



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

COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DINÁMICO
Y ESTÁTICO INELÁSTICO DE EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO
REFORZADO DE 9 Y 17 NIVELES DISEÑADOS CON EL CUERPO PRINCIPAL
Y EL APÉNDICE A DE LAS NTC-SISMO DEL RDF-04 EN LA ZONA
COMPRESIBLE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

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

PRESENTA:
LUIS ALBERTO VILLEGAS AMARO

TUTOR PRINCIPAL
JORGE ARTURO ÁVILA RODRÍGUEZ

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

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. Rodríguez Vega Miguel Ángel

2^{d o.} Suplente: M.I. García Domínguez Octavio

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

TUTOR DE TESIS:

M.I. JORGE ARTURO ÁVILA RODRÍGUEZ

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, y al Posgrado de la Facultad, por asegurar una educación científica y de calidad con alto nivel académico en sus aulas.

Al Prof. Jorge Arturo Ávila Rodríguez por disposición, tiempo, apoyo y amistad durante todos estos años.

A los profesores del posgrado y de la facultad, que se encargaron de mantener en mí, un interés constante en sus cátedras.

Al CONACYT por la beca que me permitió realizar mis estudios de posgrado.

*Proverbios 16:32
Más vale dominarse así mismo
que conquistar ciudades.*

*Proverbios 16:10
El corazón del hombre traza su
rumbo pero sus pasos los dirige Dios.*

DEDICATORIAS

A Dios:

Porque todo lo que soy, pienso y aspiro ser, es gracias a ti.

A mi amada esposa Miriam:

*Por tu incondicional amistad, amor y paciencia
y porque cada día me inspiras a ser un mejor hombre.*

A mis padres Álvaro y Rosario:

*Por su inagotable apoyo y cariño, y porque sin merecerlo
no dudaron en sacrificarse por ver cumplidos mis sueños.
Nada de esto sería realidad sin ustedes. Gracias.*

A mis queridos Erika, Carlos, Mauricio, Idequel, Saúl y Santiago:

*Porque son parte de mis alegrías y son fuente
de inspiración; el presente y futuro.*

A mi papá Paco y mamá Lucha:

Por su ejemplo de trabajo, esfuerzo y sobre todo gran corazón.

Al Sr. Arturo y Sra. Susana, Karen y Susy:

*Por sus atenciones y muestras de cariño a mi vida,
y por ser parte de mi familia.*

A mis bebés:

Porque aun sin conocerles los tengo presentes en mi corazón.

ÍNDICE
Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes	1
1.2 Alcance y objetivos	2

Capítulo 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción	4
2.2 Métodos de análisis y diseño	6
2.2.1 Análisis estático	6
2.2.2 Análisis dinámico modal espectral	7
2.2.2.1 Revisión por cortante basal	9
2.2.3 Análisis por integración paso a paso	10
2.2.4 Análisis Push-over	12
2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura entrepiso, Δ_{ri} / h_i	13
2.4 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q	14
2.4.1 Condiciones de regularidad	15
2.5 Efectos P – Δ	15
2.6 Demandas de ductilidad local y global	16
2.7 Longitud equivalente de articulación plástica, l_p	17
2.8 Espectros de diseño del RDF-04	18
2.8.1 Espectros de diseño del Cuerpo Principal	18
2.8.2 Espectros de diseño del Apéndice A	19
2.9 Requisitos para diseño de estructuras dúctiles	21
2.9.1 Requisitos generales	21
2.9.2 Miembros a flexión	24
2.9.3 Miembros a flexocompresión	26
2.10 Fuentes de sobre-resistencia	26
2.10.1 Curva esfuerzo–deformación del concreto	27
2.10.2 Curva esfuerzo–deformación del acero	29

Capítulo 3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1 Descripción de las estructuras	42
3.1.1 Edificios de 9 niveles	42
3.1.2 Edificios de 17 niveles	43
3.2 Modelación de las estructuras	44
3.2.1 Cargas muertas, cargas vivas y pesos por nivel	45
3.3 Análisis sísmicos elásticos y diseños de los armados de refuerzo	45
3.3.1 Edificios de 9 niveles (casos A y B)	45
3.3.1.1 Periodos de vibración	45
3.3.1.2 Desplazamientos horizontales máximos	45

3.3.1.3 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	46
3.3.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso	46
3.3.1.5 Elementos mecánicos últimos y diseños	46
3.3.1.5.1 Vigas	46
3.3.1.5.2 Columnas	47
3.3.2 Edificios de 17 niveles (casos A y B)	47
3.3.2.1 Periodos de vibración	47
3.3.2.2 Desplazamientos horizontales máximos	48
3.3.2.3 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	47
3.3.2.4 Fuerzas cortantes de entrepiso	47
3.3.2.5 Elementos mecánicos últimos y diseños	48
3.3.2.5.1 Vigas	48
3.3.2.5.2 Columnas	48

Capítulo 4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1 Introducción	99
4.2 Análisis elásticos e inelásticos, dinámicos paso a paso	99
4.2.1 Respuestas inelásticas globales y locales	101
4.2.1.1 Estructuras de 9 niveles (casos A y B)	101
4.2.1.1.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	102
4.2.1.1.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	102
4.2.1.1.3 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso	102
4.2.1.1.4 Historias de coeficientes sísmicos	103
4.2.1.1.5 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	103
4.2.1.1.6 Historias de elementos mecánicos vigas y columnas	103
4.2.1.1.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_1)	105
4.2.1.1.8 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas	105
4.2.1.2 Estructuras de 17 Niveles (casos A y B)	106
4.2.1.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	106
4.2.1.2.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	106
4.2.1.2.3 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso	107
4.2.1.2.4 Historias de coeficientes sísmicos	107
4.2.1.2.5 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	107

4.2.1.2.6 Historias de elementos mecánicos vigas y columnas	107
4.2.1.2.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)	109
4.2.1.1.8 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, y distribución global de articulaciones plásticas	109
4.3 Análisis sísmicos estáticos no-lineales tipo Push-over	109
4.3.1 Respuestas inelásticas globales y locales	110
4.3.1.1 Modelos de 9 niveles (casos A y B)	110
4.3.1.1.1 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea y desplazamientos horizontales máximos	111
4.3.1.1.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	111
4.3.1.1.3 Distribución de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local en vigas y columnas	111
4.3.1.2 Modelos de 17 niveles (casos A y B)	112
4.3.1.2.1 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea y desplazamientos horizontales máximos	112
4.3.1.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	113
4.3.1.2.3 Distribución de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local en vigas y columnas	113

Capítulo 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1 Introducción	222
5.2 Análisis sísmicos elásticos para diseño	223
5.2.1 Dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales	223
5.2.2 Periodos fundamentales de vibración	223
5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos	224
5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	224
5.2.5 Fuerzas cortantes basales	224
5.3 Análisis sísmicos dinámicos paso a paso inelásticos	225
5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos	225
5.3.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	225
5.3.3 Coeficientes sísmicos	226
5.3.4 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	226
5.3.5 Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas y columnas	227
5.3.5.1 Columnas	227
5.3.5.2 Vigas	227
5.3.6 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local	227
5.3.6.1 Distribución global de articulaciones plásticas	227

5.3.6.2 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas	240
5.4 Análisis sísmicos estáticos no-lineales Push-over	228
5.4.1 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, desplazamientos laterales máximos y demandas de ductilidad local	228
5.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura entrepiso, Δ_{ri} / h_i	228
5.4.3 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad en vigas y columnas	229
Capítulo 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
6.1 Conclusiones	267
6.1.1 Análisis sísmicos dinámico modal espectral (diseño)	268
6.1.2 Análisis sísmico inelástico paso a paso (revisión)	269
6.1.3 Análisis sísmico estático no-lineal Push-over (revisión)	270
6.2 Recomendaciones	271
BIBLIOGRAFIA	273
ANEXO 1	276

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los sismos son movimientos vibratorios de la corteza terrestre, causados por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, explosiones o derrumbe de techos de cavernas subterráneas; sin embargo, los sismos más severos e importantes desde el punto de vista de la ingeniería civil son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida la corteza terrestre (fig. 1.1). La energía de los sismos se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza. El punto subterráneo en donde se considera que se inició el movimiento se conoce como foco o hipocentro, y su proyección a la superficie se le conoce como epicentro. Los movimientos que dan origen a los sismos tectónicos pueden ser de dos tipos: subducción, cuando una placa se desliza bajo de otra; o de transurrencia, cuando el movimiento de placas se realiza únicamente en un plano horizontal y de forma paralela a la falla entre las placas. Los sismos de las zonas de subducción son casi la mitad de los sucesos sísmicos destructivos, y liberan el 75 por ciento de la energía sísmica a nivel mundial; están concentrados en el Anillo de Fuego, una banda estrecha de unos 38,600 km de longitud que coincide con la periferia del Océano Pacífico.

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

El movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, debido a alteraciones en las ondas ocasionadas principalmente por efectos geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo. A estas alteraciones se les conoce como efectos

locales, y en los últimos años han conducido a la microzonificación sísmica de las áreas de asentamientos humanos. La presencia de estratos de suelo blando altera significativamente las características de las ondas sísmicas; se filtran ondas de periodo corto y se amplifican las de periodo largo, y en general la intensidad sísmica va a aumentar en este tipo de terrenos, teniéndose así mayores daños que en terrenos con suelos firmes. Un área en donde los efectos de sitio son extraordinariamente importantes es el valle de México, ya que las condiciones geológicas particulares de esta zona producen una amplificación de las ondas sísmicas en toda la región debido a los estratos de arcilla compresible que existen en las zonas correspondientes a los antiguos lagos.

Los sismos de septiembre de 1985 en México fueron, por sus características, únicos en el mundo. Los estragos de estos sismos en zonas de alta densidad de población como la Ciudad de México fueron importantes porque las aceleraciones registradas fueron muy superiores a las de sismos anteriores, y por ende, las sollicitaciones y esfuerzos a que se vieron sometidas algunas edificaciones resultaron considerablemente por encima de los máximos esperados. Es bien conocido que la ingeniería sísmica presenta grandes avances en países donde los movimientos sísmicos son de gran intensidad. A raíz de los sismos de septiembre de 1985 en México, la ingeniería sísmica mexicana logra un gran auge. Se han realizado numerosas investigaciones con la finalidad de entender el fenómeno sísmico y plantear soluciones, que permitan evitar pérdidas humanas y disminuir el daño en las estructuras. La mayoría de los países han instituido la solución de los problemas vitales y de seguridad en las construcciones en forma de reglamentos que especifican normas seguras para el diseño y la construcción. En México, el resultado de dichas investigaciones se ve reflejado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.

En la más reciente versión del reglamento (RDF-04) y sus NTC-Sismo, dentro de los cambios más relevantes, es que se hace una subdivisión de la zona compresible de lago (zona III hasta el RDF-93) en cuatro subzonas (IIIa, IIIb, IIIc y IIId), y se pueden tomar en cuenta de forma explícita los efectos de sitio y de la interacción suelo estructura.

Actualmente en el Instituto de Ingeniería, UNAM se realizan numerosas investigaciones en el campo de la ingeniería sísmica, dentro de las cuales se encuentra el análisis y evaluación del comportamiento de diferentes tipos de sistemas estructurales. En el presente trabajo se busca comparar la respuesta sísmica elástica e inelástica de edificios de 9 y 17 niveles, que basan sus sistema estructural en marcos de concreto reforzado y que se encuentran en la zona compresible del Valle de México.

1.2 Alcance y objetivos

Se determina y compara el comportamiento sísmico en el dominio del tiempo, elástico e inelástico, de edificios de 9 y 17 niveles a base de marcos de concreto reforzado, localizados en la zona compresible del Valle de México; fueron diseñados con el RDF-04, cumpliendo los estados límite de servicio y de falla establecidos en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes (NTC-Sismo y NTC-Concreto). Las estructuras se diseñaron para dos casos: en el primero de ellos, se utilizan los espectros de diseño del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo (zona IIIb), mientras que en el segundo se utilizan los espectros de diseño en función del periodo dominante del suelo, definidos en el Apéndice A de las NTC-Sismo ($T_s = 2$ s).

Para cada edificio se realizan los siguientes tipos de análisis:

Análisis dinámico modal espectral considerando un comportamiento elástico en la estructura. Para este análisis se empleó el programa de computadora ETABS, y con los resultados obtenidos se realizó el diseño de los elementos estructurales. Se hace la comparación de los resultados de periodos de vibración, desplazamientos laterales, desplazamientos laterales relativos entre la altura de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, así como de elementos mecánicos de diseño y de los armados resultantes. Se incluyen los efectos de cargas gravitacionales y efectos de segundo orden ($P - \Delta$).

Análisis dinámico paso a paso inelástico para las estructuras diseñadas según el punto anterior. Se analizan las respuestas sísmicas elásticas e inelásticas sin y con la influencia de posibles fuentes de sobre-resistencia utilizando el programa DRAIN-2DX. Se empleó el acelerograma SCT-EW, representativo de suelo compresible, obtenido durante los sismos de septiembre de 1985. Se presentan y comparan las demandas de máximas de ductilidad local de las vigas y columnas, así como de ductilidad global, y la distribución general de articulaciones plásticas.

Análisis estático no-lineal Push-over. Se analizan las respuestas sísmicas inelásticas sin y con la influencia de posibles fuentes de sobre-resistencia bajo diferentes distribuciones de carga lateral. Para realizar estos análisis se empleó el programa DRAIN-2DX. Se presentan y comparan los mecanismos de colapso, curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea y las demandas de ductilidad global y local.

El Capítulo 2 plantea los conceptos que definen los criterios de análisis y diseño a seguir en el siguiente trabajo. Los Caps. 3 y 4 tratan respectivamente sobre el cálculo de las respuestas elásticas e inelásticas. El Cap. 5 compara los resultados obtenidos y en el 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones más importantes.

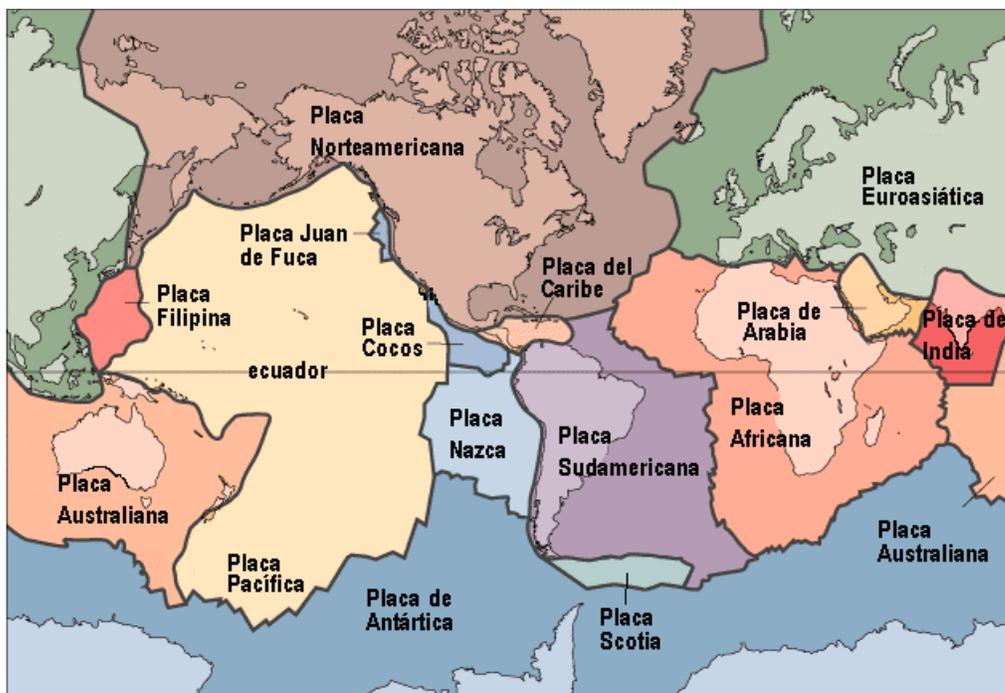


Fig 1.1.- Mapa mundial que muestra las principales placas tectónicas

2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción

Un reglamento de diseño debe especificar los requisitos que han de reunir las estructuras para que tengan seguridad adecuada contra la falla y contra la ocurrencia de estados de comportamiento inadmisibles o indeseables.

Se requiere que las construcciones cumplan con determinados requisitos de funcionamiento, independientes del material y sistema constructivo empleado; por tanto, en diseño hay que definir inicialmente contra qué se quiere tener seguridad, es decir, después de qué límites el comportamiento de una estructura se considera inaceptable. Estas condiciones extremas se han denominado estados límite, distinguiéndose los estados límite de falla a aquellos que corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, y los estados límite de servicio, a las condiciones que afectan el funcionamiento de la construcción.

El diseño de estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para otras acciones, debido a que las acciones que se introducen dependen en gran medida de las propiedades de la estructura misma y de su interacción con el suelo (carácter dinámico del problema), además, existe gran incertidumbre en la acción sísmica y las intensidades extraordinarias que puede alcanzar.

En vista de que las solicitaciones que un sismo severo impone a las estructuras son muy elevadas y de carácter aleatorio, no es económicamente factible diseñar para que las construcciones resistan sin daño alguno un sismo con un periodo de recurrencia muy grande. La mayoría de los reglamentos

modernos de diseño sísmico, incluido el RDF-04, establecen como objetivos: por una parte, evitar el colapso ante un sismo intenso y, ante sismos moderados o de baja intensidad, evitar daños de cualquier tipo.

Podemos plantear de forma general como objetivos del diseño sísmico los siguientes:

- 1) Proporcionar a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo sin que ésta sufra colapso o daños irreparables.
- 2) Evitar daños y pánico en los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que puedan ocurrir varias veces durante la vida de la construcción.

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

La capacidad de deformación o ductilidad es una propiedad que puede evitar el colapso de un edificio. Para desarrollar ductilidad se requiere de la formación de articulaciones plásticas, que son parte del mecanismo de falla que se tiende a formar durante sismos intensos. En edificios con marcos de varios niveles, dichas articulaciones se formarán, por lo general, por la fluencia del acero de refuerzo en las secciones transversales de los extremos de las vigas y en ocasiones en las columnas del piso inferior. Aún cuando el diseñador estructural pueda elegir cuáles miembros deban fluir antes, generalmente es deseable que las fluencias ocurran en aquellos miembros en que predominan los modos de falla dúctiles; esto es, se debe buscar suministrar columnas fuertes, y permitir que las vigas fluyan a flexión primero.

El procedimiento de diseño planteado en el Reglamento para Construcciones para el Distrito Federal de 2004 (RDF-04) no incluye una revisión explícita de la seguridad ante el colapso. Sólo se supone, que al obedecer ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía para evitar el colapso.

Para cumplir con los objetivos de diseño mencionados anteriormente, el RDF-04 especifica un espectro de diseño de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite que dichas fuerzas se reduzcan por un factor de comportamiento Q , que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica, o su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen estados límite de resistencia de sus secciones.

Para evitar daños no estructurales ante sismos moderados, el reglamento requiere que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. Se usan los desplazamientos que se calculan para el sismo de diseño, que no corresponden a la condición de servicio, y se comparan con desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que causan daño estructural. Esto implica, que solo se pretende evitar daño no estructural para sismos del orden de la intensidad del sismo de diseño.

Todas las estructuras se deben analizar, suponiendo que el sismo actúa en dos direcciones ortogonales, que, en general, pueden coincidir con la de los marcos principales. Se considerará

actuando simultáneamente el valor de diseño de una componente más el 30 por ciento del valor de diseño del componente ortogonal.

Como índice de la acción sísmica de diseño se emplea el coeficiente sísmico, c , que define la fuerza cortante horizontal, que actúa en la base del edificio, como una fracción del peso total del mismo. El coeficiente sísmico también sirve de base para la construcción de los espectros de diseño. Éste coeficiente varía en función del tipo de suelo y de la importancia de la construcción.

Además del criterio general se permite el empleo de otros métodos de diseño, siempre que pueda demostrarse que sus resultados dan una seguridad no inferior a la que se obtiene aplicando los procedimientos especificados por el reglamento. Cabe mencionar que el Apéndice A de las NTC-Sismo permite considerar explícitamente para estructuras ubicadas en las zonas II y III, los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura.

En este capítulo se describen brevemente los métodos aproximados y exactos de análisis permitidos por el Reglamento para Construcciones para el Distrito Federal que son útiles en el estudio del caso sísmico; además, se definen los parámetros que serán de utilidad en la caracterización de la respuesta sísmica y los requisitos de diseño para que una estructura pueda considerarse como dúctil.

2.2 Métodos de análisis y diseño

Existen diversos procedimientos para evaluar las solicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura. Dentro de los métodos aceptados por el RDF-04, éstos se subdividen en dos grupos: los de tipo estático y los dinámicos. En los primeros se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica. En los segundos se realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo generalmente simplificado. Cada uno de los métodos plantea su propio nivel de aplicación, complejidad y refinamiento. En general, los métodos suponen un comportamiento elástico-lineal, sin embargo el análisis paso a paso puede considerar el caso no-lineal.

La utilización del tipo de análisis a utilizar en el estudio del comportamiento sísmico de una estructura dependerá de las características propias de la edificación y del grado de refinamiento que se desee obtener, así como de la zona en la cual esté cimentada.

2.2.1 Análisis estático

Se basa generalmente en la suposición de la determinación de la fuerza lateral total (fuerza cortante en la base) a partir de la inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir esta fuerza cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar en su primer modo. Las fuerzas concentradas que se aplican en cada masa se pueden calcular con la expresión:

$$F_i = \frac{c}{Q} \left(\frac{W_i h_i}{\sum_i W_i h_i} \right) W_0$$

donde:

c : Coeficiente sísmico

Q : Factor de comportamiento sísmico

W_i : Peso del nivel "i"

W_0 : Peso total

h_i : Altura del nivel "i" con respecto del nivel de desplante

Las NTC-Sismo del RDF-04 indican que este método puede aplicarse a estructuras regulares de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de altura no mayor a 20 m. Para edificios ubicados en zona I, estos límites se amplían a 40 m y 30 m.

2.2.2 Análisis dinámico modal espectral

Para estimar el comportamiento global de un edificio, en ocasiones se requiere recurrir a modelos más sofisticados en los cuales se considera que la masa se encuentra concentrada en los niveles de piso, y sujeta a desplazamientos laterales únicamente. Un ejemplo de este tipo de modelos se muestra en la fig. 2.1. Es importante definir cuantos grados de libertad serán considerados para tener caracterizada adecuadamente la estructura.

La ecuación de equilibrio dinámico está dada por:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

donde:

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

$$F_R = Ku$$

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

F_I , F_R y F_A son, respectivamente, el vector de fuerzas de inercia, vector de fuerzas restauradoras o de rigidez y vector de fuerzas de amortiguamiento; además, M , K y C son las matrices de masas, rigidez y amortiguamiento respectivamente. \ddot{u}_T es el vector de aceleraciones totales, u es el vector de desplazamientos y \dot{u} el vector de velocidades. Además el vector de aceleraciones totales se puede plantear de la siguiente manera:

$$\ddot{u}_T = \ddot{u}_0 + \ddot{u}$$

Así la ecuación de equilibrio puede plantearse de la siguiente manera:

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

\ddot{u}_0 es el vector de aceleraciones en la base, y \ddot{u} es el vector de aceleraciones relativas de cada una de las masas.

Queda así definido que la ecuación que permite conocer el comportamiento del sistema de tres grados de libertad en cualquier instante de tiempo bajo una acción dinámica es un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias de segundo grado con coeficientes constantes.

Si suponemos que se tiene vibración libre, sin amortiguamiento, la estructura vibra libremente adoptando una configuración de desplazamientos que se denomina forma modal o modo de vibrar. Es decir, un modo de vibrar es un vector que en cada elemento tiene las amplitudes nodales relativas. En movimiento armónico simple se sabe que $u = a \operatorname{sen} \omega t$, donde a representa la amplitud de vibración y ω es la frecuencia circular del sistema no amortiguado. Al sustituir $u = a \operatorname{sen} \omega t$ en la ecuación de equilibrio dinámico para el caso mencionado resulta: $Ka - \omega^2 Ma = 0$, tal que para que a sea diferente de cero se tiene que cumplir que: $|K - \omega^2 M| = 0$; la solución de este determinante permite encontrar los n valores de la frecuencia ω que corresponden a cada modo natural de vibrar del sistema. La fig. 2.2 muestra los tres modos de vibrar de un modelo de edificio de tres pisos. Cada modo de vibrar tiene su propio periodo (T_i) o frecuencia; el segundo modo de vibrar tiene un menor periodo que el primer modo, y a su vez el tercer modo tiene un periodo menor que el segundo modo. El primer modo o modo fundamental se caracteriza por no tener puntos de inflexión. Al pasar por los modos superiores, la configuración presenta un nuevo punto de inflexión. Existen tantos modos de vibrar como grados de libertad tenga la estructura.

El llamado análisis modal aprovecha las propiedades de los modos de vibración que son las de ortogonalidad con respecto de la matriz de masas, y ortogonalidad con respecto de la matriz de rigideces, de tal forma que se puede reducir el problema de resolver un sistema de ecuaciones diferenciales acoplado en uno de ecuaciones diferenciales desacoplado. El concepto fundamental es que en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales. Al excitar el sistema, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total será la combinación de las respuestas máximas independientes de cada modo, multiplicada cada una por un factor de participación.

Así, el desplazamiento del piso i se obtiene como la suma de las participaciones máximas de cada modo:

$$u = \sum_{n=1}^N \phi_{in} Y_{in}(t)$$

donde:

$Y_{in}(t)$: Desplazamiento máximo en el nivel i del modo n en el instante t

ϕ_{in} : Factor que define la escala a la que interviene el modo n en el movimiento del nivel i

Conocidos los desplazamientos correspondientes a cada modo, el cálculo de cantidades de interés para diseño, como las fuerzas cortantes y momentos flexionantes, en un instante cualquiera se efectúa multiplicando la matriz de rigideces por los desplazamientos; los resultados son también función del tiempo.

El análisis dinámico modal espectral se funda en que interesa la respuesta máxima que generará un temblor futuro. Debido a que no es posible predecir con exactitud acelerogramas de eventos sísmicos futuros, los reglamentos normalmente prescriben la intensidad sísmica de diseño mediante espectros suavizados, que suministran la pseudoaceleración máxima para cada periodo.

El máximo de la respuesta de la estructura se puede determinar considerando la respuesta máxima de cada modo. En la literatura se propone como criterio para estructuras elásticas:

$$R_{m\acute{a}x} = \sqrt{\sum_j r_j^2}$$

Esta estimación es adecuada siempre y cuando los periodos de los modos naturales difieran al menos de un diez por ciento entre sí. De no ser así, es necesario emplear otra regla de combinación para obtener las respuestas máximas, la cual puede ser el método CQC (Complete Quadratic Combination), el cual está expresado como:

$$R_{m\acute{a}x} = \sqrt{\sum_{r=1}^p \sum_{s=1}^p r_r p_{rs} r_s}$$

donde r_r y r_s son los valores máximos de los modos “r” y “s”, además:

$$p_{rs} = \frac{8\zeta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1+\lambda^2) + 4\zeta^2\lambda(1+\lambda)^2}$$

donde $\lambda = \frac{\omega_s}{\omega_r}$. Para este trabajo, se utiliza este criterio de combinación.

2.2.2.1 Revisión por cortante basal

Para el caso en que se aplique un método de análisis dinámico se debe hacer una revisión de la magnitud de la fuerza cortante basal que se está generando en la estructura.

El Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04 señala que la fuerza cortante basal (V_0), obtenida de aplicar un análisis dinámico, debe ser al menos igual a:

$$0.80a \frac{W_0}{Q'}$$

De no cumplirse esta condición, se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales, tal que la fuerza cortante basal iguale a este valor.

Por otro lado el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 menciona que si del análisis se encuentra que la fuerza cortante basal (V_0) es menor que:

$$a_{m\acute{i}n} W_0,$$

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. A diferencia de lo especificado por el Cuerpo Principal, el Apéndice A aclara que no se afectarán por este factor los desplazamientos.

2.2.3 Análisis por integración paso a paso

Las NTC-Sismo del RDF-04 consideran como uno de los métodos aceptables para diseño sísmico el de integración paso a paso. Se señala que para representar al sismo de diseño se puede recurrir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los criterios que marcan las normas, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

Como se mencionó anteriormente, muchos sistemas estructurales experimentarán una respuesta no lineal a lo largo de su existencia. Un sismo intenso provocará que una estructura diseñada con métodos convencionales incurra en el rango inelástico. Un método de integración numérica muy poderoso para resolver problemas de dinámica estructural es el llamado método de integración paso a paso. En este procedimiento el acelerograma se divide en una serie de pequeños intervalos de tiempo Δt . Durante un pequeño intervalo de tiempo, se asume que el comportamiento de la estructura es lineal. Cuando ocurre un comportamiento no lineal, se genera una variación de rigidez. De esta forma, la respuesta de un sistema no lineal se aproxima por una serie de sistemas lineales teniendo cambios de rigidez. La velocidad y desplazamiento calculados al final de cada intervalo de tiempo se convierten en las condiciones iniciales para el siguiente intervalo de tiempo, y así el proceso se continúa paso a paso.

A continuación se hace el planteamiento del método de integración paso a paso para un sistema de un grado de libertad con propiedades m , k y c (fig. 2.3), el cual está bajo el efecto de una carga dinámica $p(t)$.

A partir del diagrama de cuerpo libre (fig. 2.3), se plantea la ecuación de equilibrio dinámico:

$$f_i(t) + f_a(t) + f_r(t) = p(t)$$

donde:

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

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

$f_r(t)$: Fuerza de rigidez o restauradora en el tiempo

$p(t)$: Fuerza dinámica aplicada al sistema

Considerando un tiempo $t+\Delta t$, la ecuación de equilibrio dinámico se transforma en:

$$f_i(t + \Delta t) + f_a(t + \Delta t) + f_r(t + \Delta t) = p(t + \Delta t)$$

tal que la ecuación en función de incrementos está dada por:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_a(t) + \Delta f_r(t) = \Delta p(t)$$

Así, las fuerzas incrementales de la ecuación de movimiento se expresan de la siguiente manera:

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

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

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

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

m es la masa que permanece constante, $c(t)$ y $k(t)$ representan las propiedades de amortiguamiento y de rigidez lateral, en función del tiempo, las cuales se determinan como:

$$c(t) \cong \left(\frac{df_a}{d\dot{u}} \right)_t$$

y la rigidez lateral en función del tiempo por medio de:

$$k(t) \cong \left(\frac{df_r}{du} \right)_t$$

Al sustituir las ecuaciones con las fuerzas incrementales, se tiene la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo t :

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

La ecuación anterior se puede evaluar suponiendo que la aceleración varía linealmente durante cada incremento de tiempo, considerando además que las propiedades estructurales del sistema son constantes en dicho intervalo de tiempo. Al evaluar la expresión para el intervalo Δt , se llega a las siguientes ecuaciones en función del incremento de velocidad y desplazamiento:

$$\Delta\dot{u}(t) = \dot{u}(t) + \Delta\ddot{u}(t)\frac{\Delta t}{2}$$

$$\Delta u(t) = \dot{u}(t)\Delta t + \Delta\ddot{u}(t)\frac{\Delta t^2}{2} + \Delta\ddot{u}(t)\frac{\Delta t^2}{6}$$

Al despejar $\Delta\ddot{u}(t)$ de las dos ecuaciones anteriores, y sustituyendo en la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo t , se tiene la siguiente ecuación de movimiento:

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

Por último, al trasladar todos los términos asociados con las condiciones iniciales se obtiene:

$$\bar{k}(t) \Delta u(t) = \Delta \bar{p}(t)$$

donde $\bar{k}(t)$ es la rigidez efectiva, considerada como:

$$\bar{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t)$$

y $\Delta \bar{p}(t)$ esta dada por:

$$\Delta \bar{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{u}(t) + 3\ddot{u}(t) \right] + c(t) \left[3\dot{u}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}(t) \right]$$

La ecuación que se obtiene después de haber trasladado todos los términos asociados con las condiciones iniciales, es equivalente a una relación incremental de equilibrio estático, y se resuelve para el incremento de desplazamiento, como la división del incremento de carga entre la rigidez.

Conocido $\Delta u(t)$ se pueden establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo. El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último incremento de tiempo Δt en que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a sistemas de varios grados de libertad.

2.2.4 Análisis Push-over

Una opción simplificada para estimar la capacidad de resistencia y las demandas de deformación de los elementos estructurales es el método de análisis estático no-lineal Push-over. El análisis Push-over es un análisis no-lineal bajo carga lateral monotónicamente creciente. Básicamente, es un análisis no-lineal paso a paso en el que las cargas laterales de magnitud relativa constante se aplica a la estructura, y son incrementadas progresivamente hasta que se alcanza el colapso. La carga lateral se incrementa hasta que la estructura se vuelve inestable o alcanza un desplazamiento límite. Los resultados de este tipo de análisis son comúnmente presentados en forma de una gráfica fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea. Se mantienen constantes las cargas gravitacionales (fig. 2.4).

El análisis Push-over permite conocer aspectos como la resistencia última, la secuencia de formación de articulaciones plásticas, la magnitud de deformaciones en las articulaciones plásticas para un desplazamiento lateral preestablecido, y el posible mecanismo de colapso. Este método tiene la

desventaja que no considera los efectos de los modos superiores de vibrar, además de que, dada la incertidumbre en cuanto al patrón de cargas en la altura, solamente considera un patrón de carga.

Este método puede tener una gran utilidad para el diseñador en la revisión de la seguridad estructural de cualquier edificio.

2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i

Uno de los objetivos básicos de diseño del RDF-04 consiste en evitar daños en las estructuras ante sismos moderados. El reglamento propone alcanzarlo limitando los desplazamientos laterales de la estructura.

Para estimar el grado de daño que puede presentarse, el índice más importante es la distorsión de entrepiso, “ γ ”, o sea, el desplazamiento lateral relativo entre dos pisos consecutivos “ Δ_{ri} ”, dividido entre la altura de entrepiso “ h_i ”, a saber:

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

Se hacen modificaciones a los desplazamientos laterales calculados para el sismo de diseño, que no corresponden a las condiciones de servicio, y se comparan contra los desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que causan daño estructural. Estas deformaciones son del orden de tres veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en elementos no estructurales; es decir, implícitamente las Normas sugieren que se eviten los daños no estructurales para sismos del orden de un tercio de la intensidad del sismo de diseño.

De acuerdo con el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, las fuerzas de diseño pueden ser reducidas por el comportamiento inelástico de la estructura, pero las deformaciones que se presentarán en ella serán aproximadamente “Q” veces las que se determinaron con el análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas, y entonces compararlas con los límites permisibles.

El Cuerpo Principal de dichas Normas especifica que la distorsión máxima permisible de entrepiso deberá ser menor que 0.006 cuando los elementos no estructurales estén ligados a la estructura, y menor que 0.012 cuando no haya elementos frágiles o cuando los elementos no estructurales estén desligados de la estructura principal (fig. 2.5). En este trabajo el límite utilizado fue de 0.012.

El Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 determina que la rigidez lateral de la estructura debe cumplir con las dos condiciones siguientes, a saber:

- a) Para limitar los daños a elementos no estructurales, los desplazamientos laterales relativos de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculado con las ordenadas espectrales reducidas (por ductilidad y sobrerresistencia) y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no deben exceder 0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes si no hay elementos no estructurales ligados a la estructura y de 0.002 cuando los halla. En este trabajo se utiliza como límite el valor de 0.004; se considera que no hay elementos no estructurales ligados.

- b) Para controlar la seguridad contra el colapso, los desplazamientos laterales relativos de pisos consecutivos, producidos por las acciones sísmicas correspondientes, multiplicadas por el factor QR no excederán la distorsión permisible de entrepiso de 0.03, correspondiente para marcos dúctiles de concreto reforzado con $Q = 3$.

2.4 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q

Es impráctico diseñar edificios para que resistan sismos severos manteniendo un comportamiento elástico, a diferencia tal vez de edificaciones especiales; ante esto, los reglamentos de construcción señalan el uso de materiales y detalles constructivos para que las estructuras puedan incursionar en el comportamiento inelástico y disipar la energía inducida por un sismo fuerte mediante histéresis; lo anterior implica un daño, pero no colapso. Esto permite reducir las fuerzas elásticas de diseño sísmico mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder resistencia. En el caso de las NTC-Sismo del RDF-04, las fuerzas del análisis estático y del análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre el factor de reducción Q' , que depende del factor de comportamiento sísmico Q . Para el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo el factor de reducción de fuerzas esta dado por:

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

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

Los factores Q dependen del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten. Se permite utilizar valores de $Q = 1, 1.5, 2, 3$ y 4 . El factor de comportamiento sísmico puede variar en las dos direcciones ortogonales en las que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones; sin embargo, conviene que la estructuración en ambas direcciones sea similar.

Para este trabajo se utiliza el factor de comportamiento sísmico $Q=3$, por lo que se debe de verificar lo siguiente:

- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos para marcos y muros dúctiles.
- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales.
- Si hay muros de mampostería, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y si los marcos son capaces de resistir al menos el 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

2.4.1 Condiciones de regularidad

Para que una estructura se considere regular, las NTC-Sismo establecen que se deben cumplir los siguientes requisitos:

- 1) Planta sensiblemente simétrica (en masas, muros y elementos resistentes) con respecto a dos ejes ortogonales.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación entre largo y ancho de la planta debe ser menor de 2.5.
- 4) En planta no tienen 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 se cuenta con un sistema de piso rígido y resistente.
- 6) No hay aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta paralelamente a la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área de las aberturas no debe exceder en ningún nivel del 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que se debe considerar por sismo, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior, ni menor que el 70 por ciento del mismo, excepto para el último nivel.
- 8) El área de cada nivel no debe exceder el área del piso inmediato inferior, ni debe ser menor que 70 por ciento de la misma, excepto para el último nivel. El área está limitada por los paños exteriores de los elementos resistentes.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.
- 10) A excepción del último entrepiso, la rigidez ni la resistencia del entrepiso difiere en más del 50 por ciento con respecto del entrepiso inmediato inferior.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, “ e_s ”, será mayor del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad.

Cuando no se satisfaga uno o más de los requisitos señalados se considerará como estructura irregular. Cuando se tengan estructuras que no cumplan con uno de los requisitos el factor de reducción Q' se debe de multiplicar por 0.9, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más requisitos, y por 0.7 cuando sea fuertemente irregular, es decir cuando no se cumpla el punto 10 y la excentricidad estática exceda el 100 por ciento, según el punto 11.

2.5 Efectos $P - \Delta$

En el análisis de sistemas estructurales sujetos a carga lateral, el movimiento de la masa que participa en la respuesta estructural hacia su posición deformada genera momentos adicionales en los elementos estructurales, normalmente conocidos como momentos de segundo orden. En la ingeniería estructural, a este comportamiento se le conoce como efecto $P - \Delta$, ya que los momentos adicionales en la estructura pueden calcularse como la suma del producto de los pesos de cada piso (P) por sus respectivos desplazamientos laterales (Δ) (fig. 2.6):

$$M = FH + P\Delta$$

Los efectos P- Δ pueden ser importantes para edificios altos y en las estructuras de planta baja flexible; cuando se tienen bajas resistencias (ductilidades elevadas), dicho efecto es peligroso ya que se tienen desplazamientos muy grandes y las demandas de ductilidad son mucho mayores. Estos efectos pueden generar una reducción en la rigidez lateral de la estructura; su efecto es considerado en los análisis con el concepto de rigidez geométrica, la cual no solamente depende de la geometría, sino de las fuerzas internas iniciales de los elementos que conforman la estructura.

El RDF-04 menciona que los efectos P- Δ deben tomarse en cuenta, pero que pueden ser despreciados cuando se cumpla en algún entrepiso que:

$$\frac{\Delta_r}{H} \leq 0.08 \frac{V}{W}$$

donde:

- Δ_r : Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado
 H : Altura de entrepiso
 V : Fuerza cortante calculada en el entrepiso multiplicada por el factor de carga correspondiente
 W : Peso de la construcción situada por encima del entrepiso, considerando cargas muertas y vivas

En este trabajo los efectos P- Δ se toman en cuenta en los análisis estructurales realizados con los diversos programas de computadora utilizados.

2.6 Demandas de ductilidad local y global

La ductilidad es la capacidad de la estructura o de sus componentes (vigas y columnas) para deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y rigidez.

Es importante mencionar que el comportamiento no lineal de un sistema estructural dependerá del comportamiento o respuesta local de las secciones y elementos. El mecanismo de comportamiento no lineal de la estructura depende del tipo y número de secciones que sobrepasen la etapa lineal. Mientras mayor sea el número de secciones que sobrepasen la etapa lineal y mientras más dúctil sea el comportamiento de éstas secciones, mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto.

La ductilidad de una sección transversal se representa usualmente mediante la relación entre la curvatura máxima $\phi_{m\acute{a}x}$ y la curvatura de fluencia ϕ_y , ante la acción del momento flexionante. La diferencia entre la curvatura máxima y de fluencia es lo que se conoce como curvatura plástica. Se asume que al llegar la sección transversal de un elemento (viga o columna) al momento de fluencia M_y , éste se mantiene constante, y la curvatura aumenta a partir del nivel de fluencia hasta la curvatura máxima (fig. 2.7). Una articulación plástica es una zona del elemento estructural en el que se alcanza el nivel de fluencia.

Las demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas para este trabajo se calcularon con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\phi_{m\acute{a}x}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

- ϕ_p : Curvatura plástica
- ϕ_y : Curvatura de fluencia
- μ_L : Factor de ductilidad local
- θ_p : Rotación plástica
- l_p : Longitud equivalente de articulación plástica
- M_y : Momento de fluencia
- E : Módulo de elasticidad del concreto
- I : Momento de inercia de la sección transversal

Por otro lado, el factor de ductilidad global o de conjunto de la estructura es la relación del desplazamiento lateral máximo, $\Delta_{m\acute{a}x\ inel}$ de la estructura cuando se presenta comportamiento inelástico, entre el desplazamiento lateral que se tiene la primera articulación plástica, Δ_y , a saber:

$$\mu_G = \frac{\Delta_{m\acute{a}x\ inel}}{\Delta_y}$$

En este trabajo se presentan las demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas que se calcularon con los análisis paso a paso inelásticos teniendo como acción el registro de un sismo. Se muestran también los valores μ_G determinados para cada caso de análisis.

2.7 Longitud equivalente de articulación plástica, l_p

Se considera que el daño generado por el comportamiento inelástico en los elementos estructurales se localiza en los extremos de dichos elementos. Se presentan giros plásticos que son generados después de que alguna de las secciones ha alcanzado el esfuerzo de fluencia. Para medir el nivel de daño fue necesario relacionar las rotaciones plásticas por unidad de longitud causadas por los momentos, debido a que la fluencia puede ocurrir, en realidad, en un tramo de los extremos del elemento, y no en forma concentrada en una sección transversal.

La longitud en la que se forma la articulación plástica, se conoce por longitud equivalente l_p ; para este trabajo se considera que es de un peralte efectivo para las vigas y columnas, de acuerdo con lo observado en los daños de 1985 y lo que se reporta en la literatura.

2.8 Espectros de diseño sísmico de las NTC-Sismo del RDF-04

Para fines de ingeniería interesan solamente las respuestas máximas que puede presentar una estructura cuando se somete al efecto de un sismo. Ante lo anterior; se recurre al concepto de los espectros de diseño; éstos son envolventes que se generaron a partir de los espectros de respuesta de sistemas de un grado de libertad con acelerogramas de sismos registrados en una zona y con cierto nivel de amortiguamiento; se obtienen las respuestas máximas de desplazamiento, velocidad y aceleración para sistemas de un grado de libertad, pero con diferente periodo (fig. 2.8). Los espectros de respuesta tienen formas irregulares y variaciones bruscas. Por otro lado, existen muchas incertidumbres para la determinación de las propiedades dinámicas de una estructura, como pueden ser las masas, rigideces o incluso el nivel de amortiguamiento, además de los efectos de interacción suelo-estructura. En la práctica se recurre al uso de espectros de diseño que, en general, tienden a ser suavizados, en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles de los espectros de respuesta.

2.8.1 Espectros de diseño del Cuerpo Principal

Los parámetros que definen el espectro de diseño dependen de la zona sísmica en la cual se encuentre la estructura. La fig 2.9 muestra la zonificación de la ciudad de México para fines sísmicos. Las NTC-Sismo especifican que cuando se realice el análisis dinámico modal, la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, “a”, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, se describe como:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si} & \quad T < T_a \\
 a &= c & \text{si} & \quad T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= qc & \text{si} & \quad T > T_b
 \end{aligned}$$

donde:

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$$

Cada uno de los parámetros involucrados, según el tipo de zona sísmica, son:

Zona	c	a ₀	T _a	T _b	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III _b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III _c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III _d	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

El parámetro “c” representa el coeficiente sísmico, “a” es la ordenada del espectro de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, “T_a” y “T_b” son los periodos característicos y “r” es un exponente que se utiliza en las expresiones.

La fig. 2.10 presenta las curvas de igual periodo con que vibra el suelo (T_s), la fig. 2.11 muestra los espectros de diseño elásticos del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, y la fig. 2.12 tiene los espectros de diseño reducidos de la zona III_b para diferentes valores de Q.

Para los edificios diseñados con el Cuerpo Principal se consideró el espectro de diseño de la Zona III_b y Q=3.

2.8.2 Espectros de diseño del Apéndice A

Al utilizar el criterio propuesto por el Apéndice A se toman en cuenta explícitamente los efectos de sitio, en función del periodo dominante más largo del terreno (T_s). La ordenada espectral “a” de aceleraciones se toma como:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si} & \quad T < T_a \\
 a &= \beta c & \text{si} & \quad T_a \leq T < T_b \\
 a &= \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si} & \quad T \geq T_b
 \end{aligned}$$

donde:

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

β : Factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a 1 cuando se ignora a interacción suelo-estructura

c : Coeficiente sísmico

$$\begin{aligned}
 a_0 &= \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5) & \text{si} \quad 0.5 \leq T_s \leq 1.5s \\ 0.25 & \text{si} \quad T_s > 1.5s \end{cases} \\
 c &= \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5) & \text{si} \quad 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2 & \text{si} \quad 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5) & \text{si} \quad 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.70 & \text{si} \quad T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \\
 T_a &= \begin{cases} 0.20 + 0.65(T_s - 0.5) & \text{si} \quad 0.5 \leq T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5 & \text{si} \quad 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s & \text{si} \quad 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.70 & \text{si} \quad T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}
 \end{aligned}$$

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

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

Para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas podrán ser reducidas por los factores de ductilidad Q' y de sobrerresistencia R de acuerdo con las siguientes expresiones:

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

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

La fig. 2.10 presenta las curvas de iguales periodos dominantes del movimiento del terreno (T_s) para el Distrito Federal. La fig. 2.13 muestra los espectros de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, para $T_s = 2$ segundos y valores de $Q = 1, 1.5, 2, 3$ y 4 , incluyendo los efectos de sobrerresistencias.

2.9 Requisitos para el diseño de estructuras dúctiles

De acuerdo con los criterios de diseño señalados anteriormente, el RDF-04 permite reducir las fuerzas sísmicas para fines de diseño; se está suponiendo que la estructura tendrá la capacidad suficiente para disipar la energía introducida por el sismo, por medio de deformaciones inelásticas, y evitar que se presenten fallas de tipo frágil. Para poder tener un adecuado comportamiento y lograr disipar la energía inducida por el sismo, cuando $Q=3$ ó 4 , las NTC-Concreto requieren que se cumplan los requisitos de marcos dúctiles.

A continuación se mencionan los requisitos especiales de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RDF-04, en que se basó el diseño de los modelos desarrollados en este trabajo.

- Requisitos generales
- Miembros a flexión
- Miembros a flexocompresión

2.9.1 Requisitos generales

Las especificaciones de marcos dúctiles se deben aplicar a estructuras diseñadas con $Q=3$ ó $Q=4$; se tratan principalmente de estructuras de concreto coladas en el lugar, con una estructuración de marcos simples o combinación con algún sistema que aporte rigidez a la estructura, como puede ser el uso de contravientos ó muros de concreto.

Para $Q=3$, utilizado en este trabajo, las fuerzas cortantes de entrepiso inducidas por el sismo con las que se diseñe un marco no deben ser menores en ninguno de los casos, al 25 por ciento del que le corresponderían si trabajara aislado del resto de la estructura.

Los materiales deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Concreto clase 1 con $f'_c \geq 250 \frac{kg}{cm^2}$
- Barras de refuerzo corrugadas con $f_y \leq 4200 \frac{kg}{cm^2}$

2.9.2 Miembros a flexión

Estos requisitos se aplican en elementos estructurales que trabajan principalmente a flexión, como pueden ser vigas y columnas en las que:

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

donde:

$P_u =$

$A_g =$

$f'_c =$

- Requisitos geométricos

1) $L \geq 4d$

2) $\frac{L}{b} \leq 30$

3) $\frac{d}{b} \leq 3.0$

4) $25 \text{ cm} \leq b < \text{ancho de columna}$

donde:

L = claro libre de la viga

d = peralte efectivo

b = ancho

- Refuerzo longitudinal (fig. 2.14)

Se colocará acero de refuerzo longitudinal tanto en el lecho superior como en el inferior cumpliendo con el acero mínimo, y con al menos dos barras del número 4:

$$A_{smin} \geq \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \text{ó} \quad 2 \text{ varillas del \#4}$$

En ninguna sección transversal el acero de refuerzo longitudinal debe de exceder del 75 por ciento del que corresponde a la condición balanceada:

$$A_{smax} = 0.75A_{sbalanceada}$$

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión no deberá de exceder de 0.025.

Se debe cumplir que, en el paño de la unión viga-columna, el momento flexionante resistente positivo sea al menos el 50 por ciento del momento flexionante resistente negativo:

$$M_R^+ \geq 0.5M_R^-$$

En ninguna de las secciones transversales a lo largo del miembro, el momento resistente positivo o negativo serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos:

$$\left| M_R^+ \quad \text{ó} \quad M_R^- \right| \geq \left| \frac{M_{Rmax}}{4} \right|_{extremo}$$

Se pueden formar paquetes de dos barras; se pueden utilizar traslapes solo cuando se hace un confinamiento helicoidal o de estribos cerrados en la zona de traslape, considerando este refuerzo con una separación menor a 0.25d ó 10 cm.

No se permiten traslapes en lassiguientes condiciones:

- 1) Dentro de nudos de uniones viga-columna
- 2) En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida a partir del paño de nudo
- 3) En zonas donde el análisis indique la formación de articulaciones plásticas

Se permite el uso de uniones soldadas o de dispositivos mecánicos, solamente cuando se unan barras alternadas o barras adyacentes, pero separadas al menos 60 cm en la dirección longitudinal.

- Refuerzo transversal para confinamiento (fig. 2.15)

Se deberán colocar estribos cerrados con barras de al menos del número 4 en las siguientes zonas:

- 1) En cada extremo del miembro en una distancia de “2d” a partir del paño del nudo
- 2) En una distancia “2h”, a cada lado desde donde se supone se pueda formar una articulación plástica

El primer estribo se debe colocar a una distancia menor de 5 cm de la cara del elemento. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

$$s_1 \leq \begin{cases} 0.25d \\ 8\phi \text{ de la barra longitudinal más delgada} \\ 24\phi \text{ del estribo} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Los estribos cerrados de una sola pieza deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 6 diámetros de largo ni de 80 cm. En cada esquina debe quedar al menos una barra longitudinal.

Fuera de las zonas mencionadas anteriormente, la separación de los estribos no será mayor de:

$$s \leq 0.5d$$

Cabe aclarar que en ninguna zona la separación de los estribos será mayor que la requerida por la acción de la fuerza cortante última (V_u).

- Refuerzo para fuerza cortante

En elementos que trabajan a flexión se debe evitar que se presente una falla por cortante del tipo frágil, antes de que se puedan formar las articulaciones plásticas en sus extremos.

Las NTC-Concreto señalan que la fuerza cortante de diseño debe ser obtenida a partir del equilibrio estático suponiendo la formación de las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, considerando que está actuando la carga gravitacional a lo largo del eje longitudinal del elemento y momentos en sus extremos de magnitud igual a los momentos resistentes en esos extremos, considerando un factor de resistencia unitario; se asume un valor del esfuerzo de fluencia en el acero a tensión de $1.25f_y$; $F_R=0.8$.

Las NTC-Sismo permiten un camino alternativo para evitar el procedimiento señalado anteriormente; se pueden utilizar los valores de las fuerzas cortantes últimas obtenidas directamente del análisis estructural, considerando un $F_R = 0.6$ en lugar de $F_R=0.8$. En este trabajo, se utilizó este segundo procedimiento para determinar las cuantías del acero de refuerzo transversal.

Al calcular el refuerzo transversal por tensión diagonal se debe considerar que:

- En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por sismo sea menor de la mitad de la fuerza cortante última calculada, se debe despreciar la contribución de la resistencia del concreto a fuerza cortante
- En el refuerzo por cortante se puede incluir el refuerzo por confinamiento
- El refuerzo por cortante consiste en estribos cerrados de una sola pieza, con varillas de por lo menos #2.5

2.9.3 Miembros a flexocompresión

Se consideran estos requisitos para elementos en los que:

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

- Requisitos geométricos

- 1) $b_{\min} \geq 30 \text{ cm}$
- 2) $A_g \geq \frac{P_u}{0.5 f'_c}$ para cualquier combinación de carga
- 3) $\frac{b_{\min}}{d} \geq 0.4$
- 4) $\frac{H}{b_{\min}} \leq 1.5$

donde:

b_{\min} = Dimensión transversal mínima

d = Dimensión transversal perpendicular a la mínima

A_g = Área de la sección transversal bruta

H = Altura libre

- Resistencia mínima a flexión

La resistencia mínima a flexión de las columnas, en un nudo, debe ser tal que:

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

donde:

$\sum M_e$: Suma al paño de los momentos resistentes de las columnas que llegan al nudo, calculados con factor de reducción de resistencia igual a uno.

$\sum M_g$: Suma al paño de los momentos resistentes de las vigas que llegan al nudo, calculados con factor de reducción de resistencia igual a uno.

Por otro lado, las NTC-Concreto proponen un procedimiento optativo, en que los elementos a flexocompresión se dimensionan utilizando un factor $F_R = 0.6$, con base en los elementos mecánicos últimos, determinados del análisis estructural convencional. En este trabajo se utilizó este último para el dimensionamiento de los elementos estructurales a flexocompresión.

- Refuerzo longitudinal

- $0.01 \leq \rho$ (cuantía de acero de refuerzo longitudinal) ≤ 0.04
- Se permiten solo paquetes de dos barras
- Se permiten traslapes solo en la mitad central del elemento

- Refuerzo transversal (fig. 2.16)

- El acero de refuerzo transversal tendrá un esfuerzo de fluencia $f_y \leq 4200 \frac{kg}{cm^2}$
- Los estribos deben ser cerrados de una sola pieza sencillos o sobrepuestos con diámetro no menor de 9.5 mm (#3). Pueden complementarse con grapas del mismo diámetro.
- Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con la siguiente separación:

$$s_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi_{longitudinal} \\ 48\phi_{estribo} \\ 0.5b_{mín} \end{array} \right.$$

La longitud de los extremos donde se puede formar una articulación plástica es igual a:

$$l_c \geq \left\{ \begin{array}{l} b_{máx} \\ \frac{H}{6} \\ 60\text{ cm} \end{array} \right.$$

La separación del refuerzo transversal en los extremos de longitud l_c no debe exceder de:

$$s_1 \leq \begin{cases} b_{\min} / 4 \\ 6\phi_{b,\text{longitudinal}} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

En la parte inferior de columnas de planta baja se debe colocar el refuerzo transversal con la separación s_1 hasta llegar a media altura de la columna y continuarse dentro de la cimentación, por lo menos la longitud de desarrollo de la barra más gruesa.

- d) Se debe tener una cuantía mínima de refuerzo transversal. Las NTC-Concreto especifican que en cada dirección de la sección transversal de la columna:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} sb_c \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} sb \end{cases}$$

donde:

A_{sh} = Suma de las áreas de estribos y grapas

b_c = Dimensión del núcleo del elemento normal al refuerzo de área A_{sh} .

- Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que están sujetos a flexocompresión se deben dimensionar de tal forma que no fallen por fuerza cortante, antes de que se formen las articulaciones plásticas. Las NTC-Concreto especifican que, al igual que los elementos a flexión, las fuerzas cortantes de diseño se pueden calcular a partir de un diagrama de cuerpo libre del elemento, tomando en cuenta las resistencias últimas del miembro.

Sin embargo, las NTC-Concreto permiten una forma alternativa para obtener las fuerzas cortantes de diseño, considerando un factor de resistencia igual a 0.5, con base en las acciones últimas provenientes del análisis estructural.

2.10 Fuentes de sobre-resistencia

Para este trabajo se realizaron los cálculos de los análisis inelásticos considerando las posibles fuentes de sobre-resistencia, además de las resistencias nominales; a raíz de que la experiencia obtenida de daños en edificios por sismos intensos, así como de estudios experimentales y analíticos, se ha observado que las estructuras cuentan con reservas adicionales de resistencia que no se contemplan en los estudios convencionales.

Las fuentes de sobre-resistencia consideradas en este trabajo fueron:

- Etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo. Por lo general, para la obtención de la resistencia de elementos estructurales como vigas, columnas y muros, se utilizan curvas esfuerzo-deformación del tipo elasto-plástico perfecto; no se considera la etapa de endurecimiento por deformación que tiene el acero estructural.
- Resistencias reales promedio del acero de refuerzo y del concreto. Es muy probable que las resistencias reales en el acero y en el concreto estén por encima de las especificadas nominalmente en el diseño, ya que éstas corresponden a valores mínimos aceptados. En el caso del acero, con base en estudios estadísticos, el valor real promedio del esfuerzo de fluencia excede aproximadamente en un 20 por ciento al valor nominal; para este estudio se considera de 5000 kg/cm^2 . Por lo que toca al concreto, el valor real promedio se asume un 20 por ciento por encima del especificado; es decir, el valor utilizado fue de $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero de la losa (adicional al de la viga) en la resistencia del momento flexionante negativo de las vigas. Se consideró la contribución del acero de refuerzo de la losa disponible en un cierto ancho equivalente. La cantidad de acero con el que contribuye la losa depende del armado de la misma. Se asume que la losa y las vigas están coladas monolíticamente, y que las vigas son rectangulares (fig. 2.17a).
- Participación de la losa (patines) en la resistencia del momento flexionante positivo de las vigas. Cuando la losa se cuela monolíticamente con las vigas, se puede asegurar que un ancho equivalente de la losa actúa como patín de la viga, incrementando el área de compresión del concreto (fig. 2.17b). Para este estudio se consideró en el cálculo de las resistencias positivas de las vigas como tipo "I". El ancho considerado con el que contribuye la losa se tomó en cuenta con base en lo especificado por las NTC-Concreto del RDF-04 (fig. 2.18).
- Confinamiento del núcleo de concreto. El refuerzo transversal en cantidades adecuadas proporciona confinamiento al núcleo de concreto, tal que ante los efectos sísmicos se retarde el agrietamiento y se mantenga la capacidad de carga y de deformación del elemento estructural; ayuda, también, en la resistencia a cortante y contribuye a evitar problemas de pandeo del refuerzo longitudinal, principalmente cuando estos están sometidos a fuerza axiales importantes. En este trabajo se toma en cuenta la contribución del confinamiento con base en el modelo de Kent y Park modificado.

2.10.1 Curva esfuerzo-deformación del concreto

Para este trabajo se utilizó el modelo de Kent-Park, para la idealización de la curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión; considera lo siguiente (fig. 2.19):

Tramo AB: Se representa con una parábola, considerando que el acero transversal no afecta el patrón de comportamiento, y se define por:

$$f_c = kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002k} \right)^2 \right] \quad \text{para} \quad \varepsilon_c < 0.002k$$

donde:

$$k = 1 + \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c}$$

ρ_s : Relación entre el volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto medido fuera del perímetro de los estribos

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia de los estribos, en kg/cm^2

f'_c : Esfuerzo a compresión del concreto, en kg/cm^2

Tramo BC: Este tramo está definido por:

$$f_c = kf'_c [1 - z_m(\varepsilon_c - 0.002k)] \geq 0.2kf'_c \quad \text{para} \quad 0.002k \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$$

El parámetro z_m define la pendiente de la recta descendente y se calcula como:

$$z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{14.23f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002k}$$

donde :

ε_c : Deformación unitaria del concreto

h' : Ancho del elemento estructural medido fuera del refuerzo transversal

s_h : Espaciamiento centro a centro de estribos

Tramo CD: En este tramo se asume que el concreto tiene habilidad para seguir soportando esfuerzos bajos; está definida por:

$$f_c = 0.2kf'_c \quad \text{para} \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$$

donde:

ε_{20c} : Deformación

2.10.2 Curva esfuerzo-deformación del acero

El comportamiento esfuerzo-deformación del acero de refuerzo utilizado se muestra en la fig. 2.20; se tienen tres tramos definidos por los parámetros:

$$\begin{aligned}\epsilon_{sh} &= 0.010 \\ \epsilon_{su} &= 0.080 \\ f_y &= 4200 \text{ kg / cm}^2 \\ f_{su} &= 5000 \text{ kg / cm}^2\end{aligned}$$

Tramo AB: Rango elástico, en la cual hay una relación lineal entre los esfuerzos y deformaciones; al descargar el material no se presentan deformaciones permanentes.

$$f_s = \epsilon_s E_s \quad \text{para} \quad \epsilon_s < \epsilon_y$$

Tramo BC: Rango plástico, donde al alcanzar los esfuerzos el valor de fluencia, el material se puede deformar rápidamente mientras el esfuerzo se mantiene constante. Al ocurrir una descarga en esta zona se presentan deformaciones permanentes en el material.

$$f_s = f_y \quad \text{para} \quad \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$$

Tramo CD: Etapa de endurecimiento por deformación, con incremento en la deformación y en el esfuerzo. El material adquiere una capacidad adicional de resistencia antes de fracturarse, y está definido por:

$$f_s = f_y \left[\frac{m(e_s - e_{sh}) + 2}{60(e_s - e_{sh}) + 2} + \frac{(e_s - e_{sh})(60 - m)}{s(30r + 1)^2} \right] \quad \text{para} \quad \epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

donde:

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

- f_s : Esfuerzo en el acero
- f_{su} : Esfuerzo último en el acero
- f_y : Esfuerzo de fluencia en el acero
- e_s : Deformación unitaria del acero
- e_y : Deformación unitaria de fluencia del acero
- e_{sh} : Deformación en el inicio del endurecimiento por deformación
- e_{su} : Deformación última en el acero

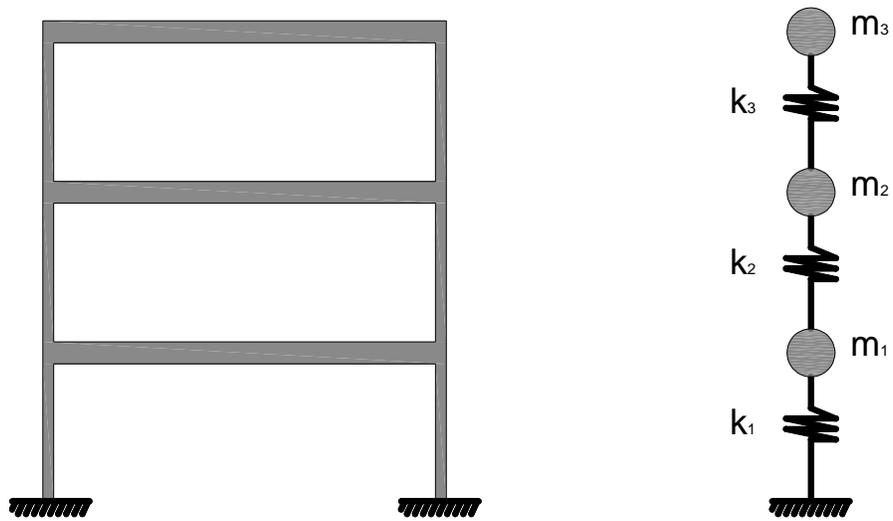


Fig 2.1.- Modelo de edificio de tres niveles

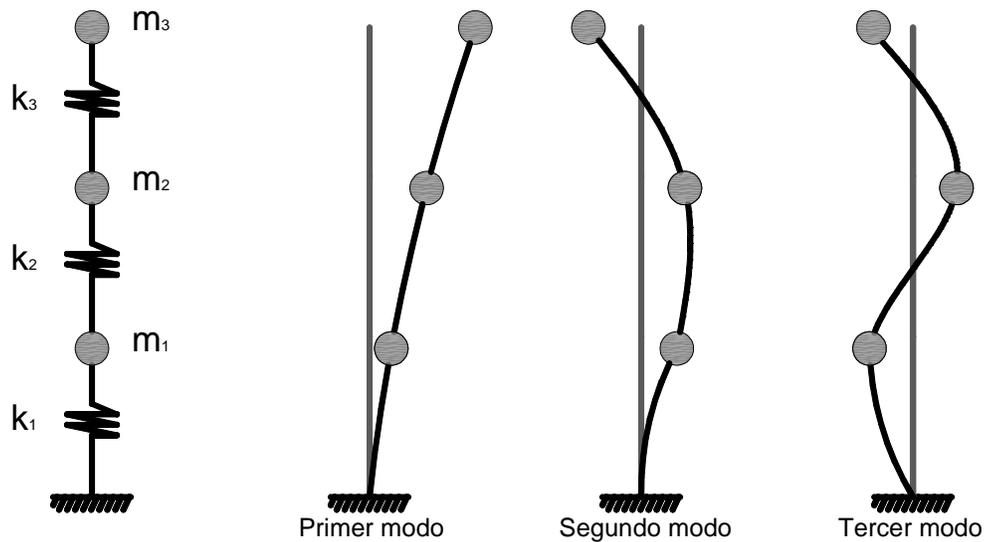


Fig 2.2.- Modos de vibrar de un sistema de tres grados de libertad

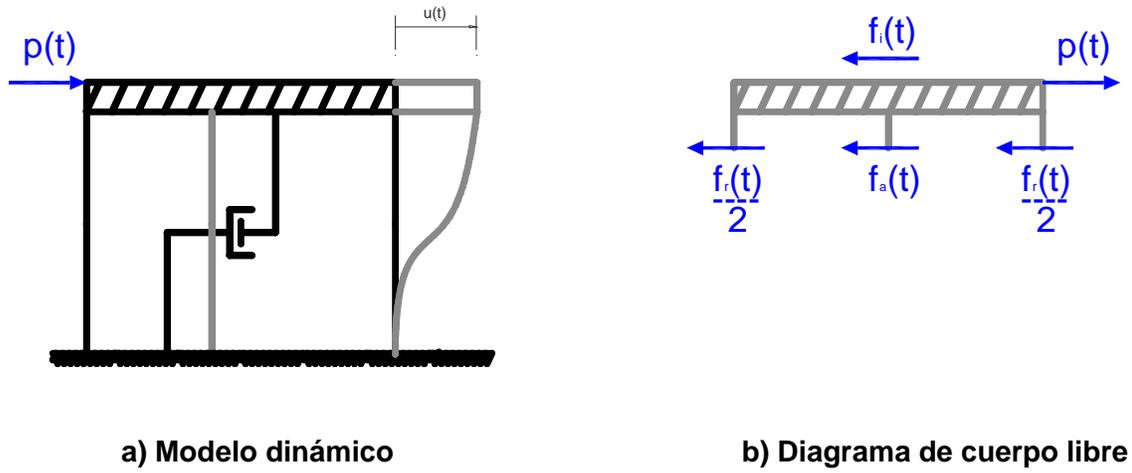


Fig 2.3.- Sistema de un grado de libertad

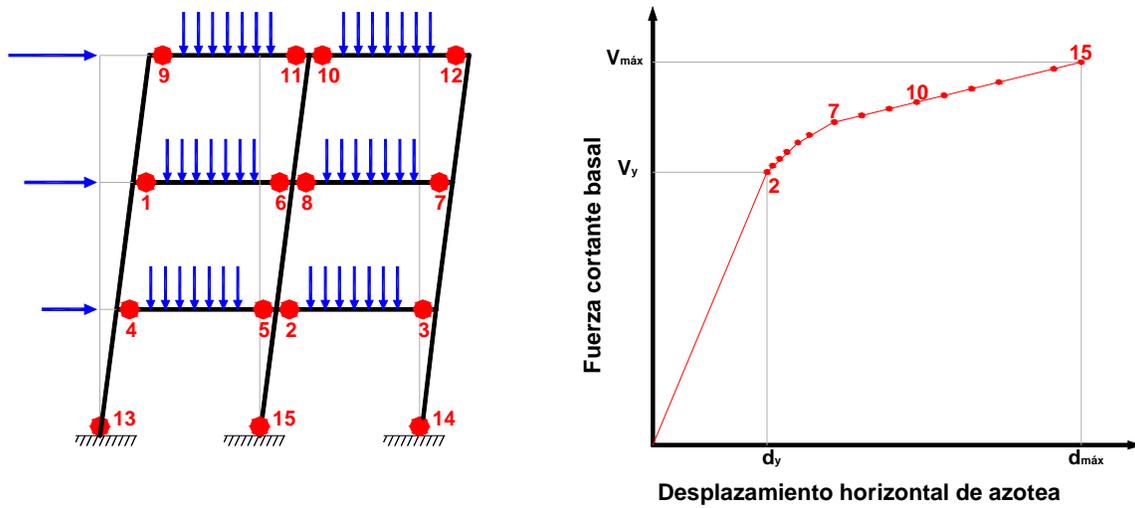
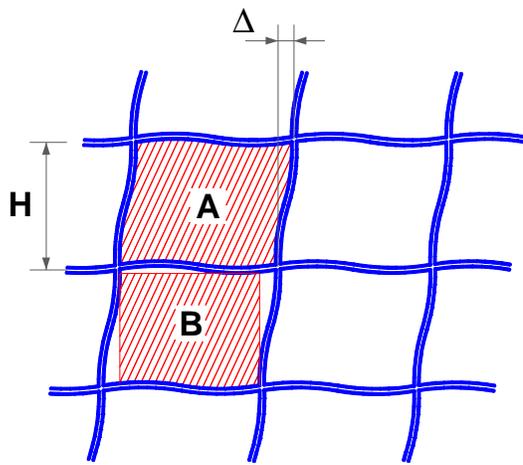


Fig 2.4.- Ilustración del análisis estático no-lineal Push-over



A: muro integrado a la estructura

B: muro separado de la estructura

$$\gamma = \frac{\Delta}{H} : \text{Distorsión de entrepiso}$$

$$\gamma_{\text{admisible}} = 0.006 \quad \text{Caso A}$$

$$\gamma_{\text{admisible}} = 0.012 \quad \text{Caso B}$$

Fig 2.5.- Distorsiones permisibles de entrepiso según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo

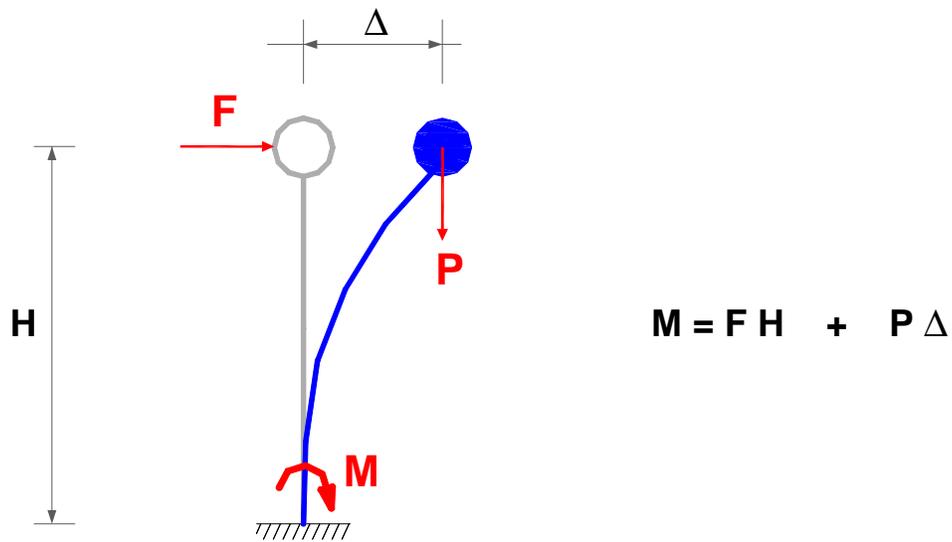


Fig 2.6.- Efectos P-Δ

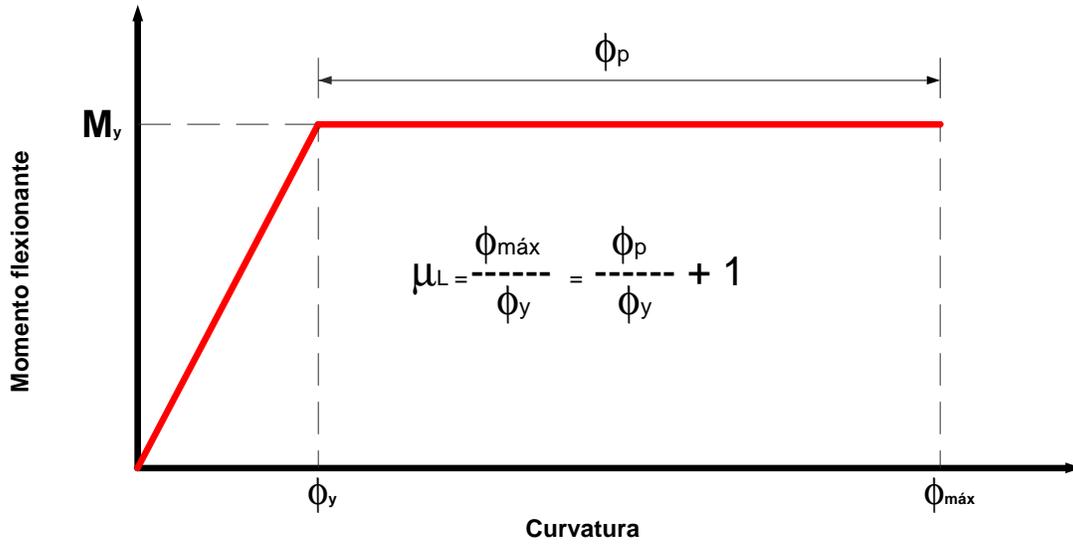


Fig 2.7.- Gráfica momento-curvatura (elasto-plástica perfecta)

