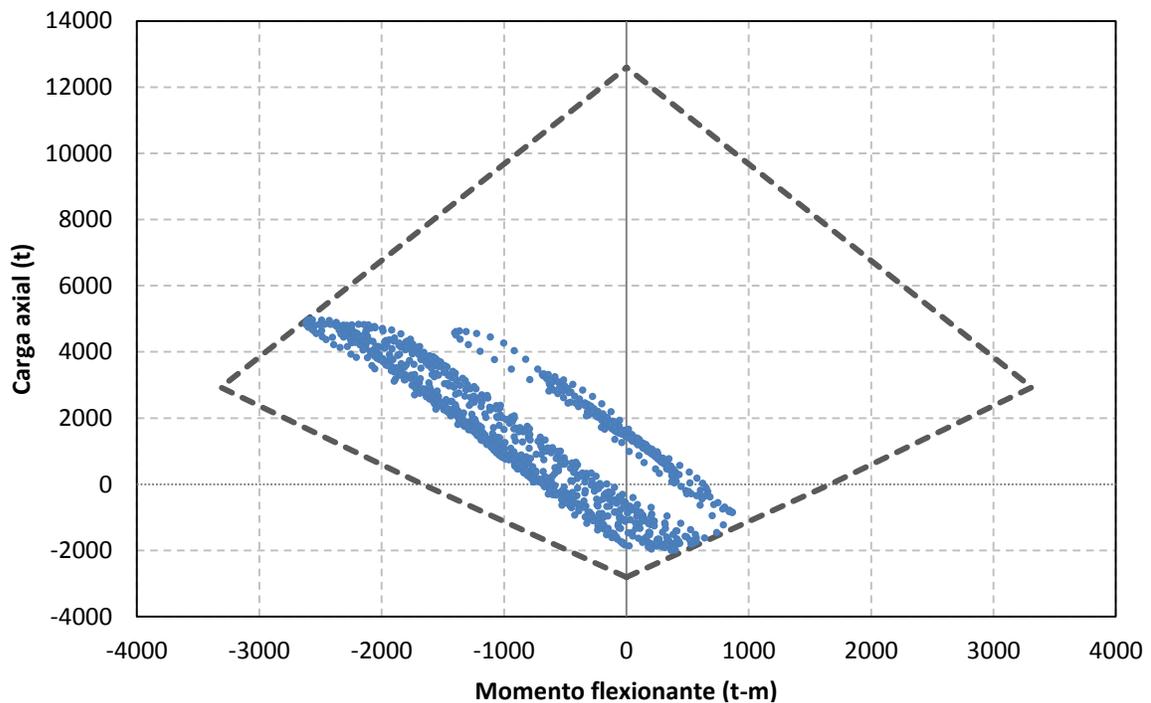


Figura 4.99 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

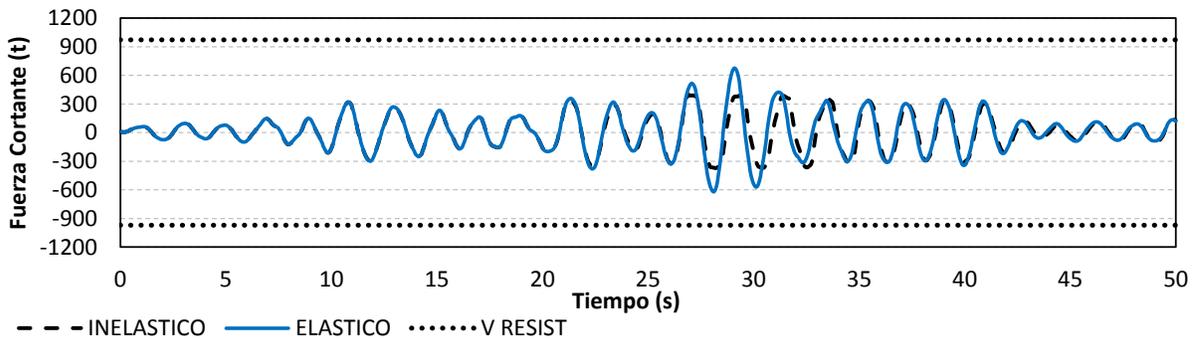


Figura 4.100 Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para Q= 2 con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

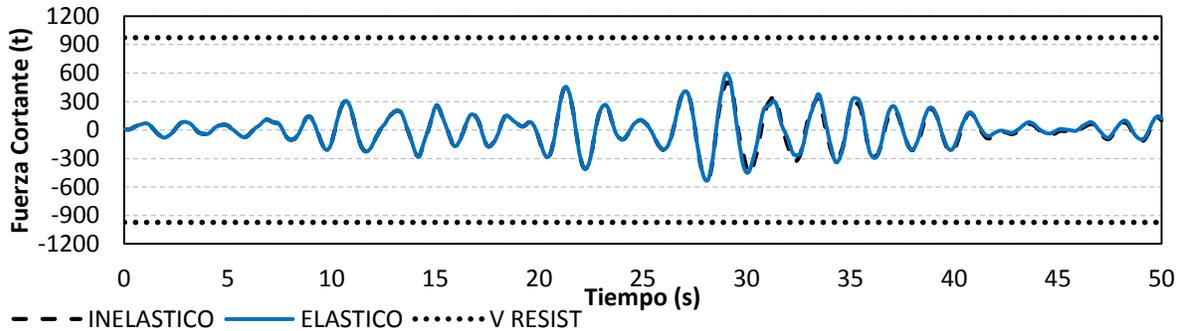


Figura 4.101 Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para Q= 2 con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

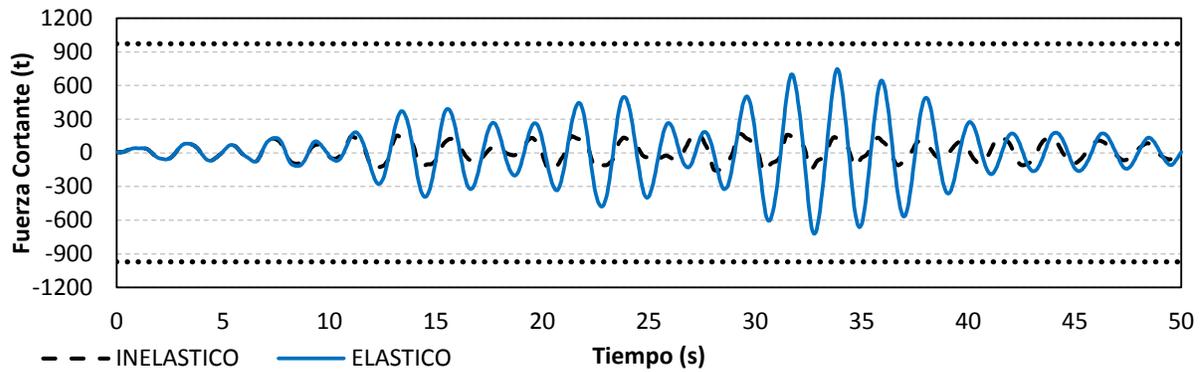


Figura 4.102 Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

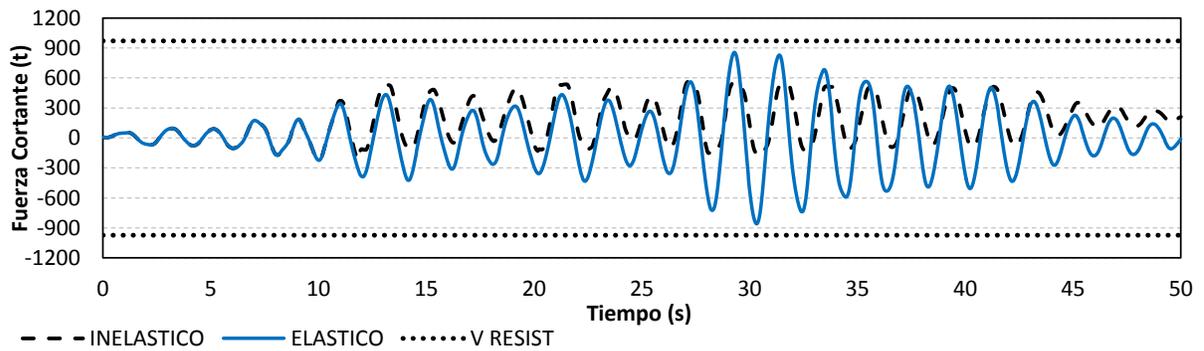


Figura 4.103 Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

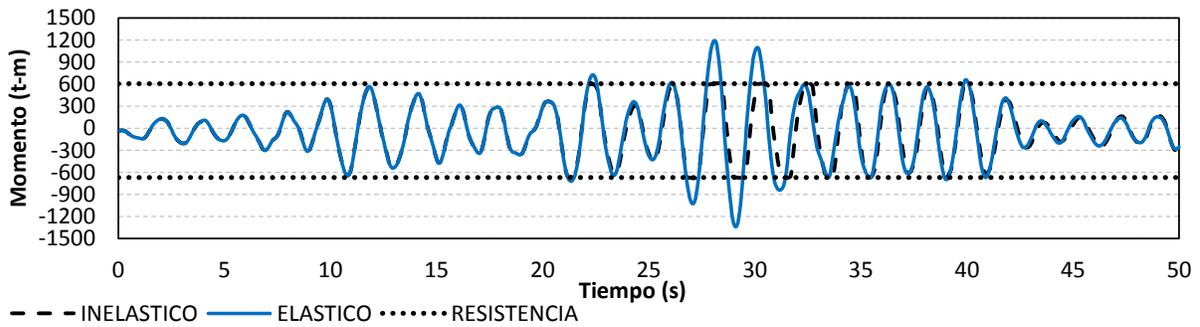


Figura 4.104 Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

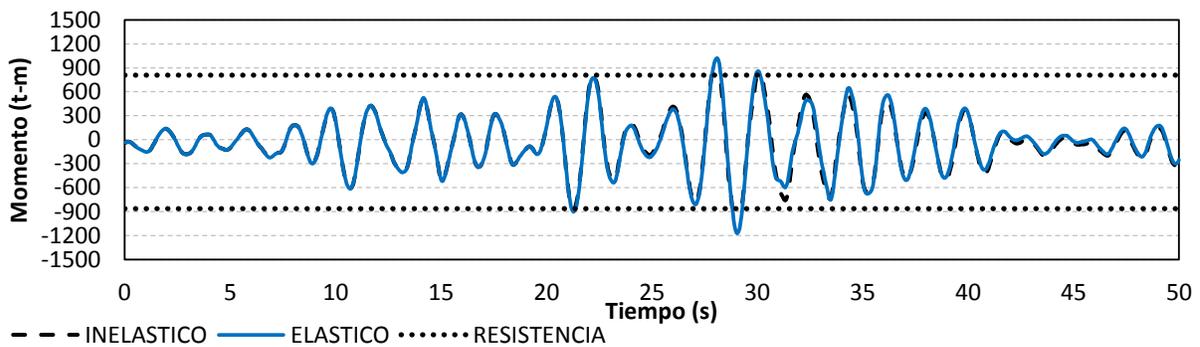


Figura 4.105 Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

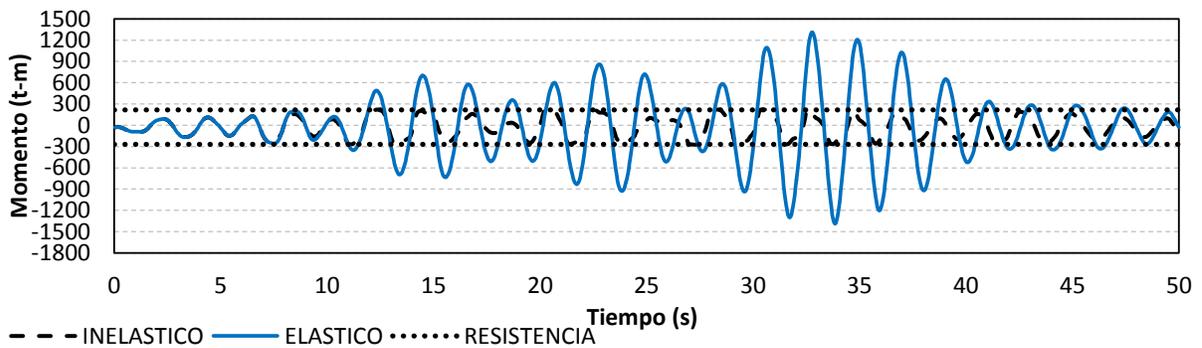


Figura 4.106 Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

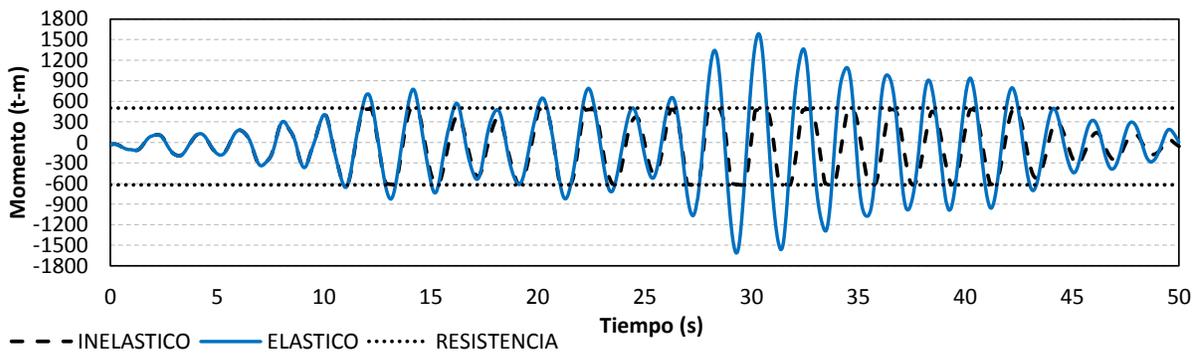


Figura 4.107 Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

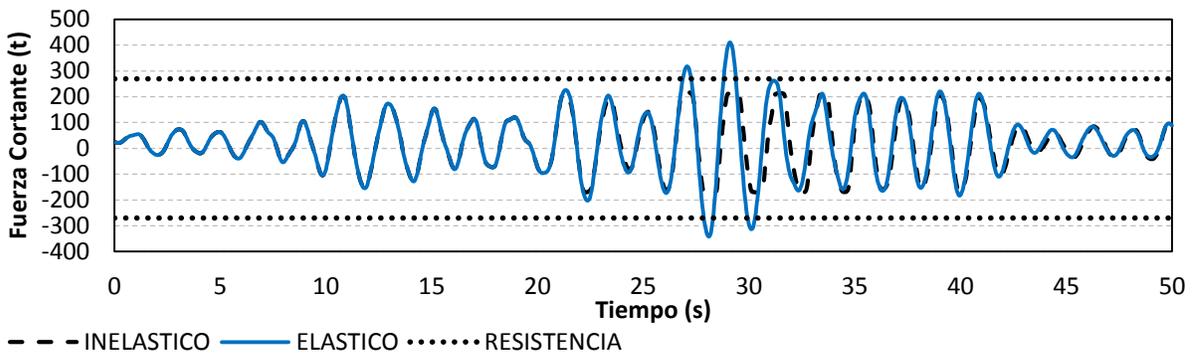


Figura 4.108 Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

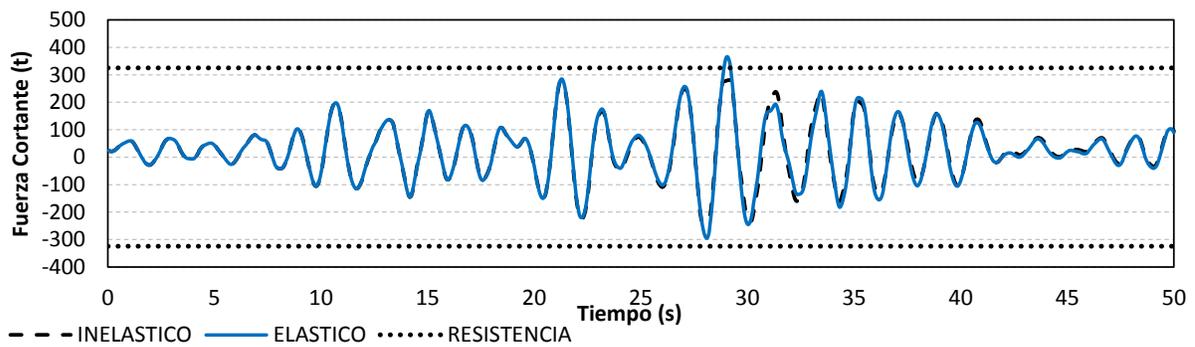


Figura 4.109 Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

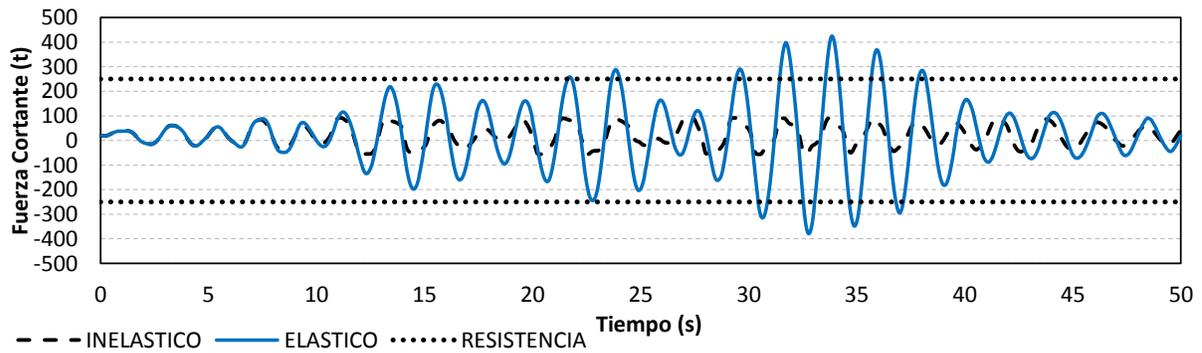


Figura 4.110 Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

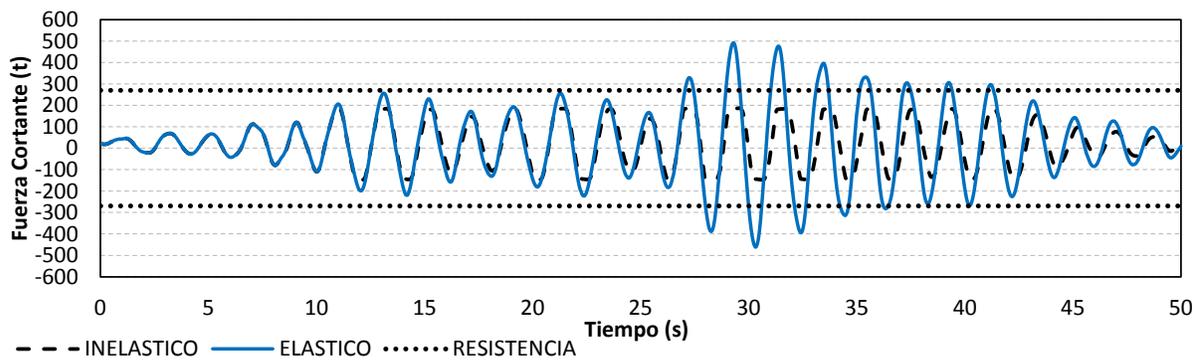


Figura 4.111 Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1 (comportamientos elástico e inelástico), diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

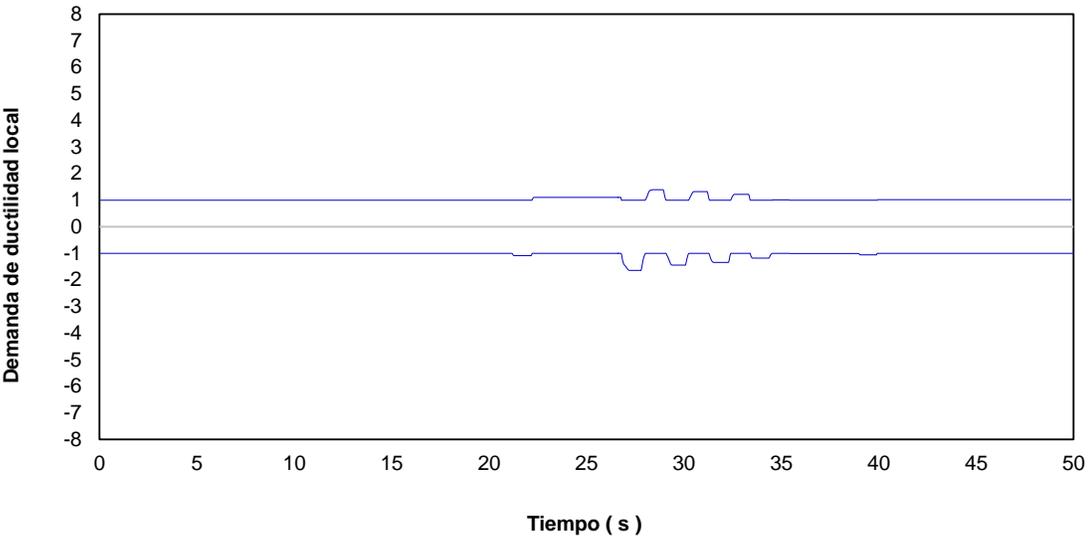


Figura 4.112 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1, diseño para $Q= 2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

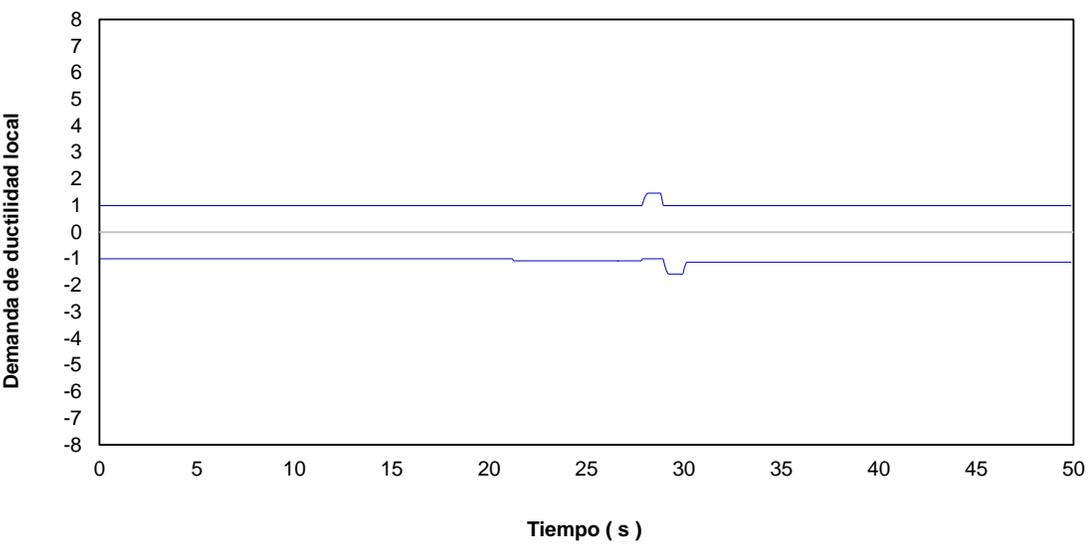


Figura 4.113 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1, diseño para $Q= 2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

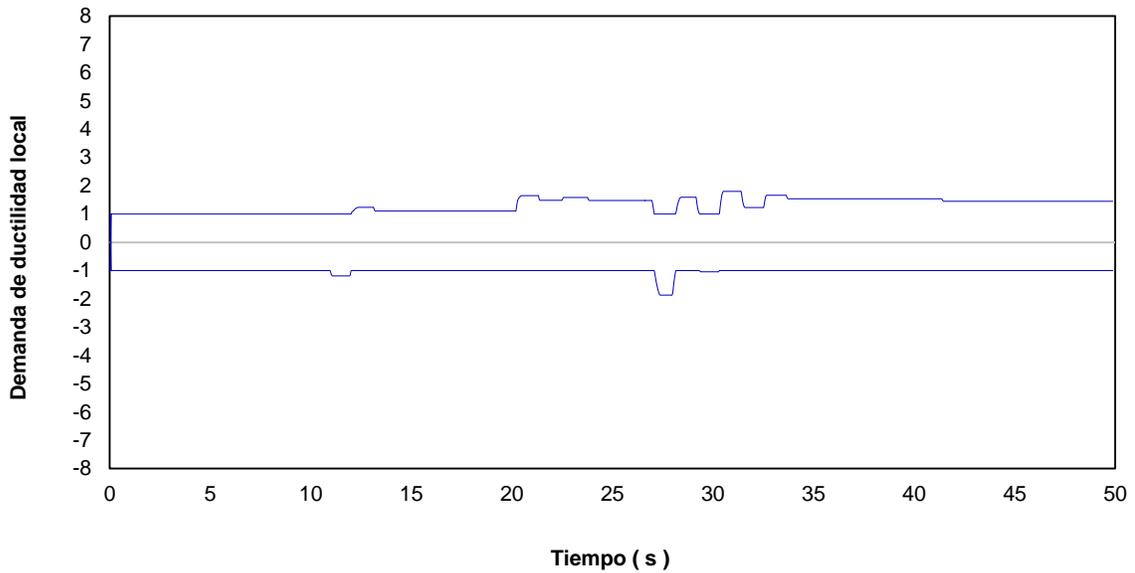


Figura 4.114 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1, diseño para $Q= 4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

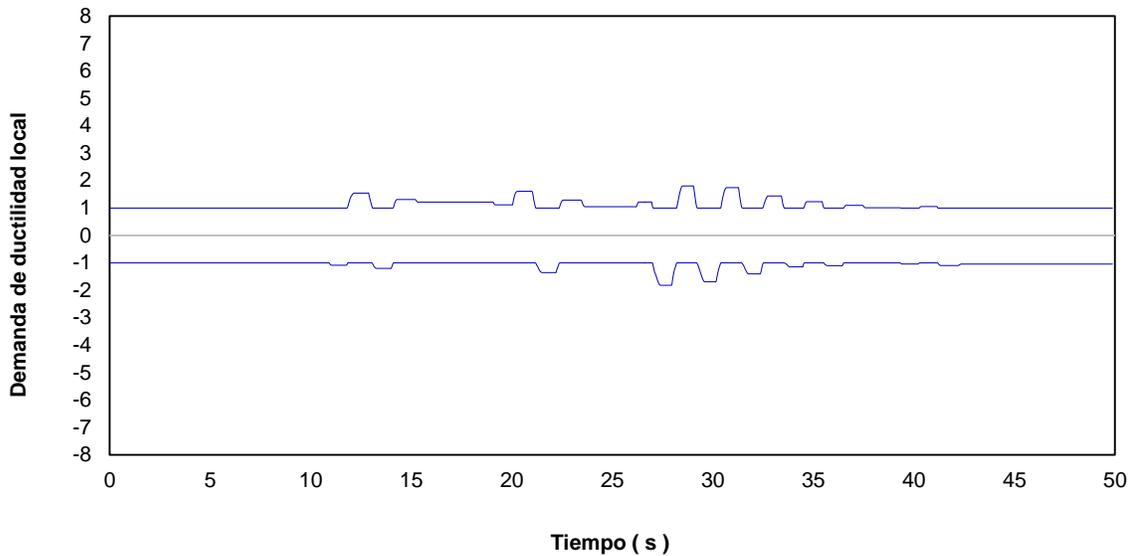


Figura 4.115 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local (μ_L) desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1, diseño para $Q= 4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

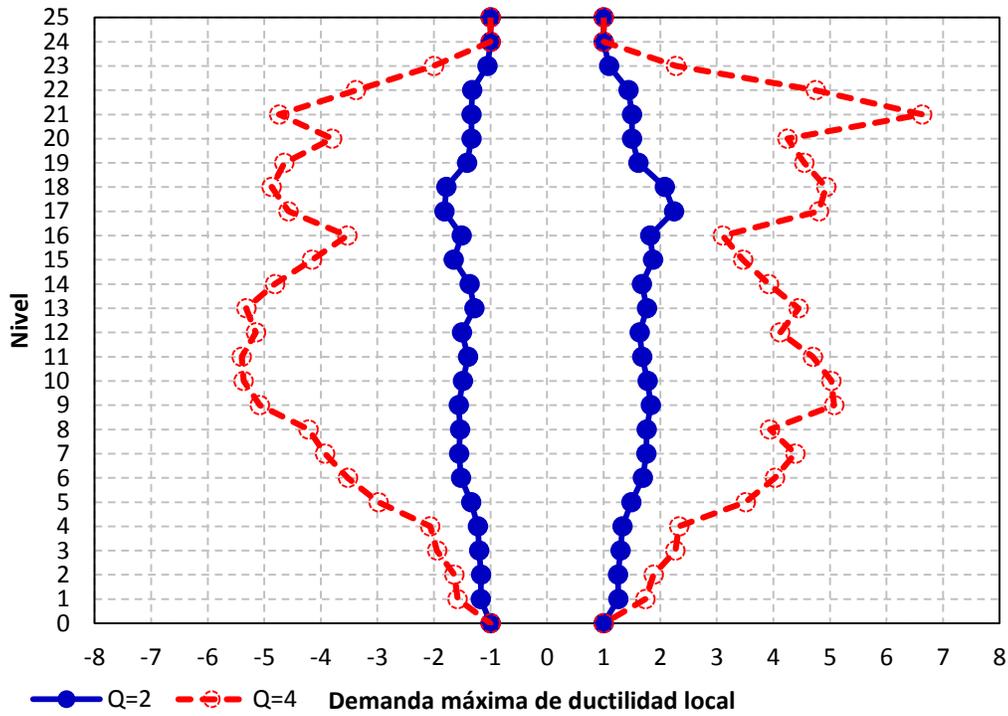


Figura 4.116 Demandas máximas de ductilidad local en vigas, diseño para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

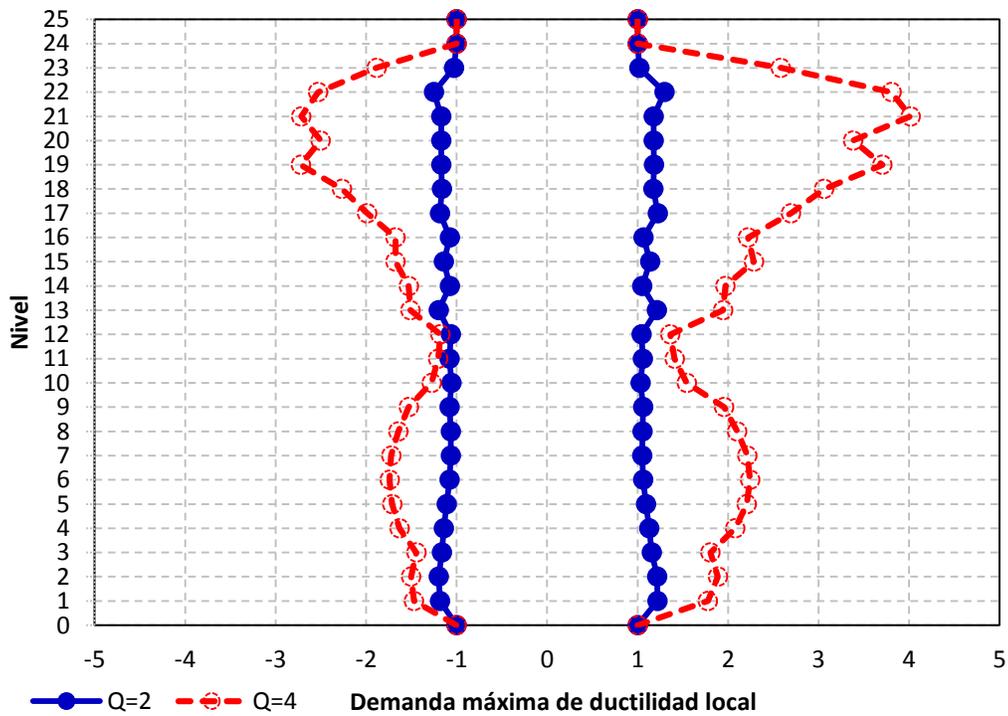


Figura 4.117 Demandas máximas de ductilidad local en vigas, diseño para $Q=2$ y 4 con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

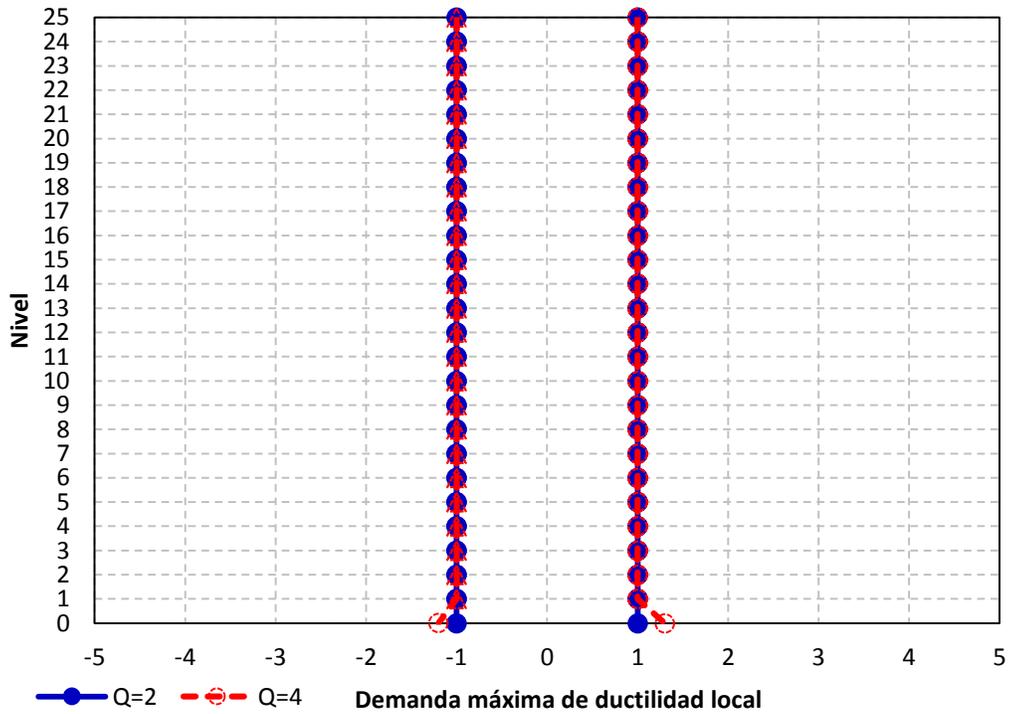


Figura 4.118 Demandas máximas de ductilidad local en columnas, diseño para Q= 2 y 4 con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

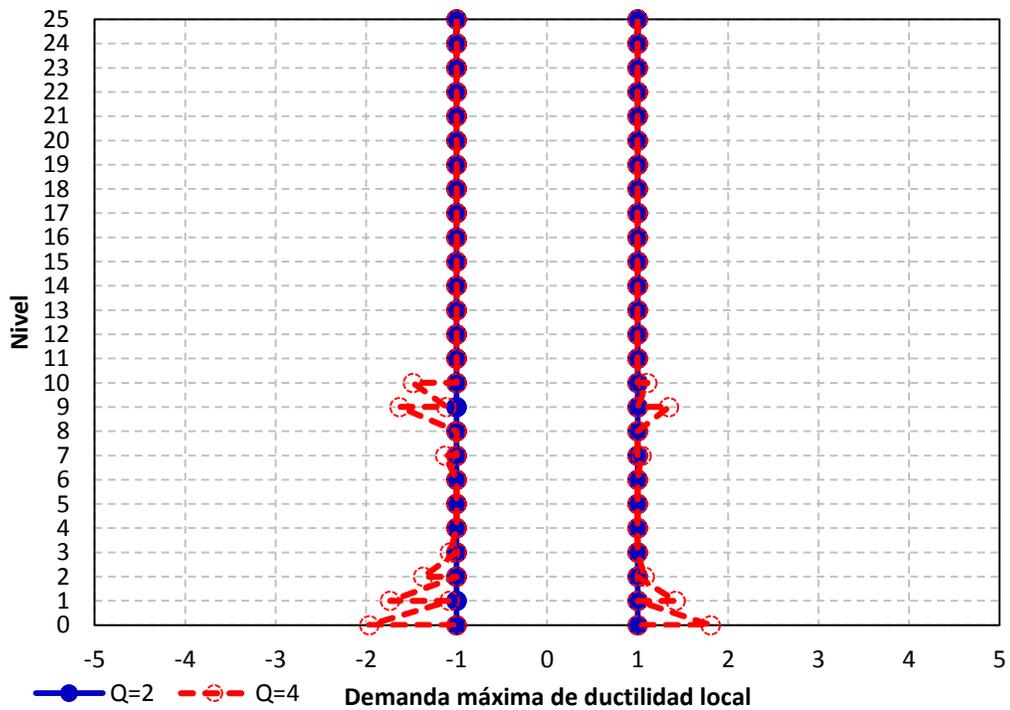


Figura 4.119 Demandas máximas de ductilidad local en columnas, diseño para Q= 2 y 4 con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