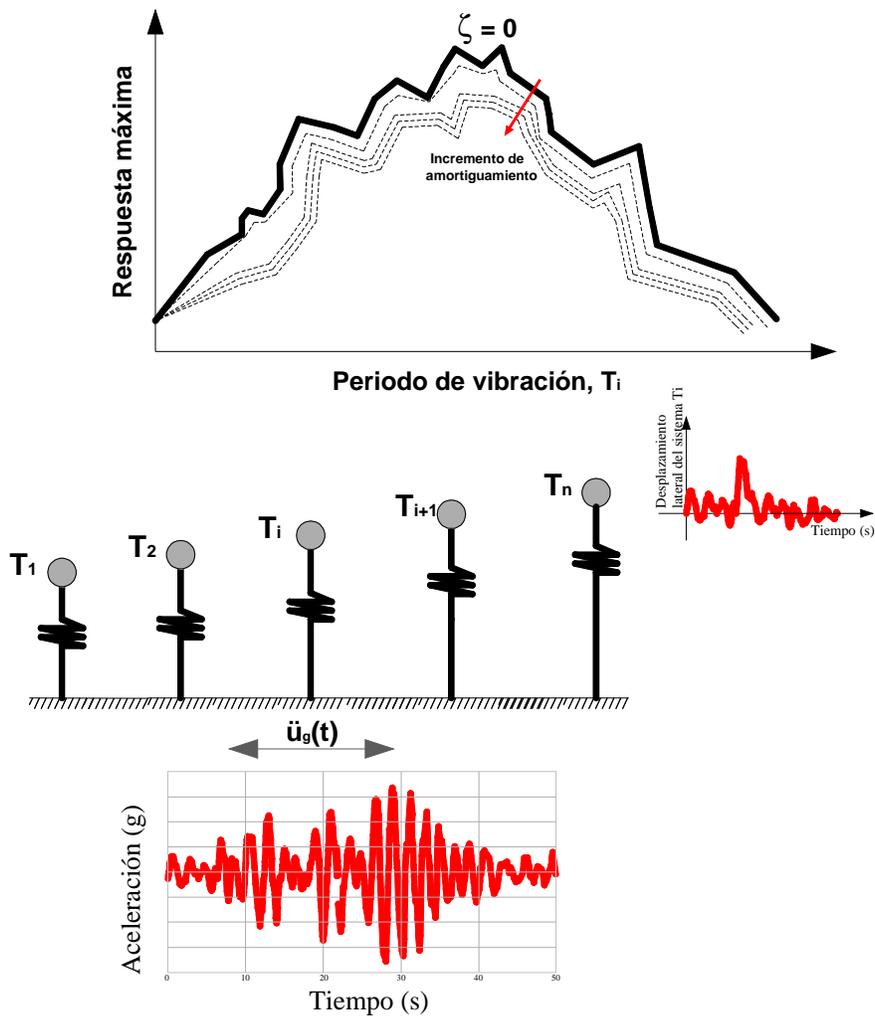


Fig 2.8.- Construcción de un espectro de respuesta

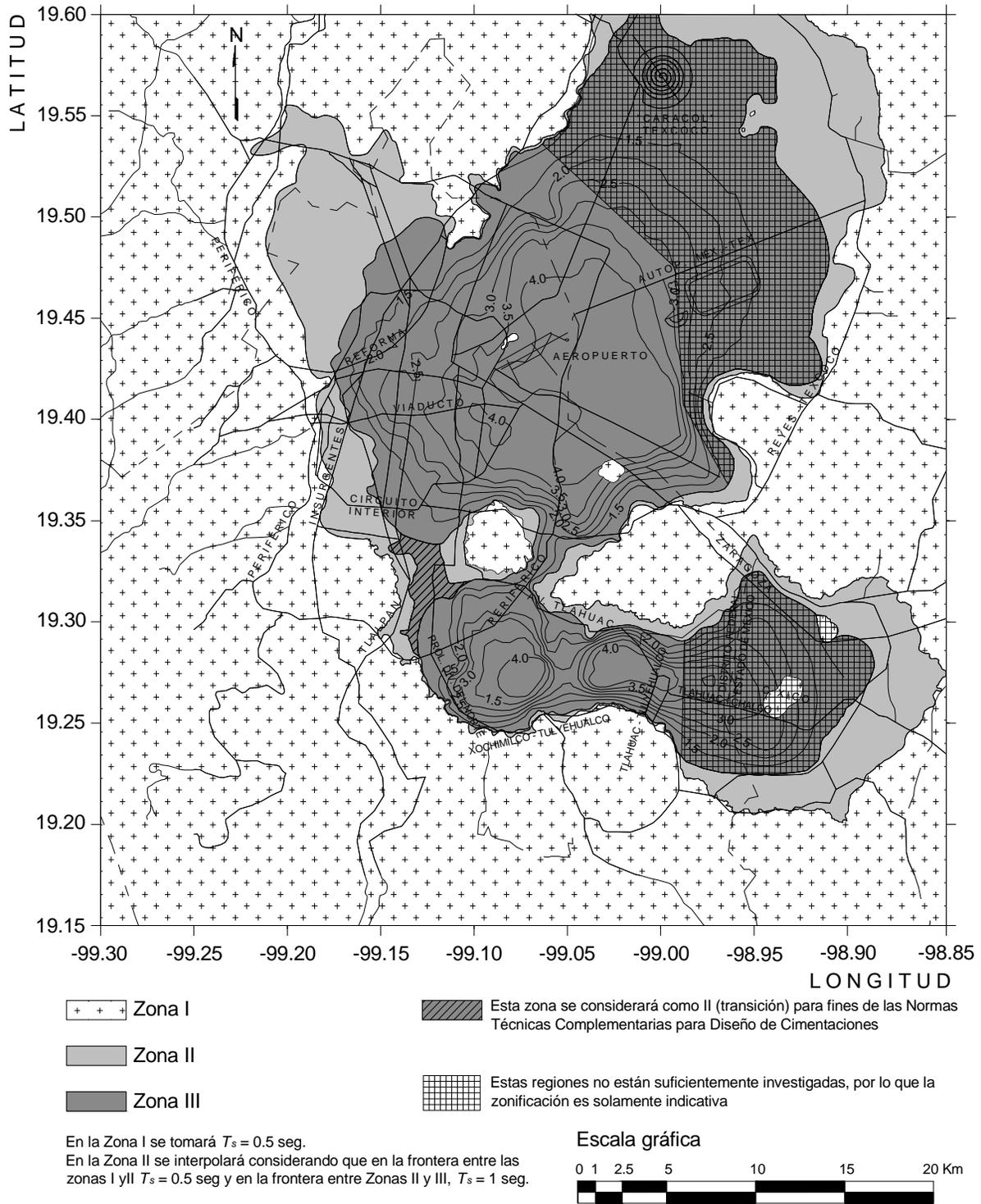


Fig 2.10.- Curvas de iguales periodos predominantes del movimiento del suelo, T_s , según las NTC-Sismo del RDF-04

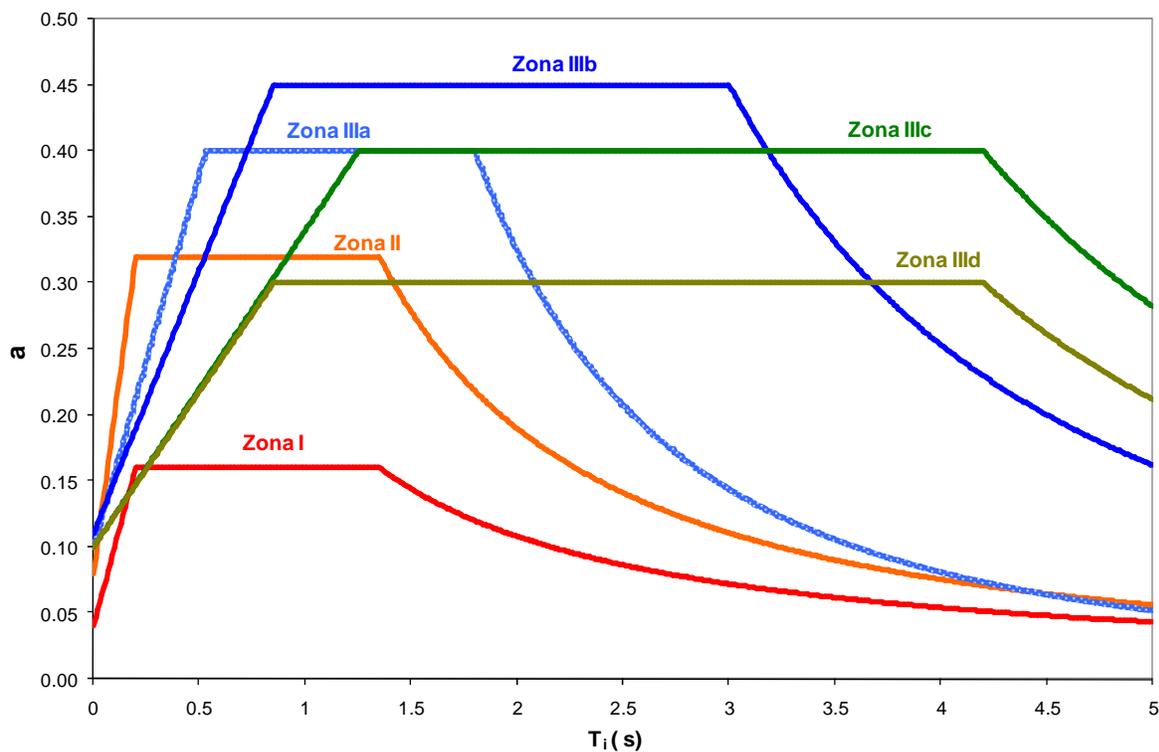


Fig. 2.11.- Espectros elásticos de diseño del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

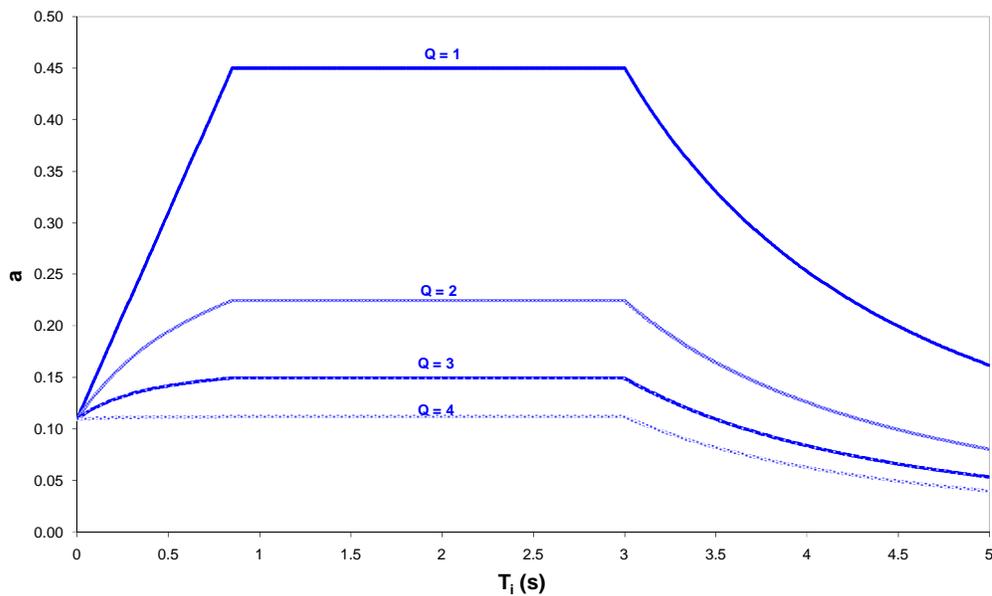


Fig. 2.12.- Espectros inelásticos de diseño de la zona sísmica IIIb del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

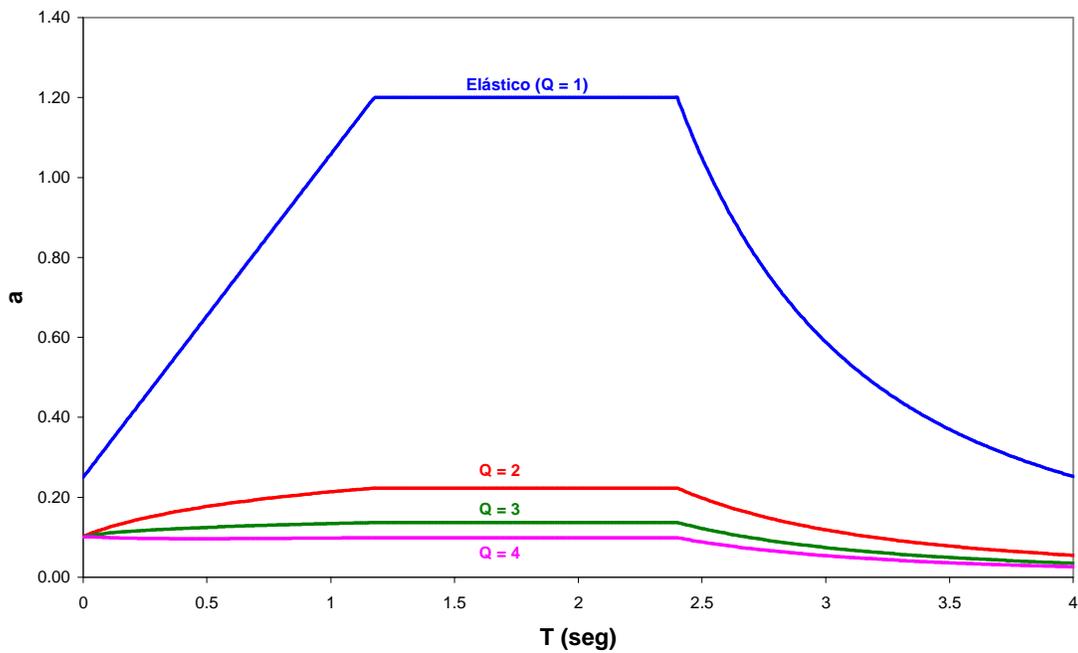


Fig 2.13.- Espectros inelásticos de diseño del Apéndice A ($T_s = 2$ s) de las NTC-Sismo del RDF-04

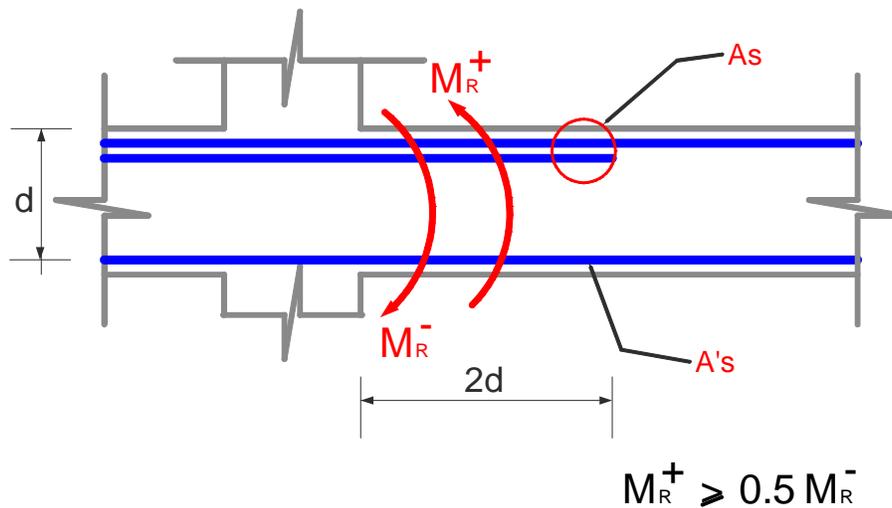


Fig 2.14.- Requisitos necesarios del acero longitudinal en vigas, capítulo de marcos dúctiles ($Q = 3$ ó 4) de las NTC-Concreto del RDF-04

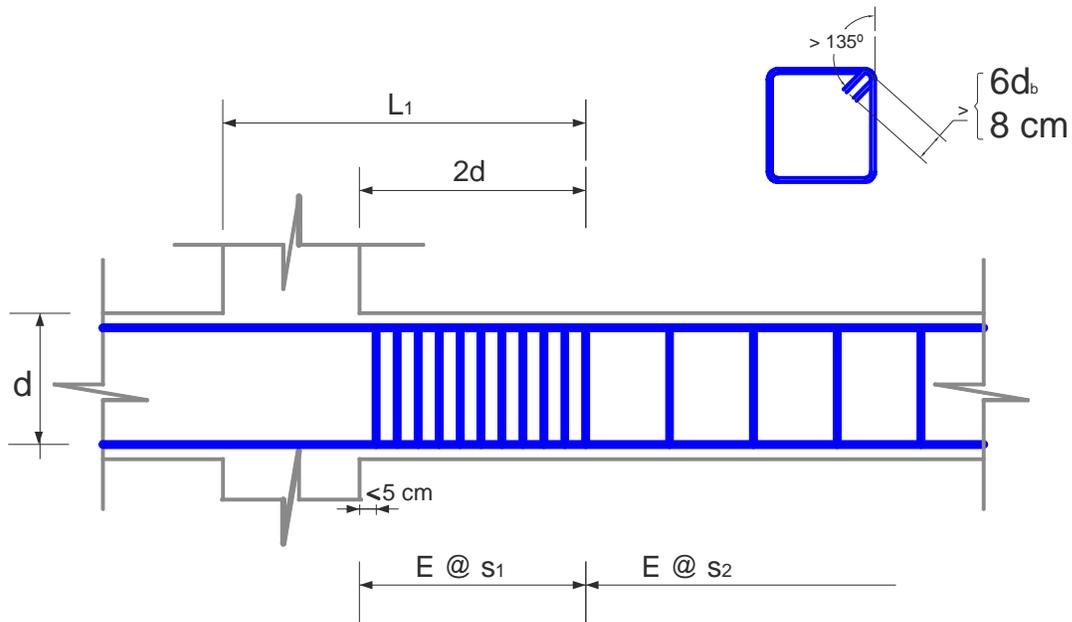


Fig 2.15.- Requisitos necesarios de acero transversal en vigas, capítulo de marcos dúctiles (Q = 3 ó 4) de las NTC-Concreto del RDF-04

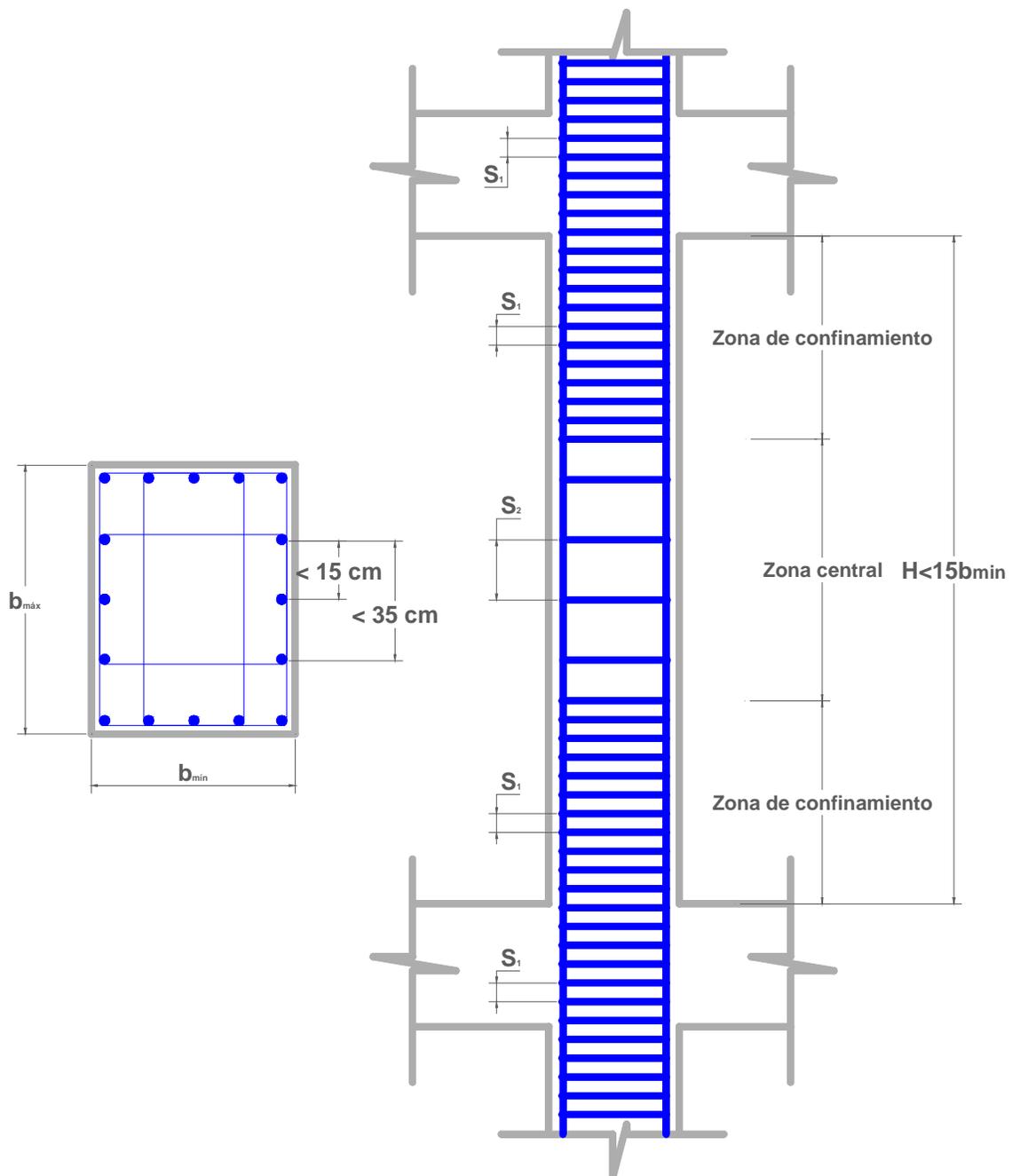


Fig 2.16.- Requisitos necesarios de acero transversal en columnas, capítulo de marcos dúctiles ($Q = 3$ ó 4) de las NTC-Concreto del RDF-04

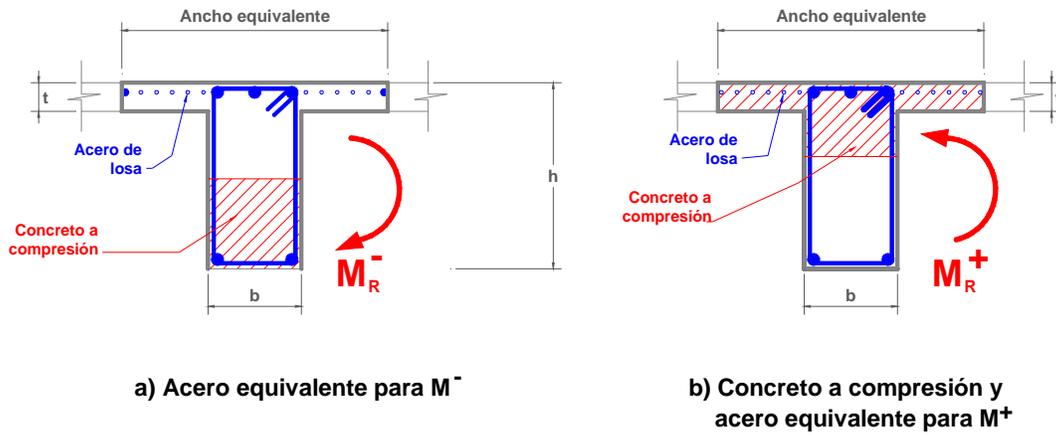
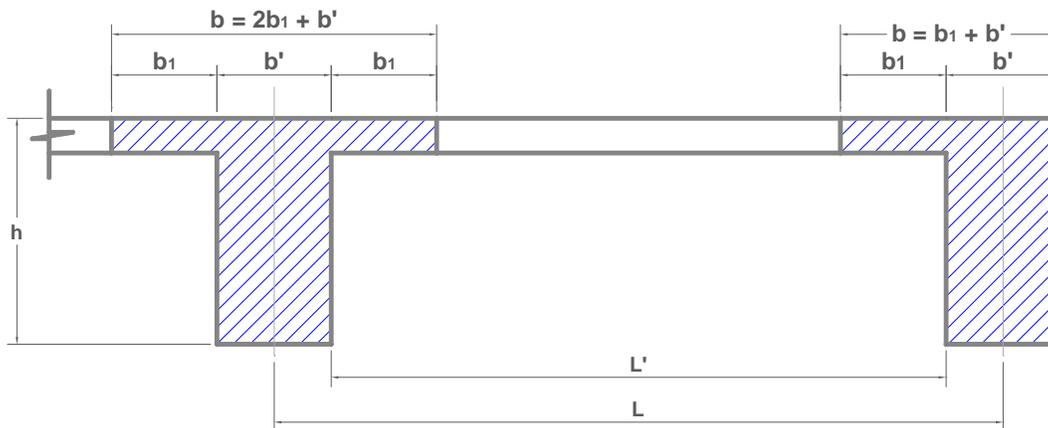


Fig 2.17.- Participación de la losa para efectos de las sobre-resistencias en la flexión negativa y positiva de las vigas



t : espesor de la losa
 L : claro de la viga
 b' : ancho del alma
 L' : distancia al paño del alma del miembro más cercano

$$b_1 \leq \begin{cases} L/8 - b'/2 \\ L'/2 \\ 8t \end{cases}$$

Fig 2.18.- Obtención del ancho equivalente de vigas "T" y "L"

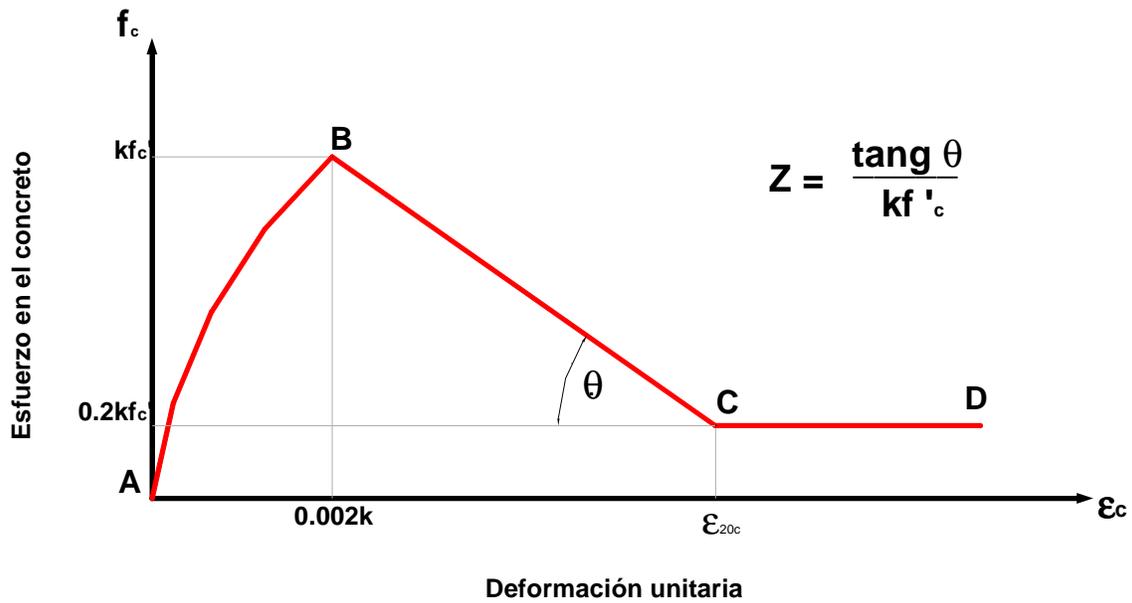


Fig 2.19.- Curva esfuerzo-deformación para concreto confinado, según modelo Kent-Park modificado

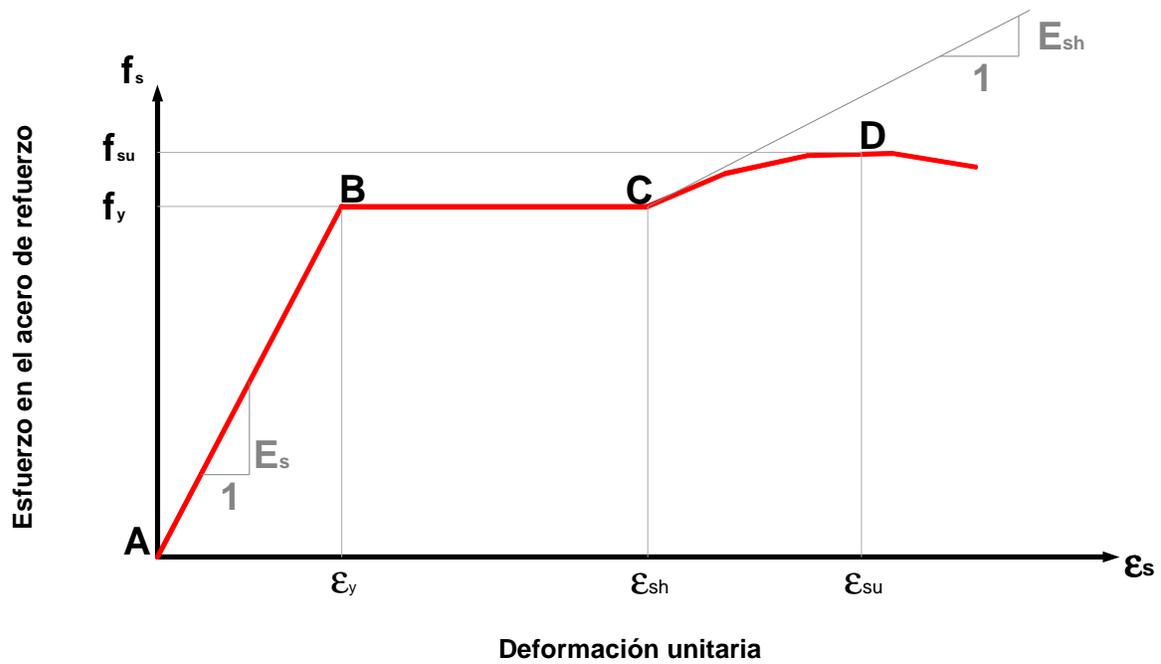


Fig 2.20.- Curva esfuerzo-deformación para el acero, considerando la etapa del endurecimiento por deformación

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1 Descripción de las estructuras

Se determina y compara la respuesta sísmica de edificios de 9 y 17 niveles; cada edificio fue proporcionado para dos condiciones distintas de espectros de diseño sísmico de las NTC-Sismo del RDF-04, a saber:

CASO A (Cuerpo Principal): Zona sísmica compresible tipo IIIb, con $Q=3$ y $\Delta_{ri}/h_i \leq 0.012$.

CASO B (Apéndice A): Zona sísmica con $T_s = 2s$, $Q=3$; para la condición de servicio se satisface que $\Delta_{ri}/h_i \leq 0.004$, y para la condición de colapso que $\Delta_{ri}/h_i \leq 0.03$.

La fig 3.1 compara los espectros de diseño correspondientes de los casos A y B.

3.1.1 Edificio de 9 niveles

- El sistema estructural es a base de marcos tridimensionales de concreto reforzado formados por vigas y columnas, unidos rígidamente en cada nivel por una losa maciza de concreto reforzado de 10 cm de espesor.
- El uso es de oficinas, grupo B.

- El Concreto es clase 1 con $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ y módulo de elasticidad $E_c = 14000 \sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$, tanto en vigas como en columnas.
- El acero de refuerzo longitudinal y transversal con $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$. con módulo de elasticidad $E_s = 2.1 \times 10^6 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$
- Son 9 niveles a partir del nivel de calle más un cajón rígido de cimentación, con un nivel de sótano. El cajón de cimentación está formado por el muro exterior de contención de 50 cm de espesor, mas las contratraves de los ejes interiores del nivel de sótano al de cimentación con un ancho de $b = 25$ cm, la losa de cimentación de espesor $h = 30$ cm, y pilotes de fricción; en los análisis sísmicos se consideran los efectos de la base flexible.
- Las alturas de entrepiso son de 3.50 m, excepto para el primer entrepiso que tiene una altura de 7.50 m.
- La planta es rectangular en toda la altura, de 24 m en la dirección corta y de 32 m en la dirección larga.
- En la dirección corta se tienen tres crujiás de 8 m cada una, y en la dirección larga existen cuatro crujiás de 8 m.
- Se tienen vigas secundarias en ambas direcciones, localizadas a mitad de claros de las vigas principales.
- Se tienen cuatro cambios en las dimensiones de vigas y columnas con respecto de la altura.
- El edificio cumple con las condiciones de regularidad, por lo que no fue necesario hacer una corrección del factor de comportamiento sísmico Q.

Las Figs. 3.2a, 3.2b, 3.2c y 3.2d muestran en elevación y en planta al modelo matemático y las principales características geométricas del edificio de 9 niveles.

3.1.2 Edificios de 17 niveles

- Al igual que en el edificio de 9 niveles, el sistema estructural es a base de marcos tridimensionales de concreto reforzado formados por vigas y columnas unidos rigidamente en cada nivel por una losa maciza de concreto reforzado de 10 cm de espesor.
- Edificio para uso de oficinas: grupo B.
- 17 niveles a partir del nivel de calle más un cajón rígido de cimentación con un sótano. El cajón de cimentación está formado por el muro exterior de contención de 50 cm más las contratraves de los ejes interiores del sótano al nivel de cimentación con un ancho $b = 25$ cm, la losa de cimentación con espesor $h = 30$ cm y los pilotes de punta desplantados en la capa dura.
- Se utilizó concreto clase 1 con $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ y módulo de elasticidad $E_c = 14000 \sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$, tanto en vigas como en columnas.

- El acero de refuerzo longitudinal y transversal $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$.
- Alturas de entrepiso de 3.50 m, excepto para el primer entrepiso con una altura de 4.45 m.
- La planta es cuadrada en toda la altura, de 24 m en ambas direcciones.
- Se tienen en ambas direcciones tres crujías de 8 m.
- Existen vigas secundarias en ambas direcciones, localizadas a mitad de los claros de las vigas principales.
- Se presentan cinco cambios en las dimensiones de las vigas y columnas con respecto de la altura.
- La estructura se encuentra empotrada en el nivel de la cimentación, debido a que está apoyada sobre pilotes de punta.
- Satisface las condiciones de regularidad; el factor de comportamiento sísmico (Q) no se modificó. La relación altura/dimensión en planta es igual a $60.45/24=2.519$, prácticamente igual al límite de 2.5 propuesto por las NTC-Sismo, para no tomar en cuenta la condición de irregularidad.

Las Figs. 3.3a, 3.3b, 3.3c y 3.3d muestran el modelo, la planta tipo y dos cortes en elevación que permiten observar las principales características del edificio de 17 niveles.

3.2 Modelación de las estructuras

Las respuestas sísmicas elásticas de los modelos de 9 y 17 niveles, diseñados de acuerdo con el Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, fueron calculadas a partir de un análisis dinámico modal espectral, con el programa de computadora de análisis y diseño ETABS V6.

Se trató de un procedimiento iterativo; con una propuesta inicial de dimensiones de vigas y de columnas se revisaron los valores permisibles de distorsiones angulares de entrepiso del estado límite de servicio especificados en el Cuerpo Principal y en el Apéndice A, según el caso que se estudiaba.

Después de determinar los tamaños de las secciones transversales que satisfacen el nivel de distorsiones permisibles, se diseñaron las vigas y columnas para los elementos mecánicos últimos que se presentaron en el análisis, de acuerdo con lo especificado en las NTC-Concreto, considerando los requisitos especiales de marcos dúctiles.

Se hizo la revisión de la fuerza cortante basal, según la sección 1.2.2.1 de este trabajo; para los modelos de 17 niveles, diseñados con el Cuerpo Principal, fue necesario corregir las fuerzas laterales por efecto de cortante basal; no fue necesario modificar el tamaño de dichas secciones, ya que las mismas seguían cumpliendo con el estado límite de resistencia.

Las tablas 3.1 y 3.2 presentan los tamaños definitivos de las secciones transversales que se obtuvieron después de la revisión de los estados límite de servicio y de falla. Para los edificios de 9 y 17 niveles, se obtuvieron los mismos tamaños de secciones transversales con el Cuerpo Principal (caso A) y el Apéndice A (caso B).

3.2.1 Cargas muertas, cargas vivas y pesos por nivel

Las cargas muertas de azotea, planta tipo, planta baja, sótano y cimentación se muestran en las tablas 3.3 a 3.7.

Las cargas vivas instantáneas para diseño por sismo son las especificadas por el RDF-04, considerando que el edificio estará destinado a oficinas en los niveles superiores y con comercios en la planta baja (ver tabla 3.8).

Las tablas 3.9 y 3.10 las cargas totales por sistema de piso, después de sumar las cargas muertas más las cargas vivas instantáneas por sismo para los edificios de 9 y 17 niveles.

Las tablas 3.11 y 3.12 muestran los pesos por nivel de los edificios de 9 y 17 niveles, respectivamente.

3.3 Análisis sísmicos elásticos y diseños de los armados de refuerzo

Se presentan resultados de periodos de vibración, desplazamientos laterales máximos, distorsiones angulares de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso y elementos mecánicos últimos con que se realizaron los diseños de las cuantías de acero de refuerzo de las vigas y las columnas, así como sus armados correspondientes. Para el edificio de 9 niveles se muestran los resultados del eje 3, y para el edificio de 17 niveles los del eje 2.

3.3.1 Edificio de 9 niveles (casos A y B)

3.3.1.1 Periodos de vibración

La tabla 3.13 tiene los periodos de los tres primeros modos de vibración de cada dirección. El periodo de vibración del primer modo es de traslación en dirección “X”, correspondiente a la dimensión más corta del edificio; el segundo modo es, también un modo de traslación en la dirección “Y”; y, el tercer modo corresponde al de torsión. Los edificios presentan características de simetría y regularidad. Las figs. 3.4a, 3.4b y 3.4c muestran las deformadas en planta y elevación de los tres primeros modos de vibración.

3.3.1.2 Desplazamientos horizontales máximos

La fig. 3.5 presenta los desplazamientos horizontales máximos de los casos A y B, sismo en la dirección “X”, y la fig. 3.6 las respuestas cuando el sismo actúa en la dirección “Y”. Los desplazamientos laterales del caso A están multiplicados por el factor Q , y los del caso B por el factor $Q' \frac{R}{7}$ para la condición de servicio y por QR para la condición de colapso.

Los desplazamientos son mayores en la dirección “X”, en la que el edificio cuenta con menos rigidez lateral. Los desplazamientos del caso B para la condición de colapso son los más grandes. Las respuestas de ambas direcciones son similares.

3.3.1.3 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, $\frac{\Delta_{ri}}{h_i}$

Las figs. 3.7 y 3.8 muestran los resultados de las relaciones máximas Δ_{ri}/h_i para los casos A y B, sismo actuando en las direcciones “X” y “Y”, respectivamente. Las respuestas se comparan contra los valores permisibles de cada caso.

Las mayores distorsiones angulares de entrepiso se presentan en los entrepisos intermedios (N6-N5 y N5 y N4). En ambos casos se satisface en el límite la condición de servicio; para el caso B, la condición de colapso queda del lado de la seguridad.

3.3.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs. 3.9 y 3.10 tienen en elevación la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso, cuando el sismo actúa en ambas direcciones, respectivamente. Se presentan fuerzas cortantes de entrepiso ligeramente mayores para el edificio diseñado con el Cuerpo Principal (caso A), sismo en ambas direcciones, debido a las diferencias que se tienen en las ordenadas de los espectros de diseño correspondientes (ver fig. 3.1).

3.3.1.5 Elementos mecánicos últimos y diseños

Con base en los resultados del análisis dinámico tridimensional de los edificios de 9 niveles, se obtuvieron los elementos mecánicos para la condición más desfavorable. Los elementos mecánicos últimos son los correspondientes a la combinación más desfavorable considerando los factores de carga especificados por el RDF-04 y por sus NTC. El diseño de los elementos de concreto reforzado se hizo cumpliendo con los requisitos generales y los requisitos del capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto, debido a que se utilizó $Q=3$.

3.3.1.5.1 Vigas

Se obtuvieron los elementos mecánicos últimos para el marco estructural del eje 3 de cada uno de los casos de estudio. En la figura 3.10 se presentan los elementos mecánicos últimos (momento flexionante y fuerza cortante) en vigas para los casos A y B, mientras que en la figura 3.11 se presentan las áreas de acero de refuerzo longitudinal requeridas y las que se obtienen de proponer una configuración de acero de refuerzo para el caso A. En la figura 3.12 se presentan las áreas requeridas y el armado propuesto para el caso B. Se puede observar que los elementos mecánicos últimos del caso A son ligeramente mayores que los del caso B. Esto era de esperarse ya que como se mencionó anteriormente, la ordenada espectral del espectro de diseño del caso A es ligeramente mayor.

Los porcentajes máximos de acero longitudinal en vigas se presentaron en ambos casos en vigas localizadas en los niveles N7 a N5, con valores aproximados de 2.4 por ciento; mientras que en lo que se refiere al diseño del acero transversal se tuvieron separaciones de estribos de 10 a 15 cm presentándose las menores separaciones en los niveles mas bajos.

El cálculo de las áreas de acero longitudinal y transversal requeridas se realizó de acuerdo a lo establecido en las NTC-Concreto y cumpliendo los requisitos de marcos dúctiles.

En la figura 3.13 se presentan croquis de los armados propuestos para las vigas del caso A, mientras que en la figura 3.14 se dan para el caso B.

3.3.1.5.2 Columnas

La figura 3.15 presenta los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales) del extremo más esforzado de cada columna del eje 3 tanto del caso A como del caso B. La fuerza cortante de diseño se obtuvo de considerar ambas direcciones de análisis.

En la figura 3.16 se presentan las áreas de acero requeridas y el refuerzo longitudinal propuesto para cada una de las columnas de cada uno de los casos de estudio. Cabe mencionar que para el diseño de las columnas se utilizó como herramienta las ayudas de diseño y cada una de los armados propuestos fue revisado posteriormente con la fórmula de Bressler. Se consideró que el acero longitudinal de las columnas se corría hasta la mitad de la altura, permitiendo la continuidad de las barras longitudinales.

Se puede observar que se las áreas de acero longitudinal del caso A son mayores que las que se presentan en el caso B.

Los mayores porcentajes de acero longitudinal en columnas se presentaron en ambos casos en las columnas de planta baja, teniendo que para el caso A, el mayor porcentaje de acero longitudinal fue de 4 por ciento mientras que para el caso B fue de 3.2 por ciento. En lo que se refiere al acero transversal, se tuvieron en ambos casos separaciones de estribos entre 7.5 y 10 cm, teniendo que la condición que rigió el diseño de este refuerzo fue el confinamiento.

En la figura 3.17 se presentan croquis de los armados propuestos para las columnas del caso A y en la figura 3.18 se muestran los armados propuestos del caso B.

En la figura 3.19 y 3.20 se muestran la ubicación de secciones de vigas y columnas en el modelo para los casos A y B

3.3.2 Edificios de 17 niveles (Casos A y B)

3.3.2.1 Periodos de vibración

En la tabla 3.14 se presentan los tres primeros periodos de vibración de los edificios de 17 niveles. Como se mencionó anteriormente las dimensiones de las secciones definitivas obtenidas cumpliendo con lo especificado en el cuerpo principal fueron las mismas que las obtenidas cumpliendo con lo especificado en el apéndice A.

Debido a la doble simetría en planta del edificio, se tiene que los dos primeros modos son de traslación y el tercer modo es de torsión. Esto era de esperarse ya que los edificios presentan características de simetría y regularidad. En la figura 3.21a se muestran las configuraciones deformadas de los tres primeros modos de vibración en traslación, mientras que en las figuras 3.21b

y 3.21c se presentan vistas en planta de los primeros tres modos de vibración del modelo de 17 niveles.

3.3.2.2 Desplazamientos horizontales máximos

En la figura 3.22 se presentan los desplazamientos horizontales máximos para los casos A y B en dirección los cuales son los mismos en dirección “X” y “Y”. Es necesario señalar que los desplazamientos del caso A están multiplicados por el factor Q, mientras que los desplazamientos del caso B son multiplicados por el factor $Q' \frac{R}{7}$ para la condición de servicio y por QR para la condición de colapso.

Se observa que los desplazamientos mayores se presentan en el caso B para la condición de colapso, siendo mayores que los calculados de acuerdo al cuerpo principal (Caso A). Los desplazamientos en la condición de servicio son mucho menores. De lo observado en estas figuras podemos mencionar que el procedimiento para revisar los estados límite en el apéndice A es mucho mas clara que lo especificado en el cuerpo principal, ya que el establecer dos límites de revisión (servicio y colapso) permite, a juicio del que escribe, un mejor entendimiento del comportamiento de la estructura.

3.3.2.3 Relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, $\frac{\Delta_i}{h_i}$

La figura 3.23 presenta los resultados de las relaciones Δ_i / h_i máximas para los casos A y B.

Se puede observar que para cada los casos mostrados, las mayores distorsiones de entrepiso entre altura se presentan en el nivel N11. Se puede notar que la condición de colapso no es una condición importante o que rige el diseño para los edificios del caso B, sin embargo la condición de servicio es la que si rige el diseño.

Las distorsiones de entrepiso máximas para el caso B ($\Delta_i / h_i = 0.004243$) son ligeramente mayores que el límite de 0.004. En el caso A las distorsiones máximas ($\Delta_i / h_i = 0.01212$) son ligeramente mayores a 0.012.

3.3.2.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

La figura 3.24 se muestra la distribución en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso resultantes del análisis dinámico modal espectral para los casos A y B.

Como puede observarse de las figuras, se presentan fuerzas cortantes de entrepiso mayores para los edificios diseñados con el cuerpo principal (Caso A); esto debido a que para el caso A se tuvieron que corregir las fuerzas cortantes por concepto de la revisión del cortante basal ($0.80aW_0 / Q'$). Se muestra que el cuerpo principal es más estricto en este rubro al ser mas estricto en el las magnitudes mínimas de fuerzas cortantes de entrepiso.

3.3.2.5 Elementos mecánicos últimos y diseños

Con base en los resultados del análisis dinámico tridimensional de los edificios de 17 niveles, se obtuvieron los elementos mecánicos para la condición más desfavorable. Los elementos mecánicos últimos son los correspondientes a la combinación más desfavorable considerando los factores de carga especificados por el RDF-04 y por sus NTC. El diseño de los elementos de concreto reforzado se hizo cumpliendo con los requisitos generales y los requisitos del capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto, debido a que se utilizó $Q=3$.

3.3.2.5.1 Vigas

Se obtuvieron los elementos mecánicos últimos para el marco estructural del eje 2 de cada uno de los casos de estudio. En la figura 3.25 se presentan los elementos mecánicos últimos (momento flexionante y fuerza cortante) en vigas para los casos A y B, mientras que en la figura 3.26 se presentan las áreas de acero de refuerzo longitudinal requeridas en los extremos de cada una de las vigas para el caso A del marco 2 y junto a una propuesta de configuración de acero de refuerzo. En la figura 3.27 se presentan las áreas requeridas y el armado propuesto para el caso B.

En la figura 3.28 se presentan croquis de los armados propuestos para las vigas del caso A, mientras que en la figura 3.29 se dan para el caso B.

El cálculo de las áreas de acero longitudinal y transversal requeridas se realizó de acuerdo a lo establecido en las NTC-Concreto y cumpliendo los requisitos de marcos dúctiles. Se verificó que los armados cumplieran con la condición de que el momento resistente positivo en alguno de sus extremos sea al menos el cincuenta por ciento del momento resistente negativo, además de satisfacer los porcentajes de acero máximo a tensión.

Al igual que los casos de 9 niveles se puede observar que los elementos mecánicos últimos del caso A son ligeramente mayores que los del caso B, lo cual trae como consecuencia que los armados de las vigas del caso A tengan mayores porcentajes de acero longitudinal que las del caso B. Dichos porcentajes de acero longitudinal variaron a lo largo de la altura presentándose de forma general los mayores porcentajes de acero en las vigas de los niveles N13 a N10, con un valor máximo de 2.4 por ciento para el caso A y con un valor de 2.2 por ciento para el caso B.

Del resultado del diseño del acero transversal se obtuvieron para ambos casos las separaciones de estribos, teniendo que para los niveles superiores (N17 a N15) la separación promedio fuera de 17.5 cm, mientras que para los niveles más bajos se presentaron separaciones de 10 cm e incluso de 7.5 cm.

3.3.2.5.2 Columnas

La figura 3.30 presenta los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales) del extremo más esforzado de cada columna del eje 3 tanto del caso A como del caso B. La fuerza cortante de diseño se obtuvo de considerar ambas direcciones de análisis.

En la figura 3.31 se presentan las áreas de acero requeridas y el refuerzo longitudinal propuesto para cada una de las columnas de cada uno de los casos de estudio. Cabe mencionar que para el diseño de las columnas se utilizó como herramienta las ayudas de diseño y cada una de los armados propuestos fue revisada posteriormente con la fórmula de Bressler. Se consideró que el acero longitudinal de las columnas se corría hasta la mitad de la altura, permitiendo la continuidad de las barras longitudinales.

Se puede observar que se las áreas de acero longitudinal del caso A son mayores que las que se presentan en el caso B. Los porcentajes de acero longitudinal máximos para el caso A se presentaron en las columnas de planta baja con un valor de 3.4 por ciento para las columnas de orilla, mientras que para el caso B el porcentaje de acero longitudinal máximo fue de 2.3 por ciento en columnas de planta baja y de orilla.

En lo que se refiere a refuerzo transversal, los estribos tuvieron en ambos casos separaciones de entre 7.5 cm y 10 cm, lo cual se debió principalmente a que la separación por confinamiento fue la que rigió fundamentalmente el diseño de este refuerzo en columnas.

En la figura 3.32 se presentan croquis de los armados propuestos para las columnas del caso A y en la figura 3.33 se muestran los armados propuestos del caso B.

En las figuras 3.34 y 3.35 se presentan las ubicaciones de vigas y columnas en el modelo.

Tabla 3.1.- Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 9 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Nivel	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N9 - N8	65 x 30	60 x 30	70 x 70
N7 - N5	70 x 30	60 x 30	80 x 80
N4 - N3	80 x 35	60 x 30	90 x 90
N2 - N1	90 x 35	60 x 30	100 x 100

Tabla 3.2.- Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Nivel	Vigas (cm)		Columnas (cm)
	Principales	Secundarias	
N17 - N14	80 x 30	60 x 30	80 x 80
N13 - N10	85 x 35	60 x 30	90 x 90
N9 - N7	90 x 40	60 x 30	100 x 100
N6 - N4	95 x 45	60 x 30	110 x 110
N3 - N1	100 x 50	60 x 30	120 x 120

Tabla 3.3.- Cargas muertas para azotea, edificios 9 y 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 12 cm	288
Carga adicional por losa	20
Relleno e impermeabilizante	150
Instalaciones y plafones	40
Pretilas	74
Carga muerta total	572

Tabla 3.4.- Cargas muertas para planta tipo, edificios 9 y 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 12 cm	288
Carga adicional por losa	20
Firme de 3 cm	66
Sobrecarga por firme	20
Recubrimiento	42
Instalaciones y plafones	40
Muros divisorios	115
Carga muerta total	591

Tabla 3.5.- Cargas muertas para planta baja, edificios 9 y 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 12 cm	288
Carga adicional por losa	20
Firme de 3 cm	66
Sobrecarga por firme	20
Recubrimiento	42
Instalaciones y plafones	28
Muros divisorios	100
Carga muerta total	564

Tabla 3.6.- Cargas muertas para el nivel del sótano, edificios 9 y 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 30 cm	720
Carga adicional por losa	20
Firme de 2.5 cm	51
Sobrecarga por firme	20
Carga muerta total	811

Tabla 3.7.- Cargas muertas para el nivel de cimentación, edificios 9 y 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Concepto	Carga Muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 35 cm	840
Impermeabilización y relleno	100
Carga muerta total	940

Tabla 3.8.- Cargas vivas instantáneas para efectos del sismo, edificios 9 y 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Uso del sistema de piso	Carga viva instantánea (kg/m ²)
Azotea con pendiente menor de 5%	70
Oficinas	180
Comercios y bodegas	325

Tabla 3.9.- Cargas totales de sistemas de piso, edificio de 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Nivel	Carga muerta (kg/m ²)	Carga viva instantánea (kg/m ²)	Total (kg/m ²)
N9	572	70	642
N8 - N1	591	180	771
NPB	564	325	889
NSOT	811	100	911
NCIM	940	---	940

Tabla 3.10.- Cargas totales de sistemas de piso, edificio de 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Nivel	Carga muerta (kg/m ²)	Carga viva instantánea (kg/m ²)	Total (kg/m ²)
N17	572	70	642
N16-N1	591	180	771
NPB	564	325	889
NSOT	811	100	911
NCIM	940	---	940

Tabla 3.11.- Pesos por nivel, edificio de 9 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)					Total	Peso/Área (t/m ²)
		SISTEMA DE PISO	VIGAS	COLUMNAS	MUROS			
N9	768	493.06	188.85	41.16	---	723.07	0.941	
N8	768	592.13	188.85	82.32	---	863.30	1.124	
N7	768	592.13	195.44	94.92	---	882.48	1.149	
N6	768	592.13	195.44	107.52	---	895.08	1.165	
N5	768	592.13	195.44	107.52	---	895.08	1.165	
N4	768	592.13	230.85	121.80	---	944.78	1.230	
N3	768	592.13	230.85	136.08	---	959.06	1.249	
N2	768	592.13	247.00	152.04	---	991.16	1.291	
N1	768	592.13	247.00	264.00	---	1103.12	1.436	
NPB	768	682.75	164.05	270.00	252.00	1368.80	1.782	
NSOT	768	699.65	---	162.00	600.48	1462.13	1.904	
NCIM	768	721.92	---	72.00	348.48	1142.40	1.488	
SUMA	9216	7334.40	2083.76	1611.36	1200.96	12230.48	15.925	

Tabla 3.12.- Pesos por nivel, edificio de 17 niveles, análisis sísmico con el Apéndice A y Cuerpo Principal, de las NTC-Sismo, RDF-04

Nivel	Área (m ²)	Peso (t)					Total	Peso/Área (t/m ²)
		SISTEMA DE PISO	VIGAS	COLUMNAS	MUROS			
N17	576	369.79	161.74	43.01	---	574.54	0.997	
N16	576	444.10	161.74	86.02	---	691.85	1.201	
N15	576	444.10	161.74	86.02	---	691.85	1.201	
N14	576	444.10	161.74	86.02	---	691.85	1.201	
N13	576	444.10	183.87	97.44	---	725.41	1.259	
N12	576	444.10	183.87	108.86	---	736.83	1.279	
N11	576	444.10	183.87	108.86	---	736.83	1.279	
N10	576	444.10	183.87	108.86	---	736.83	1.279	
N9	576	444.10	207.36	121.63	---	773.09	1.342	
N8	576	444.10	207.36	134.40	---	785.86	1.364	
N7	576	444.10	207.36	134.40	---	785.86	1.364	
N6	576	444.10	232.11	148.51	---	824.72	1.432	
N5	576	444.10	232.11	162.62	---	838.83	1.456	
N4	576	444.10	232.11	162.62	---	838.83	1.456	
N3	576	444.10	258.05	178.08	---	880.22	1.528	
N2	576	444.10	258.05	193.54	---	895.68	1.555	
N1	576	444.10	258.05	219.80	---	921.95	1.601	
NPB	576	512.06	97.92	226.71	216.00	1052.70	1.828	
NSOT	576	524.74	---	186.62	492.48	1203.84	2.090	
NCIM	576	541.44	---	82.94	276.48	900.86	1.564	
SUMA	11520	9053.57	3572.94	2676.98	984.96	16288.44	28.279	

Tabla 3.13.- Periodos de vibración del edificio de 9 niveles

Dirección	Modo	Periodo, T_i (s)	Masa modal efectiva (%)
X	1	1.502	65.74
	2	0.563	17.13
	3	0.335	14.77
Y	1	1.460	66.3
	2	0.551	17.28
	3	0.332	14.35
θ	1	1.132	53.24
	2	0.420	8.95
	3	0.254	1.94

Tabla 3.14.- Periodos de vibración del edificio de 17 niveles

Dirección	Modo	Periodo, T_i (s)	Masa modal efectiva (%)
X	1	1.752	56.87
	2	0.643	12.60
	3	0.374	4.66
Y	1	1.752	56.87
	2	0.643	12.60
	3	0.374	4.66
θ	1	1.346	55.32
	2	0.518	11.76
	3	0.306	4.61

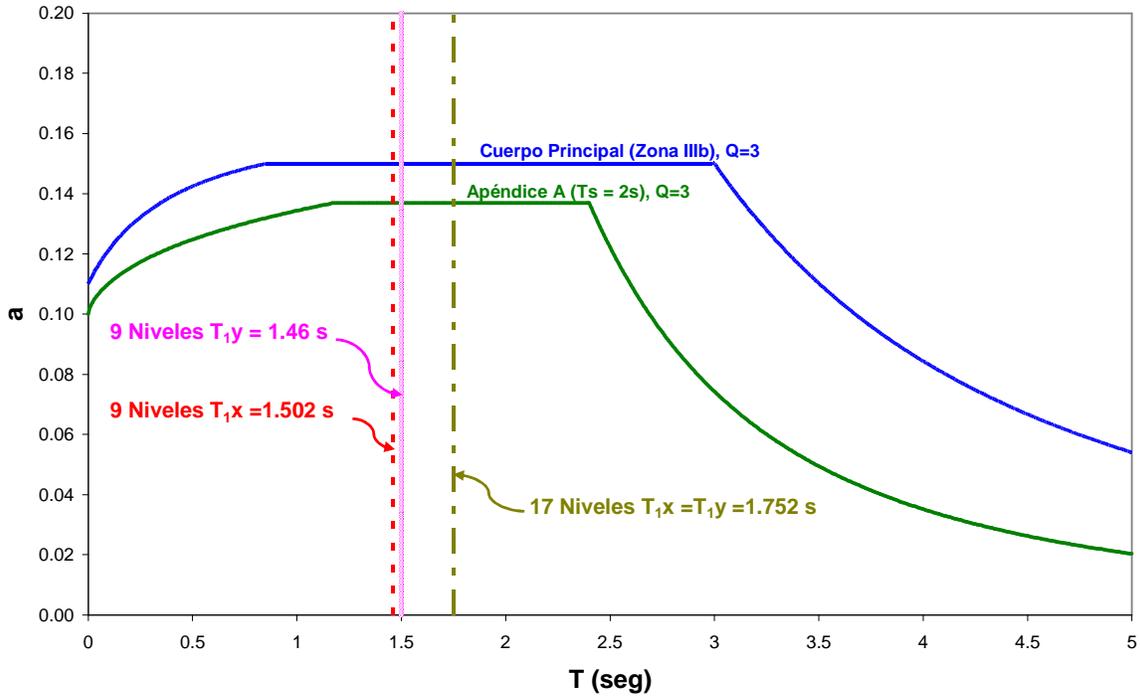


Fig 3.1.- Comparación de espectros de diseño inelásticos para $Q=3$ del Cuerpo Principal (Zona IIIb) y del Apéndice A ($T_s=2s$) de las NTC-Sismo del RDF-04

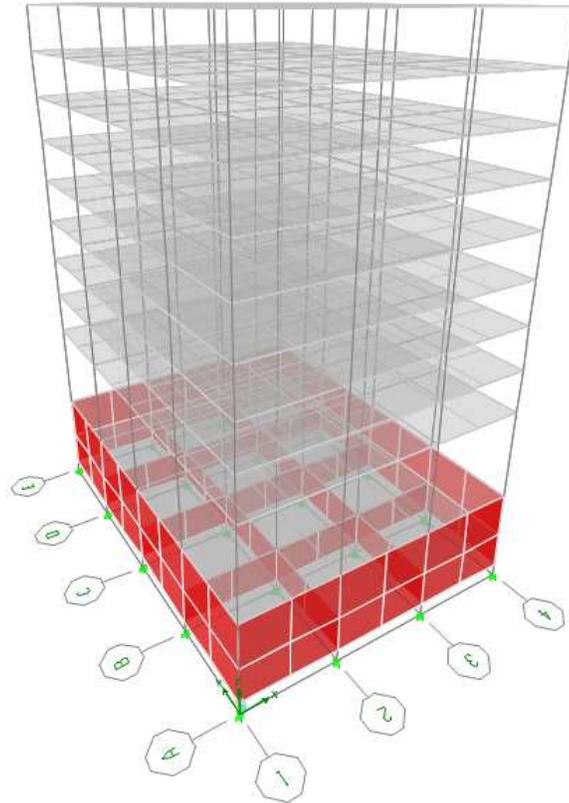


Fig 3.2a.- Vista tridimensional del modelo del edificio de 9 niveles

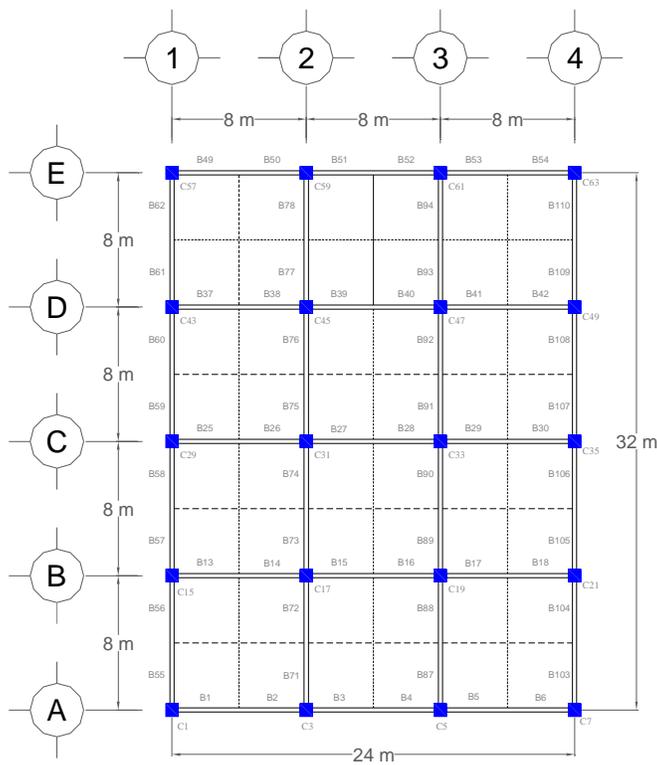


Fig 3.2b.- Planta tipo del edificio de 9 niveles

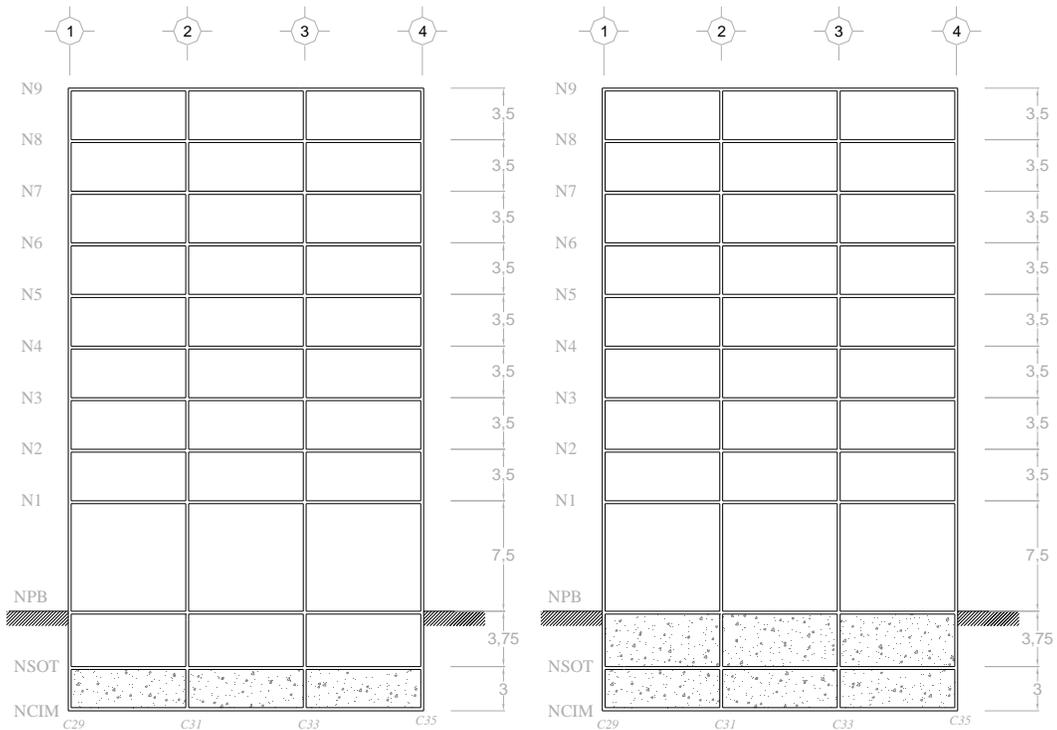


Fig 3.2c.- Cortes transversales interior y exterior en dirección corta "X", edificio de 9 niveles

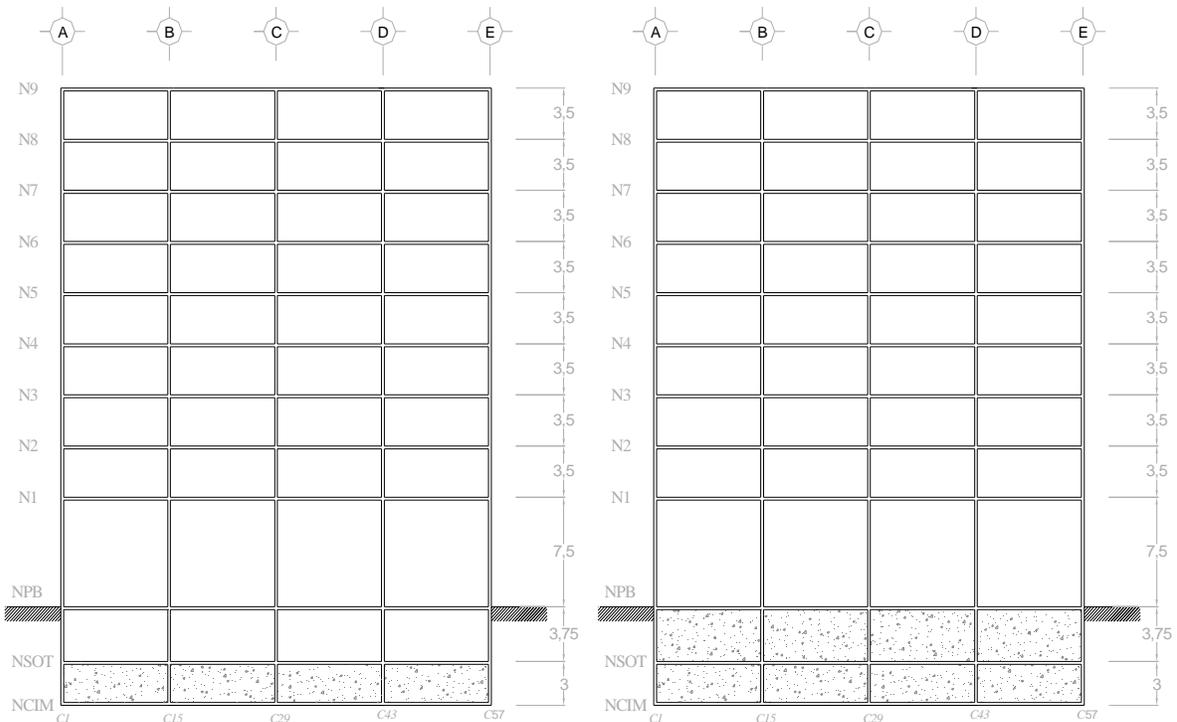


Fig 3.2d.- Cortes transversales interior y exterior en dirección larga "Y", edificio de 9 niveles

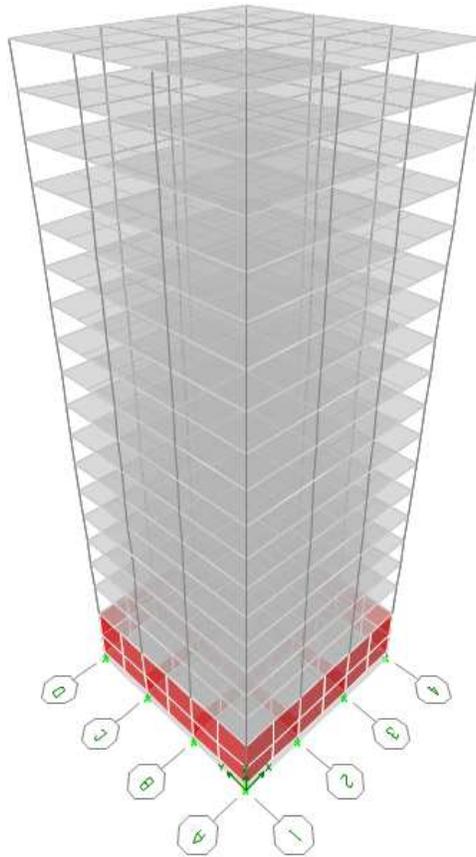


Fig 3.3a.- Vista tridimensional del modelo del edificio de 17 niveles

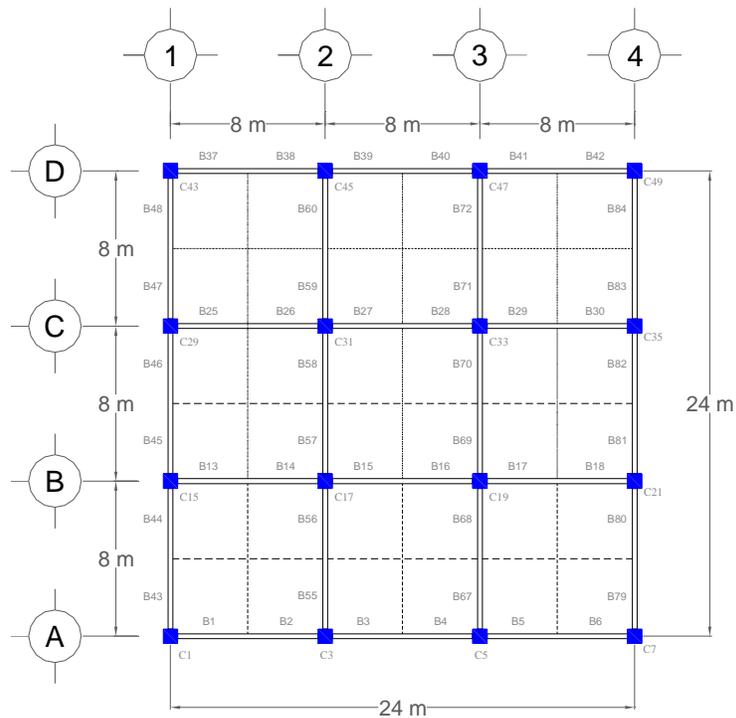


Fig 3.3b.- Planta tipo del edificio de 17 niveles

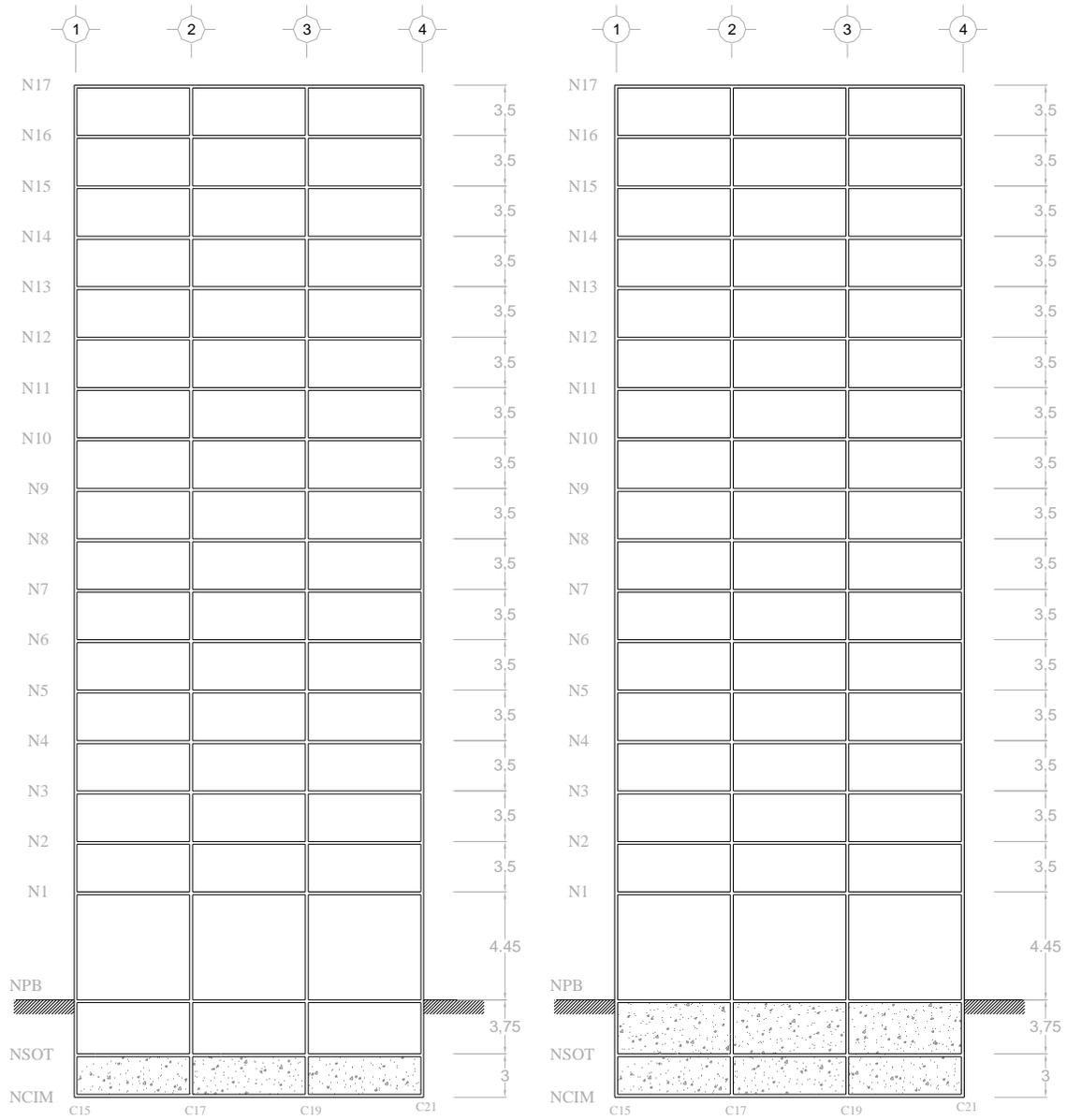


Fig 3.3c.- Cortes transversales interior y exterior, edificio de 17 niveles

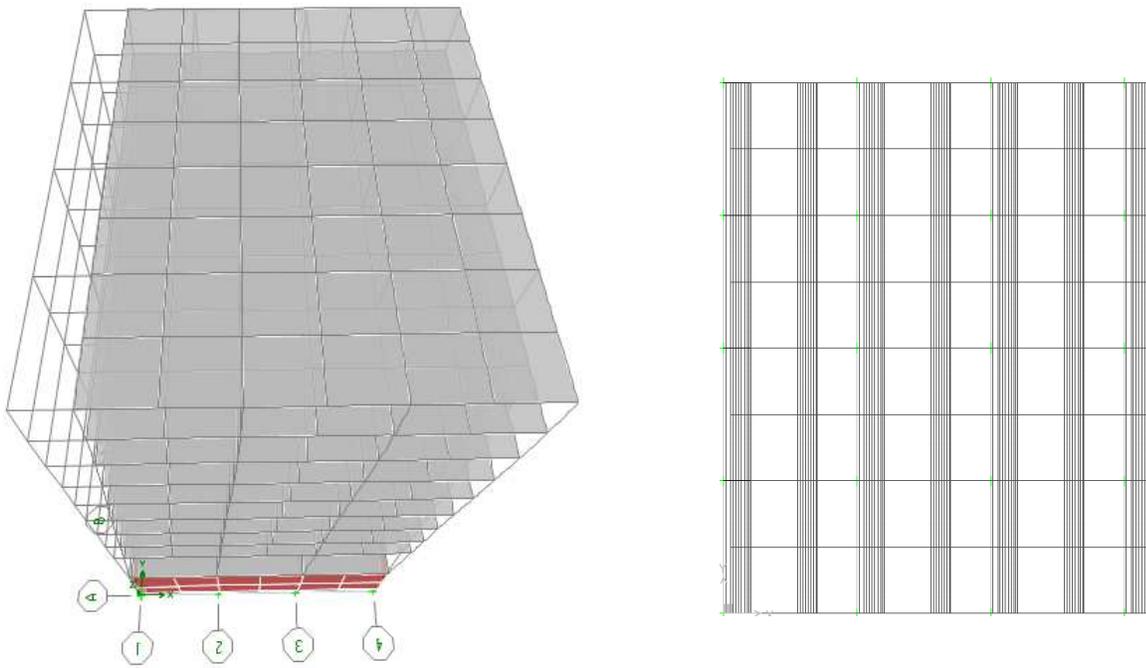


Fig 3.4a.- Vista en elevación y planta de la deformada del primer modo de vibrar del edificio de 9 niveles

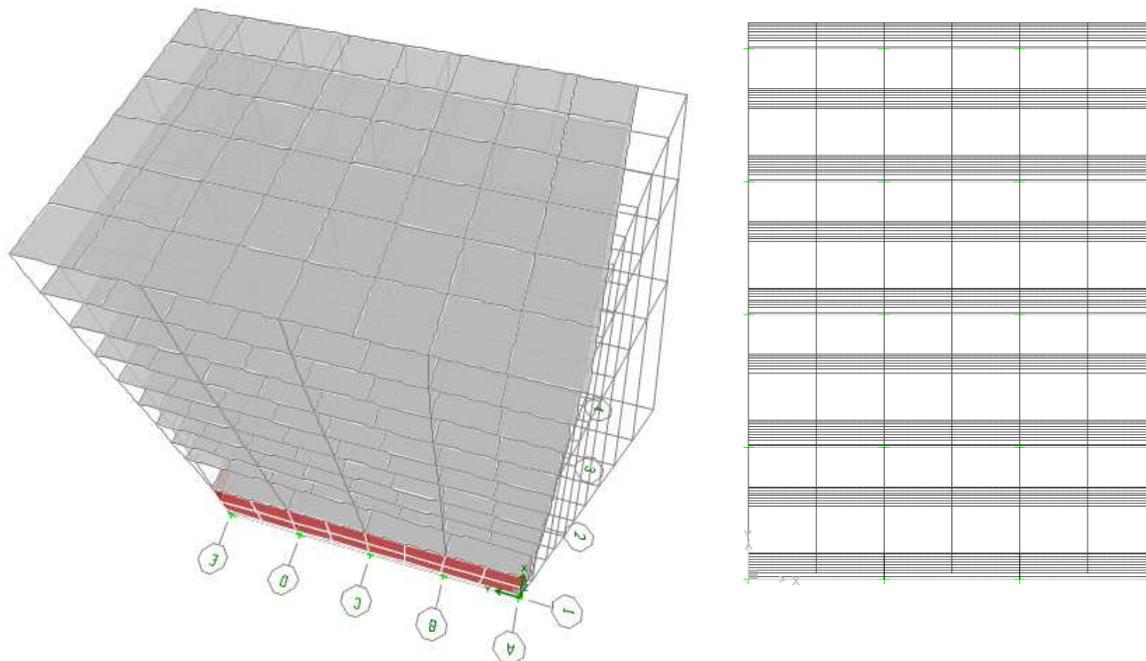


Fig 3.4b.- Vista en elevación y planta de la deformada del segundo modo de vibrar del edificio de 9 niveles

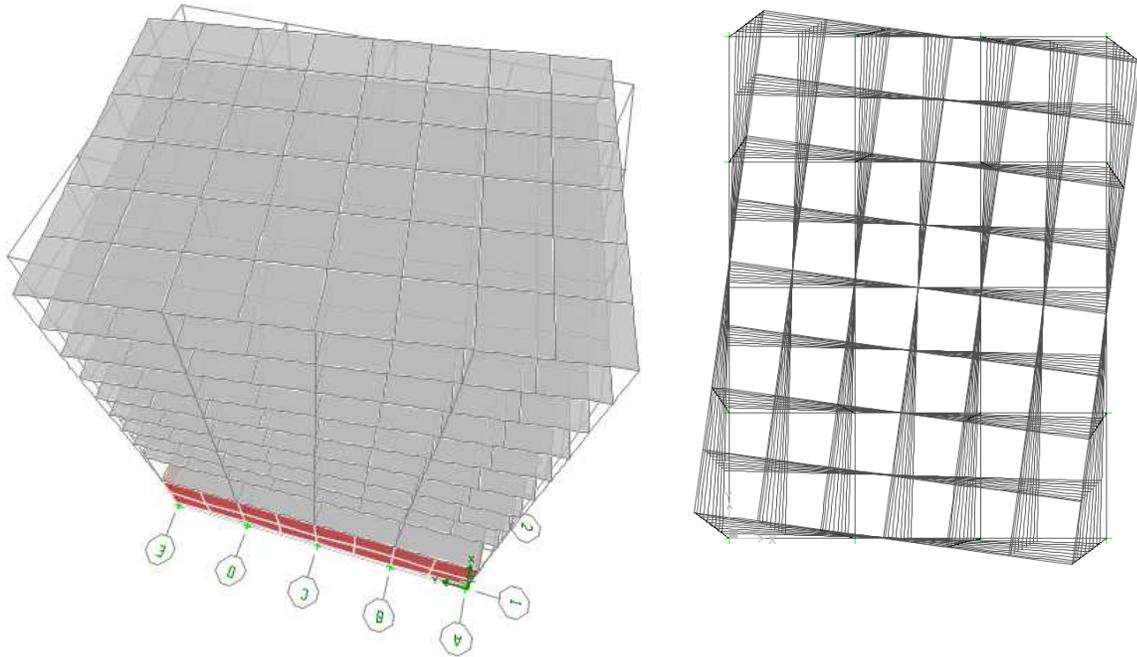


Fig 3.4c.- Vista en elevación y planta de la deformada del tercer modo de vibrar del edificio de 9 niveles

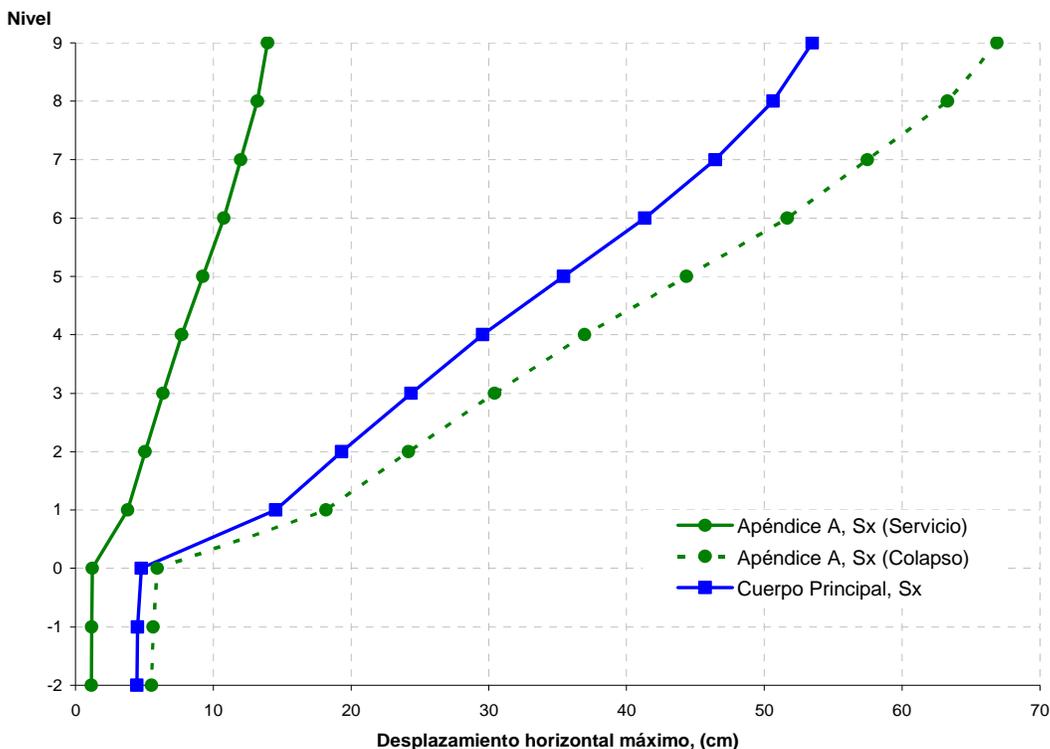


Fig 3.5.- Desplazamientos horizontales máximos, sismo en dirección "X", edificio 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

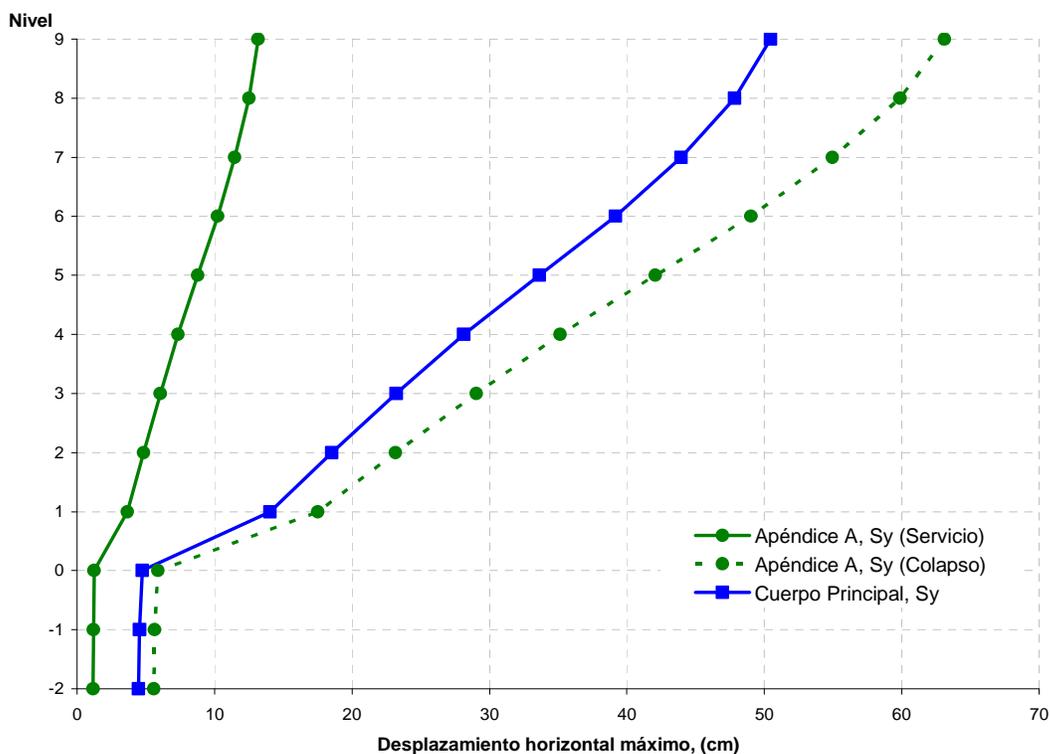


Fig 3.6.- Desplazamientos horizontales máximos, sismo en dirección "Y", edificio 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

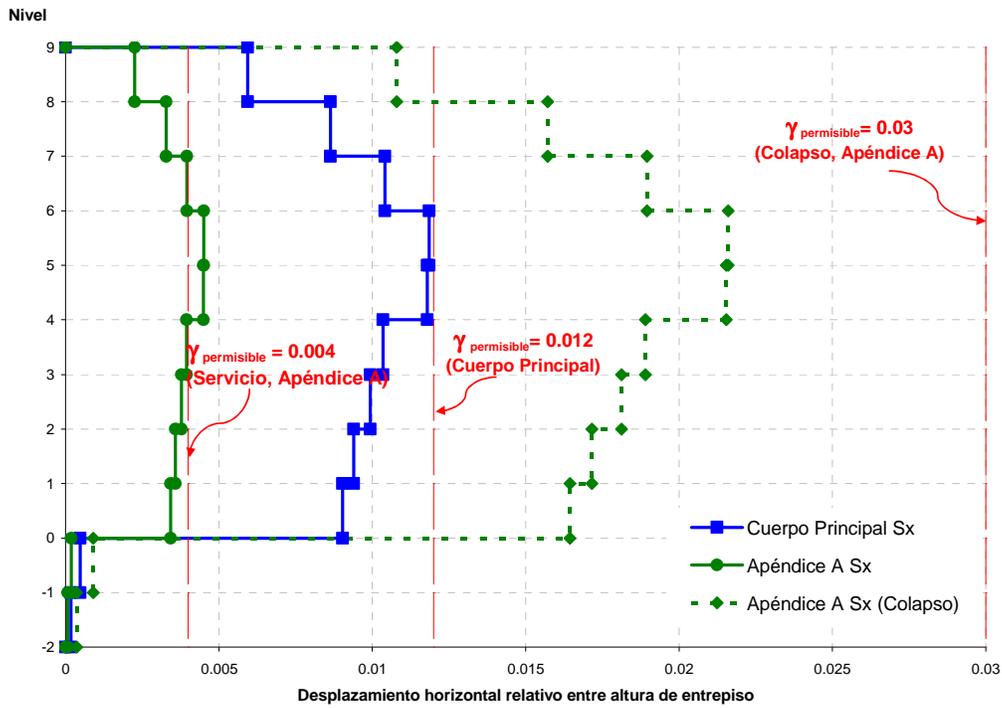


Fig 3.7.- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección "X", edificio 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo principal de las NTC-Sismo, RDF-04

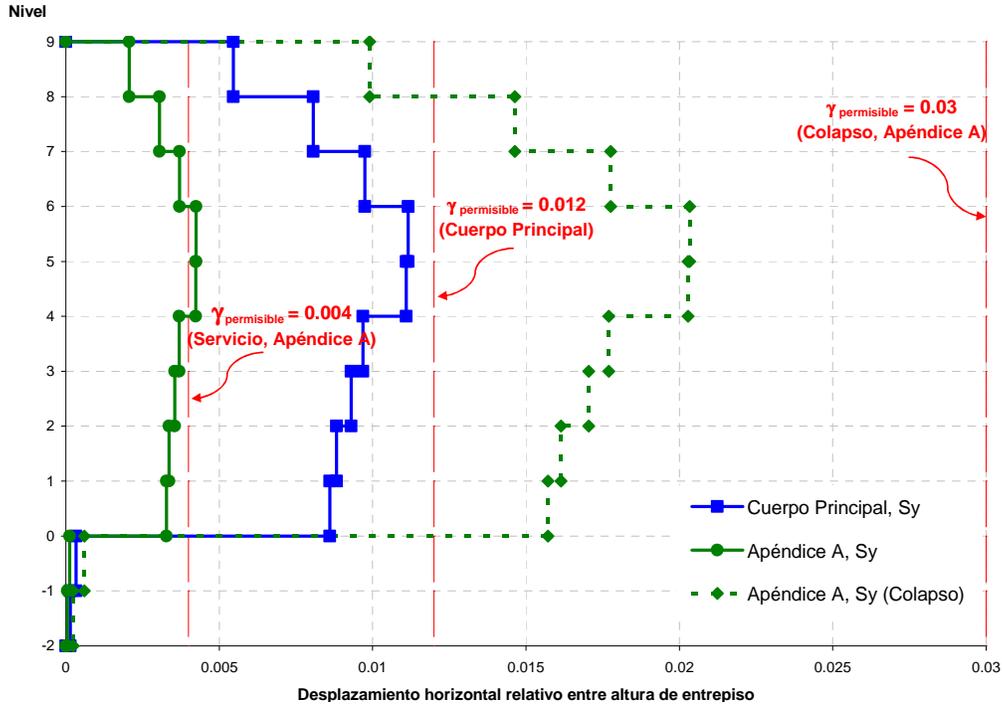


Fig 3.8.- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección "Y", edificio 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

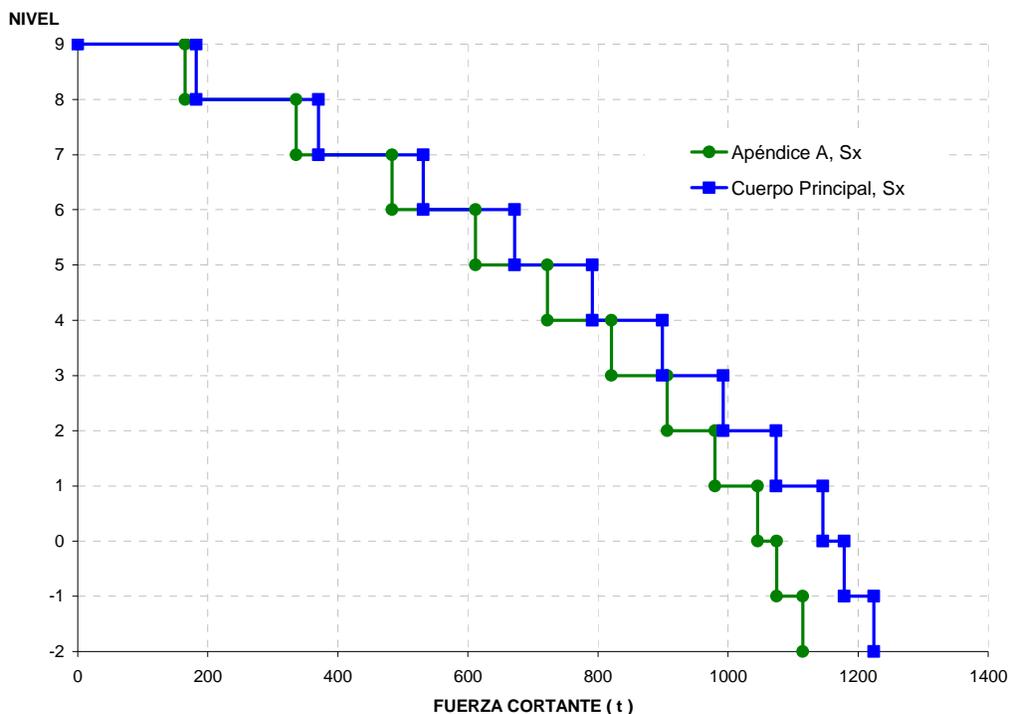


Fig 3.9.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección "X", edificio 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

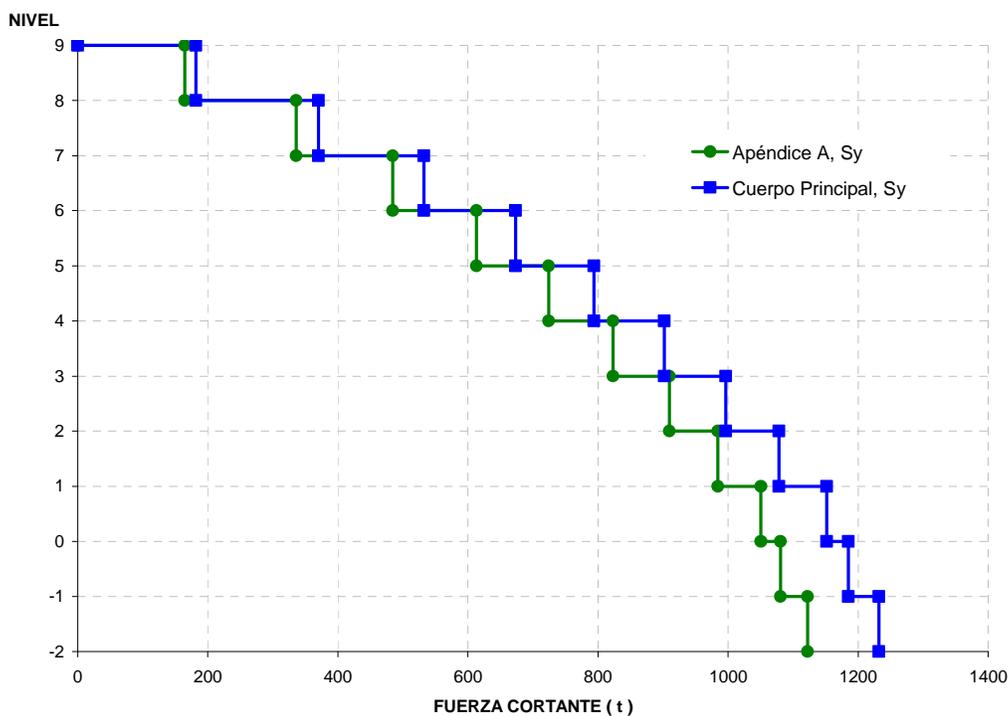


Fig 3.10.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección "Y", edificio 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

3.CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS



Fig 3.11.- Elementos mecánicos últimos de las vigas del eje C, edificio 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

3.CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Áreas teóricas de acero longitudinal y refuerzo propuesto en vigas (cm²)
Edificio 9 niveles, RDF-04 ($\gamma_p < 0,012$) (Q=3)

		1		2		3		4	
		Áreas teóricas (CP)				Refuerzo propuesto (CP)			
N9	65 X 30 cm	25.82 11.53	18.81 8.71	23.08 10.46		5#8 = 25.34 2#8 = 10.13		5#8 = 25.34 2#8 = 10.13	
N8	65 X 30 cm	34.33 16.09	28.25 12.62	31.88 14.67		6#8 = 30.40 3#8 = 15.20		7#8 = 35.47 3#8 = 15.20	
N7	70 X 30 cm	42.64 20.78	35.63 16.54	39.66 18.94		5#10 = 39.59 4#8 = 20.27		2#8 + 4#10 = 41.80 4#8 = 20.27	
N6	70 X 30 cm	47.04 23.61	40.24 21.29	44.17 21.74		3#8 + 4#10 = 46.87 3#10 = 23.75		3#8 + 4#10 = 46.87 3#10 = 23.75	
N5	70 X 30 cm	48.99 24.90	42.78 23.80	46.29 23.11		3#8 + 4#10 = 46.87 3#10 = 23.75		3#8 + 4#10 = 46.87 3#10 = 23.75	
N4	80 X 35 cm	58.95 29.08	50.04 37.77	55.11 34.21		7#10 = 55.42 4#8 + 2#10 = 36.10		2#8 + 6#10 = 57.64 6#8 = 30.40	
N3	80 X 35 cm	57.64 28.25	49.66 36.07	54.28 32.97		7#10 = 55.42 4#8 + 2#10 = 36.10		2#8 + 6#10 = 57.64 6#8 = 30.40	
N2	90 X 35 cm	64.30 34.38	55.22 46.53	60.71 43.46		3#8 + 6#10 = 62.71 3#8 + 4#10 = 46.87		8#10 = 63.34 1#8 + 4#10 = 36.74	
N1	90 X 35 cm	67.08 41.77	59.03 48.26	61.84 45.14		3#8 + 6#10 = 62.71 3#8 + 4#10 = 46.87		1#8 + 8#10 = 68.41 2#8 + 4#10 = 41.80	

Fig 3.12.- Áreas teóricas y refuerzo longitudinal propuesto de las vigas del eje C, edificio 9 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

3. CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Áreas teóricas de acero longitudinal y refuerzo propuesto en vigas (cm²)
Edificio 9 niveles, RDF-04 ($\gamma_p < 0,012$) (Q=3)

	1	2	3	4
	Áreas teóricas (AA)		Refuerzo propuesto (AA)	
N9				
65 X 30 cm	23.80 11.90	17.15 8.58	21.30 10.65	4#8 = 20.27 2#8 = 10.13
				1#6 + 4#8 = 23.12 1#6 + 2#8 = 12.98
N8				
65 X 30 cm	33.12 16.56	25.42 12.71	30.70 15.35	6#8 = 30.40 3#8 = 15.20
				1#6 + 6#8 = 33.25 3#8 = 15.20
N7				
70 X 30 cm	40.74 20.37	33.56 16.78	37.80 18.90	1#8 + 4#10 = 36.74 4#8 = 20.27
				2#8 + 4#10 = 41.80 4#8 = 20.27
N6				
70 X 30 cm	44.76 22.38	37.78 18.89	41.91 20.96	2#8 + 4#10 = 41.80 4#8 = 20.27
				3#8 + 4#10 = 46.87 3#10 = 23.75
N5				
70 X 30 cm	46.50 23.25	40.13 20.12	43.84 21.92	2#8 + 4#10 = 41.80 4#8 = 20.27
				3#8 + 4#10 = 46.87 3#10 = 23.75
N4				
80 X 35 cm	56.00 28.00	46.90 32.26	52.14 28.64	1#8 + 6#10 = 52.57 2#8 + 3#10 = 33.89
				7#10 = 55.42 6#8 = 30.40
N3				
80 X 35 cm	54.76 27.38	46.58 30.88	51.37 27.67	1#8 + 6#10 = 52.57 6#8 = 30.40
				7#10 = 55.42 6#8 = 30.40
N2				
90 X 35 cm	60.99 30.50	51.68 40.36	57.31 36.57	2#8 + 6#10 = 57.64 2#8 + 4#10 = 41.80
				4#8 + 5#10 = 59.85 6#8 = 30.40
N1				
90 X 35 cm	63.32 34.81	55.24 42.39	58.26 37.93	2#8 + 6#10 = 57.64 2#8 + 4#10 = 41.80
				8#10 = 63.34 7#8 = 35.49

Fig 3.13.- Áreas teóricas y refuerzo longitudinal propuesto de las vigas del eje C, edificio 9 niveles, Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo, RDF-04

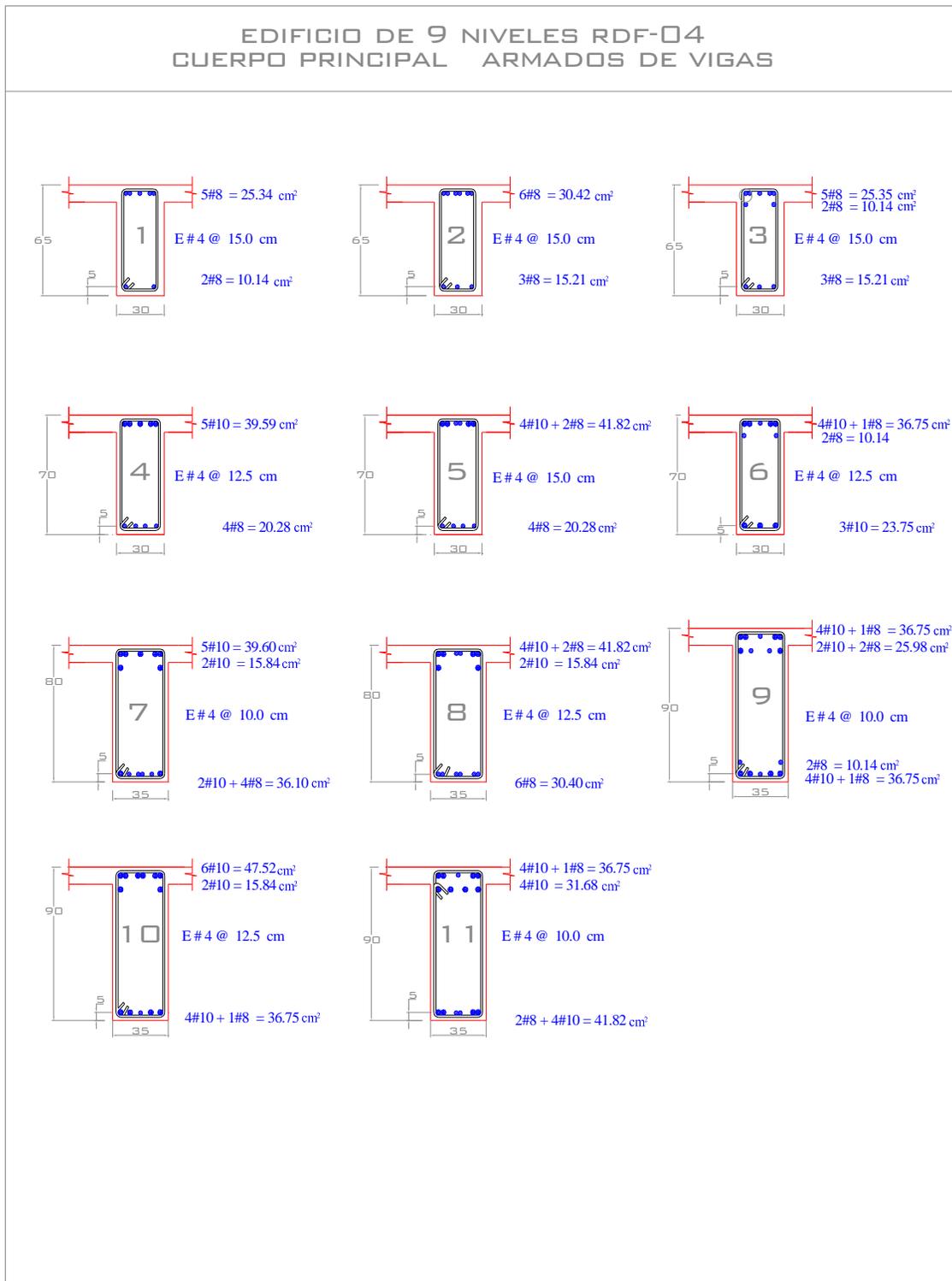


Fig 3.14.- Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio 9 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

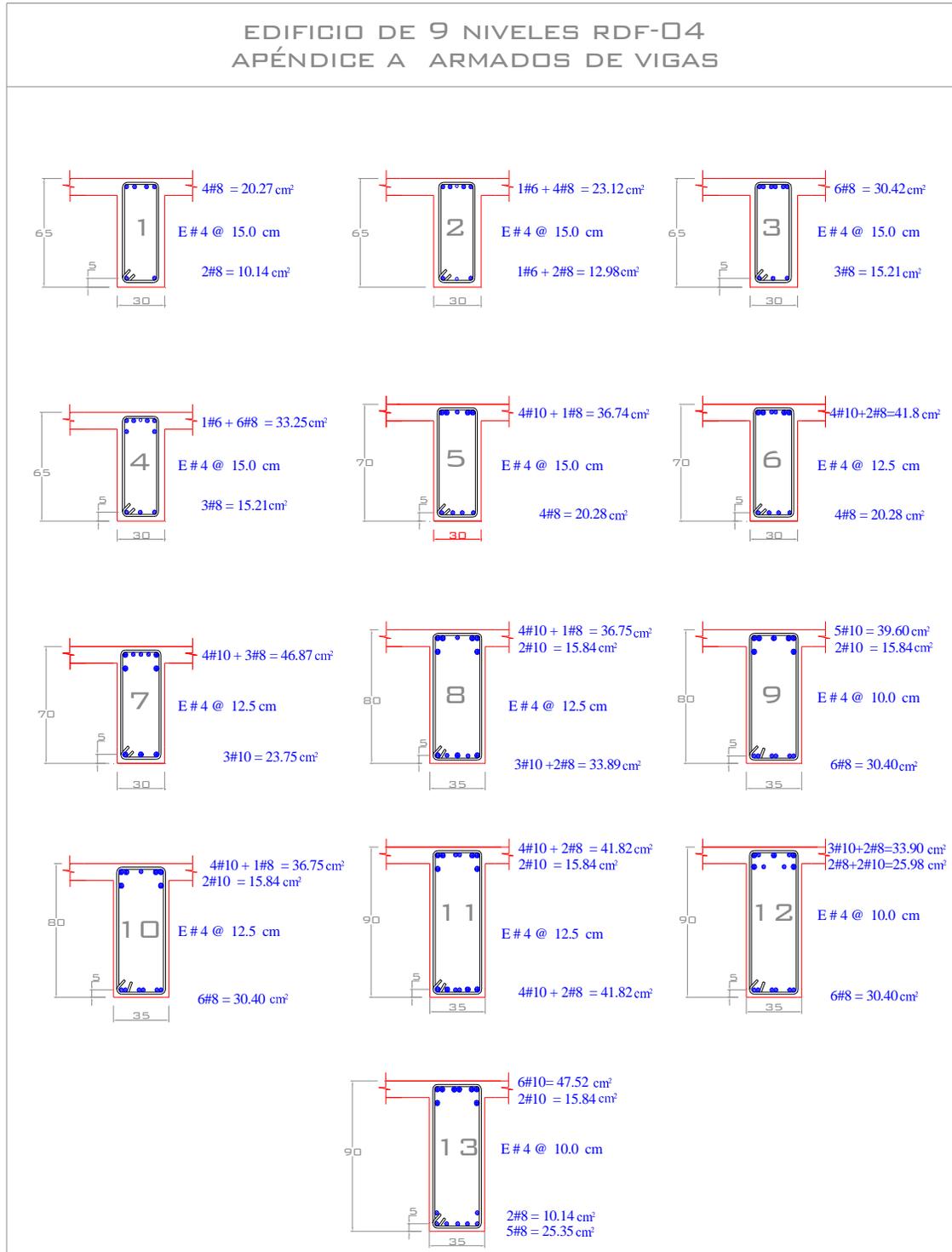


Fig 3.15.- Armados longitudinal y transversal propuestos de las vigas del eje C, edificio 9 niveles, Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo, RDF-04

3. CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS



Fig 3.16.- Elementos mecánicos últimos en columnas del eje C, edificio 9 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

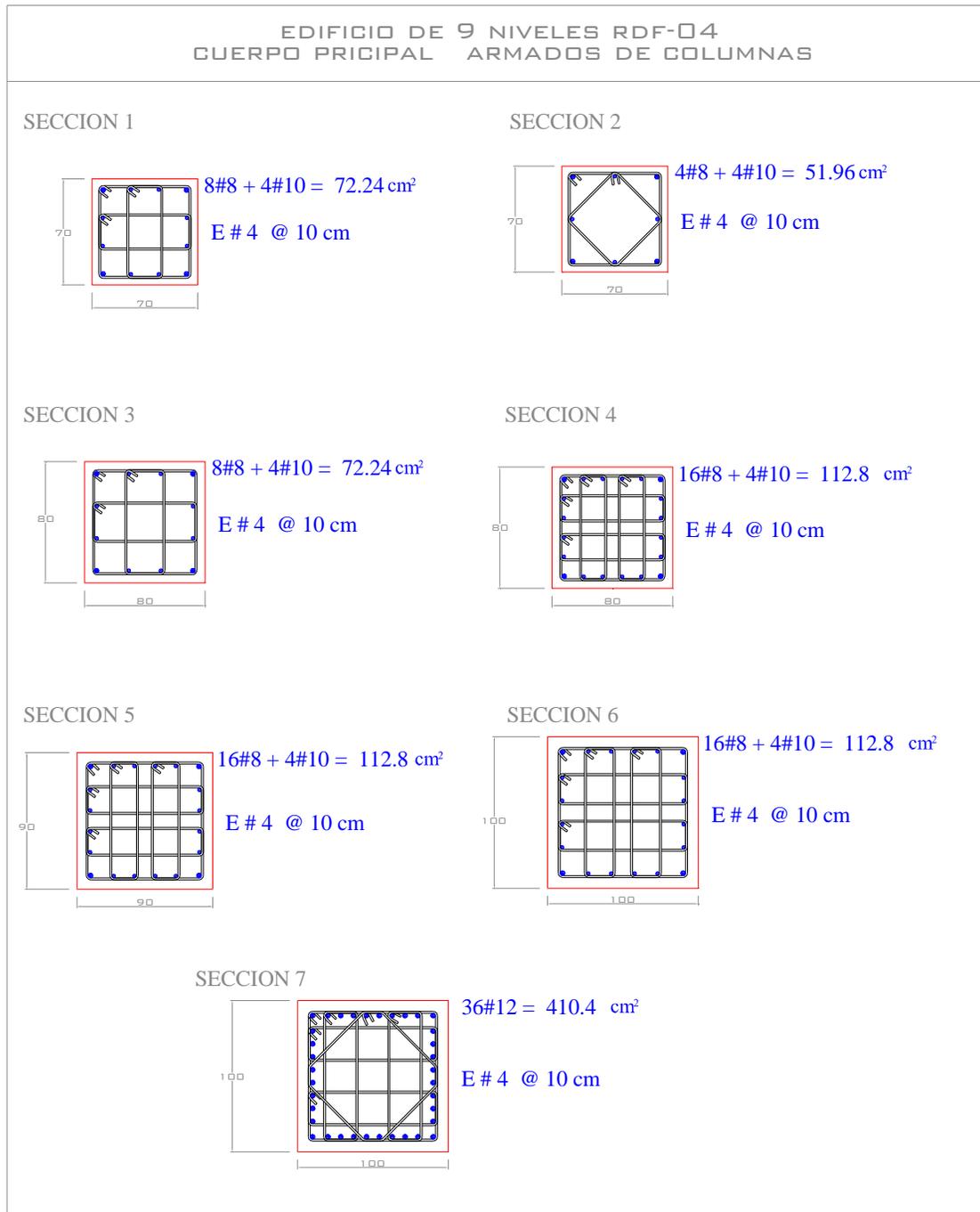


Fig 3.18.- Armados de acero longitudinal y transversal propuestos en columnas del eje C, edificio 9 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

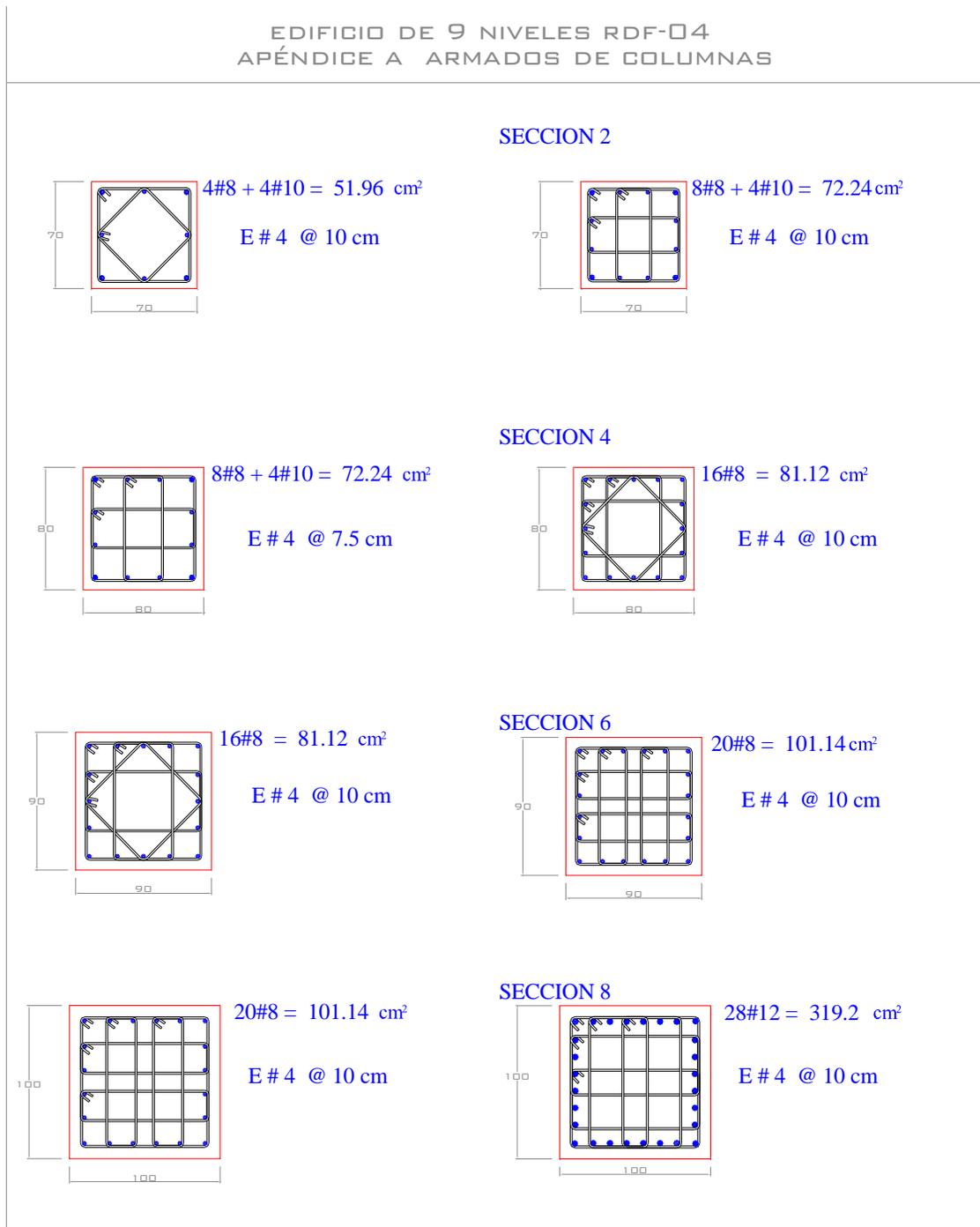


Fig 3.19.- Armados de acero longitudinal y transversal propuestos en columnas del eje C, edificio 9 niveles, Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo, RDF-04

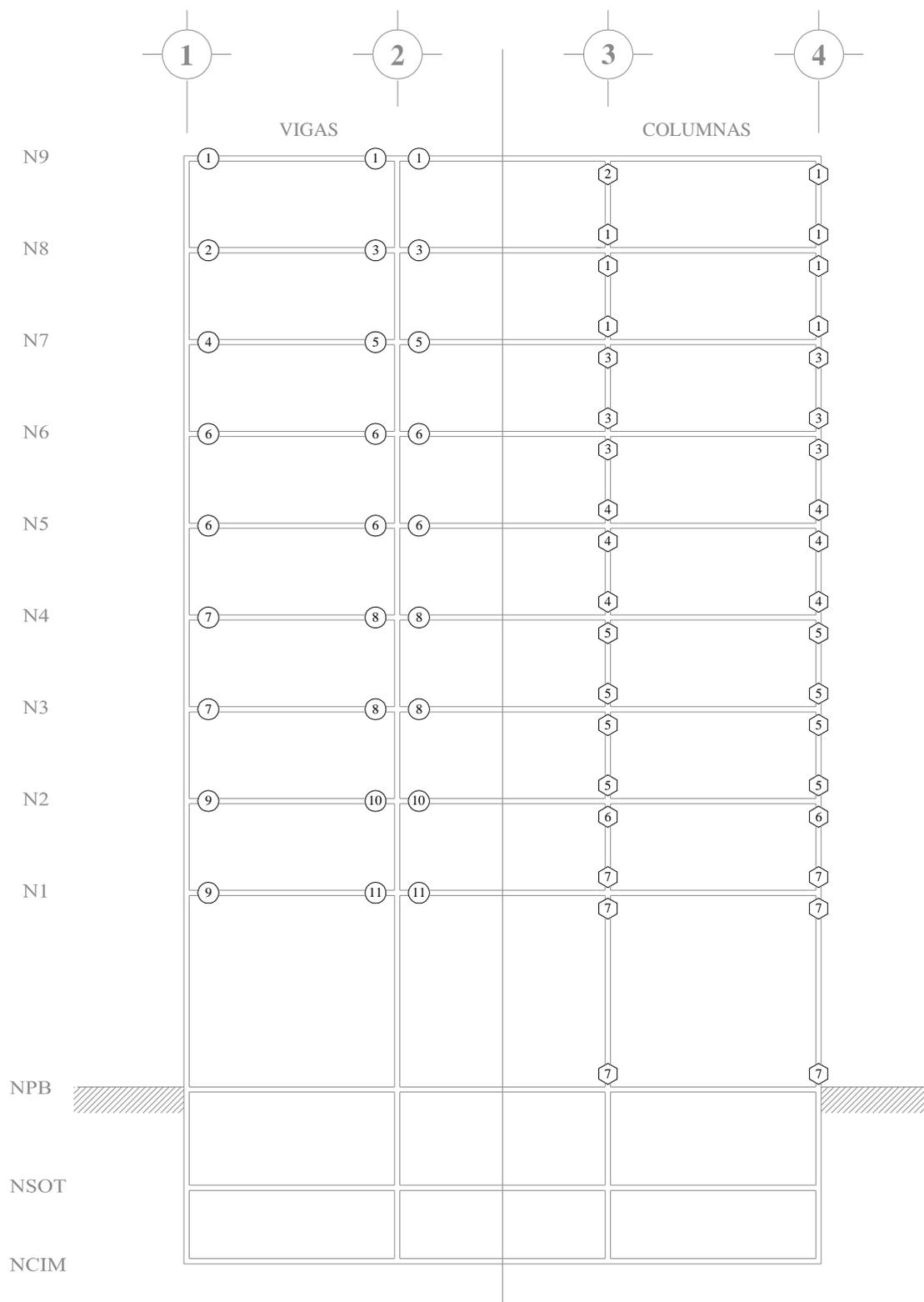


Fig 3.20.- Ubicación de tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio 9 niveles, Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

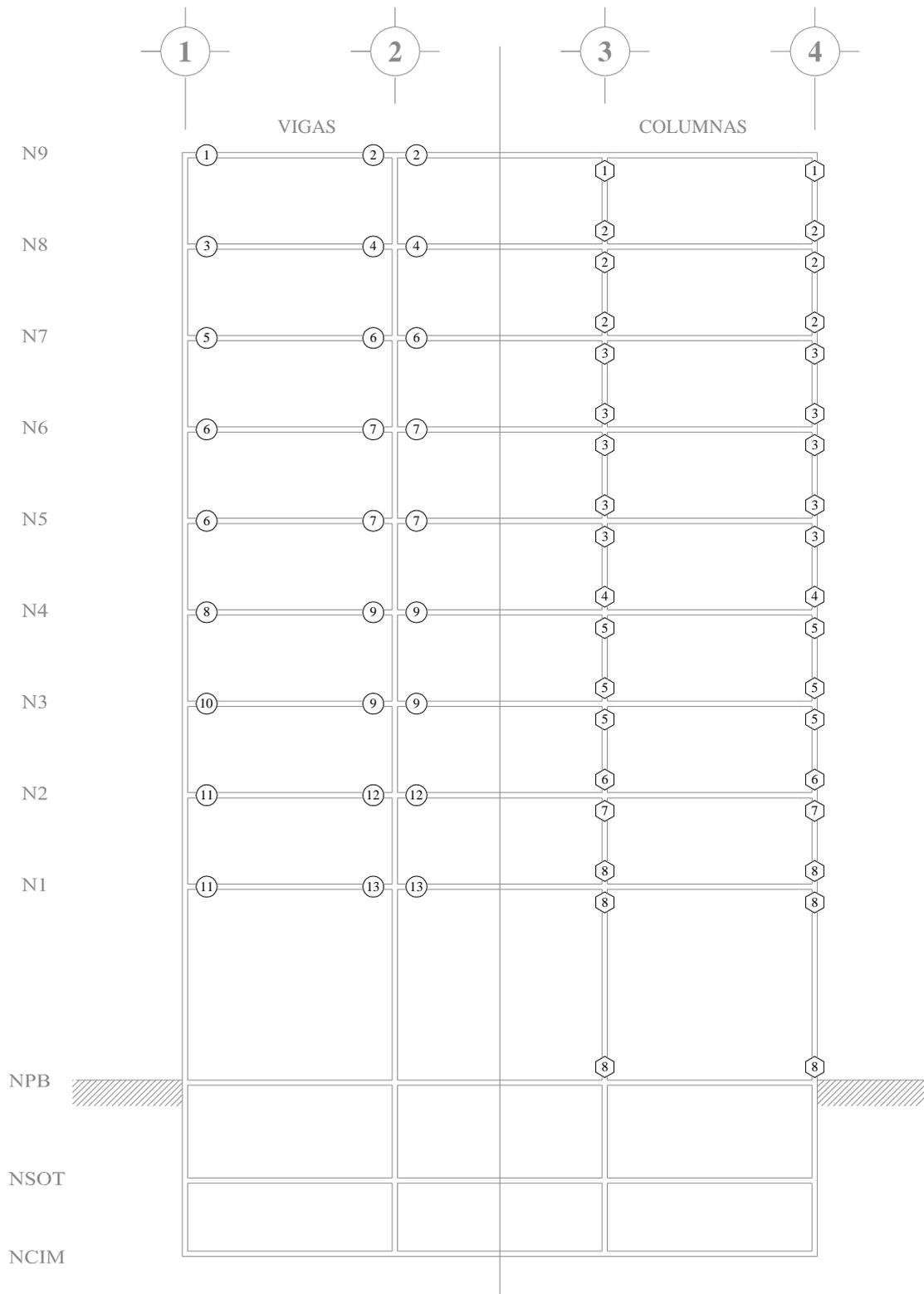


Fig 3.21.- Ubicación de tipos de armados de vigas y columnas del eje C, edificio 9 niveles, Apéndice A de las NTC-Sismo, RDF-04

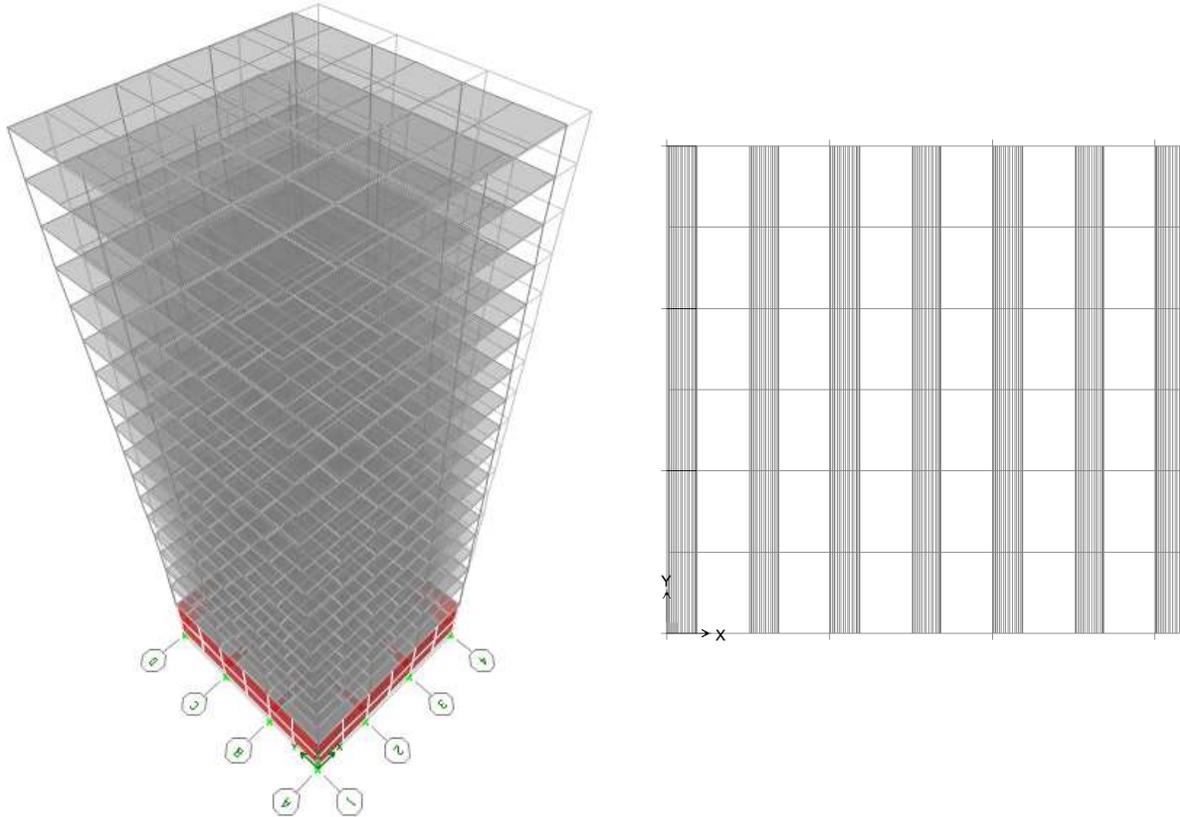


Fig 3.22a.- Vista en elevación y planta de la deformada del primer modo de vibrar del edificio de 17 niveles

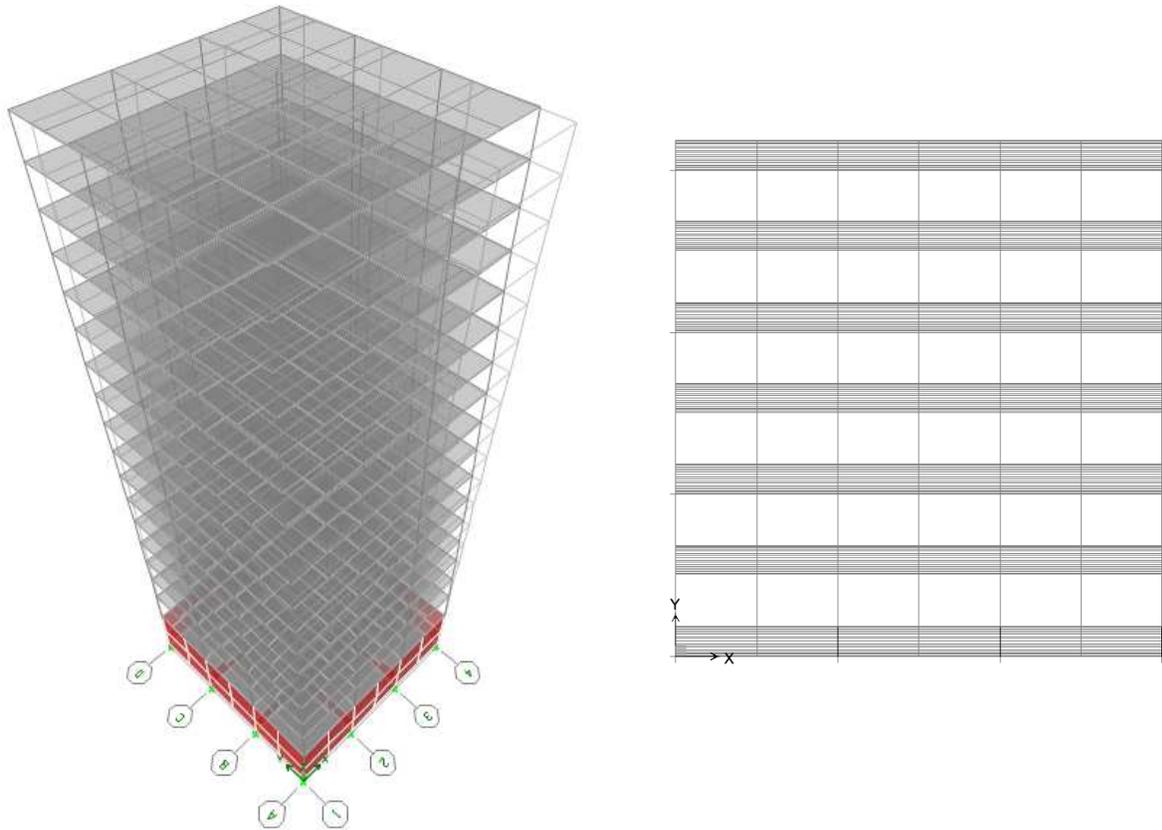


Fig 3.22b.- Vista en elevación y planta de de la deformada del segundo modo de vibrar del edificio 17 niveles

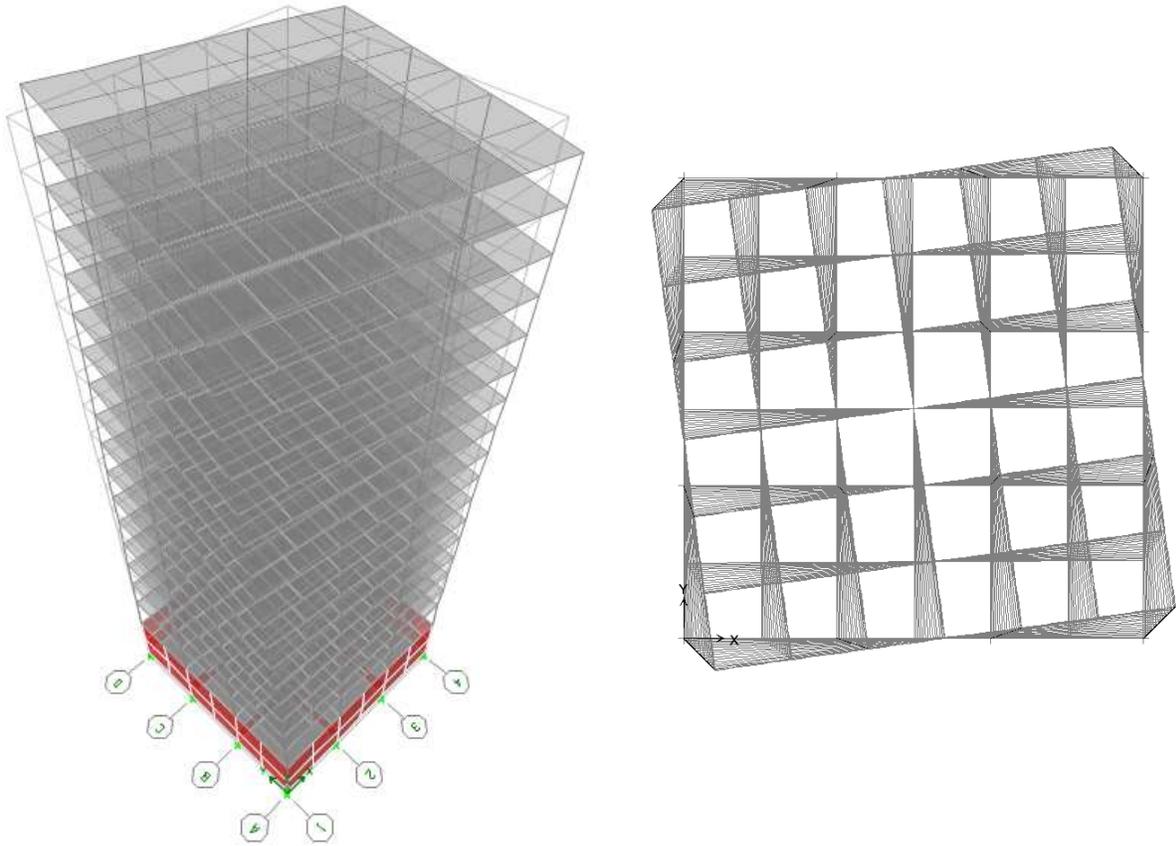


Fig 3.22c.- Vista en elevación y planta de la deformada del tercer modo de vibrar del edificio de 17 niveles

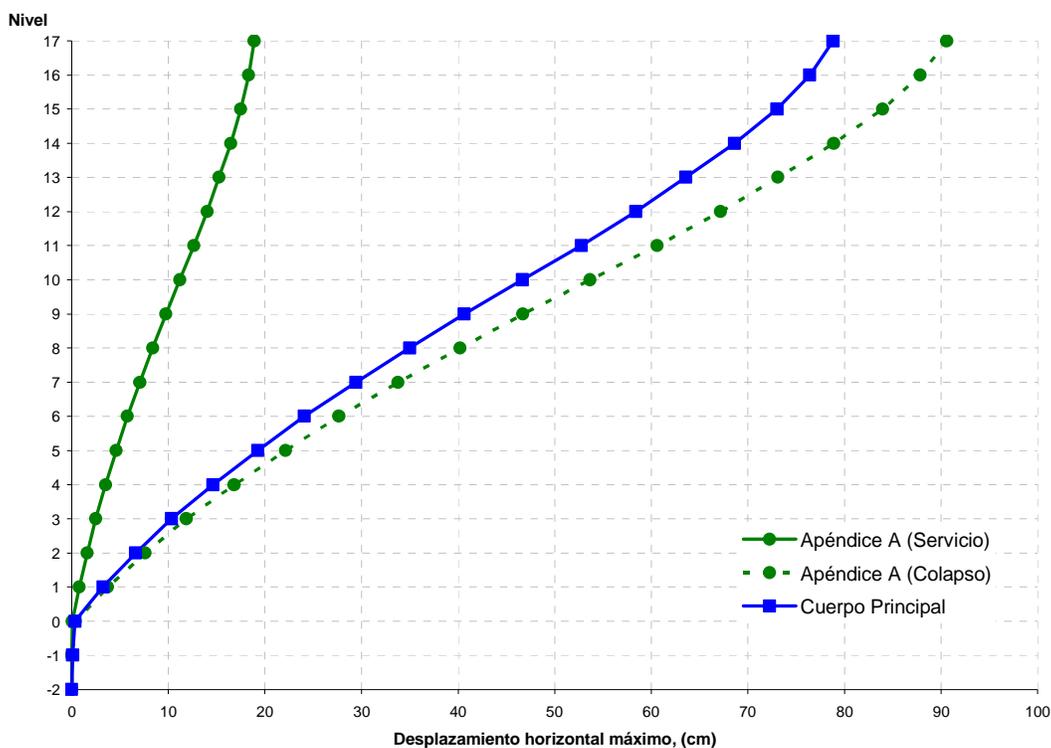


Fig 3.23.- Desplazamientos horizontales máximos, sismo en dirección "X" y "Y", edificio 17 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

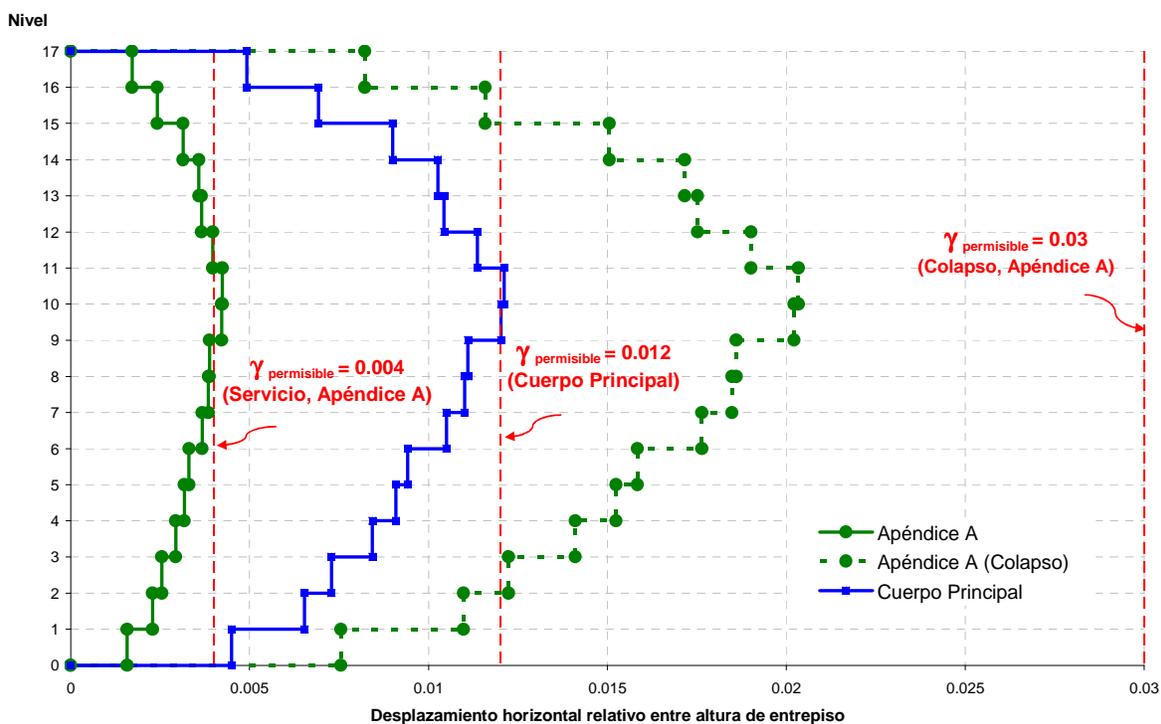


Fig 3.24.- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección "X" y "Y", edificio 17 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

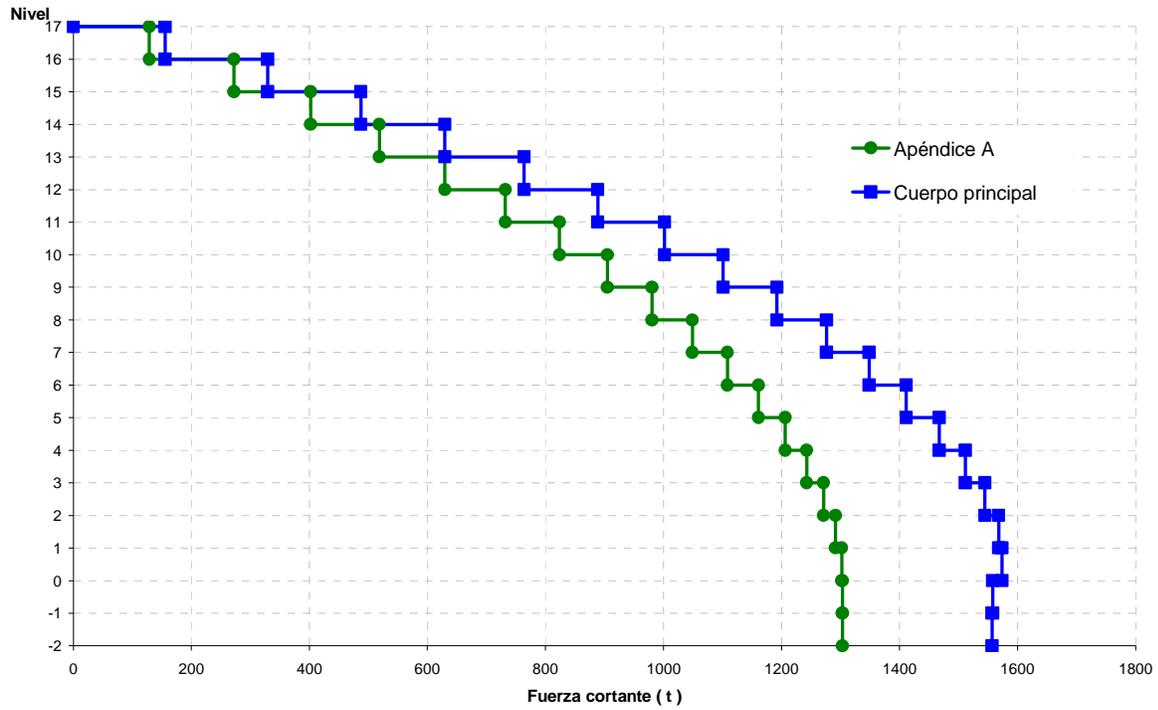


Fig 3.25.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección "X" y "Y", edificio 17 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

3.CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Elementos mecánicos últimos en vigas
Edificio 17 niveles, RDF-04 ($\gamma_p \leq 0.012$) (Q=3)

		Cuerpo principal (CP)				Apéndice A (AA)					
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N17	80 x 30 cm	-59.23	-26.84	-52.20	-46.95	-23.52	-55.99				
		-25.72	17.00	12.45	8.24	-23.56	22.02	3.58	9.14	-16.00	24.79
N16	80 x 30 cm	-79.89	-44.40	-71.61	-63.99	-38.28	-74.01				
		-32.75	23.16	25.97	20.49	-30.19	27.98	12.93	20.31	-21.35	31.09
N15	80 x 30 cm	-97.67	-63.41	-89.34	-78.75	-54.26	-88.69				
		9.55	-37.69	28.64	38.35	-35.21	32.17	27.81	34.80	-25.96	35.17
N14	80 x 30 cm	-111.70	-78.50	-103.88	-90.89	-66.90	-100.60				
		24.74	-41.50	32.96	52.79	-39.30	35.58	39.83	46.64	-29.57	38.48
N13	85 x 35 cm	-150.14	-103.38	-139.42	-120.59	-86.53	-133.45				
		50.62	-52.88	40.64	88.36	-50.02	44.61	69.80	79.38	-35.70	48.18
N12	85 x 35 cm	-160.11	-114.96	-150.84	-130.16	-96.26	-141.99				
		61.57	-55.81	43.73	99.52	-53.24	47.30	79.08	88.22	-38.44	50.61
N11	85 x 35 cm	-170.97	-127.69	-161.58	-139.11	-107.07	-150.58				
		74.26	-58.75	47.59	110.62	-56.30	49.85	88.01	96.54	41.58	53.01
N10	85 x 35 cm	-175.49	-134.72	-166.77	-143.49	-113.16	-154.17				
		81.59	-60.03	49.62	115.71	-57.76	51.09	92.24	100.11	43.33	-54.03
N9	90 x 40 cm	-213.91	-160.63	-202.95	-173.88	-133.78	-187.30				
		108.71	-71.73	57.88	152.10	-69.05	60.64	122.63	132.84	-49.98	64.16
N8	90 x 40 cm	-212.88	-162.91	-203.41	-174.35	-135.96	-186.31				
		110.20	-71.51	58.44	152.29	-69.15	60.74	122.82	132.25	-50.53	63.94
N7	90 x 40 cm	-209.55	-163.61	-200.34	-171.85	-136.94	-183.25				
		111.08	-70.56	58.66	149.16	-68.25	60.02	120.29	129.03	-50.84	63.07
N6	95 x 45 cm	-245.97	-188.90	-234.19	-200.35	-157.21	-214.71				
		137.55	-82.06	66.97	183.06	-79.18	69.29	148.72	159.84	-57.58	73.06
N5	95 x 45 cm	-239.01	-186.95	-228.29	-195.54	-156.03	-208.66				
		134.82	-80.13	66.21	176.89	77.43	67.86	143.66	154.18	-57.15	71.38
N4	95 x 45 cm	-229.88	-183.48	-218.96	-187.88	-153.72	-200.70				
		131.42	-77.50	65.28	167.46	-74.70	65.62	135.92	146.09	-56.47	69.09
N3	100 x 50 cm	-259.80	-205.56	-244.97	-210.27	-171.97	-226.90				
		154.62	-87.42	72.87	193.36	-83.58	73.32	158.12	171.45	-62.82	77.82
N2	100 x 50 cm	-242.92	-195.79	-228.96	-197.16	-164.57	-212.60				
		143.63	-82.61	69.79	176.96	-78.92	69.42	144.84	157.79	-60.48	73.73
N1	100 x 50 cm	-209.53	-170.03	-192.34	-169.76	-147.15	-187.20				
		119.27	-72.68	62.37	140.45	-68.01	61.34	117.57	131.28	-55.50	66.18
NPB											
NSOT											
NCIM											

M_u^+ : Momento flexionante último positivo (t-m)
 M_u^- : Momento flexionante último negativo (t-m)
 V_{uj} : Fuerza Cortante última en i (t)
 V_{uj} : Fuerza Cortante última en j (t)

Fig 3.26.- Elementos mecánicos últimos de las vigas del eje B, edificio 17 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

3.CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Áreas teóricas de acero longitudinal y refuerzo propuesto en vigas (cm²)
Edificio 17 niveles, RDF-04 ($\gamma_p \leq 0.012$) (Q=3)