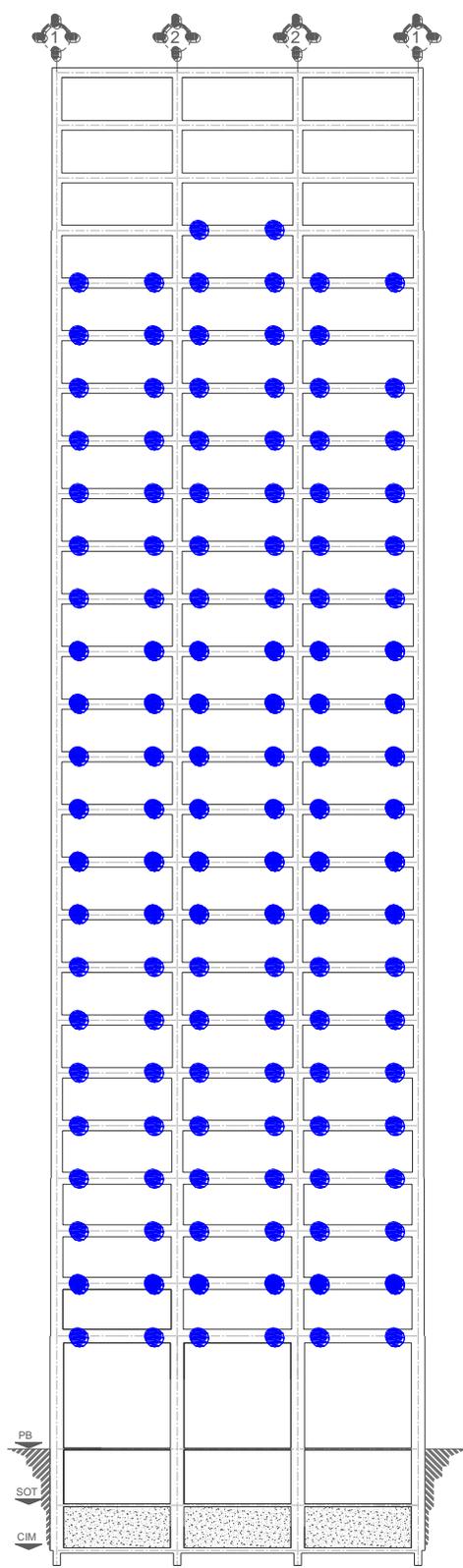


Figura 4.120 Distribución global de articulaciones plásticas, diseño para $Q=2$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

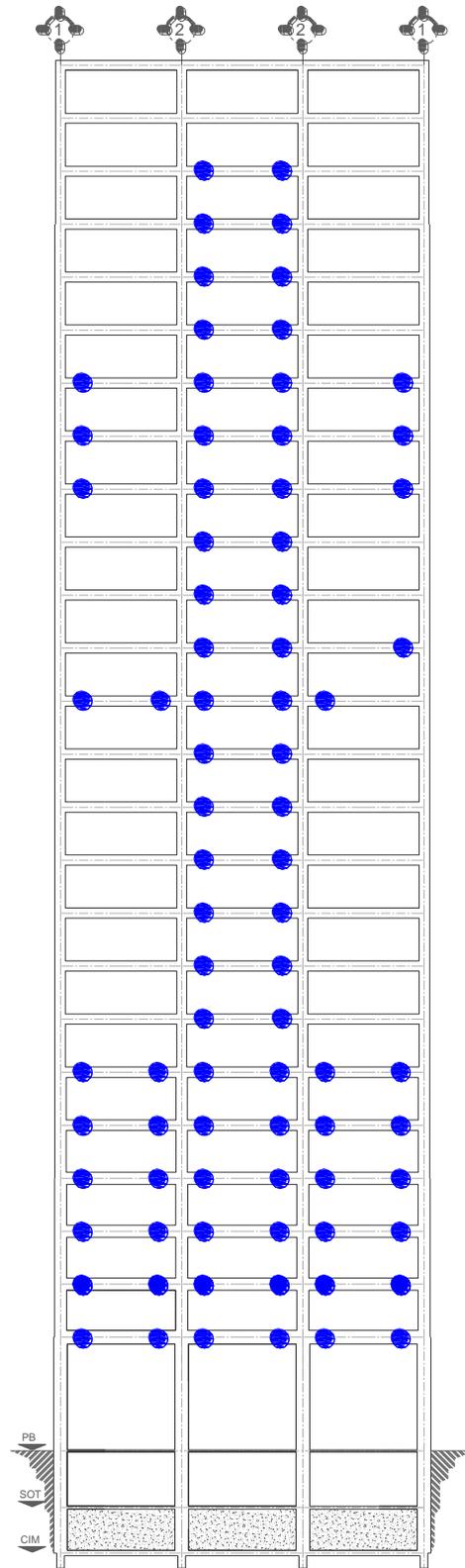


Figura 4.121 Distribución global de articulaciones plásticas, diseño para $Q=2$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

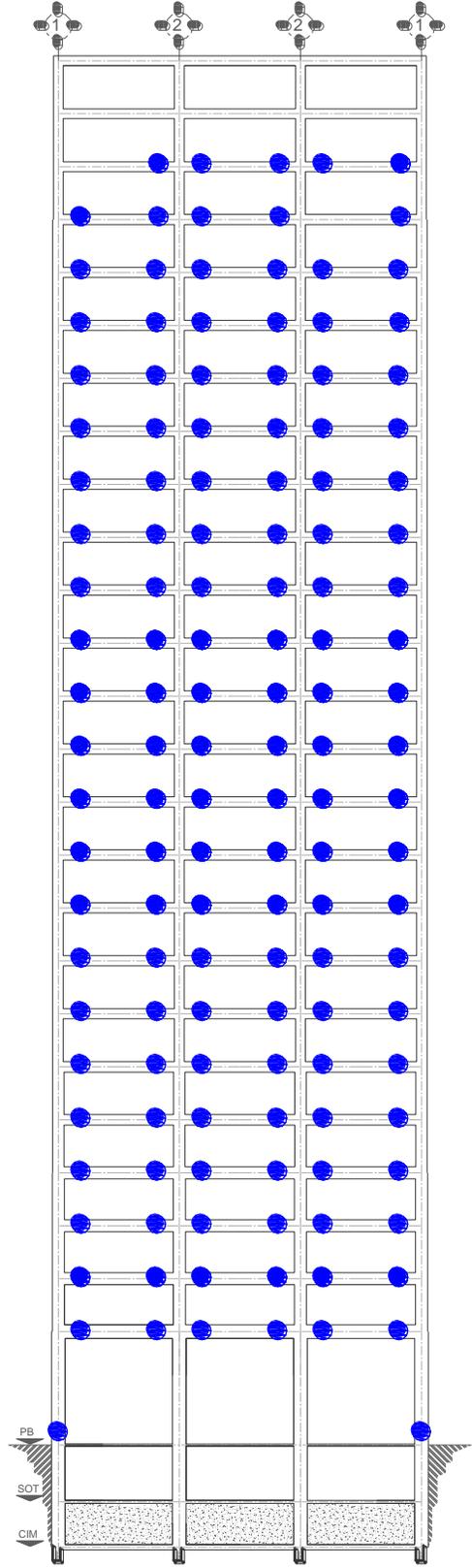


Figura 4.122 Distribución global de articulaciones plásticas, diseño para $Q=4$ con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio de 25 niveles

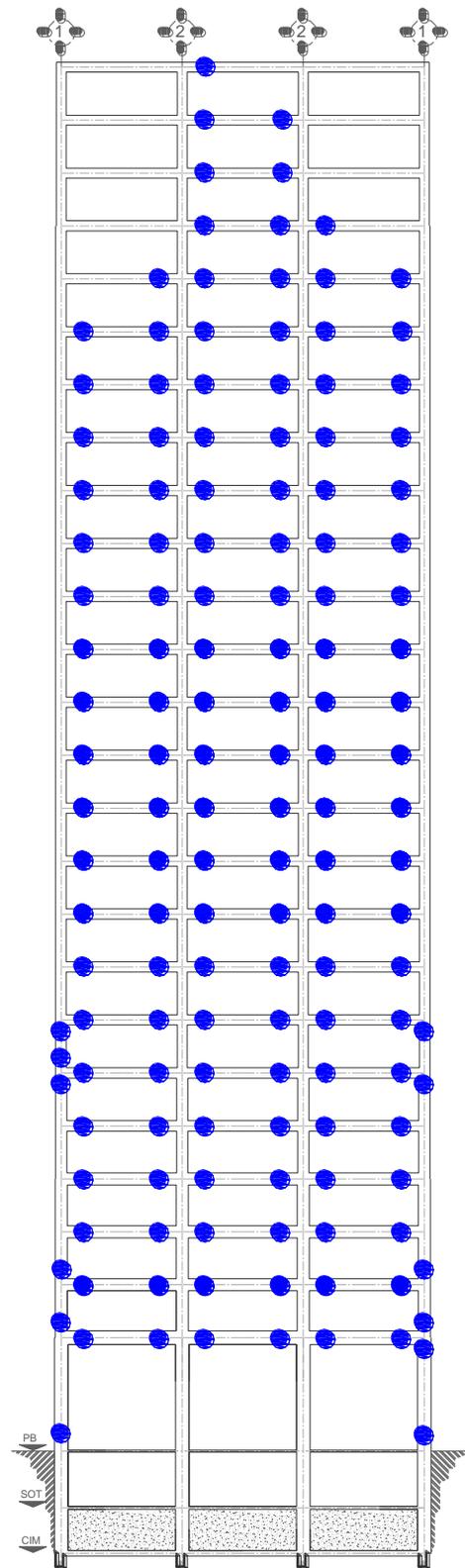


Figura 4.123 Distribución global de articulaciones plásticas, diseño para $Q=4$ con las NTC-Sismo de la propuesta RCDF-P, edificio de 25 niveles

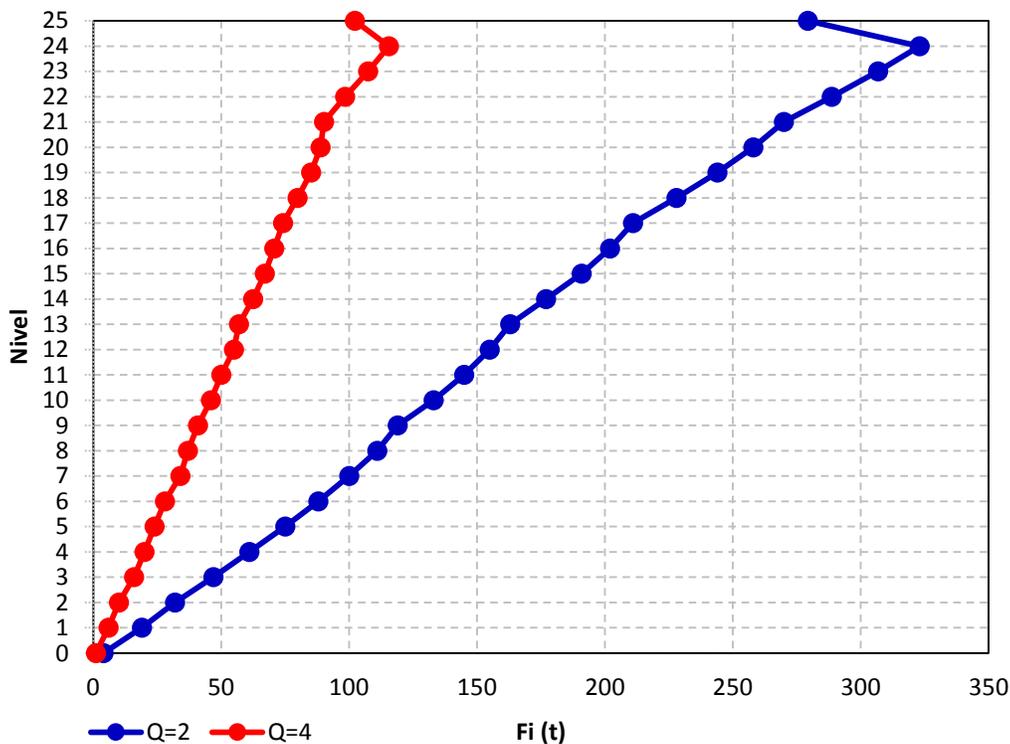


Figura 4.124 Distribución de cargas laterales para el análisis estático no-lineal (*Push-over*), como resultado del análisis dinámico modal con los espectros de diseño ($Q=2$ y 4) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 25 niveles

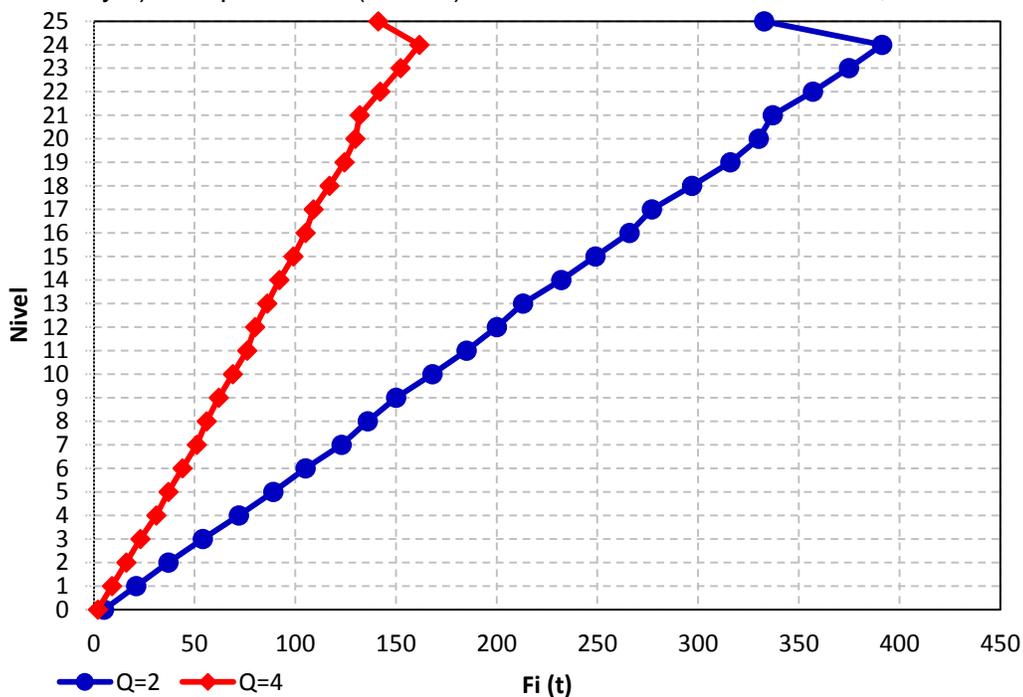


Figura 4.125 Distribución de cargas laterales para el análisis estático no-lineal (*Push-over*), como resultado del análisis dinámico modal con los espectros de diseño ($Q=2$ y 4) de las NTC-Sismo ($T_s=2$ s) de la propuesta RCDF-P, edificio 25 niveles

Capítulo 4
Cálculo de respuestas inelásticas

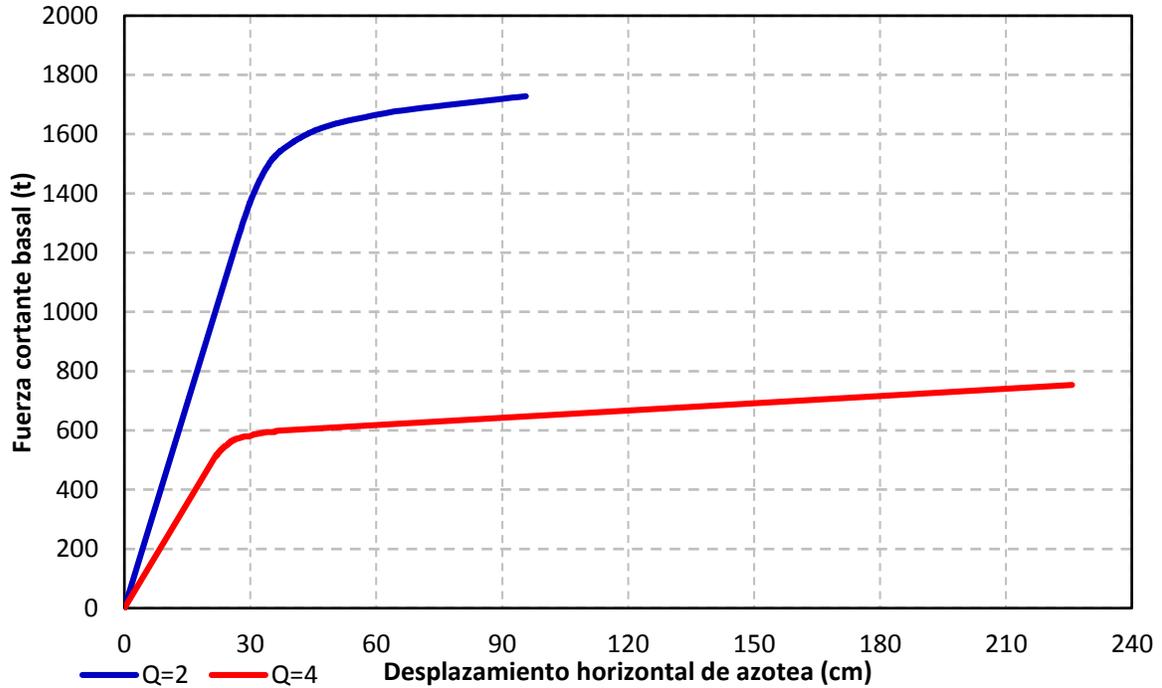


Figura 4.126 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los análisis estáticos no-lineales, diseños para Q= 2 y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 25 niveles

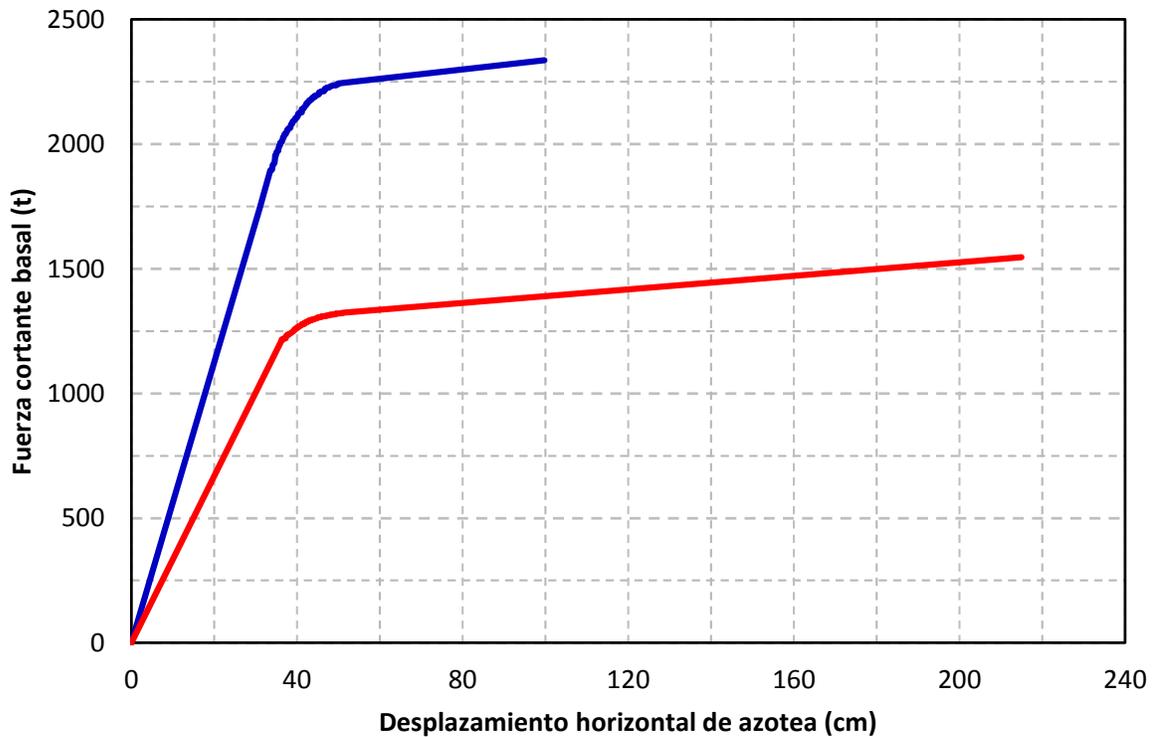


Figura 4.127 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los análisis estáticos no-lineales, diseños para Q= 2 y 4 con las NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) de la propuesta RCDF-P, edificio 25 niveles

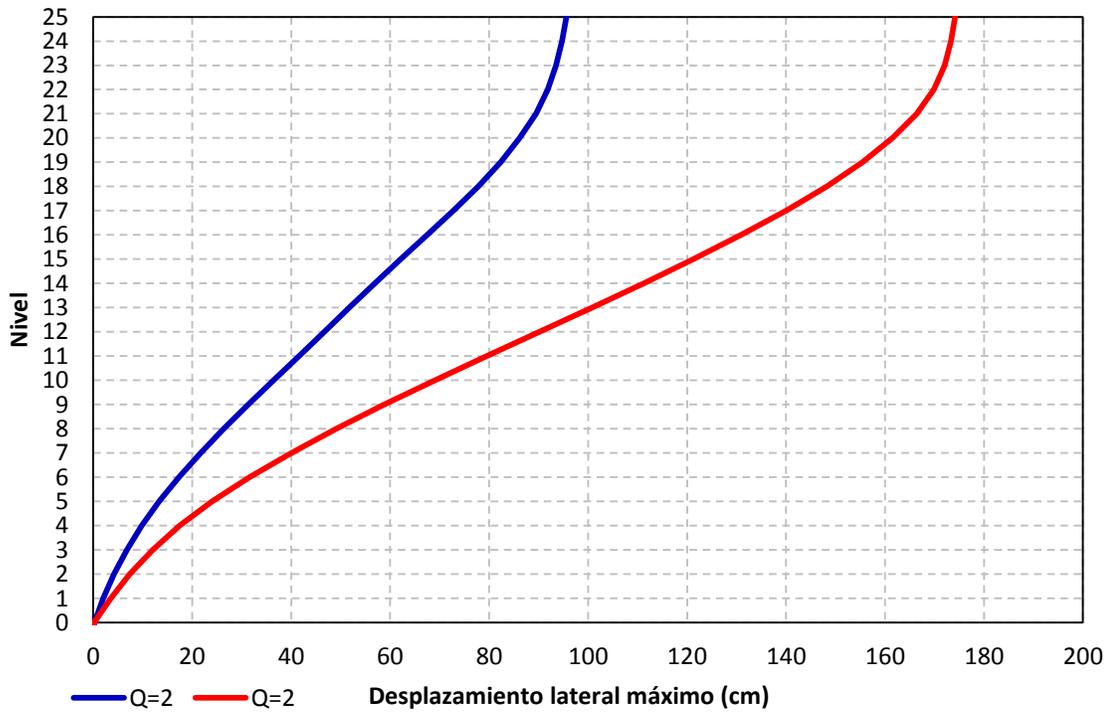


Figura 4.128 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis estáticos no-lineales, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 25 niveles

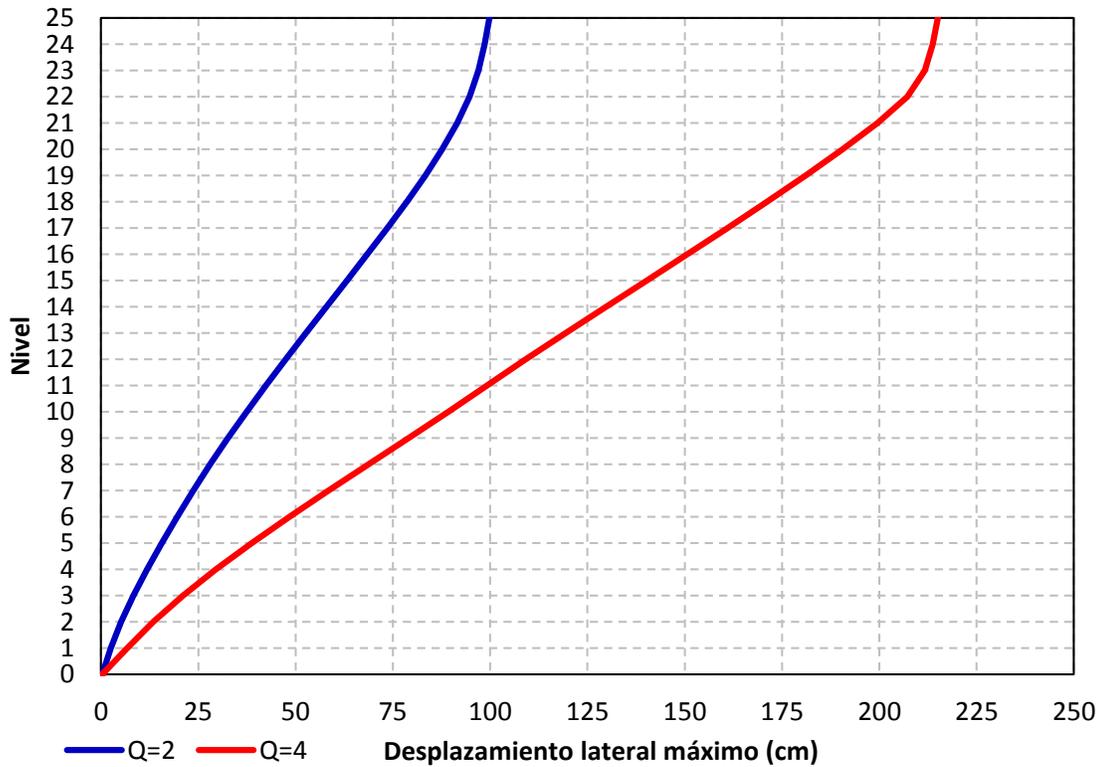


Figura 4.129 Desplazamientos horizontales máximos de los análisis estáticos no-lineales, diseños para $Q=2$ y 4 con las NTC-Sismo ($T_s=2$ s) de la propuesta RCDF-P, edificio 25 niveles

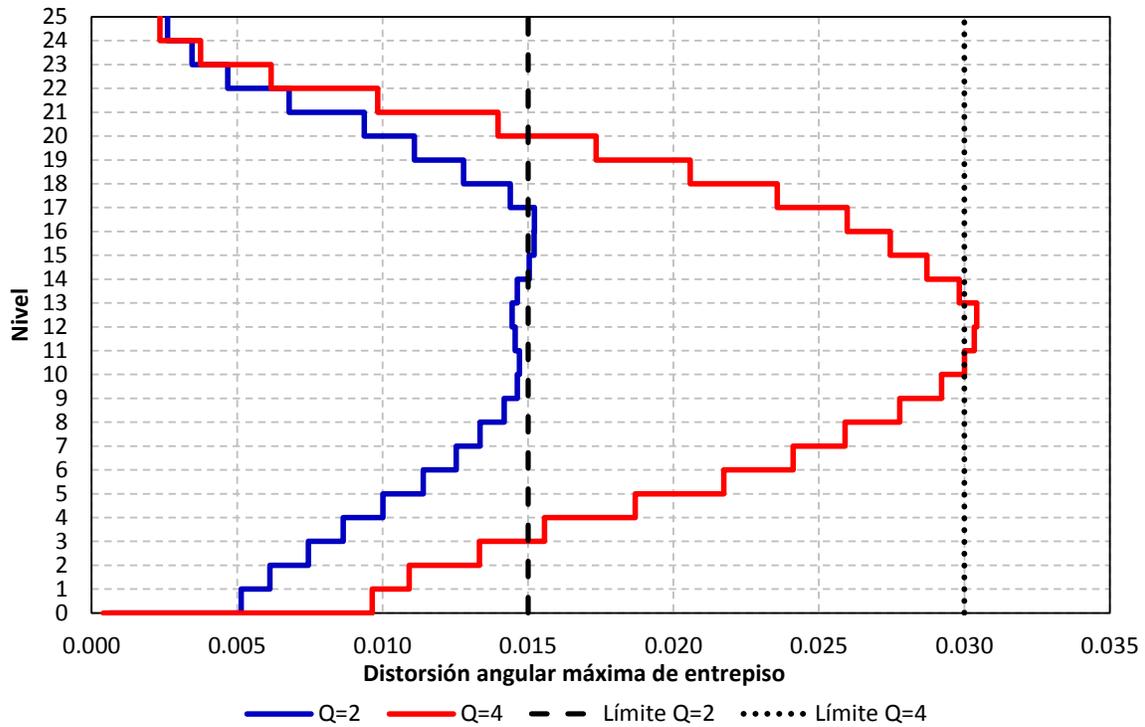


Figura 4.130 Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis estáticos no-lineales, diseños para $Q=2$ y 4 con Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04, edificio 25 niveles

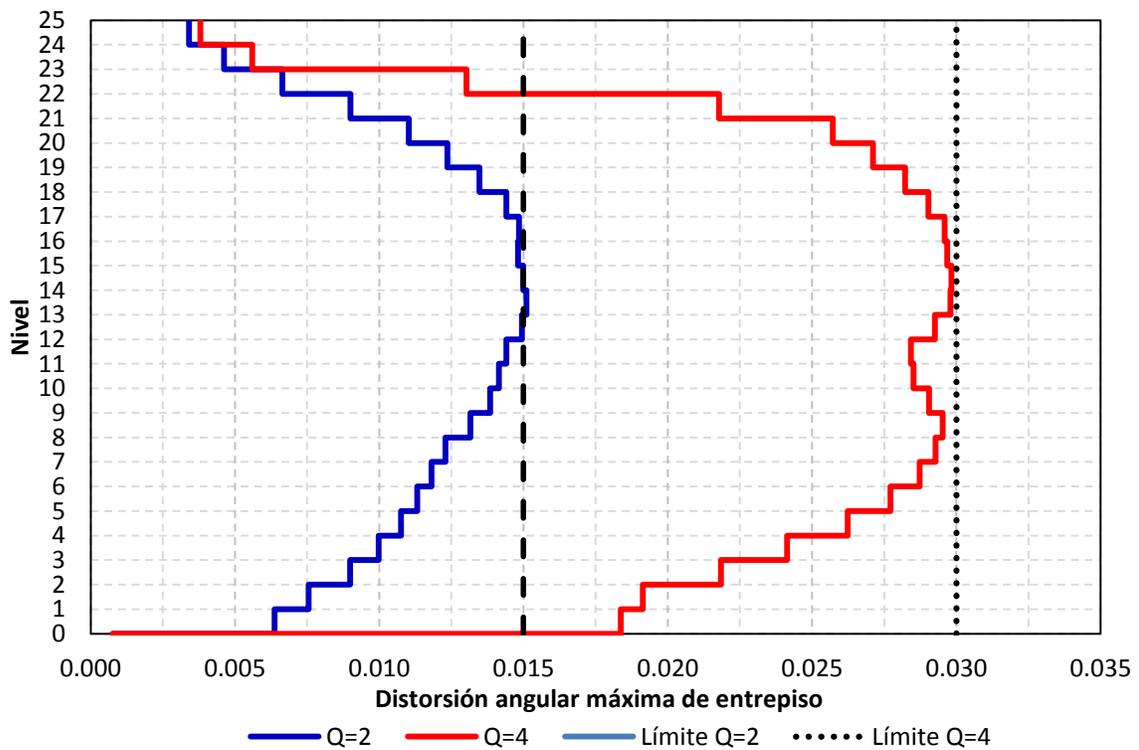


Figura 4.131 Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis estáticos no-lineales, diseños para $Q=2$ y 4 con las NTC-Sismo ($T_s=2$ s) de la propuesta RCDF-P, edificio 25 niveles

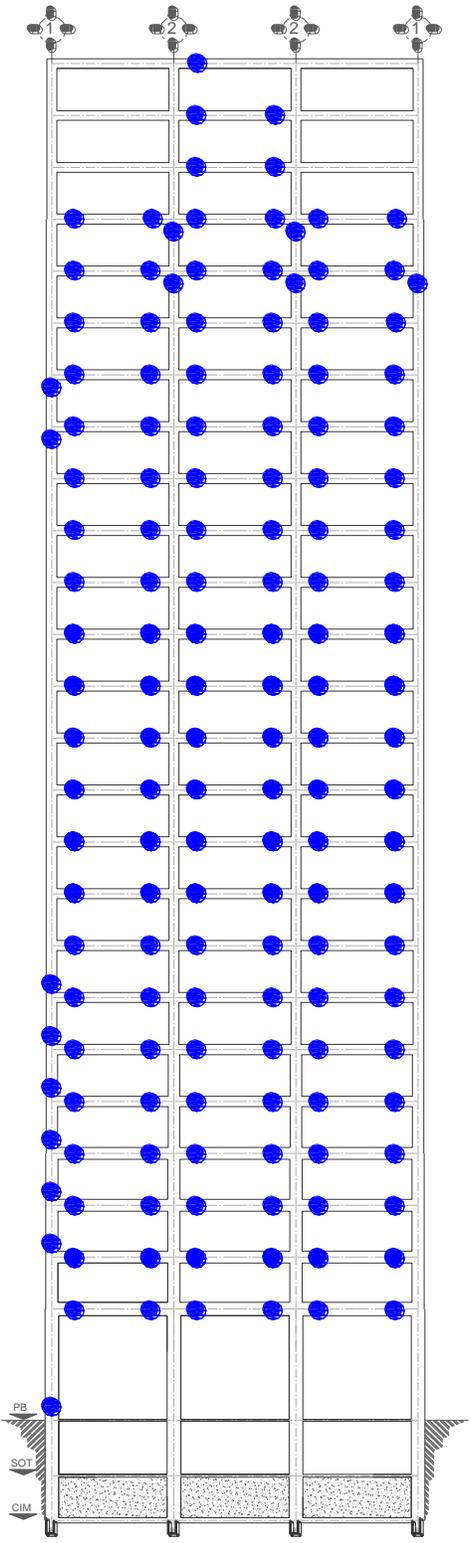


Figura 4.132 Distribución de articulaciones plásticas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles (colapso) de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $T_s = 2$ s, edificio 25 niveles con $Q=2$