		1		2		3		4	
		Áreas teóricas (CP)				Refuerzo propuesto (CP)			
N17	Sección 80 X 30 cm	24.07 11.13	10.02 5.93	20.78 9.73		4#8 = 20.27 2#8 = 10.13		5#8 = 25.24 2#8 = 10.13	
N16	Sección 80 X 30 cm	34.61 15.39	17.31 9.67	30.30 13.65		6#8 = 30.40 3#8 = 15.20		7#8 = 35.47 3#8 = 15.20	
N15	Sección 80 X 30 cm	41.33 19.26	26.11 16.92	38.19 17.42		5#10 = 39.59 4#8 = 20.27		4#10 + 2#8 = 41.80 4#8 = 20.27	
N14	Sección 80 X 30 cm	46.64 22.47	34.06 23.39	43.68 21.05		4#10 + 2#8 = 41.80 4#8 = 20.27		4#10 + 3#8 = 46.87 4#8 = 20.27	
N13	Sección 85 X 35 cm	58.63 28.38	41.95 38.02	54.84 34.46		7#10 = 55.42 5#10 = 39.59		2#8 + 6#10 = 57.64 6#8 = 30.40	
N12	Sección 85 X 35 cm	62.14 30.61	46.22 43.18	58.87 39.95		2#8 + 6#10 = 57.64 4#10 + 2#8 = 41.80		3#8 + 6#10 = 62.71 6#10 = 47.50	
N11	Sección 85 X 35 cm	65.97 33.10	50.71 46.70	62.66 44.69		3#8 + 6#10 = 62.71 6#10 = 47.50		4#8 + 6#10 = 67.78 7#8 = 35.47	
N10	Sección 85 X 35 cm	67.57 34.17	53.19 48.39	64.49 46.48		4#8 + 6#10 = 67.78 6#10 = 47.50		4#8 + 6#10 = 67.78 7#8 = 35.47	
N9	Sección 90 X 40 cm	77.79 39.50	60.17 59.63	74.17 57.35		2#8 + 8#10 = 73.47 3#8 + 6#10 = 62.70		3#8 + 8#10 = 78.54 5#10 = 39.59	
N8	Sección 90 X 40 cm	77.45 40.16	60.93 59.46	74.32 57.42		2#8 + 8#10 = 73.47 3#8 + 6#10 = 62.70		3#8 + 8#10 = 78.54 5#10 = 39.59	
N7	Sección 90 X 40 cm	76.35 40.54	61.16 58.30	73.31 56.38		2#8 + 8#10 = 73.47 2#8 + 6#10 = 57.64		2#8 + 8#10 = 73.47 5#10 = 39.59	
N6	Sección 95 X 45 cm	85.14 47.24	67.38 67.91	81.48 65.56		10#10 = 79.17 4#8 + 6#10 = 67.77		1#8 + 10#10 = 84.24 3#8 + 4#10 = 46.87	
N5	Sección 95 X 45 cm	82.98 46.12	66.77 65.90	79.64 63.64		10#10 = 79.17 4#8 + 6#10 = 67.77		1#8 + 10#10 = 84.24 3#8 + 4#10 = 46.87	
N4	Sección 95 X 45 cm	80.14 44.73	65.69 63.02	76.74 60.32		2#8 + 8#10 = 73.47 8#10 = 63.34		1#8 + 10#10 = 84.24 3#8 + 4#10 = 46.87	
N3	Sección 100 X 50 cm	86.63 49.41	69.98 69.20	82.27 64.75		1#8 + 10#10 = 84.24 4#8 + 6#10 = 67.77		1#8 + 10#10 = 84.24 6#10 = 47.50	
N2	Sección 100 X 50 cm	81.67 45.34	65.77 62.41	77.57 58.04		3#8 + 8#10 = 78.54 8#10 = 63.34		10#10 = 79.17 6#10 = 47.50	
N1	Sección 100 X 50 cm	71.73 36.72	55.30 48.84	64.32 44.19		8#10 = 63.34 6#10 = 47.50		2#8 + 8#10 = 73.47 7#8 = 35.47	

Fig 3.27.- Áreas teóricas y refuerzo longitudinal propuesto en vigas, edificio 17 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

3. CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Áreas teóricas de acero longitudinal y refuerzo propuesto en vigas (cm²)
Edificio 17 niveles, RDF-04 ($\gamma_p \leq 0,012$) (Q=3)

		1		2		3		4	
		Áreas teóricas (AA)				Refuerzo propuesto (AA)			
N17	Sección 80 X 30 cm	22.54 10.48	8.60 5.93	18.43 8.70		3#6+2#8 = 18.69 3#6 = 8.55		1#6+4#8 = 23.12 2#8 = 10.13	
N16	Sección 80 X 30 cm	31.63 14.17	14.65 7.50	26.26 12.03		5#8 = 25.34 1#6+2#8 = 12.98		6#8 = 30.40 3#8 = 15.20	
N15	Sección 80 X 30cm	37.97 17.30	21.69 13.27	34.05 15.09		4#8 + 2#10 = 36.10 3#8 = 15.20		4#8 + 2#10 = 36.10 3#6+2#8 = 18.69	
N14	Sección 80 X 30 cm	42.47 19.94	27.82 18.33	38.67 17.70		5#10 = 39.59 3#6+2#8 = 18.69		2#8 + 4#10 = 41.80 4#8 = 20.27	
N13	Sección 85 X 35 cm	52.78 24.80	33.53 30.33	48.06 26.26		6#10 = 47.50 6#8 = 30.40		1#8 + 6#10 = 52.57 5#8 = 25.34	
N12	Sección 85 X 35 cm	55.80 26.63	38.24 34.46	51.43 30.35		1#8 + 6#10 = 52.57 4#10 + 1#8 = 36.74		7#10 = 55.42 5#8 = 25.34	
N11	Sección 85 X 35 cm	58.83 28.51	43.38 38.52	54.58 34.50		7#10 = 55.42 6#8 + 1#10 = 38.32		4#8 + 5#10 = 59.85 4#8 + 1#10 = 28.19	
N10	Sección 85 X 35 cm	60.10 29.31	45.52 40.34	56.12 36.55		7#10 = 55.42 6#8 + 1#10 = 38.32		4#8 + 5#10 = 59.85 4#8 + 1#10 = 28.19	
N9	Sección 90 X 40 cm	69.07 33.19	51.01 50.80	64.33 46.10		3#8 + 6#10 = 62.70 2#8 + 5#10 = 49.72		1#8 + 8#10 = 68.40 4#10 = 31.67	
N8	Sección 90 X 40 cm	68.74 32.98	51.93 50.50	64.49 46.18		3#8 + 6#10 = 62.70 2#8 + 5#10 = 49.72		1#8 + 8#10 = 68.40 4#10 = 31.67	
N7	Sección 90 X 40 cm	67.72 32.35	52.27 48.92	63.69 44.97		3#8 + 6#10 = 62.70 2#8 + 5#10 = 49.72		1#8 + 8#10 = 68.40 4#10 = 31.67	
N6	Sección 95 X 45 cm	75.48 35.41	55.55 56.95	70.72 52.25		9#10 = 71.25 7#10 = 55.42		2#8 + 8#10 = 73.47 7#8 = 35.47	
N5	Sección 95 X 45 cm	73.59 34.28	55.05 54.41	69.24 50.07		9#10 = 71.25 7#10 = 55.42		2#8 + 8#10 = 73.47 7#8 = 35.47	
N4	Sección 95 X 45 cm	71.10 33.13	54.04 50.90	66.87 46.82		1#8 + 8#10 = 68.40 6#10 = 47.52		2#8 + 8#10 = 73.47 7#8 = 35.49	
N3	Sección 100 X 50 cm	77.00 37.16	56.00 55.92	71.76 50.98		9#10 = 71.25 7#10 = 55.42		10#10 = 79.17 5#10 = 39.59	
N2	Sección 100 X 50 cm	72.77 34.28	53.16 50.63	66.13 45.97		3#8 + 8#10 = 78.54 2#8 + 6#10 = 57.64		9#10 = 71.25 7#8 = 35.47	
N1	Sección 100 X 50 cm	62.20 28.96	46.61 40.93	55.05 36.26		7#10 = 55.42 8#8 = 40.54		8#10 = 63.34 4#8 + 1#10 = 28.19	

Fig 3.28.- Áreas teóricas y refuerzo longitudinal propuesto en vigas, edificio 17 niveles, Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo, RDF-04

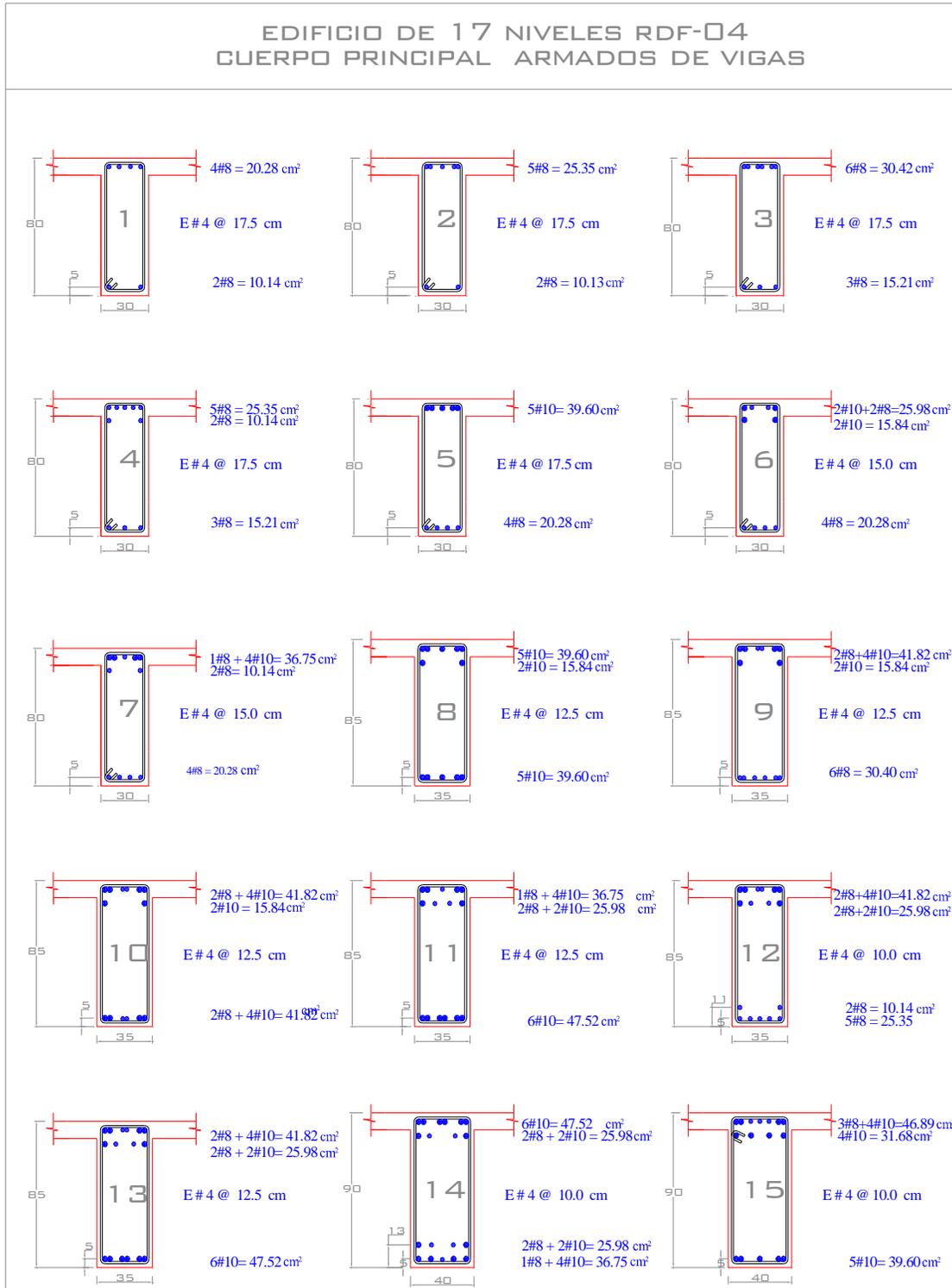


Fig 3.29a.- Armados longitudinal y transversal propuestos de vigas, edificio 17 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

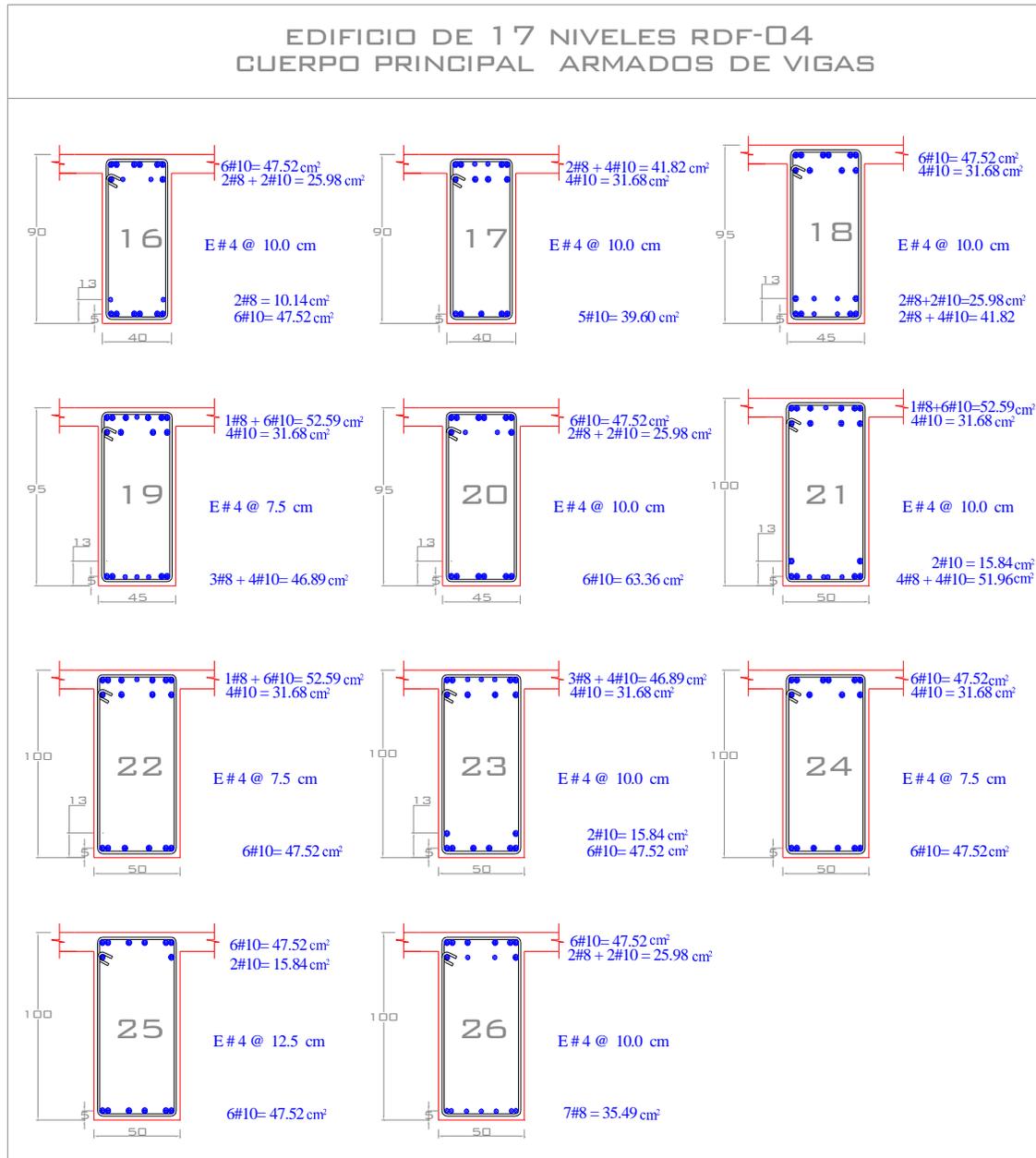


Fig 3.29b.- Armados longitudinal y transversal propuestos de vigas, edificio 17 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

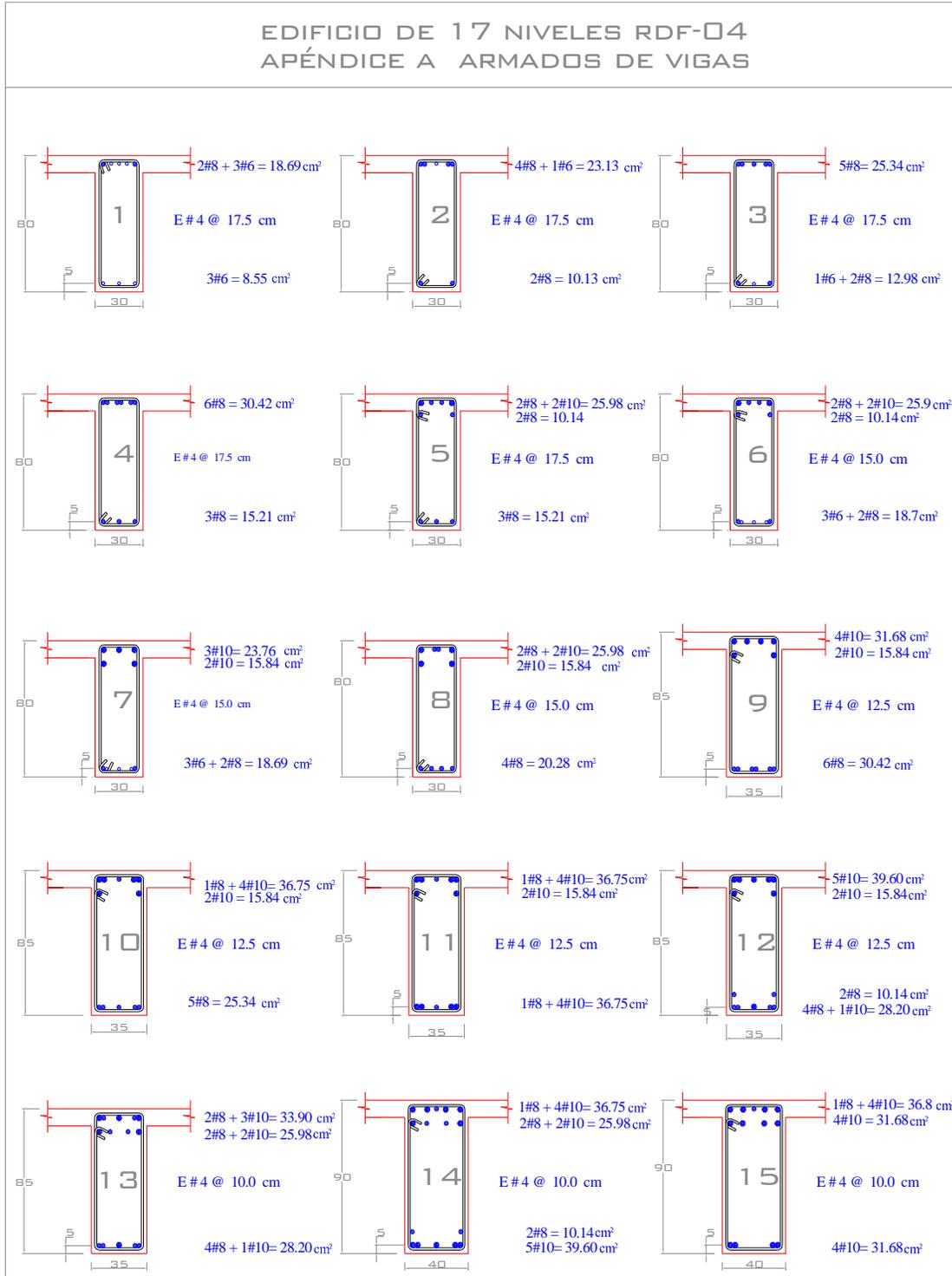


Fig 3.30a.- Armados longitudinal y transversal propuestos de vigas, edificio 17 niveles, Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo, RDF-04

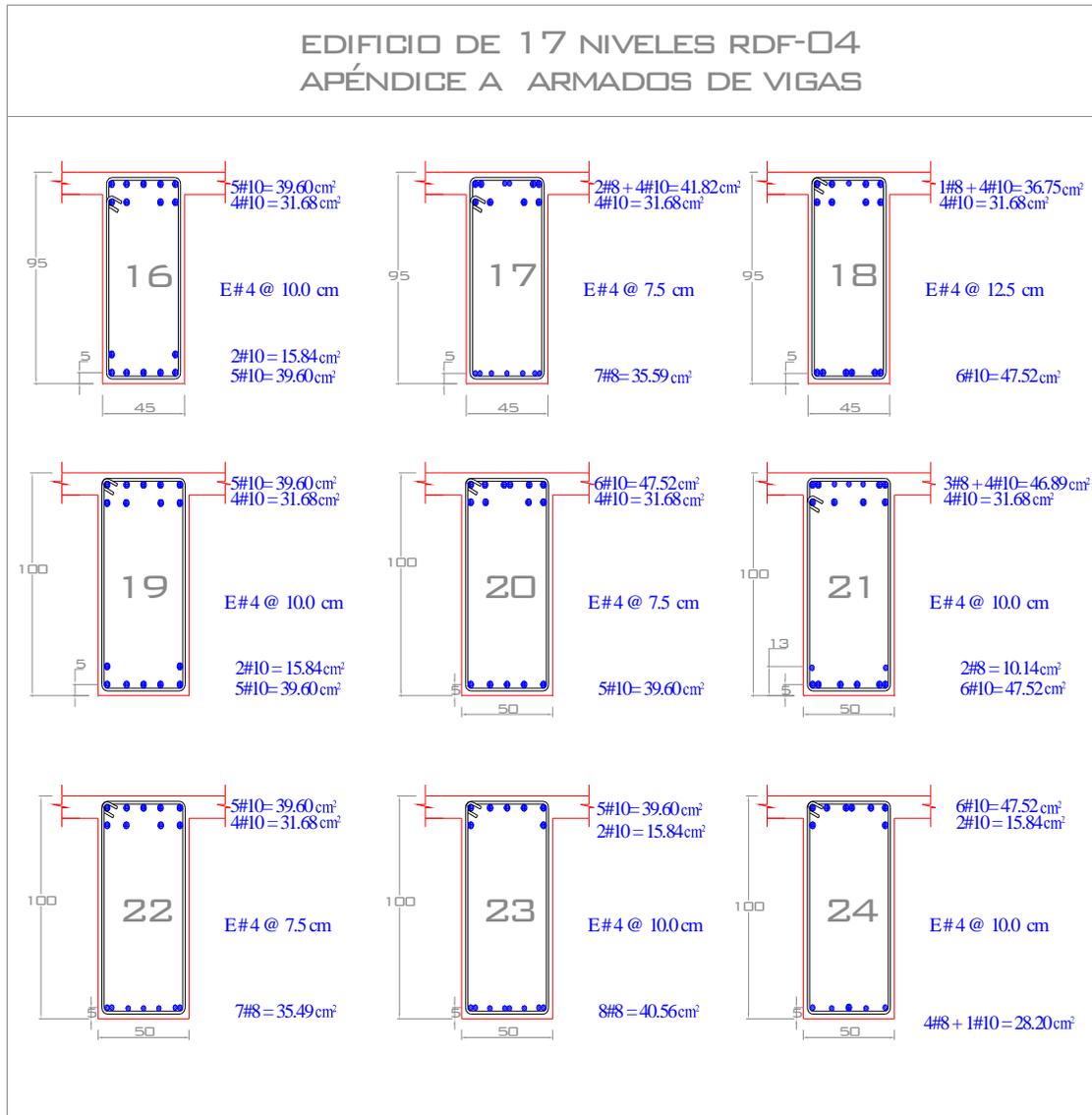


Fig 3.30b.- Armados longitudinal y transversal propuestos de vigas, edificio 17 niveles, Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo, RDF-04

3. CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

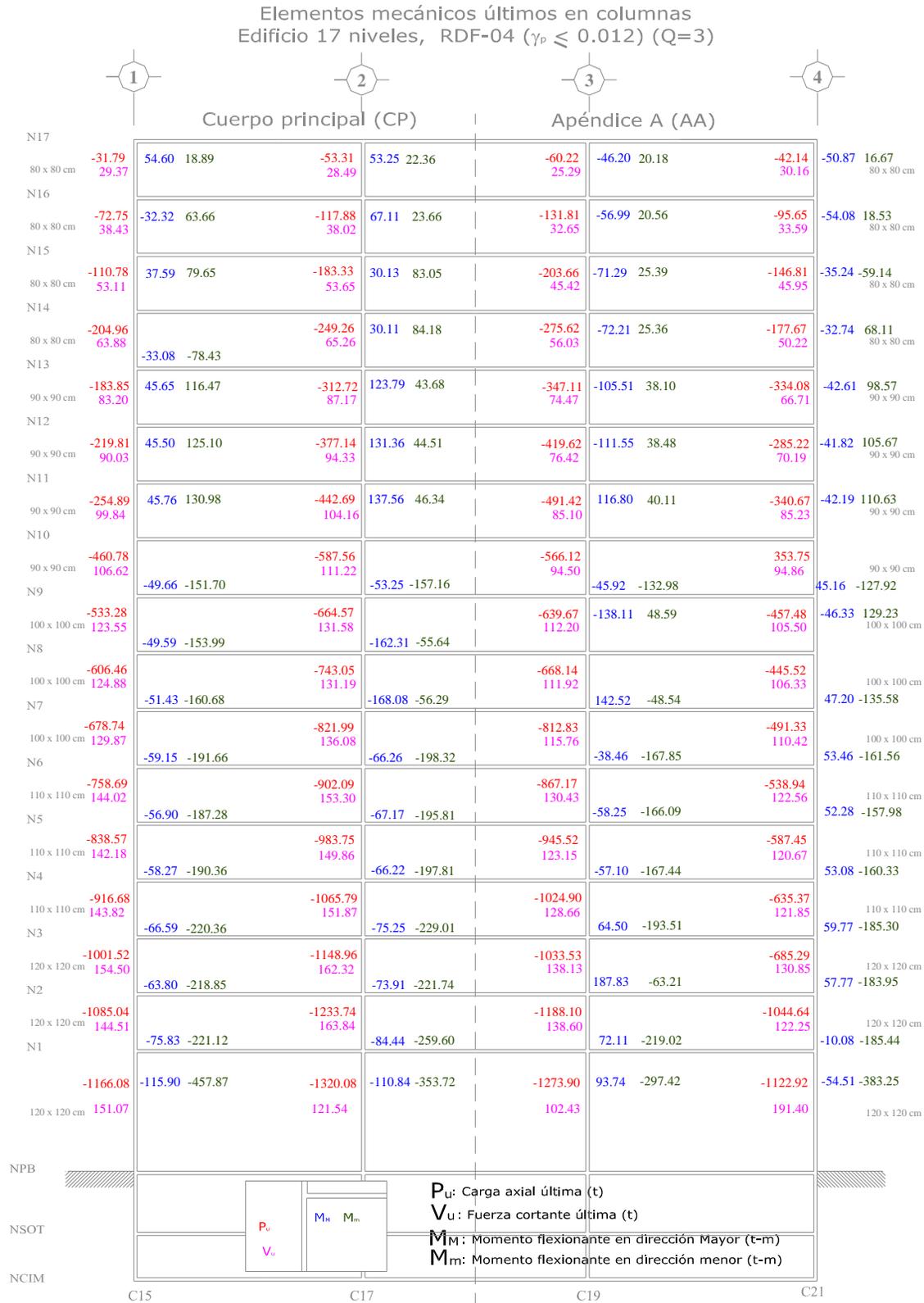


Fig 3.31.- Elementos mecánicos últimos en columnas, edificio 17 niveles, Apéndice A y Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

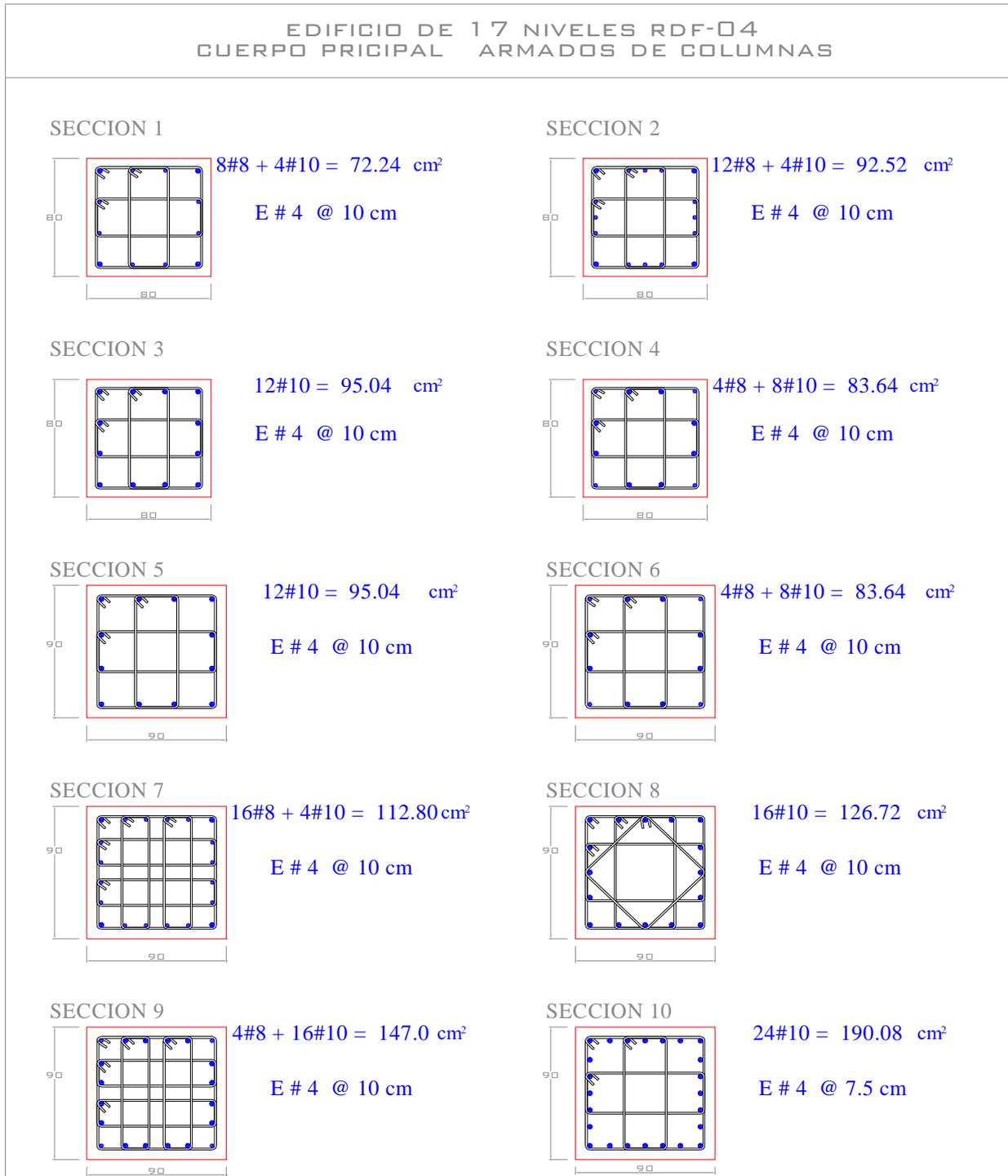


Fig 3.33a.- Armados de acero longitudinal y transversal propuestos en columnas, edificio 17 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

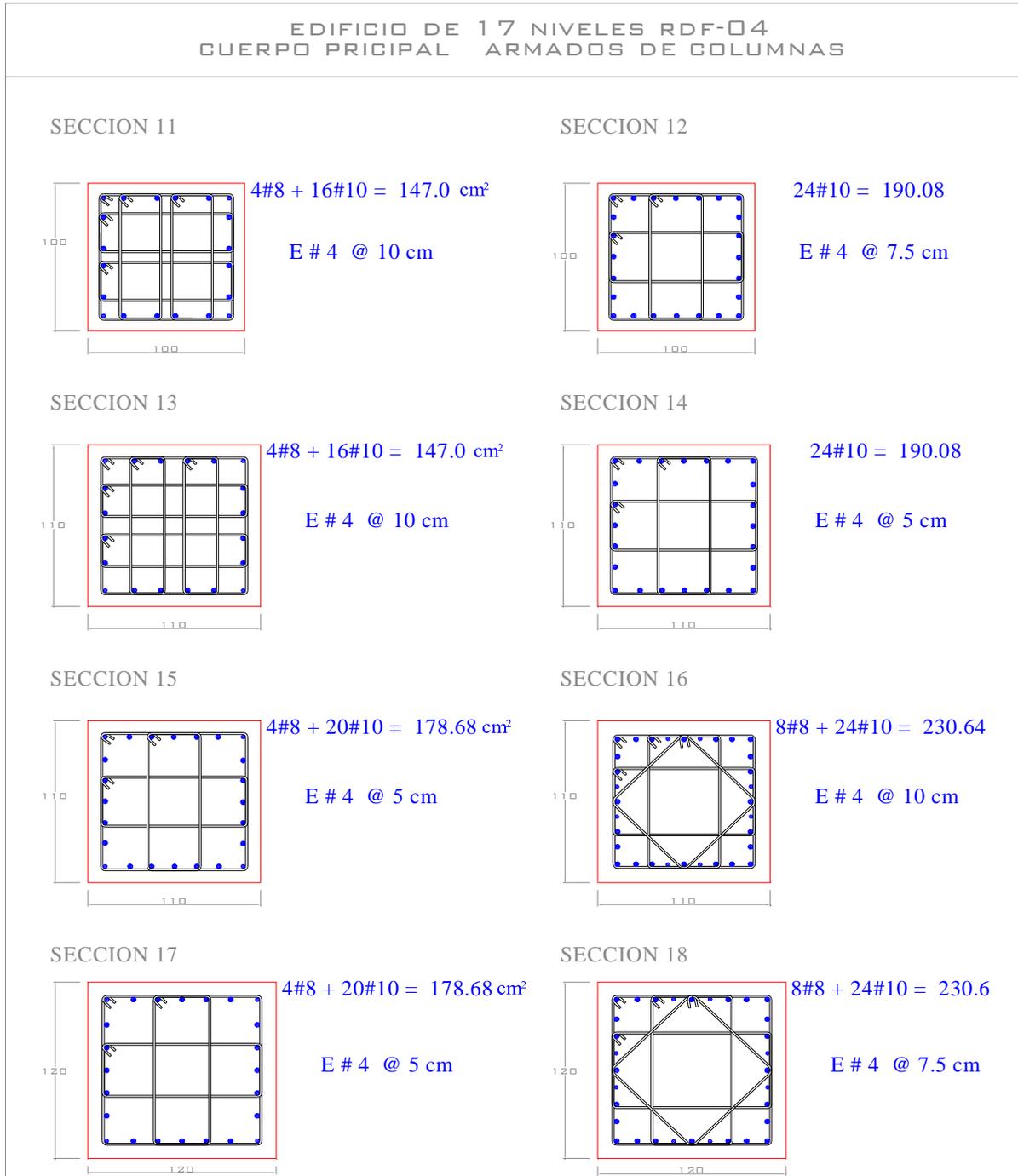


Fig 3.33b.- Armados de acero longitudinal y transversal propuestos en columnas, edificio 17 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

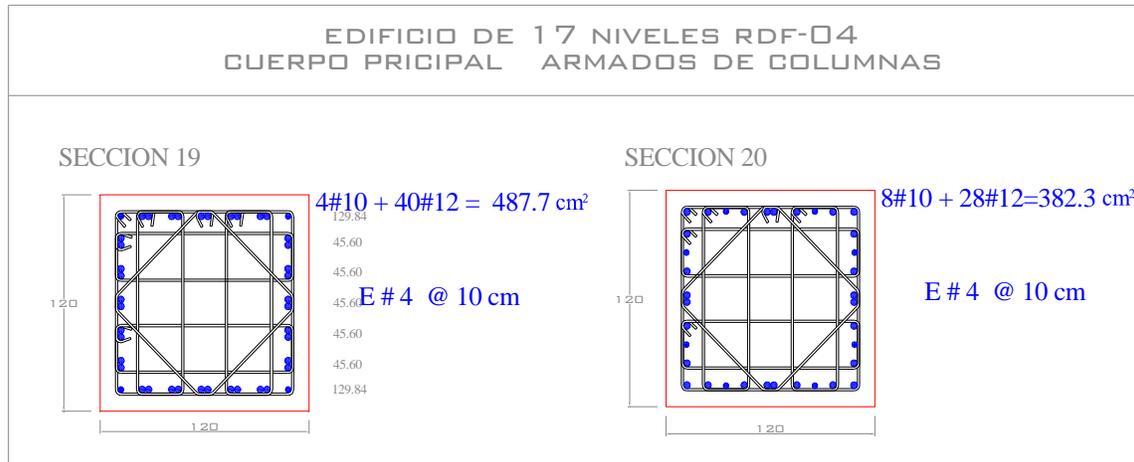


Fig 3.33c.- Armados de acero longitudinal y transversal propuestos en columnas, edificio 17 niveles, Cuerpo Principal (caso A) de las NTC-Sismo, RDF-04

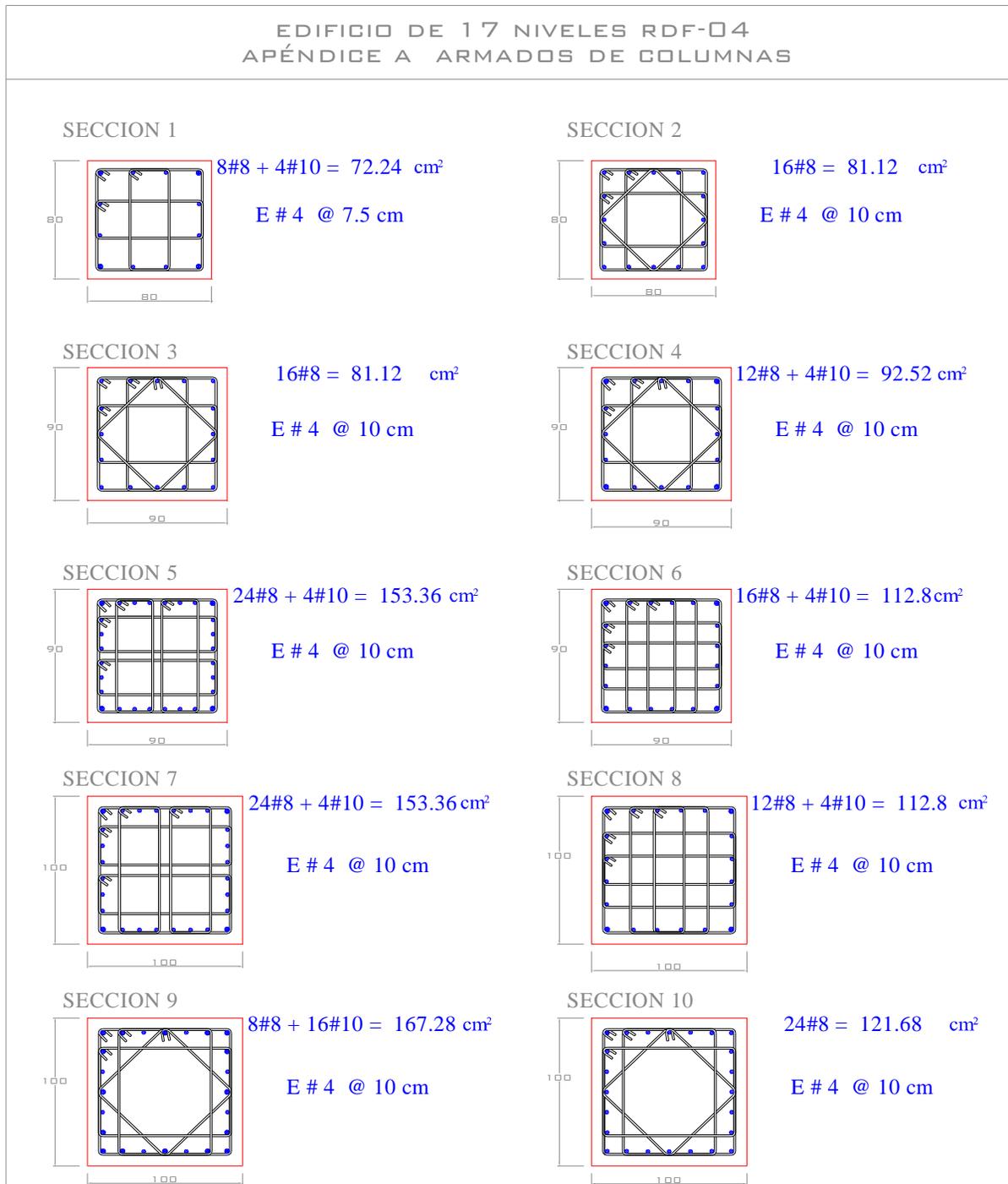


Fig 3.34a.- Armados de acero longitudinal y transversal propuestos en columnas, edificio 17 niveles, Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo, RDF-04

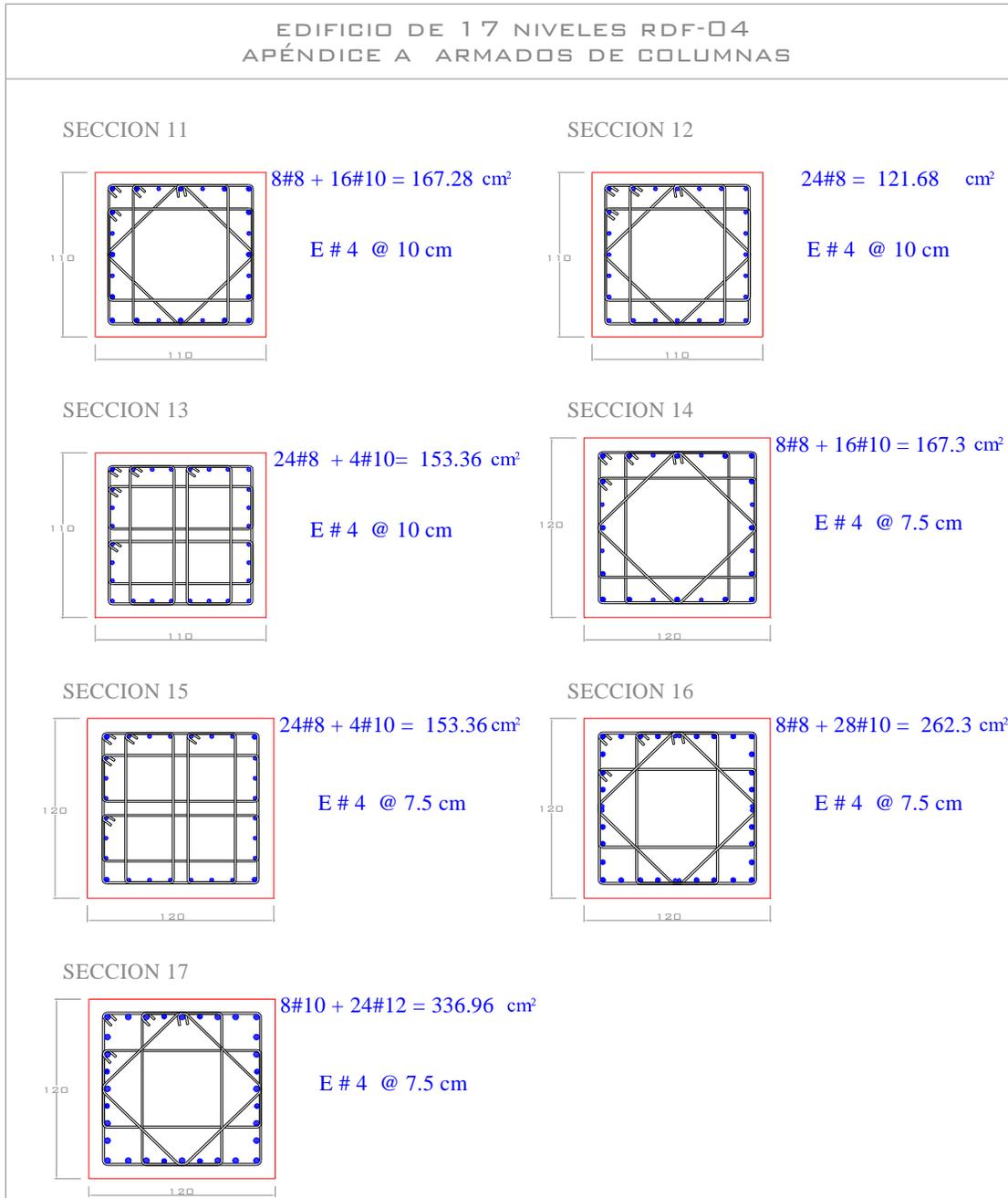


Fig 3.34b.- Armados de acero longitudinal y transversal propuestos en columnas, edificio 17 niveles, Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo, RDF-04

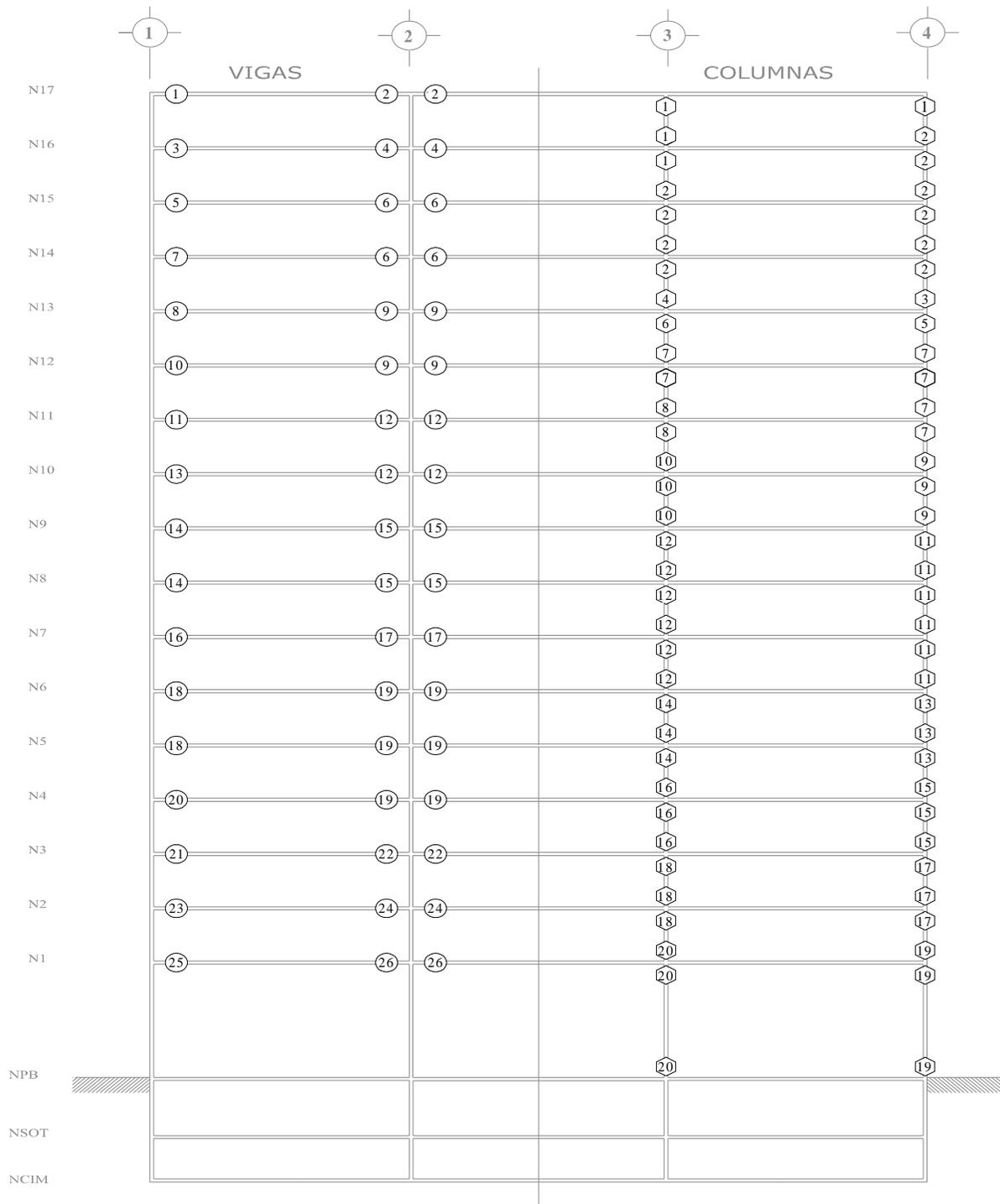


Fig 3.35.- Ubicación de tipos de secciones de vigas y columnas del eje B, edificio 17 niveles, Cuerpo Principal

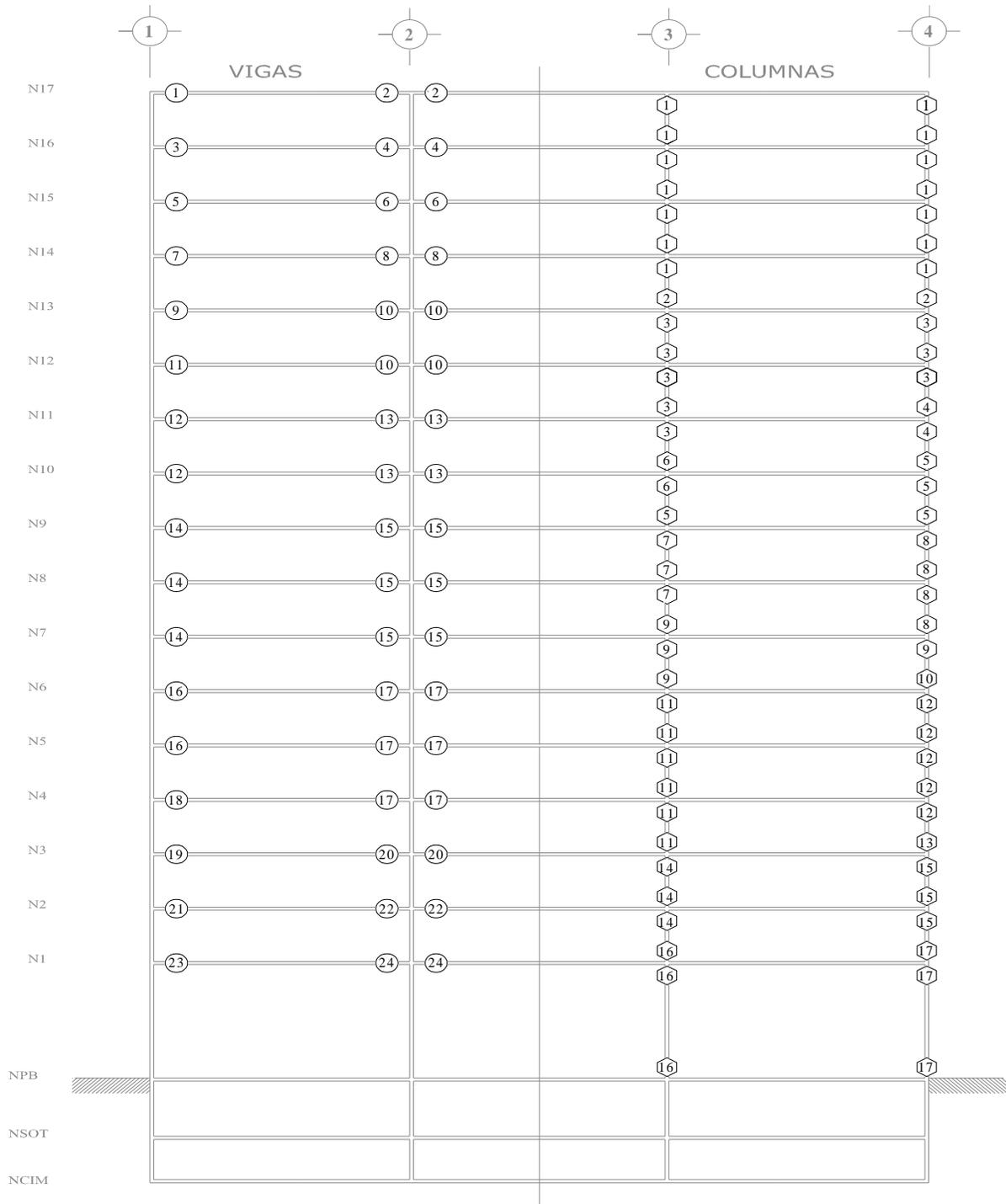


Fig 3.36.- Ubicación de tipos de secciones de vigas y columnas del eje B, edificio 17 niveles, Apéndice A

4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1 Introducción

En la actualidad los criterios de diseño por sismo se basan en análisis elásticos, y toman en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras a través de un factor de comportamiento sísmico Q , con el cual se reduce el espectro de diseño. El uso de este criterio es satisfactorio para fines de diseño, sin embargo, si se requiere hacer una estimación más realista del comportamiento de una estructura ante un sismo intenso, es necesario realizar un análisis dinámico paso a paso que considere el comportamiento no lineal de los materiales y que considere como excitación el acelerograma de uno o varios sismos en particular.

De esta forma, con la finalidad de obtener la respuesta inelástica, se hicieron análisis sísmicos paso a paso en la historia del tiempo para cada uno de los edificios en estudio (9 niveles y 17 niveles), según los diseños de los casos A y B. Se realizaron, además, análisis estáticos no lineales ante cargas laterales monotónicamente crecientes (tipo Push-over), para revisar la condición de colapso de cada una de las estructuras previamente diseñadas con los requisitos del RDF-04.

4.2 Análisis dinámicos paso a paso

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

Para cada edificio se analizaron los siguientes marcos:

- Edificio 9 niveles: eje C, diseño con el espectro del Cuerpo Principal (caso A)
- Edificio 9 niveles: eje C, diseño con el espectro del Apéndice A (caso B)
- Edificio 17 niveles: eje B, diseño con el espectro del Cuerpo Principal (caso A)
- Edificio 17 niveles: eje B, diseño con el espectro del Apéndice A (caso B)

Antes de efectuar los análisis correspondientes, estos marcos fueron “calibrados” para garantizar un comportamiento dinámico y estático similar al del modelo tridimensional; la masa asociada a cada eje se proporcionó de tal forma que, para una rigidez dada, los tres primeros periodos de vibración, los desplazamientos laterales, elementos mecánicos y la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso, coincidieran con los resultados del eje de la estructura tridimensional.

El registro de aceleraciones que se utilizó fue el de la estación SCT, componente E-W, del sismo del 19 de septiembre de 1985 (fig. 4.1); este acelerograma es el más representativo de la zona de máximos daños de la ciudad de México. La fig. 4.2 presenta los espectros de respuesta elástica e inelástica ($\mu=1$ y 3) del registro SCT-EW-85, para un 5 por ciento de amortiguamiento crítico viscoso; también se presentan los espectros de diseño de la zona sísmica III_b del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04 ($Q=1$ y 3), así como también los espectros de diseño del Apéndice A para $T_s = 2s$ ($Q=1$ y 3), para fines comparativos.

Los análisis incluyen los efectos de las cargas muertas y vivas, los P- Δ , así como la influencia de la base flexible para el edificio de 9 niveles.

Se hicieron análisis sísmicos paso a paso de dos tipos:

- **Elásticos:** Se consideran resistencias muy grandes, con el fin de obtener un comportamiento elástico ante cualquier tamaño de sollicitación. Estos análisis son únicamente para fines comparativos.
- **Inelásticos:** Se utilizan los valores de las resistencias nominales de los elementos estructurales; se consideró un comportamiento histerético elasto-plástico bilineal, tomando en cuenta la segunda pendiente con 3% en vigas y 1.5% en columnas, para ambos casos (A Y B). Las resistencias nominales fueron determinadas a partir de los resultados del diseño estructural y de los armados de refuerzo presentados en el capítulo anterior; para vigas se toman en cuenta los momentos resistentes positivos y negativos, y para columnas, los diagramas de interacción. Adicionalmente, se realizaron los análisis inelásticos considerando los efectos de sobre-resistencias, según se explicó en el segundo capítulo. Para las resistencias se consideran los factores de reducción de resistencia iguales a uno.

Para simular los efectos del amortiguamiento viscoso se emplea el criterio de Rayleigh, en que la matriz de amortiguamiento resulta de una combinación de la matriz de masas (M) y la de rigideces iniciales (K), afectadas por los factores α y β_0 , respectivamente, a saber:

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

Los factores de proporcionalidad α y β_0 están dados por:

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

donde:

φ : Porcentaje del amortiguamiento viscoso crítico, supuesto en el trabajo del 5 por ciento

T_1 : Periodo del primer modo de vibración en traslación

T_2 : Periodo del segundo modo de vibración en traslación

La tabla 4.1 presenta los valores de α y β_0 considerados en los análisis paso a paso.

Para representar los resultados de los análisis paso a paso, en gráficas y tablas, se define la siguiente nomenclatura:

CP-ELAS: Cuerpo Principal - paso a paso elástico

CP-INE-N: Cuerpo Principal-paso a paso inelástico - resistencias nominales

CP-INE-SR: Cuerpo Principal-paso a paso inelástico - sobre-resistencias

AA-ELAS: Apéndice A- paso a paso elástico

AA-INE-N: Apéndice A- paso a paso inelástico-resistencias nominales

AA-INE-SR: Apéndice A- paso a paso inelástico- sobre-resistencias

4.2.1 Respuestas inelásticas globales y locales

En esta sección se presentan los principales resultados obtenidos de los análisis sísmicos paso a paso, elásticos e inelásticos, de cada uno de los marcos seleccionados de las estructuras de 9 y 17 niveles, casos A y B, a saber:

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

4.2.1.1 Estructura de 9 niveles (casos A y B)

Las tablas 4.2 y 4.3 muestran las resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias de las vigas de los casos A y B, respectivamente; las tablas 4.4 y 4.5 presentan los datos de los parámetros mas importantes de los diagramas de interacción de las columnas del caso A, y las tablas 4.6 y 4.7 los del caso B.

4.2.1.1.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs. 4.3 a 4.4 tienen las envolventes (valores máximos) de los desplazamientos horizontales del eje B, casos A y B, de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos (sin y con sobre-resistencias); se incluyen con fines comparativos, las envolventes de diseño del análisis modal con el espectro del Cuerpo Principal (servicio) y Apéndice A (servicio y colapso). Para el caso A, los desplazamientos elásticos son prácticamente iguales que los inelásticos con resistencias nominales; con efectos de sobre-resistencias, la envolvente del lado positivo tiende a ser menor que la respuesta elástica, y del lado negativo la envolvente inelástica es ligeramente mayor que la elástica. Para el caso B (fig. 4.4) los desplazamientos elásticos e inelásticos tienden a ser similares.

Los desplazamientos laterales máximos del análisis modal espectral del caso A son, en general, mayores que los del análisis paso a paso; para el caso B, sólo la envolvente de la condición de colapso tiene valores mayores que las obtenidas del análisis paso a paso.

Las figs. 4.5 a 4.8 presentan las historias de desplazamientos laterales de azotea de los casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. En general, no hay diferencias importantes entre las respuestas elásticas e inelásticas, lo cual implica que este tipo de estructuras de 9 niveles presentan poco comportamiento histerético.

La tabla 4.8 tiene las demandas máximas de ductilidad global que se presenta en cada uno de los casos de 9 niveles; se corrobora que este tipo de edificios no incursiona de forma importante en el rango no-lineal, independientemente del caso de diseño, A ó B.

4.2.1.1.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta r_i/h_i$,

Las figs. 4.9 y 4.10 presentan en elevación las relaciones $\Delta r_i/h_i$, de los casos A y B; se incluyen los resultados de los análisis modal espectral y los niveles permisibles de diseño (servicio) de los casos A y B.

En general las respuestas de este tipo reflejan el comportamiento sísmico observado anteriormente. La condición de colapso del caso B resulta por arriba de lo demandado por el sismo utilizado. No se notan diferencias importantes entre las respuestas con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias.

4.2.1.1.3 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

Las figs. 4.11 y 4.12 muestran en elevación las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso de los casos A y B, respectivamente; se tienen, también, los resultados de los análisis dinámicos modales espectrales, para fines comparativos.

Las respuestas elásticas tienden a ser mayores; ocurre lo mismo con los efectos de las sobre-resistencias. Las fuerzas cortantes de entrepiso del análisis modal espectral están reducidas por el factor de comportamiento sísmico, $Q=3$.

La tabla 4.9 tiene los valores máximos de las fuerzas cortantes basales de los diseños de los casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A), para fines comparativos. Para fines prácticos, las diferencias de los análisis inelásticos, son prácticamente nulas.

4.2.1.1.4 Historias de coeficientes sísmicos

Las historias de coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, casos A y B, se muestran en las figs. 4.13 a 4.16. Las respuestas elásticas son ligeramente mayores que las inelásticas; se nota poca influencia de los efectos de sobre-resistencias.

La tabla 4.10 muestra los valores de los coeficientes sísmicos máximos de los casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. Los coeficientes sísmicos inelásticos máximo, nominales tienden a ser menores que los elásticos y que los de sobre-resistencias. Se corrobora que se presenta una ligera mayor respuesta inelástica en los edificios con resistencias nominales.

4.2.1.1.5 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Para observar que tanto incursionan en el rango no lineal los marcos analizados, las figs. 4.17 a 4.21 presentan las gráficas fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea de los análisis paso a paso elástico e inelástico, sin y con efectos de sobre-resistencias.

Los casos A y B con resistencias nominales presentan mayor incursión en el rango no lineal; son los casos con mayor área de histéresis, y mayor reducción de las respuestas sísmicas. Los casos con efectos de sobre-resistencia tienen un comportamiento prácticamente lineal, con una pequeña incursión en el rango no lineal.

Las respuestas de los casos (A y B) son muy similares; si acaso el modelo del caso B con sobre-resistencias tiene una mayor incursión en el rango no lineal. Este comportamiento concuerda con lo observado en las respuestas anteriores.

4.2.1.1.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para observar el comportamiento sísmico local en la historia del tiempo de elementos estructurales tipo, se seleccionaron una viga y una columna del primer nivel, del eje C, según se indican en la fig. 4.22. Se presentan gráficas en la historia del tiempo de los elementos mecánicos actuantes, así como las resistencias disponibles correspondientes. Para columnas se grafican las combinaciones momento flexionante-carga axial, y las historias de fuerza cortante; para vigas se presentan las historias de momento flexionante y de fuerza cortante.

a) Combinaciones momento flexionante-carga axial en columnas

Las figs 4.23 a 4.26 muestran las relaciones momento flexionante-carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 1, casos A y B sin y con efectos de sobre-resistencias, obtenidas de los análisis

paso a paso; los diagramas de interacción fueron calculados con base en los armados del diseño, previamente presentado.

Las columnas de los dos casos de diseño (A y B) presentan un patrón de comportamiento gobernado por flexión, con cambios mínimos en la carga axial, y con valores de las relaciones M-P siempre por debajo de la condición balanceada. El caso A nominal muestra una menor incursión en el rango inelástico; la columna del caso B, sin y con sobre-resistencias, tiene algunos ciclos en que se alcanza la resistencia. El caso A con sobre-resistencias no incursiona en el rango inelástico.

b) Historias de fuerzas cortantes en columnas

Las figs. 4.27 a 4.30 presentan las historias en el tiempo de la fuerza cortante actuante de la columna 1, casos A y B, con y sin resistencias nominales; estas respuestas se comparan contra las resistencias del cortante (V_R). En todos los casos, las respuestas elásticas e inelásticas son pequeñas, con respecto de la resistencia proporcionada. Esto es, las fuerzas cortantes actuantes son muy inferiores a la resistencia disponible, lo que garantiza que no se presentará una falla frágil por tensión diagonal, teniéndose siempre una gran reserva de resistencia ante este tipo de acción.

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

c) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs. 4.31 a 4.34 tienen las historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 1 analizada, casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. Las comparaciones de los momentos flexionantes actuantes contra las resistencias disponibles resultan muy similares en los dos casos, independientemente del tipo de resistencia utilizado; las vigas del edificio con el diseño del espectro del caso B presentan una incursión en el rango no lineal ligeramente mayor, mostrándose con unos pocos más de ciclos en que se alcanza la resistencia.

d) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs. 4.35 a 4.38 muestran las historias de la fuerza cortante actuante del extremo izquierdo de la viga 1 de interés, casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. En ningún caso se alcanza la resistencia disponible, permitiendo así un comportamiento sísmico inelástico adecuado; con esto, se comprueba que domina el modo de falla dúctil (flexión).

Las fuerzas cortantes actuantes de los dos casos A y B son similares; las resistencias disponibles del caso A fueron ligeramente superiores. Con respecto de los resultados semejantes para columnas, observados anteriormente, las vigas tienden a mostrar menor reserva de resistencia al cortante.

4.2.1.1.7 Historias en el tiempo de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas (μ_L)

Las figs. 4.39 a 4.42 tienen las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local “ μ_L ” desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1 de interés.

Las respuestas del caso B tienden a ser ligeramente mayores; las demandas por momento positivo de condición de resistencia nominal son mayores que las demandas por momento negativo. Con los efectos de las sobre-resistencias se observa una reducción en el comportamiento inelástico.

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

Las figs. 4.43 y 4.46 presentan la distribución global de articulaciones plásticas de los modelos analizados, según los diseños de los casos A y B, con resistencias nominales y con efectos de las sobre-resistencias; en estas figuras se muestra, también la secuencia en el tiempo de cómo se fueron articulando los extremos de cada marco.

En la estructura del caso A con resistencias nominales se articularon la mayoría de los extremos de vigas, el extremo inferior de la columna del eje 1 en planta baja, y el extremo superior de las columnas centrales del entrepiso N8-N7. La tabla 4.11 muestra los valores de las demandas máximas de ductilidad local en vigas y la tabla 4.13 los valores de demandas de las demandas máximas de ductilidad local en columnas. Las mayores demandas de ductilidad se dan en vigas con valores de 4.93 (flexión positiva) y 3.55 (flexión negativa), ambas del nivel N2; las columnas que se articularon tienen demandas de ductilidad muy pequeñas de 1.02 y 1.20. En el caso A con sobre-resistencias se articulan todas las vigas hasta el nivel N5, y algunas del N6, con demandas máximas de 2.37 (flexión negativa) en los niveles N1 y N2; todas las columnas permanecen elásticas.

Las figs. 4.45 y 4.46 tienen los resultados del caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, respectivamente; las tablas 4.12 y 4.14 muestran los valores máximos de demandas de ductilidad local en vigas y columnas. En el modelo del caso B con resistencias nominales se articulan todas las vigas, el extremo inferior de las columnas de planta baja, y el extremo superior de columnas interiores en los entrepisos N8-N7 y N7-N6. Las mayores demandas de ductilidad local se tienen en las vigas del nivel 2, de 6.58 (flexión positiva); la mayor demanda de ductilidad en columnas se presenta en planta baja, con un valor de 1.95. El comportamiento del caso B con sobre-resistencias es muy similar a su equivalente de caso A.

Las figs. 4.47 y 4.48 presentan en elevación las demandas máximas de ductilidad local demandadas en las columnas, y las figs. 4.49 y 4.50 tienen las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en las vigas de los casos A y B, con resistencias nominales y con sobre-resistencias. Se presentan demandas de ductilidad ligeramente mayores en estructura diseñada con el espectro del Apéndice A (caso B), tanto en vigas como en columnas.

En todos los casos analizados, el comportamiento de las estructuras corresponde al conocido mecanismo de “viga débil – columna fuerte”, que va de acuerdo a lo señalado en el capítulo de marcos dúctiles del RDF-04.

4.2.1.2 Estructura de 17 niveles (casos A y B)

Las tablas 4.15 y 4.16 presentan las resistencias nominales y sobre-resistencias de los extremos de las vigas casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias; Las tablas 4.17 a 4.20 tienen los valores de los parámetros importantes de los diagramas de interacción de las columnas correspondientes.

4.2.1.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs. 4.51 y 4.52 muestran las envolventes de los desplazamientos horizontales del eje B, casos A y B, sin y con efectos de las sobre-resistencias, obtenidas de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos; se incluyen los resultados de diseño del análisis modal espectral, para fines comparativos. En general, la respuesta inelástica tiende a ser menor que la elástica, independientemente del tipo de caso y del tipo de resistencia. No se tienen diferencias significativas con las resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencia.

La envolvente de desplazamientos laterales de servicio del análisis modal espectral del caso A (Cuerpo Principal) tiende a ser mayor que la del análisis paso a paso inelástico; en el caso B la envolvente de la condición de colapso es mayor que la del análisis paso a paso.

Las figs. 4.53 a 4.56 compara las historias de desplazamientos laterales de azotea de los comportamientos elástico e inelástico de los casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. En general, las respuestas inelásticas tienden a ser menores que las elásticas, similar a lo observado en las envolventes de este tipo de respuesta; se observa, además, que los desplazamientos laterales inelásticos tienden a desfasarse con respecto de los elásticos, debido a que la estructura se va flexibilizando a medida que el sismo actúa.

La tabla 4.21 muestra las demandas máximas de ductilidad global desarrolladas en cada uno de los casos de 17 niveles; los resultados son muy similares y por abajo del nivel de diseño $Q=3$; si acaso son ligeramente mayores para el caso B en resistencias nominales.

4.2.1.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta r_i/h_i$

Las figs. 4.57 y 4.58 presentan en elevación la distribución de las relaciones $\Delta r_i/h_i$ de los casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. Se incluyen los resultados del análisis modal espectral y el nivel permisible de diseño de servicio (casos A y B) y de colapso (caso B), para fines comparativos.

Las distorsiones angulares de entrepiso inelásticas son menores, con respecto de las respuestas elásticas, sin notarse diferencias importantes con los dos tipos de resistencias utilizadas. Las distorsiones angulares de entrepiso tienen a ser mayores en los entrepisos N8-N7 a N6-N5. Las respuestas de la condición de diseño de colapso del caso B están por arriba de los calculados paso a paso.

4.2.1.2.3 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

Las figs. 4.59 y 4.60 comparan en elevación las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso para los casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias, respectivamente, contra las envolventes de los análisis dinámicos modales espectrales.

Las respuestas elásticas paso a paso son, en general, mayores; los valores de diseño, casos A y B, quedan por debajo de los resultados inelásticos paso a paso. Con los efectos de sobre-resistencias, las fuerzas cortantes máximas de entrepiso tienden a ser mayores, con respecto al caso nominal. Las respuestas de ambos casos (A y B) son similares.

La tabla 4.22 muestra los valores máximos de las fuerzas cortantes basales de los análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias) del eje B del edificio de 17 niveles, diseños de los casos A y B. No se tienen diferencias importantes entre ambos diseños, para fines prácticos.

4.2.1.2.4 Historias de coeficientes sísmicos

Las historias de coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, casos A y B, sin y con sobre-resistencias, se muestran en las figs. 4.61 a 4.64. Los coeficientes sísmicos inelásticos son siempre menores que los elásticos; con los efectos de sobre-resistencias las respuestas son un poco mayores.

La tabla 4.23 compara los valores máximos de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso elástico e inelástico. Con los efectos de resistencias nominales se tienen respuestas menores como es de apreciarse. Los coeficientes sísmicos del caso B son ligeramente menores.

4.2.1.2.5 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs. 4.65 a 4.69 presentan las gráficas fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea, de los casos A y B, a raíz de los análisis paso a paso con comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias).

En general, en las resistencias nominales se tiene mayor área de histéresis y, por tanto, mayor incursionamiento en el rango no lineal; con la ayuda de las sobre-resistencias se observa una disminución de fluencias en los miembros estructurales.

4.2.1.2.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Al igual que la estructura de 9 niveles, para observar el comportamiento local de elementos estructurales tipo del eje C de interés de los casos A y B, se seleccionaron la viga 1 y columna 1 del primer nivel, según se indica en la fig. 4.70. Se presentan gráficas en la historia del tiempo de los elementos mecánicos actuantes, haciendo la comparación contra las resistencias correspondientes. Para columnas se grafican las combinaciones momento flexionante-carga axial, y las historias de fuerza cortante; para vigas se presentan las historias de momento flexionante y de fuerza cortante.

a) Combinaciones momento flexionante-carga axial en columnas

Las figs. 4.71 a 4.74 tiene las relaciones momento flexionante-carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 1 de interés, casos A y B sin y con efectos de sobre-resistencias. Se comparan contra los diagramas de interacción, calculados en la etapa de diseño.

La columna seleccionada, ambos casos, muestra un patrón de comportamiento gobernado por la flexión, con valores de la carga axial por debajo de la condición balanceada. La columna del caso A no presenta ciclos en el rango no lineal; la columna tipo del caso B lo hace en unos pocos ciclos.

b) Historias en el tiempo de fuerzas cortantes en columnas

Las figs. 4.75 a 4.78 comparan las historias en el tiempo de la fuerza cortante actuante de la columna 1 analizada, casos A y B, comportamientos elástico e inelástico (sin y con efectos de las sobre-resistencias); en estas figuras aparecen también las resistencias correspondientes. Las diferencias entre las respuestas elásticas e inelásticas son prácticamente iguales, independientemente del caso considerado. Las fuerzas cortantes actuantes son, en todos los casos inferiores a la resistencia disponible, lo que garantiza que no se presente una falla frágil por tensión diagonal; esto es, se tiene una reserva importante de resistencia ante este tipo de acción.

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

c) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs. 4.79 a 4.82 muestran las historias de los momentos flexionantes elásticos e inelásticos del extremo izquierdo de la viga 1 de interés casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. En dichas figuras se superpone las resistencias M_R correspondientes. El comportamiento inelástico de cada caso es similar, en cuanto al número de ciclos en que se alcanza la fluencia; si acaso las vigas del edificio del caso B presentan una incursión en el rango no lineal ligeramente mayor que las del caso A.

d) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs. 4.83 a 4.86 componen las historias de fuerza cortantes actuantes elásticas e inelásticas del extremo izquierdo de la viga 1, casos A y B, con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias; en estas figuras se grafican las resistencias al cortante (V_R), para fines comparativos. Ningún caso inelástico excede la resistencia disponible, lo cual garantiza un comportamiento sísmico inelástico adecuado, dominando el modo de falla dúctil por flexión.

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

Las figs. 4.87 a 4.90 tienen las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local “ μ_L ”, desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje B del edificio de 17 niveles.

El comportamiento de las μ_L es similar, para ambos casos de diseño (A y B), teniéndose menor respuesta con los efectos de sobre-resistencias.

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

Las figs. 4.91 y 4.92 presentan la distribución global y la secuencia en el tiempo de las articulaciones plásticas del eje B, caso A, sin y con efectos de sobre-resistencias, respectivamente; con las resistencias nominales. Se articulan todos los extremos de las vigas, el extremo inferior de una columna exterior del entrepiso NPB-N1, y el extremo inferior de las columnas exteriores de los entrepisos N4-N3 y N3-N2; la tabla 4.24 tiene los valores de las demandas máximas de ductilidad local de las vigas de cada nivel, mientras que la tabla 4.26 muestra los valores de las demandas máximas de ductilidad local de las columnas. Las mayores demandas de ductilidad local se dan en las vigas con valores de 6.99 (positiva) y 3.58 (negativa), en el nivel N14; las columnas que se articularon tienen demandas de ductilidad muy pequeñas de 1.01 y 1.21. El mismo caso A con sobre-resistencias presenta vigas articuladas desde el nivel N1 hasta el N15, con demandas máximas de 3.55 (positiva) en el N14; las columnas que se articularon son las del extremo superior del entrepiso N16-N15 y extremo inferior de la columna exterior en el entrepiso N4-N3. Las demandas máximas de ductilidad en columnas son del orden del 1.04 y 1.25.

En general, los resultados del caso B son similares a los del caso A (ver figs. 4.93 y 4.94, y tablas 4.25 y 4.27). Las figs. 4.95 a 4.98 muestran en elevación la distribución de las demandas locales máximas desarrolladas en las vigas y columnas del eje B del edificio de 17 niveles, casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias.

En todos los casos, similar a lo observado con la estructura de 9 niveles, el comportamiento de la estructura de 17 niveles corresponde al mecanismo de “viga débil – columna fuerte”, que es congruente con lo recomendado en el capítulo de marcos dúctiles del RDF-04.

4.3 Análisis sísmicos estáticos no-lineales tipo Push-over

Para revisar la condición de colapso o de falla de los edificios en estudio, se realizaron análisis estáticos no lineales ante cargas laterales monotónicamente crecientes (Push-over), considerando diferentes distribuciones de cargas, a saber:

- Distribución DME: las fuerzas laterales de cada nivel se obtienen de un análisis dinámico modal espectral.

- Distribución paso a paso elástico: las fuerzas de cada nivel se calculan del análisis paso a paso, a partir de las fuerzas cortantes de entrepiso del tiempo “ t_i ” en que la respuesta es elástica.
- Distribución paso a paso inelástico: las fuerzas laterales de cada nivel se obtienen de forma similar que las anteriores, pero para el tiempo “ t_i ” en que se presenta el desplazamiento lateral máximo de azotea en el rango inelástico.
- Distribución triangular lineal: las fuerzas laterales de cada nivel se determina del análisis sísmico estático (lineal), donde la distribución de las fuerzas es lineal triangular.

Estos análisis se realizaron con el programa DRAIN-2DX.

Este capítulo presenta solamente los resultados del caso con la distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para el edificio de 9 niveles, y la distribución de fuerzas tipo DME para la estructura de 17 niveles. El Anexo presenta los resultados para los otros tipos de distribuciones de cargas.

4.3.1 Respuestas no-lineales globales y locales

En esta sección se presentan los principales resultados de los marcos seleccionados de las estructuras de 9 y 17 niveles, casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias, a saber:

- Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea
- Desplazamientos horizontales máximos
- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
- Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas
- Distribución global y secuencia de aparición de articulaciones plásticas en vigas y columnas.

4.3.1.1 Estructuras de 9 niveles (casos A y B)

Las figs. 4.99 y 4.100 presentan las diferentes distribuciones de fuerzas laterales que se determinaron para los casos A y B, respectivamente. A continuación se presentan las respuestas inelásticas de los análisis tipo Push-over, considerando la distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico.

Para los análisis tipo Push-over se consideraron las siguientes condiciones límite:

- Se desarrollan demandas de ductilidad local en vigas de hasta 35
- Se alcanzan demandas de ductilidad local en columnas no superiores a 20
- Se desarrolla una distorsión angular de entrepiso de 0.03, según lo especifica el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 para la condición de colapso de marcos dúctiles diseñados con $Q=3$.
- Se alcanza el mecanismo de colapso

Cada condición anterior se monitoreó durante el análisis Push-over, y se selecciona la más crítica.

4.3.1.1.1 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea y desplazamientos horizontales máximos

Las figs. 4.101 y 4.102 muestran las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea de los casos A y B, con resistencias nominales y con sobre-resistencias, respectivamente. En estas figuras se colocan los valores más representativos de las diferentes respuestas; las tablas 4.28 y 4.29 presentan dichos valores. Los casos con sobre-resistencias muestran mayor capacidad de resistencia lateral, como era de esperarse.

La fuerza cortante basal de la primera fluencia tiende a ser menor en el caso B, sin y con efectos de sobre-resistencias; ocurre lo mismo con los cortantes basales máximos, son menores para el diseño del caso B (Apéndice A).

El patrón de comportamiento de los desplazamientos laterales tiende a ser similar (ver figs. 4.103 y 4.104); los casos con los efectos de sobre-resistencias muestran mayores respuestas de desplazamientos laterales.

Las demandas desarrolladas de ductilidad global, son ligeramente mayores para el caso A con resistencias nominales, lo que no ocurre para la condición de sobre-resistencias; cabe mencionar que en el análisis Push-over, rigió la condición de la demanda máxima de $\mu_L=20$ en columnas, para el caso de resistencias nominales y la condición de colapso del Apéndice A para el caso con sobre-resistencias.

4.3.1.1.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i

Las figs. 4.105 y 4.106 tienen las relaciones máximas desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso para los casos A y B, con resistencias nominales y con sobre-resistencias, respectivamente. En los dos casos (A y B), con resistencias nominales, las distorsiones angulares de entrepiso están por debajo del límite reglamentario que define al colapso (0.03); rigió la condición en que se alcanzaron la demanda máxima de ductilidad en columnas de 20.

La tabla 4.30 presenta los valores máximos de las relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso máximas, casos A y B. En la estructura de 9 niveles no rigió la condición de que se alcanzara el mecanismo de colapso.

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

Las figs. 4.107 a 4.110 presentan las distribuciones de rótulas plásticas, así como también la secuencia de formación de articulaciones plásticas para cada uno de los casos en estudio.

En el caso A nominal se articulan la mayoría de las vigas, con excepción de las del nivel N9; fluyen también los extremos superiores de las columnas interiores en los entrepisos N8-N7 a N6-N5, casi todos los extremos inferiores de las columnas del entrepiso N3-N2, y el extremo inferior de una de las columnas exteriores del entrepiso N1-NPB.

El caso A con sobre-resistencias tienen menos vigas que llegan a su resistencia; lo hacen todas las columnas del entrepiso N1- NPB en su extremo inferior; se articulan los extremos superiores de las columnas de entrepisos N8-N7 a N6-N5.

En el caso B, sin y con sobre-resistencias, el patrón de comportamiento de cómo se distribuyen las rótulas plásticas no es muy diferente a lo observado en el caso A

Las figs. 4.111 a 4.114 muestran las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas y columnas de los casos A y B, sin y con sobre-resistencias, y las tablas 4.31 a 4.34 presentan los valores correspondientes. Se confirma que para la condición de resistencias nominales rigió la condición en que se alcanzó la μ_L máxima de 20 para columnas; en las vigas, independientemente del caso y tipo de resistencia, están por debajo del límite máximo de 35.

4.3.1.2 Estructuras de 17 Niveles (casos A y B)

Las figs. 4.115 y 4.116 tienen las diferentes distribuciones de fuerzas laterales que se consideraron para la realización de este trabajo, casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. A continuación se presentan las respuestas de los análisis no-lineales tipo Push-over, considerando solamente la distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral (DME). Los resultados de los casos restantes se muestran en el Apéndice 1.

El análisis tipo Push-over se realizó de tal forma que se alcanzara alguna de las condiciones mostrada para las estructuras de 9 niveles, a saber:

- Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea
- Desplazamientos horizontales máximos
- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
- Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas
- Distribución global y secuencia de aparición de articulaciones plásticas en vigas y columnas.

4.3.1.2.1 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea y desplazamientos horizontales máximos

Las figs. 4.117 a 4.118 muestran las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea de los casos A y B, con resistencias nominales y con sobre-resistencias, respectivamente.

Las fuerzas cortantes basales que corresponden a la presencia de la primera fluencia son menores para el caso B; ocurre lo mismo con las fuerzas cortantes basales máximas, como era de esperarse, debido a las diferencias de las ordenadas entre ambos espectros de diseño.

Los desplazamientos horizontales de azotea del caso B tienden a ser menores.

Las figs. 4.119 y 4.120 presentan los desplazamientos horizontales máximos de los casos A y B, con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias; las diferencias en ambos tipos de resistencia son mínimas.

Las tablas 4.35 y 4.36 presentan los valores representativos de las curvas cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea; en éstas tablas se tienen, también, las demandas máximas de ductilidad global desarrolladas en cada uno de los casos de estudio; se tienen respuestas mayores con las resistencias nominales, del orden de dos veces el valor de diseño utilizado, equivalente al factor de comportamiento sísmico $Q=3$.

4.3.1.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso Δ_{ri} / h_i

Las figs. 4.129 a 4.130 se tienen las relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso de los casos A y B, con resistencias nominales y con sobre-resistencias, respectivamente. Los casos A y B con resistencias nominales muestran respuestas ligeramente por debajo del límite de colapso; las mayores distorsiones angulares de entrepiso se presentan en el entrepiso N10-N9. Los casos A y B con efectos de sobre-resistencias alcanzan el límite establecido por el RDF-04 de 0.03; esto es, esta condición fue la que rigió el comportamiento. La tabla 4.37 presenta los valores correspondientes de las relaciones máximas desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias.

Las mayores distorsiones angulares de entrepiso se localizan en el entrepiso N10-N9, y en los entrepisos superiores se concentra la mayor demanda de ductilidad local en columnas, como se hará ver posteriormente.

4.3.1.2.3 Distribución de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local en vigas y columnas

Las figs. 4.131 a 4.134 presentan las distribuciones globales y secuencia de aparición de las articulaciones plásticas de cada uno de los casos estudiados, como resultado de los análisis no-lineales tipo Push-over.

En el caso A nominal se articulan todas las vigas, así como también todas las columnas del entrepiso inferior de planta baja y diferentes extremos de las columnas de entrepisos N6-N5 a N3-N2 y de N16-N15 a N12-N11; las máximas demandas de ductilidad en columnas se concentran en el extremo superior del entrepiso N15-N14, mientras que en vigas se tienen en el nivel N14. En general, se articulan primero los extremos de las vigas y a continuación lo empiezan a hacer las columnas, tendiéndose a presentar un mecanismo del tipo dúctil.

El caso A con sobre-resistencias el patrón de comportamiento es similar, observándose un ligero menor número de vigas articuladas.

La distribución y secuencia de aparición de rótulas plásticas de la estructura de 17 niveles diseñada con el espectro del Apéndice A (caso B), sin y con efectos de sobre-resistencias, son similares a lo que se tiene en el caso A.

Las figs. 4.135 a 4.138 muestran las demandas máximas de ductilidad local de las vigas y columnas de cada uno de los casos mencionados; las tablas 4.38 a 4.41 tienen los valores correspondientes. Siempre se tienen respuestas mayores con las resistencias nominales.

Las demandas máximas de ductilidad local en vigas se concentran en los niveles N10 a N14, con valores máximos de 25.39 en el caso A nominal y de 23.23 en el caso B nominal; para la condición con sobre-resistencias se tienen ductilidades máximas de 11.73 en el caso A y 13.58 en el caso B. Los valores máximos de demandas de ductilidad en columnas se presentan en el entrepiso N15-N14, casos A y B; con resistencias nominales se alcanza el límite máximo permitido de 20, definida como una de las condiciones en que el análisis Push-over es detenido; para la condición de sobre-resistencias el comportamiento en ambos casos estuvo regido por la distorsión de entrepiso máxima de colapso permitida en el Apéndice A de las NTC-Sismo (0.03), teniéndose demandas de ductilidad de columnas de 11.95 y 9.52 en los casos A y B, respectivamente.

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

Niveles	T_1 (s)	T_2 (s)	α	β_0
9	1.5025	0.5626	0.3042	0.0065
17	1.7524	0.6430	0.2622	0.0075

Tabla 4.2.- Resistencias nominales y sobre-resistencias a la flexión de las vigas del eje C, edificio de 9 niveles, caso A

Sección	Tamaño (cm)		Resistencia nominal (t-m)	Sobre-resistencia (t-m)
1	65 x 30	$M_R (+) =$	29.02	46.49
		$M_R (-) =$	57.35	91.26
2	65 x 30	$M_R (+) =$	35.72	66.40
		$M_R (-) =$	69.07	105.23
3	65 x 30	$M_R (+) =$	37.30	69.26
		$M_R (-) =$	75.69	112.04
4	70 x 30	$M_R (+) =$	51.68	94.22
		$M_R (-) =$	96.76	139.92
5	70 x 30	$M_R (+) =$	51.69	94.03
		$M_R (-) =$	101.12	144.30
6	70 x 30	$M_R (+) =$	62.06	111.13
		$M_R (-) =$	109.90	154.93
7	80 x 35	$M_R (+) =$	108.44	191.03
		$M_R (-) =$	155.33	215.57
8	80 x 35	$M_R (+) =$	92.98	164.73
		$M_R (-) =$	157.53	216.63
9	90 x 35	$M_R (+) =$	154.58	269.61
		$M_R (-) =$	197.52	270.84
10	90 x 35	$M_R (+) =$	126.70	223.99
		$M_R (-) =$	201.33	273.61
11	90 x 35	$M_R (+) =$	141.58	250.14
		$M_R (-) =$	212.71	287.77

Tabla 4.3.- Resistencias nominales y sobre-resistencias a la flexión de las vigas del eje C, edificio de 9 niveles, caso B

Sección	Tamaño (cm)		Resistencia nominal (t-m)	Sobre-resistencia (t-m)
1	65 x 30	$M_R (+) =$	24.00	46.43
		$M_R (-) =$	46.73	80.21
2	65 x 30	$M_R (+) =$	30.57	57.75
		$M_R (-) =$	53.25	88.05
3	65 x 30	$M_R (+) =$	35.72	66.4
		$M_R (-) =$	69.07	105.23
4	65 x 30	$M_R (+) =$	37.15	69.25
		$M_R (-) =$	71.66	107.69
5	70 x 30	$M_R (+) =$	51.67	94.05
		$M_R (-) =$	90.91	133.2
6	70 x30	$M_R (+) =$	51.69	94.22
		$M_R (-) =$	101.12	144.73
7	70 x 30	$M_R (+) =$	62.94	113.42
		$M_R (-) =$	107.19	151.71
8	80 x 35	$M_R (+) =$	101.95	180.29
		$M_R (-) =$	147.21	205.62
9	80 x 35	$M_R (+) =$	92.72	164.53
		$M_R (-) =$	152.42	210.82
10	80 x 35	$M_R (+) =$	92.34	164.35
		$M_R (-) =$	145.63	210.82
11	90 x 35	$M_R (+) =$	142.10	249.75
		$M_R (-) =$	187.01	262.48
12	90 x 35	$M_R (+) =$	105.21	191.33
		$M_R (-) =$	184.01	253.36
13	90 x 35	$M_R (+) =$	119.50	211.99
		$M_R (-) =$	197.29	269.34

Tabla 4.4.- Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, caso A con resistencias nominales

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)
1	70 x 70	1142.16	-353.99	75.89	335.96	147.91
2	70 x 70	1062.71	-269.22	58.06	340.44	131.48
3	80 x 80	1405.25	-372.40	89.72	442.33	196.28
4	80 x 80	1564.49	-536.71	130.34	434.68	235.90
5	90 x 90	1862.30	-559.99	150.31	554.14	299.05
6	100 x 100	2195.61	-583.02	172.02	689.18	375.35
7	100 x 100	3375.31	-1764.53	529.34	663.69	728.44

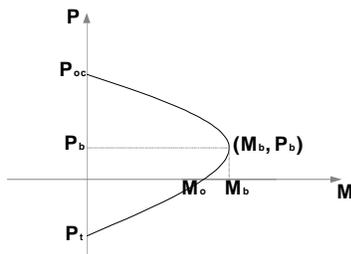


Tabla 4.5.- Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, caso A con sobre-resistencias

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)
1	70 x 70	1997.41	-606.06	109.36	658.01	228.09
2	70 x 70	1620.05	-451.92	83.23	578.14	189.71
3	80 x 80	2466.91	-604.70	132.06	854.56	318.69
4	80 x 80	3551.75	-903.63	193.88	1015.85	411.83
5	90 x 90	4223.61	-960.51	226.79	1244.60	520.65
6	100 x 100	4895.31	-988.91	263.09	1508.24	664.33
7	100 x 100	6399.88	-3204.76	732.61	1533.30	1083.12

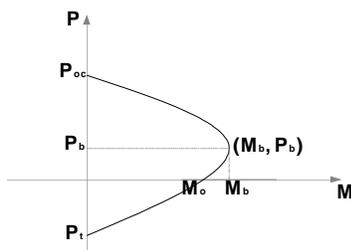


Tabla 4.6.- Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, caso B con resistencias nominales

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)
1	70 x 70	1062.71	-269.22	58.06	340.44	131.48
2	70 x 70	1142.16	-353.99	75.89	335.96	147.91
3	80 x 80	1405.25	-372.40	89.72	442.33	196.28
4	80 x 80	1440.43	-408.57	96.13	445.42	201.00
5	90 x 90	1738.53	-431.95	112.62	558.58	258.26
6	90 x 90	1817.76	-515.93	135.21	554.61	280.55
7	100 x 100	2151.24	-538.27	155.53	689.38	354.73
8	100 x 100	3010.81	-1400.09	421.95	662.87	621.72

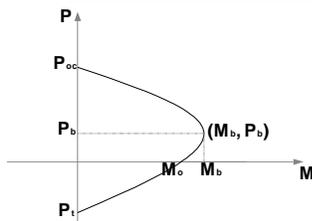


Tabla 4.7.- Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje C, edificio de 9 niveles, caso B con sobre-resistencias

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)
1	70 x 70	1626.91	-452.04	83.3	579.99	190.17
2	70 x 70	2006.11	-606.20	109.44	660.08	228.62
3	80 x 80	2660.63	-607.06	133.82	898.93	331.97
4	80 x 80	2582.13	-668.28	141.55	880.49	328.05
5	90 x 90	3071.94	-718.19	167.44	1069.98	416.90
6	90 x 90	4159.62	-877.75	206.66	1240.81	498.79
7	100 x 100	4838.07	-905.42	240.61	1504.99	640.55
8	100 x 100	5044.37	-2511.78	581.31	1379.82	900.65

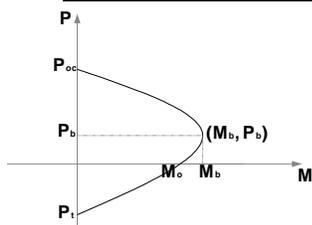


Tabla 4.8.- Demandas de ductilidad global, edificio de 9 niveles, diseños con el Cuerpo Principal (CP) y con el Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo, RDF-04

Caso		Δ_y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
Caso A	CP-N	16.29	33.72	2.07
	CP-SR	19.70	33.47	1.70
Caso B	AA-N	14.34	37.57	2.62
	AA-SR	20.52	33.23	1.62

Δ_y : Desplazamiento horizontal de azotea en la primera fluencia

$\Delta_{m\acute{a}x}$: Desplazamiento horizontal máximo de azotea

μ_G : Demanda de ductilidad global

Tabla 4.9.- Fuerzas cortantes basales máximas, edificio de 9 niveles, diseños con el Cuerpo Principal (CP) y con el Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo, RDF-04

Caso	Fuerza cortante basal (t)			
	Cuerpo Principal (CP)		Apéndice A (AA)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
ELAS	693.50	-693.50	693.50	-693.50
INE-N	445.90	-431.47	450.70	-417.77
INE-SR	548.40	-546.00	547.60	-531.80

ELAS: Elástico

INE-N: Inelástico con resistencias nominales

INE-SR: Inelástico con sobre-resistencias

Tabla 4.10.- Coeficientes sísmicos máximos, edificio de 9 niveles, diseños con el Cuerpo Principal (CP) y con el Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo, RDF-04

Caso	Cs máximo		$C_{s_{AA}} / C_{s_{CP}}$
	Cuerpo Principal (CP)	Apéndice A (AA)	
ELAS	0.302	0.302	1.00
INE-N	0.190	0.179	0.94
INE-SR	0.237	0.231	0.97

ELAS: Elástico

INE-N: Inelástico con resistencias nominales

INE-SR: Inelástico con sobre-resistencias

Tabla 4.11.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio de 9 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias

NIVEL	Nominal		Sobre-resistencias	
	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$
N1	4.38	-3.41	2.09	-2.37
N2	4.93	-3.55	2.23	-2.37
N3	4.80	-3.30	1.91	-1.98
N4	4.80	-3.33	1.81	-1.92
N5	4.23	-3.00	1.37	-1.51
N6	3.41	-2.52	1.00	-1.21
N7	3.09	-2.18	1.00	-1.00
N8	1.24	-1.96	1.00	-1.00
N9	1.00	-1.46	1.00	-1.00

Tabla 4.12.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio de 9 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias

NIVEL	Nominal		Sobre-resistencias	
	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$
N1	5.60	-3.94	2.75	-2.60
N2	6.58	-4.30	2.93	-2.69
N3	5.63	-3.85	2.09	-1.98
N4	5.33	-3.88	1.77	-1.99
N5	6.17	-3.61	2.01	-1.56
N6	5.29	-3.10	1.49	-1.16
N7	3.72	-2.83	1.00	-1.00
N8	1.76	-2.38	1.00	-1.00
N9	1.17	-2.79	1.00	-1.00

Tabla 4.13- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio de 9 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias

Entrepiso	Extremo	Nominal		Sobre-resistencias	
		$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$
NPB-N1	Inferior	1.06	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N1-N2	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N2-N3	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N3-N4	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N4-N5	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N5-N6	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N6-N7	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.20	-1.00	1.00	-1.00
N7-N8	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N8-N9	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00

Tabla 4.14- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio de 9 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias

Entrepiso	Extremo	Nominal		Sobre-resistencias	
		$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$
NPB-N1	Inferior	1.95	-1.31	1.00	-1.21
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N1-N2	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N2-N3	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N3-N4	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N4-N5	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N5-N6	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N6-N7	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.84	-1.25	1.00	-1.00
N7-N8	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.09	-1.00	1.00	-1.00
N8-N9	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00

Tabla 4.15 Resistencias nominales y sobre-resistencias a la flexión de las vigas del eje B, edificio de 17 niveles, caso A

Sección	Tamaño (cm)		Resistencia nominal (t-m)	Sobre-resistencias (t-m)
1	80 x 30	$M_R (+) =$	30.39	58.49
		$M_R (-) =$	59.62	105.58
2	80 x 30	$M_R (+) =$	30.36	58.47
		$M_R (-) =$	73.33	119.98
3	80 x 30	$M_R (+) =$	45.30	84.68
		$M_R (-) =$	88.24	137.73
4	80 x 30	$M_R (+) =$	47.46	88.14
		$M_R (-) =$	97.62	147.47
5	80 x 30	$M_R (+) =$	60.19	110.37
		$M_R (-) =$	113.41	166.53
6	80 x 30	$M_R (+) =$	62.69	115.76
		$M_R (-) =$	113.03	164.00
7	80 x 30	$M_R (+) =$	63.24	114.05
		$M_R (-) =$	126.42	179.02
8	85 x 35	$M_R (+) =$	125.34	220.10
		$M_R (-) =$	167.08	235.52
9	85 x 35	$M_R (+) =$	98.28	175.73
		$M_R (-) =$	168.76	234.93
10	85 x 35	$M_R (+) =$	132.19	230.78
		$M_R (-) =$	174.02	243.79
11	85 x 35	$M_R (+) =$	148.21	255.94
		$M_R (-) =$	186.55	259.53
12	85 x 35	$M_R (+) =$	111.36	197.79
		$M_R (-) =$	190.22	260.71
13	85 x 35	$M_R (+) =$	149.12	256.99
		$M_R (-) =$	201.00	274.55

Tabla 4.15b.- (Continuación) Resistencias nominales y sobre-resistencias a la flexión de las vigas del eje B, edificio de 17 niveles, caso A

Sección	Tamaño (cm)		Resistencia nominal (t-m)	Sobre-resistencias (t-m)
14	90 x 40	$M_R (+) =$	199.43	334.28
		$M_R (-) =$	229.24	311.98
15	90 x 40	$M_R (+) =$	135.61	239.42
		$M_R (-) =$	238.32	320.97
16	90 x 40	$M_R (+) =$	188.88	320.63
		$M_R (-) =$	233.10	318.30
17	90 x 40	$M_R (+) =$	134.82	238.60
		$M_R (-) =$	225.57	305.87
18	95 x 45	$M_R (+) =$	229.84	383.38
		$M_R (-) =$	263.55	362.04
19	95 x 45	$M_R (+) =$	169.58	294.18
		$M_R (-) =$	278.64	371.32
20	95 x 45	$M_R (+) =$	223.86	378.42
		$M_R (-) =$	251.89	375.99
21	100 x 50	$M_R (+) =$	248.91	417.99
		$M_R (-) =$	301.76	420.17
22	100 x 50	$M_R (+) =$	182.07	318.27
		$M_R (-) =$	298.50	399.78
23	100 x 50	$M_R (+) =$	232.13	392.59
		$M_R (-) =$	280.79	396.54
24	100 x 50	$M_R (+) =$	181.34	317.20
		$M_R (-) =$	282.32	384.93
25	100 x 50	$M_R (+) =$	180.73	316.59
		$M_R (-) =$	232.34	351.66
26	100 x 50	$M_R (+) =$	138.19	249.11
		$M_R (-) =$	259.13	352.28

Tabla 4.16.- Resistencias nominales y sobre-resistencias a la flexión de las vigas del eje B, edificio de 17 niveles, caso B

Sección	Tamaño (cm)		Resistencia nominal (t-m)	Sobre-resistencias (t-m)
1	80 x 30	$M_R (+) =$	25.72	50.10
		$M_R (-) =$	54.88	100.01
2	80 x 30	$M_R (+) =$	30.36	58.40
		$M_R (-) =$	67.37	113.74
3	80 x 30	$M_R (+) =$	38.74	73.25
		$M_R (-) =$	73.96	121.89
4	80 x 30	$M_R (+) =$	45.30	84.68
		$M_R (-) =$	88.24	137.73
5	80 x 30	$M_R (+) =$	46.91	87.99
		$M_R (-) =$	98.56	146.34
6	80 x 30	$M_R (+) =$	56.61	105.22
		$M_R (-) =$	100.36	151.50
7	80 x 30	$M_R (+) =$	57.32	107.49
		$M_R (-) =$	106.38	157.80
8	80 x 30	$M_R (+) =$	61.94	115.12
		$M_R (-) =$	112.49	164.93
9	85 x 35	$M_R (+) =$	97.68	175.26
		$M_R (-) =$	142.10	204.75
10	85 x 35	$M_R (+) =$	83.12	150.38
		$M_R (-) =$	152.57	215.64
11	85 x 35	$M_R (+) =$	116.77	206.68
		$M_R (-) =$	157.85	224.51
12	85 x 35	$M_R (+) =$	118.41	207.99
		$M_R (-) =$	163.32	229.93

Tabla 4.16b.- (Continuación) Resistencias nominales y sobre-resistencias a la flexión de las vigas del eje B, edificio de 17 niveles, caso B

Sección	Tamaño (cm)		Resistencia nominal (t-m)	Sobre-resistencias (t-m)
13	85 x 35	$M_R (+) =$	91.40	166.90
		$M_R (-) =$	169.00	235.41
14	90 x 40	$M_R (+) =$	162.16	280.50
		$M_R (-) =$	198.23	279.99
15	90 x 40	$M_R (+) =$	109.29	198.08
		$M_R (-) =$	206.38	282.82
16	95 x 45	$M_R (+) =$	190.61	325.98
		$M_R (-) =$	237.43	330.34
17	95 x 45	$M_R (+) =$	130.20	233.71
		$M_R (-) =$	240.03	327.15
18	95 x 45	$M_R (+) =$	169.08	294.14
		$M_R (-) =$	230.76	324.42
19	100 x 50	$M_R (+) =$	202.73	347.78
		$M_R (-) =$	253.16	361.53
20	100 x 50	$M_R (+) =$	153.18	271.94
		$M_R (-) =$	277.57	374.80
21	100 x 50	$M_R (+) =$	213.83	365.57
		$M_R (-) =$	280.72	391.34
22	100 x 50	$M_R (+) =$	137.38	247.02
		$M_R (-) =$	250.26	342.39
23	100 x 50	$M_R (+) =$	154.77	274.49
		$M_R (-) =$	202.77	317.82
24	100 x 50	$M_R (+) =$	110.90	199.51
		$M_R (-) =$	226.19	312.91

Tabla 4.17.- *Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje B, edificio de 17 niveles, caso A con resistencias nominales*

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)
1	80 x 80	1405.25	-372.40	89.72	442.33	196.28
2	80 x 80	1484.69	-454.75	109.99	438.23	215.98
3	80 x 80	1494.65	-466.83	111.34	435.63	215.24
4	80 x 80	1450.03	-423.67	97.96	435.55	198.67
5	90 x 90	1791.37	-490.69	129.30	554.00	275.28
6	90 x 90	1746.88	-434.48	115.25	558.67	263.44
7	90 x 90	1860.98	-559.41	149.62	552.27	297.33
8	90 x 90	1915.78	-616.49	163.53	547.50	308.77
9	90 x 90	1995.86	-696.24	182.02	542.14	323.75
10	90 x 90	2166.20	-865.11	231.74	538.66	376.03
11	100 x 100	2329.67	-726.49	212.97	681.56	412.78
12	100 x 100	2499.24	-893.30	267.21	676.44	469.56
13	110 x 110	2697.98	-754.93	238.22	826.65	499.08
14	110 x 110	2866.95	-924.67	298.56	822.94	564.27
15	110 x 110	2822.26	-880.97	280.01	822.77	541.52
16	110 x 110	3026.68	-1083.83	354.10	816.13	620.74
17	120 x 120	3225.46	-913.39	314.72	983.92	653.73
18	120 x 120	3429.21	-1116.19	396.65	979.85	744.85
19	120 x 120	4448.32	-2126.29	759.10	954.01	1099.68
20	120 x 120	4030.00	-1713.93	614.11	960.88	958.40

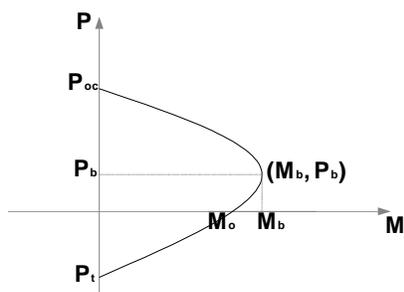


Tabla 4.18.- Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje B, edificio de 17 niveles, caso A con sobre-resistencias

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)
1	80 x 80	2420.00	-604.05	131.60	842.52	315.14
2	80 x 80	2512.71	-758.60	157.85	844.20	333.52
3	80 x 80	2524.18	-772.93	161.32	844.83	337.65
4	80 x 80	2472.67	-697.02	143.54	842.83	317.11
5	90 x 90	3000.43	-819.89	187.97	1033.51	424.92
6	90 x 90	2950.10	-722.87	169.35	1034.58	411.73
7	90 x 90	4234.44	-957.30	225.84	1242.34	518.93
8	90 x 90	4297.25	-1066.22	245.62	1242.16	531.77
9	90 x 90	4390.41	-1219.22	271.99	1241.20	548.88
10	90 x 90	3712.20	-1525.44	326.56	1103.89	562.87
11	100 x 100	4647.02	-1242.64	315.36	1454.31	684.43
12	100 x 100	4185.51	-1547.48	377.68	1321.03	700.10
13	110 x 110	5710.75	-1244.44	362.78	1810.85	890.67
14	110 x 110	5508.85	-1547.93	441.61	1756.30	942.67
15	110 x 110	5457.43	-1471.36	417.10	1753.50	914.17
16	110 x 110	4872.43	-1826.24	502.27	1567.24	933.30
17	120 x 120	6178.28	-1540.13	469.86	2027.57	1088.44
18	120 x 120	5872.18	-1908.29	569.49	1913.47	1140.53
19	120 x 120	8159.10	-3842.37	1061.98	2133.47	1651.64
20	120 x 120	7680.42	-3066.47	875.39	2134.64	1484.76

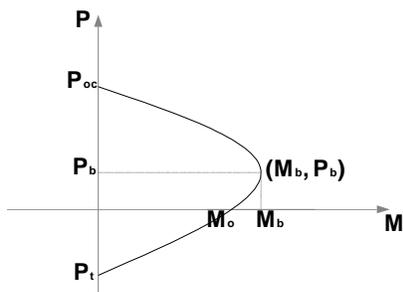


Tabla 4.19.- Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje B, edificio de 17 niveles, caso B con resistencias nominales

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)
1	80 x 80	1405.25	-372.40	89.72	442.33	196.28
2	80 x 80	1440.13	-410.65	96.49	438.19	199.44
3	90 x 90	1738.53	-431.95	112.62	558.58	258.26
4	90 x 90	1781.48	-475.30	126.97	556.89	275.73
5	90 x 90	2020.79	-721.29	194.16	545.50	341.00
6	90 x 90	1860.98	-559.40	149.63	552.22	297.34
7	100 x 100	2354.57	-748.27	222.40	681.71	425.02
8	100 x 100	2195.61	-583.01	172.00	689.26	375.35
9	100 x 100	2409.29	-802.50	241.00	681.29	445.60
10	100 x 100	2230.41	-621.19	181.63	686.72	382.41
11	110 x 110	2777.28	-832.55	270.03	827.32	538.36
12	110 x 110	2599.07	-647.47	205.17	834.51	469.61
13	110 x 110	2772.56	-775.33	251.35	830.41	520.56
14	120 x 120	3179.79	-858.82	307.46	986.63	660.67
15	120 x 120	3126.21	-802.50	281.57	993.95	630.32
16	120 x 120	3554.06	-1243.34	441.04	973.31	786.29
17	120 x 120	3849.04	-1535.00	553.88	965.71	902.35

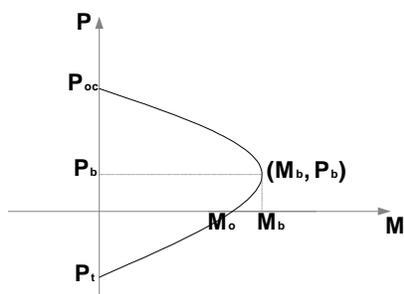


Tabla 4.20.- Parámetros de los diagramas de interacción de las columnas del eje B, edificio de 17 niveles, caso B con sobre-resistencias

Sección	Tamaño (cm)	Poc (t)	Pot (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)
1	80 x 80	2659.36	-607.06	133.81	898.67	331.89
2	80 x 80	2581.26	-674.03	142.31	873.47	326.73
3	90 x 90	3071.94	-718.19	167.44	1069.98	416.90
4	90 x 90	3120.09	-797.15	186.55	1069.10	436.75
5	90 x 90	4072.65	-1256.70	283.21	1201.60	554.01
6	90 x 90	3621.58	-952.67	221.21	1156.74	489.80
7	100 x 100	4675.76	-1287.48	328.04	1454.87	698.74
8	100 x 100	4187.63	-982.27	256.97	1397.57	622.58
9	100 x 100	3877.45	-1373.70	339.96	1266.82	653.47
10	100 x 100	3669.13	-1039.22	262.37	1263.64	581.40
11	110 x 110	4442.97	-1366.10	387.46	1521.09	818.87
12	110 x 110	4235.80	-1042.30	300.18	1514.16	736.27
13	110 x 110	5327.22	-1276.76	375.63	1745.89	889.29
14	120 x 120	5438.00	-1438.06	448.49	1868.71	1031.30
15	120 x 120	6780.19	-1350.39	431.21	2143.58	1115.71
16	120 x 120	6000.32	-2150.77	628.28	1909.15	1185.97
17	120 x 120	6351.07	-2696.98	773.14	1913.27	1321.61

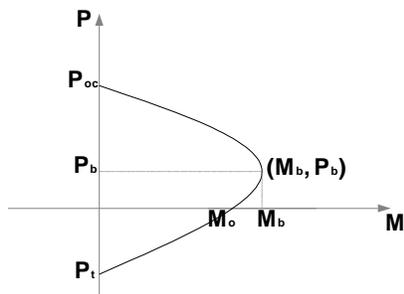


Tabla 4.21.- Demandas de ductilidad global, edificio de 17 niveles, diseños con el Cuerpo Principal (CP) y con el Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo, RDF-04

Caso		Δ_y (cm)	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)	μ_G
Caso A	CP-N	21.08	43.83	2.08
	CP-SR	30.97	50.61	1.63
Caso B	AA-N	19.24	42.85	2.23
	AA-SR	29.01	47.01	1.62

Δ_y : Desplazamiento horizontal de azotea en la primera fluencia

$\Delta_{\text{máx}}$: Desplazamiento horizontal máximo de azotea

μ_G : Demanda de ductilidad global

Tabla 4.22.- Fuerzas cortantes basales máximas, edificio de 17 niveles, diseños con el Cuerpo Principal (CP) y con el Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo, RDF-04

Caso	Fuerza cortante basal (t)			
	Cuerpo Principal (CP)		Apéndice A (AA)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
ELAS	1698.20	-1698.20	1698.20	-1698.20
INE-N	671.70	-636.80	628.10	-572.40
INE-SR	940.60	-922.70	921.20	-853.50

ELAS: Elástico

INE-N: Inelástico con resistencias nominales

INE-SR: Inelástico con sobre-resistencias

Tabla 4.23.- Coeficientes sísmicos máximos, edificio de 17 niveles, diseños con el Cuerpo Principal (CP) y con el Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo, RDF-04

Caso	Cs máximo		C_{sAA} / C_{sCP}
	Cuerpo Principal (CP)	Apéndice A (AA)	
ELAS	0.476	0.476	1.00
INE-N	0.181	0.158	0.87
INE-SR	0.258	0.227	0.88

ELAS: Elástico

INE-N: Inelástico con resistencias nominales

INE-SR: Inelástico con sobre-resistencias

Tabla 4.24.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio de 17 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias

NIVEL	Nominal		Sobre-resistencias	
	$\mu_L(+)$	$\mu_L(-)$	$\mu_L(+)$	$\mu_L(-)$
N1	3.42	-2.11	2.20	-1.69
N2	3.58	-2.55	2.15	-2.13
N3	3.75	-2.57	2.32	-2.16
N4	4.33	-3.26	2.61	-2.44
N5	4.00	-2.90	2.45	-2.36
N6	4.13	-2.99	2.55	-2.45
N7	4.95	-3.37	2.96	-2.82
N8	3.75	-2.54	2.36	-2.25
N9	3.36	-2.33	2.16	-2.09
N10	5.18	-3.41	2.93	-3.01
N11	3.58	-2.65	2.24	-2.66
N12	2.63	-2.31	1.38	-2.42
N13	3.16	-2.75	1.85	-2.47
N14	6.99	-3.58	3.55	-2.35
N15	3.57	-2.30	1.86	-1.32
N16	2.55	-1.88	1.00	-1.00
N17	1.46	-2.12	1.00	-1.00

Tabla 4.25.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio de 17 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias

NIVEL	Nominal		Sobre-resistencias	
	$\mu_{l.}(+)$	$\mu_{l.}(-)$	$\mu_{l.}(+)$	$\mu_{l.}(-)$
N1	3.70	-2.20	2.60	-1.80
N2	4.47	-2.64	2.87	-2.32
N3	3.94	-2.66	2.56	-2.17
N4	5.38	-3.25	3.32	-2.65
N5	4.97	-3.12	3.12	-2.59
N6	5.14	-3.26	3.21	-2.69
N7	5.88	-3.67	3.49	-2.92
N8	4.56	-2.96	2.78	-2.40
N9	4.16	-2.72	2.54	-2.24
N10	6.53	-4.13	3.29	-3.06
N11	4.83	-3.31	2.51	-2.57
N12	4.02	-3.23	2.53	-2.79
N13	3.14	-2.36	1.71	-2.23
N14	5.38	-2.78	2.80	-1.88
N15	4.28	-2.35	2.85	-1.43
N16	2.67	-2.57	1.16	-1.00
N17	1.67	-2.16	1.00	-1.00

Tabla 4.26.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio de 17 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias

Entrepiso	Extremo	Nominal		Sobre-resistencias	
		$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$
NPB-N1	Inferior	1.01	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N1-N2	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N2-N3	Inferior	1.14	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N3-N4	Inferior	1.21	-1.00	1.04	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N4-N5	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N5-N6	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N6-N7	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N7-N8	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N8-N9	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N9-N10	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N10-N11	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N11-N12	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N12-N13	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
NP13-N14	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N14-N15	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.25	-1.00
N15-N16	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N16-N17	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00

Tabla 4.27.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio de 17 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias

Entrepiso	Extremo	Nominal		Sobre-resistencias	
		$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$	$\mu_L (+)$	$\mu_L (-)$
NPB-N1	Inferior	1.20	-1.00	1.28	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N1-N2	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N2-N3	Inferior	1.08	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N3-N4	Inferior	1.22	-1.00	1.14	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N4-N5	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N5-N6	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N6-N7	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N7-N8	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N8-N9	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N9-N10	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N10-N11	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N11-N12	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N12-N13	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
NP13-N14	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N14-N15	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N15-N16	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
N16-N17	Inferior	1.00	-1.00	1.00	-1.00
	Superior	1.00	-1.00	1.00	-1.00

Tabla 4.28.- Coeficientes sísmicos resistentes y demandas de ductilidad global, edificio de 9 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico

Caso	V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	$V_{m\acute{a}x}/W_T$	Δy (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
CP-INE-N	274.84	388.59	0.169	14.96	55.87	3.73
CP-INE-SR	422.09	623.40	0.271	21.67	81.92	3.78

Tabla 4.29.- Coeficientes sísmicos resistentes y demandas de ductilidad global, edificio de 9 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico

Caso	V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	$V_{m\acute{a}x}/W_T$	Δy (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
AA-INE-N	240.56	342.2	0.149	13.44	47.66	3.55
AA-INE-SR	405.41	600.50	0.261	20.71	86.78	4.19

Tabla 4.30.- Distorsiones máximas de entrepiso, edificio de 9 niveles, casos A y B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico

Caso	Δ_{ri}/h_i	
	Caso A (CP)	Caso B (AA)
INE-N	0.0217	0.0180
INE-SR	0.0298	0.0298

INE-N: Inelástico con resistencias nominales

INE-SR: Inelástico con sobre-resistencias

Tabla 4.31.- Demandas máximas de ductilidad en vigas, edificio 9 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas de análisis paso a paso inelástico

NIVEL	μ_L vigas	
	CP-INE-N	CP-INE-SR
N1	5.76	5.50
N2	7.18	6.32
N3	7.86	6.42
N4	8.33	6.64
N5	8.22	6.52
N6	7.40	6.00
N7	6.25	5.15
N8	1.86	1.32
N9	1.20	1.00

Tabla 4.32.- Demandas máximas de ductilidad en vigas, edificio 9 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas de análisis paso a paso inelástico

NIVEL	μ_L vigas	
	AA-INE-N	AA-INE-SR
N1	5.77	7.72
N2	7.31	8.26
N3	6.87	6.82
N4	6.95	6.43
N5	8.37	7.00
N6	7.53	4.03
N7	5.97	2.38
N8	1.84	1.00
N9	1.82	1.00

Tabla 4.33.- Demandas máximas de ductilidad en columnas, edificio 9 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas de análisis paso a paso inelástico

Entrepiso	Extremo	μ_L columnas	
		CP-INE-N	CP-INE-SR
NPB-N1	Inferior	1.35	4.41
	Superior	1.00	1.00
N1-N2	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N2-N3	Inferior	1.63	1.00
	Superior	1.00	1.00
N3-N4	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N4-N5	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N5-N6	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.22	14.98
N6-N7	Inferior	1.00	1.00
	Superior	6.32	6.55
N7-N8	Inferior	1.00	1.00
	Superior	20.20	7.14
N8-N9	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00

Tabla 4.34.- Demandas máximas de ductilidad en columnas, edificio 9 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas de análisis paso a paso inelástico

Entrepiso	Extremo	μ_L columnas	
		AA-INE-N	AA-INE-SR
NPB-N1	Inferior	1.52	7.60
	Superior	1.00	1.00
N1-N2	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N2-N3	Inferior	1.22	1.00
	Superior	1.00	1.00
N3-N4	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N4-N5	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N5-N6	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	12.58
N6-N7	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.78	3.91
N7-N8	Inferior	1.00	1.00
	Superior	19.79	9.61
N8-N9	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00

Tabla 4.35.- Coeficientes sísmicos resistentes y demandas de ductilidad global, edificio de 17 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	$V_{m\acute{a}x}/W_T$	Δy (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
CP-INE-N	433.65	605.16	0.170	20.96	124.67	5.95
CP-INE-SR	649.00	858.20	0.240	31.39	118.73	3.78

Tabla 4.36.- Coeficientes sísmicos resistentes y demandas de ductilidad global, edificio de 17 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	V_y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	$V_{m\acute{a}x}/W_T$	Δy (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
AA-INE-N	370.98	530.26	0.149	17.93	111.73	6.23
AA-INE-SR	559.20	755.48	0.212	27.03	114.89	4.25

Tabla 4.37.- Distorsiones máximas de entrepiso, edificio de 17 niveles, casos A y B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Caso	Δ_{ri}/h_i	
	Caso A (CP)	Caso B (AA)
INE-N	0.0293	0.0259
INE-SR	0.0303	0.0295

INE-N: Inelástico con resistencias nominales

INE-SR: Inelástico con sobre-resistencias

Tabla 4.38.- Demandas máximas de ductilidad en vigas, edificio 17 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

NIVEL	μ_L vigas	
	CP-INE-N	CP-INE-SR
N1	6.66	3.18
N2	6.30	3.36
N3	6.07	3.66
N4	8.80	4.83
N5	7.81	4.64
N6	8.18	5.06
N7	10.65	6.65
N8	8.69	5.58
N9	8.72	5.61
N10	19.52	11.73
N11	18.61	10.87
N12	15.45	8.82
N13	17.83	8.84
N14	25.39	11.26
N15	9.75	2.53
N16	7.89	1.56
N17	7.08	1.00

Tabla 4.39.- Demandas máximas de ductilidad en vigas, edificio 17 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

NIVEL	μ_L vigas	
	AA-INE-N	AA-INE-SR
N1	8.91	4.58
N2	8.70	4.82
N3	7.17	4.33
N4	9.78	6.11
N5	8.64	5.77
N6	9.05	6.21
N7	11.24	7.69
N8	9.23	6.45
N9	9.29	6.51
N10	20.45	13.58
N11	19.62	12.88
N12	19.68	10.73
N13	17.87	8.68
N14	23.23	8.42
N15	10.61	3.87
N16	8.09	1.58
N17	6.73	1.00

Tabla 4.40.- Demandas máximas de ductilidad en columnas, edificio 17 niveles, caso A con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas del análisis dinámico modal espectral

Entrepiso	Extremo	μ_L columnas	
		CP-INE-N	CP-INE-SR
NPB-N1	Inferior	3.15	1.42
	Superior	1.00	1.00
N1-N2	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N2-N3	Inferior	2.05	2.65
	Superior	1.00	1.00
N3-N4	Inferior	7.96	4.09
	Superior	1.00	1.00
N4-N5	Inferior	1.93	2.63
	Superior	1.00	1.00
N5-N6	Inferior	1.68	2.31
	Superior	1.00	1.00
N6-N7	Inferior	1.80	2.66
	Superior	1.00	1.00
N7-N8	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N8-N9	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N9-N10	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N10-N11	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N11-N12	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.49	2.45
N12-N13	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	3.09
NP13-N14	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N14-N15	Inferior	1.00	1.00
	Superior	20.06	11.95
N15-N16	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N16-N17	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00

Tabla 4.41.- Demandas máximas de ductilidad en columnas, edificio 17 niveles, caso B con resistencias nominales y con sobre-resistencias, análisis no-lineal Push-over con distribución de cargas de análisis dinámico modal espectral

Entrepiso	Extremo	μ_L columnas	
		AA-INE-N	AA-INE-SR
NPB-N1	Inferior	5.30	2.90
	Superior	1.00	1.00
N1-N2	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N2-N3	Inferior	1.61	2.29
	Superior	1.00	1.00
N3-N4	Inferior	3.59	4.06
	Superior	1.00	1.00
N4-N5	Inferior	2.07	3.44
	Superior	1.00	1.00
N5-N6	Inferior	1.38	2.28
	Superior	1.00	1.00
N6-N7	Inferior	1.46	2.30
	Superior	1.00	1.00
N7-N8	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N8-N9	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N9-N10	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N10-N11	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N11-N12	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.66	9.52
N12-N13	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	2.12
NP13-N14	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.97	4.46
N14-N15	Inferior	1.00	1.00
	Superior	20.09	7.36
N15-N16	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00
N16-N17	Inferior	1.00	1.00
	Superior	1.00	1.00

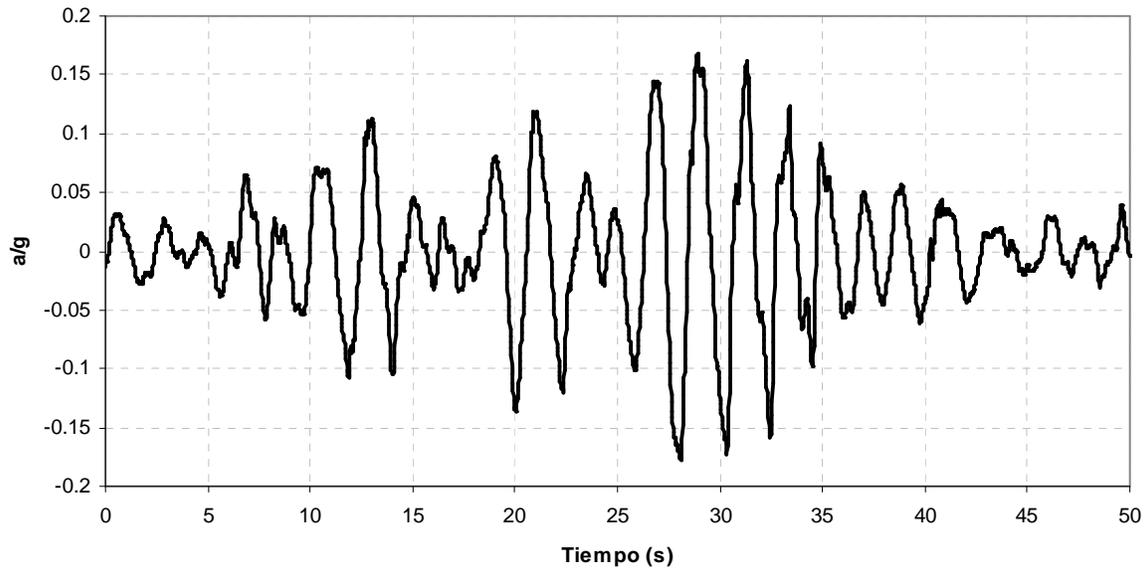


Fig 4.1.- Acelerograma SCT-EW-85

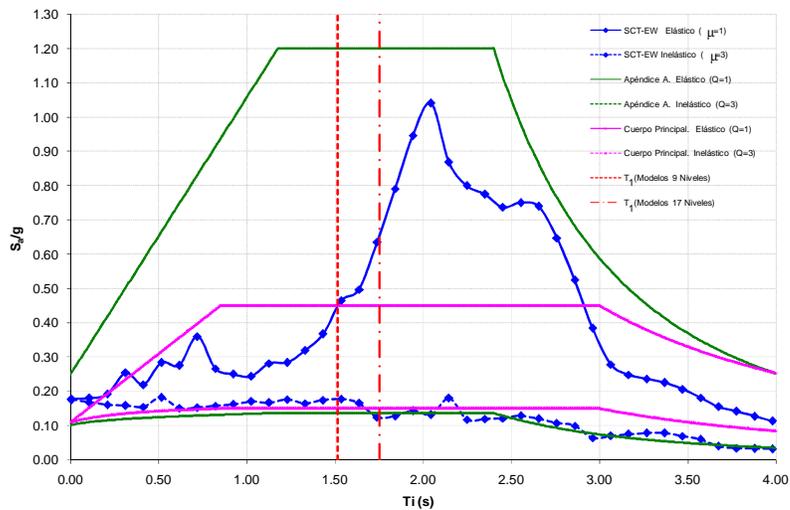


Fig 4.2.- Espectros de respuesta elástico ($\mu=1$) e inelástico ($\mu=3$) del acelerograma SCT-EW-85 ($\xi=5\%$) y de diseño del Cuerpo Principal y del Apéndice A para $Q=1$ y 3

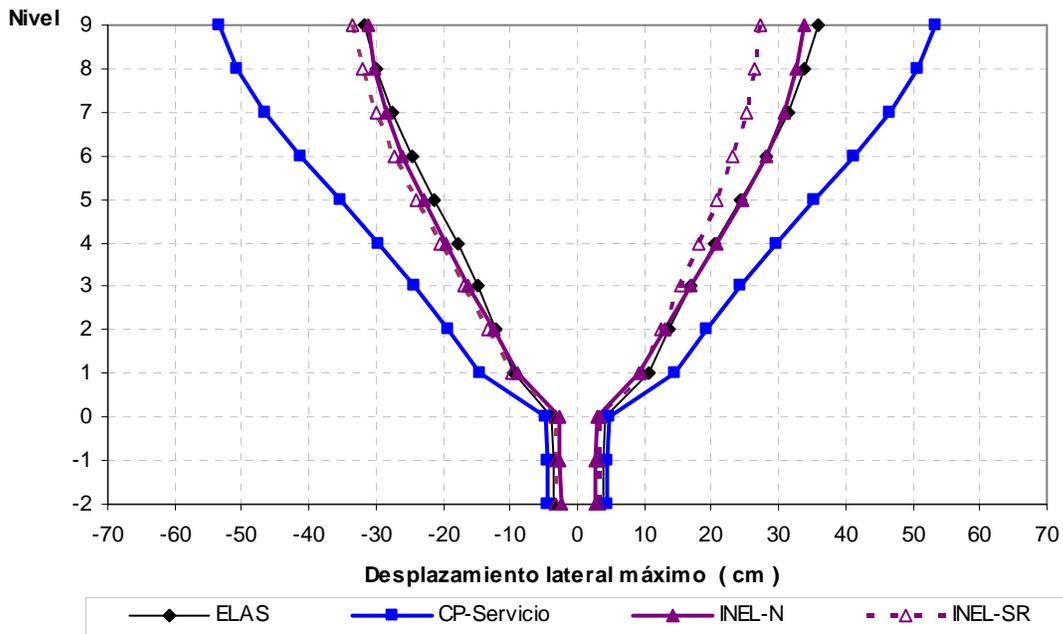


Fig 4.3.- Desplazamientos horizontales máximos, edificio 9 niveles, caso A

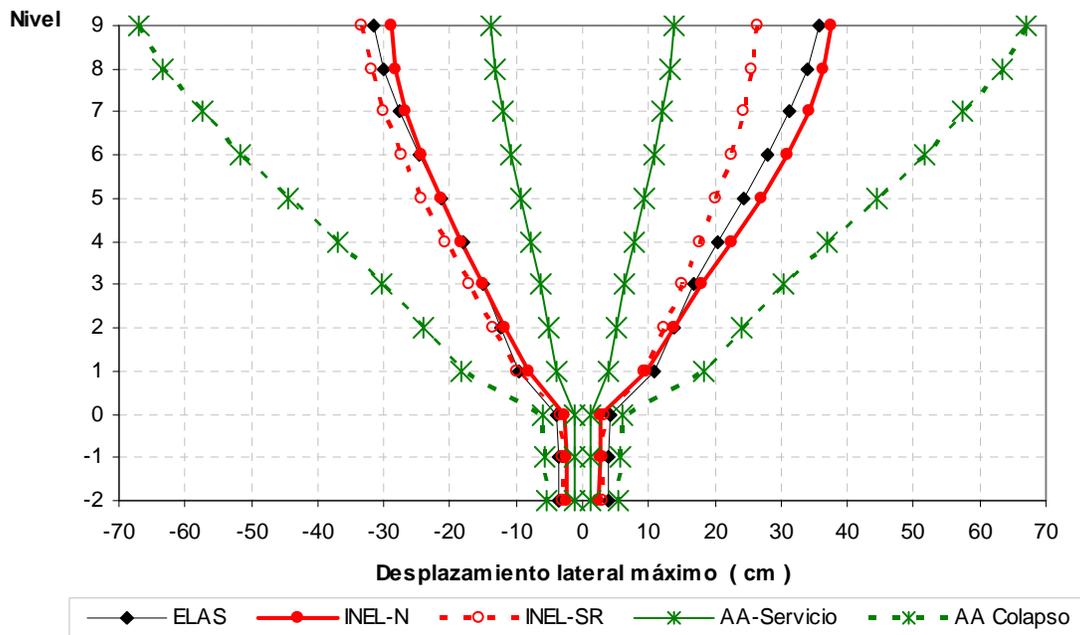


Fig 4.4.- Desplazamientos horizontales máximos, edificio 9 niveles, caso B

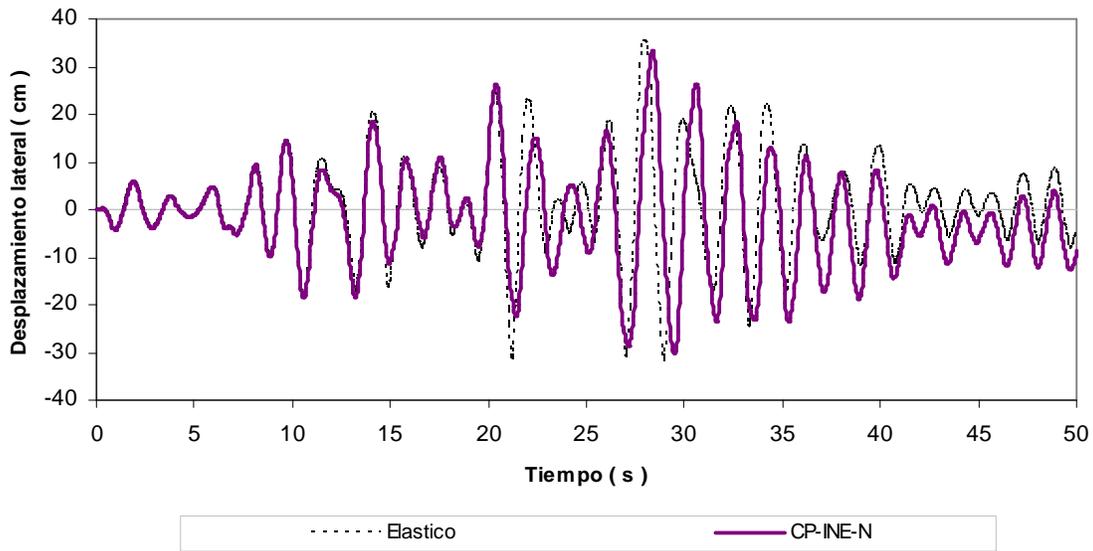


Fig 4.5.- Historia de desplazamientos de azotea, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

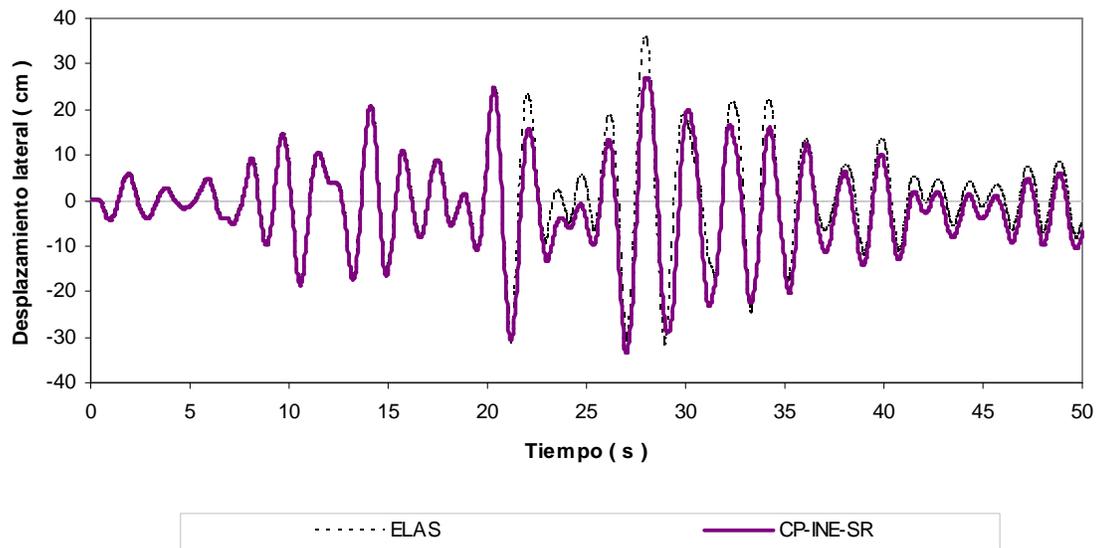


Fig 4.6.- Historias de desplazamientos de azotea, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

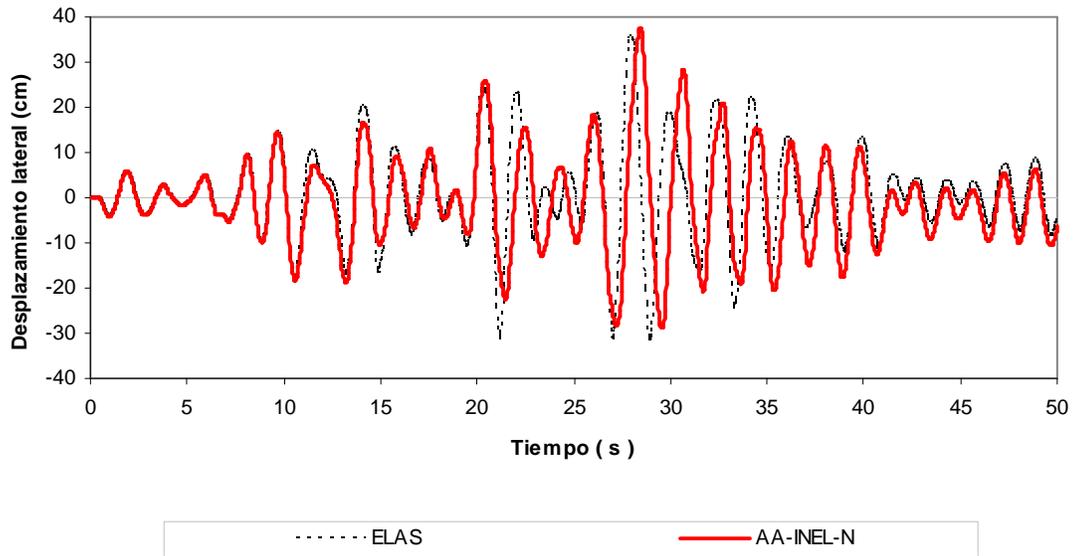


Fig 4.7.- Historia de desplazamientos de azotea, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

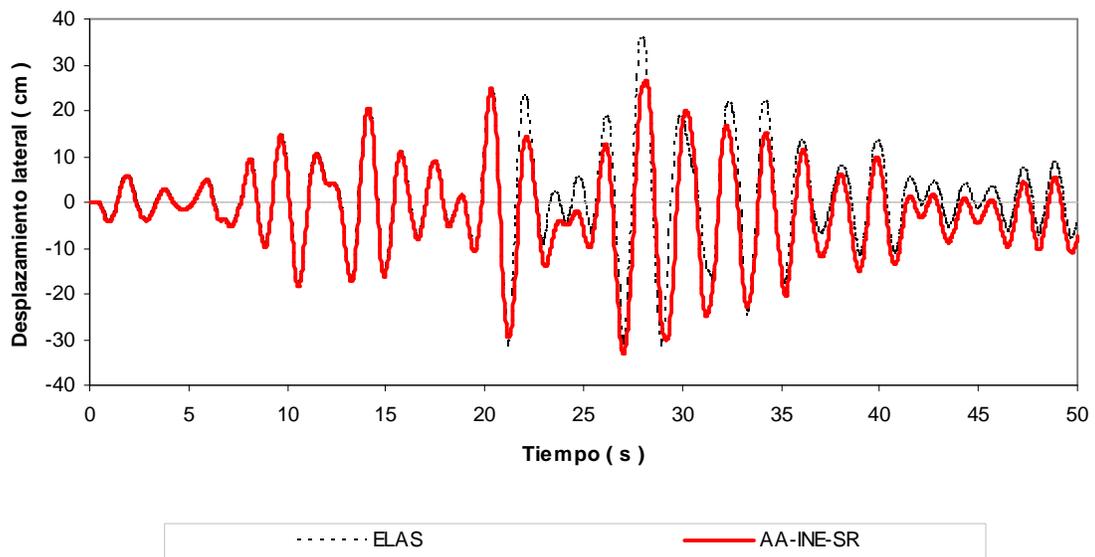


Fig 4.8.- Historia de desplazamientos de azotea, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

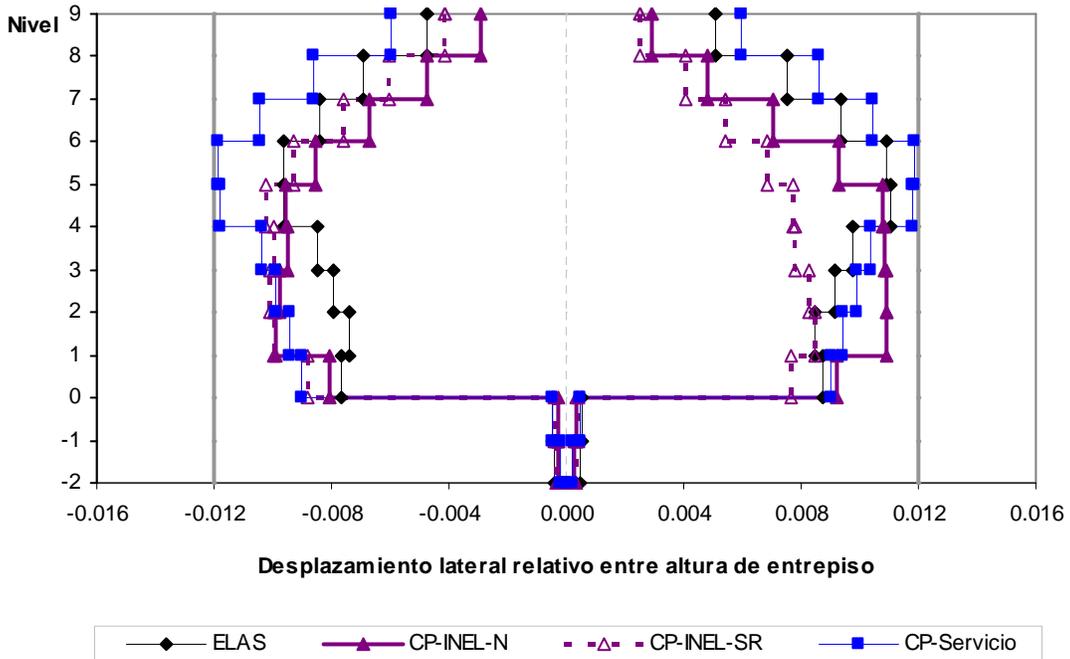


Fig 4.9.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

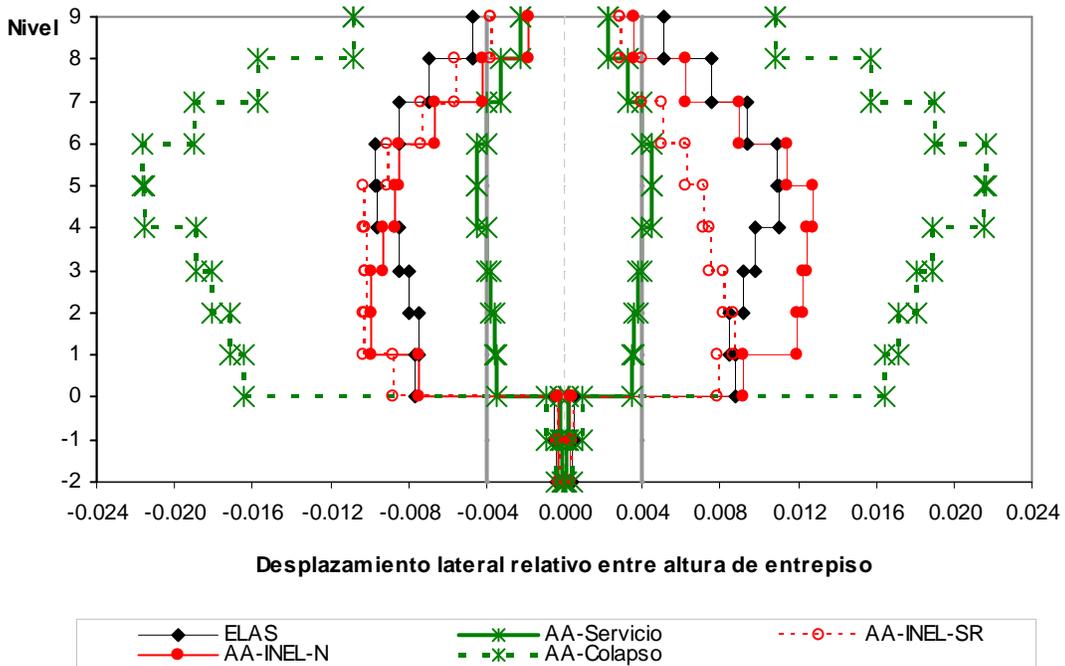


Fig 4.10.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

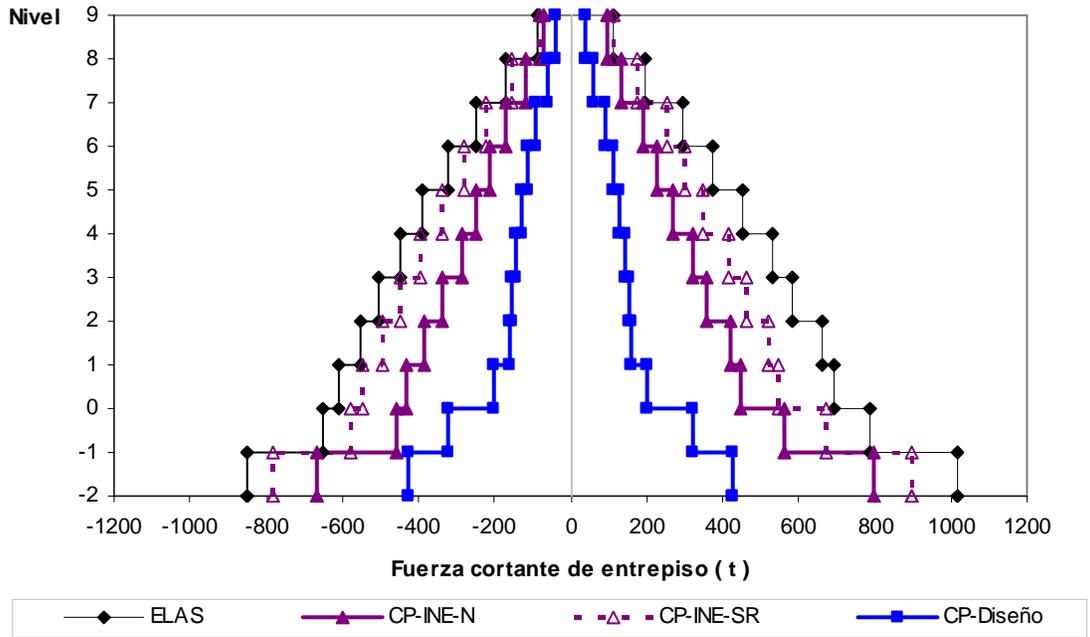


Fig 4.11.- Distribución en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

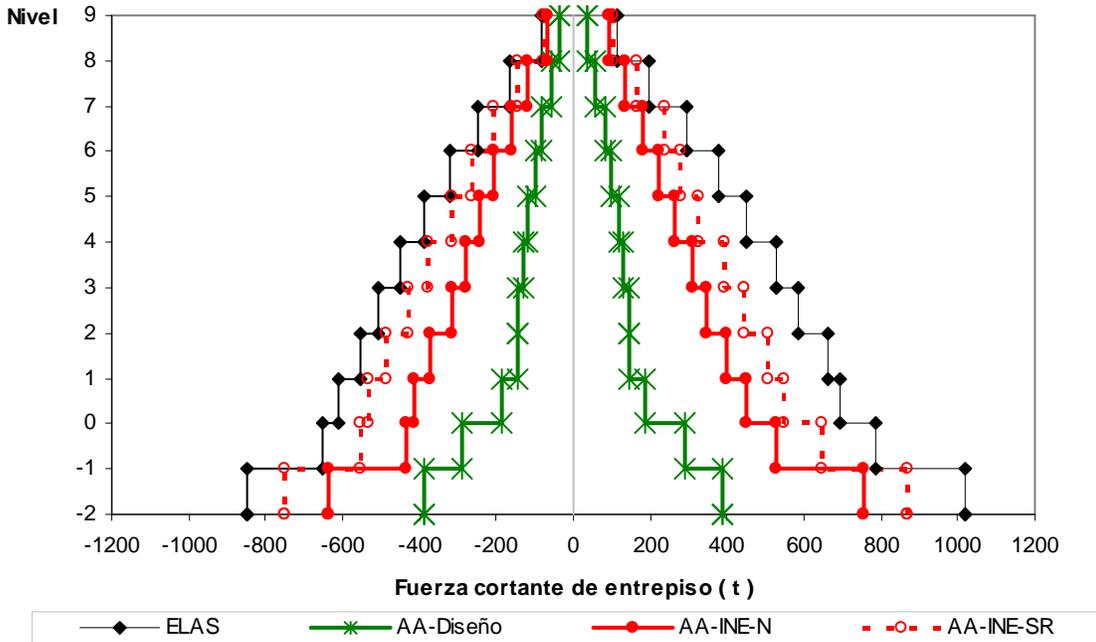


Fig 4.12.- Distribución en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

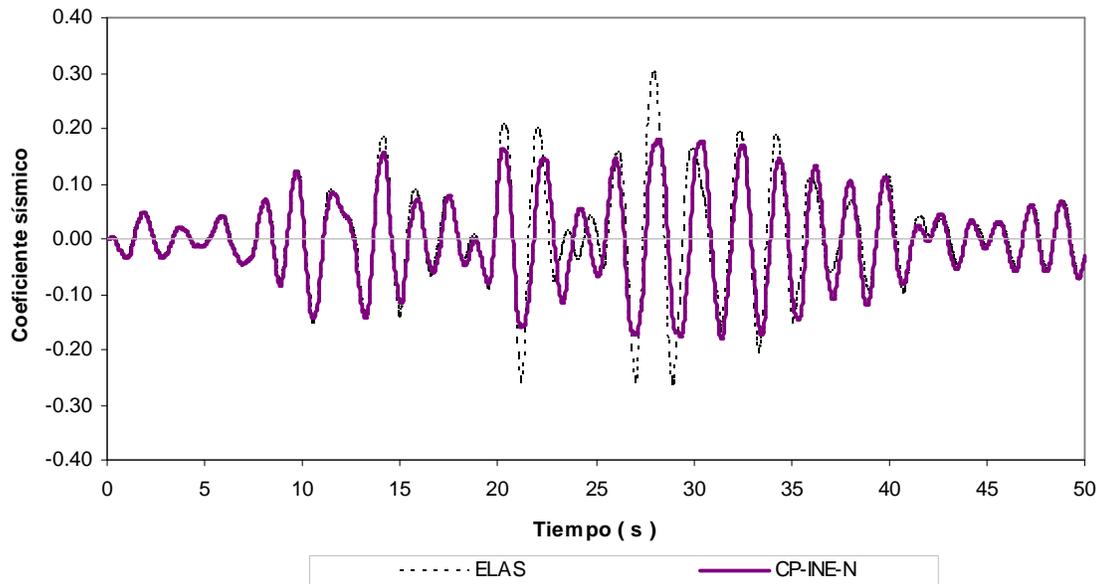


Fig 4.13.- Historias de coeficientes sísmicos, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