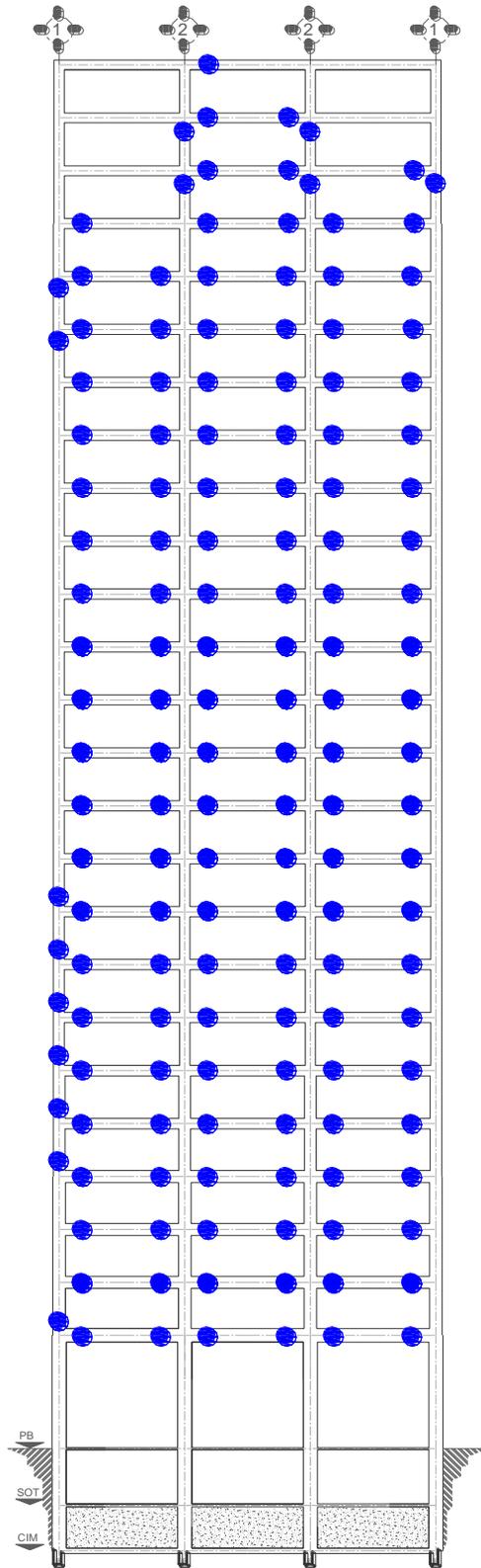


Figura 4.133 Distribución de articulaciones plásticas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles de acuerdo al RCDF-P, $T_s = 2$ s, edificio 9 niveles con $Q=2$

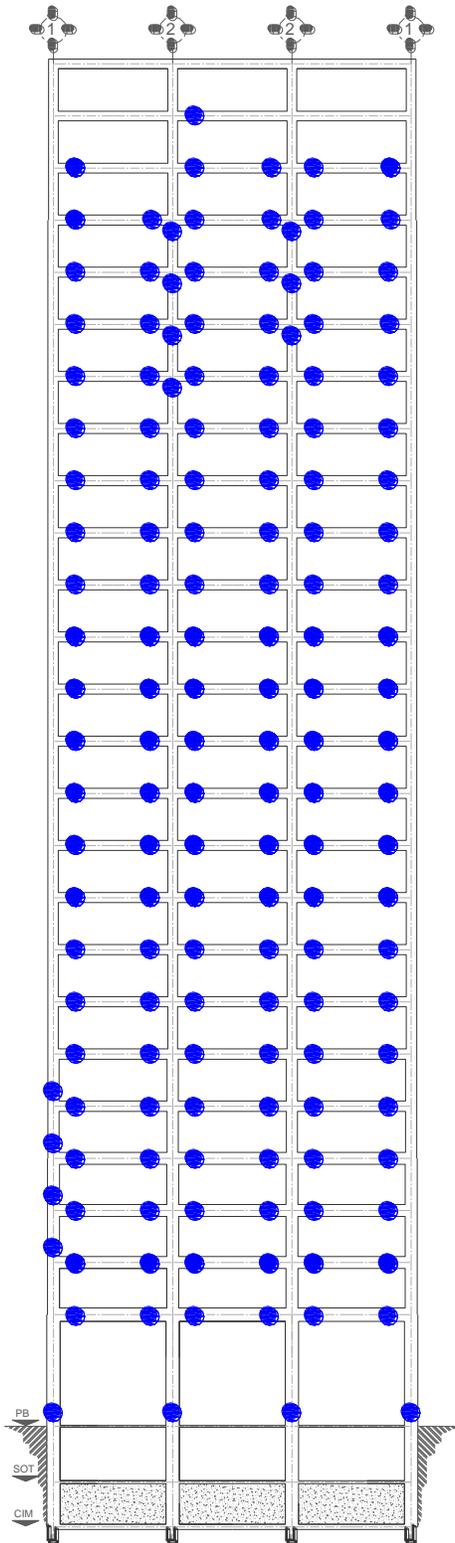


Figura 4.134 Distribución de articulaciones plásticas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles (colapso) de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $T_s= 2$ s, edificio 25 niveles con $Q=4$

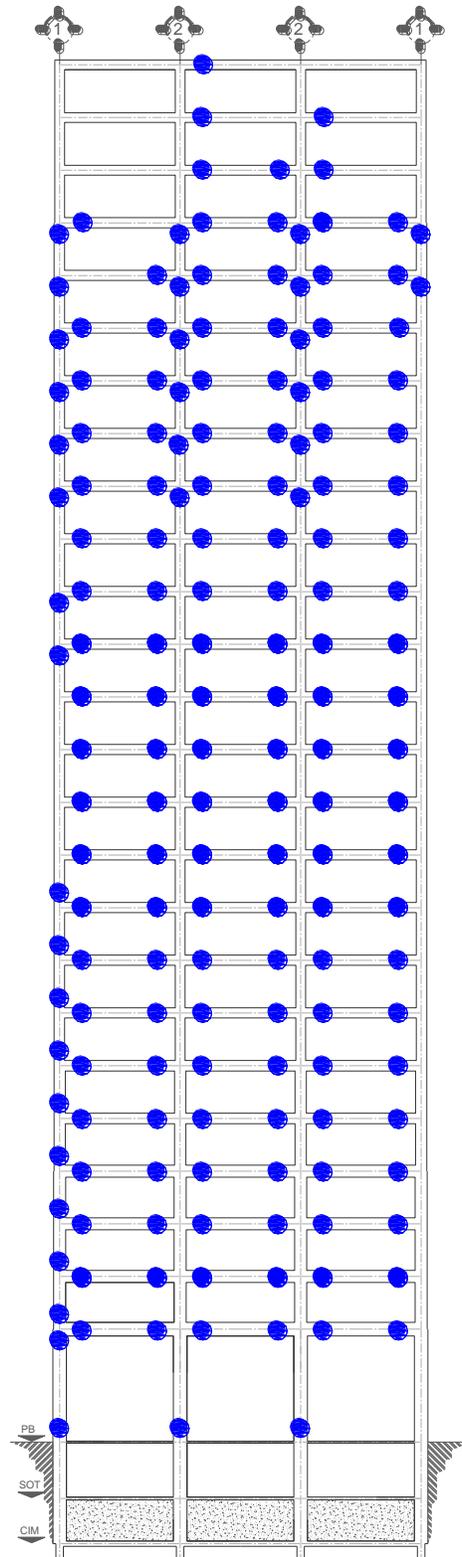


Figura 4.135 Distribución de articulaciones plásticas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles de acuerdo al RCDF-P, $T_s=2$ s, edificio 9 niveles con $Q=4$

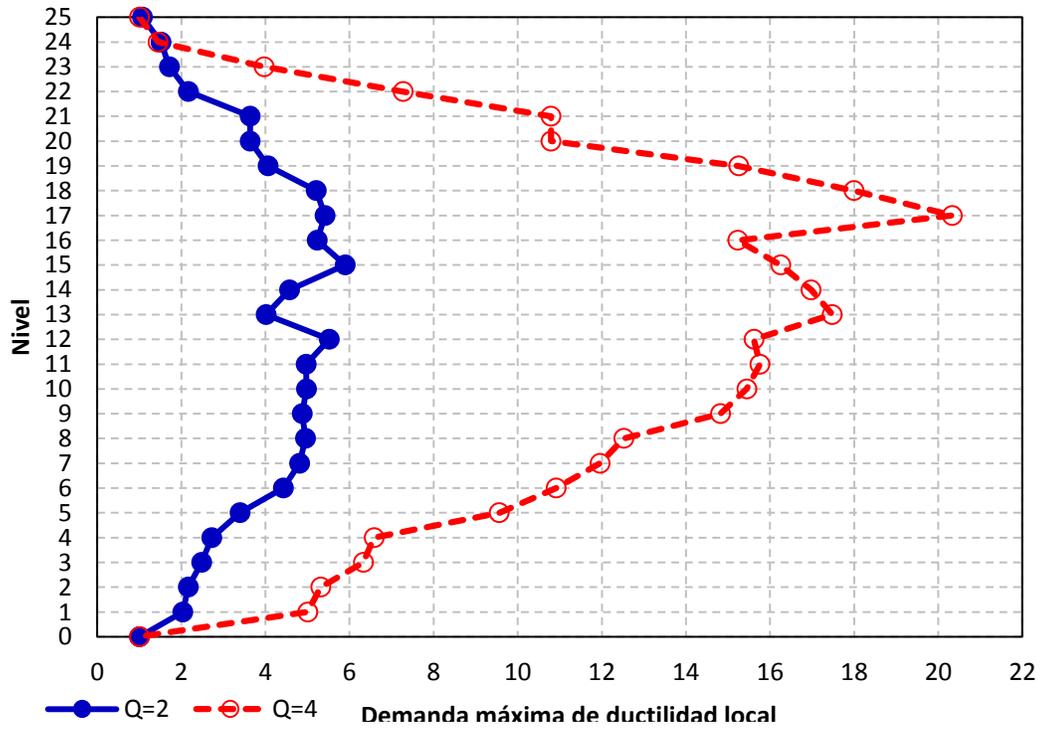


Figura 4.136 Demandas máximas de ductilidad local en vigas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles (colapso) de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $T_s=2$ s, edificio 25 niveles con $Q=2$ y 4

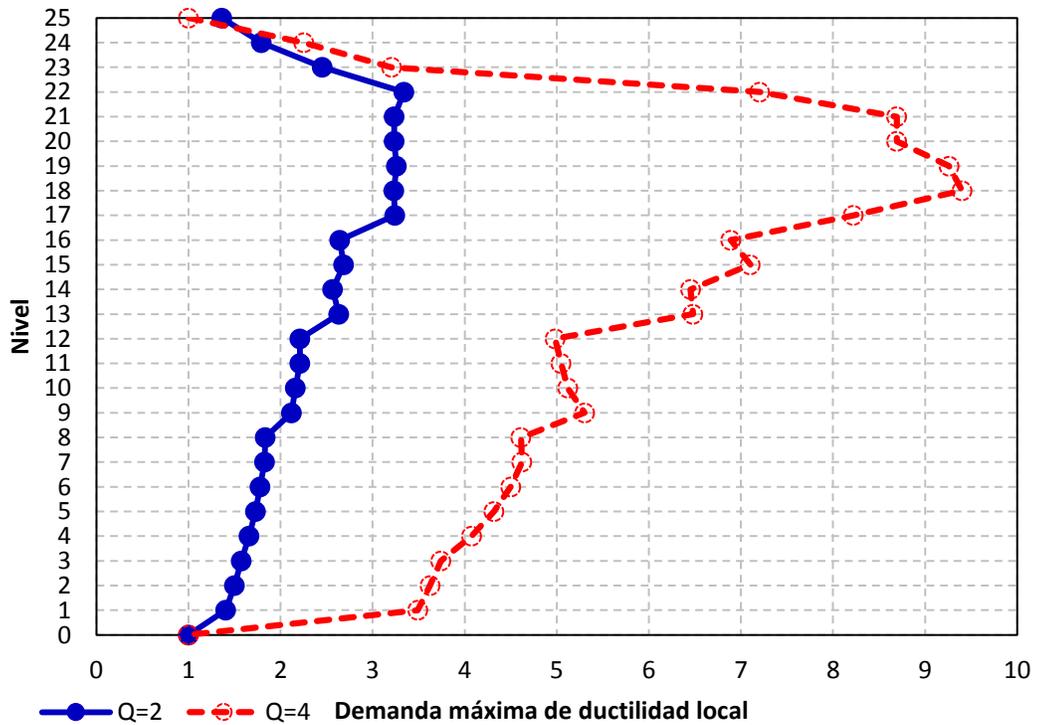


Figura 4.137 Demandas máximas de ductilidad local en vigas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles de acuerdo al RCDF-P, $T_s=2$ s, edificio 25 niveles con $Q=2$ y 4

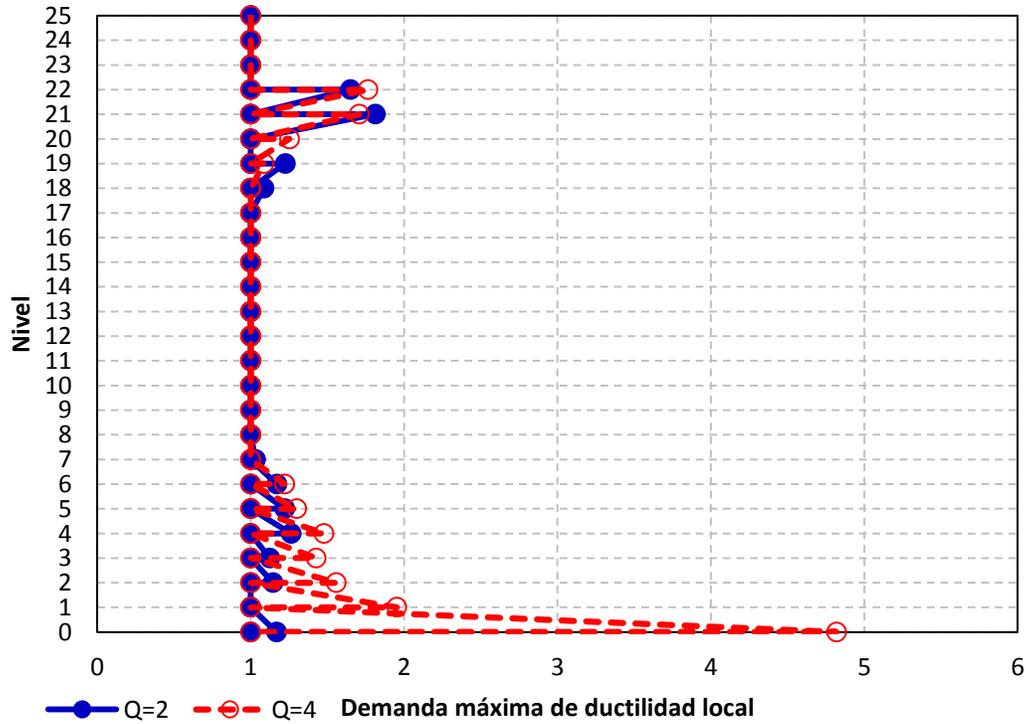


Figura 4.138 Demandas máximas de ductilidad local en columnas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles (colapso) de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, $T_s = 2$ s, edificio 25 niveles con $Q=2$ y 4

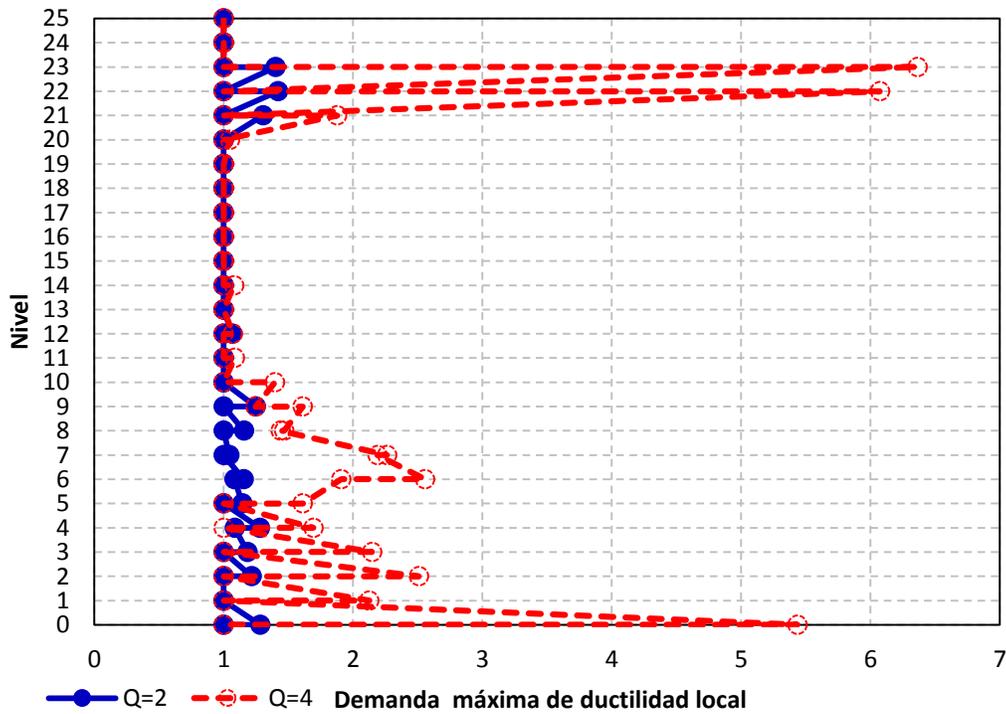


Figura 4.139 Demandas máximas de ductilidad local en columnas del análisis estático no lineal (*Push-over*) para la condición de distorsiones máximas permisibles de acuerdo al RCDF-P, $T_s = 2$ s, edificio 25 niveles con $Q=2$ y 4

Capítulo 5

Comparación de respuestas

5.1 Introducción

En el presente capítulo se comparan las respuestas de los distintos casos analizados de las estructuras de 9 y 25 niveles, de acuerdo con la información presentada en capítulos anteriores.

Cabe recordar que para poder observar el comportamiento sísmico dinámico de las estructuras de interés, a nivel global como local, se obtuvo la respuesta elástica e inelástica en la historia del tiempo ante los efectos del acelerograma, componente Este-Oeste (EW), registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), a raíz del sismo ocurrido el 19 de septiembre 1985, con epicentro en las costas de Michoacán, México.

Asimismo, se realizaron análisis estáticos-no lineales ante los efectos de cargas laterales monotónicamente crecientes (*Push-over*), los cuales sirvieron para conocer tanto la capacidad de dichas estructuras, así como sus posibles mecanismos de falla. Los análisis ejecutados se llevaron a cabo bajo la condición de empotramiento en la base de la cimentación, debido a la consideración de que estarán apoyados sobre pilotes de punta.

El diseño sismorresistente y ante cargas gravitacionales de los dos tipos de edificios (9 y 25 niveles) se hizo bajo las mismas consideraciones, a saber: uso de oficinas, diseño sísmico para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (caso AA-04) y NTC-Sismo del RCDF de la propuesta en etapa de revisión (caso RCDF-P). En cada uno de estos casos se observaron las diferencias, desde el punto de vista de los diseños y comportamientos cuando las estructuras fueron dimensionadas de acuerdo con el AA-04) y el RCDF-P.

Capítulo 5

Comparación de respuestas

5.2 Análisis sísmicos elásticos para diseño

Los resultados que se muestran en esta sección se obtuvieron a partir de los análisis dinámicos modales con los espectros sísmicos de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (AA-04) y de la propuesta en etapa de revisión de las NTC-Sismo del RCDF (RCDF-P); para ambos se considera un $T_s = 2$ s.

5.2.1 Tamaños de los miembros estructurales

Las tablas 5.1 a 5.4 comparan las dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales (vigas y columnas) de cada uno de los casos considerados de los edificios de 9 y 25 niveles. Los tamaños de vigas y columnas requeridas para las estructuras diseñadas con $Q = 4$ disminuyen en la mayoría de los casos, al menos en 5 cm, con respecto de los dimensionamientos con $Q = 2$.

Al comparar las dimensiones resultantes con los dos tipos de espectros de diseño, los tamaños de las secciones transversales con el RCDF-P tienden a ser superiores, alrededor de 5 cm para los edificios de 9 niveles y en más de 10 cm para los de 25 niveles; el mayor incremento resulta en el peralte de las vigas. Lo anterior era de esperarse, debido a las diferencias que se tienen en las ordenadas espectrales de ambos criterios, después de proporcionar la rigidez lateral requerida y poder satisfacer los límites permisibles de las distorsiones máximas entrepiso de las condiciones de servicio y colapso.

5.2.2 Periodos fundamentales de vibración

Las tablas 5.5 y 5.6 comparan ahora los periodos de los tres primeros modos de vibración para cada caso considerado de los edificios de 9 y 25 niveles, respectivamente; todos los casos diseñados con el RCDF-P presentan una disminución de los periodos de vibración, siendo mayor esta tendencia para las estructuras proporcionadas con $Q = 4$.

Las figs 5.1 y 5.2 presentan los espectros de respuesta elástica e inelástica ($\mu = 2$ y 4) del acelerograma SCT-EW-85 (amortiguamiento viscoso crítico de 5%) junto con los espectros de diseño elásticos e inelásticos ($Q = 2$ y 4) del AA-04 y RCDF-P, respectivamente; en estas figuras se indica, con línea vertical, la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de cada uno de los casos analizados, para fines comparativos.

9 niveles

Q= 2

Las ordenadas espectrales elásticas del registro correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de los casos de diseño de interés tienden a ser prácticamente iguales a la ordenada del espectro reducido de diseño del RCDF-P y un poco mayor a la ordenada del caso AA-04, respectivamente, con diferencias mínimas; los periodos de vibración de los casos del edificio de 9 niveles y diseñados para $Q = 2$ están lejos del periodo dominante

del movimiento del suelo en el sitio de la SCT, con un $T_s = 2$ s. Por otro lado, las ordenadas del espectro de respuesta inelástica del acelerograma utilizado son ligeramente inferiores a las ordenadas de diseño aplicables a los periodos fundamentales de vibración de los dos espectros reducidos por Q' (parámetro dependiente del factor de comportamiento sísmico, Q , y del factor de sobre-resistencia, R) y utilizados durante los diseños del edificio de 9 niveles.

Q= 4

Las ordenadas espectrales elásticas del registro correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de los casos de diseño de interés son superiores a la ordenada del espectro reducido de diseño del AA-04 y RCDF-P; al igual que para $Q= 2$, los periodos de vibración de los casos diferentes del edificio de 9 niveles y diseñados para $Q= 4$ están lejos del periodo dominante del movimiento del suelo en el sitio del registro SCT-EW-85. En cambio, la ordenada del espectro de respuesta inelástica del acelerograma tiende a ser similar a la ordenada de diseño aplicable al periodo fundamental de vibración del espectro reducido de diseño del RCDF-P, ligeramente por arriba del espectro AA-04, ambos afectados por Q' (parámetro dependiente del factor de comportamiento sísmico, Q) y el factor de sobre-resistencia, R .

25 niveles

Q= 2

Las ordenadas espectrales elásticas del registro SCT-EW correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de los casos de diseño de interés tienden a ser superiores a las ordenadas de los espectros reducidos de diseño del AA-04 y RCDF-P; los periodos de vibración del edificio de 25 niveles y diseñados para $Q= 2$ caen en la zona ascendente de dicho espectro elástico de respuesta, hacia el pico del periodo dominante del movimiento del suelo, $T_s = 2$ s. Al revisar las ordenadas del espectro de respuesta inelástica del acelerograma SCT, éstas son inferiores a las correspondientes del espectro reducido de diseño RCDF-P, y similares a las del también espectro reducido del AA-04.

Q= 4

Para este nivel de factor de comportamiento sísmico, se tienen diferencias importantes entre las ordenadas espectrales elásticas del registro SCT-EW correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de los casos de diseño de interés, bastante superiores a las ordenadas de los espectros reducidos de diseño del AA-04 y RCDF-P; los periodos de vibración del edificio de 25 niveles y diseñados para $Q= 4$ caen prácticamente en la zona del pico del espectro del periodo dominante del movimiento del suelo, $T_s = 2$ s. Al revisar las ordenadas del espectro de respuesta inelástica del acelerograma SCT, éstas son escasamente inferiores a las correspondientes del espectro reducido de diseño RCDF-P, y similares a las del espectro reducido del AA-04.

Capítulo 5

Comparación de respuestas

5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos

Las figs 5.3 y 5.4 comparan en elevación a los desplazamientos laterales máximos de los diferentes casos analizados de las estructuras de 9 y 25 niveles, respectivamente; estas figuras incluyen las respuestas de las condiciones de servicio y colapso, siendo ya el resultado de haber multiplicado por $Q'R/7$ (servicio) y QR (colapso) a los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico modal con los espectros reducidos de diseño. Las tablas 5.7 y 5.8 tienen los valores máximos de azotea de las comparaciones correspondientes.

9 niveles

Las respuestas máximas de los casos de diseño AA-04 y RCDF-P, condiciones de servicio y colapso, tienden a ser iguales, independientemente del valor utilizado de Q .

25 niveles

Ocurre lo mismo en este tipo de respuestas para los diferentes casos del edificio de 25 niveles, para fines prácticos; si acaso, los desplazamientos máximos horizontales del RCDF-P son ligeramente superiores, con respecto del AA-04.

5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 5.5 y 5.6 muestran ahora las comparaciones de las distorsiones angulares máximas de entrepiso de los diferentes casos analizados de las estructuras de 9 y 25 niveles, respectivamente; en estas figuras se incluyen las respuestas de las condiciones de servicio y colapso, siendo ya el resultado de haber multiplicado por $Q'R/7$ (servicio) y QR (colapso) a las distorsiones angulares de entrepiso calculadas del análisis dinámico modal con los espectros reducidos de diseño, y se comparan contra los niveles permisibles correspondientes (0.004 para servicio, 0.015 y 0.030 para colapso con $Q= 2$ y 4); las tablas 5.9 y 5.10 contienen los valores numéricos de las distorsiones máximas de entrepiso determinadas en cada uno de los casos de diseño.

9 niveles

Para $Q= 2$ rige la condición de colapso, contrario a lo que sucede cuando se diseña para un factor de comportamiento sísmico $Q= 4$, donde domina la condición de servicio, independientemente del espectro de diseño AA-04 y RCDF-P.

25 niveles

Para los casos de 25 niveles ocurre algo similar a lo observado en los casos de diseño del edificio de 9 niveles: para $Q= 2$ rige la condición de colapso y para $Q= 4$ domina el límite por servicio.

5.2.5 Fuerzas cortantes basales

Las figs 5.7 y 5.8 describen en elevación las distribuciones de las fuerzas cortantes basales desarrolladas en cada uno de los casos de las estructuras de 9 y 25 niveles, respectivamente; las tablas 5.11 y 5.12 contienen los valores de las fuerzas cortantes basales (entrepiso N1-PB). La forma, casi triangular, de las distribuciones de las fuerzas cortantes de entrepiso está fuertemente influenciada en gran medida por la participación del primer modo de vibración lateral.

Como era de esperarse, las respuestas con el espectro reducido de diseño del RCDF-P tienden a ser superiores entre 25 a 35%, con respecto del AA-04, debido al incremento importante que presentan las ordenadas espectrales de la propuesta en etapa de revisión. Las diferencias tienden a ser ligeramente superiores para los diseños con $Q=4$. Cabe recordar que la distribución en planta y elevación de los elementos mecánicos actuantes en los diferentes miembros estructurales está relacionada, a su vez, con la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso; esto es, este tipo de respuesta permite adelantar cómo se deberán presentar las demandas locales de acciones internas en las vigas, columnas, muros, etc.

5.3 Análisis sísmicos dinámicos paso a paso

En esta sección se comparan los resultados obtenidos de los ejes estructurales seleccionados para cada uno de los casos de diseño de los edificios de 9 y 25 niveles, con base en los análisis sísmicos dinámicos paso a paso con el acelerograma SCT-EW 1985; este tipo de análisis elásticos e inelásticos se llevaron a cabo con el programa DRAIN-2DX.

5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos y demandas máximas de ductilidad global

Las figs 5.9 y 5.10 comparan los desplazamientos horizontales máximos de cada nivel de cada uno de los casos considerados de los edificios de 9 y 25 niveles, respectivamente; se incluyen los casos elásticos (elementos estructurales con resistencias muy grandes) e inelásticos (elementos estructurales con efectos de sobre-resistencia), después de haber calculado las cuantías de los armados de refuerzo con los efectos de los espectros reducidos del AA-04 (Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04) y RCDF-P (propuesta en etapa de revisión de las NTC-Sismo del RCDF), y los de las cargas gravitacionales (cargas muertas y cargas vivas) consideradas.

Las tablas 5.13 y 5.14 tienen los valores de las demandas máximas de ductilidad global (μ_g) desarrolladas, así como los desplazamientos laterales inelásticos máximos ($\Delta_{m\acute{a}x}$) y de fluencia (Δ_y) en el nivel de azotea, para las estructuras de 9 y 25 niveles, respectivamente; cabe recordar que $\mu_g = \Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_y$.

Capítulo 5

Comparación de respuestas

9 niveles

Los diseños con $Q=2$ no presentan diferencias apreciables en los desplazamientos horizontales máximos; para $Q=4$, las diferencias son mínimas, ligeramente menores para RCDF-P. De acuerdo como ya se había comentado previamente, las demandas de ductilidad global (μ_g) en las estructuras de los casos de diseño con $Q=2$ tienden a la unidad, sin presencia de fluencias; si acaso, en el caso del diseño AA-04 se muestra algo de comportamiento en el rango inelástico. Para $Q=4$, dichas demandas sí muestran que se tuvo comportamiento no-lineal, principalmente para el caso con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, pero ligeramente por abajo del nivel de diseño $Q=4$.

25 niveles

En los diseños con $Q=2$ se observan ligeras disminuciones en los desplazamientos laterales máximos inelásticos, con respecto de los elásticos. Para $Q=4$ estas diferencias tienden a ser superiores, lo que es indicativo que en este tipo de estructuras se desarrollaron mayor número de fluencias en los diferentes elementos estructurales, como se describirá posteriormente. Las demandas de ductilidad global (μ_g) en las estructuras de los casos de diseño con $Q=2$ resultan por arriba de la unidad, con mayor presencia de fluencias en el caso del diseño AA-04. Las μ_g máximas desarrolladas para los diseños $Q=4$ quedan por debajo de dicho nivel de diseño, con respuestas ligeramente superiores para el caso con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.

5.3.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 5.11 y 5.12 comparan las distorsiones angulares máximas de entrepiso resultantes de cada uno de los casos de diseño de los edificios de 9 y 25 niveles, respectivamente. El comportamiento observado es similar a la respuesta de los desplazamientos laterales máximos, previamente explicado.

5.3.3 Coeficientes sísmicos

Las figs 5.13 y 5.14 comparan los coeficientes sísmicos inelásticos que se llegan a presentar a lo largo de la historia del tiempo del acelerograma utilizado (SCT-EW 1985) entre los diferentes casos de diseño (AA-04 y RCDF-P para $Q=2$ y 4) de los edificios de 9 y 25 niveles, respectivamente; las tablas 5.15 y 5.16 presentan los valores máximos elásticos e inelásticos respectivos de este tipo de respuesta.

9 niveles

Son poco importantes las diferencias de los diseños AA-04 y RCDF-P, independientemente del valor del factor de comportamiento sísmico utilizado (Q). Para $Q=2$, los coeficientes elásticos e inelásticos tienden a ser iguales, lo que indica que no se presentan deformaciones inelásticas, para fines prácticos; para $Q=4$ sí se tienen diferencias, mayores para el caso del diseño con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.

25 niveles

Las respuestas de los casos de diseño del edificio de 25 niveles, como ya se había mencionado y al contrario de lo observado en las estructuras de 9 niveles, sí presentan diferencias entre los diseños del AA-04 y RCDF-P, mayores el RCDF-P y $Q=4$; el incremento del coeficiente sísmico es visible a lo largo de todo el registro de respuesta, lo cual es congruente con las diferencias en las ordenadas de ambos espectros de diseño.

5.3.4 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 5.15 y 5.16 comparan las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea que se calcularon a partir de los análisis sísmicos dinámicos paso a paso a lo largo de la historia del tiempo del acelerograma utilizado (SCT-EW 1985) entre los diferentes casos de diseño (AA-04 y RCDF-P para $Q=2$ y 4) de los edificios de 9 y 25 niveles, respectivamente.

Este tipo de gráficas permiten mostrar los ciclos de histéresis que cada estructura llega a desarrollar a lo largo del tiempo; con base en este tipo de respuesta se puede observar la variación de algunos de los parámetros más importantes, tales como: la rigidez lateral de la estructura (definida como la pendiente inicial), la resistencia lateral disponible, así como también la cantidad de energía histerética disipada (definida como el área que se presenta en cada uno de los ciclos) que definen los niveles de comportamiento inelástico que cada estructura llega a presentar ante la acción de un sismo determinado. A medida que la estructura de interés muestra mayor número de fluencias, mayor será la cantidad de energía histerética.

Cuando la estructura solamente presenta comportamiento elástico, no incursiona en el rango no-lineal, la representación gráfica de este tipo de respuesta tiende a ser prácticamente una línea recta y sólo se observa cierta disipación de energía debido al amortiguamiento viscoso, supuesto para este estudio como 5% del valor crítico.

9 niveles

Los casos de los diseños con $Q=2$ y con los espectros AA-04 y RCDF-P, muestran comportamiento elástico; la principal diferencia entre ambos diseños radica en el incremento de rigidez lateral que presenta el caso proporcionado con el espectro de la versión en etapa de revisión de las NTC-Sismo del RCDF-P y, por tanto, con una disminución de los desplazamientos horizontales máximos y con fuerzas cortantes máximas desarrolladas prácticamente iguales. Para $Q=4$, sí se observan mayores diferencias entre las respuestas calculadas para los dos tipos de espectros de diseño (AA-04 y RCDF-P), con mayor comportamiento inelástico para el caso AA-04, congruente con lo observado anteriormente.

25 niveles

Las respuestas de los casos de las estructuras de 25 niveles diseñadas con los espectros AA-04 y RCDF-P, $Q=2$ y 4 , muestran diferencias significativas, a saber: un incremento considerable de rigidez lateral para el caso proporcionado con el espectro de la versión en etapa de revisión de las NTC-Sismo del RCDF-P; mayor comportamiento inelástico para los

Capítulo 5

Comparación de respuestas

casos de estructuras diseñadas con el espectro AA-04, principalmente para $Q=4$, de nuevo congruente con lo observado anteriormente; un comportamiento inelástico casi nulo para RCDF-P y $Q=2$.

5.3.5 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad global

Las figs 5.17 y 5.18 comparan las distribuciones globales de las articulaciones plásticas desarrolladas en los diferentes casos analizados de las estructuras de 9 y 25 niveles, ante la acción del registro de aceleraciones SCT-EW 1985. Las figs 5.19 y 5.20 contienen la comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas, mientras que en las figs 5.21 y 5.22 se encuentran las de columnas.

9 niveles, $Q=2$

El caso AA-04 presenta apenas cuatro articulaciones plásticas en las vigas del segundo nivel, mientras que el diseño con el RCDF-P no muestra ninguna fluencia. La ductilidad local máxima en vigas apenas es apreciable y en columnas es nula.

9 niveles, $Q=4$

Para ambos casos de diseños (AA-04 y RCDF-P) se presentan articulaciones plásticas en la mayoría de las vigas y algunas fluencias en las columnas en la base de la estructura, con una tendencia de comportamiento tipo columna fuerte- viga débil, como era de esperarse, de acuerdo con la filosofía de diseño de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Las ductilidades locales máximas que se desarrollan en las vigas de los niveles intermedios son apreciablemente mayores para el caso AA-04; en las columnas este tipo de respuesta presenta valores pequeños y controlables desde el punto de vista del diseño, casi dentro del comportamiento elástico.

25 niveles, $Q=2$

Se puede observar que la formación de articulaciones plásticas se reduce considerablemente para el caso RCDF-P y que en ningún momento se desarrollan fluencias en las columnas, independientemente del tipo de espectro de diseño utilizado (AA-04 y RCDF-P). Son muy pequeñas las ductilidades locales máximas desarrolladas en vigas y en las columnas son iguales a la unidad.

25 niveles, $Q=4$

Para ambos casos de espectros de diseño se presenta un comportamiento casi generalizado de rótulas plásticas en las vigas de todos los niveles; en columnas solamente se muestran fluencias en el extremo inferior de la planta baja para el caso AA-04, mientras que para el RCDF-P se desarrollan, también, en varias de las columnas exteriores de niveles superiores, donde el dimensionamiento hecho presentó algunos cambios de sección transversal y de resistencia. Las ductilidades locales máximas desarrolladas en vigas son superiores para el caso AA-04, pero dentro de límites manejables, desde el punto de vista del diseño práctico.

Las demandas locales máximas que se presentan en las columnas tienden a ser pequeñas; si acaso, son ligeramente superiores para el caso RCDF-P, en la base de las columnas del primer entrepiso.

5.4 Análisis sísmicos estáticos no-lineales tipo *Push-over*

Ante los efectos de cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes (análisis tipo *Push-over*), en esta sección se comparan los resultados de los diferentes casos analizados de las estructuras de 9 y 25 niveles, a saber: curvas de capacidad fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, tendencias de mecanismos de falla y demandas máximas de ductilidad en vigas y columnas. Este tipo de análisis estático no-lineal permite identificar los posibles comportamientos indeseables de las estructuras cuando éstas se encuentren sometidas a altos niveles de deformación lateral.

5.4.1 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, desplazamientos laterales máximos y demandas máximas de ductilidad global

Las figs 5.23 y 5.24 comparan las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea de los análisis *Push-over* de las estructuras de 9 y 25 niveles, respectivamente, con base en los diseños AA-04 y RCDF-P; las figs 5.25 a 5.28 comparan ahora los resultados de este tipo de respuesta de los análisis paso a paso contra los análisis *Push-over*. Las tablas 1.17 y 5.18 tienen los valores numéricos de los resultados de las fuerzas cortantes basales de la primera fluencia (V_y), fuerzas cortantes basales máximas ($V_{m\acute{a}x}$), cocientes $V_{m\acute{a}x}/V_y$, desplazamientos laterales de azotea de la primera fluencia (Δ_y) y máximos ($\Delta_{m\acute{a}x}$), así como también las demandas máximas de ductilidad global ($\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_y$) que se llegan a desarrollar, a raíz de este tipo de análisis.

9 niveles, Q= 2

Tomando en cuenta los diseños con el RCDF-P, con respecto del caso AA-04, se puede observar gráficamente como aumenta la rigidez lateral de la estructura, al igual que la fuerza cortante basal máxima; los desplazamientos laterales máximos tienden ligeramente a disminuir, con diferencias en la ductilidad global máxima de 3.6 a 2.8.

Al comparar este tipo de respuesta contra los resultados del análisis paso a paso, se nota que los efectos del acelerograma SCT-EW no fueron suficientes para que este tipo de estructuras desarrollaran un comportamiento inelástico importante; esto es, la estructura de 9 niveles, diseños AA-04 y RCDF-P, dispone de una reserva de capacidad importante ante este tipo de temblores, con respecto de lo observado con los análisis tipo *Push-over*, en que se lleva a la estructura hasta un instante antes de su colapso.

9 niveles, Q= 4

Para este nivel de factor de comportamiento sísmico Q= 4, se observa que el diseño con el RCDF-P, con respecto del AA-04, presenta un aumento significativo en la rigidez lateral de la

Capítulo 5

Comparación de respuestas

estructura, así como también en su capacidad lateral; los desplazamientos laterales máximos tienden a ser similares, con diferencias poco perceptibles en la ductilidad global máxima del orden de 7.4, para ambos tipos de diseños.

Después de comparar este tipo de respuesta contra los resultados del análisis paso a paso, se nota que para el caso de diseño AA-04 el comportamiento en el rango no-lineal es más parecido, no así para el caso del diseño RCDF-P, donde se observa que el acelerograma utilizado no fue suficiente para que este tipo de estructura desarrollara un comportamiento inelástico importante; esto es, la estructura de 9 niveles, diseño RCDF-P, dispone de una reserva adecuada de capacidad ante este tipo de temblores, con respecto de lo observado con los análisis tipo *Push-over*, en que se somete a la estructura a los efectos laterales hasta un instante antes de su colapso.

25 niveles, Q= 2

El diseño con el RCDF-P, con respecto del caso AA-04, presenta nuevamente un aumento significativo de rigidez lateral (definida por la pendiente inicial), así como también de su resistencia lateral (en función de la fuerza cortante basal); la diferencia en la ductilidad global máxima desarrollada en ambos tipos de diseños es mínima.

Al comparar este tipo de respuesta contra los resultados del análisis paso a paso, se nota que los efectos del acelerograma SCT-EW no fueron suficientes para que la estructura diseñada con el RCDF-P desarrollara un comportamiento inelástico importante, a diferencia de lo que sí se observa para el caso de diseño AA-04; esto es, la estructura de 25 niveles, diseño RCDF-P, dispone de una reserva de capacidad importante ante este tipo de temblores, con respecto de lo observado con los análisis tipo *Push-over*, en que se lleva a la estructura hasta un instante antes de su colapso.

25 niveles, Q= 4

Después de comparar el comportamiento sismorresistente del diseño RCDF-P, con respecto del AA-04, este caso es el que presenta mayores diferencias en la rigidez lateral y en su capacidad lateral; la ductilidad global máxima desarrollada con el tipo de diseño AA-04 tiende a ser superior.

Cuando se comparan los resultados de los análisis paso a paso y *Push-over*, nuevamente se nota que, similar a lo observado para Q= 2, los efectos del acelerograma SCT-EW no fueron suficientes para que la estructura diseñada con el RCDF-P muestre un comportamiento inelástico importante, a diferencia de lo que sí se observa para el caso de diseño AA-04; esto es, la estructura de 25 niveles, diseño RCDF-P, dispone de una reserva de capacidad importante ante este tipo de temblores, con respecto de lo observado con los análisis tipo *Push-over*, en que se somete a la estructura a los efectos laterales hasta un instante antes de su colapso.

5.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las tablas 5.19 y 5.20 comparan las distorsiones angulares máximas de entrepiso de cada uno de los casos considerados de las estructuras de 9 y 25 niveles, respectivamente, determinadas a partir de los análisis tipo *Push-over*; se muestran las diferencias entre los casos diseñados con los espectros AA-04 y RCDF-P, $Q=2$ y 4 .

9 niveles

Para $Q=2$ y 4 dominó la condición de colapso, de acuerdo con los límites permisibles 0.015 y 0.030 , respectivamente, propuestos en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.

25 niveles

Ocurre algo similar a las estructuras de 9 niveles, para $Q=2$ y 4 rigió la condición de colapso, de acuerdo con los límites permisibles 0.015 y 0.030 , respectivamente, propuestos en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.

5.4.3 Distribución de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

La fig 5.29 muestra las diferentes distribuciones de articulaciones plásticas para todos los casos del edificio de 9 niveles, a raíz de los análisis *Push-over*; la fig 5.30 hace lo mismo, pero para el edificio de 25 niveles.

Las figs 5.31 a 5.34 presentan las demandas máximas de ductilidad local que se desarrollan en las vigas y columnas de los diferentes niveles de cada caso de las estructuras de 9 y 25 niveles, respectivamente; las tablas 5.21 y 5.22 comparan los valores máximos de ductilidad local de las vigas y columnas más esforzadas de cada uno de los edificios de interés.

9 niveles

Para $Q=2$ se tiene una distribución de rótulas plásticas similar para ambos casos de espectros de diseño. Se observa un mayor número de fluencias en las columnas para RCDF-P; con el diseño tipo AA-04 se presentan más rótulas plásticas en vigas. Las demandas máximas de ductilidad local en vigas son bastante más pequeñas con el diseño tipo RCDF-P, pero no así para las columnas.

Para $Q=4$ se tiene un comportamiento similar al observado para $Q=2$, con una distribución de rótulas plásticas similar para ambos casos de espectros de diseño. Nuevamente se observa un mayor número de fluencias en las columnas para RCDF-P; con el diseño tipo AA-04 se tienen más rótulas plásticas en vigas. Las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas no son tan diferentes con ambos tipos de diseños (AA-04 y RCDF-P); si acaso ligeramente superiores con el diseño del espectro AA-04.

Capítulo 5

Comparación de respuestas

25 niveles

Para el caso RCDF-P y $Q=2$ se presenta una reducción de fluencias en vigas y columnas; en el caso RCDF-P no se generan rótulas plásticas en el extremo inferior de las columnas de planta baja, lo cual no ocurre así con el AA-04, donde una de las columnas exteriores del mismo entrepiso llega a trabajar ante efectos desfavorables de flexotensión. Las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas tienden a ser más pequeñas con el diseño tipo RCDF-P.

Para $Q=4$ se tiene un comportamiento similar para ambos tipos de espectros de diseño, pero con un incremento de las articulaciones plásticas en las columnas de los niveles superiores para el caso RCDF-P. Las demandas máximas de ductilidad local disminuyeron considerablemente en vigas y aumentaron escasamente en columnas para el caso RCDF-P.

Tabla 5.1 Comparación de secciones transversales de vigas, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Nivel	Tamaño de vigas principales (cm)			
	Q=2		Q=4	
	AA-04	RCDF-P	AA-04	RCDF-P
N7 - N9	35 x 65	35 x 70	30 x 60	30 x 65
N5 - N6	35 x 70	35 x 75	30 x 65	30 x 70
N2 - N4	35 x 80	35 x 85	30 x 70	30 x 80
PB - N1	35 x 90	35 x 95	35 x 80	30 x 90

Tabla 5.2 Comparación de secciones transversales de vigas, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Nivel	Tamaño de vigas principales (cm)			
	Q=2		Q=4	
	AA-04	RCDF-P	AA-04	RCDF-P
N21 - N25	45 x 80	50 x 100	40 x 75	50 x 80
N17 - N20	45 x 90	50 x 110	45 x 85	50 x 95
N13 - N16	50 x 95	50 x 120	45 x 90	50 x 100
N9 - N12	50 x 100	50 x 125	45 x 95	50 x 105
N5 - N8	50 x 105	50 x 135	45 x 100	50 x 110
PB - N4	50 x 110	50 x 135	50 x 110	50 x 115

Tabla 5.3 Comparación de secciones transversales de columnas, diseños para Q= 2 y 4, $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Nivel	Sección transversal de columnas (cm)			
	Q=2		Q=4	
	AA-04	RCDF-P	AA-04	RCDF-P
N7 - N9	65 x 65	65 x 65	60 x 60	65 x 65
N5 - N6	75 x 75	70 x 70	65 x 65	70 x 70
N2 - N4	80 x 80	80 x 80	70 x 70	80 x 80
PB - N1	90 x 90	90 x 90	80 x 80	90 x 90

Tabla 5.4 Comparación de secciones transversales de columnas, diseños para Q= 2 y 4, $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Nivel	Sección transversal de columnas (cm)			
	Q=2		Q=4	
	AA-04	RCDF-P	AA-04	RCDF-P
N21 - N25	95 x 95	110 x 110	80 x 80	90 x 90
N17 - N20	105 x 105	120 x 120	90 x 90	100 x 100
N13 - N16	115 x 115	125 x 125	100 x 100	110x 110
N9 - N12	120 x 120	135 x 135	110x 110	120 x 120
N5 - N8	130 x 130	145 x 145	120 x 120	130 x 130
PB - N4	135 x 135	145 x 145	135 x 135	135 x 135

Tabla 5.5 Comparación de periodos de vibración, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Dirección	Periodo (s)	Q=2		Q=4	
		AA-04	RCDF-P	AA-04	RCDF-P
X	T_1	1.25	1.11	1.42	1.20
	T_2	0.45	0.40	0.50	0.44
	T_3	0.24	0.14	0.27	0.24
Y	T_1	1.29	1.15	1.46	1.24
	T_2	0.46	0.41	0.51	0.45
	T_3	0.25	0.21	0.28	0.24
θ	T_1	1.04	0.47	1.18	0.99
	T_2	0.38	0.22	0.41	0.37
	T_3	0.20	0.14	0.23	0.20

Tabla 5.6 Comparación de periodos de vibración, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Dirección	Periodo (s)	Q=2		Q=4	
		AA-04	RCDF-P	AA-04	RCDF-P
X = Y	T_1	1.68	1.60	2.10	1.89
	T_2	0.57	0.53	0.74	0.65
	T_3	0.32	0.30	0.44	0.38
θ	T_1	0.95	0.90	1.19	1.08
	T_2	0.38	0.35	0.47	0.42
	T_3	0.22	0.21	0.30	0.26

Tabla 5.7 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del análisis sísmico dinámico modal espectral ($Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s) con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Dirección	Desplazamiento horizontal máximo (cm)							
	Q=2				Q=4			
	AA-04		RCDF-P		AA-04		RCDF-P	
	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso
X	9.0	46.8	8.9	46.2	11.0	51.0	11.8	54.4
Y	9.6	49.8	9.7	50.2	11.7	53.9	11.9	55.0

Tabla 5.8 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del análisis sísmico dinámico modal espectral ($Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s) con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Dirección	Desplazamiento horizontal máximo (cm)							
	Q=2				Q=4			
	AA-04		RCDF-P		AA-04		RCDF-P	
	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso
X = Y	19.1	103.6	21.7	112.8	27.8	128.1	29.9	138.1

Tabla 5.9 Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del análisis sísmico dinámico modal espectral ($Q= 2$ y 4 , $T_s= 2$ s) con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Relación máxima de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso								
Dirección	Q=2				Q=4			
	AA-04		RCDF-P		AA-04		RCDF-P	
	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso
X	0.00309	0.01515	0.00312	0.01626	0.00392	0.01806	0.00364	0.01681
Y	0.00291	0.01606	0.00288	0.01500	0.00415	0.01914	0.00391	0.01802

Tabla 5.10 Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del análisis sísmico dinámico modal espectral ($Q= 2$ y 4 , $T_s= 2$ s) con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Relación máxima de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso								
Dirección	Q=2				Q=4			
	AA-04		RCDF-P		AA-04		RCDF-P	
	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso
X = Y	0.00285	0.01481	0.00290	0.01509	0.00395	0.01822	0.00405	0.01869

Tabla 5.11 Comparación de fuerzas cortantes basales del análisis sísmico dinámico modal espectral ($Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s) con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Fuerza cortante basal (t)			
Q=2		Q=4	
AA-04	RCDF-P	AA-04	RCDF-P
1588	2010	669	889

Tabla 5.12 Comparación de fuerzas cortantes basales del análisis sísmico dinámico modal espectral ($Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s) con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Fuerza cortante basal (t)			
Q=2		Q=4	
AA-04	RCDF-P	AA-04	RCDF-P
4231	5320	1467	2147

Tabla 5.13 Comparación de demandas máximas de ductilidad global del análisis sísmico dinámico paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Caso		Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
Q = 2	AA-04	15.14	16.63	1.10
	RCDF-P	12.42	12.42	1.00
Q = 4	AA-04	10.66	32.88	3.08
	RCDF-P	10.80	14.94	1.38

Tabla 5.14 Comparación de demandas máximas de ductilidad global del análisis sísmico dinámico paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Caso		Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
Q = 2	AA-04	26.18	48.03	1.83
	RCDF-P	31.03	39.73	1.28
Q = 4	AA-04	20.53	51.46	2.51
	RCDF-P	33.95	67.97	2.00

Tabla 5.15 Comparación de coeficientes sísmicos máximos del análisis sísmico dinámico paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Caso		C_s máximo	
		elástico	inelástico
Q = 2	AA-04	0.3891	0.3891
	RCDF-P	0.3807	0.3807
Q = 4	AA-04	0.4950	0.2929
	RCDF-P	0.3199	0.2887

Tabla 5.16 Comparación de coeficientes sísmicos máximos del análisis sísmico dinámico paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Caso		C_s máximo	
		elástico	inelástico
Q = 2	AA-04	0.1142	0.0677
	RCDF-P	0.0908	0.0904
Q = 4	AA-04	0.1425	0.0335
	RCDF-P	0.1701	0.0655

Tabla 5.17 Comparación de fuerzas cortantes basales, desplazamientos laterales de azotea y demandas de ductilidad global del análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Caso		V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	$V_{m\acute{a}x}/V_y$	Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
Q = 2	AA-04	394.70	593.50	1.50	15.14	54.59	3.61
	RCDF-P	460.20	667.40	1.45	13.97	39.71	2.84
Q = 4	AA-04	175.60	309.70	1.76	10.66	79.25	7.43
	RCDF-P	241.90	402.10	1.66	10.80	80.33	7.44

Tabla 5.18 Comparación de fuerzas cortantes basales, desplazamientos laterales de azotea y demandas de ductilidad global del análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Caso		V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	$V_{m\acute{a}x}/V_y$	Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
Q = 2	AA-04	1208.20	1728.30	1.43	26.18	95.61	3.65
	RCDF-P	1742.80	2337.00	1.34	31.03	99.81	3.22
Q = 4	AA-04	486.40	701.20	1.44	20.53	174.22	8.49
	RCDF-P	1084.70	1546.70	1.43	33.95	215.02	6.33

Tabla 5.19 Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

	Caso	Δ_{ri}/h_i
Q = 2	AA-04	0.0153
	RCDF-P	0.0149
Q = 4	AA-04	0.0359
	RCDF-P	0.0286

Tabla 5.20 Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso del análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ y 4 , $T_s=2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 25 niveles

	Caso	Δ_{ri}/h_i
Q = 2	AA-04	0.0152
	RCDF-P	0.0151
Q = 4	AA-04	0.0304
	RCDF-P	0.0298

Tabla 5.21 Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas del análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q= 2$ y 4 , $T_s= 2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 9 niveles

	Caso	μ_L vigas	μ_L columnas
Q = 2	AA-04	3.67	2.82
	RCDF-P	3.12	11.31
Q = 4	AA-04	12.44	14.76
	RCDF-P	9.97	16.66

Tabla 5.22 Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas del análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q= 2$ y 4 , $T_s= 2$ s, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo del RCDF-P, edificio de 25 niveles

	Caso	μ_L vigas	μ_L columnas
Q = 2	AA-04	5.89	1.80
	RCDF-P	3.34	1.40
Q = 4	AA-04	20.33	4.82
	RCDF-P	9.40	6.40

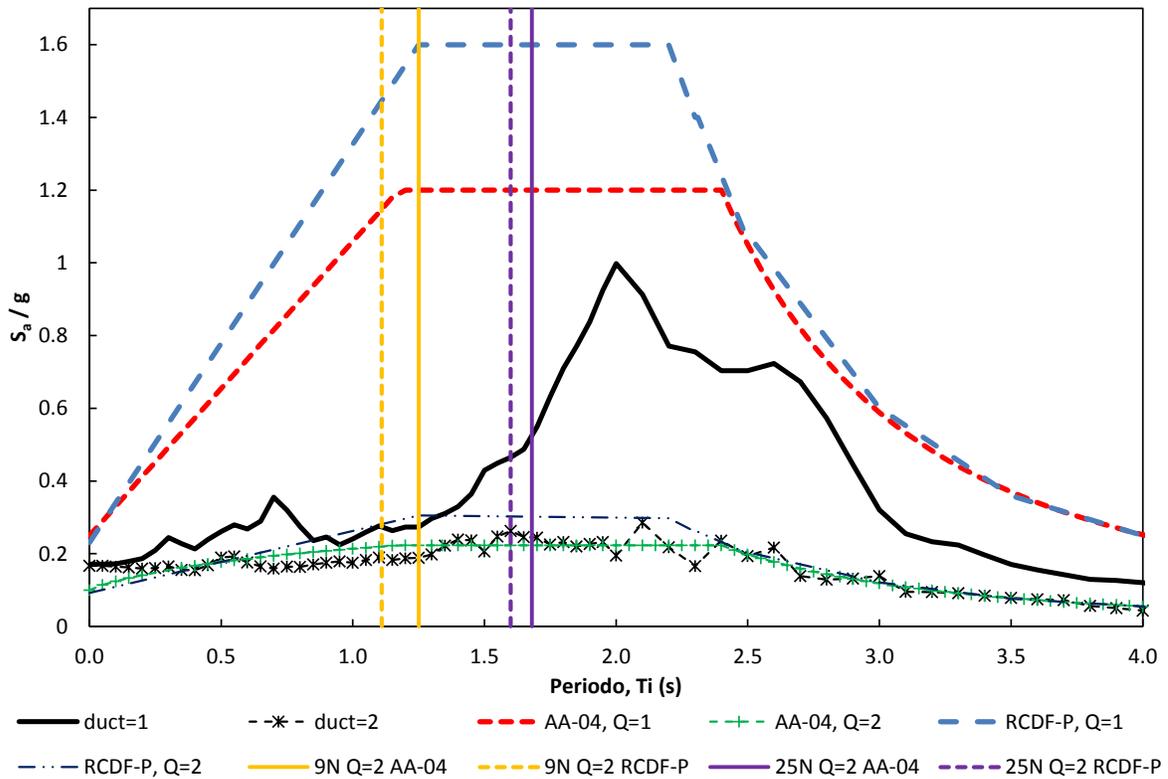


Figura 5.1 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los edificios de 9 y 25 niveles con respecto de los espectros de diseño sin reducir y reducidos por $Q=2$ y $R=2$ del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, y espectros de respuesta elástica e inelástica ($\mu=1$ y 2) del registro SCT-EW-85

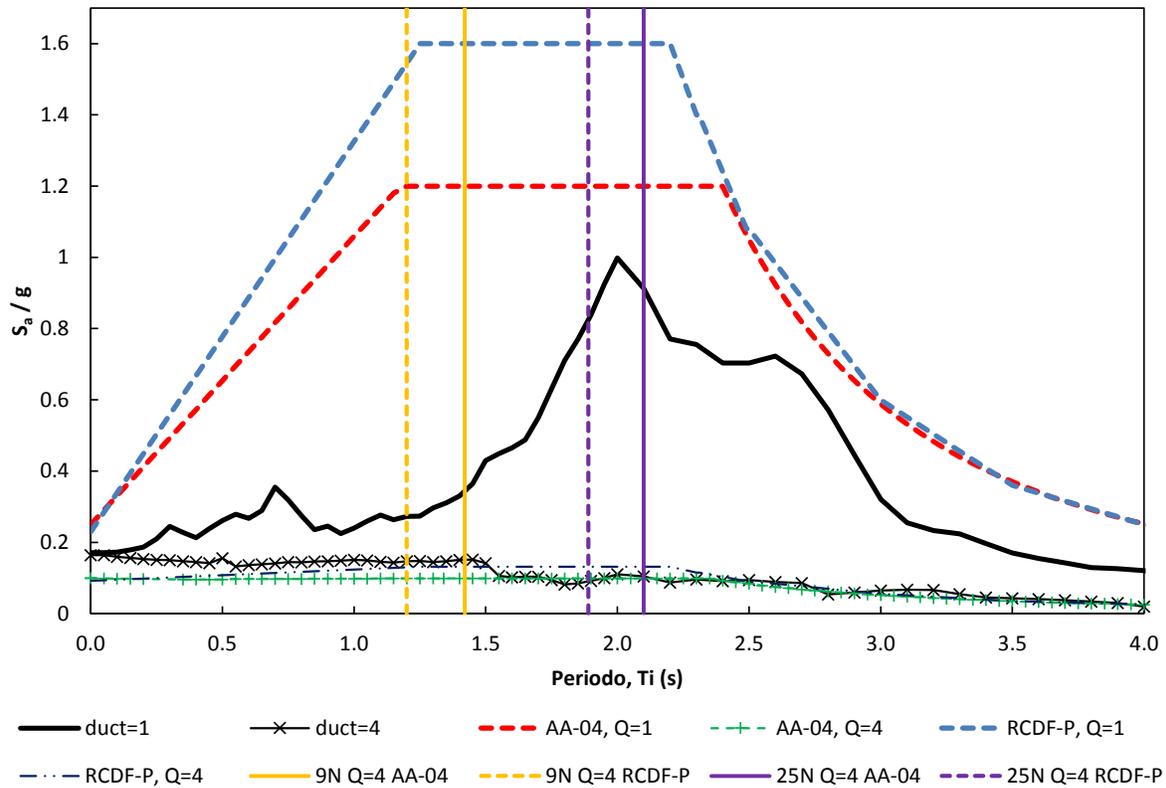
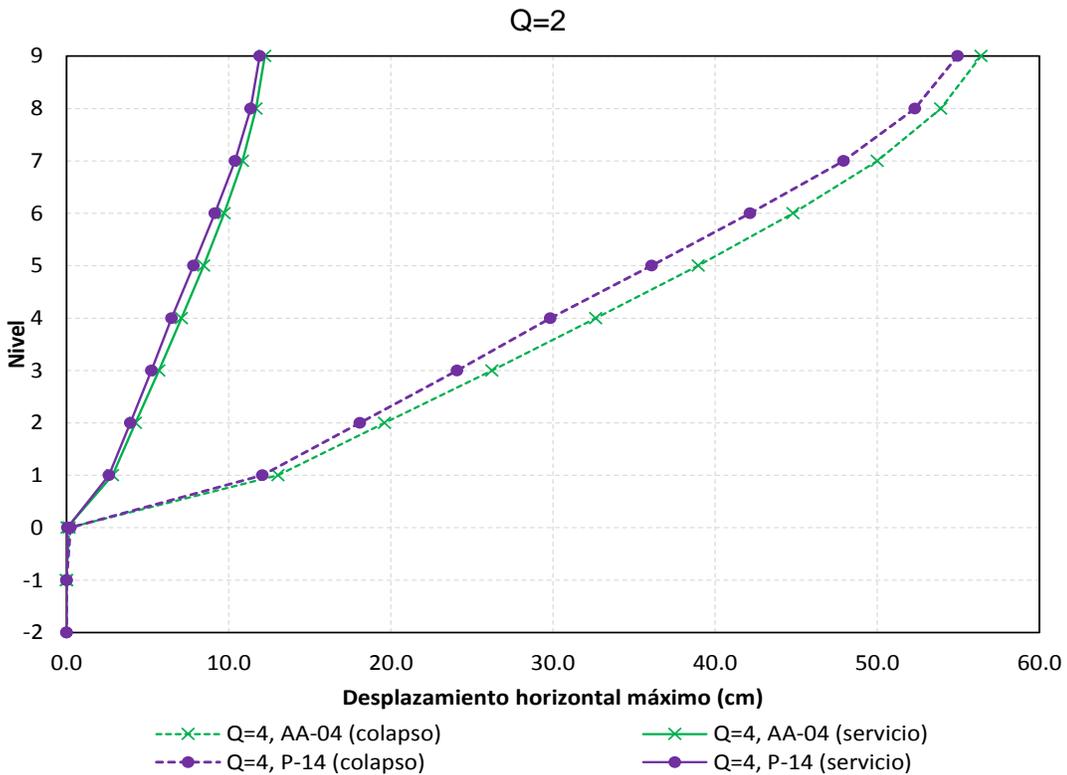
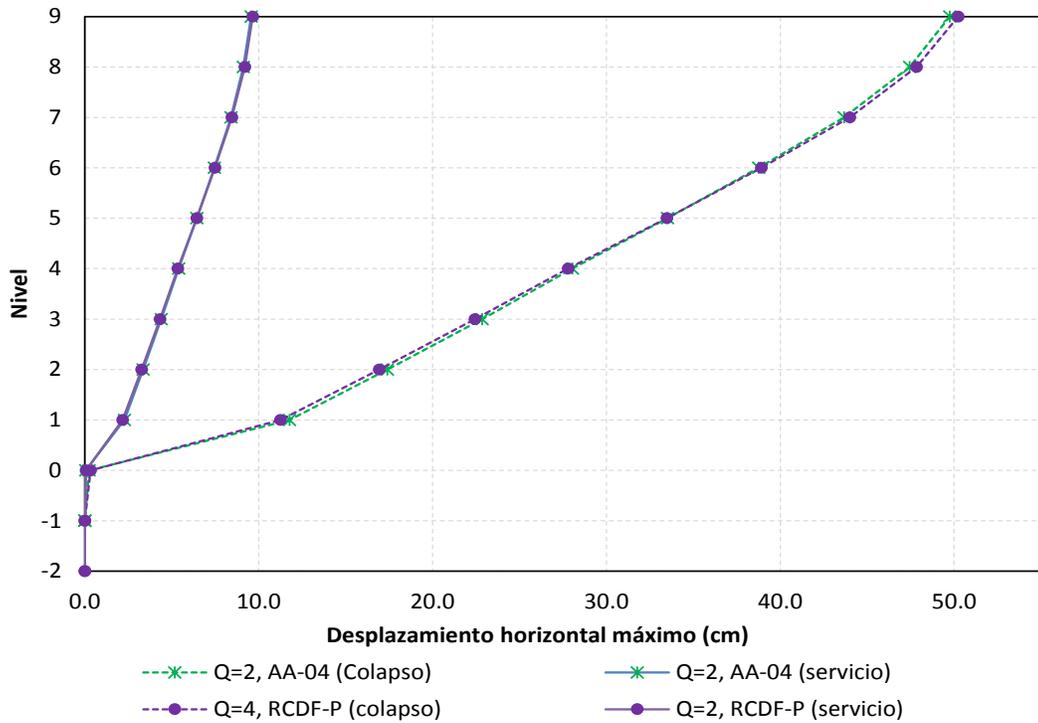


Figura 5.2 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los edificios de 9 y 25 niveles con respecto de los espectros de diseño sin reducir y reducidos por $Q=4$ y $R=2$ del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, y espectros de respuesta elástica e inelástica ($\mu=1$ y 4) del registro SCT-EW-85



Q=4

Figura 5.3 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de las condiciones de servicio y de colapso, análisis dinámico modal con los espectros de diseño ($Q=2$ y 4) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

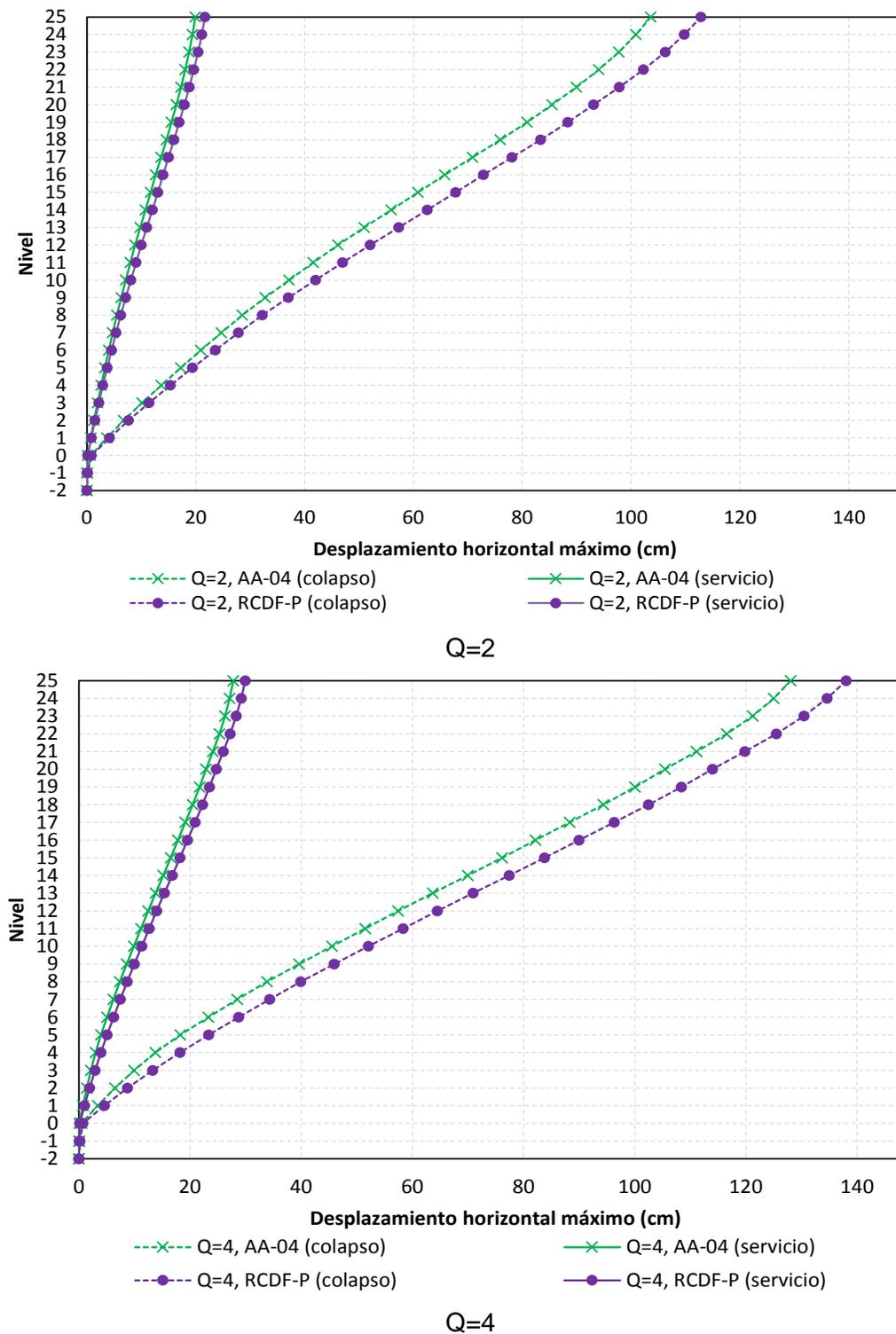
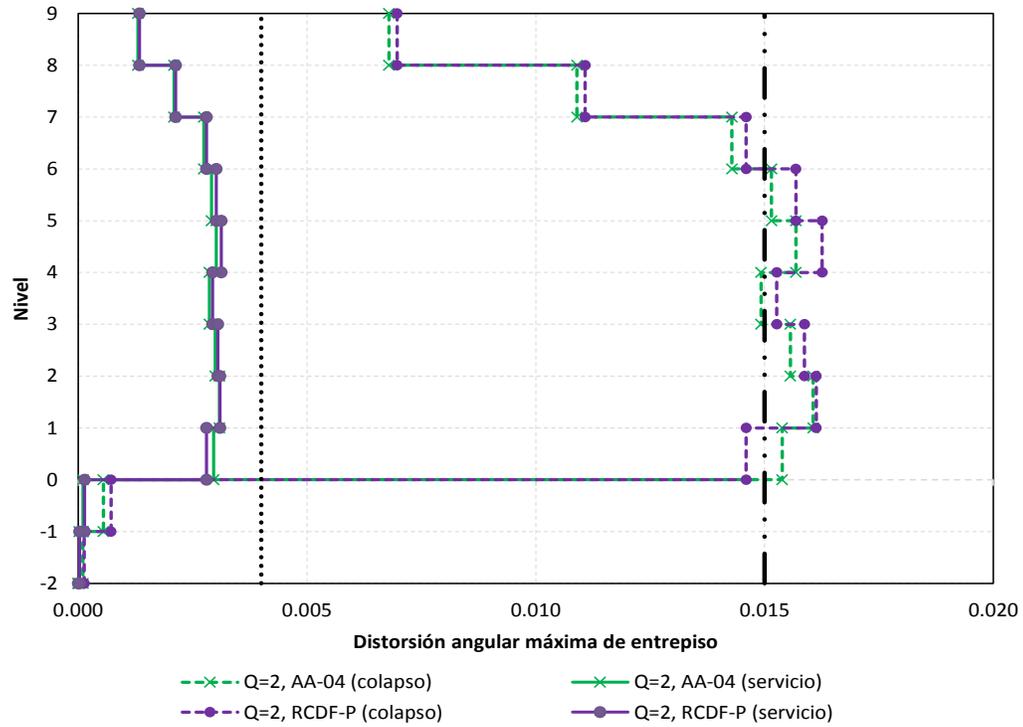
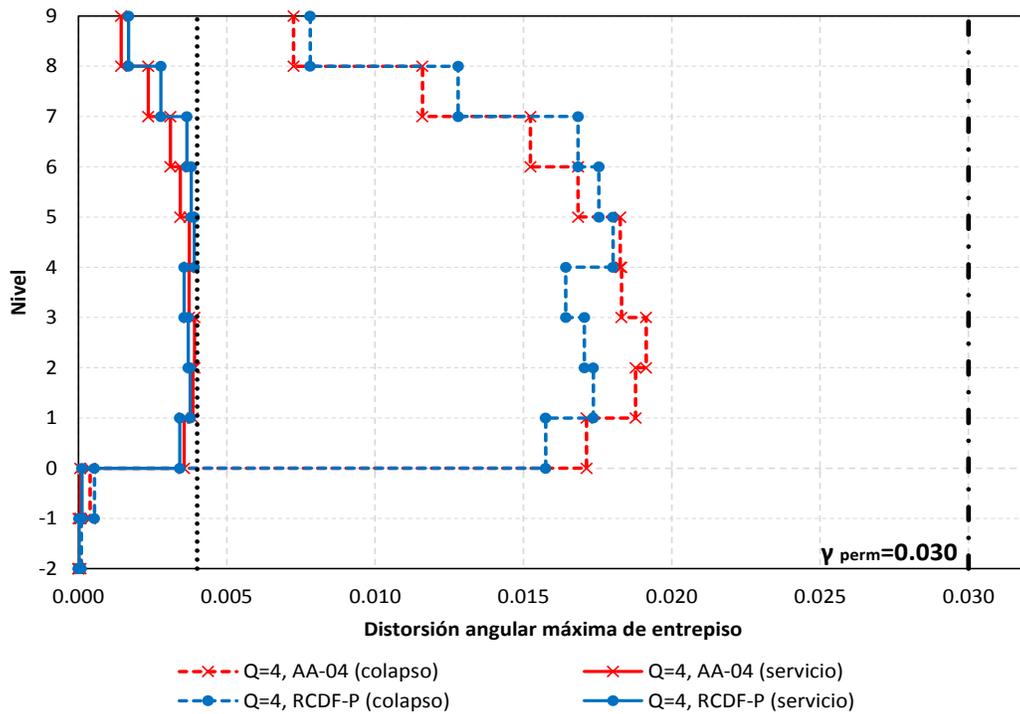