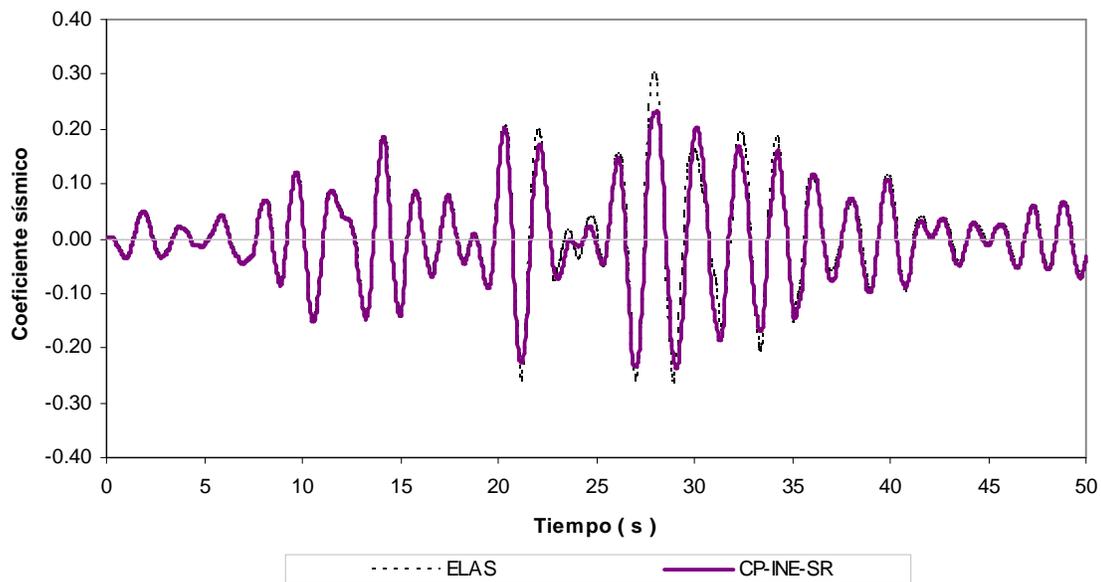


Fig 4.14.- Historias de coeficientes sísmicos, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

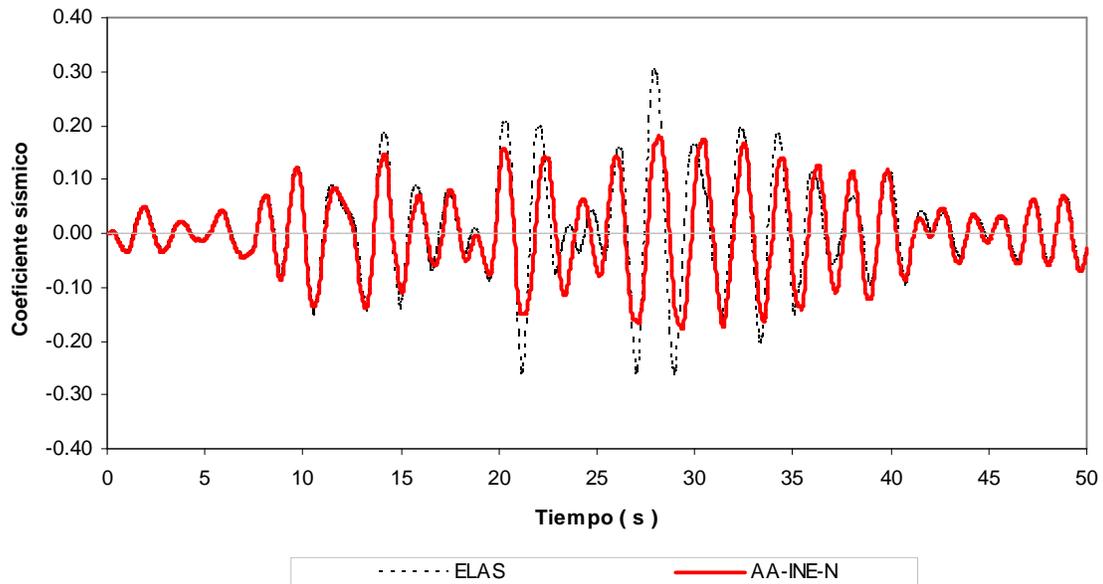


Fig 4.15.- Historias de coeficientes sísmicos, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

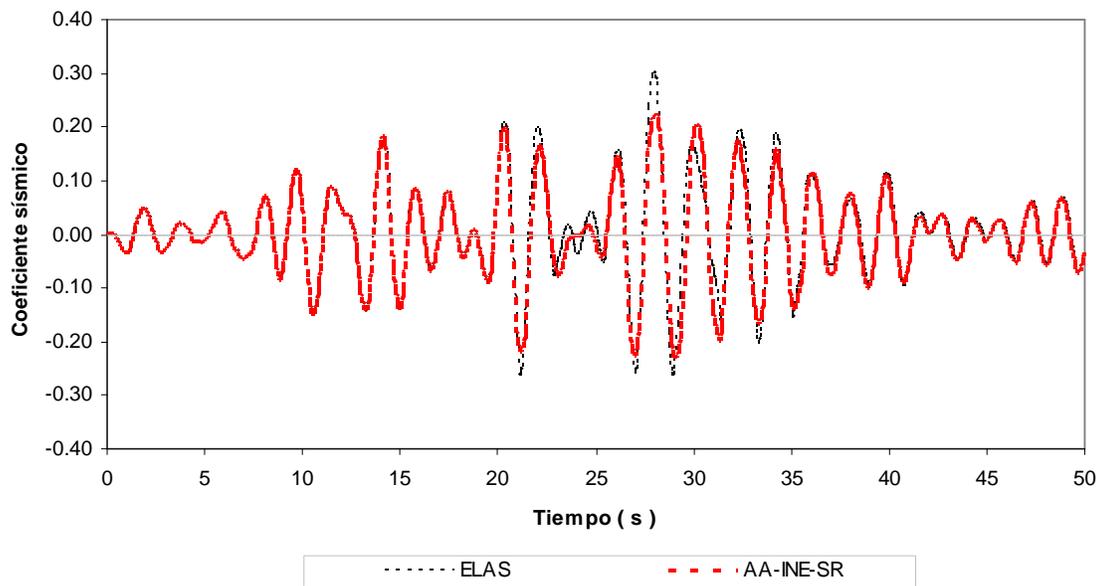


Fig 4.16.- Historias de coeficientes sísmicos, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

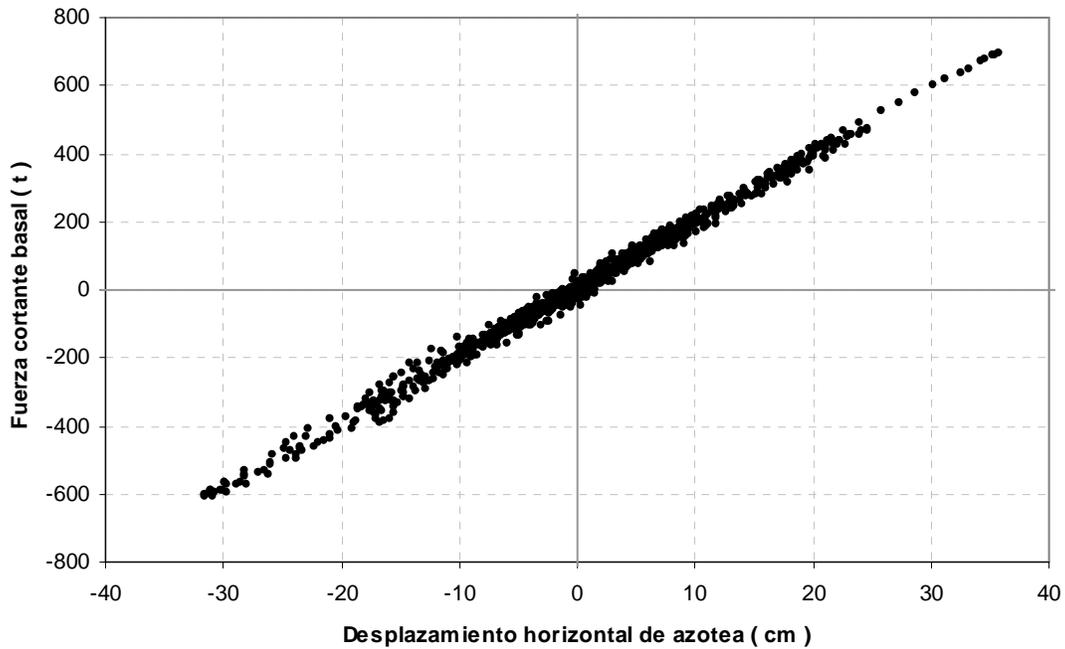


Fig 4.17.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 9 niveles, comportamiento elástico

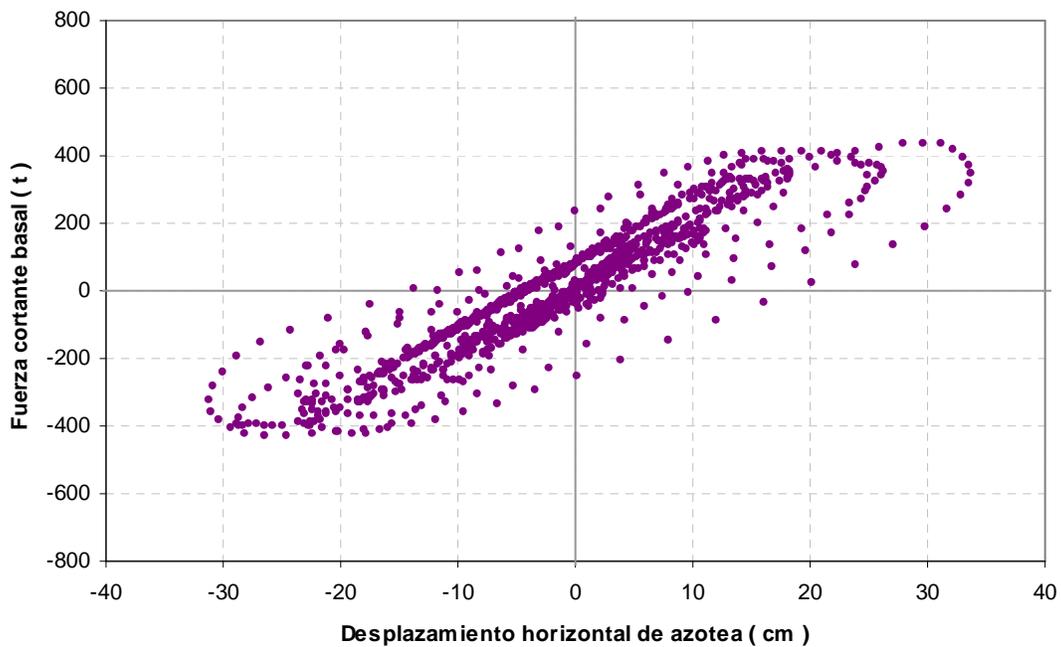


Fig 4.18.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal), comportamiento inelástico con resistencias nominales

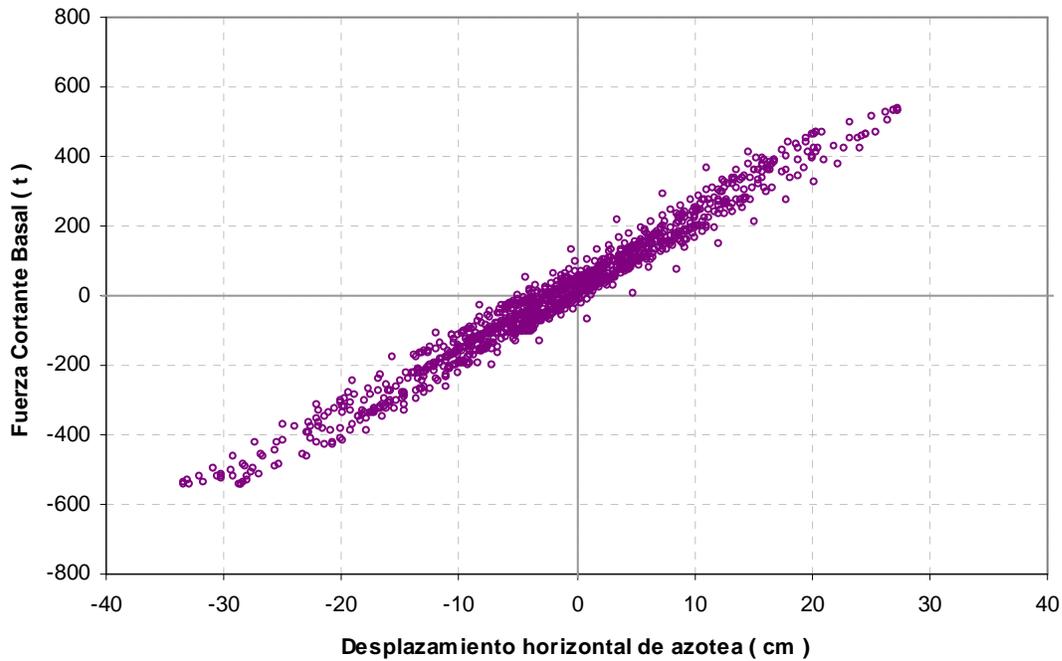


Fig 4.19.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal), comportamiento inelástico con sobre-resistencias

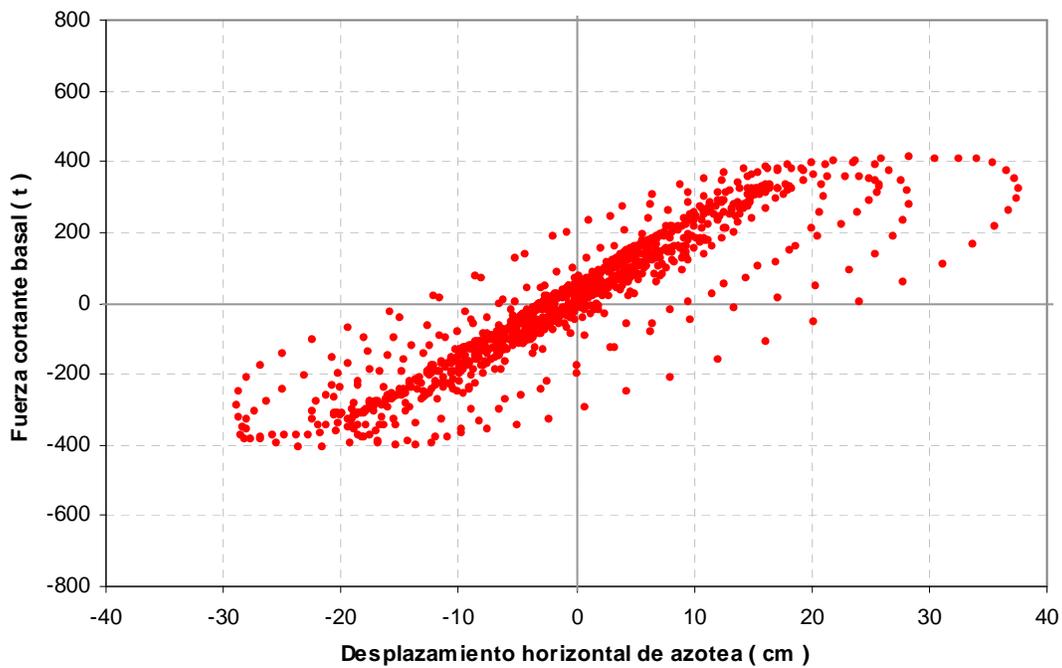


Fig 4.20.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A), comportamiento inelástico con resistencias nominales

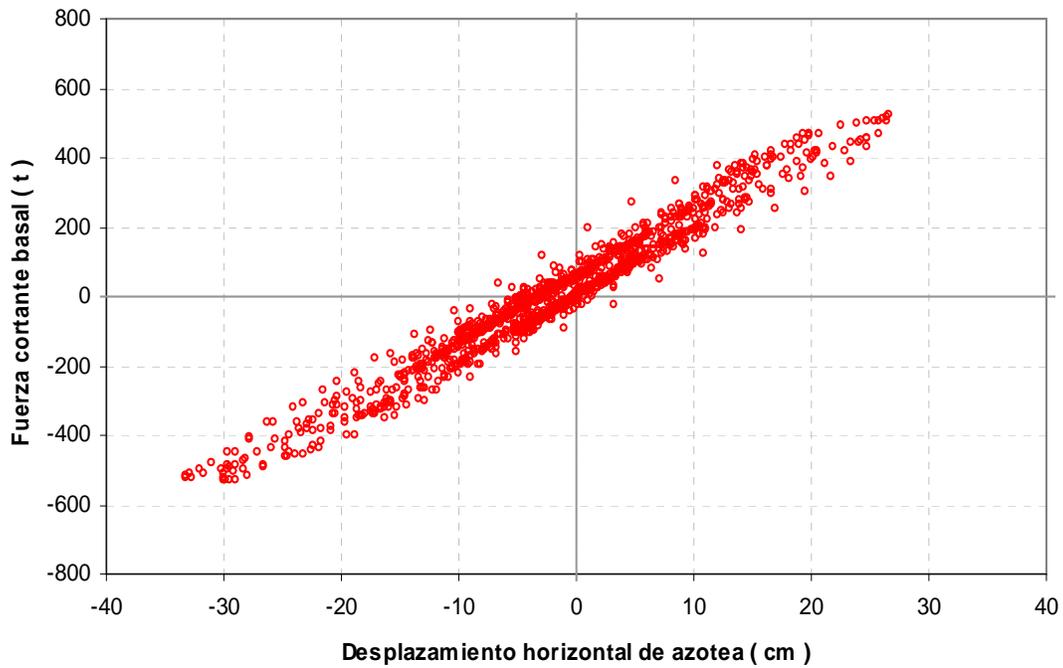


Fig 4.21.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A), comportamiento inelástico con sobre-resistencias

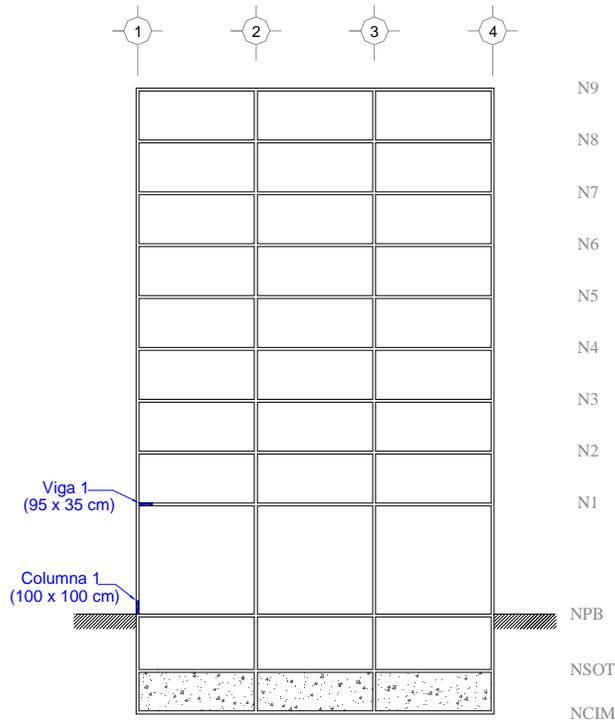


Fig 4.22.- Extremos de interés para observar la respuesta no lineal del eje C (interior), edificio 9 niveles, casos A y B

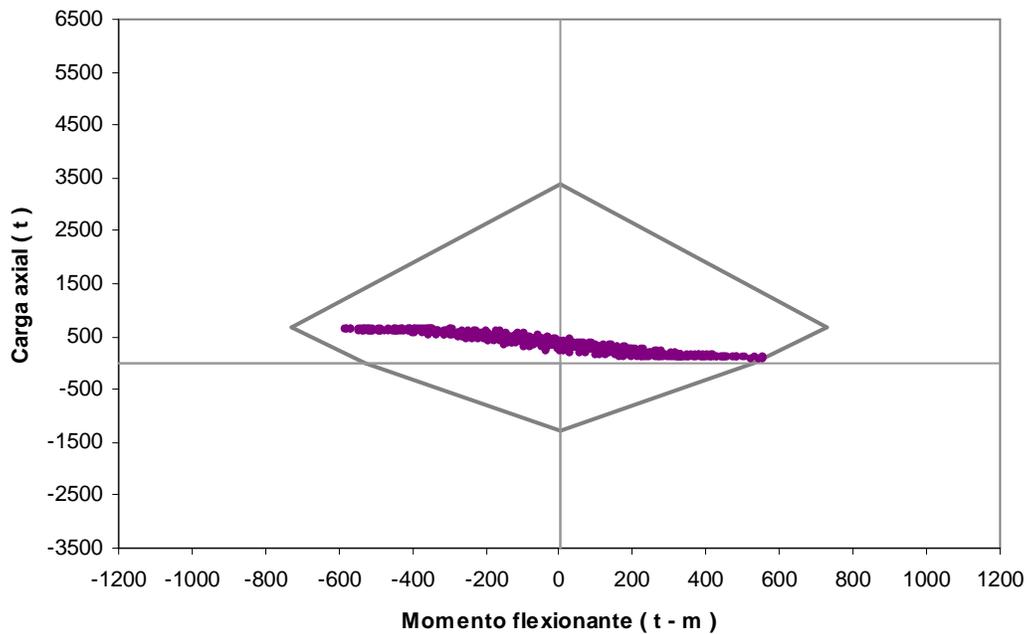


Fig 4.23.- Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

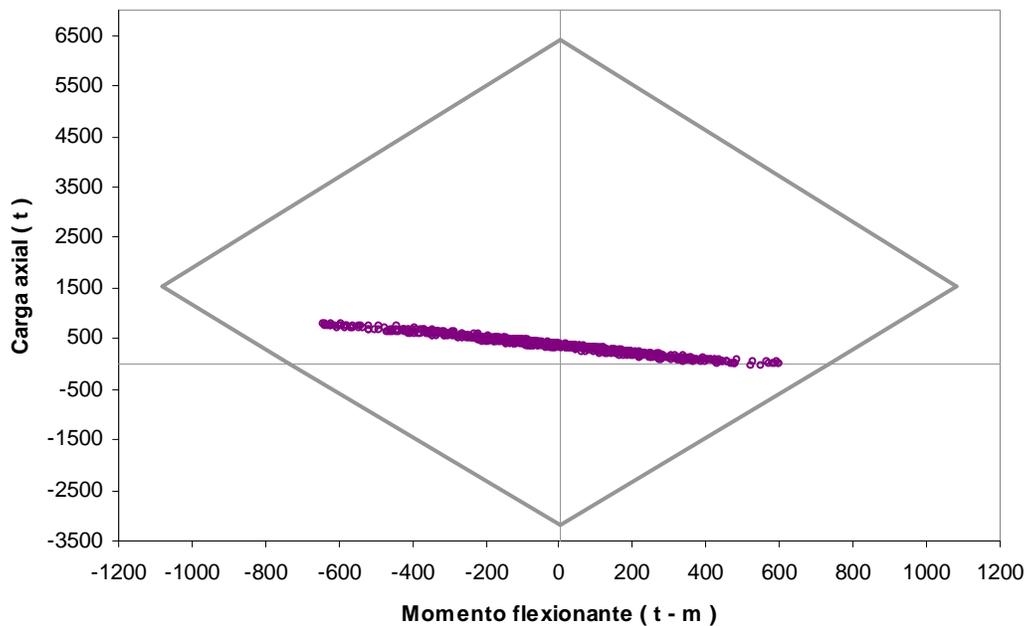


Fig 4.24.- Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo principal) con sobre-resistencias

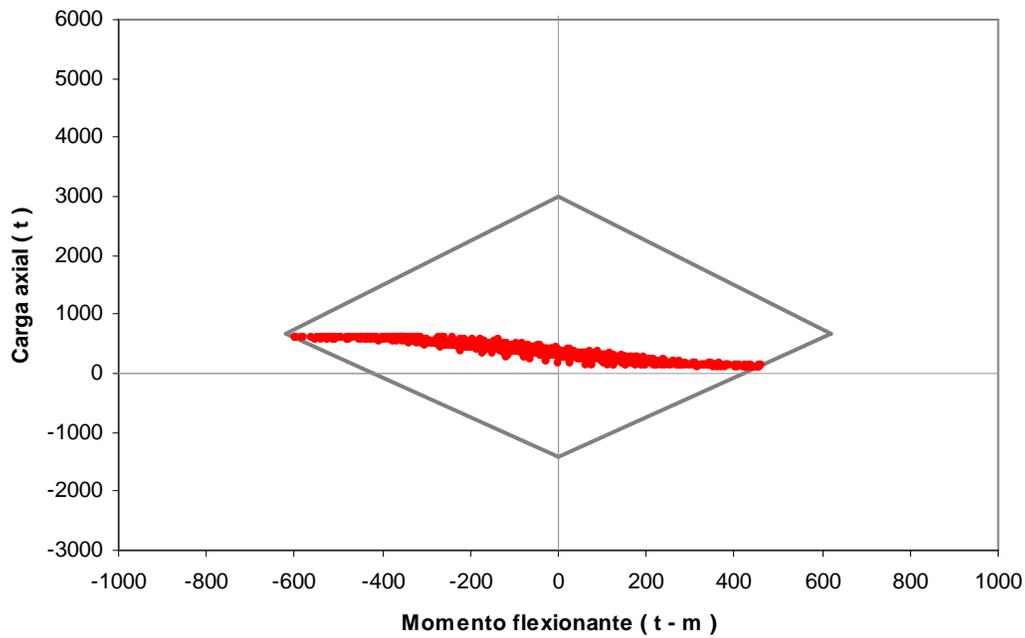


Fig 4.25.- Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

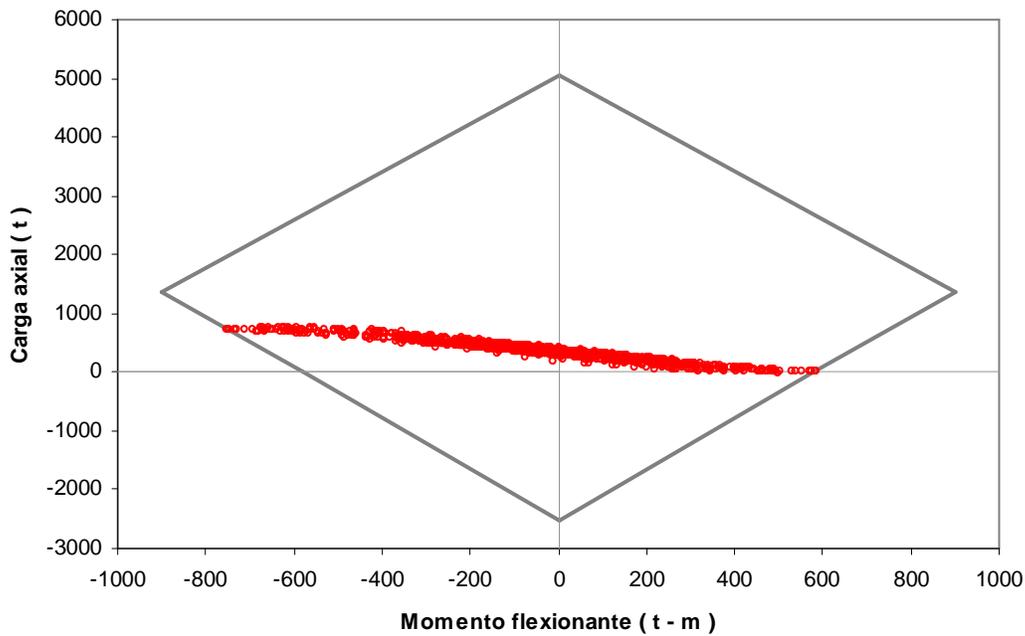


Fig 4.26.- Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

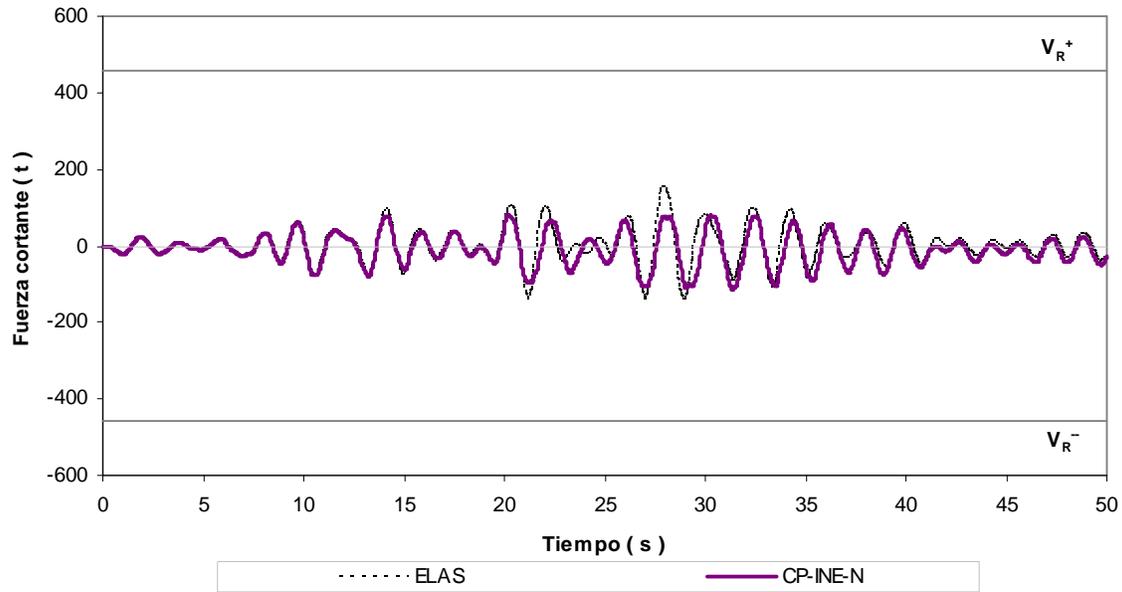


Fig 4.27.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

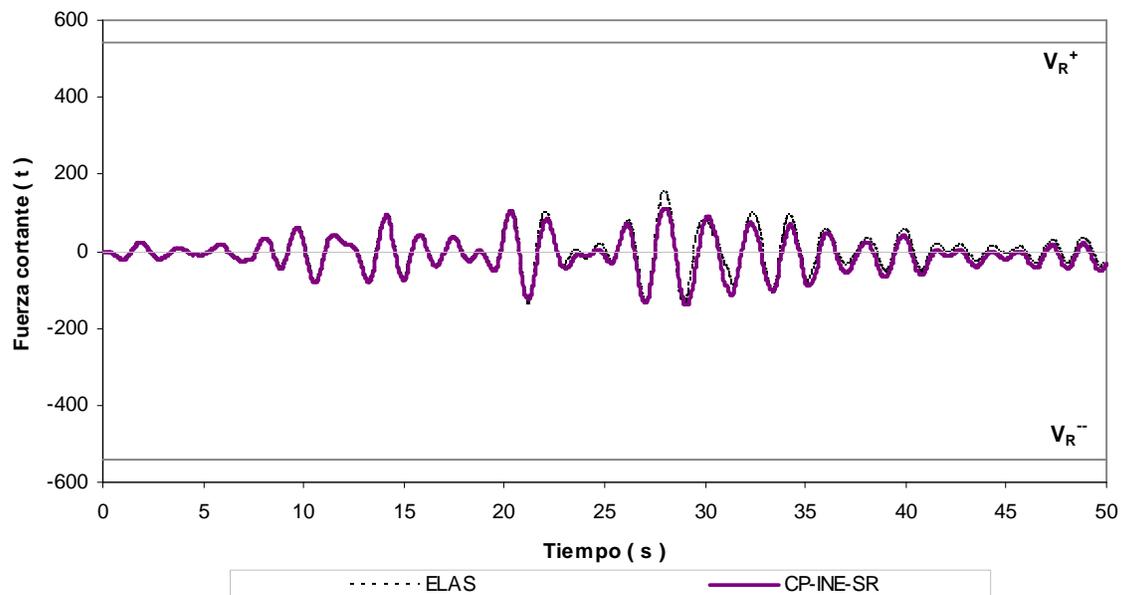


Fig 4.28.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

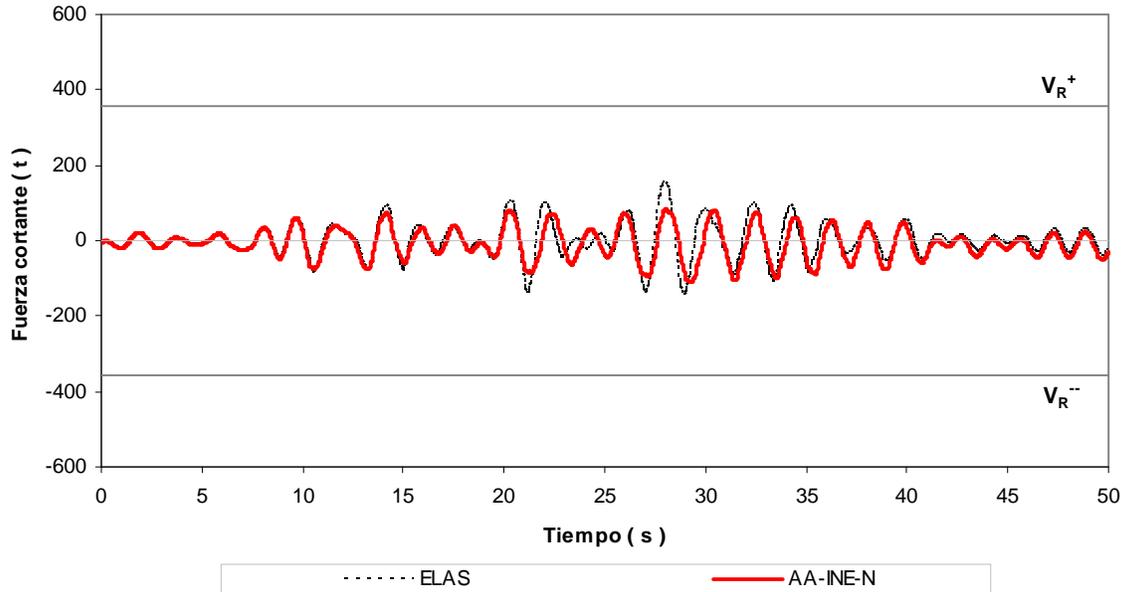


Fig 4.29.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

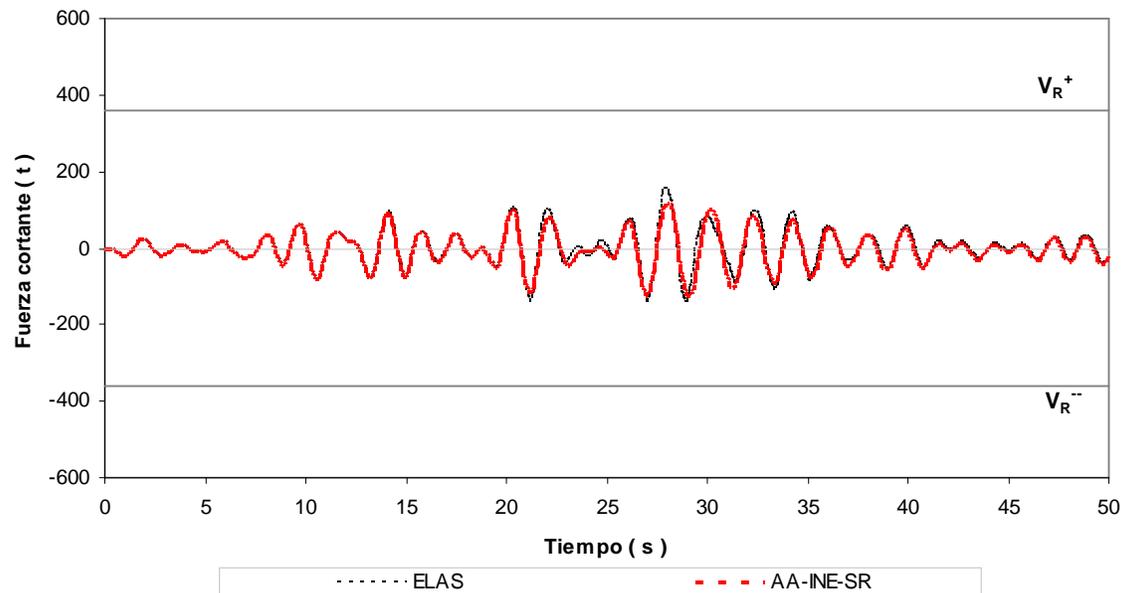


Fig 4.30.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

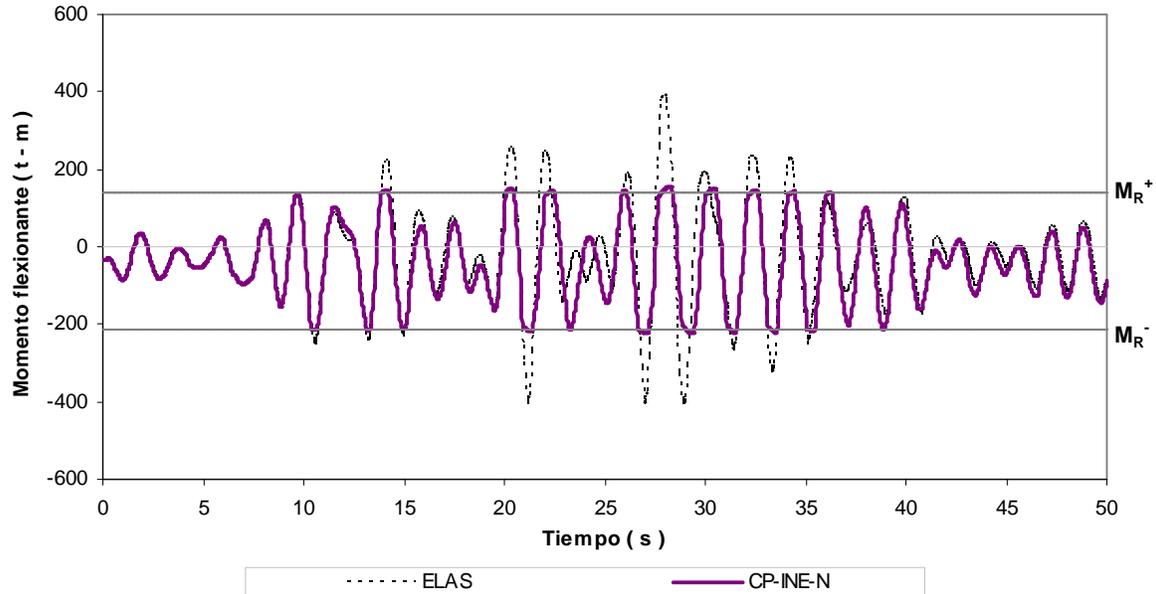


Fig 4.31.- Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

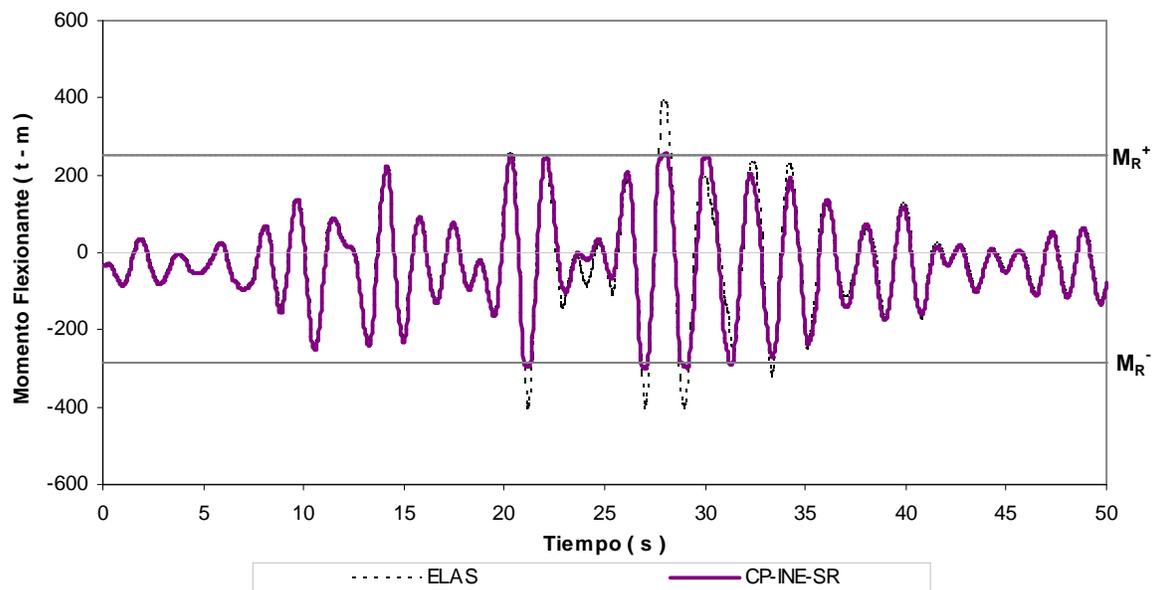


Fig 4.32.- Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

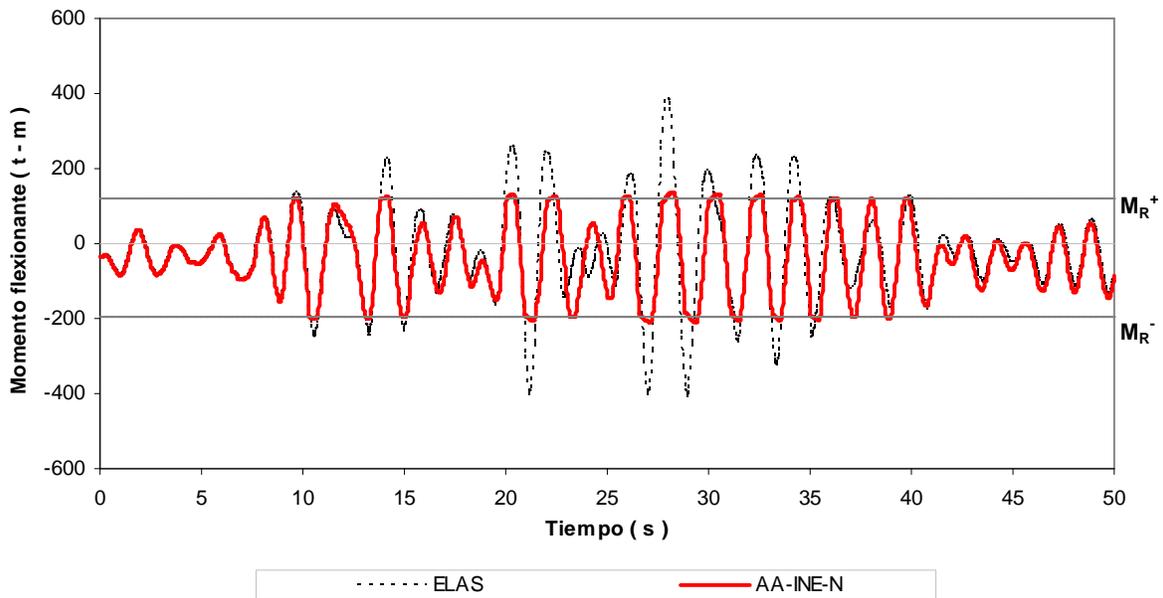


Fig 4.33.- Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

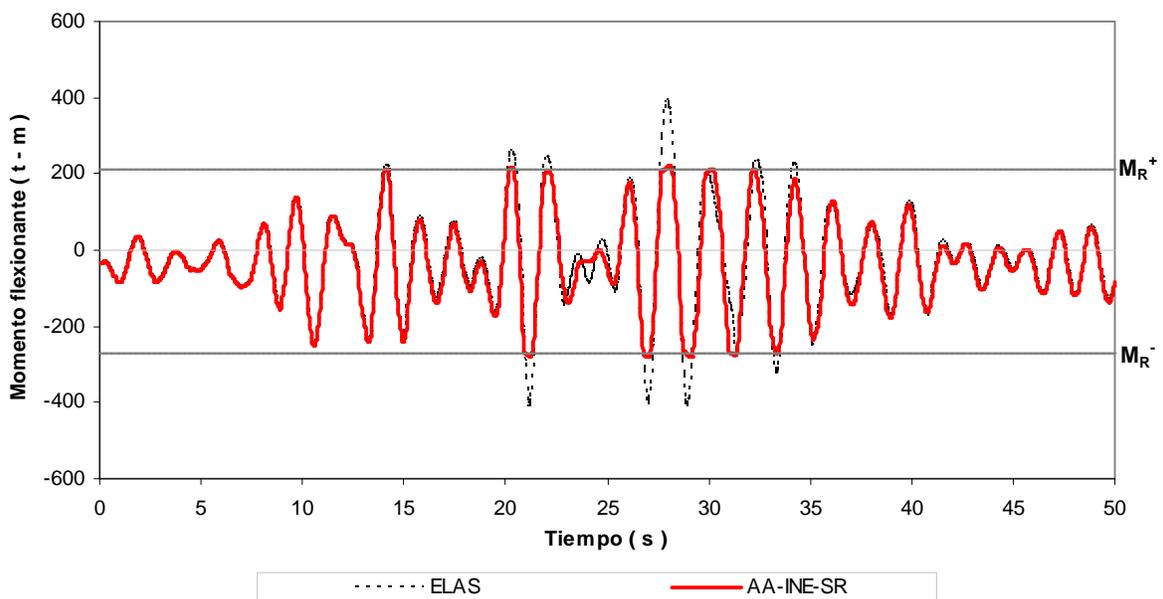


Fig 4.34.- Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

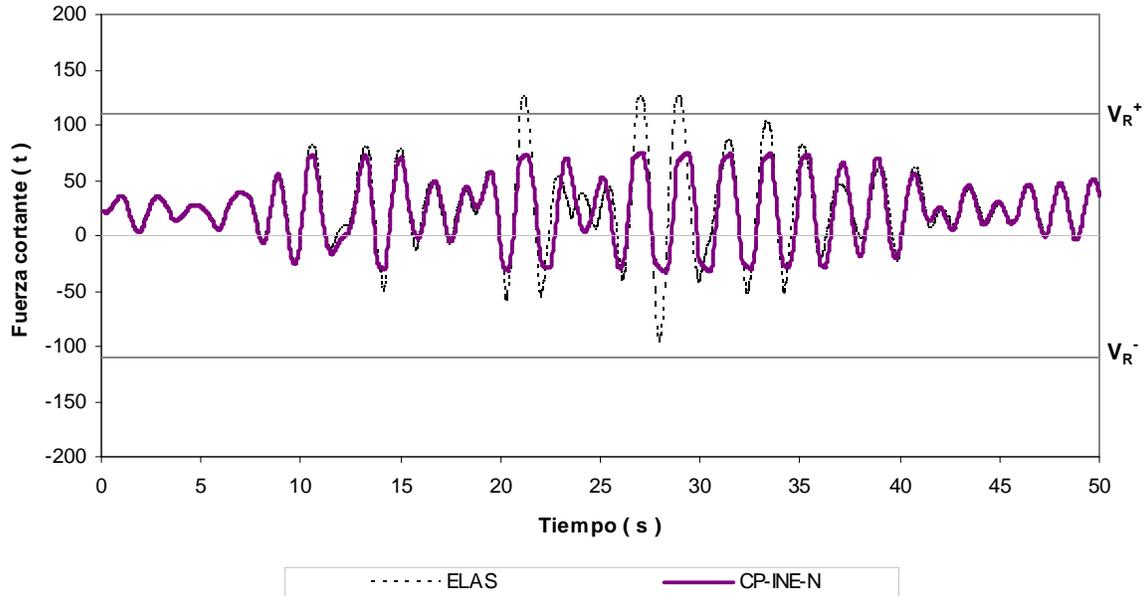


Fig 4.35.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

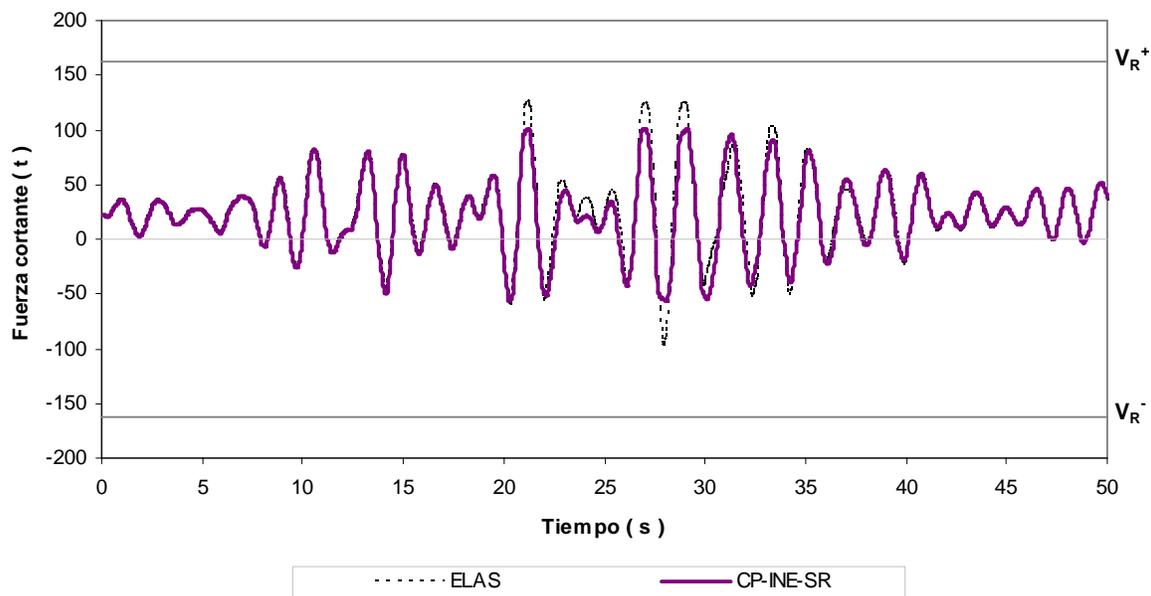


Fig 4.36.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

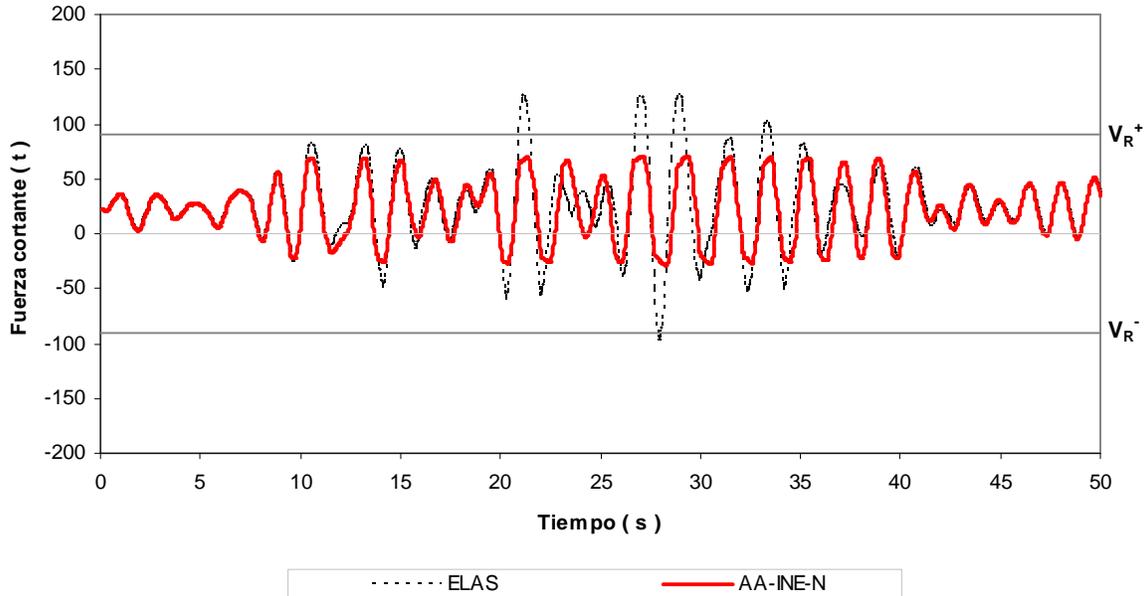


Fig 4.37.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

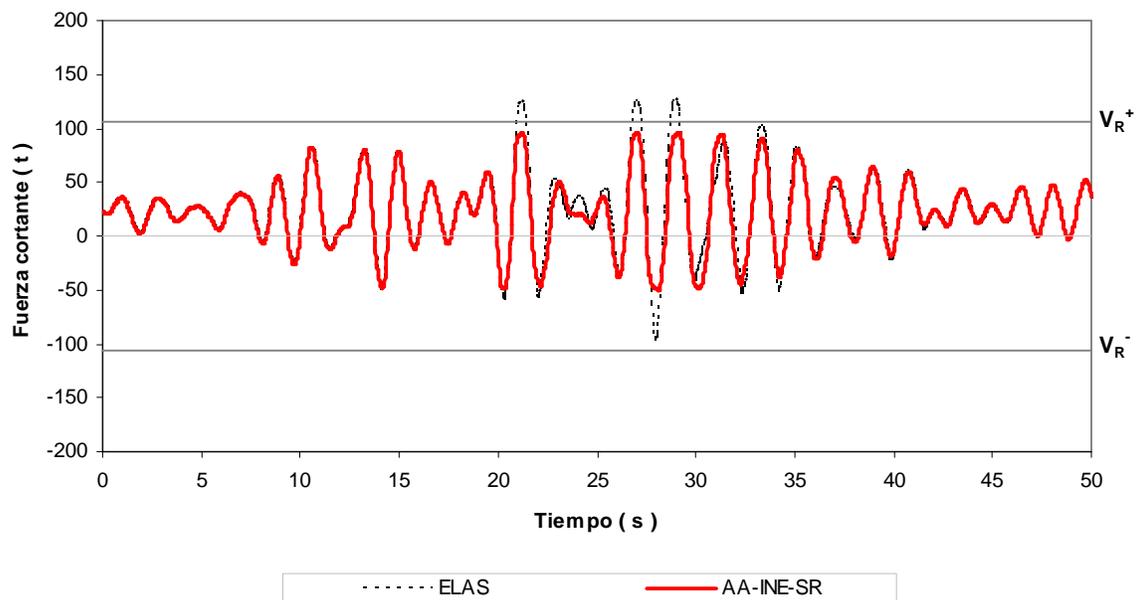


Fig 4.38.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

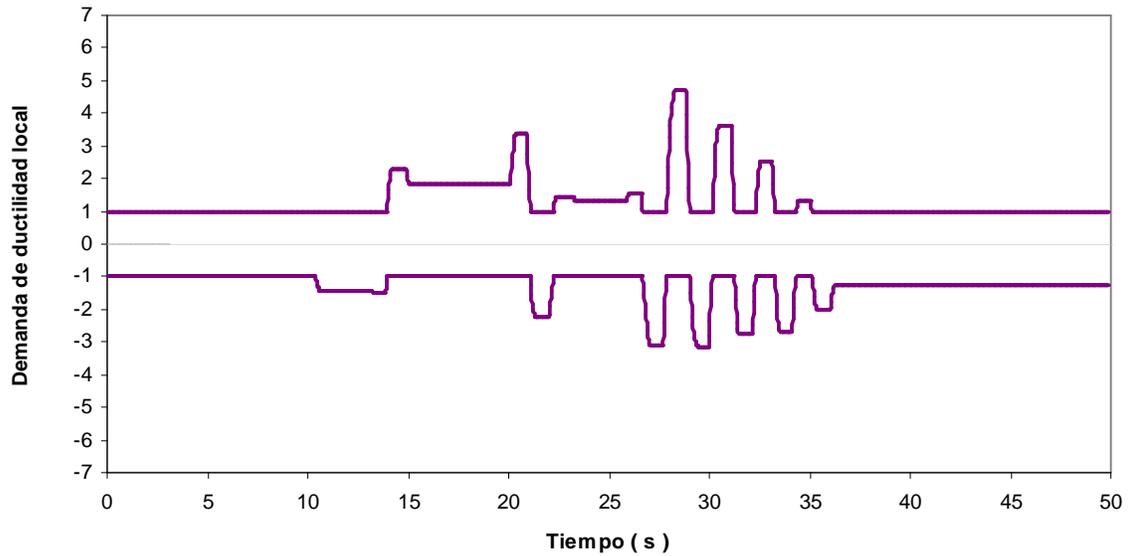


Fig 4.39.- Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

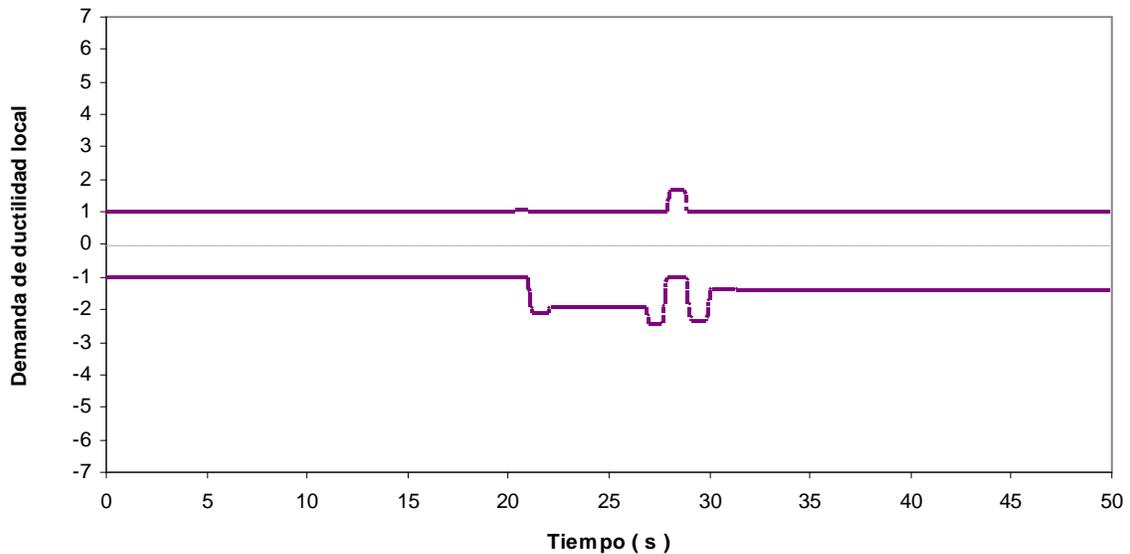


Fig 4.40.- Historias de demandas de ductilidad el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

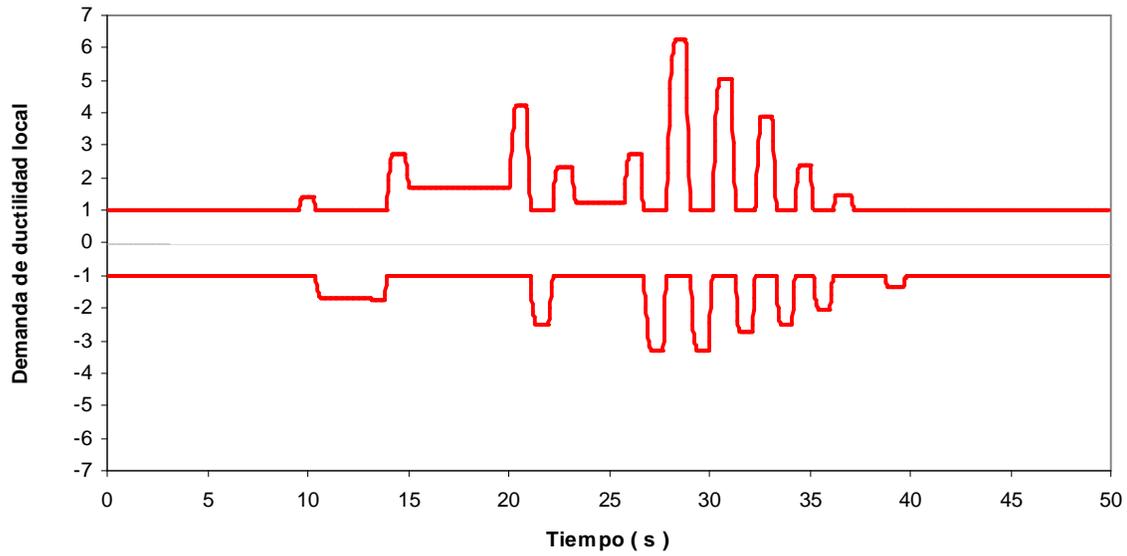


Fig 4.41.- Historias de demandas de ductilidad el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

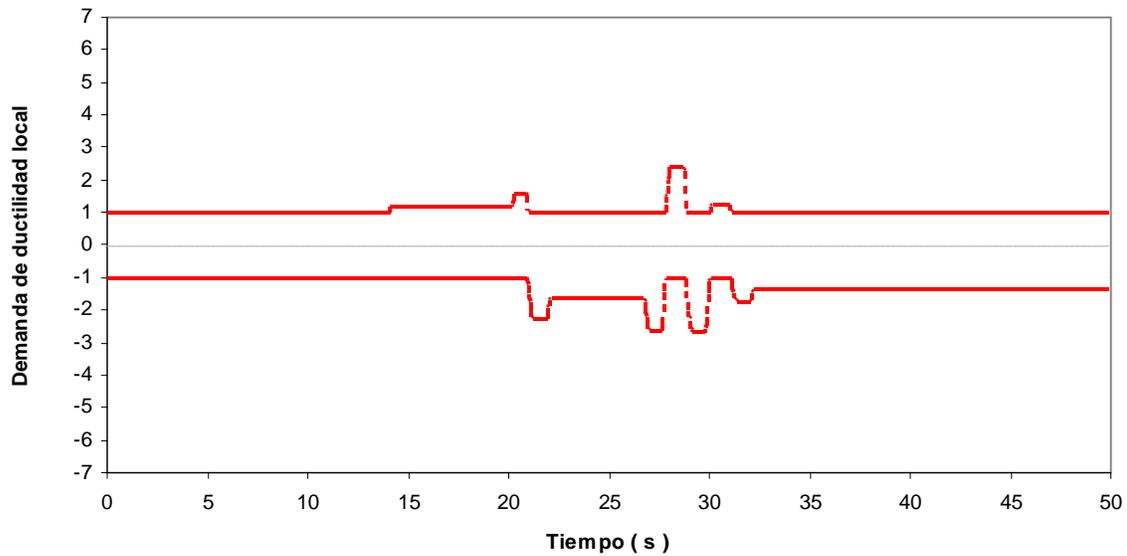


Fig 4.42.- Historias de demandas de ductilidad el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

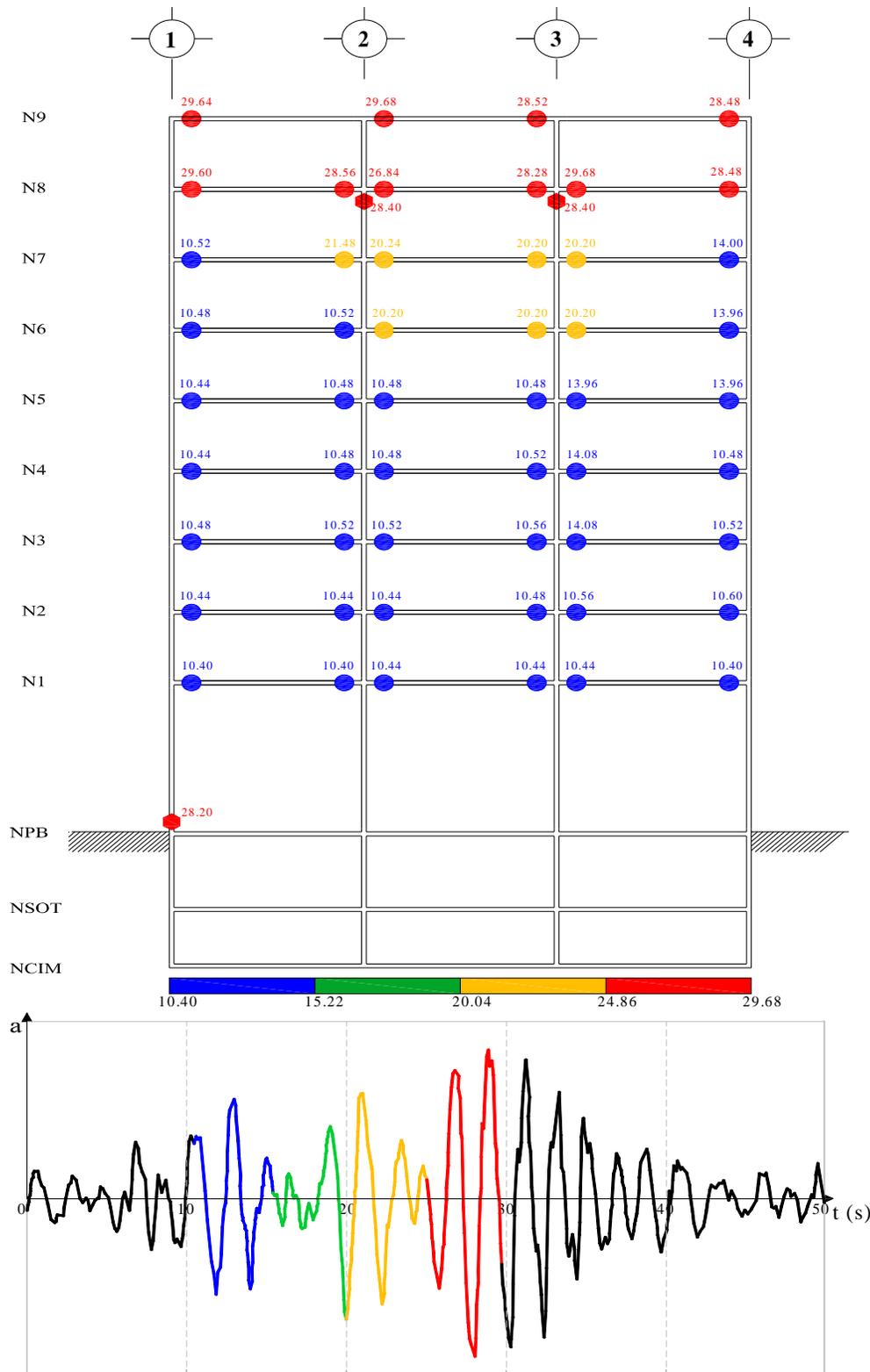


Fig 4.43.- Secuencia de formación y distribución global de articulaciones plásticas, edificio 9 niveles, caso A con resistencias nominales

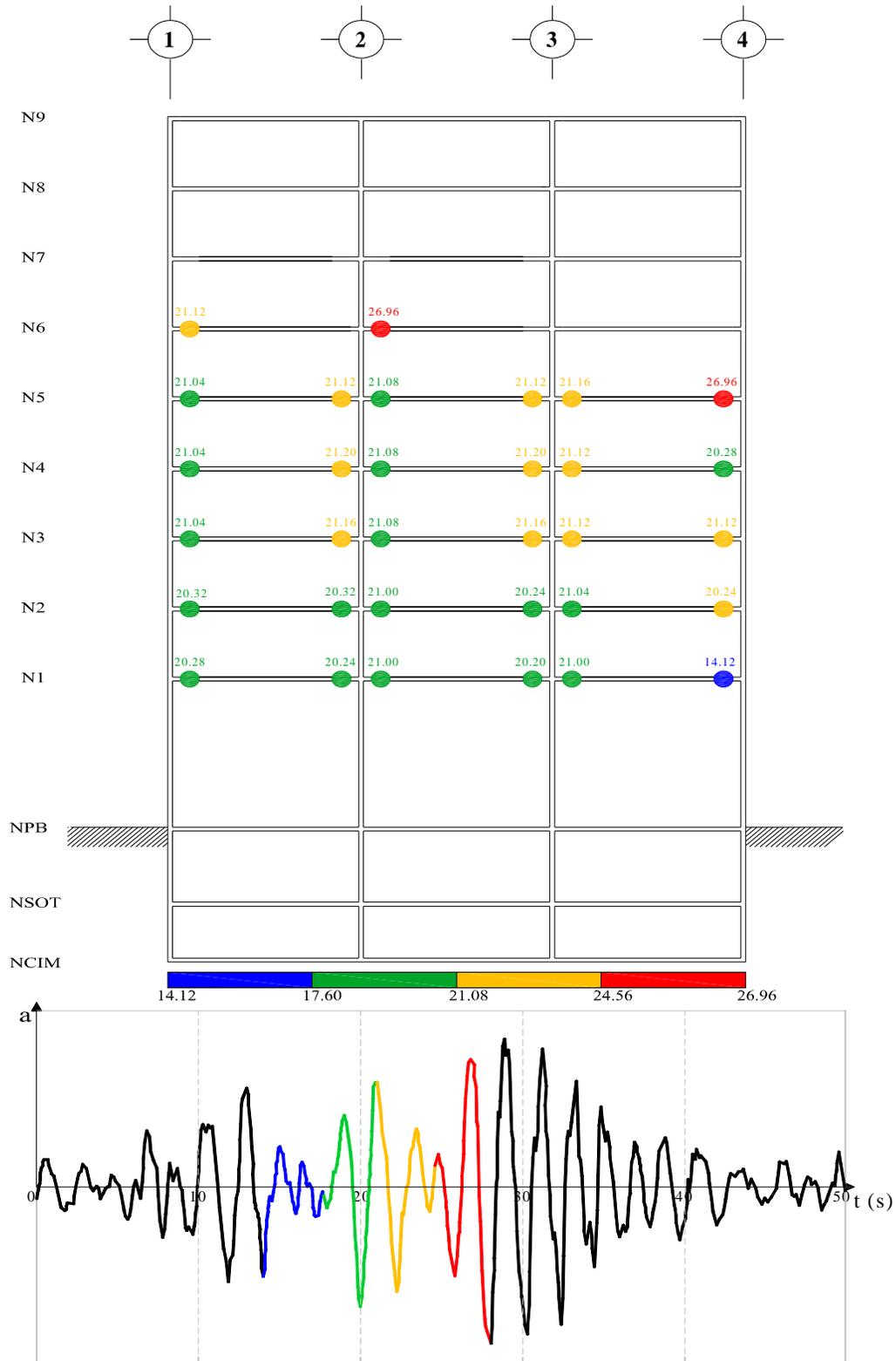


Fig 4.44.- Secuencia de formación y distribución global de articulaciones plásticas, edificio 9 niveles, caso A con sobre-resistencias