Figura 5.4 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de las condiciones de servicio y de colapso, análisis dinámico modal con los espectros de diseño ($Q=2$ y 4) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles



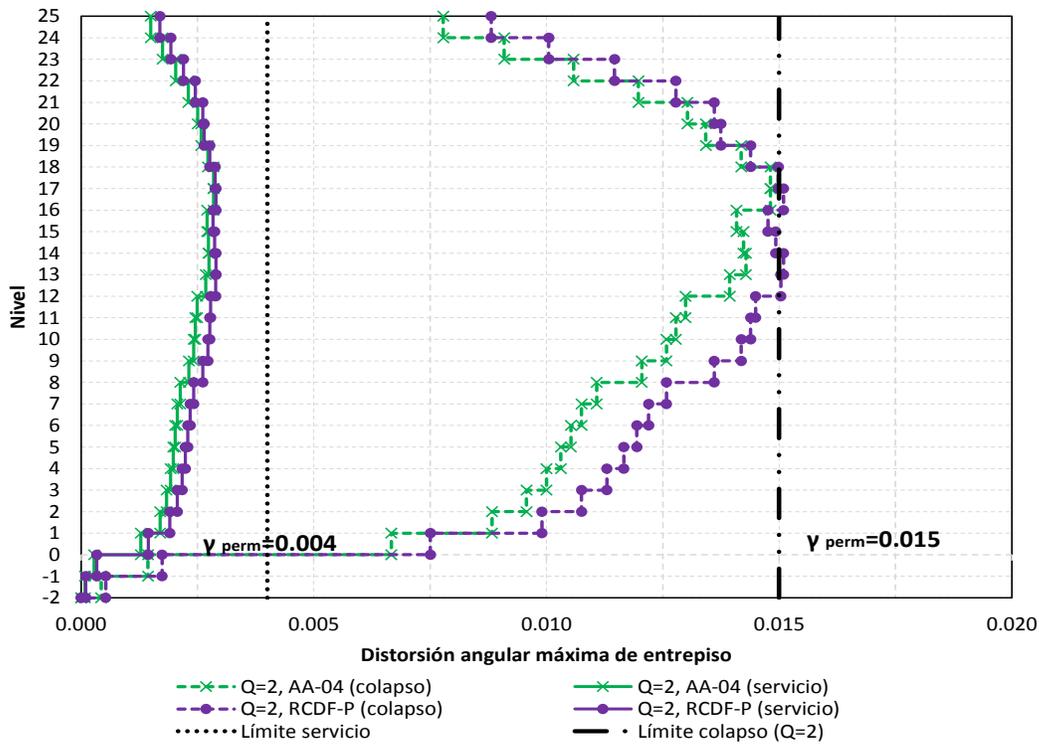
Q=2



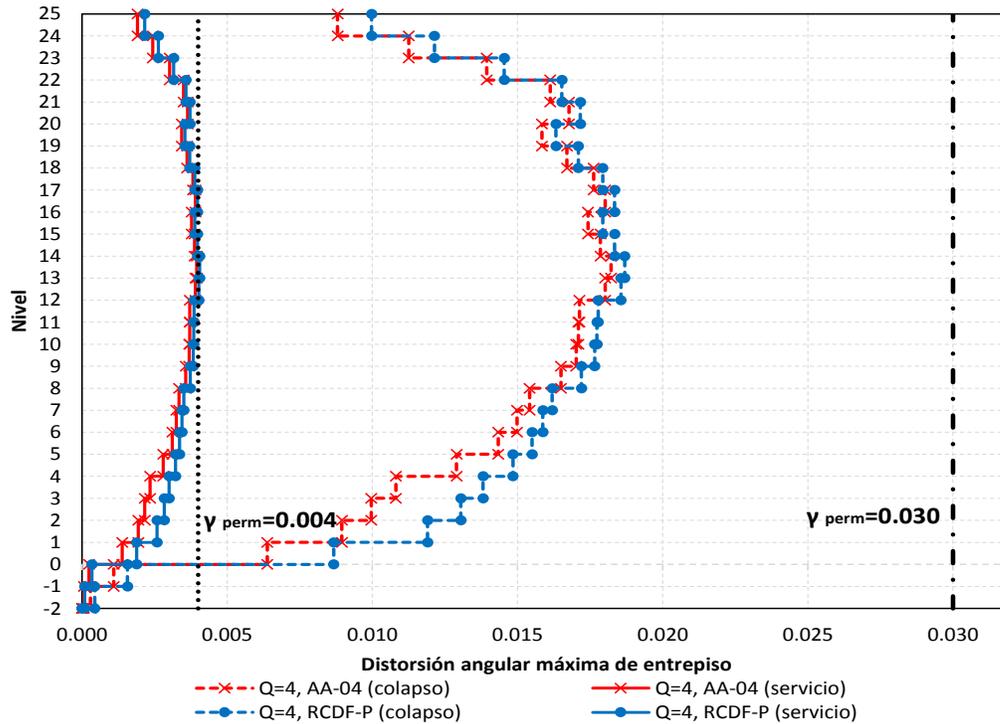
Q=4

Figura 5.5 Comparación de distorsiones angulares máximas de entrepiso de las condiciones de servicio y de colapso, análisis dinámico modal con los espectros de diseño (Q=2 y 4) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas



Q=2



Q=4

Figura 5.6 Comparación de distorsiones angulares máximas de entrepiso de las condiciones de servicio y de colapso, análisis dinámico modal con los espectros de diseño (Q= 2 y 4) del Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

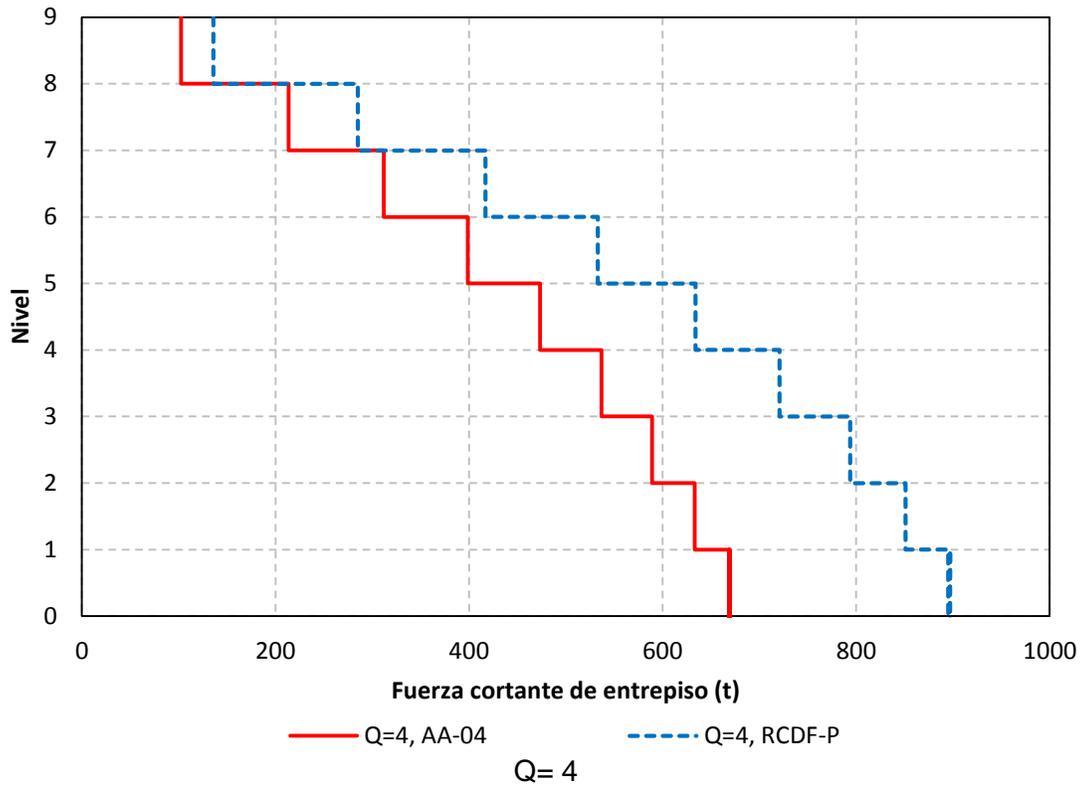
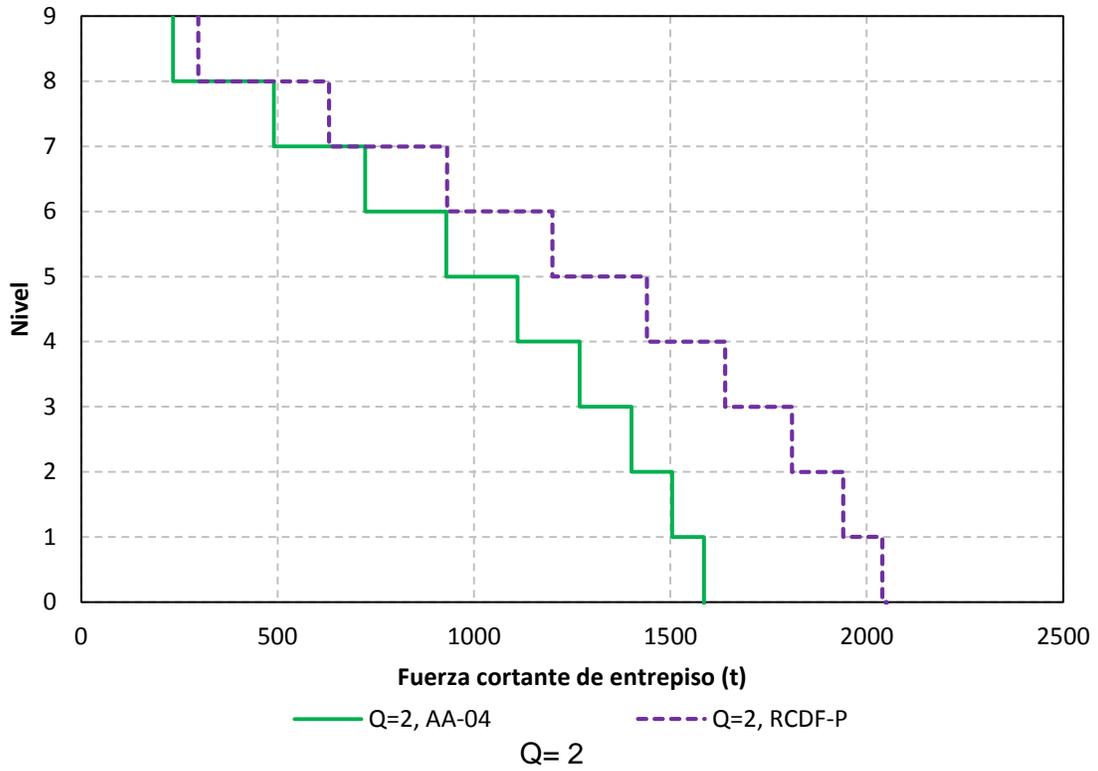
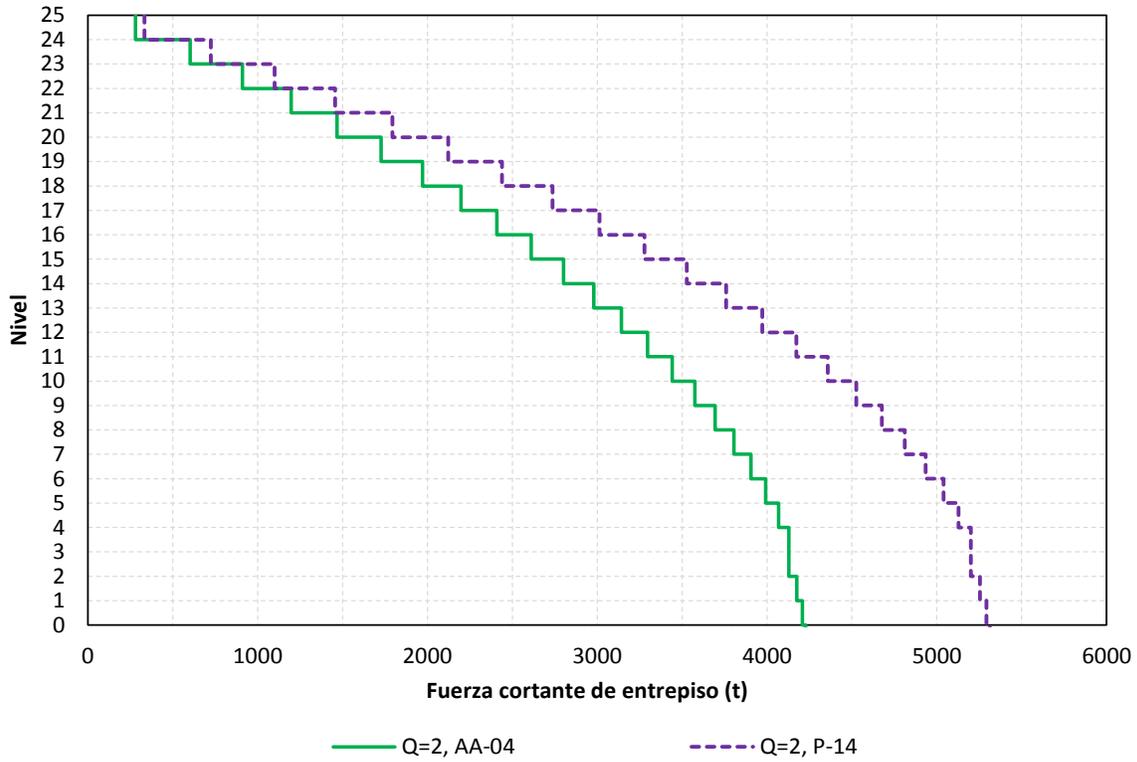
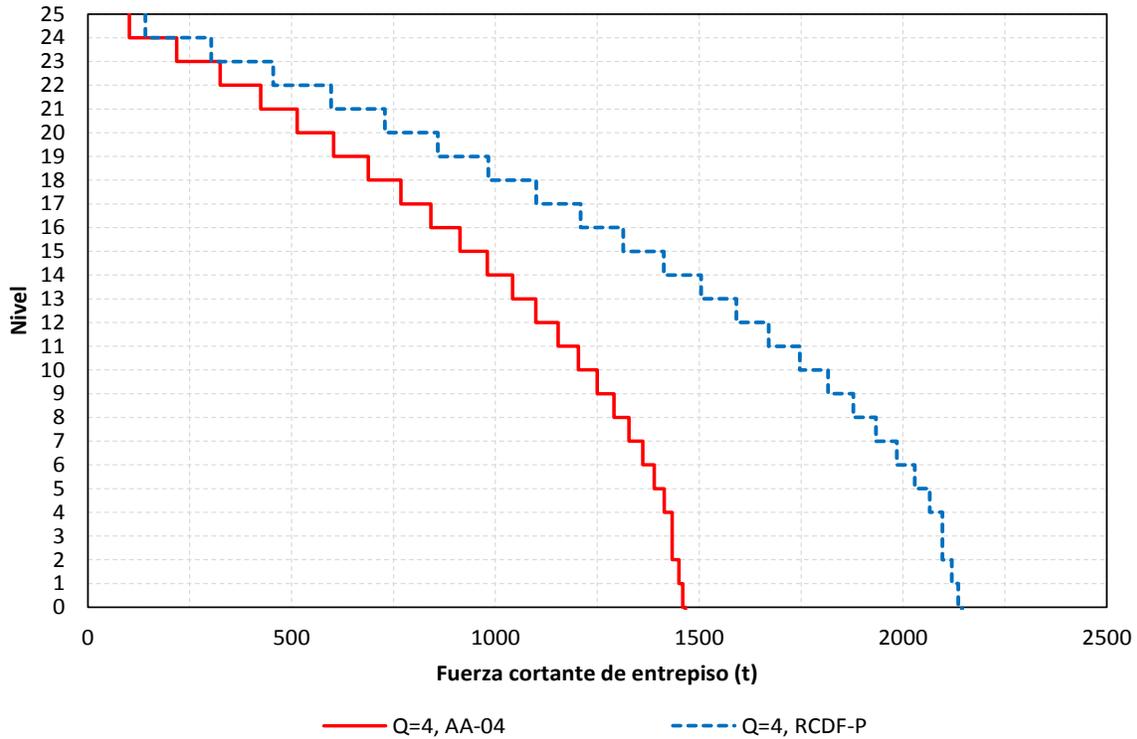


Figura 5.7 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal con los espectros de diseño ($Q=2$ y 4) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

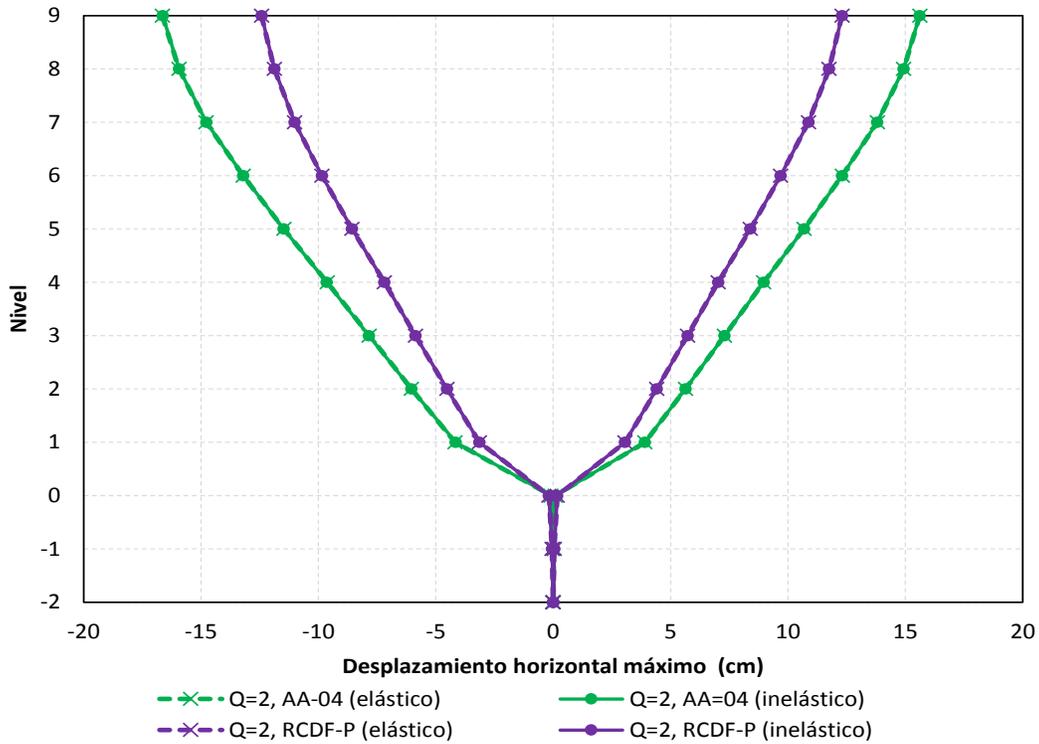


Q=2

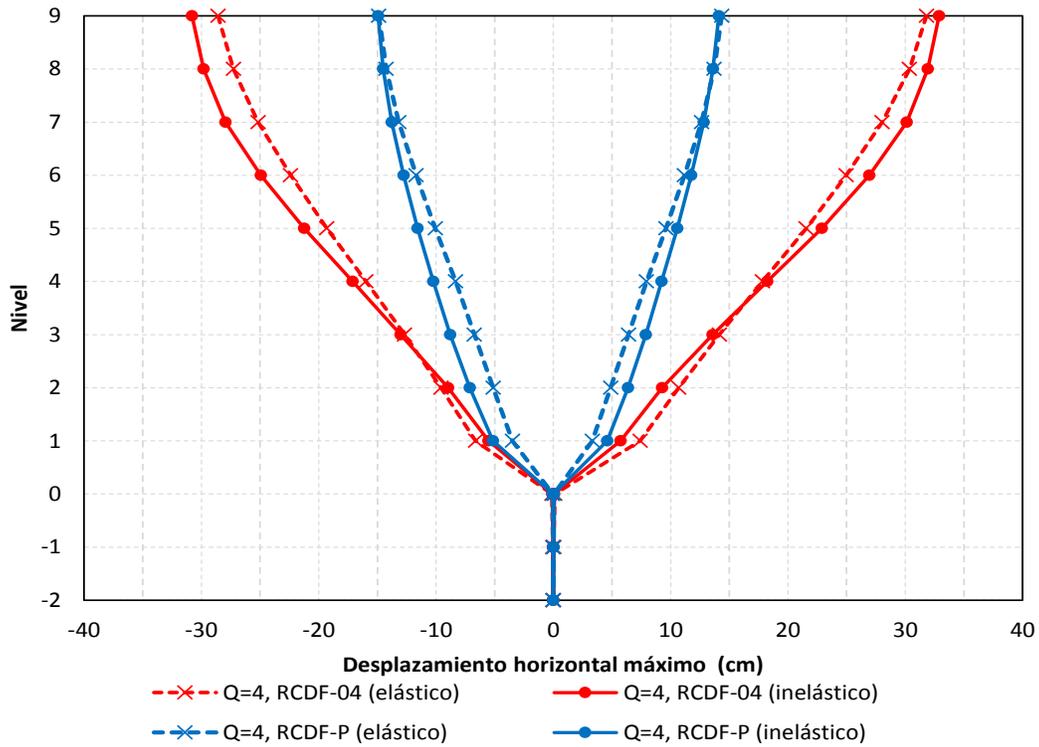


Q=4

Figura 5.8 Comparación de fuerzas cortantes de entrapiso, análisis dinámico modal con los espectros de diseño ($Q=2$ y 4) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles



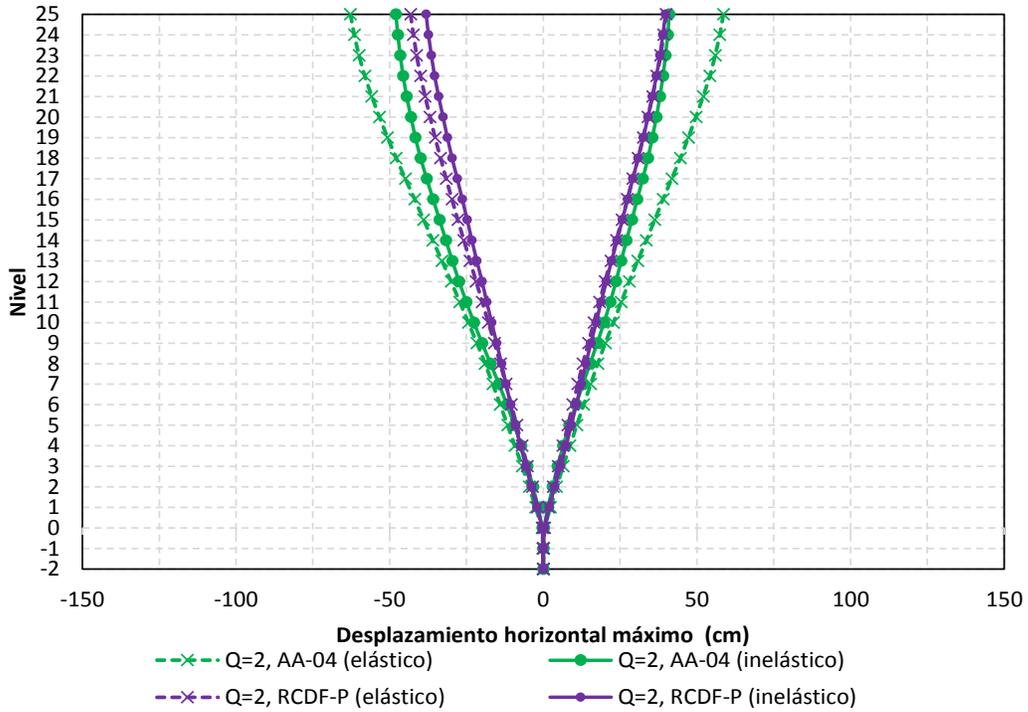
Q=2



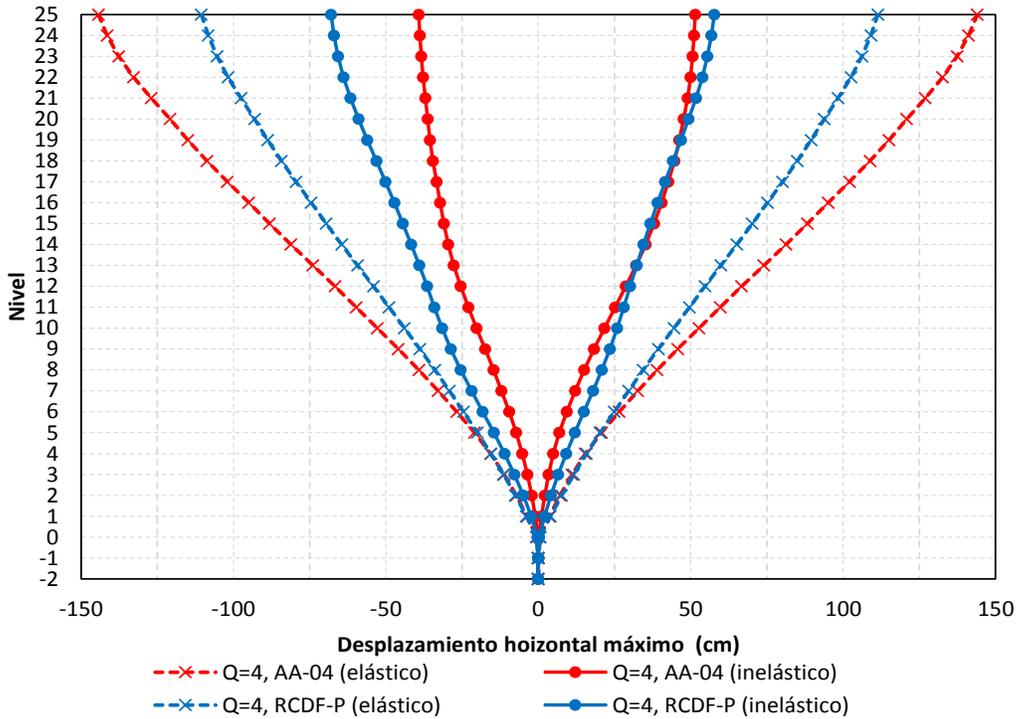
Q=4

Figura 5.9 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (elástico e inelástico), diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

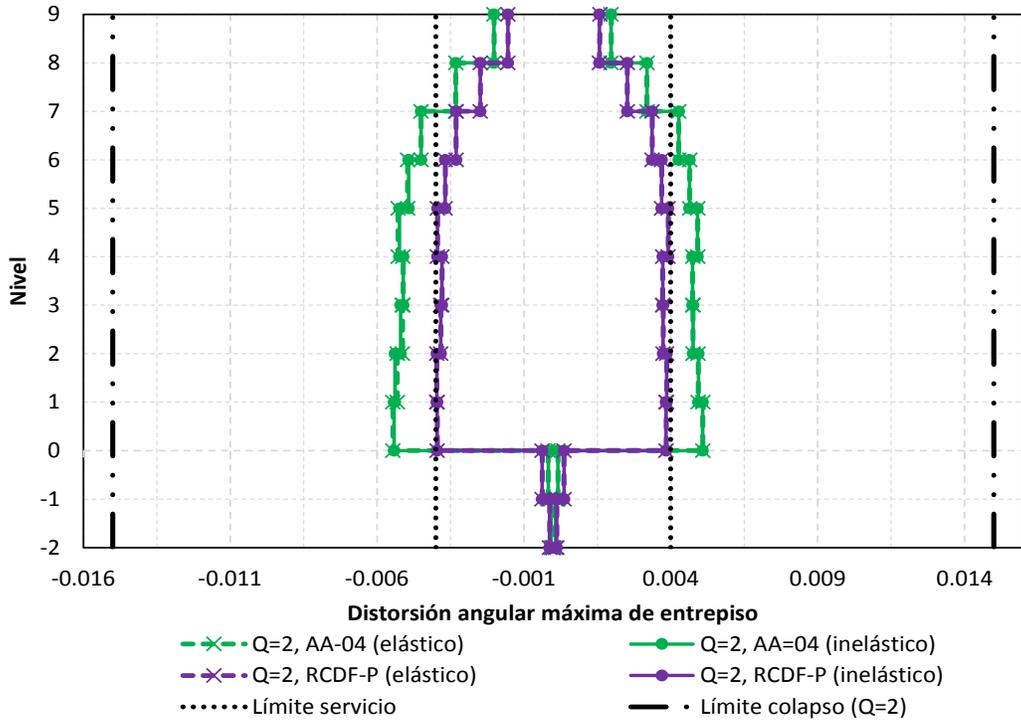


Q=2

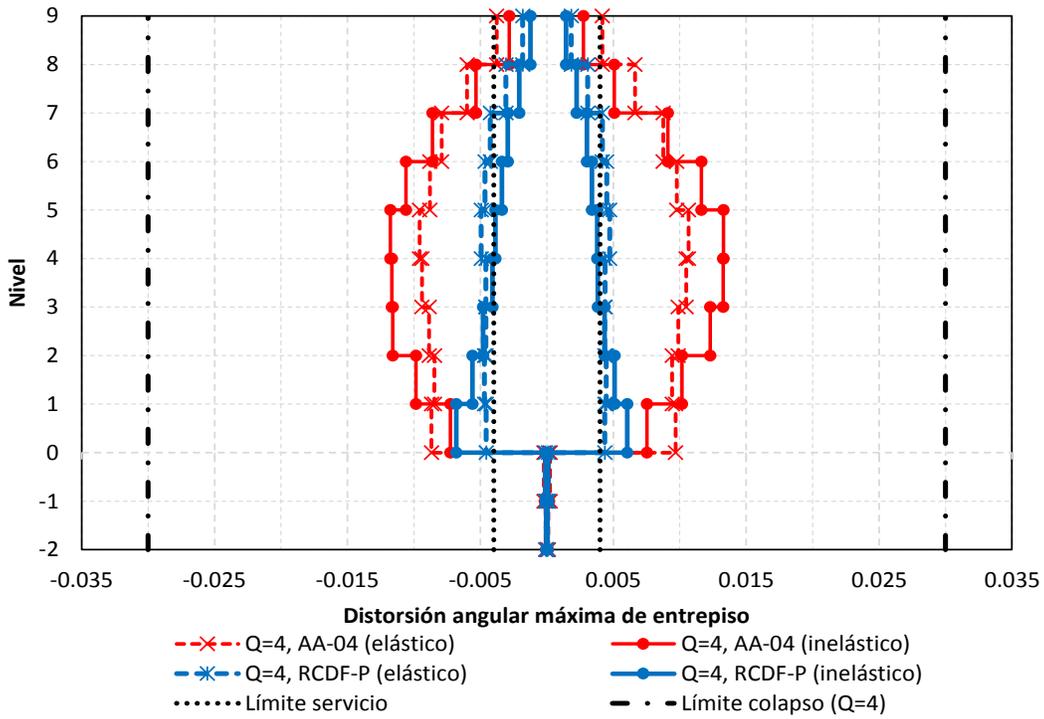


Q=4

Figura 5.10 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (elástico e inelástico), diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles



Q=2



Q=4

Figura 5.11 Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso de los análisis paso a paso (elástico e inelástico), diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

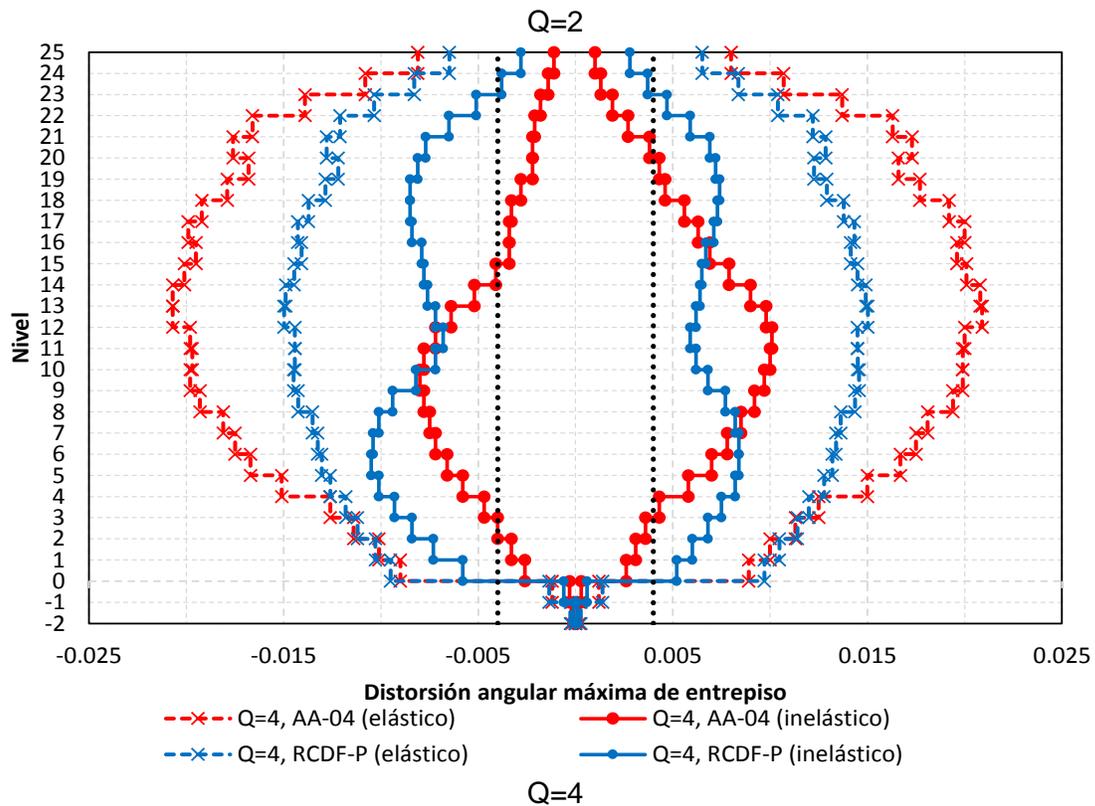
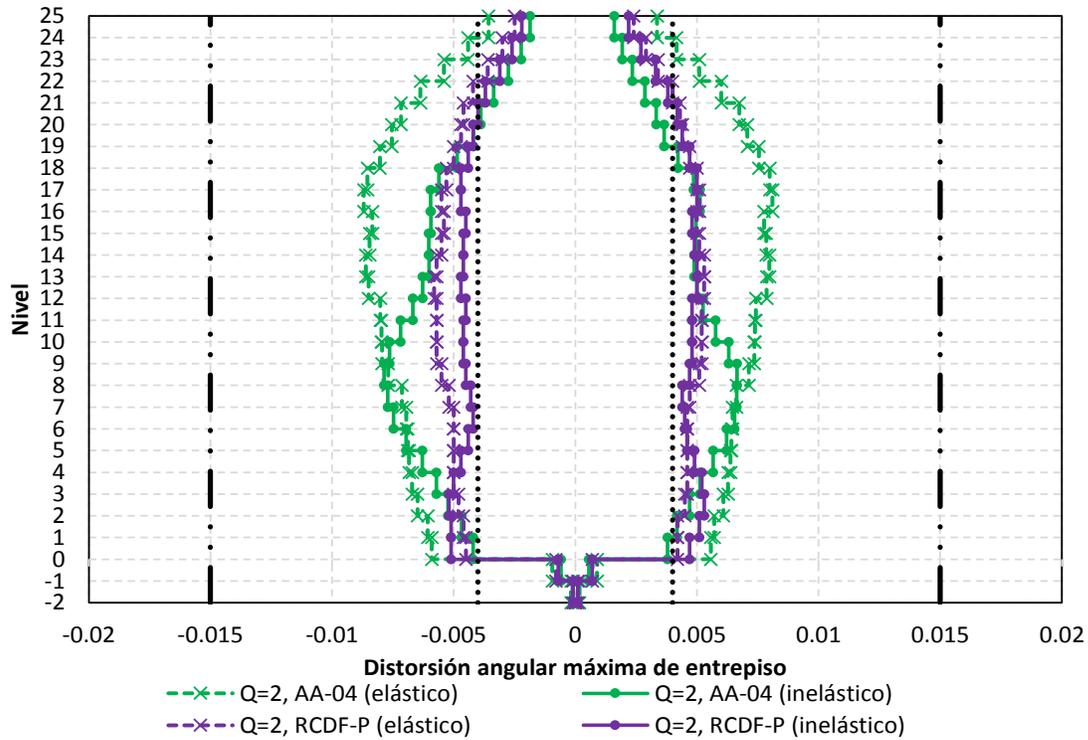


Figura 5.12 Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso de los análisis paso a paso (elástico e inelástico), diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

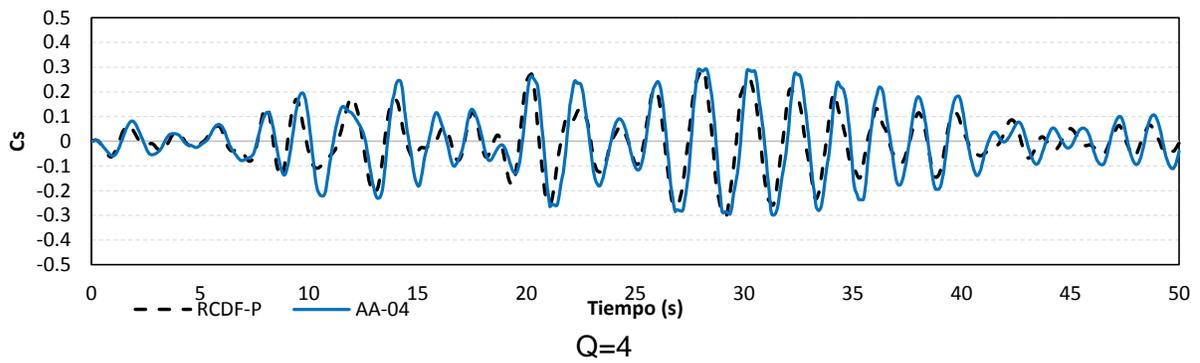
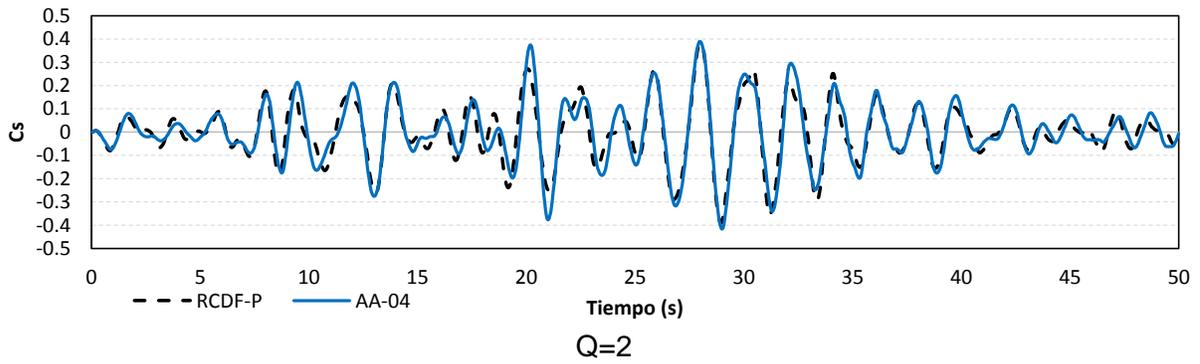


Figura 5.13 Comparación de coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

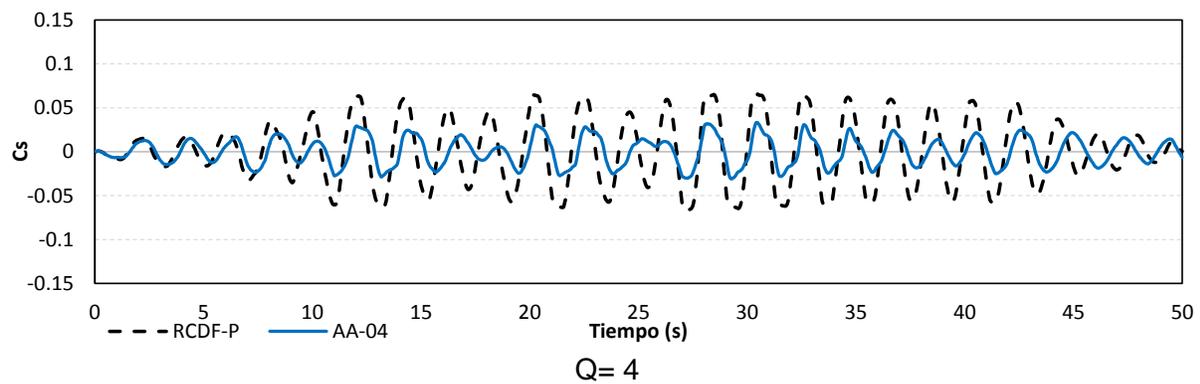
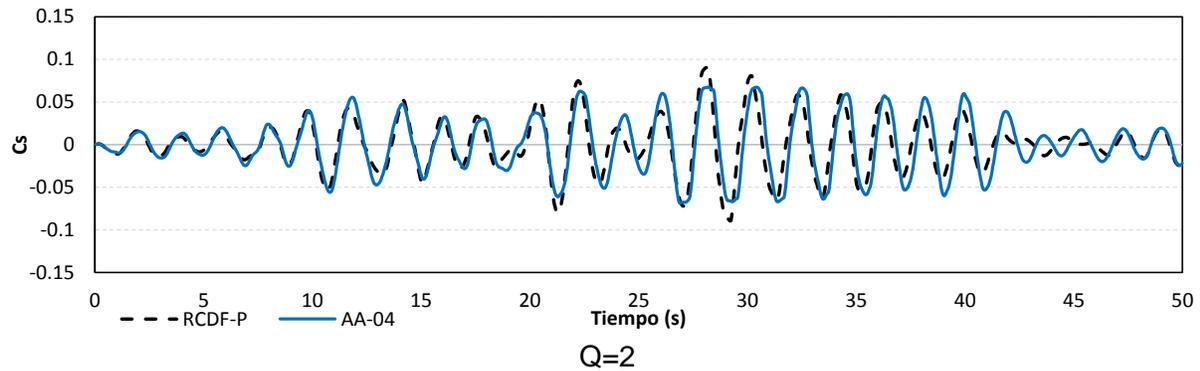


Figura 5.14 Comparación de coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

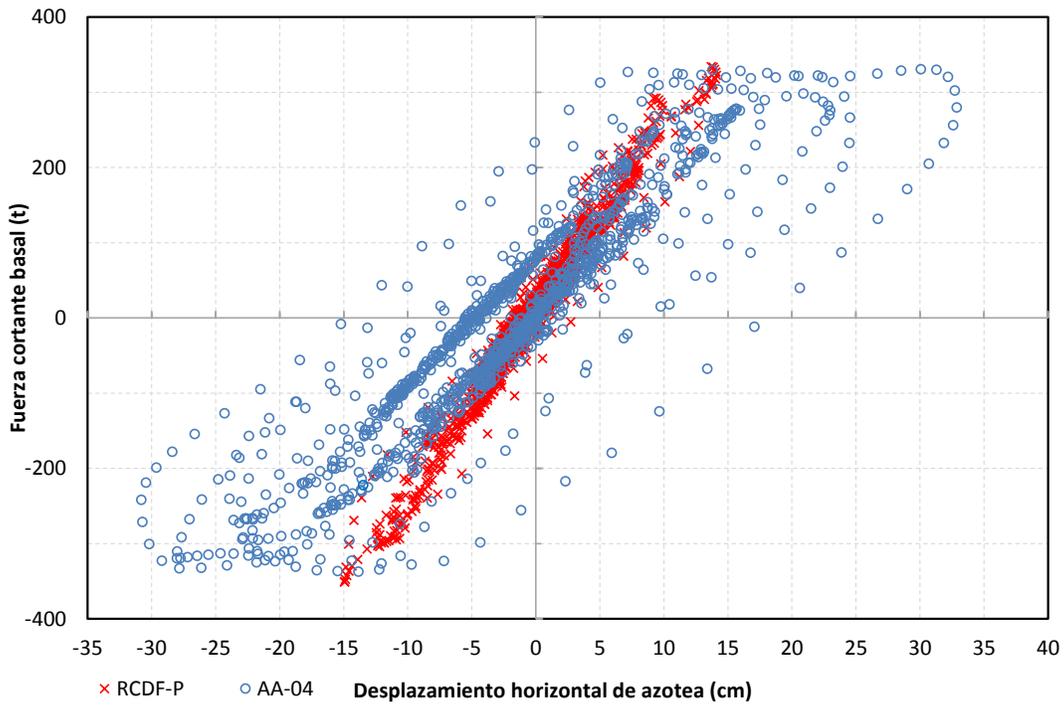
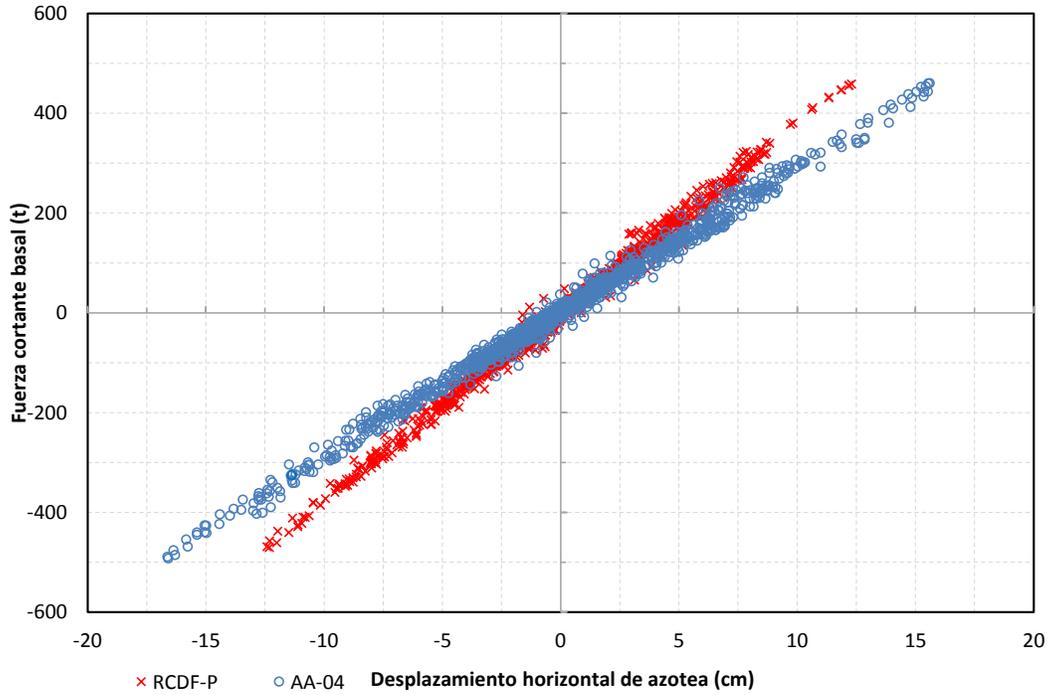
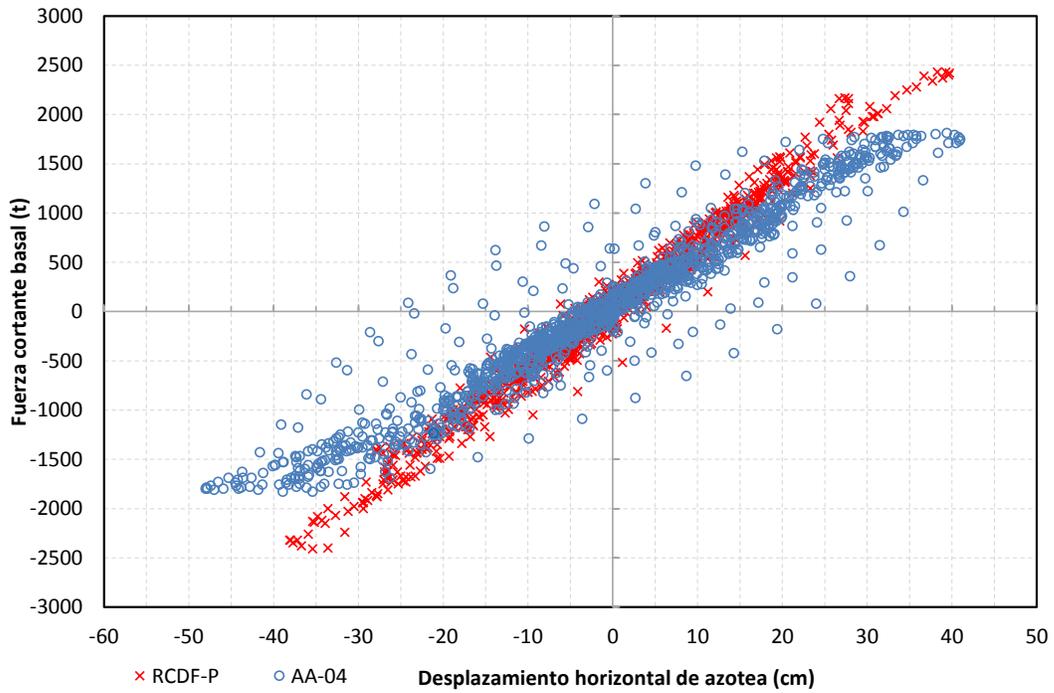
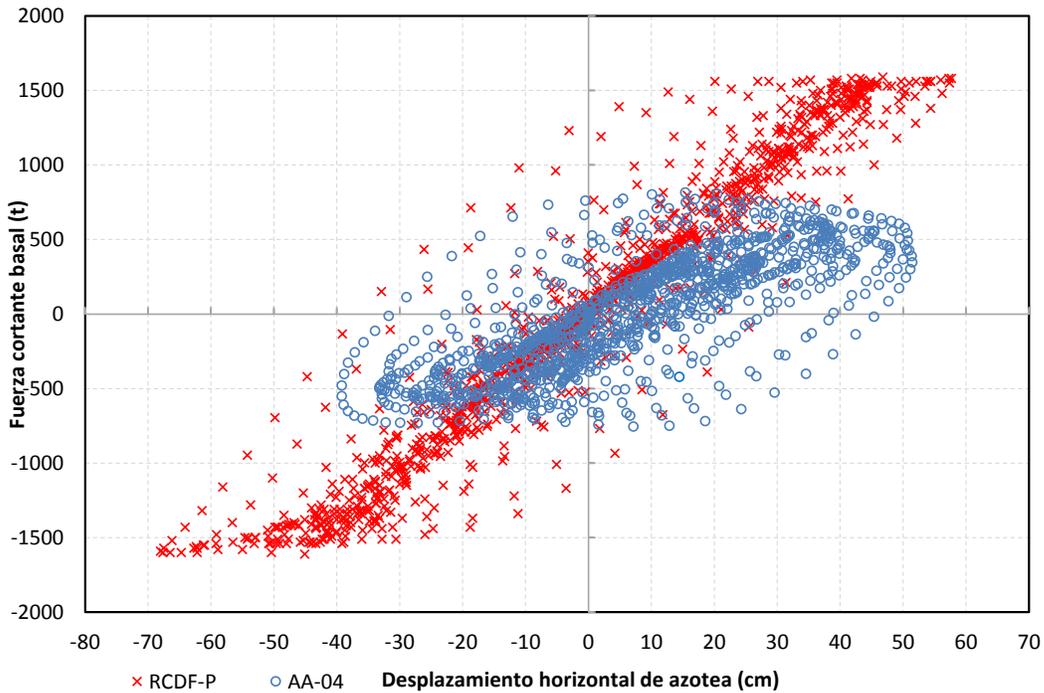


Figura 5.15 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea de los análisis paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

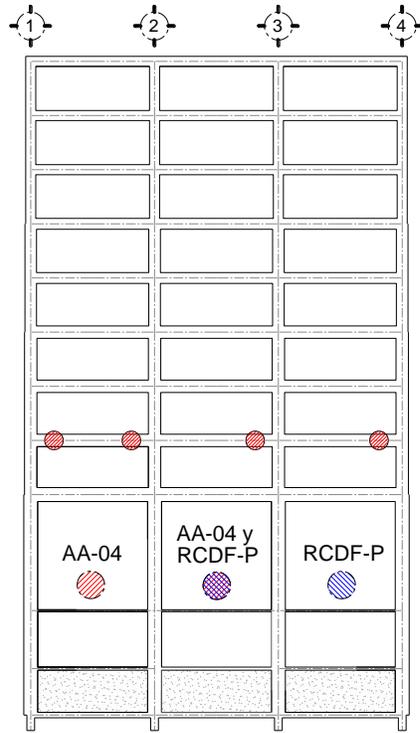


Q=2

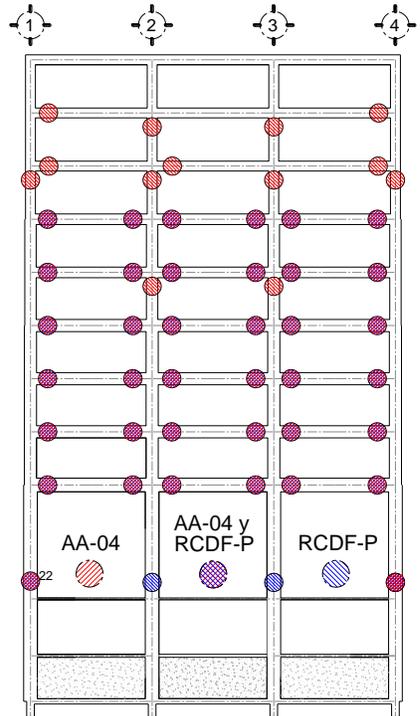


Q=4

Figura 5.16 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea de los análisis paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

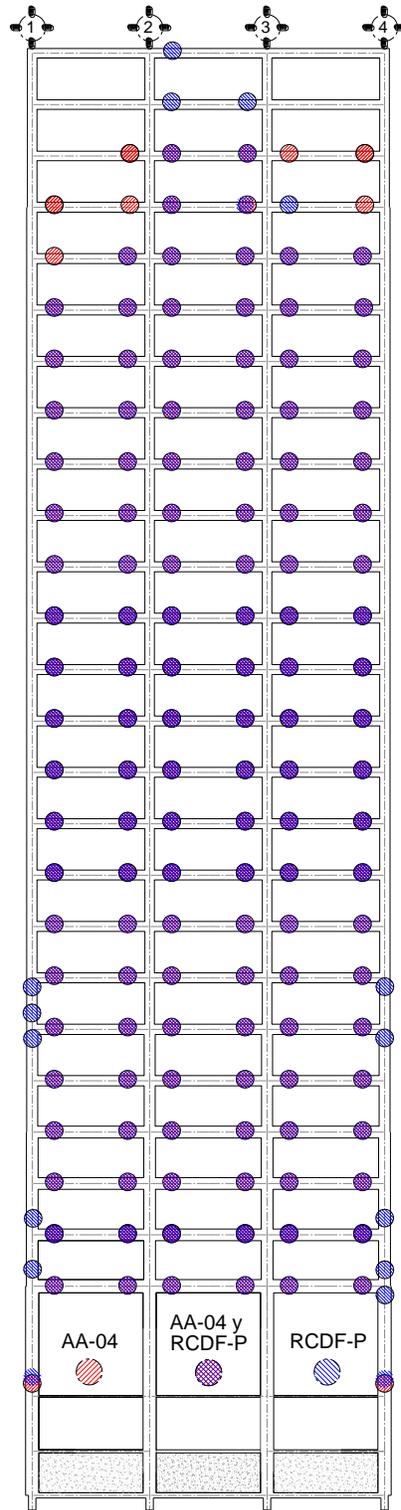


Q=2



Q=4

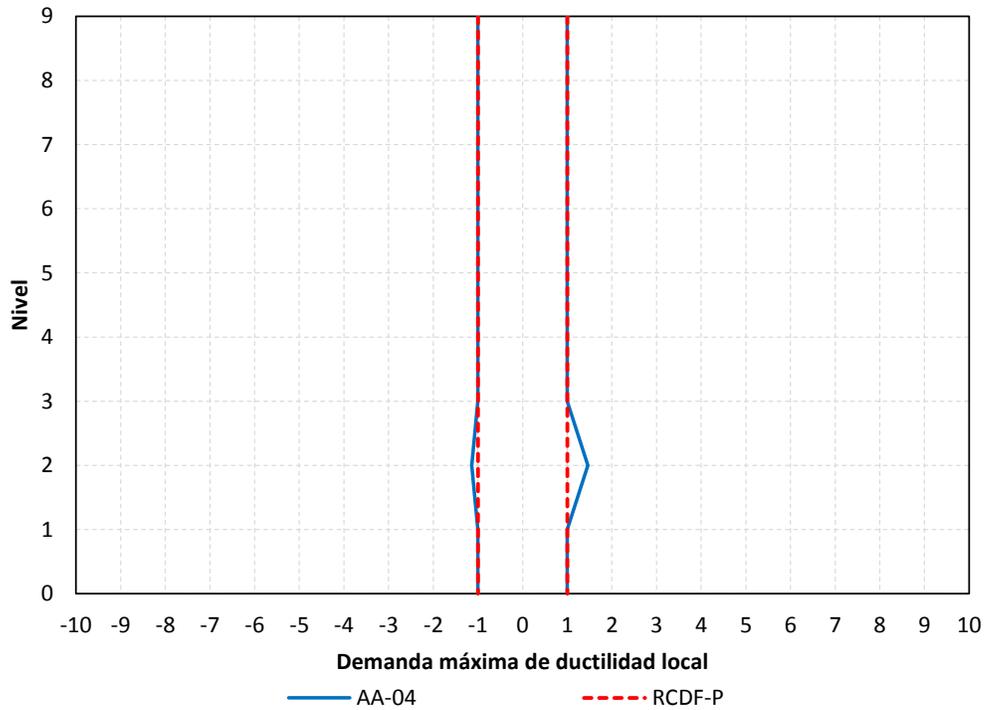
Figura 5.17 Comparación de distribución global de articulaciones plásticas de los análisis paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles



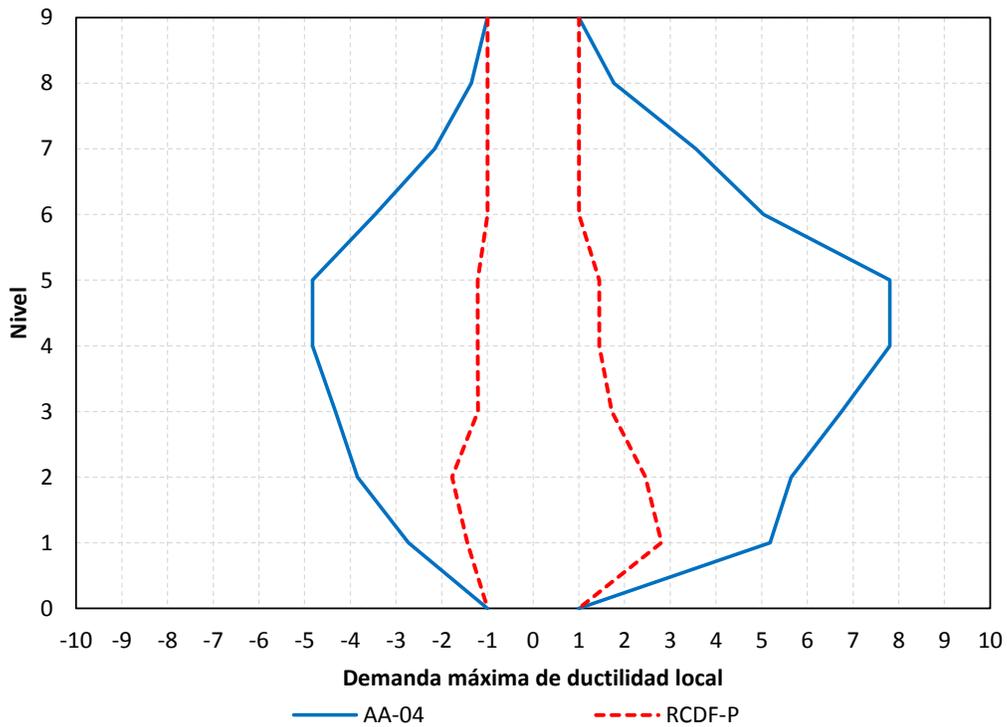
Q= 4

Figura 5.18 Comparación de distribución global de articulaciones plásticas de los análisis paso a paso, diseños para Q= 2 y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas



Q=2



Q=4

Figura 5.19 Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas de los análisis paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

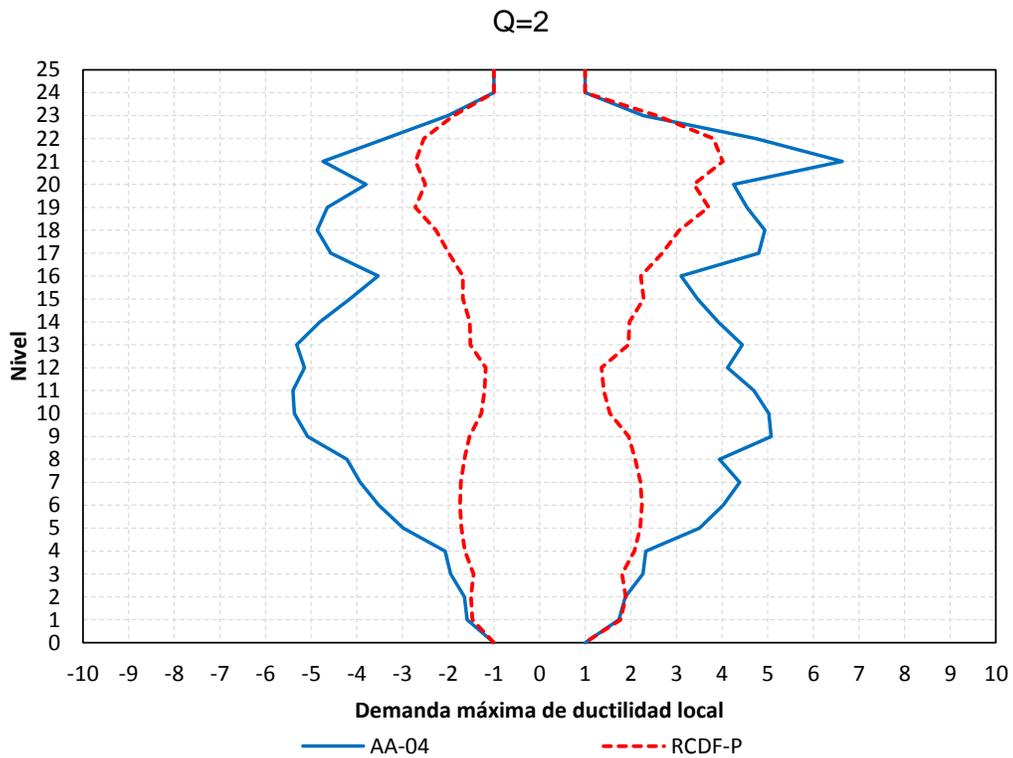
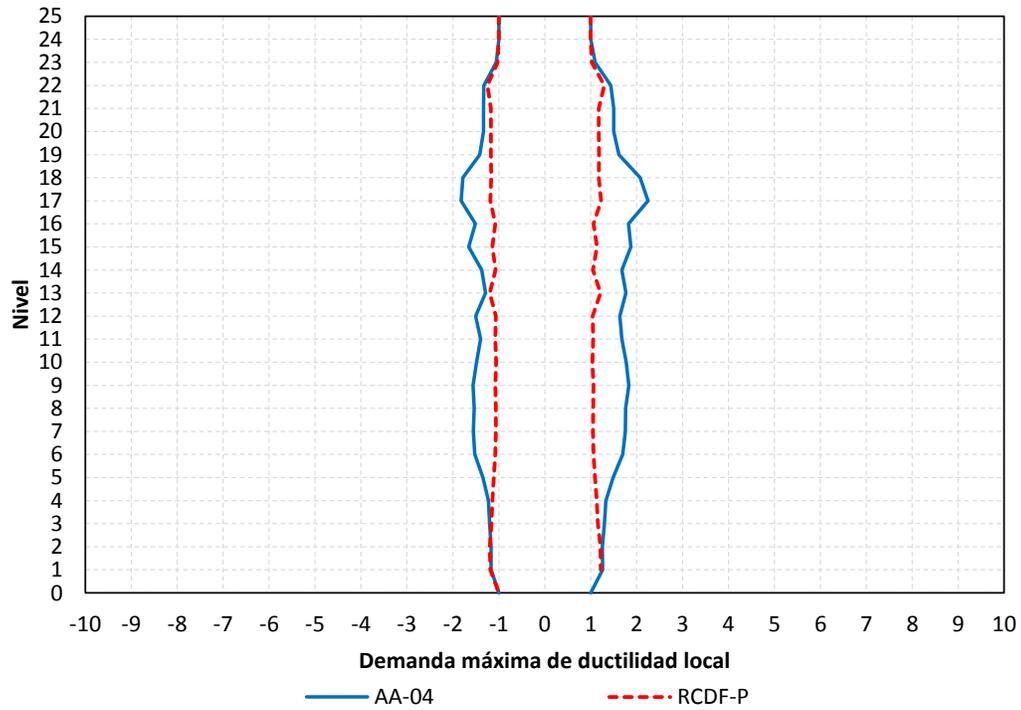


Figura 5.20 Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas de los análisis paso a paso, diseños para $Q= 2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

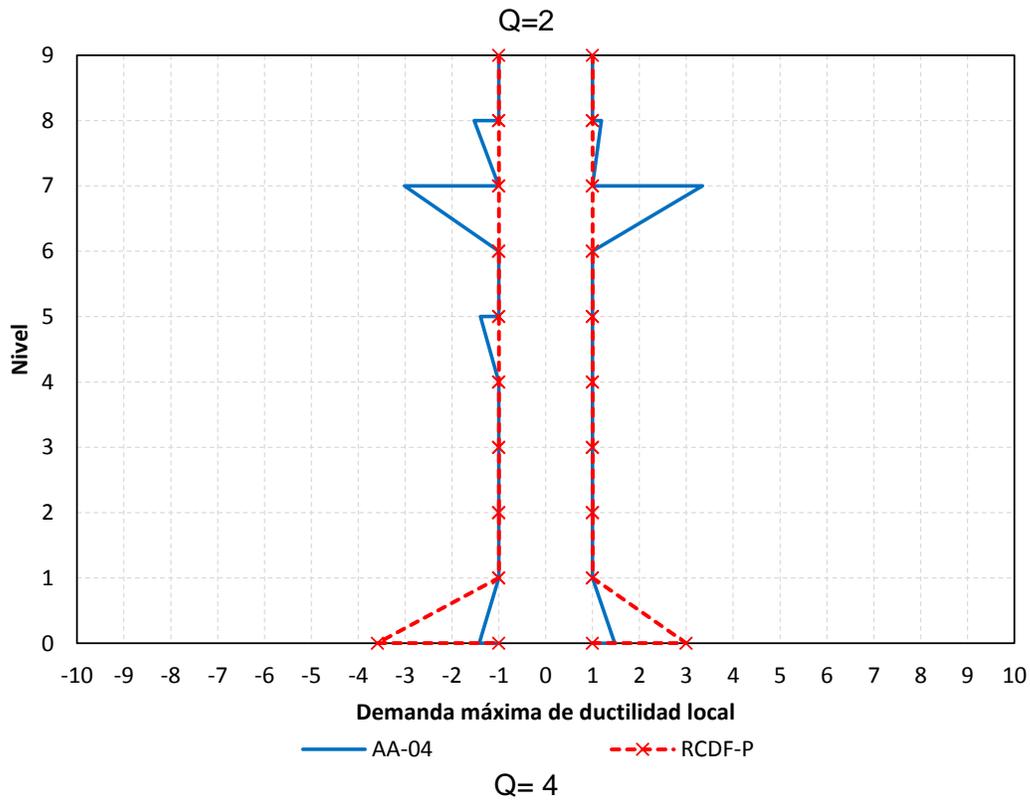
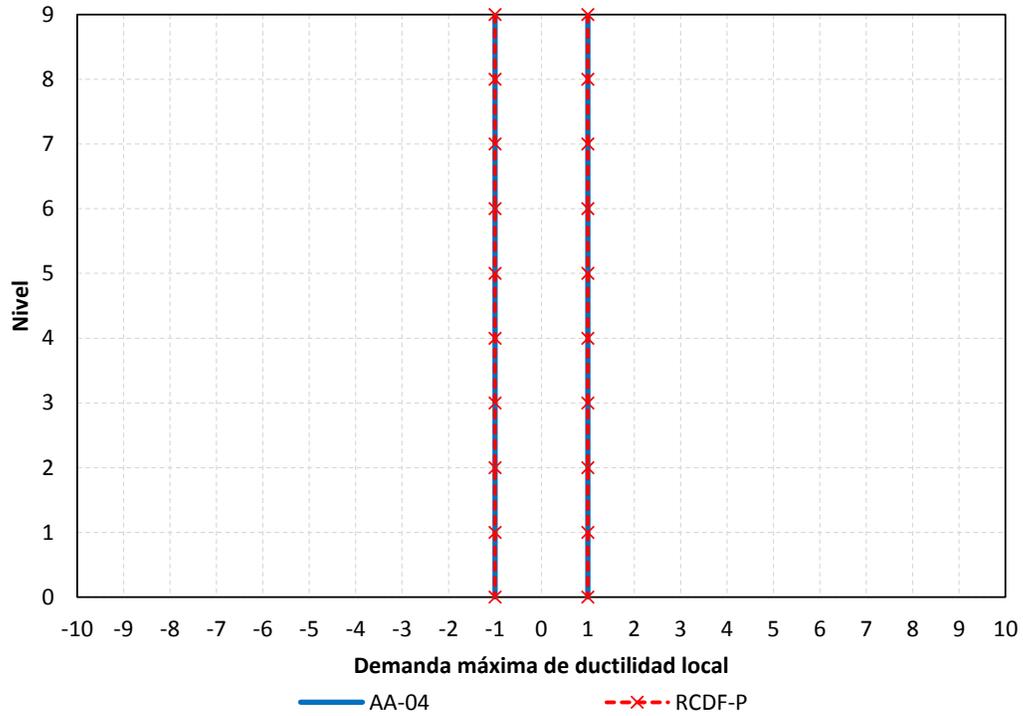


Figura 5.21 Comparación de demandas máximas de ductilidad en columnas de los análisis paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