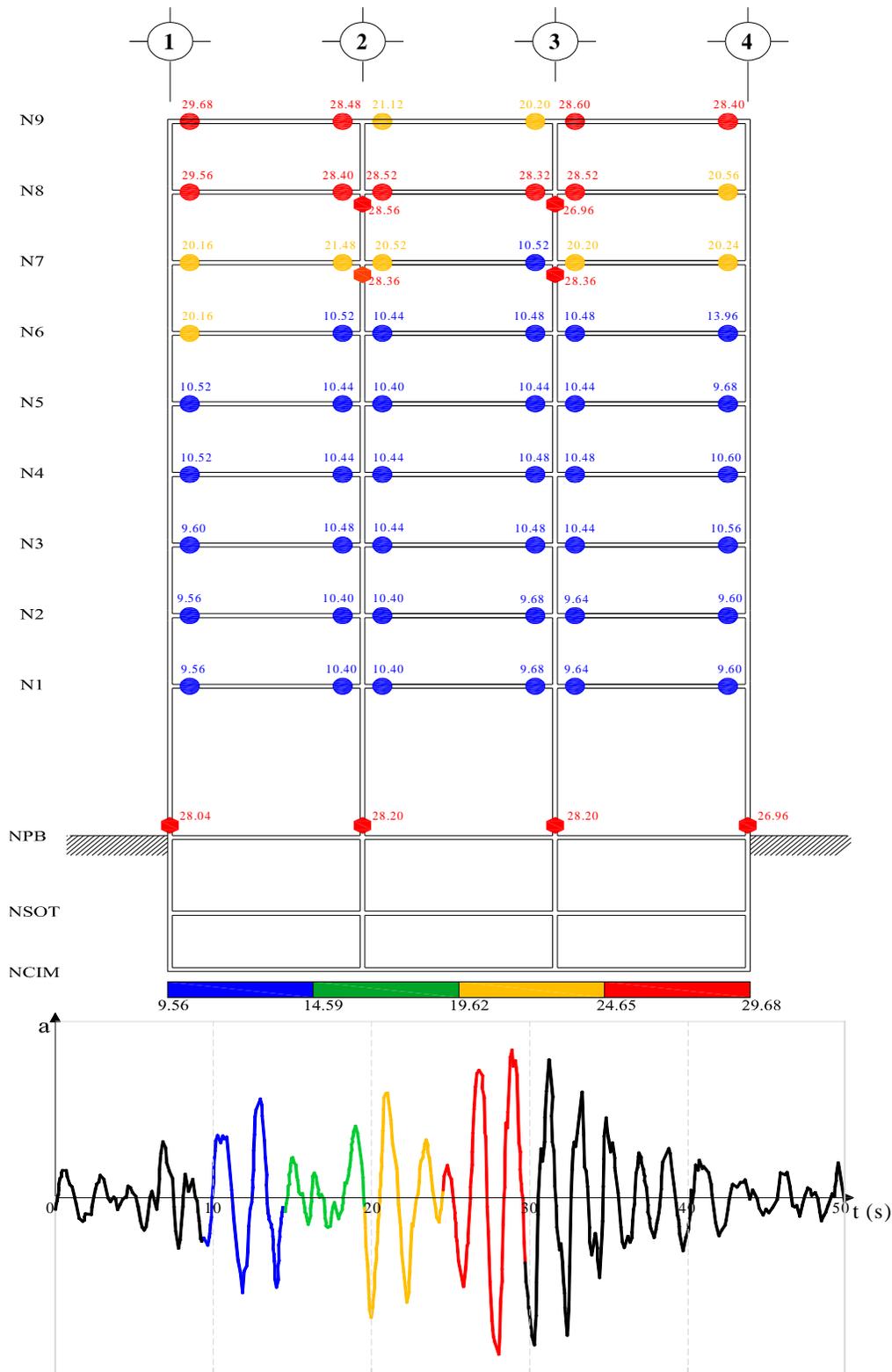


Fig 4.45.- Secuencia de formación y distribución global de articulaciones plásticas, edificio 9 niveles, caso B con resistencias nominales

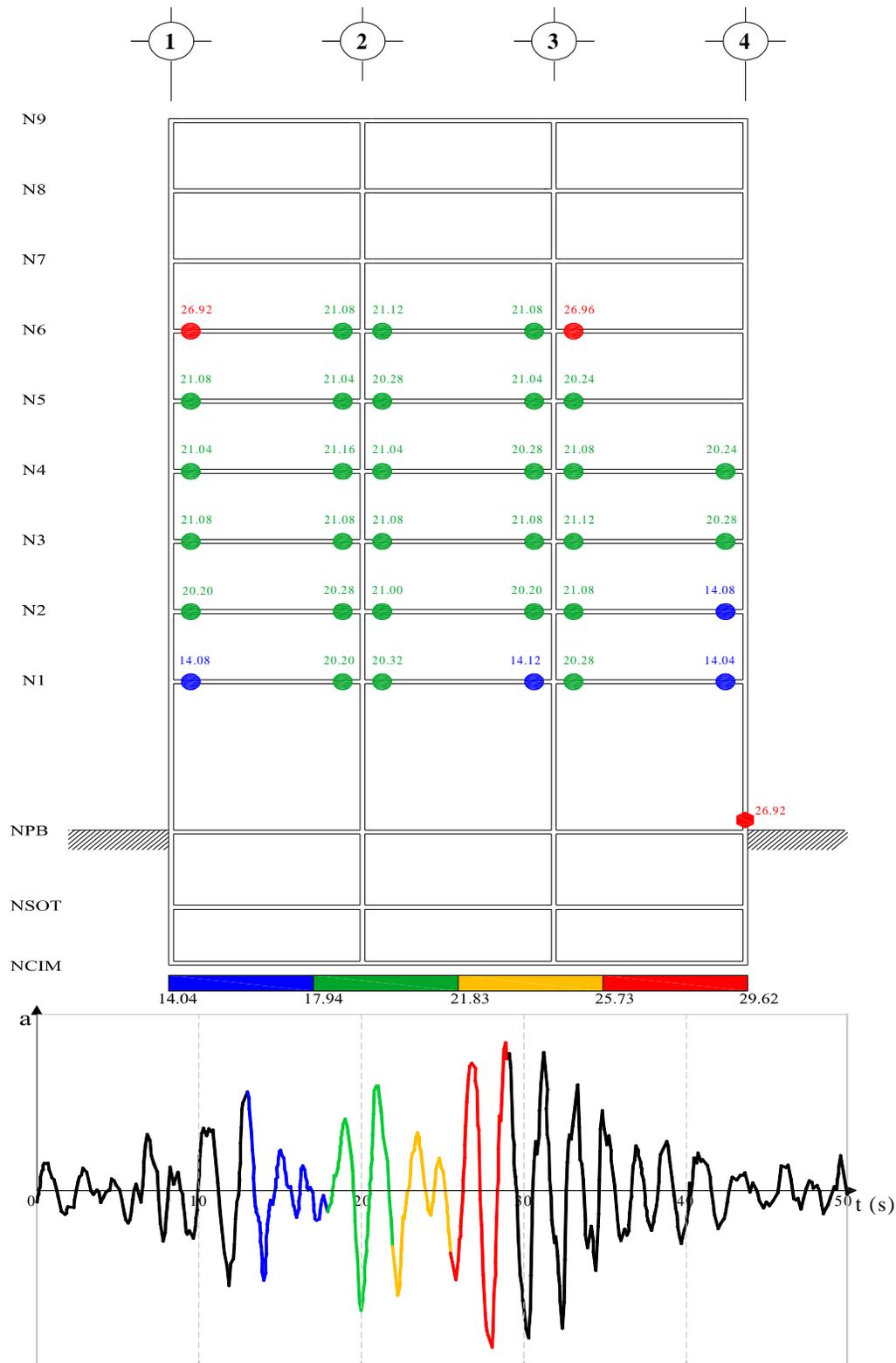


Fig 4.46.- Secuencia de formación y distribución global de articulaciones plásticas, edificio 9 niveles, caso B con sobre-resistencias

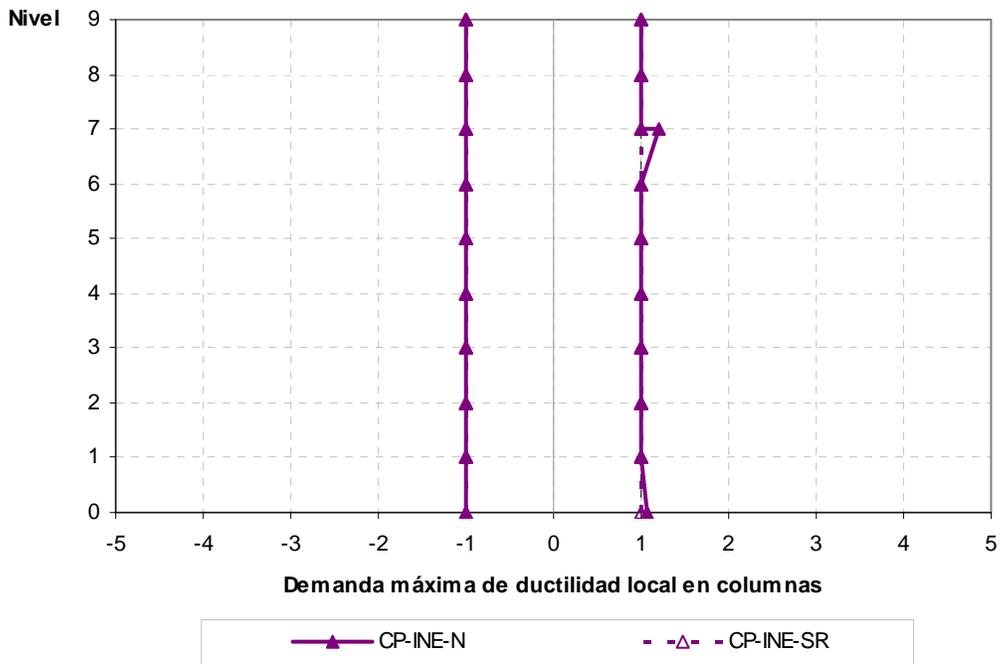


Fig 4.47.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y con sobre-resistencias

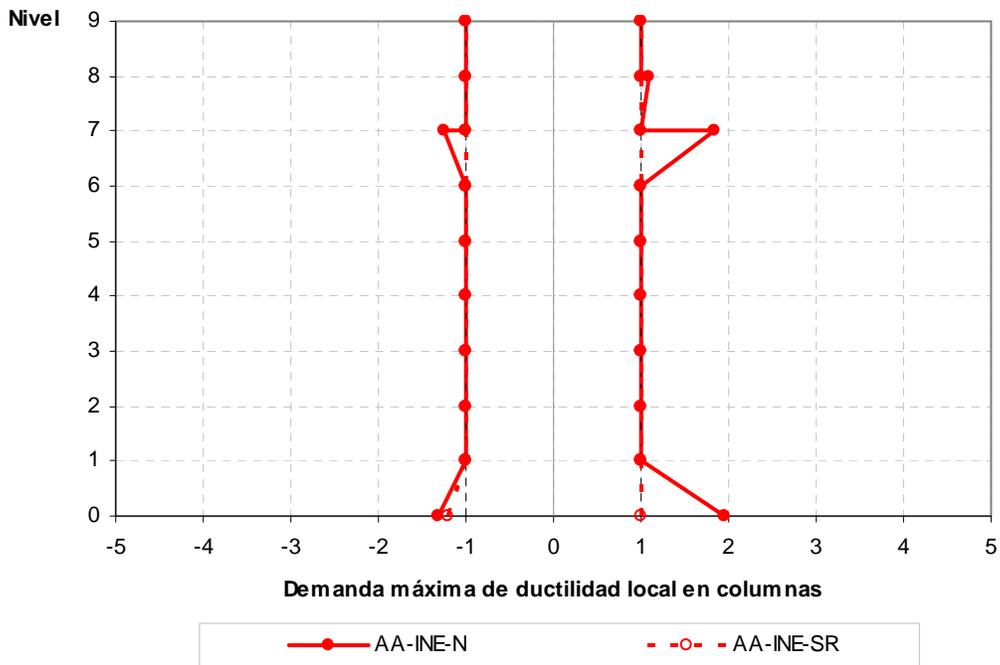


Fig 4.48.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y con sobre-resistencias

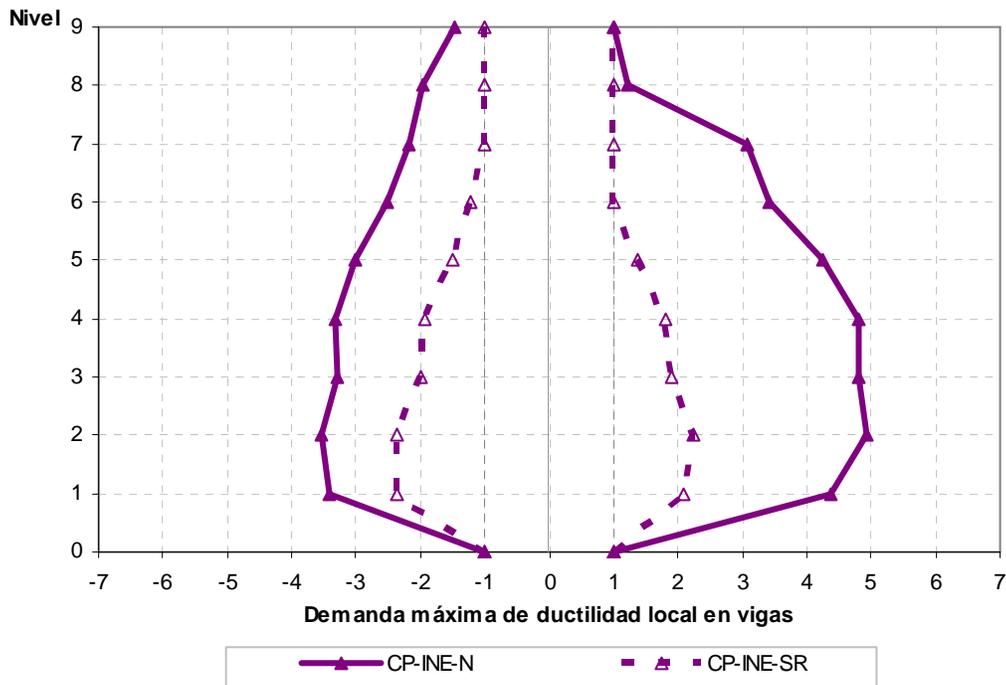


Fig 4.49.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y con sobre-resistencias

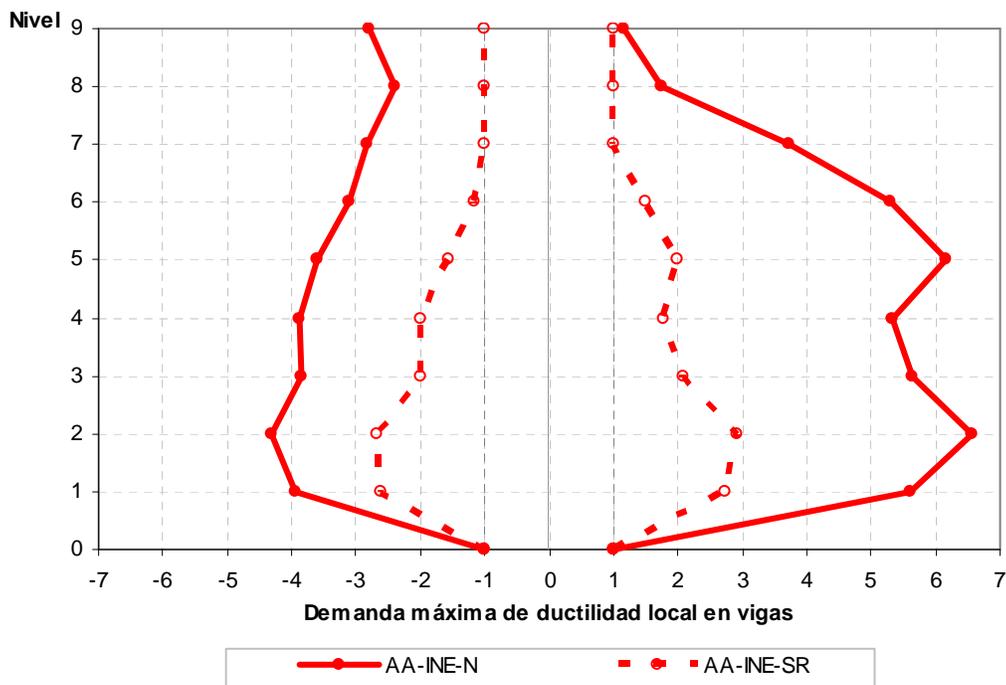


Fig 4.50.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y con sobre-resistencias

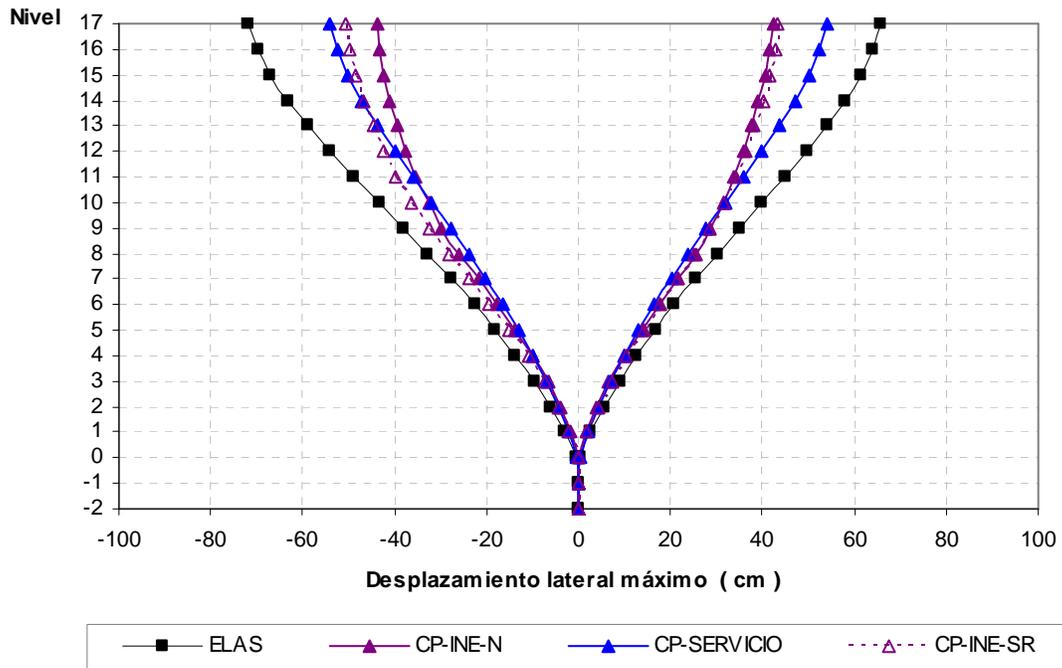


Fig 4.51.- Desplazamientos horizontales máximos, edificio 17 niveles, caso A

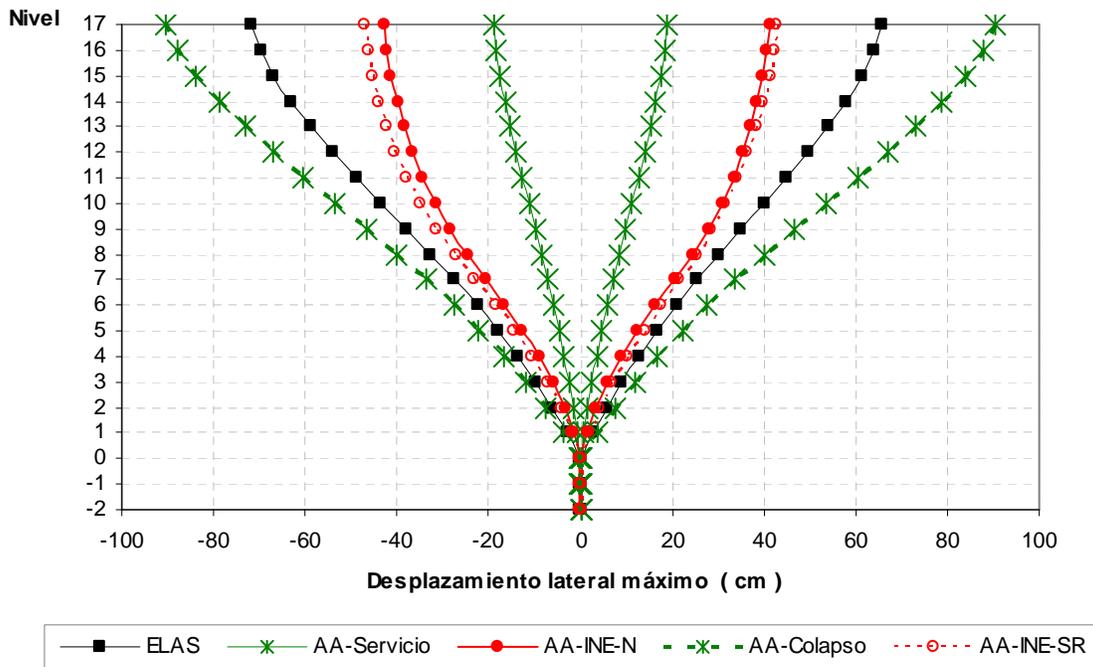


Fig 4.52.- Desplazamientos horizontales máximos, edificio 17 niveles, caso B

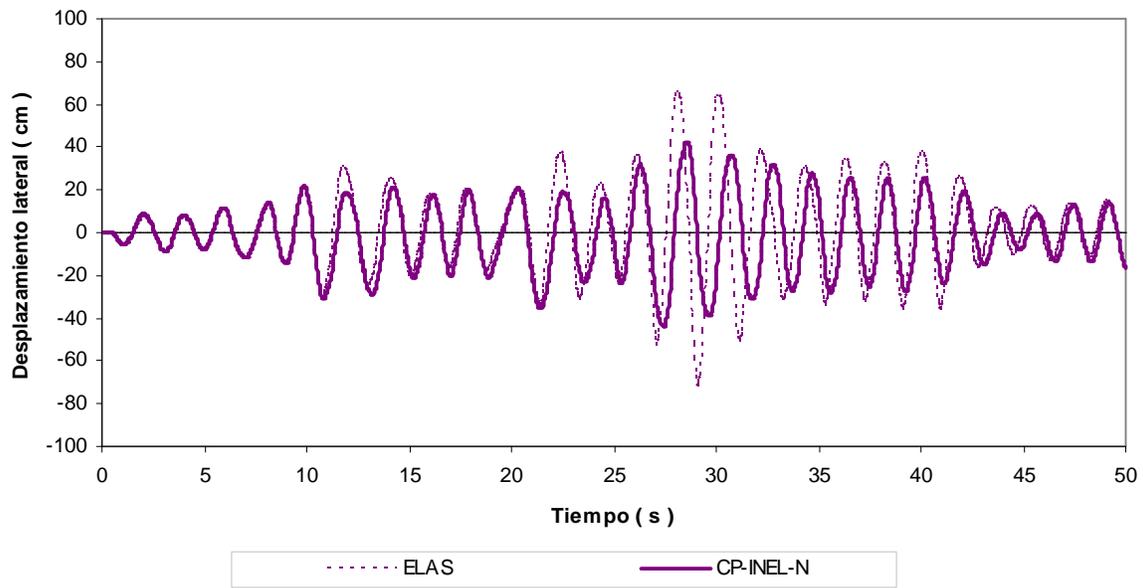


Fig 4.53.- Historia de desplazamientos de azotea, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

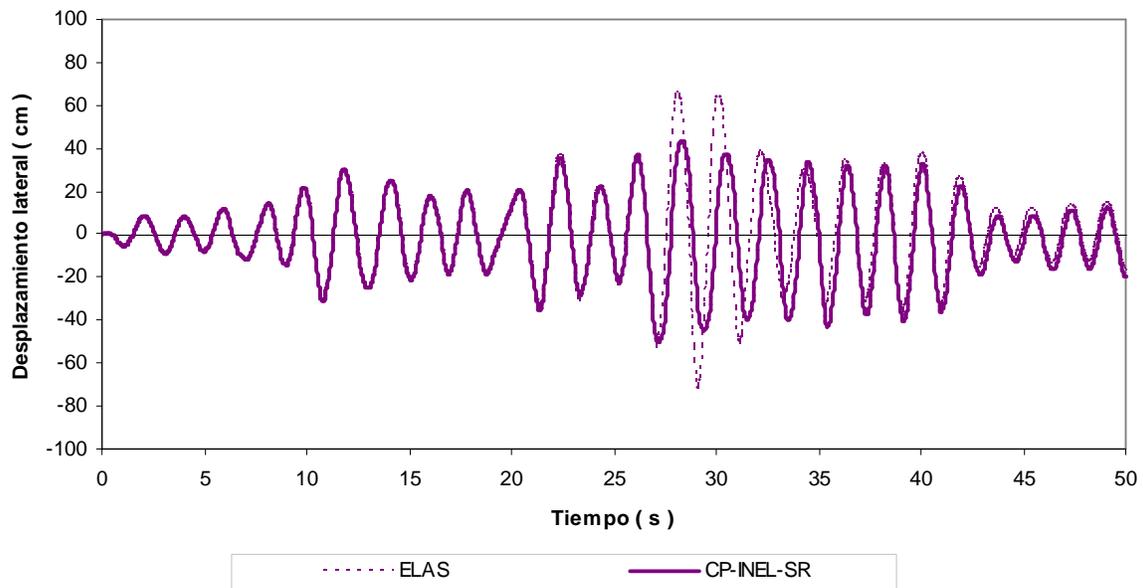


Fig 4.54.- Historias de desplazamientos de azotea, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

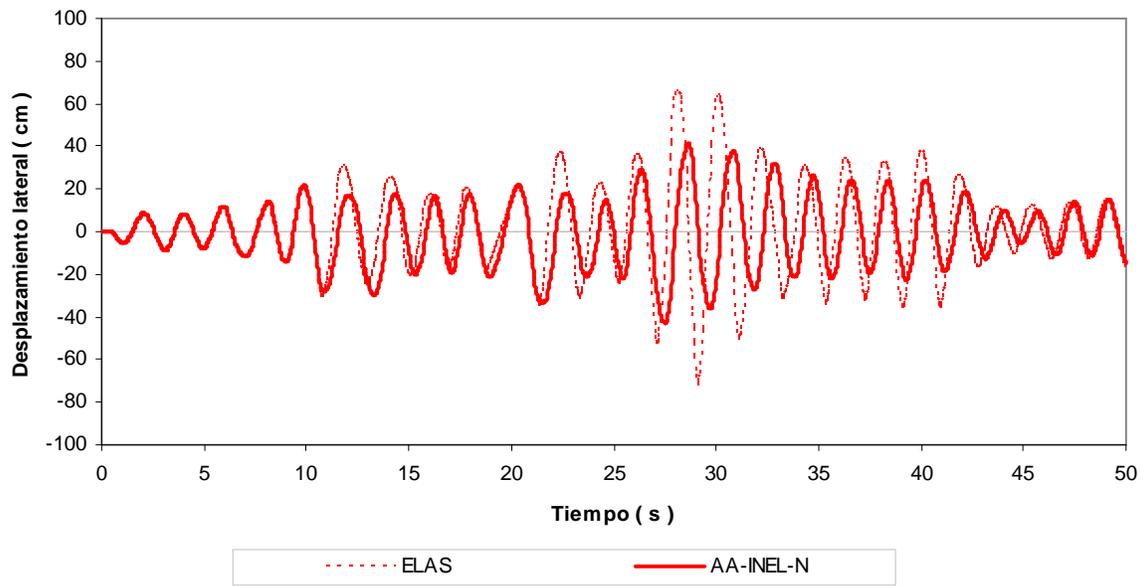


Fig 4.55.- Historia de desplazamientos de azotea, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

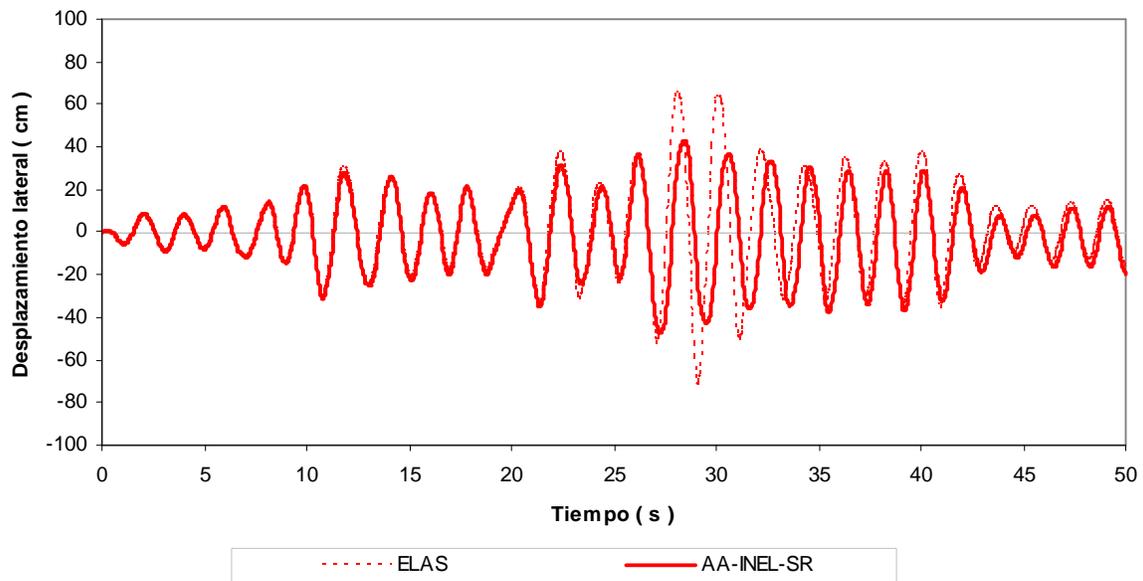


Fig 4.56.- Historia de desplazamientos de azotea, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

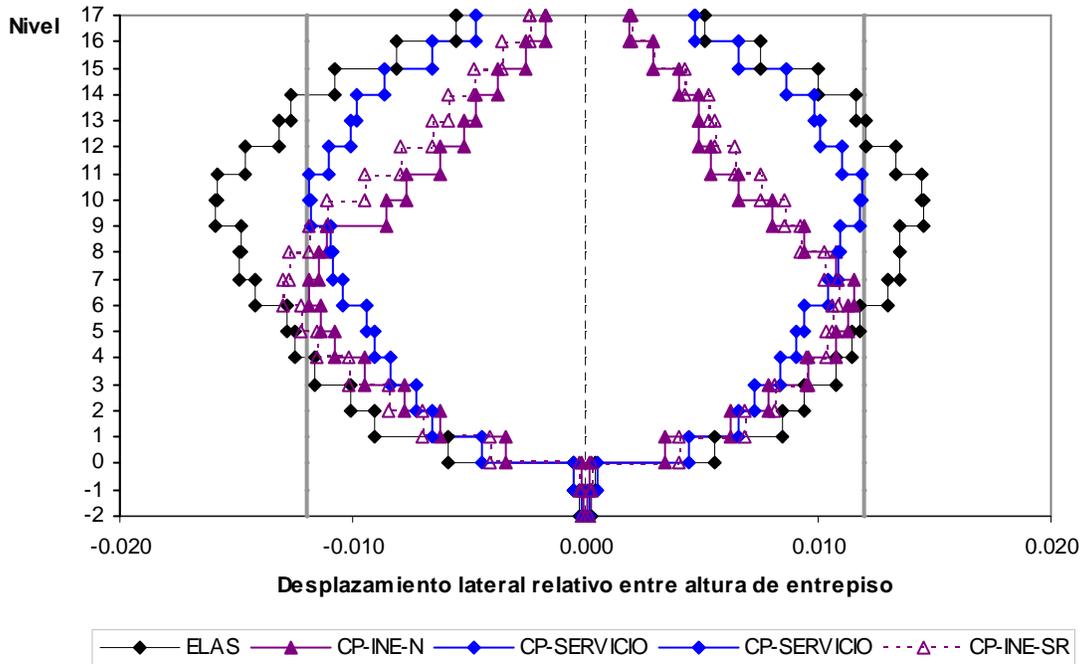


Fig 4.57.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

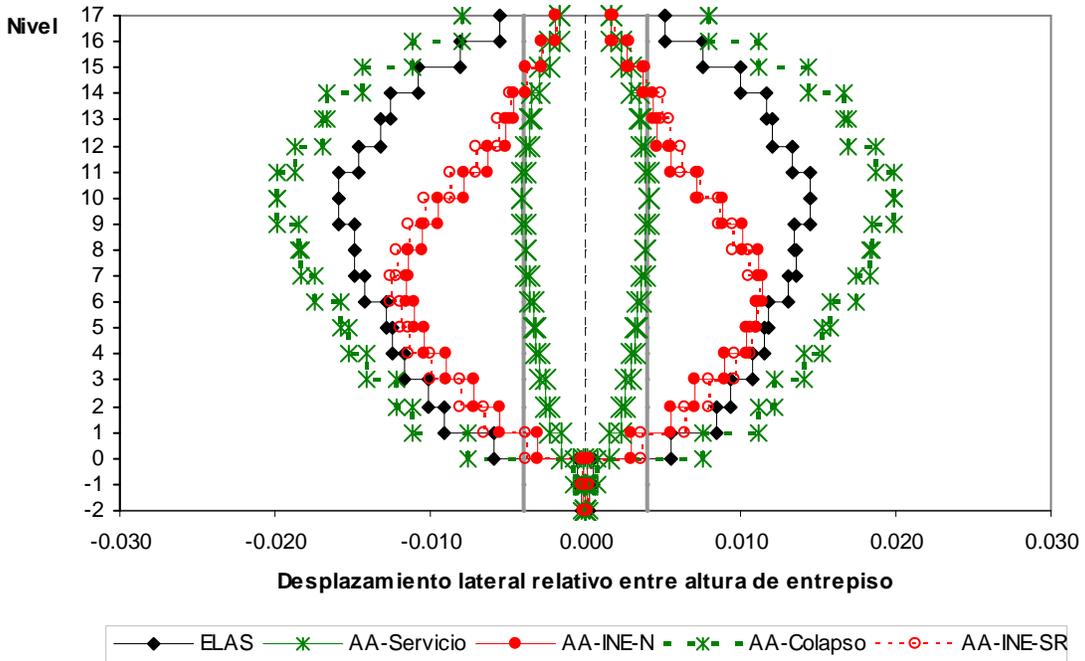


Fig 4.58.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

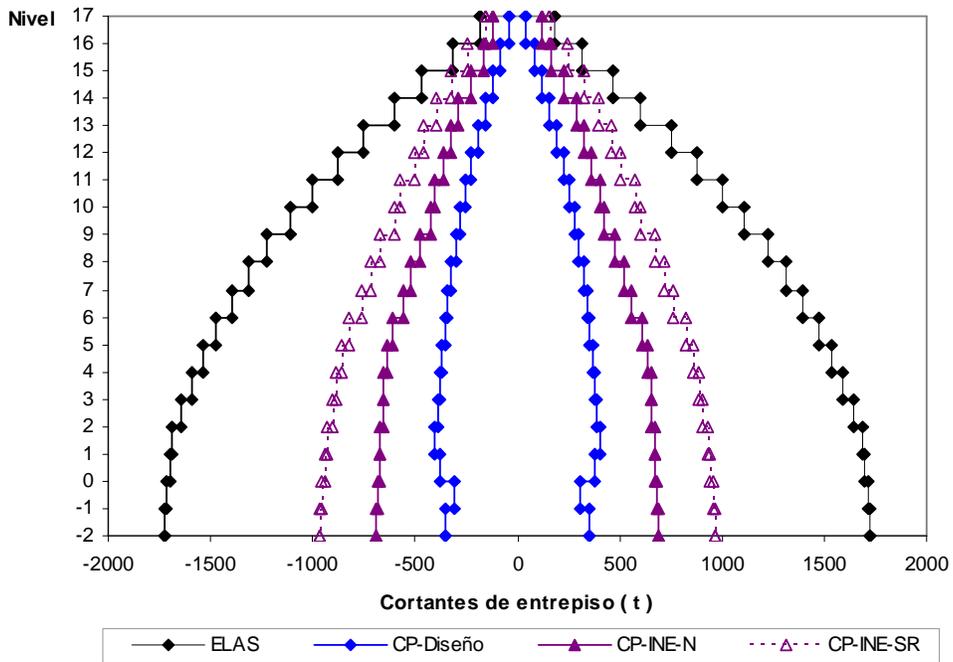


Fig 4.59.- Distribución en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

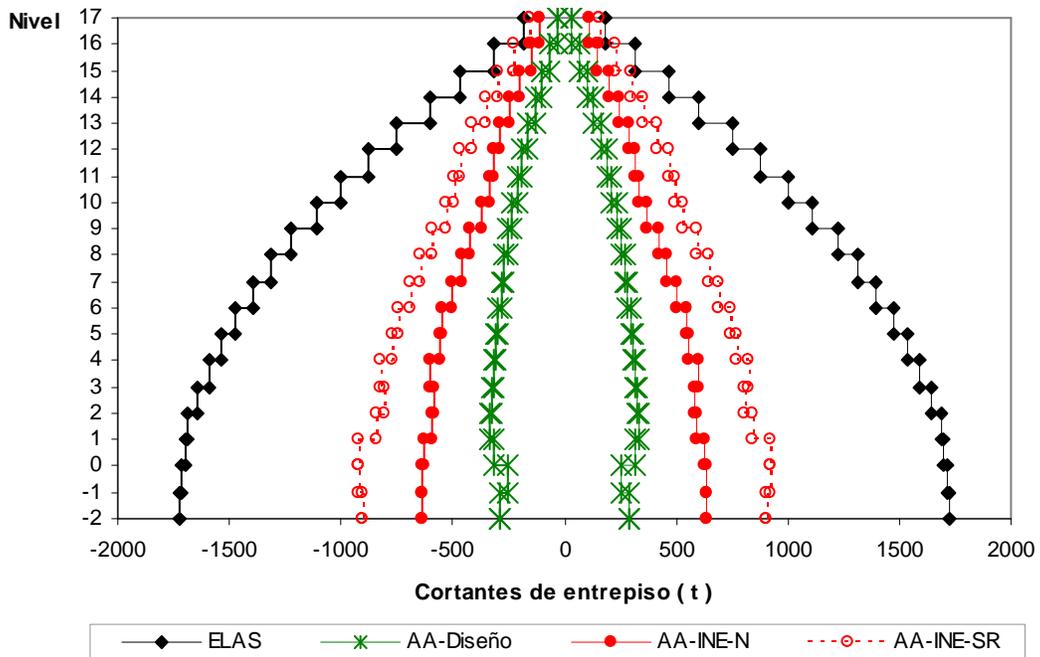


Fig 4.60.- Distribución en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

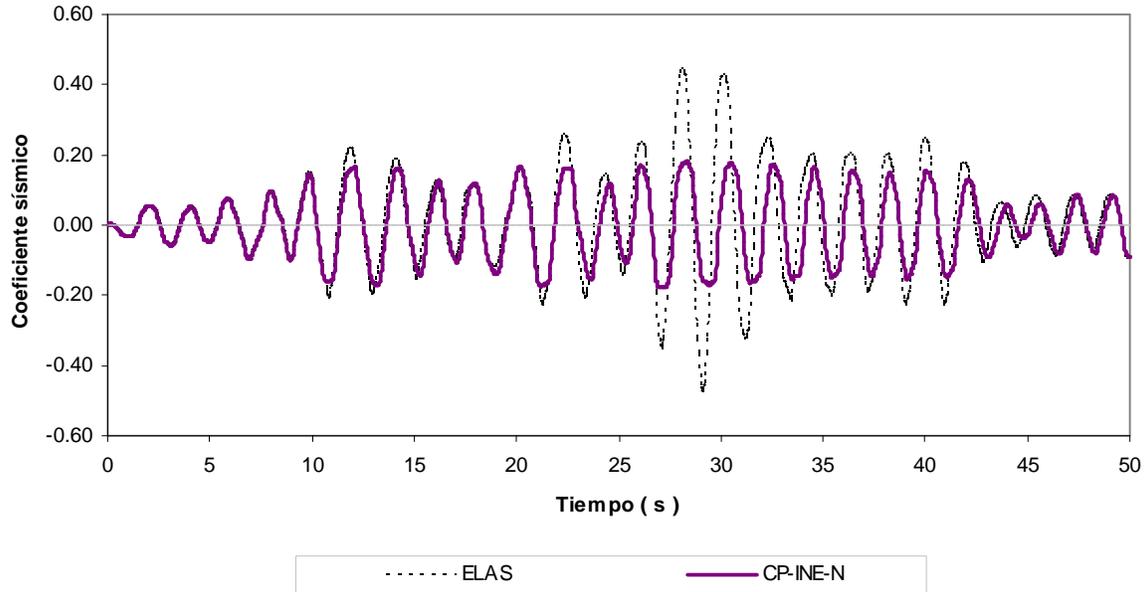


Fig 4.61.- Historias de coeficientes sísmicos, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

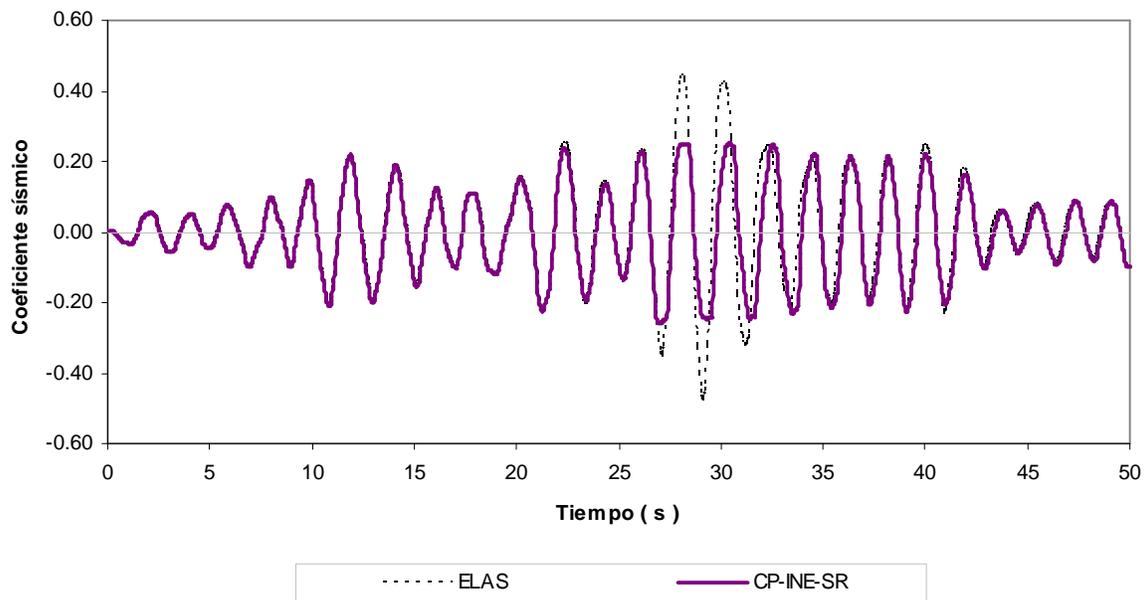


Fig 4.62.- Historias de coeficientes sísmicos, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

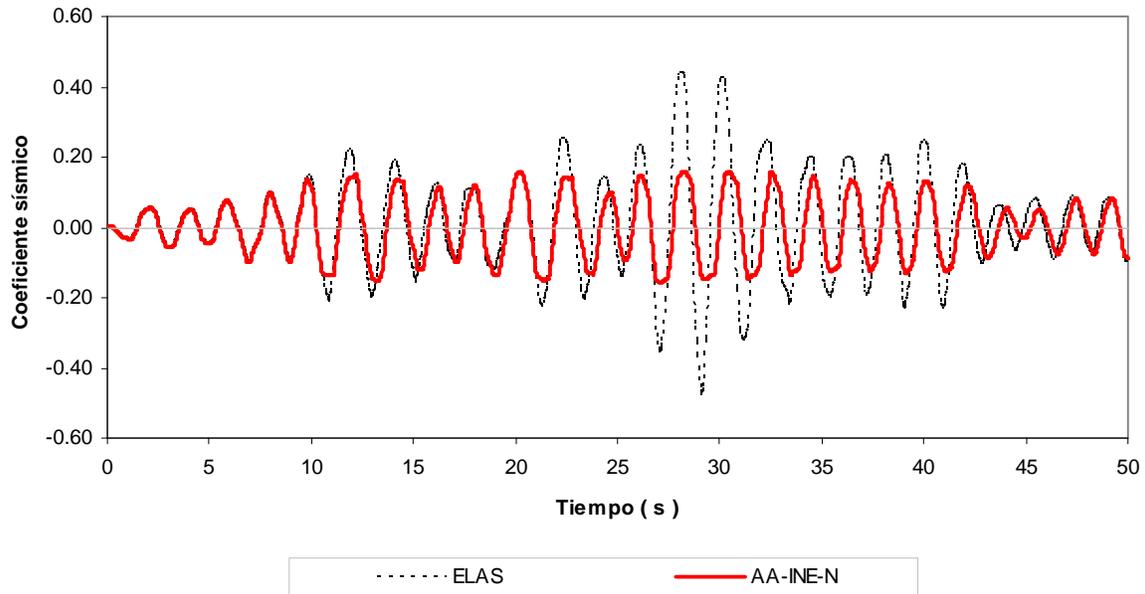


Fig 4.63.- Historias de coeficientes sísmicos, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

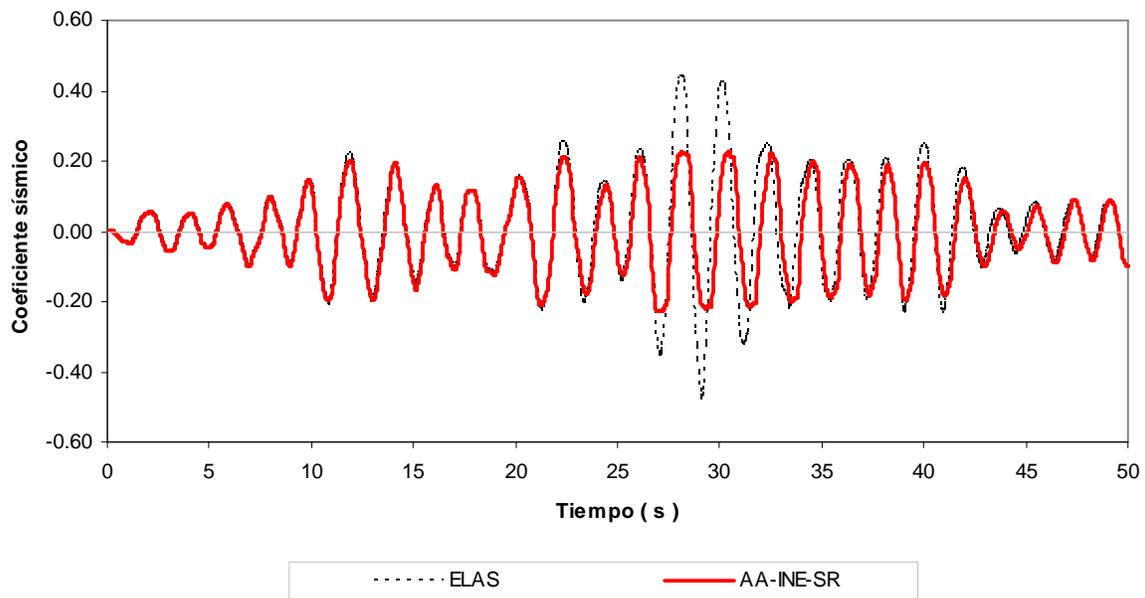


Fig 4.64.- Historias de coeficientes sísmicos, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

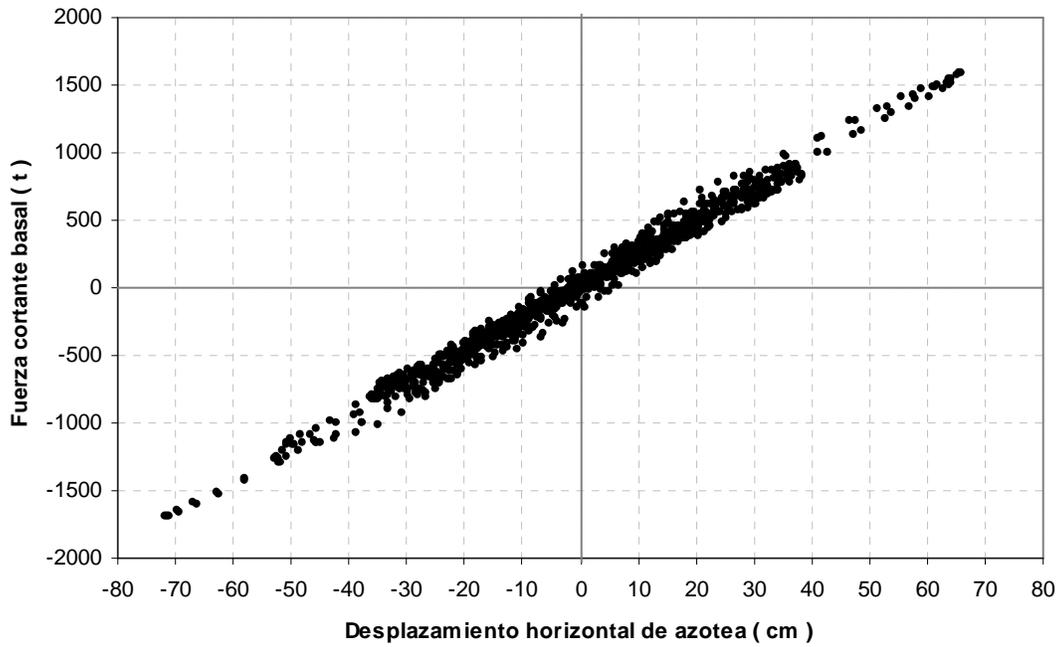


Fig 4.65.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 17 niveles, comportamiento elástico

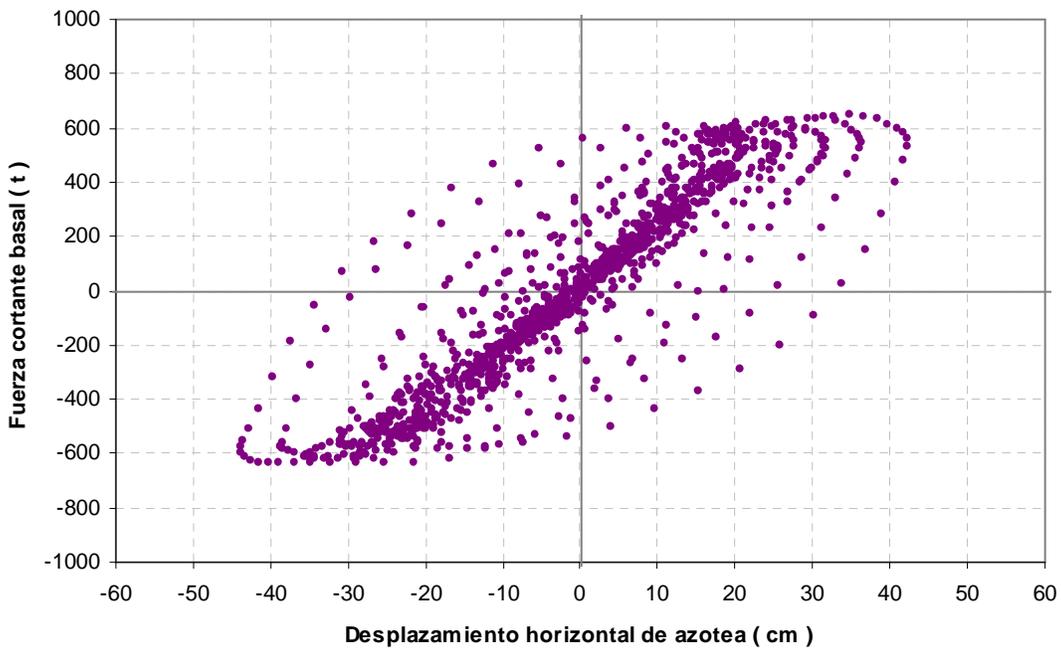


Fig 4.66.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal), comportamiento inelástico con resistencias nominales

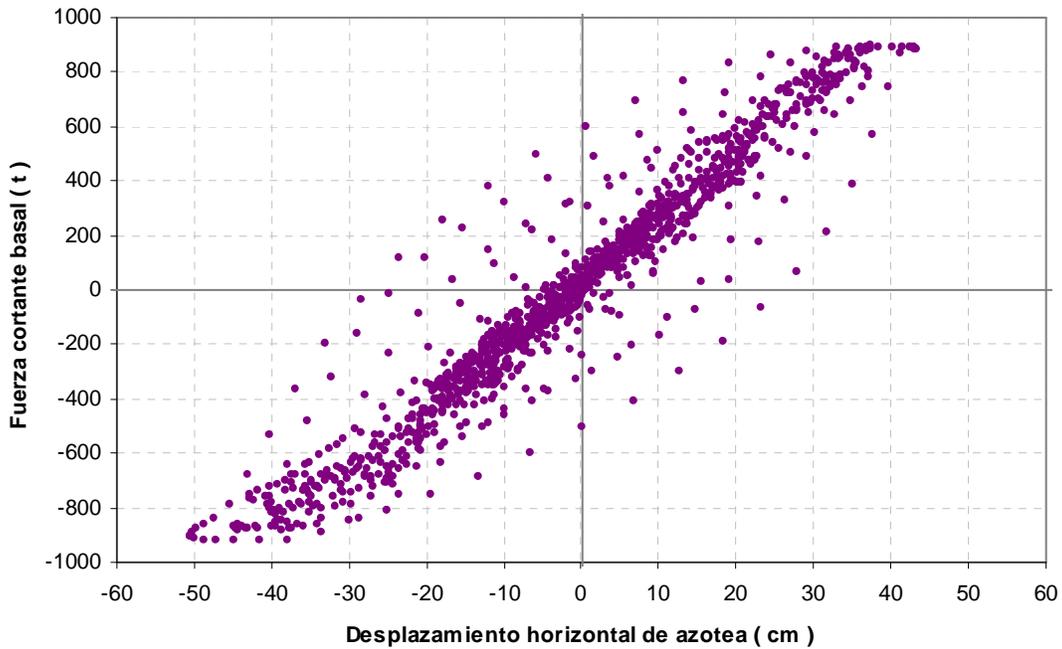


Fig 4.67.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal), comportamiento inelástico con sobre-resistencias

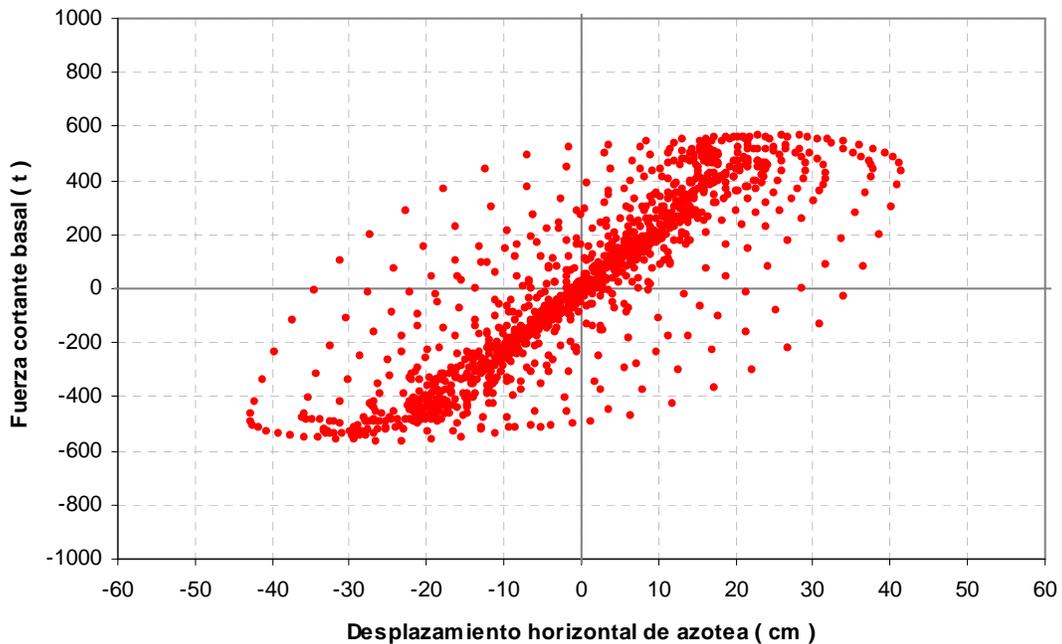


Fig 4.68.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A), comportamiento inelástico con resistencias nominales

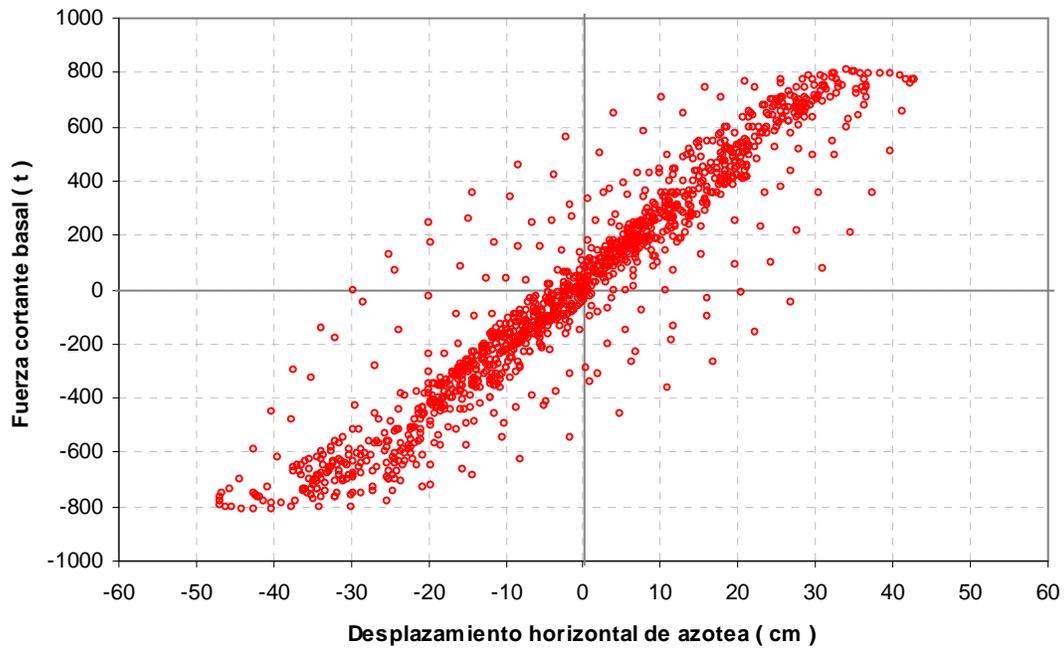


Fig 4.69.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A), comportamiento inelástico con sobre-resistencias

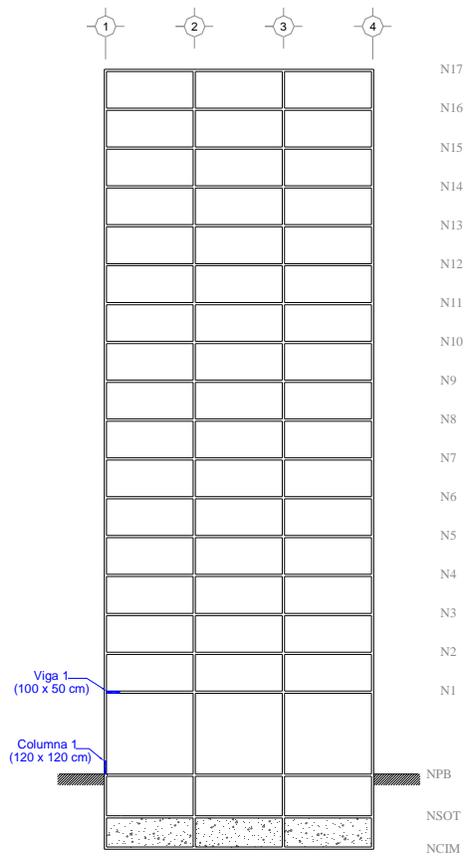


Fig 4.70.- Extremos de interés para observar la respuesta no lineal del eje B (interior), edificio 17 niveles, casos A y B

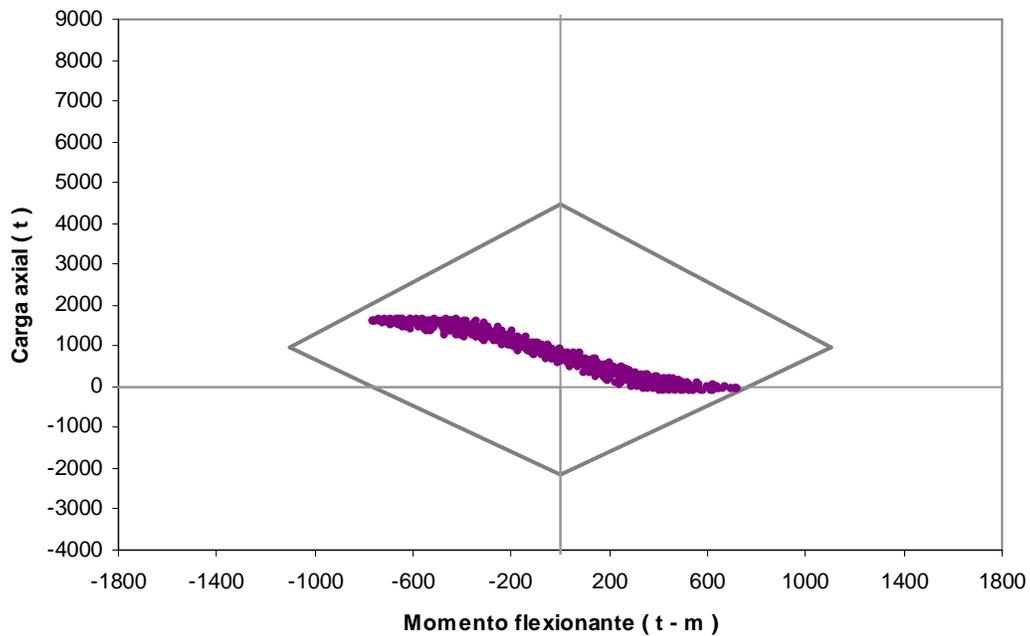


Fig 4.71.- Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

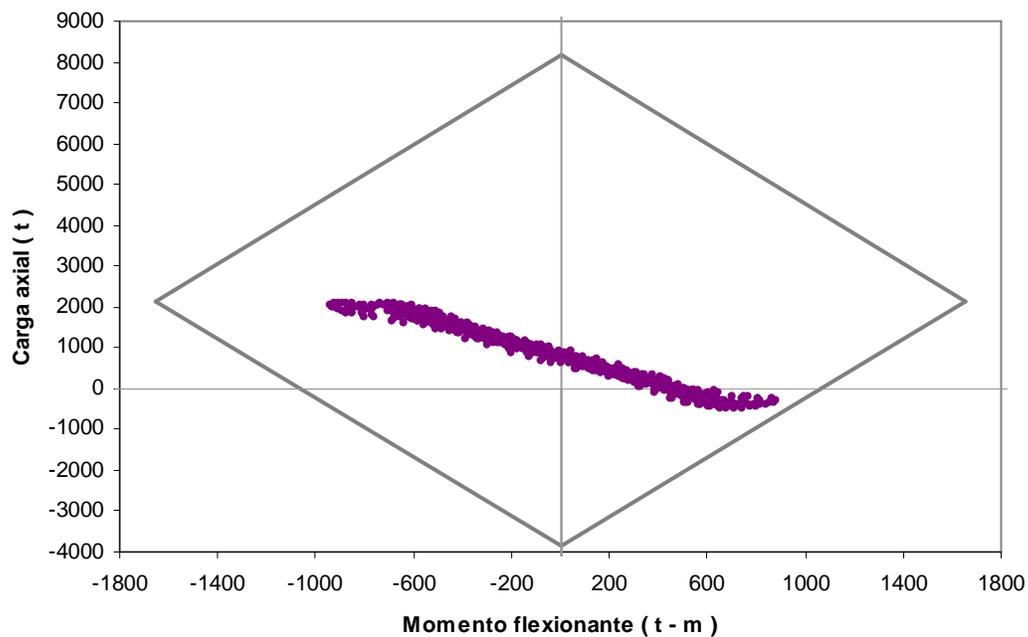


Fig 4.72.- Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

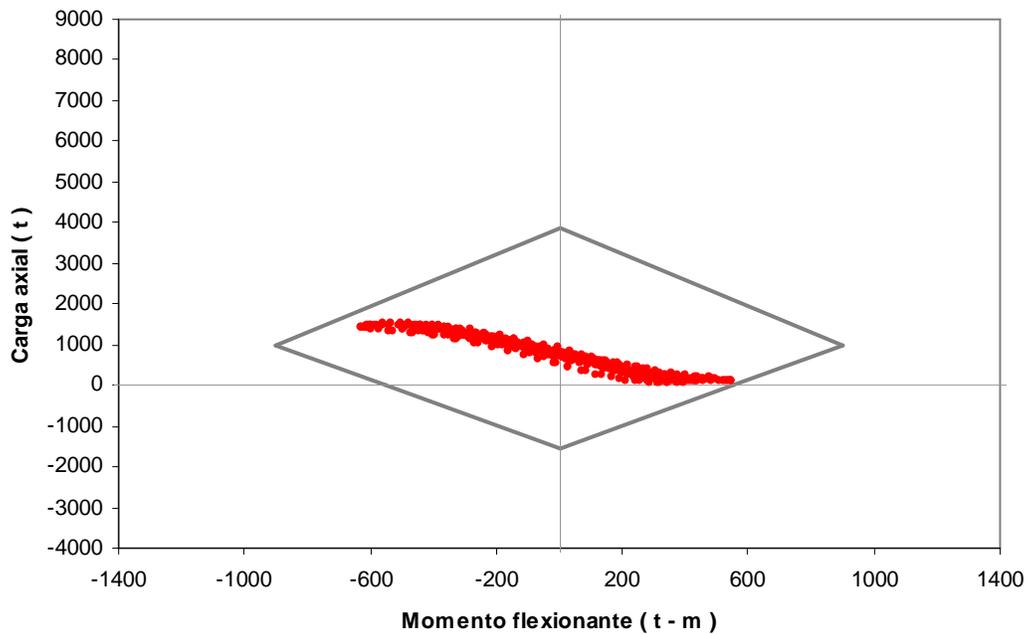


Fig 4.73.- Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

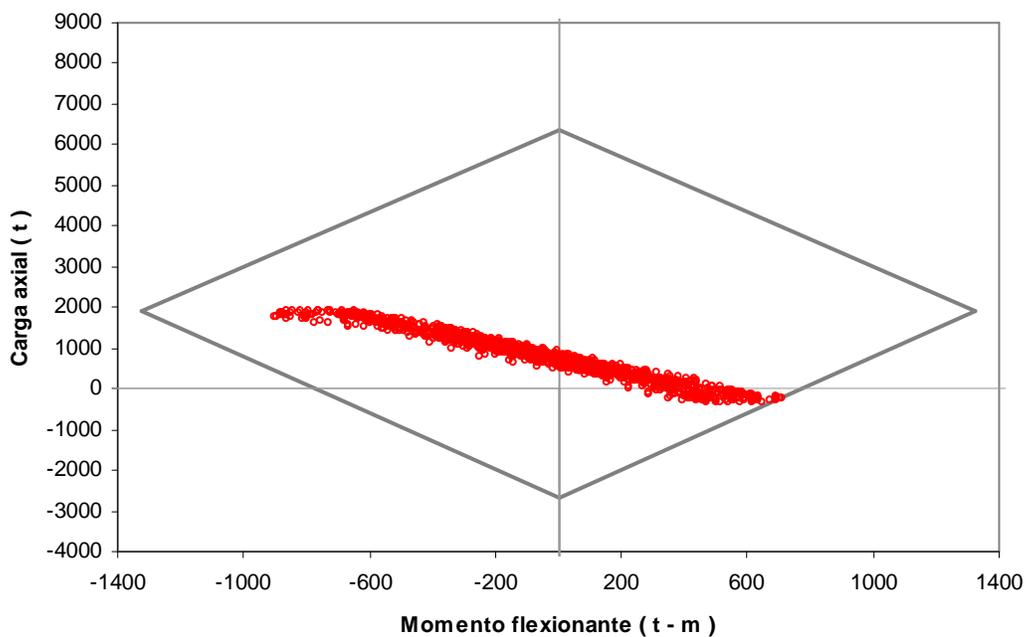


Fig 4.74.- Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la columna 29, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