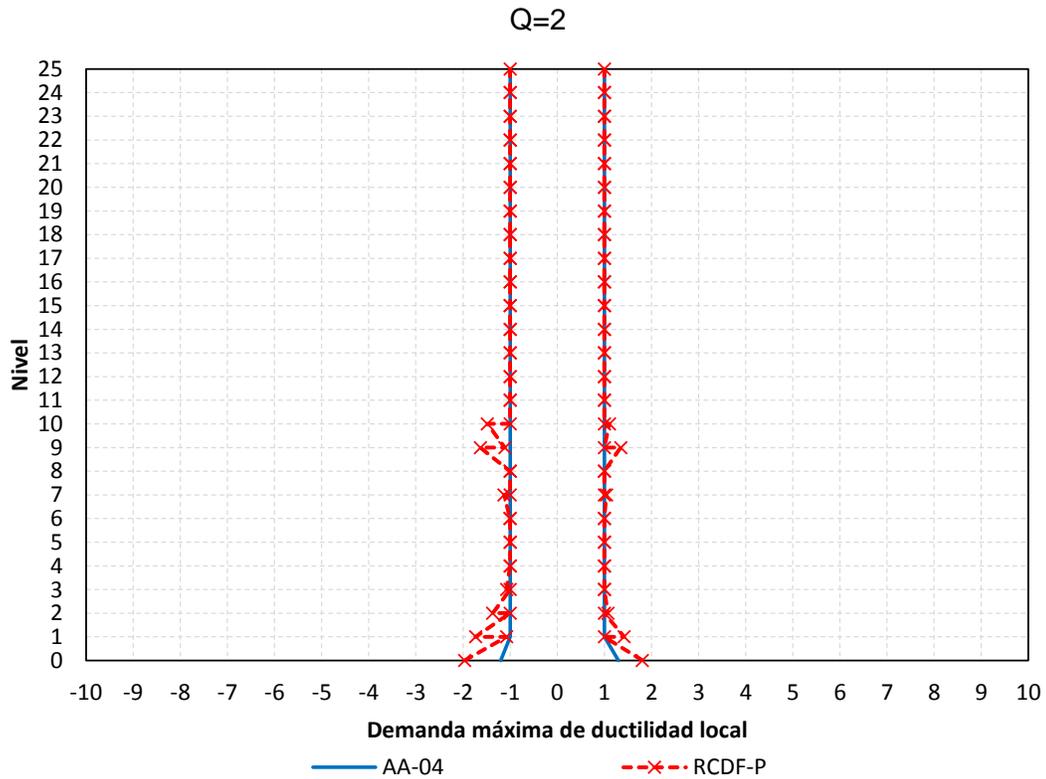
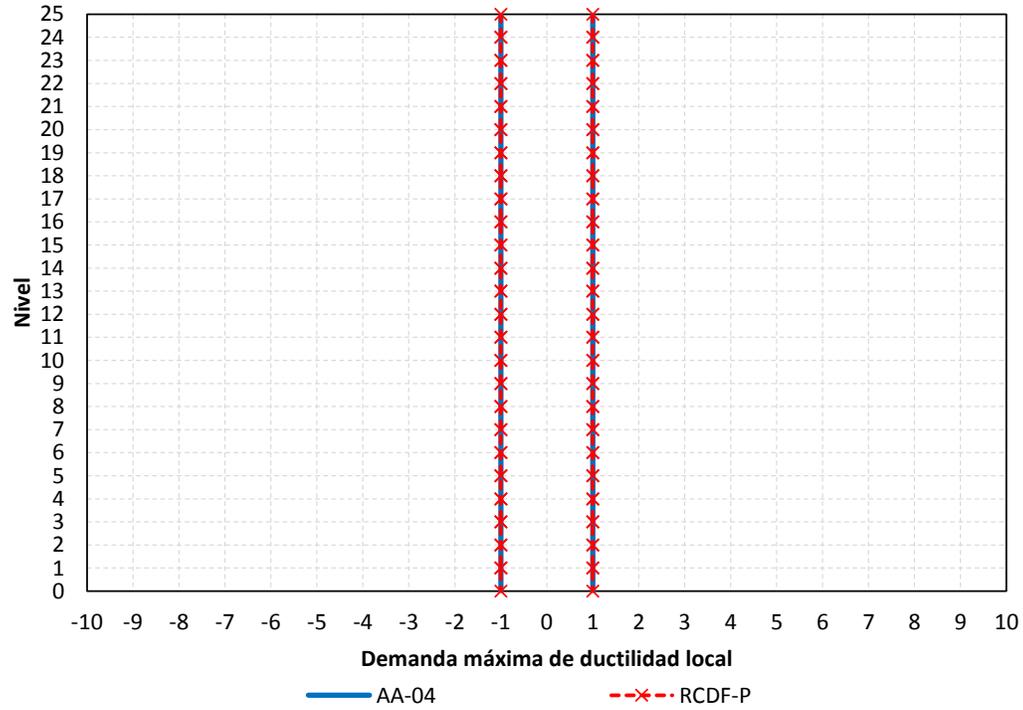
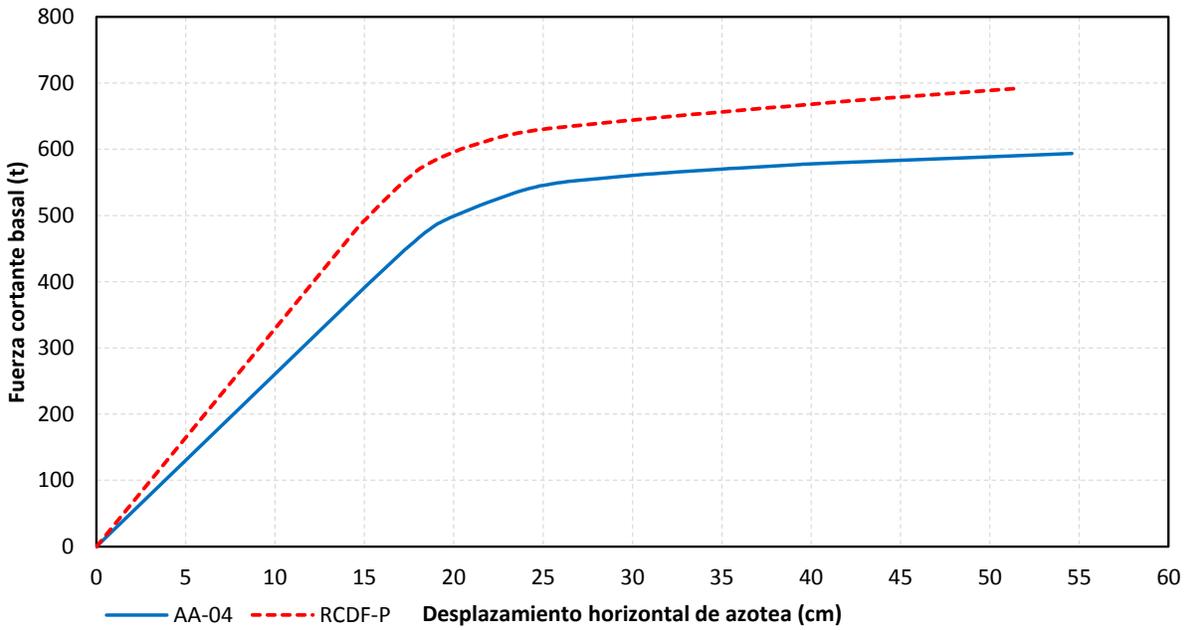
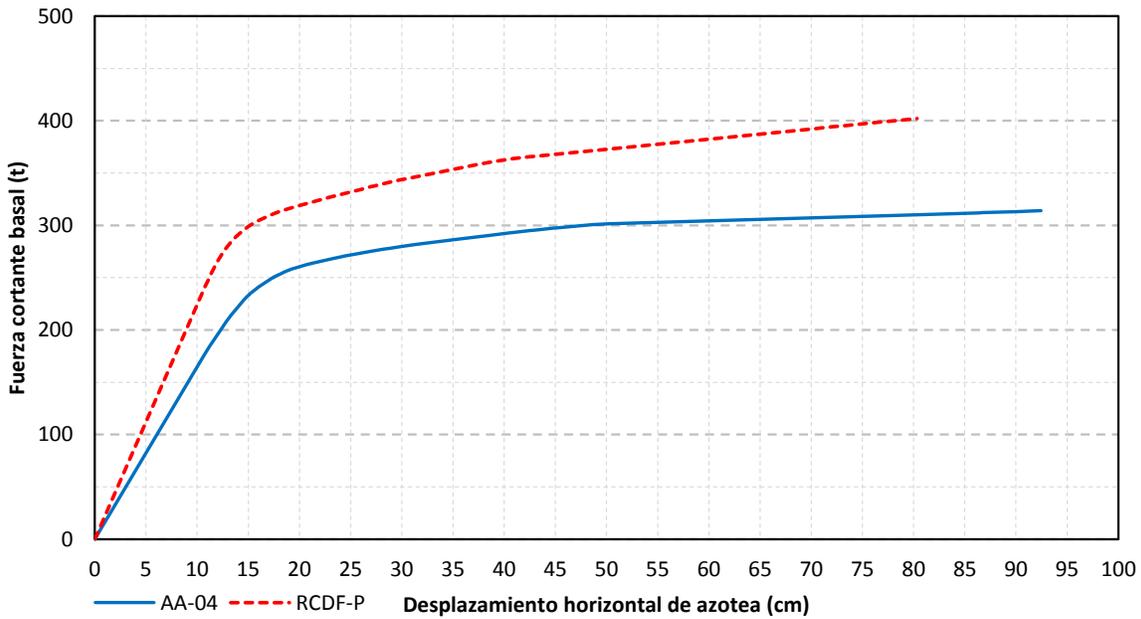


Figura 5.22 Comparación de demandas máximas de ductilidad en columnas de los análisis paso a paso, diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

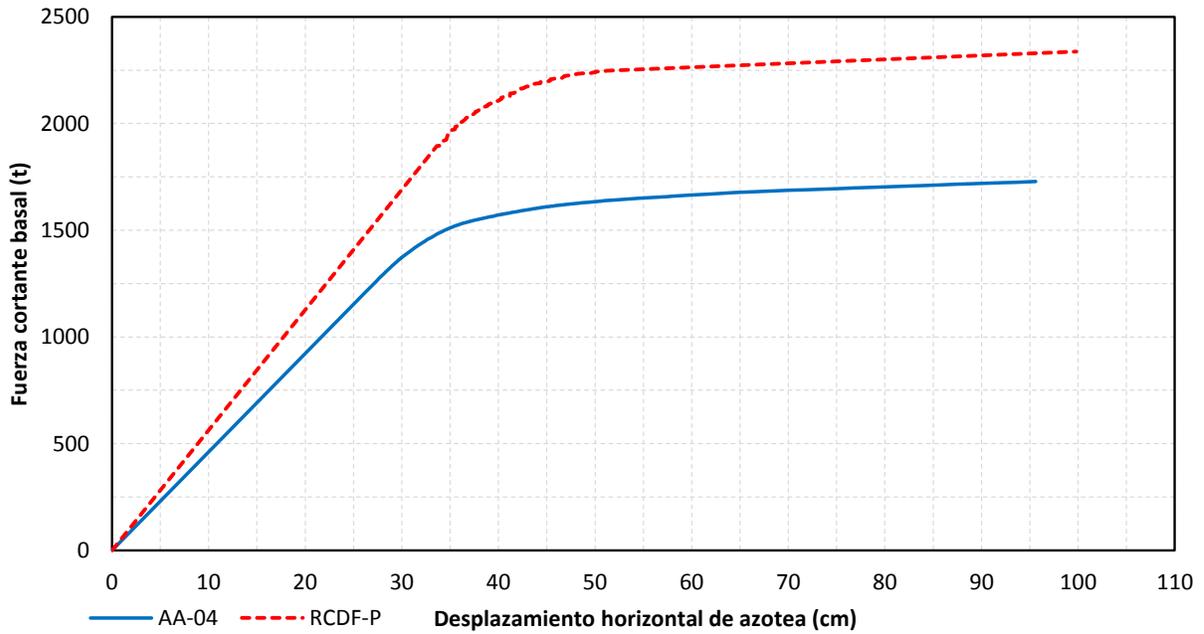


Q=2

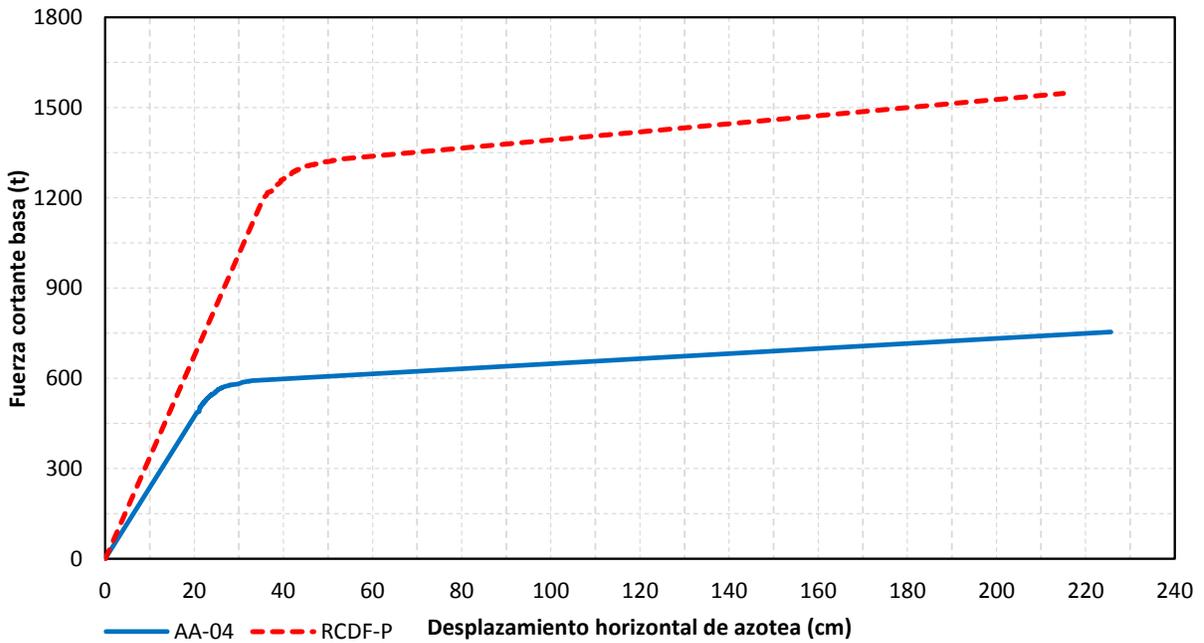


Q= 4

Figura 5.23 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea de los análisis estáticos no lineales (*Push-over*), diseños para Q= 2 y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles



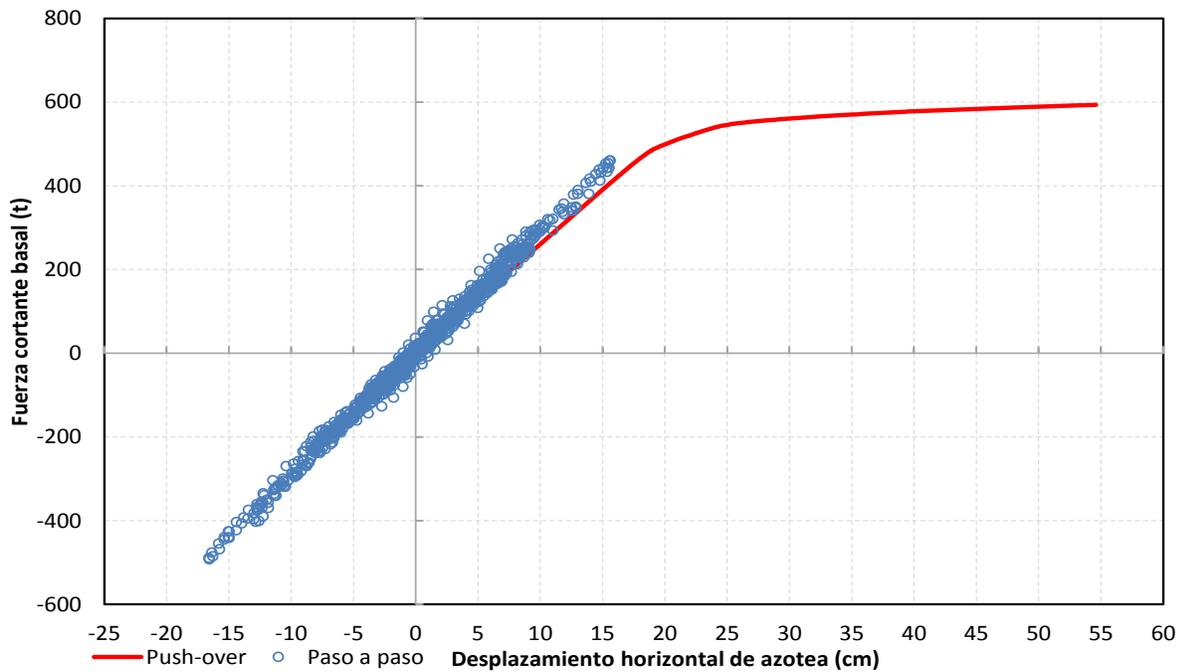
Q=2



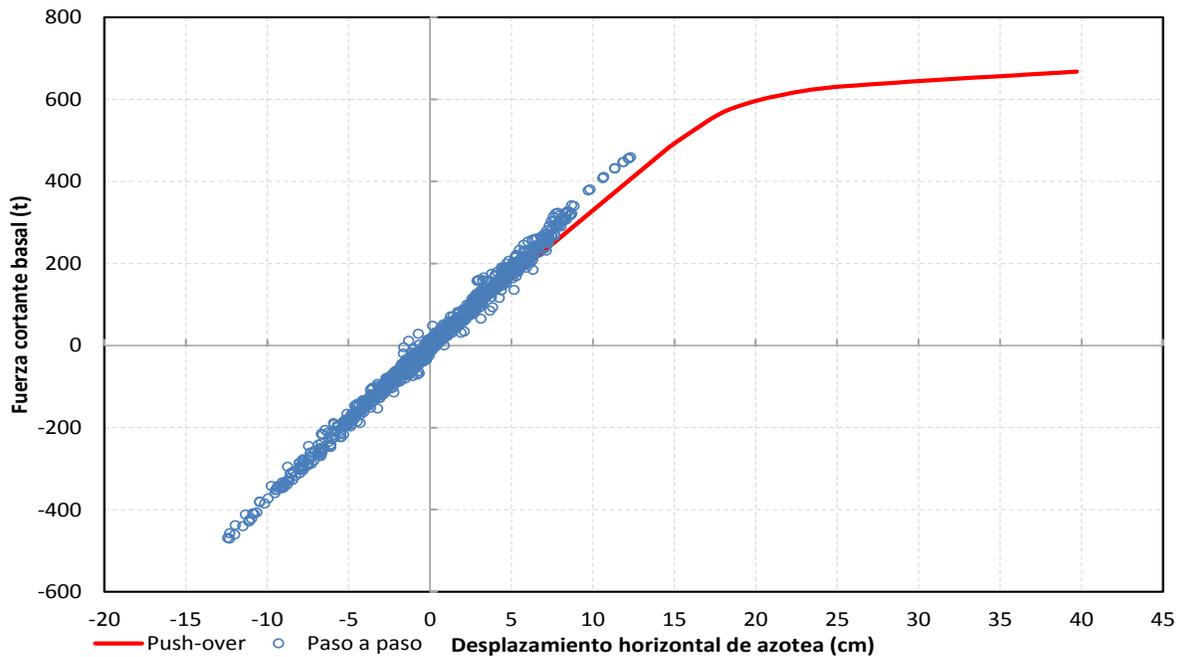
Q= 4

Figura 5.24 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea de los análisis estáticos no lineales (*Push-over*), diseños para $Q= 2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

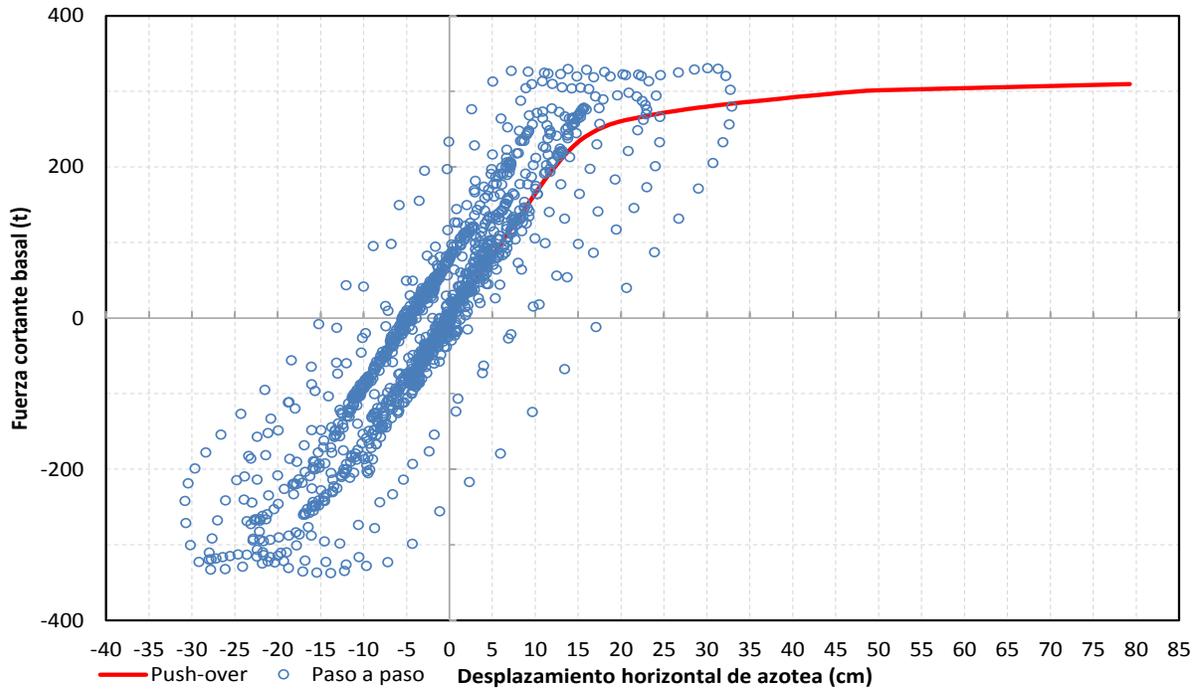


Apéndice A, RCDF-04

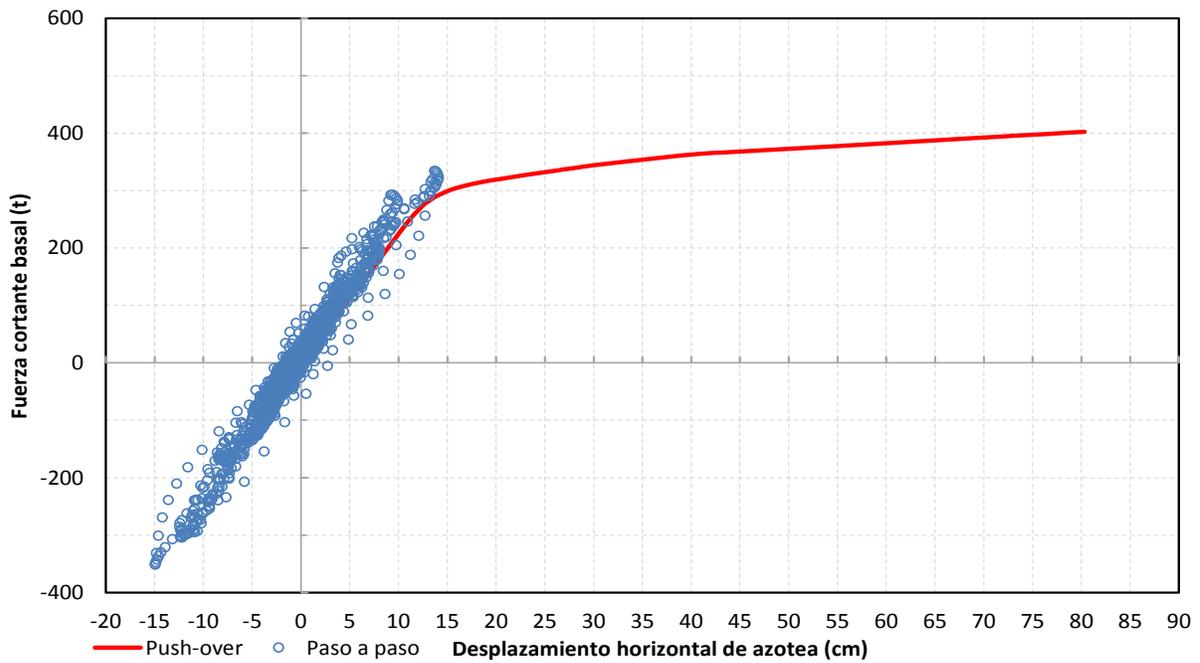


Propuesta RCDF (en revisión)

Figura 5.25 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso inelástico y estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles



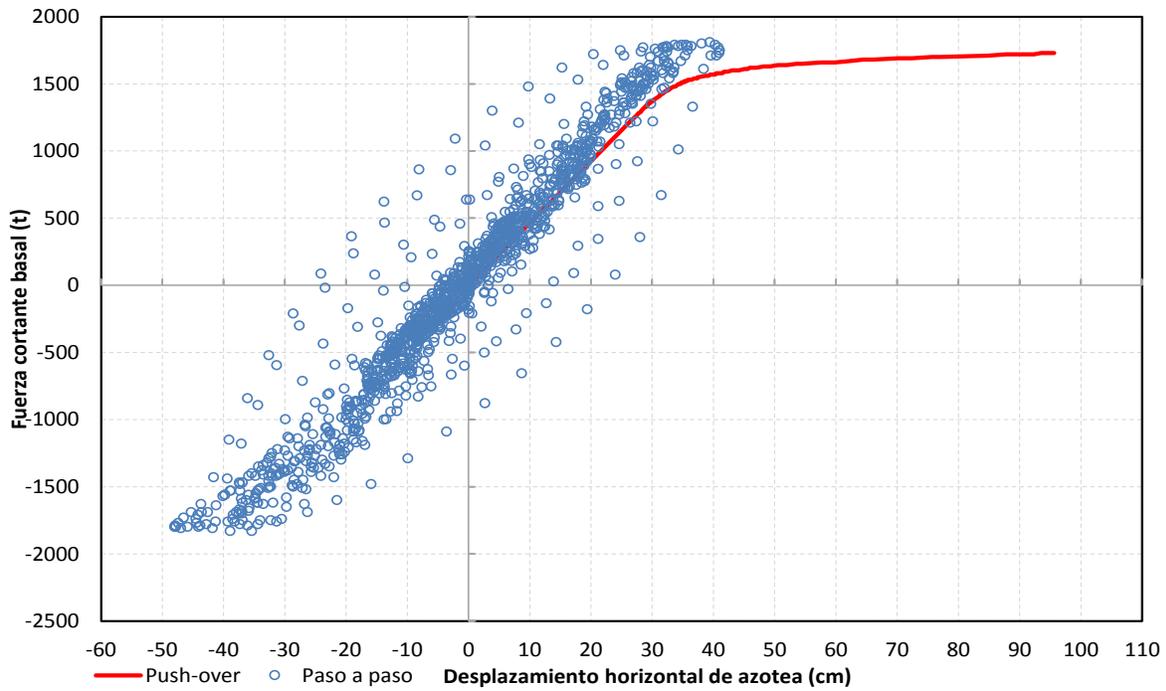
Apéndice A, RCDF-04



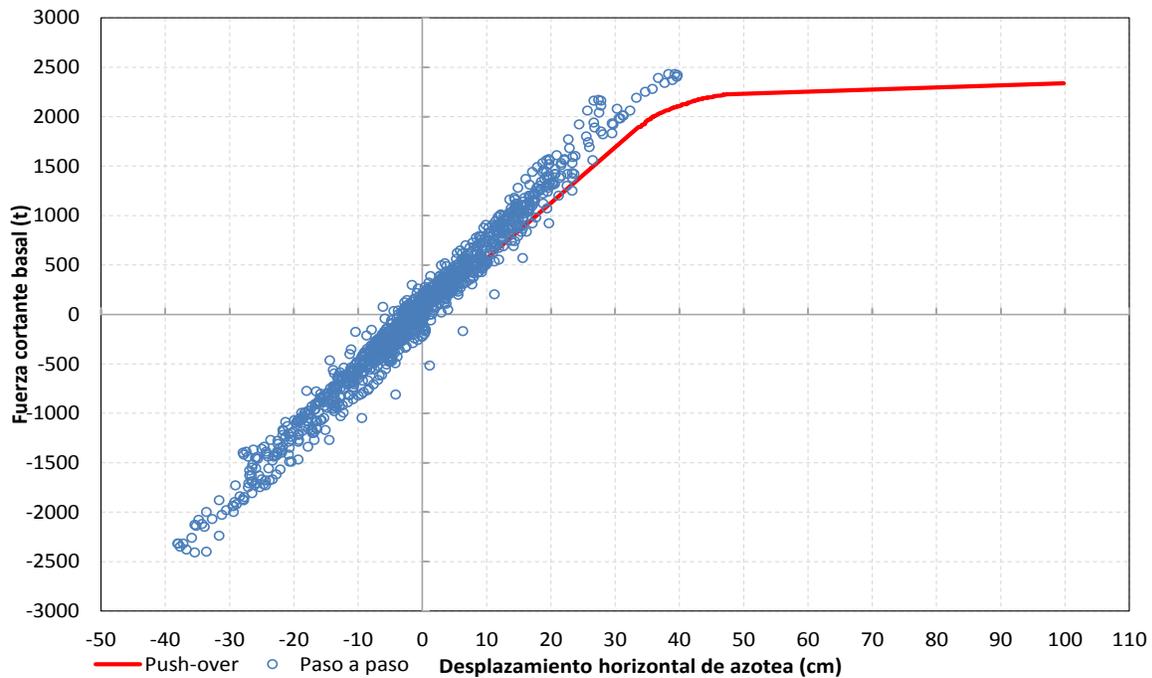
Propuesta del RCDF (en revisión)

Figura 5.26 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso inelástico y estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=4$ con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas

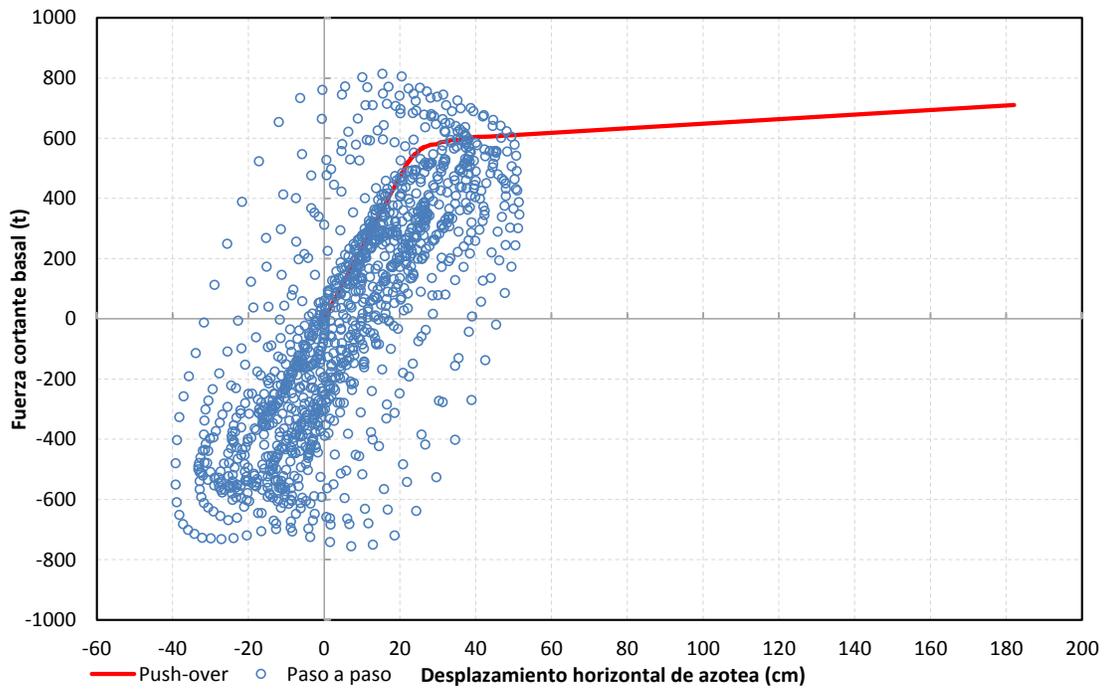


Apéndice A, RCDF-04

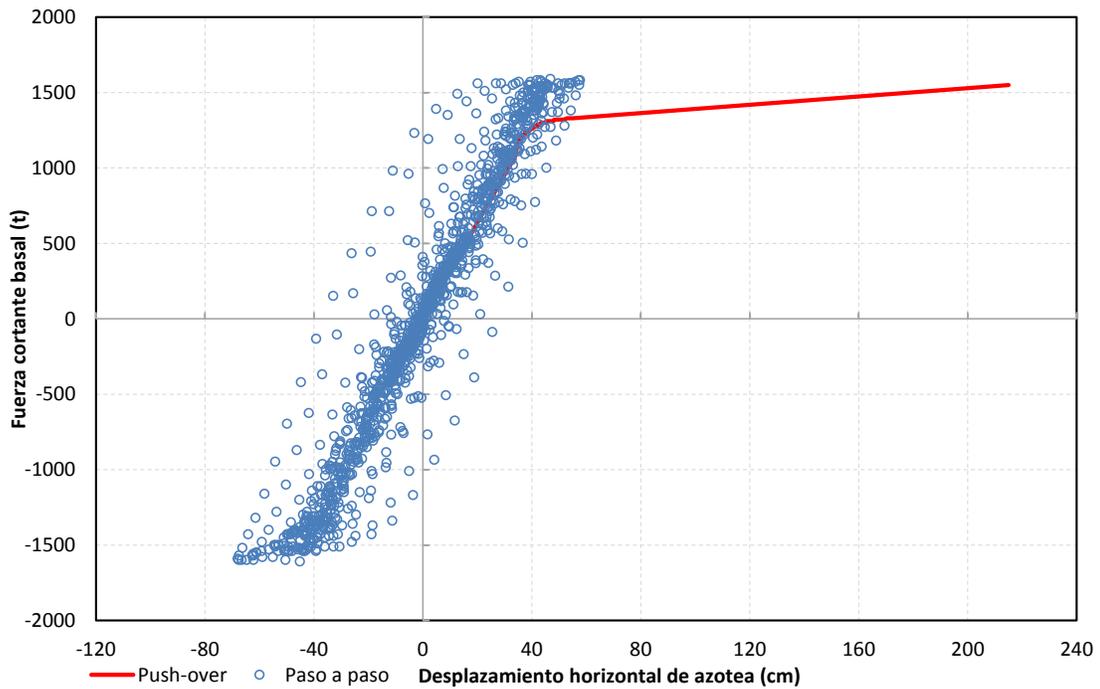


Propuesta del RCDF (en revisión)

Figura 5.27 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso inelástico y estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

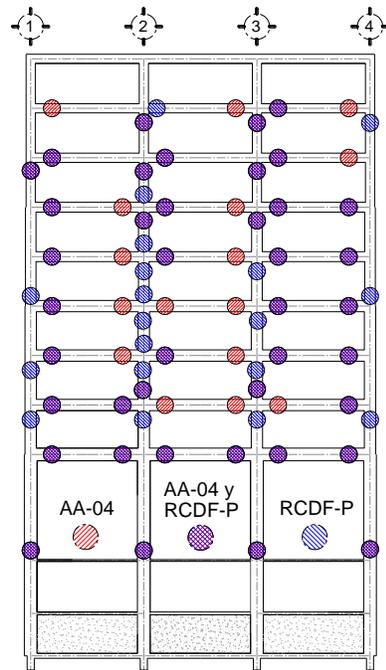


Apéndice A, RCDF-04

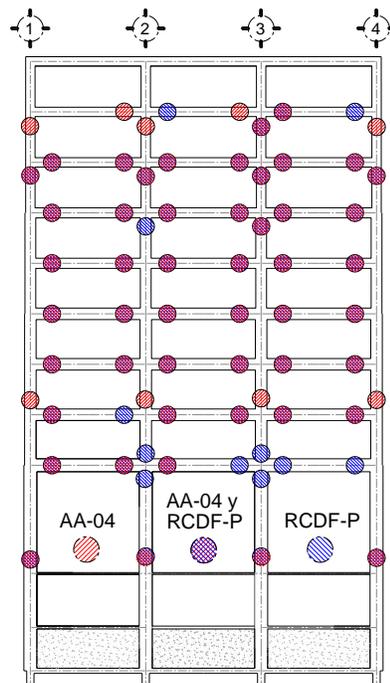


Propuesta del RCDF (en revisión)

Figura 5.28 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso inelástico y estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=4$ con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

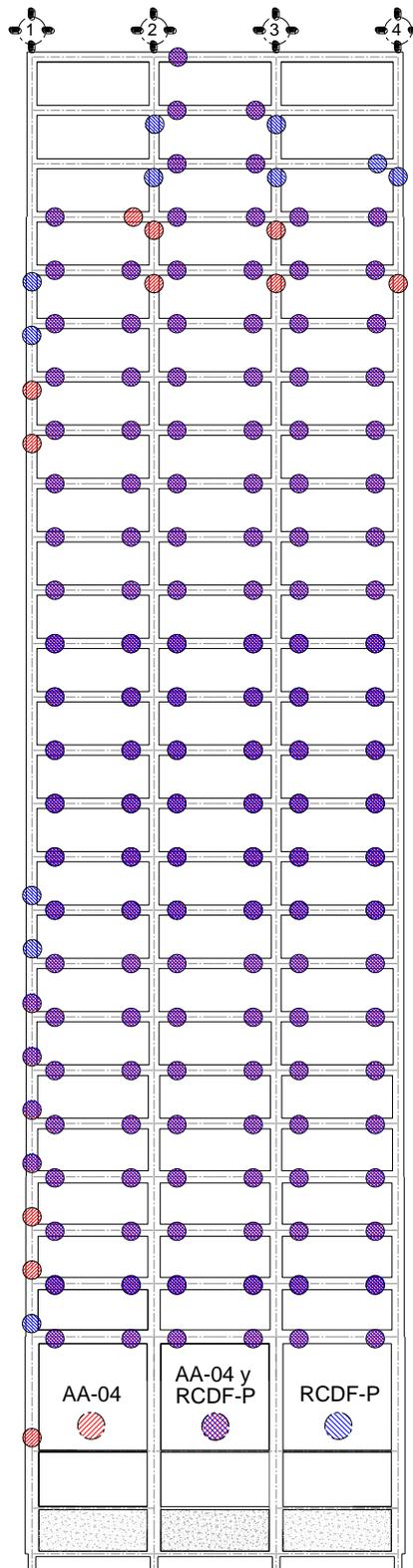


Q=2

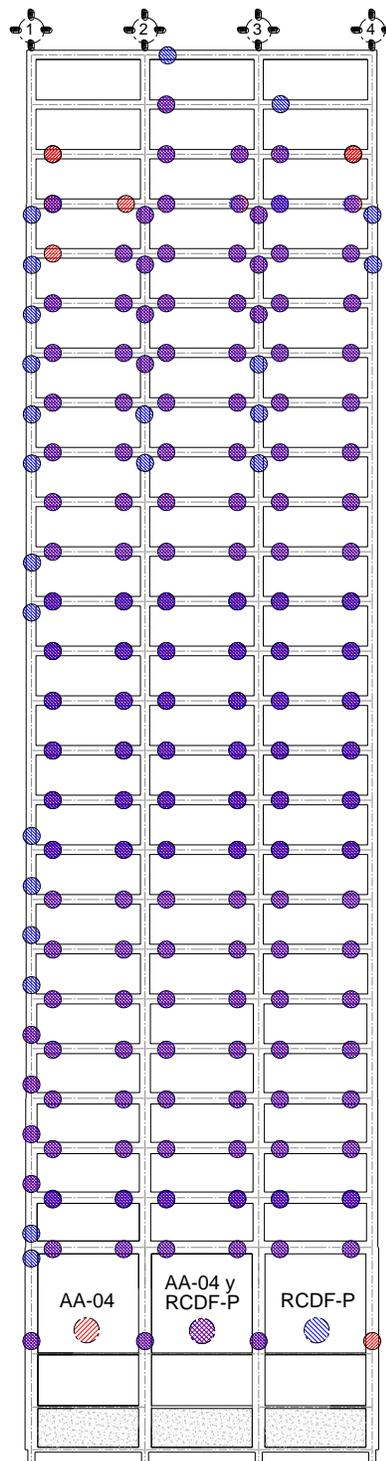


Q= 4

Figura 5.29 Comparación de las distribuciones de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q= 2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles



Q=2



Q= 4

Figura 5.30 Comparación de las distribuciones de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para Q= 2 y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

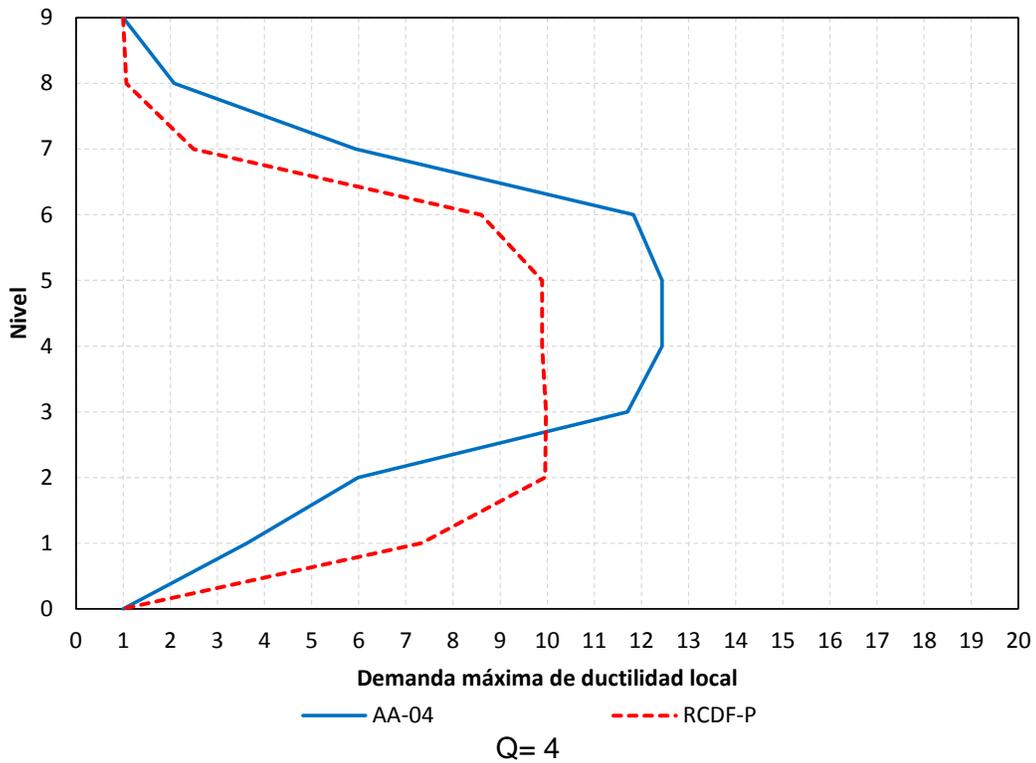
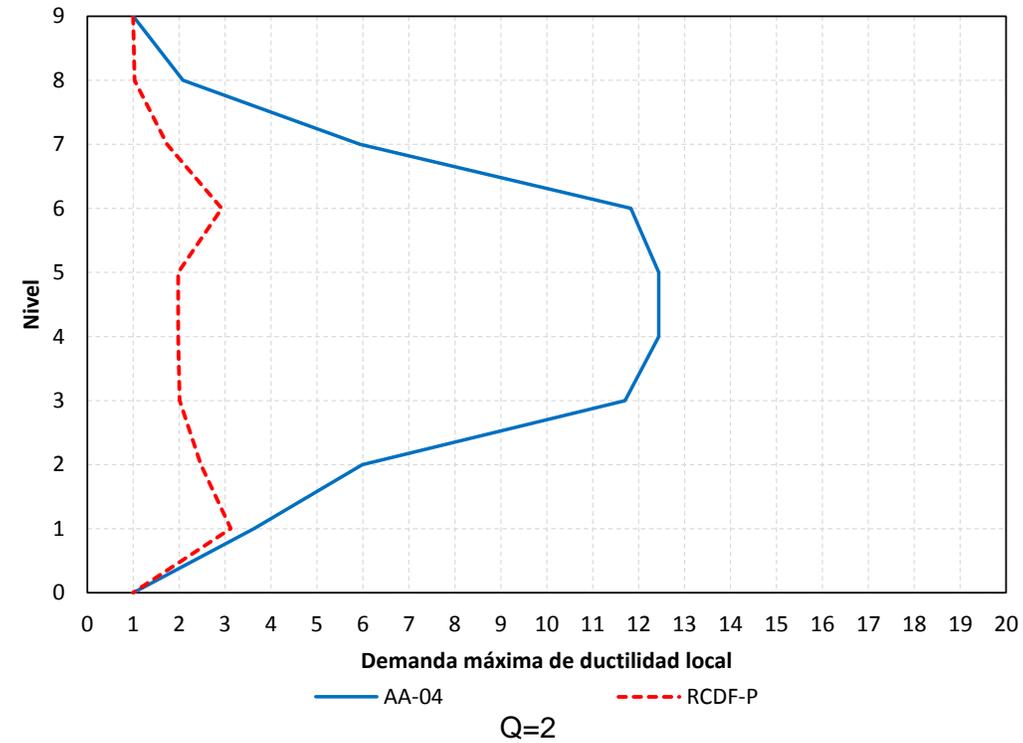
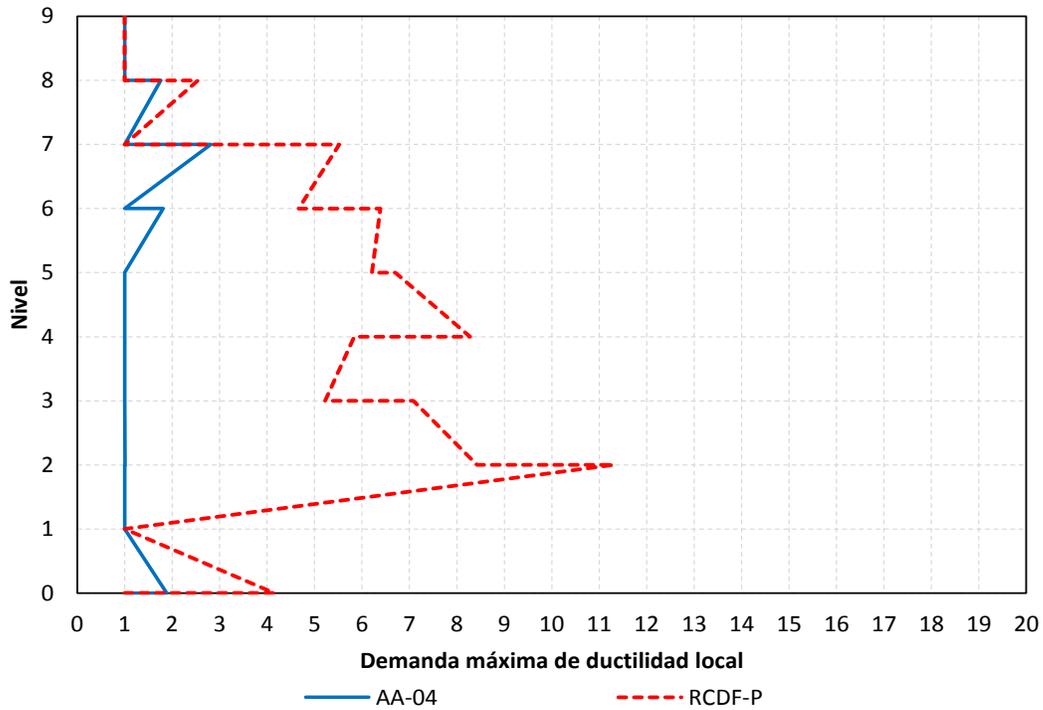
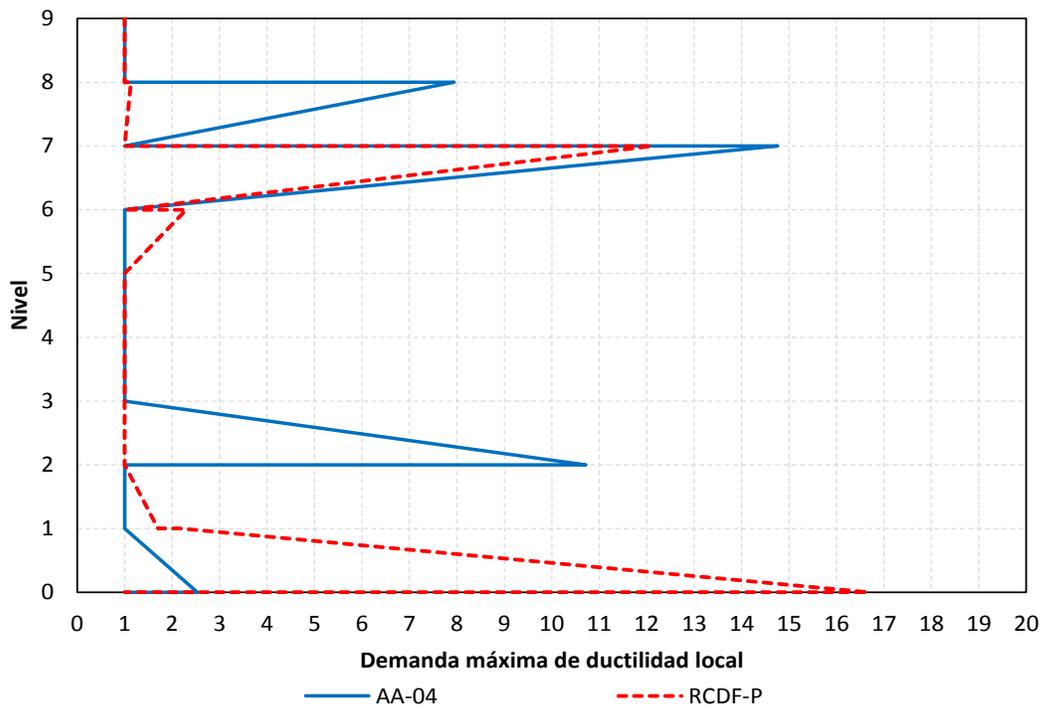


Figura 5.31 Comparación de demandas máximas de ductilidad en vigas, análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas



Q=2



Q= 4

Figura 5.32 Comparación de demandas máximas de ductilidad en columnas, análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q= 2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s= 2$ s) del RCDF-P, edificio de 9 niveles

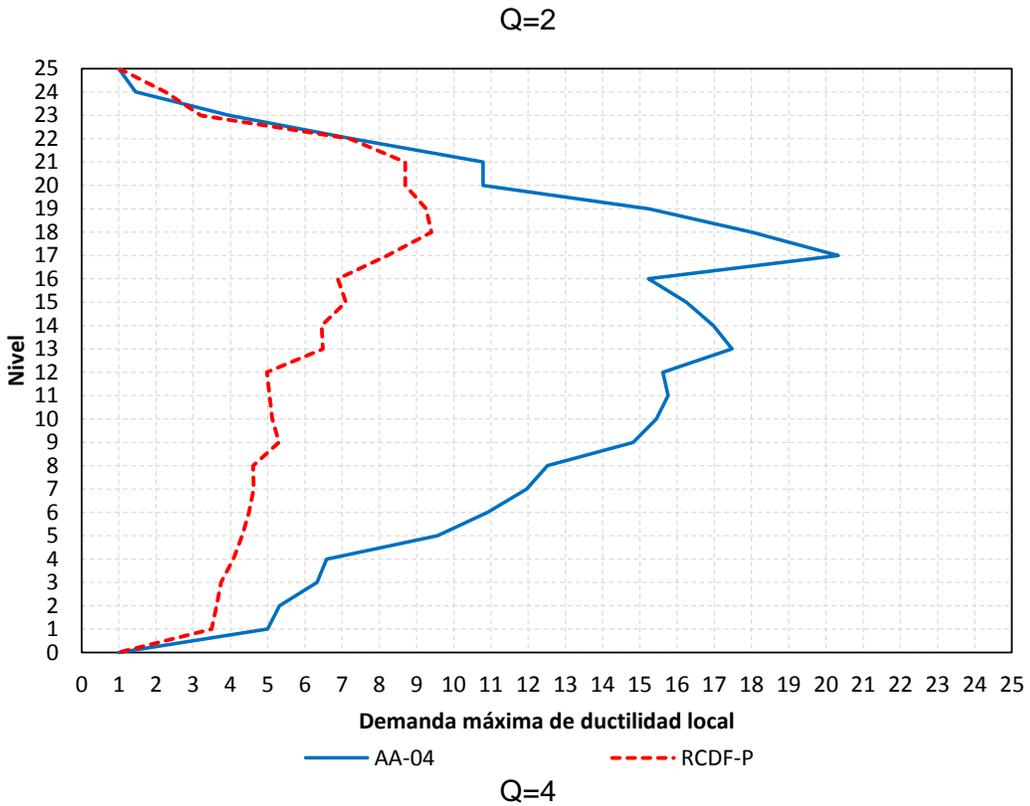
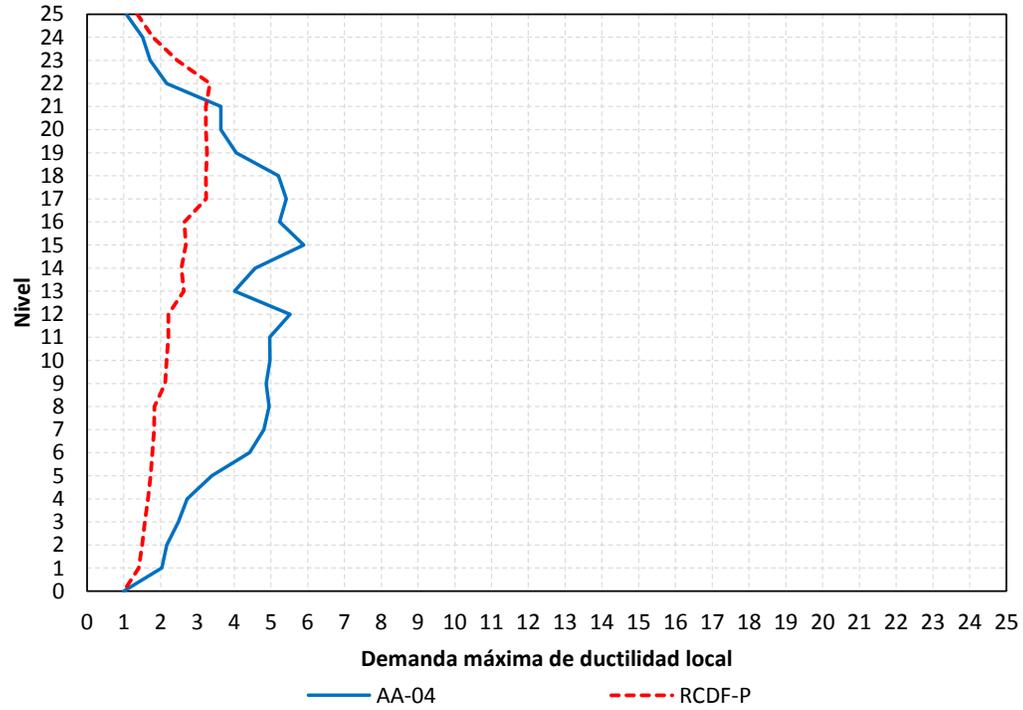
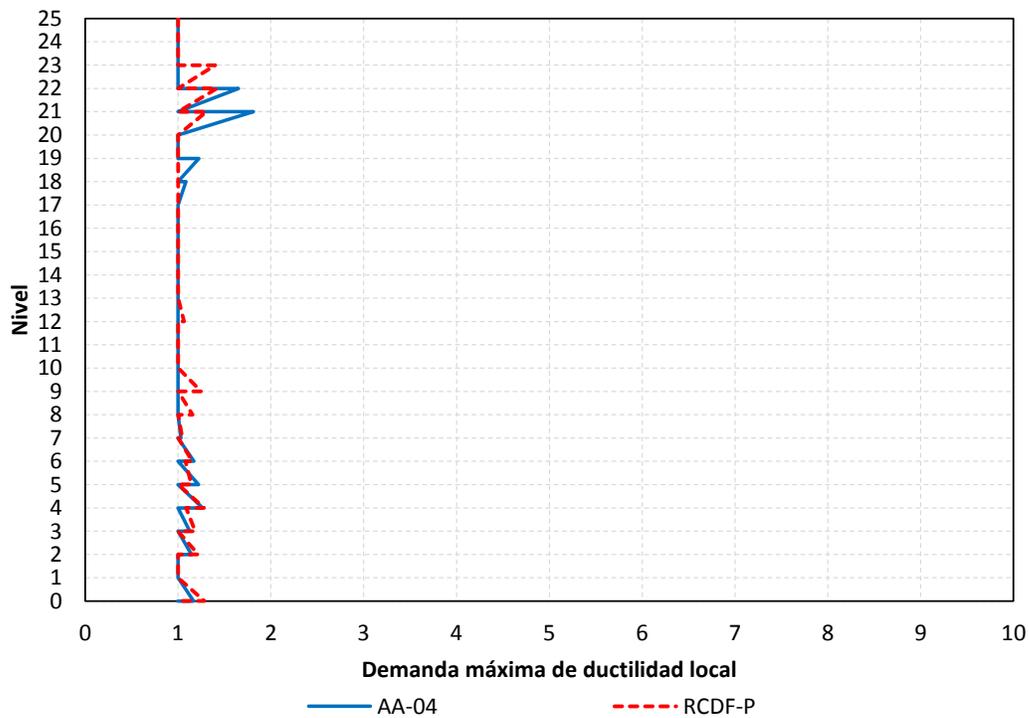
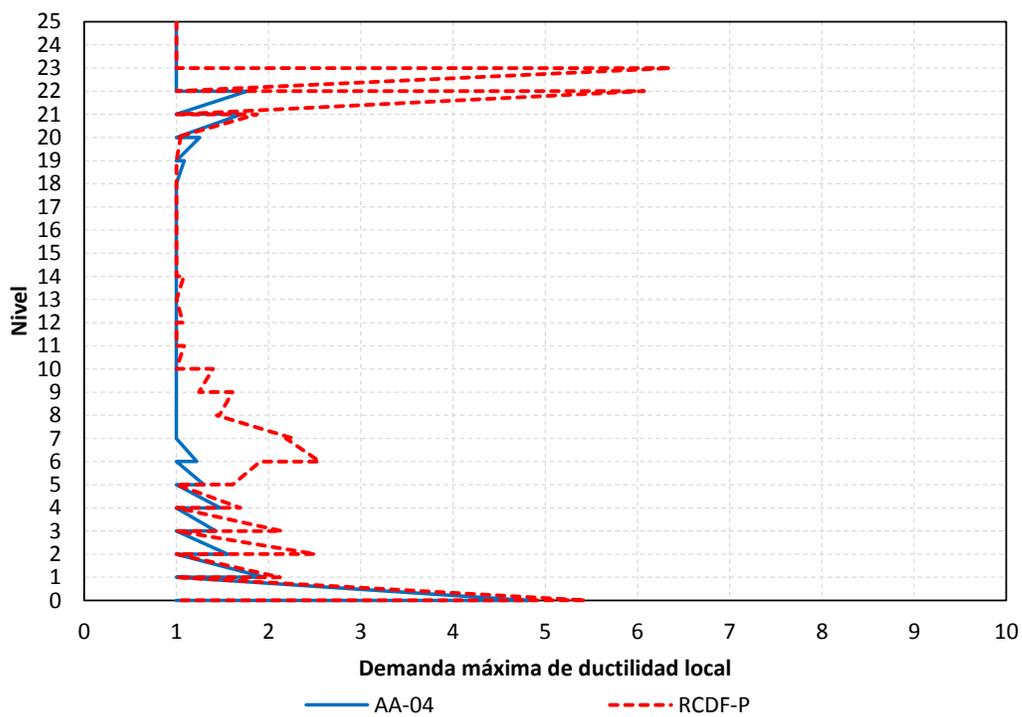


Figura 5.33 Comparación de demandas máximas de ductilidad en vigas, análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Capítulo 5
Comparación de respuestas



Q=2



Q=4

Figura 5.34 Comparación de demandas máximas de ductilidad en columnas, análisis estático no-lineal (*Push-over*), diseños para $Q=2$ y 4 con el Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 y NTC-Sismo ($T_s=2$ s) del RCDF-P, edificio de 25 niveles

Capítulo 6

Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

Para fines de determinar las cuantías de aceros de refuerzo de los diferentes miembros estructurales de los edificios de 9 y 25 niveles de interés de este estudio, se llevaron a cabo análisis sísmicos dinámicos modales espectrales de ocho casos diferentes, incluyendo los efectos de las cargas gravitacionales. Se apoyó en los requisitos generales y especiales de marcos dúctiles especificados en las NTC-Concreto y NTC-Sismo del RCDF-04 (vigente) y RCDF-P en etapa de revisión, para los factores de comportamiento sísmico $Q= 2$ y 4 , respectivamente. Las estructuras de interés se consideraron desplantadas en la zona compresible tipo III_b de la ciudad de México, para un sitio con periodo del movimiento del suelo $T_s= 2$ segundos. Posteriormente, conocidos los diseños, se determinaron las respuestas elásticas e inelásticas paso a paso en el dominio del tiempo con el acelerograma SCT-EW 1985, así como también se llevaron a cabo análisis estáticos no-lineales ante cargas laterales monotónicamente crecientes (*Push-over*) para conocer la capacidad lateral de la estructura ante grandes deformaciones y verificar los posibles mecanismos de falla correspondientes.

Los análisis dinámicos modales espectrales se hicieron de acuerdo con los lineamientos del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (AA-04) y de la propuesta en etapa de revisión de las NTC-Sismo del RCDF (RCDF-P); se diseñó cumpliendo las condiciones de servicio y colapso. Esto es, el objetivo principal de este trabajo fue revisar el comportamiento sismorresistente de los diferentes casos de las estructuras de 9 y 25 niveles, con base en las respuestas de los análisis dinámicos inelásticos paso a paso y estáticos no-lineales, después de haber utilizado los espectros de diseño del RCDF-04 y RCDF-P; cabe recordar que el documento en etapa de revisión está proponiendo ordenadas espectrales superiores en 30%, con respecto de lo que rige en la actualidad.

En general, el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, vigente desde 2004 (RCDF-04), así como la propuesta en etapa de revisión del mismo reglamento (RCDF-P) proporcionan a las estructuras un nivel de seguridad adecuado y un comportamiento consistente con la filosofía de diseño actual, logrando fallas dúctiles y evitando fallas frágiles, principalmente por cortante. Es obvio que el RCDF-P produce estructuras tipo edificios más seguras ante los efectos sísmicos, principalmente debido al incremento (poco más del 30%) que presentan las ordenadas de los nuevos espectros de diseño y con ello un aumento importante del acero de refuerzo.

Por otro lado, con el aumento en las resistencias el comportamiento de las estructuras presenta una reducción de articulaciones plásticas y en el daño en la estructura ante sismos fuertes; sin embargo, el costo de la edificación se incrementa al igual que la demanda de rigidez necesaria para que los desplazamientos se encuentren dentro de la tolerancia permitida ante las demandas que se generan con el nuevo espectro de diseño.

Para los casos particulares de los edificios de 9 y 25 niveles analizados en este trabajo, después de comparar los resultados de los diseños con los espectros del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 y propuesta en etapa de revisión de las NTC-Sismo del RCDF-P, se encontró lo siguiente:

6.1.1 Análisis sísmico dinámico modal espectral

- Las distorsiones angulares máximas de la condición de colapso rigieron para las estructuras diseñadas con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, mientras que para $Q=4$ dominó la condición de servicio, independientemente del tipo de espectro de diseño.
- Las secciones transversales de los miembros estructurales de los edificios de interés diseñados con el RCDF-P, para poder satisfacer los estados límite de las distorsiones angulares de entrepiso de las condiciones de servicio y colapso, presentaron incrementos, con respecto de los dimensionamientos con el AA-04, de 5 y 10 cm en vigas y casi nulo para las columnas de las estructuras de 9 niveles, siendo más notorio en las estructuras de 25 niveles, donde el incremento llegó a ser de 25 cm en las vigas y 10 cm para columnas.
- Debido al incremento de rigidez lateral de los edificios diseñados con el RCDF-P, sus periodos fundamentales de vibración disminuyeron de 12 a 20% para los casos de 9 niveles y de 5 a 12% para los de 25 niveles.
- Las fuerzas cortantes basales de los casos de los edificios diseñados con el AA-04 y RCDF-P muestran diferencias similares a los incrementos que presentan las ordenadas de ambos espectros de diseño, del orden del 30% para las estructuras de 9 niveles y hasta el 46% para el edificio de 25 niveles, caso $Q=4$.

6.1.2 Análisis paso a paso

- Las estructuras de 9 niveles, diseñadas para $Q=2$, tienden a comportarse en el rango elástico. Por otro lado, los casos del edificio de 25 niveles diseñados con el espectro RCDF-P muestran una reducción considerable en el comportamiento inelástico de las vigas, pero no así para las columnas en que se desarrollan un mayor número de fluencias, más notorio para el caso con $Q=4$.
- Debido a la explicación del párrafo anterior, los desplazamientos laterales máximos de los casos de 9 niveles del diseño con RCDF-P se reducen de manera importante, con respecto del caso AA-04; en las estructuras de 25 niveles dicha reducción ya no es importante, principalmente para $Q=4$, porque este tipo de estructura muestra un comportamiento no-lineal más severo.
- Las demandas de ductilidad global de los casos diseñados con el espectro sísmico del RCDF-P presentan una reducción importante, con respecto de los diseños tipo AA-04; estas reducciones tienden a ser mayores en los casos del edificio de 9 niveles, pero en ningún caso la demanda máxima de ductilidad global desarrollada, ante los efectos laterales de la acción del acelerograma SCT-EW, supera al nivel de diseño definido por el factor de comportamiento sísmico (Q).
- Los coeficientes sísmicos de los casos de la estructura de 9 niveles tienden a una reducción, mientras que para los casos de 25 niveles hubo un incremento.
- Con los diseños tipo RCDF-P se observa una reducción importante en el área histerética de las curvas de capacidad definidas por la relación fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea; todos los casos presentan un incremento considerable de rigidez lateral. Las estructuras de 25 niveles muestran un aumento significativo en la fuerza cortante basal, congruente con las diferencias que tienen las ordenadas de los dos espectros de diseño utilizados (AA-04 y RCDF-P).
- Los casos que presentaron deformaciones inelásticas tienen un comportamiento “viga débil-columna fuerte”, con una reducción importante en el número de rótulas plásticas, con respecto de lo observado con los diseños tipo AA-04; si acaso, solamente el caso de estructura de 25 niveles diseñada para $Q=4$ muestra una mayor cantidad de fluencias en columnas. Las vigas tienen, por lo general, una reducción importante en la amplitud de sus demandas de ductilidad local.

6.1.3 Análisis *Push-over*

- Las respuestas del análisis estático no-lineal *Push-over* resultan coherentes con las determinadas con el análisis dinámico inelástico paso a paso; se obtienen resultados similares del comportamiento sísmico de las estructuras de interés; esto es, se corrobora que este tipo resulta ser una alternativa sencilla y representativa para fines de revisar qué pasa en un edificio en el rango no-lineal.
- Este análisis es sensible a la forma de la distribución de las fuerzas laterales por aplicar; en este trabajo se tomó en cuenta el tipo de distribución que resulta después de incluir la participación de todos los modos de vibración lateral, a diferencia de lo que en la literatura proponen que sea solamente con la contribución del modo fundamental.

Capítulo 6

Conclusiones y recomendaciones

- En todos los casos analizados rigió el desplazamiento lateral de azotea calculado a partir de la condición límite de colapso, según los requerimientos de las NTC-Sismo (0.015 para $Q= 2$ y 0.030 para $Q= 4$).
- Las tendencias de los mecanismos de falla cumplen, en general, con la filosofía de diseño “viga débil-columna fuerte”; si acaso, se puede apreciar un mayor trabajo en columnas para algunos de los casos diseñados con el RCDF-P, pero con pequeñas demandas máximas de ductilidad local, controlables desde el punto de vista del diseño práctico.
- Las ductilidades globales máximas desarrolladas en todos los casos de las estructuras de 9 y 25 niveles, diseñadas con el RCDF-P, tienden a disminuir con respecto de lo que se observa para los diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.

6.2 Recomendaciones para el diseño

- Evitar que el periodo fundamental de vibración (T_1) de cualquier edificación se aproxime al periodo dominante del movimiento del terreno (T_s) donde se desplanta; en la zona compresible de la ciudad de México es recomendable rigidizar lateralmente a las estructuras con T_1 cercano al T_s . Siempre convendrá llevar a cabo un estudio detallado de las características dinámicas del suelo donde se piense construir.
- La propuesta en etapa de revisión de las NTC-Sismo del RCDF demanda una mayor rigidez lateral a las estructuras diseñadas, lo cual puede resultar poco conveniente en estructuras altas cuyo sistema estructural principal sea a base de marcos, por lo que mejor se recomienda en estos casos el empleo de elementos rigidizantes tales como muros de concreto armado o contraventeos laterales metálicos, convenientemente distribuidos en planta y elevación para evitar efectos adicionales de concentraciones de cargas, problemas de torsión, entre otros. En este caso, es recomendable verificar que la cimentación propuesta sea la adecuada para transmitir las acciones que se incrementaran por efecto de tener una estructura más rígida.
- Para estructuras altas no es recomendable diseñar para el factor de comportamiento sísmico $Q= 4$, para evitar mayores daños por efectos inelásticos y así costos considerables por efectos de las reparaciones necesarias, muchas veces superiores a los posibles ahorros iniciales.
- Durante el diseño se deberían considerar los posibles efectos de sobre-resistencia en materiales y así poder evaluar de forma más realista el comportamiento sismorresistente de las estructuras.
- Las estructuras se deben diseñar de acuerdo con la filosofía de diseño “columna fuerte-viga débil”, buscando que el modo de falla que domine sea por flexión en los elementos estructurales horizontales; se debe diseñar para evitar fallas frágiles.
- Cuidar que no se presenten cambios importantes de tamaños de los elementos estructurales, con respecto de la altura, para evitar reducciones considerables de resistencia y rigidez con grandes concentraciones de demandas locales de ductilidad.

- Es importante realizar estudios de la respuesta inelástica de las estructuras para detectar comportamientos indeseables; el análisis estático no-lineal tipo *Push-over* resulta una alternativa relativamente simple para identificar posibles mecanismos de falla no deseados y concentraciones importantes de demandas de ductilidad local, así como también permite tener una aproximación bastante buena de la capacidad lateral real de la estructura ante grandes deformaciones.

Referencias

1. “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” (2004), Diario Oficial de la Federación, México, D. F.
2. “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo” (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D. F.
3. “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto” (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D. F.
4. Loera S. *et al* (1991), “Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Publicación ES-2, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
5. Meli R y Rodríguez M (1980), “Gráficas de Interacción para Diseño de Columnas de Concreto Reforzado”, Publicación 428, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
6. Meli R, “Diseño Estructural” (1993), Limusa, México, D.F.
7. Bazán E y Meli R (1992), “Manual de Diseño Sísmico de Edificios”, Limusa, México, D.F.
8. Sauter F Franz (1989), “Fundamentos de Ingeniería Sísmica I, Introducción a la Sismología”, Ed. Tecnológica de Costa Rica
9. Park R y Paulay T (1990), “Estructuras de Concreto Reforzado”, Limusa, México, D.F.
10. Paulay T and Priestley M J N (1992), “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley & Sons

Referencias

11. González Cuevas O y Robles F (2005), "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Limusa, México, D.F.
12. Clough W R and Penzien J (1975), "Dynamics of Structures", McGraw-hill
13. Wilson E y Habibullah A (1995), "ETABS: Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems", Computers and Structures Inc., California, U.S.A.
14. Kanaan A E and Powell G H (1990), "Drain-2D: Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Universidad de California, Berkeley, 1973, adaptado para computadora personal por J N Dyer, Instituto de Ingeniería, UNAM
15. Prakash V, Powell G H and Campbell S (1993), "Drain-2DX: Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Universidad de California, Berkeley
16. Ghosh, S K (2004), "High Strength concrete in U.S. codes and Standards", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, México
17. Mac Gregor, J (1988), "Reinforced concrete: mechanics and design", Prentice Hall
18. Nawy, E G (1996), "Fundamentals of high strength high performance concrete", Longman
19. Comité ACI 363 (1992, 1997), "State-of-the-Art Report on High Strength Concrete", ACI 363R-92, Detroit, Michigan
20. Comité ACI 441 (1996), "High Strength concrete columns: State of the Art", ACI 441R-96, Detroit, Michigan