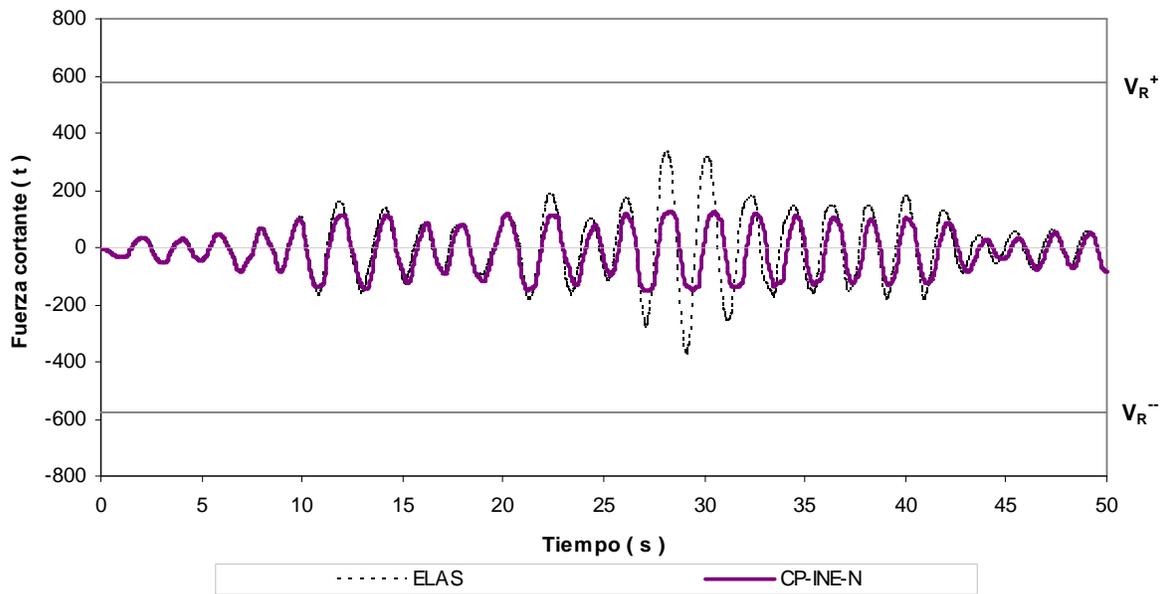


Fig 4.75.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

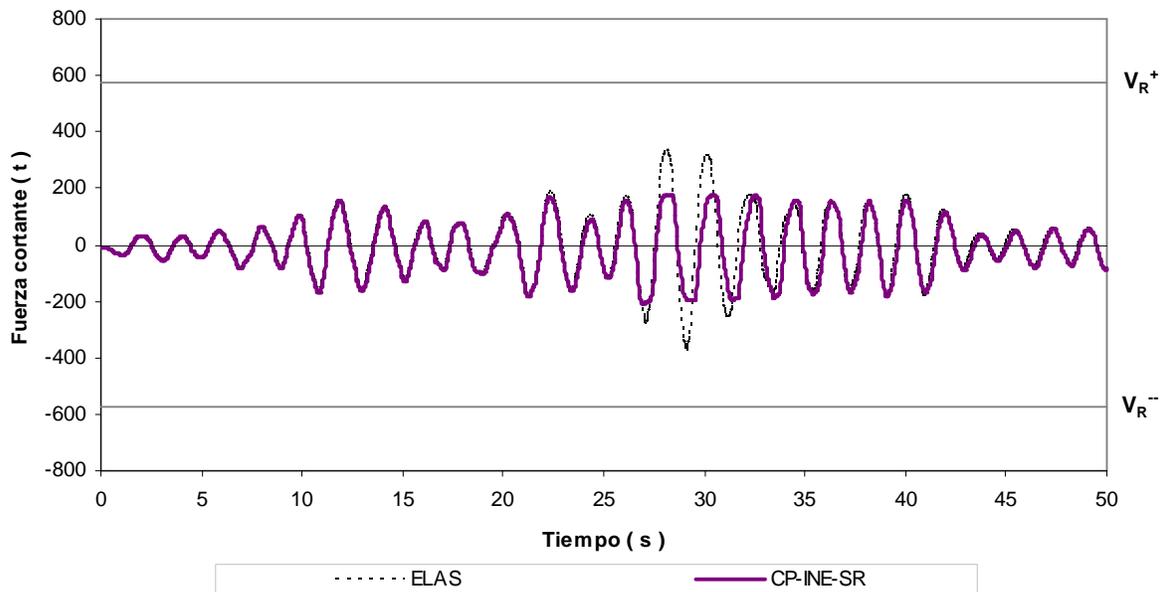


Fig 4.76.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

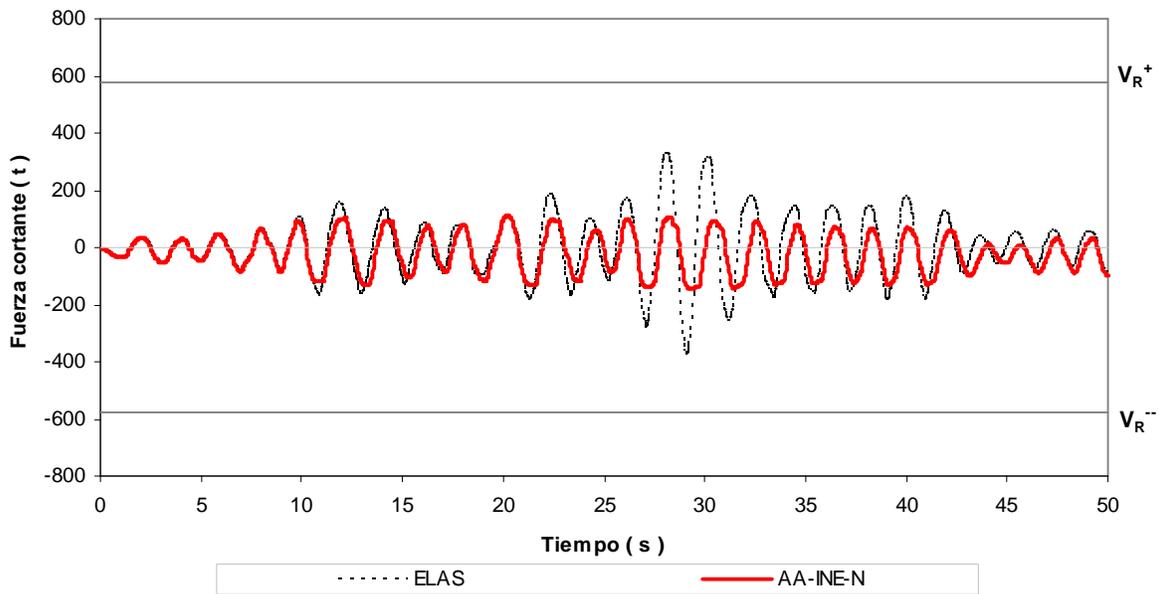


Fig 4.77.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

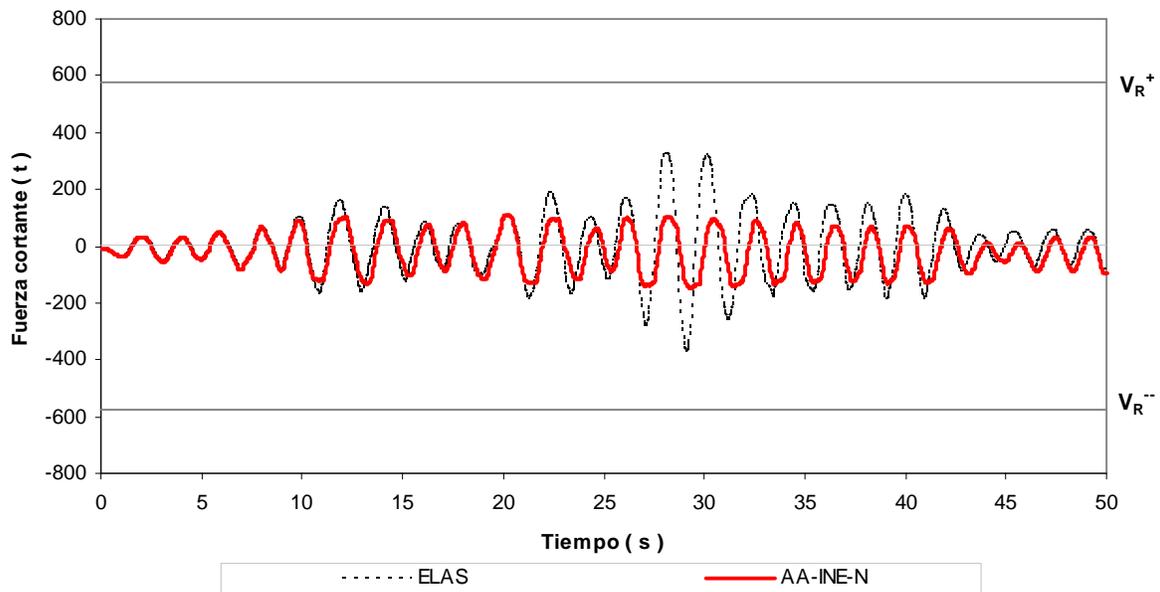


Fig 4.78.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

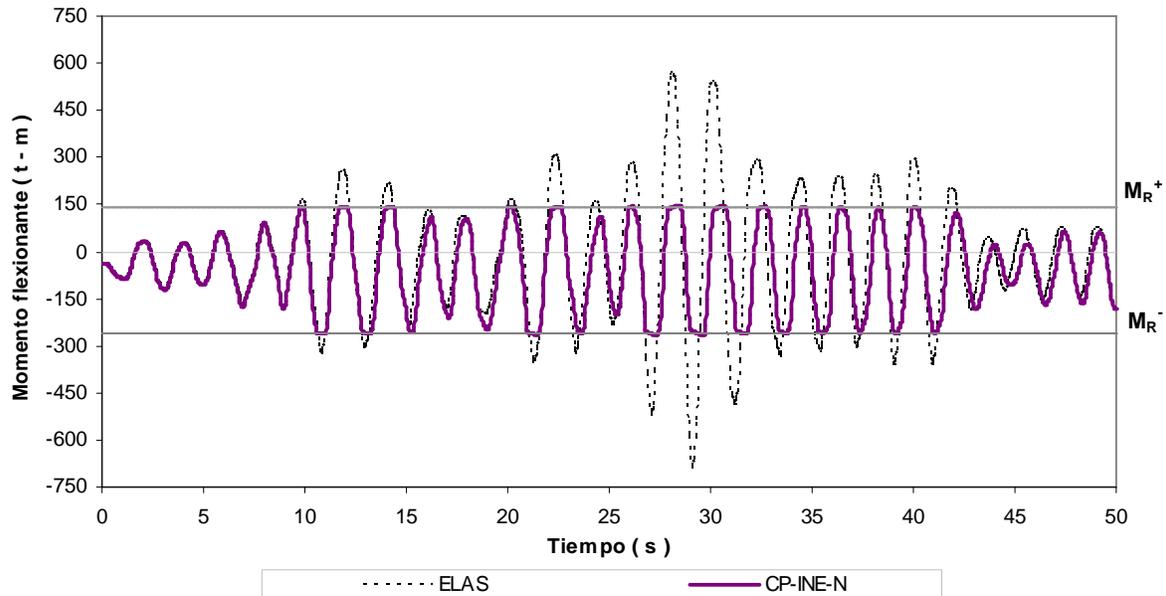


Fig 4.79.- Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

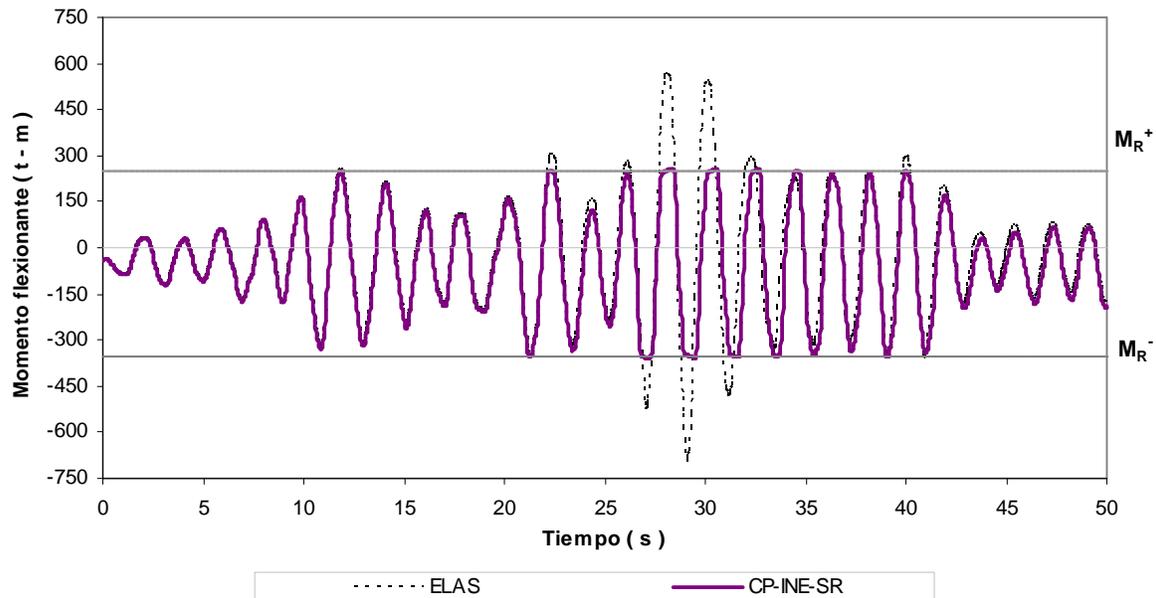


Fig 4.80.- Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

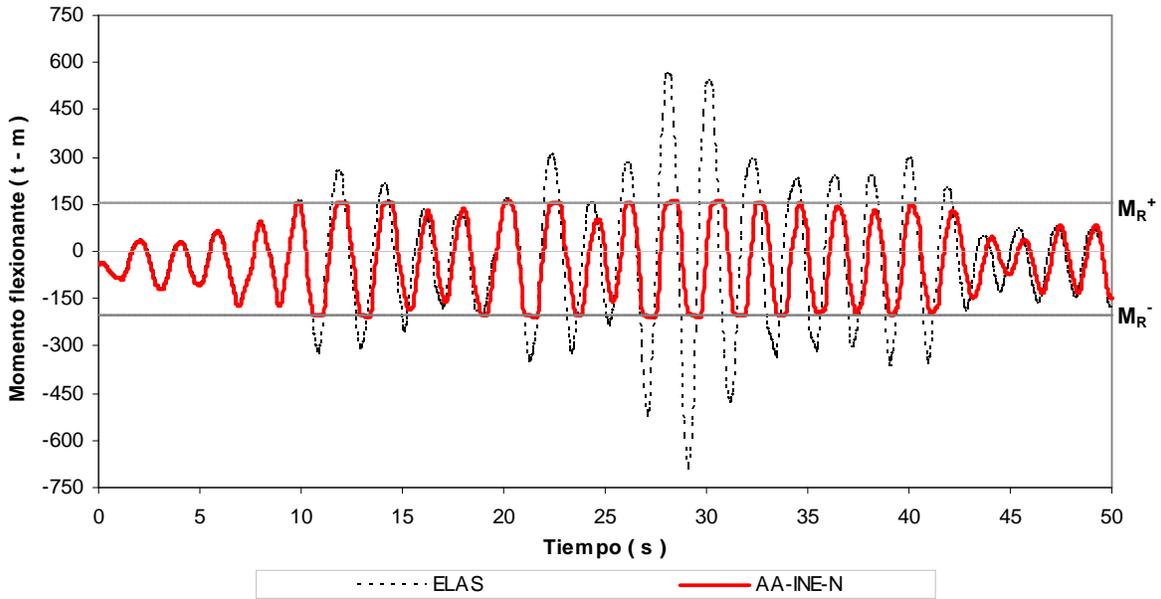


Fig 4.81.- Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

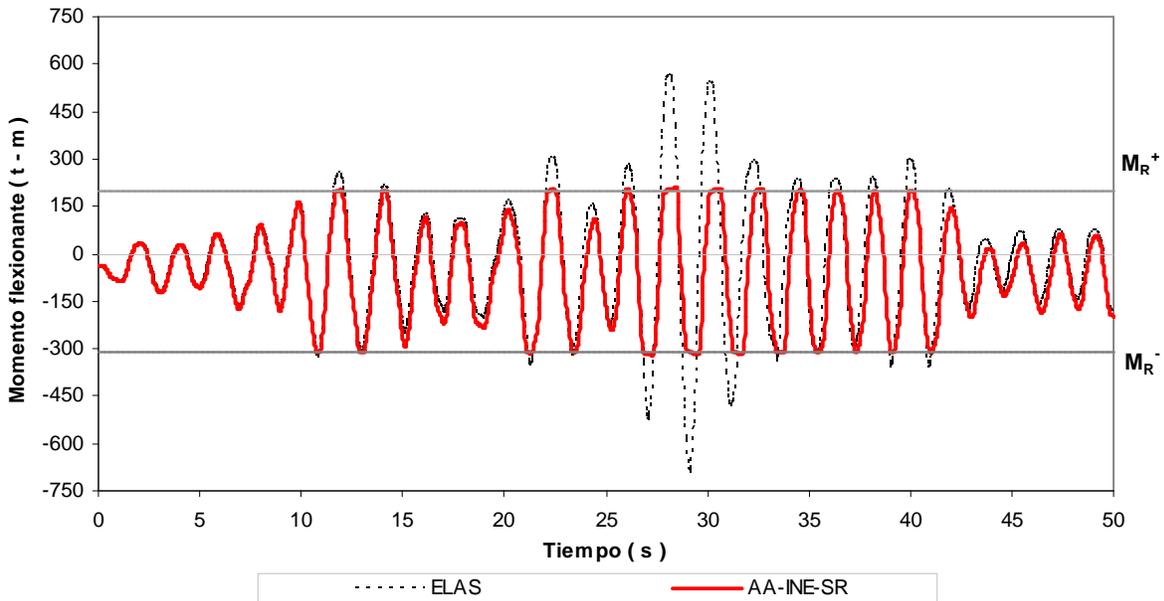


Fig 4.82.- Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

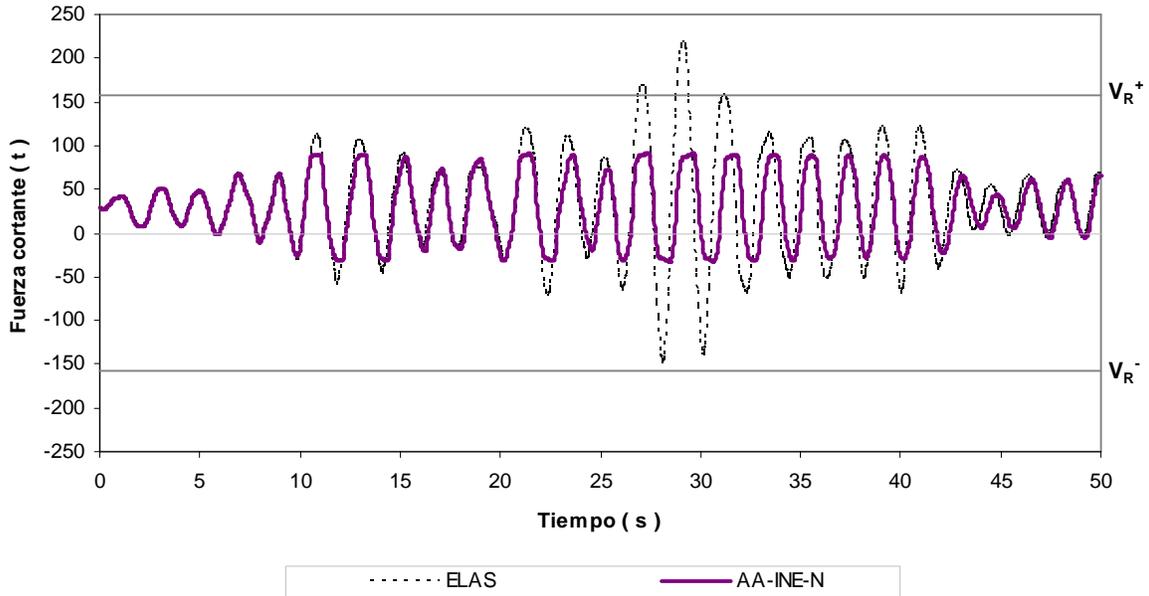


Fig 4.83.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

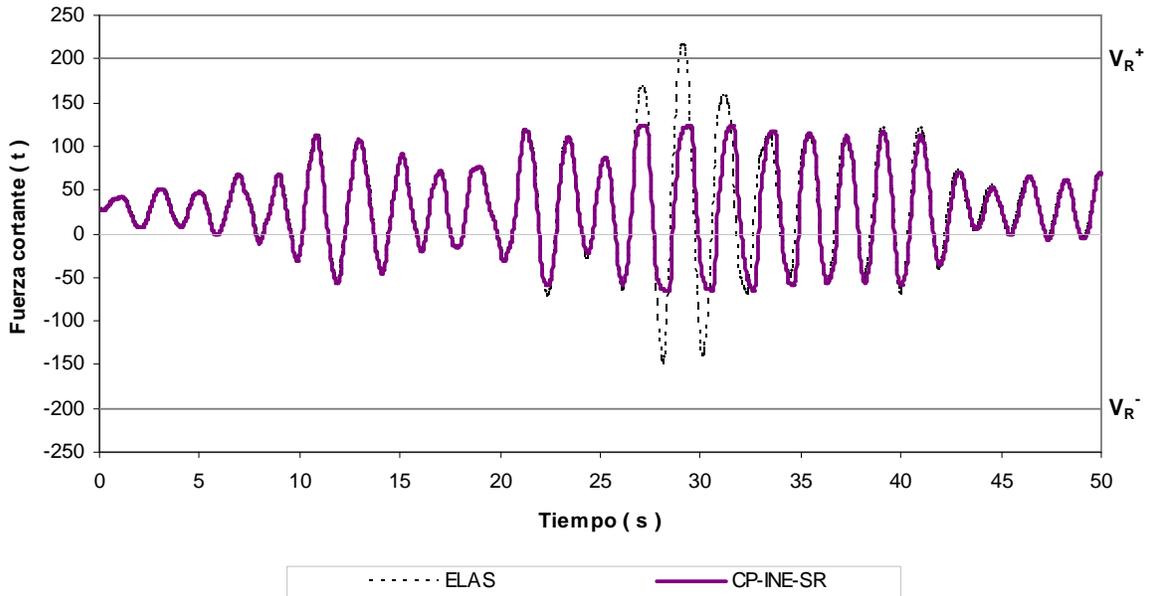


Fig 4.84.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

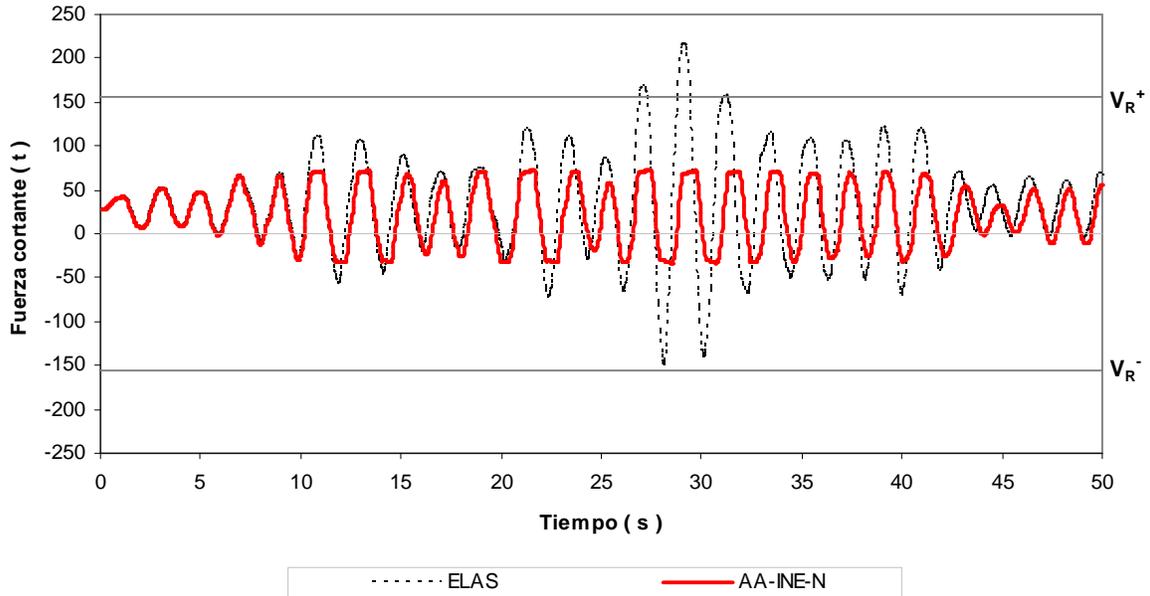


Fig 4.85.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

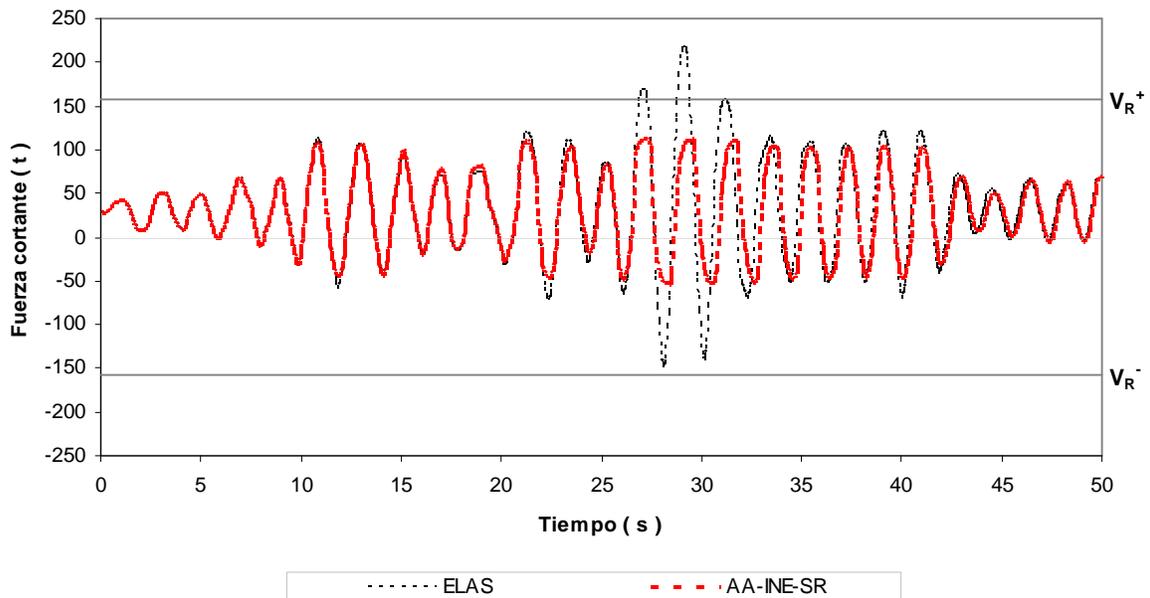


Fig 4.86.- Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

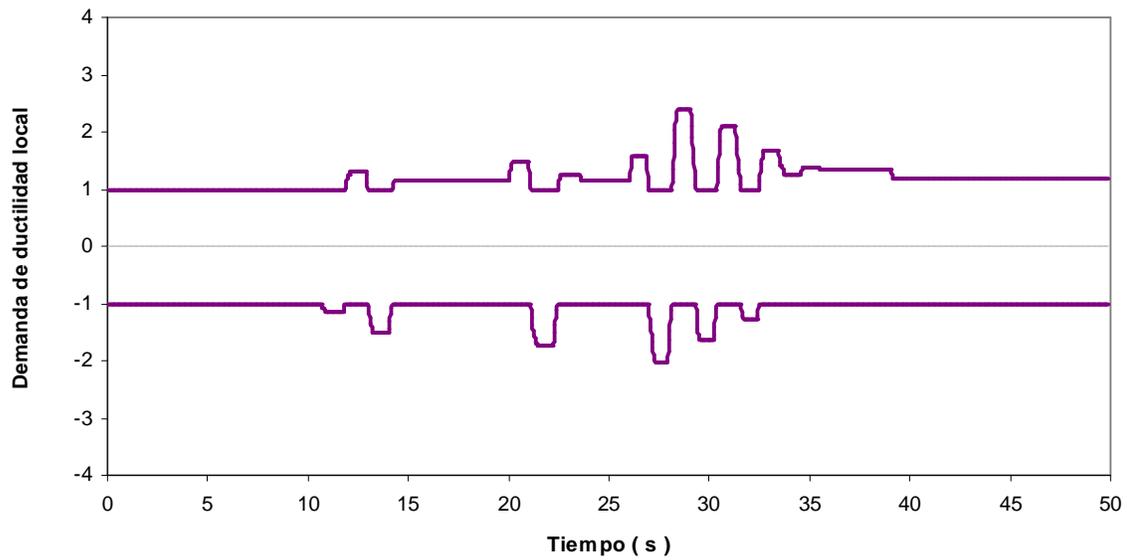


Fig 4.87.- Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales

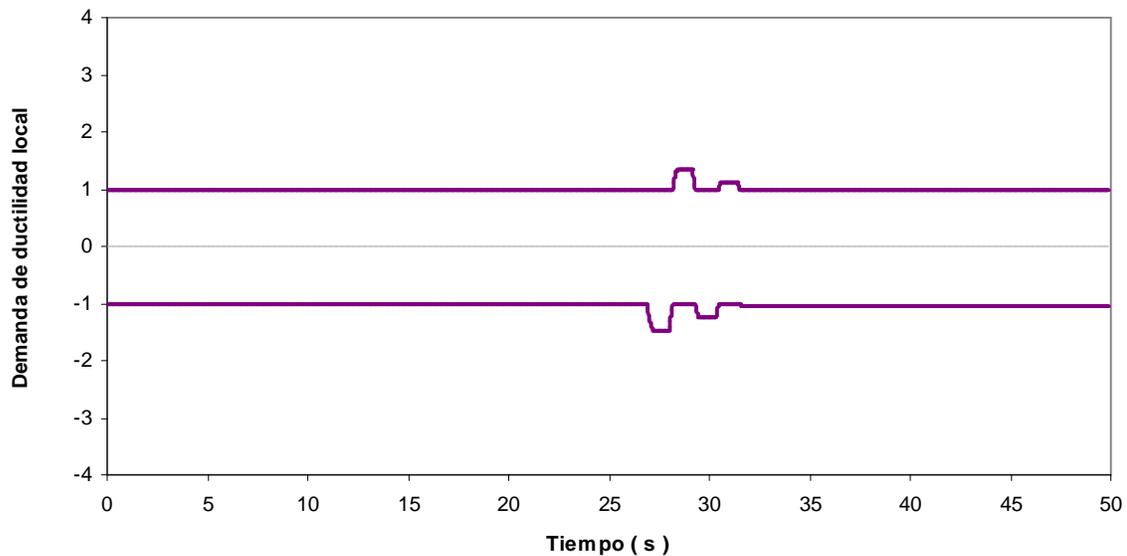


Fig 4.88.- Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias

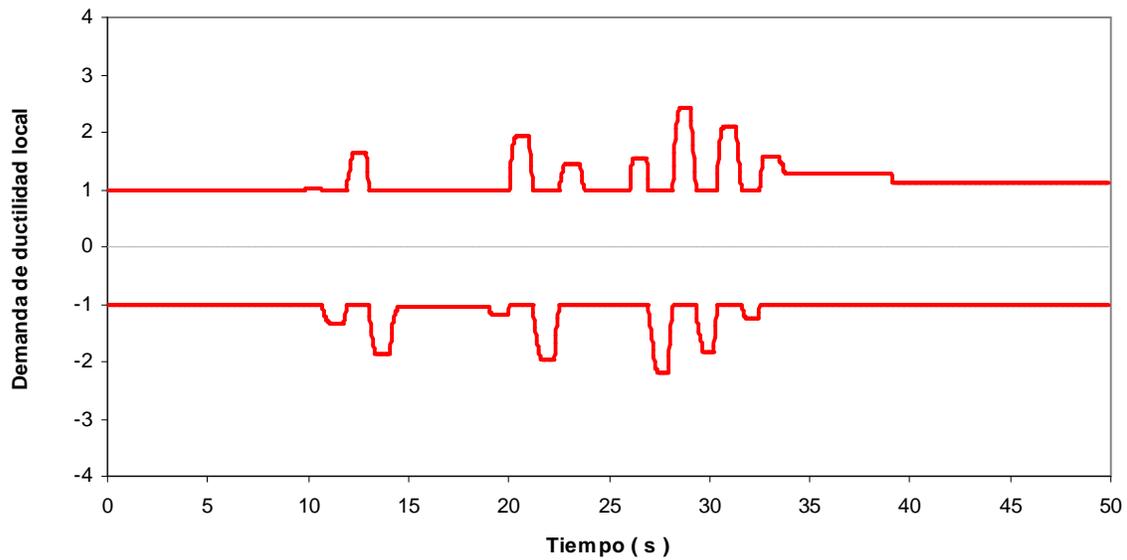


Fig 4.89.- Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales

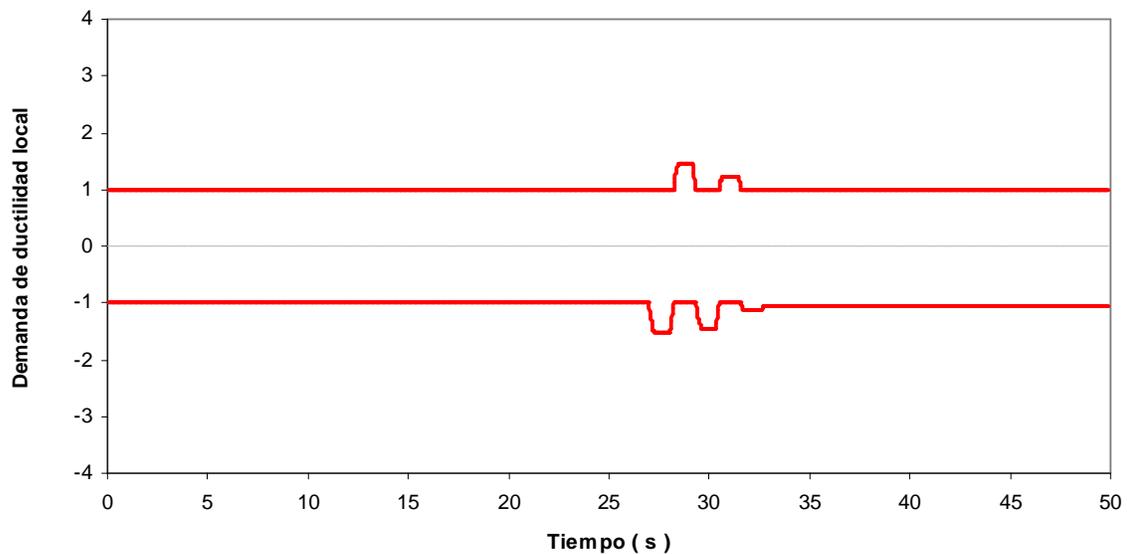


Fig 4.90.- Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 1, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias

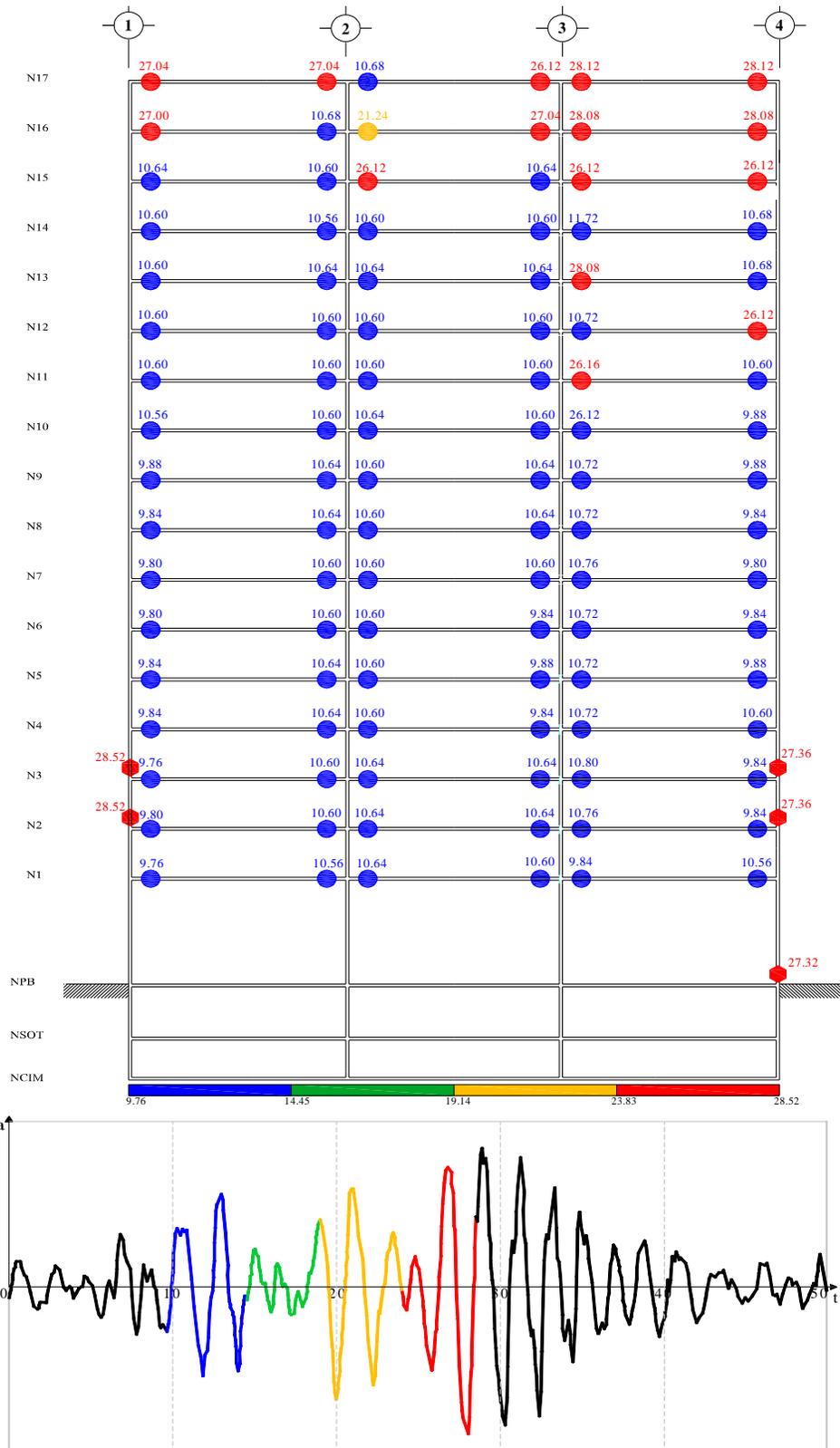


Fig 4.91.- Secuencia de formación y distribución global de articulaciones plásticas, edificio 17 niveles, caso A con resistencias nominales

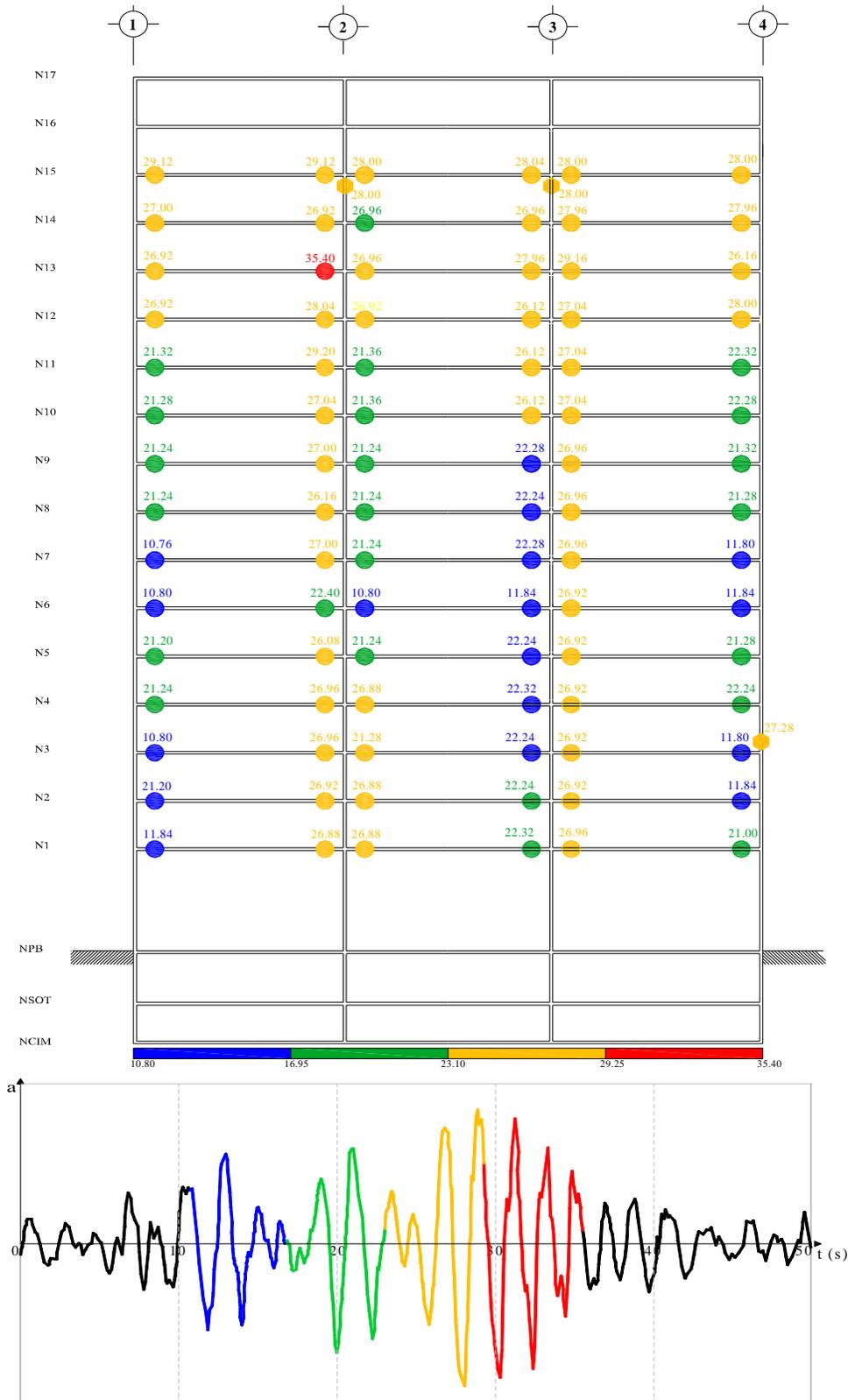


Fig 4.92.- Secuencia de formación y distribución global de articulaciones plásticas, edificio 17 niveles, caso A con sobre-resistencias

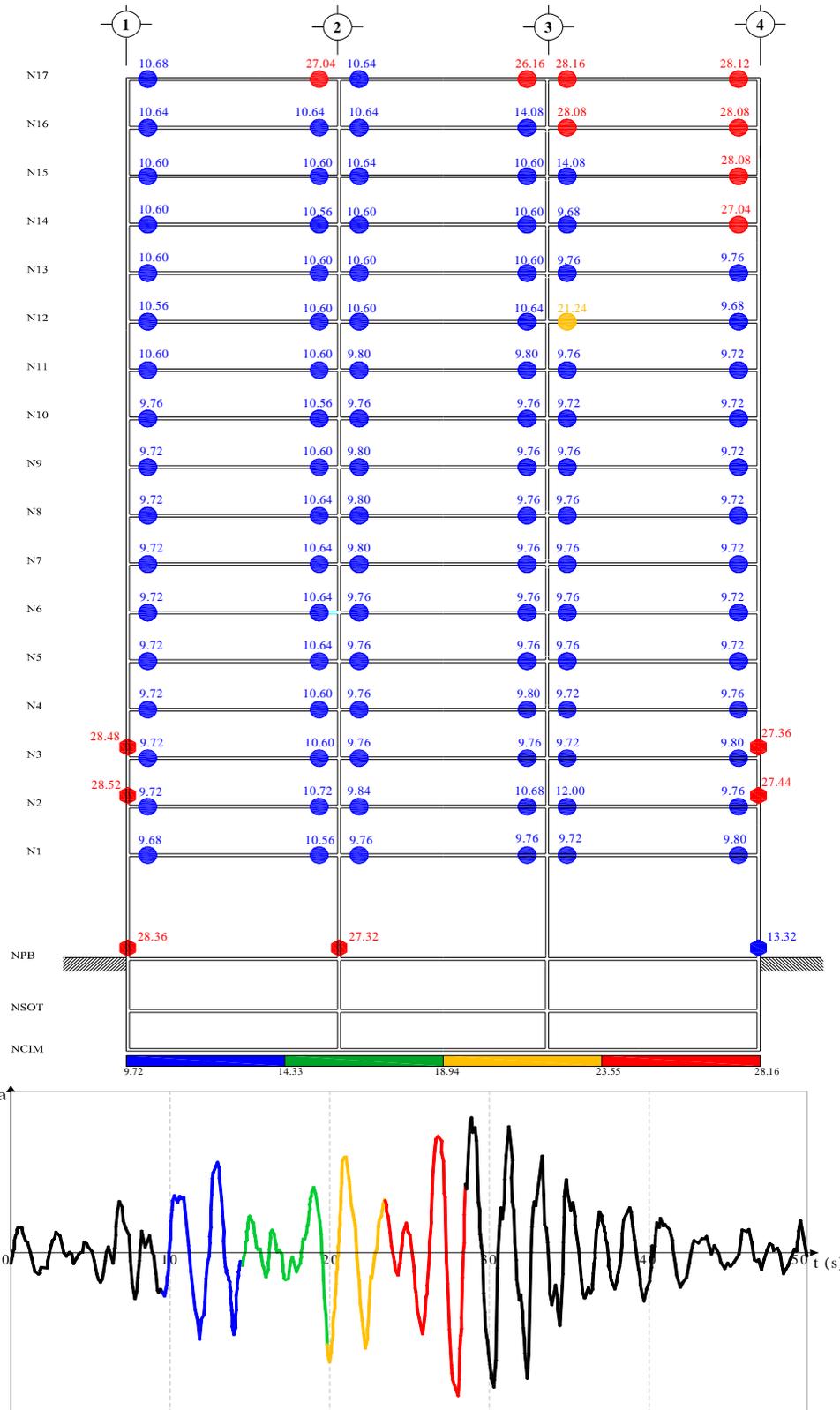


Fig 4.93.- Secuencia de formación y distribución global de articulaciones plásticas, edificio 17 niveles, caso B con resistencias nominales

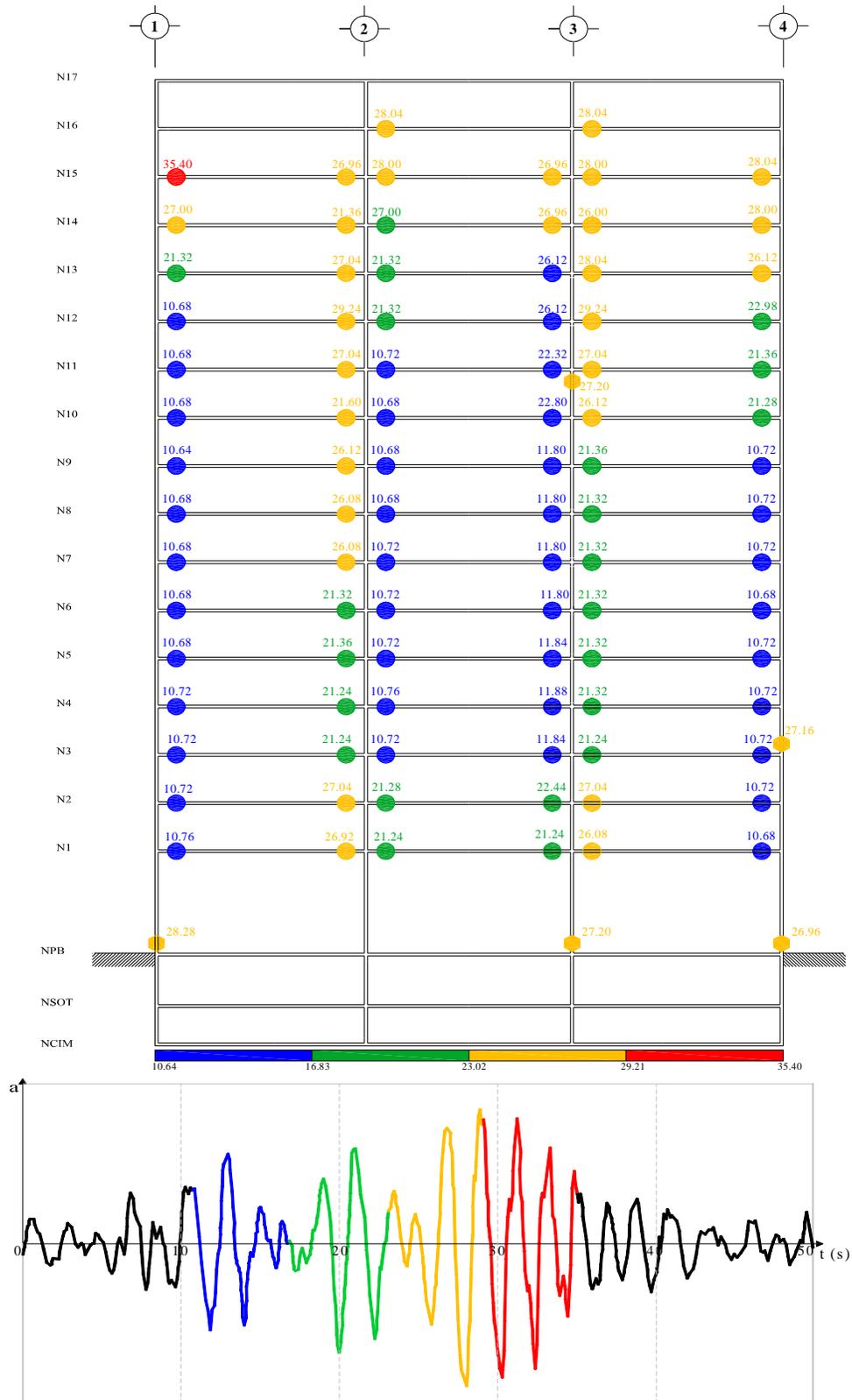


Fig 4.94.- Secuencia de formación y distribución global de articulaciones plásticas, edificio 17 niveles, caso B con sobre-resistencias

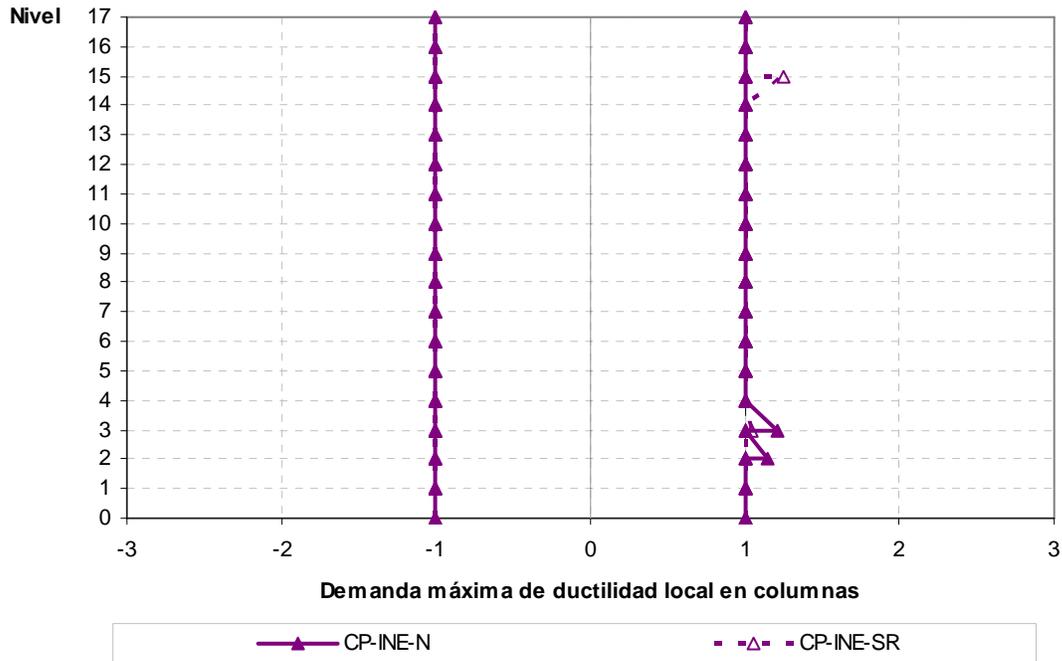


Fig 4.95.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y con sobre-resistencias

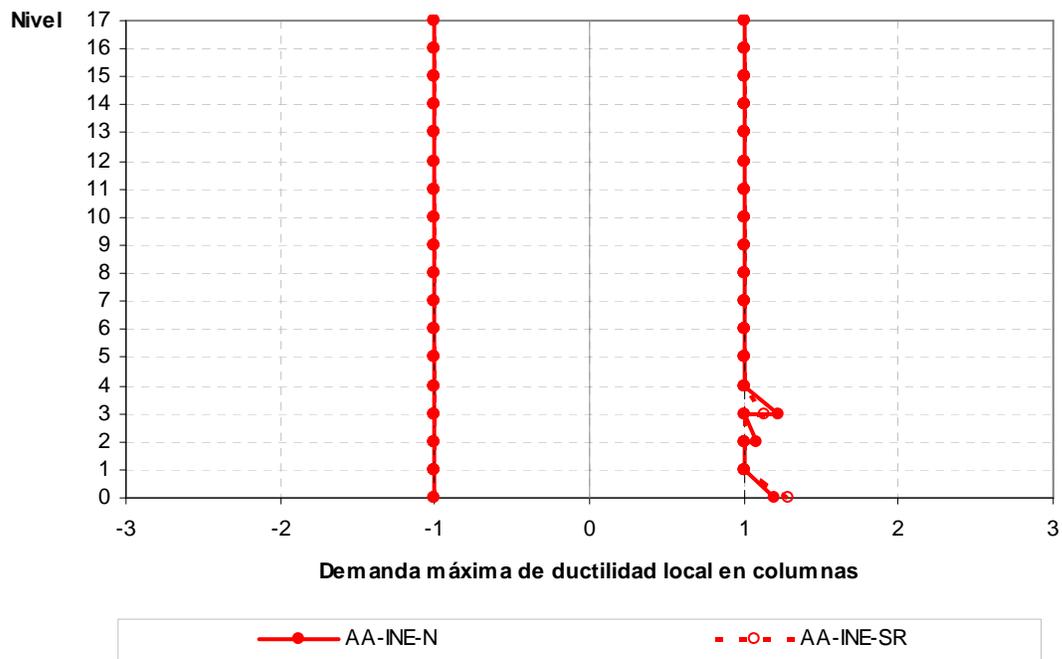


Fig 4.96.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y con sobre-resistencias

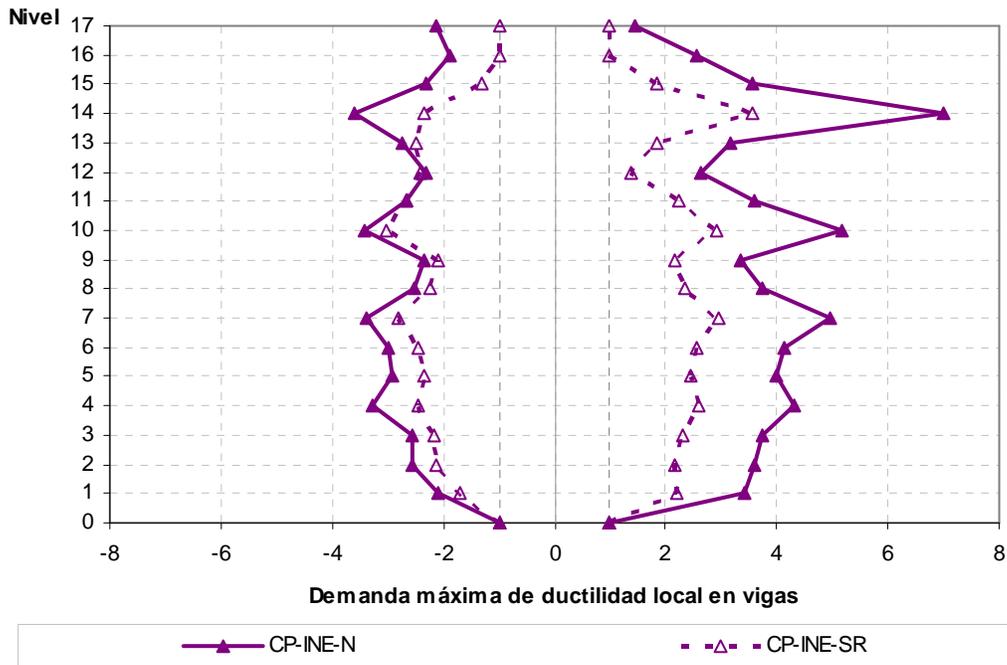


Fig 4.97.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y con sobre-resistencias

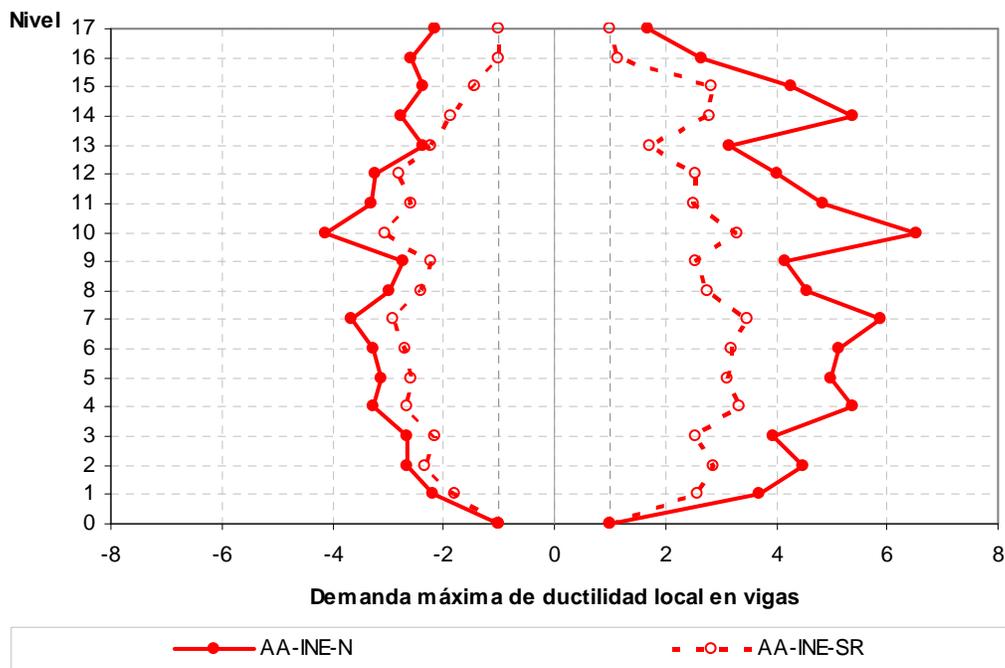


Fig 4.98.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y con sobre-resistencias

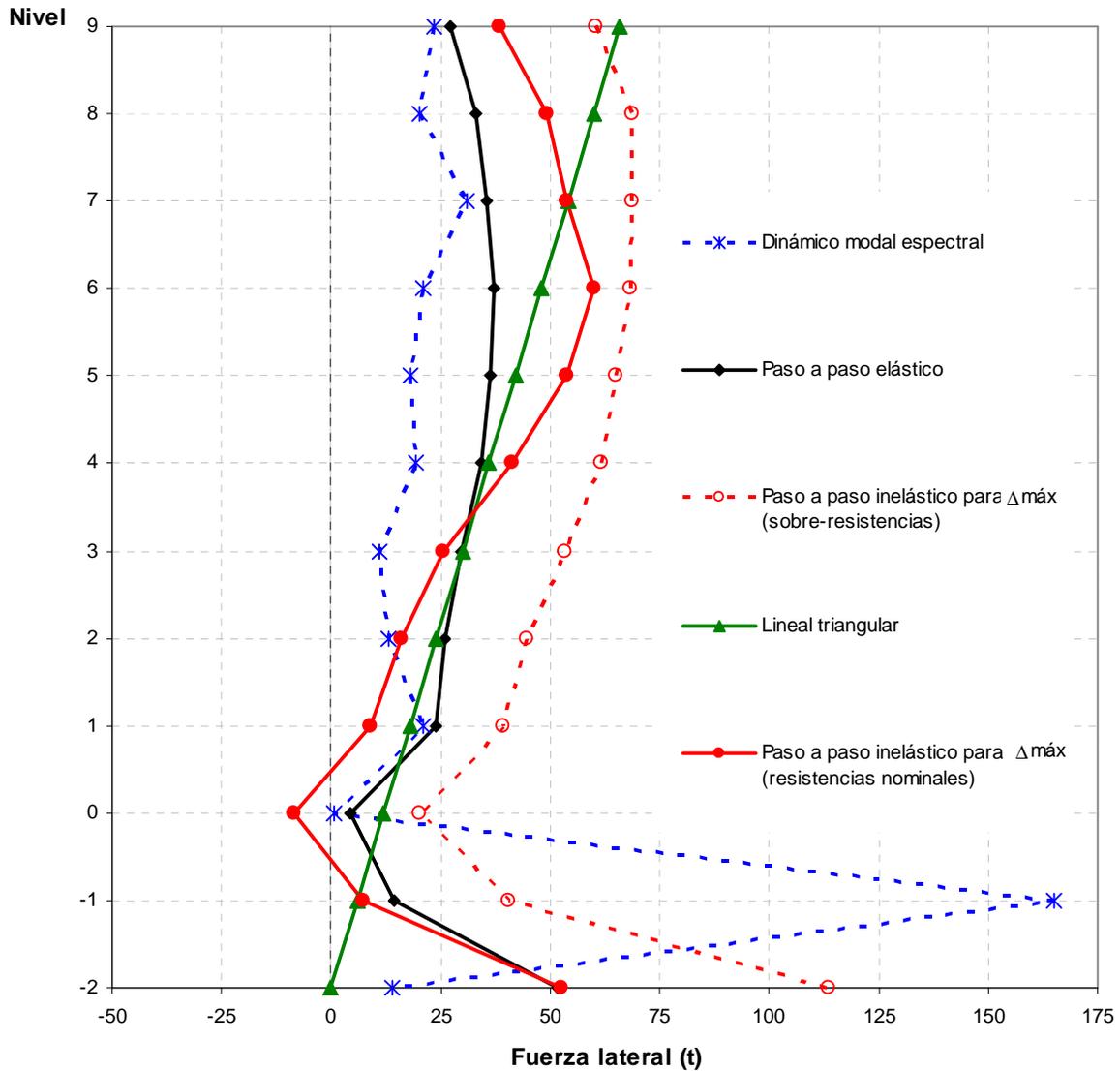


Fig 4.99.- Distribuciones de cargas laterales para el análisis estático no-lineal (Push-over), edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

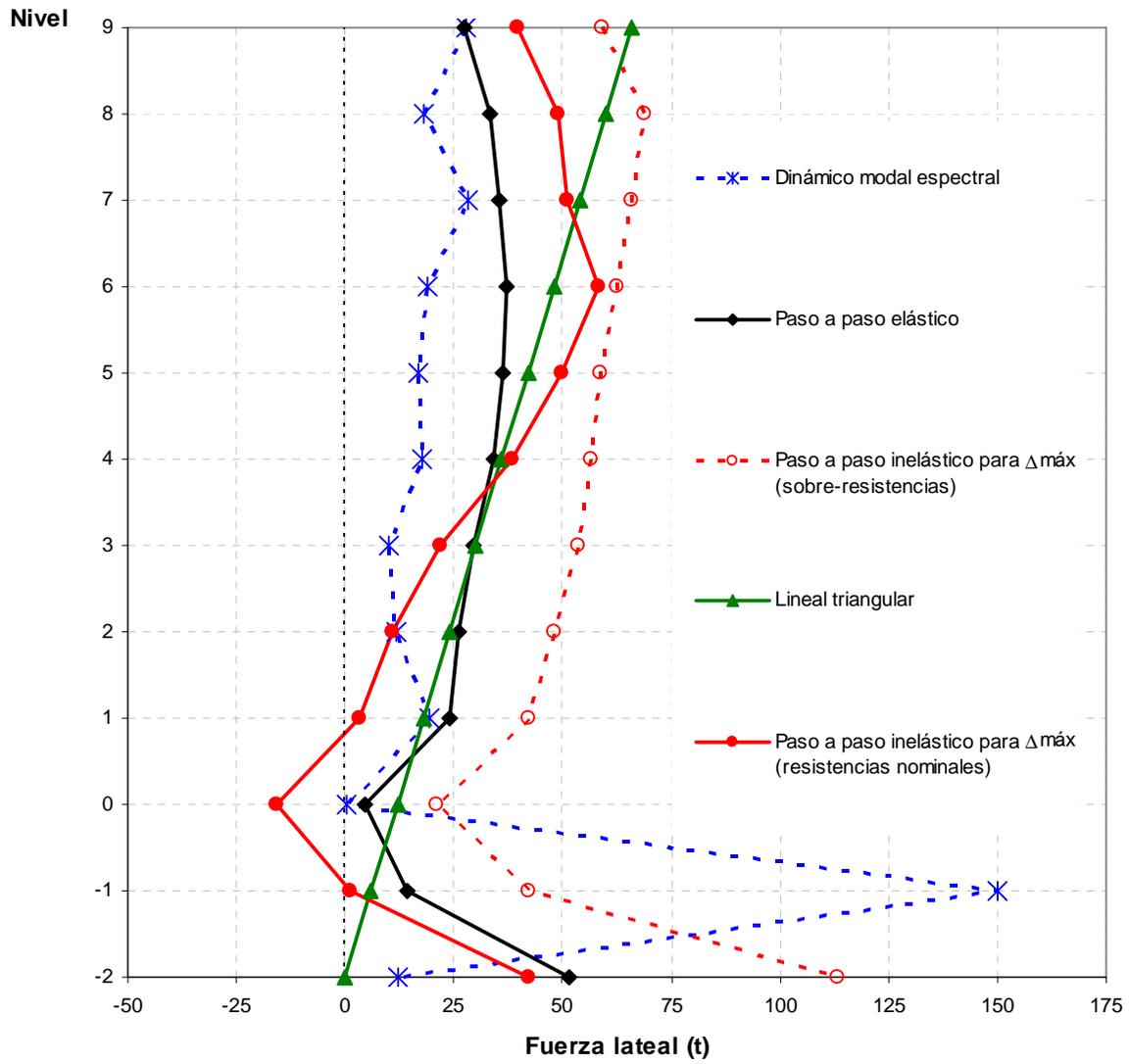


Fig 4.100.- Distribuciones de cargas laterales para el análisis estático no-lineal (Push-over), edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

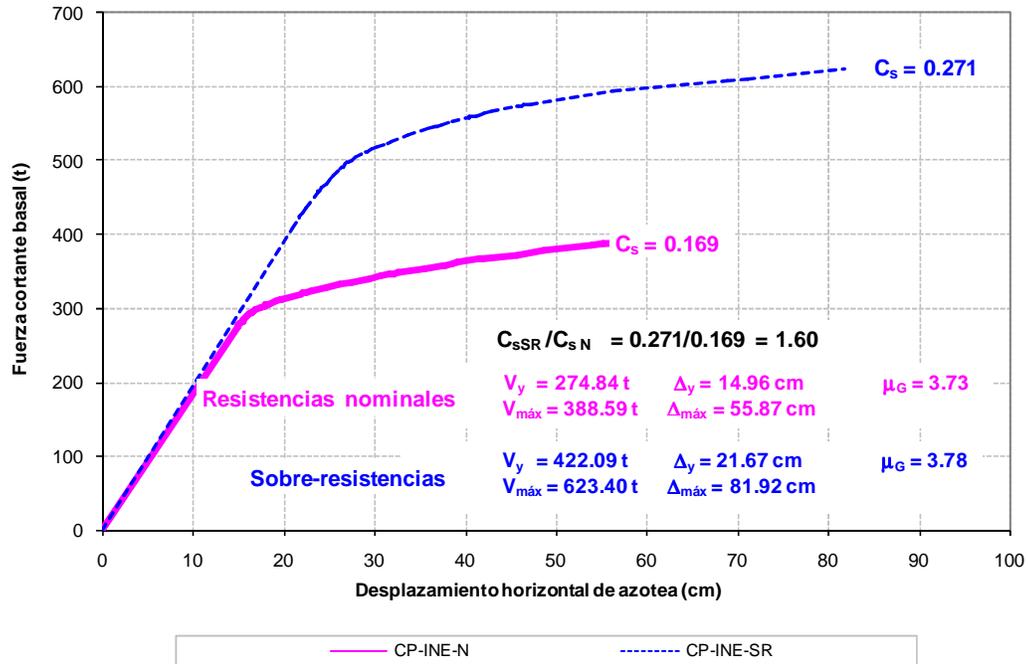


Fig 4.101.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

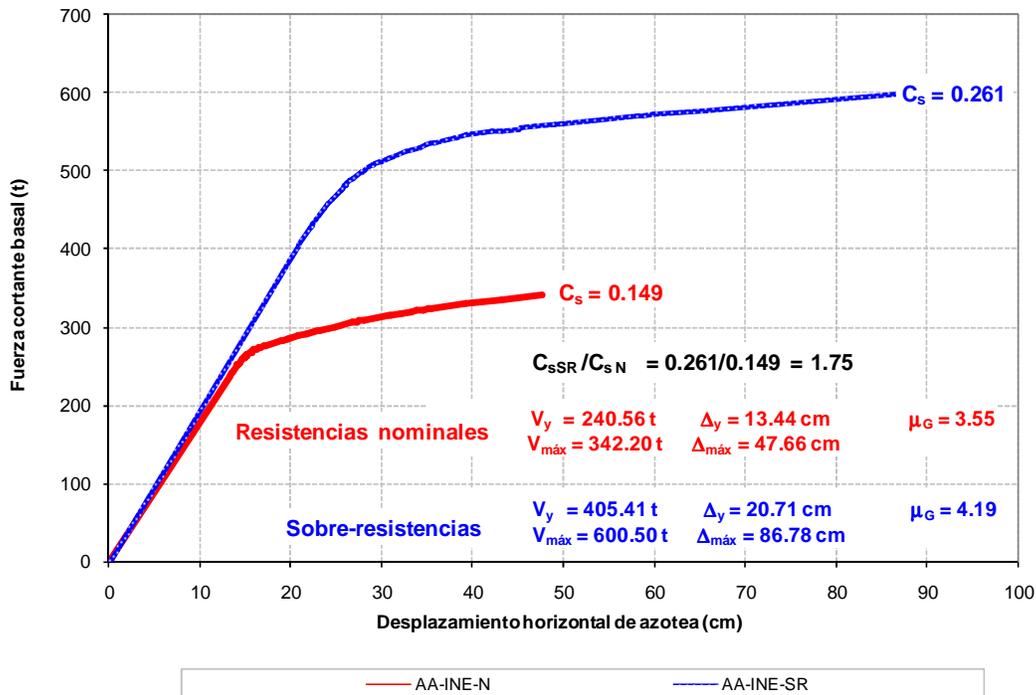


Fig 4.102.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

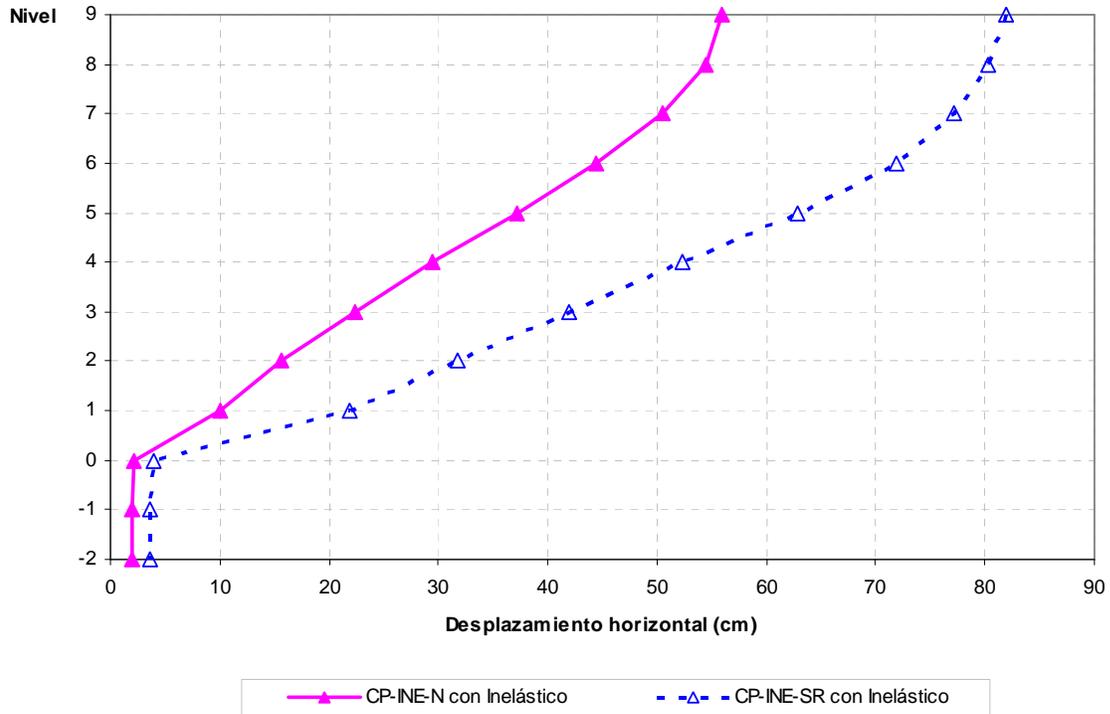


Fig 4.103.- Desplazamientos horizontales máximos, edificio 9 niveles, caso A con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

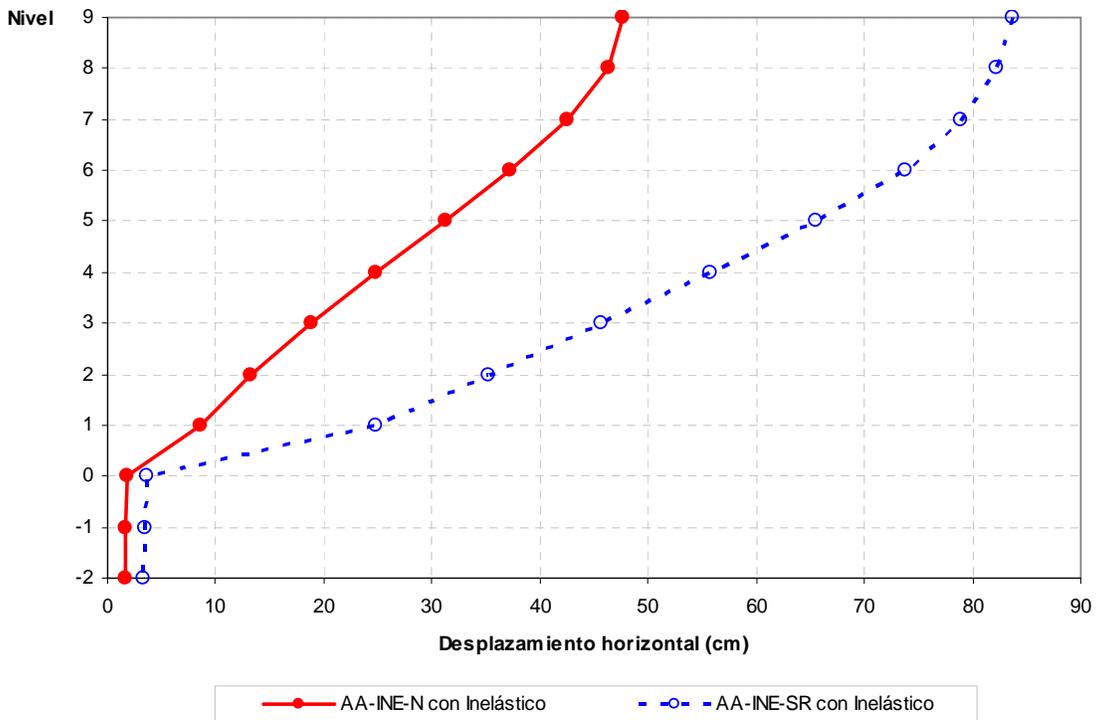


Fig 4.104.- Desplazamientos horizontales máximos, edificio 9 niveles, caso B con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

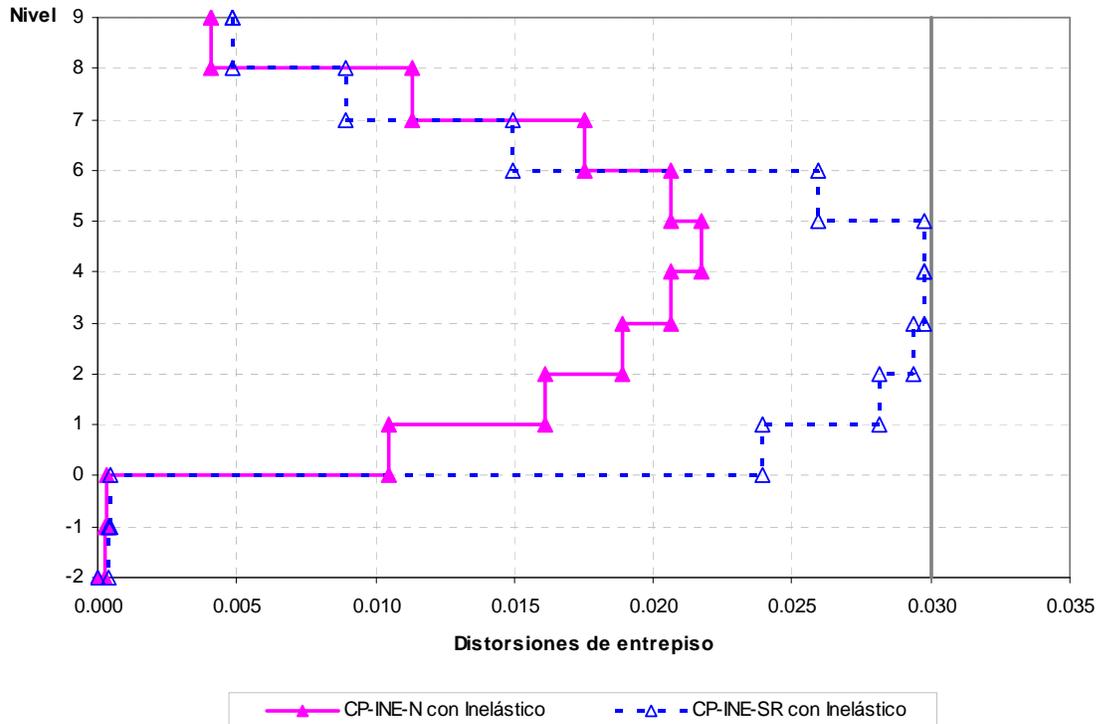


Fig 4.105.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 9 niveles, caso A con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

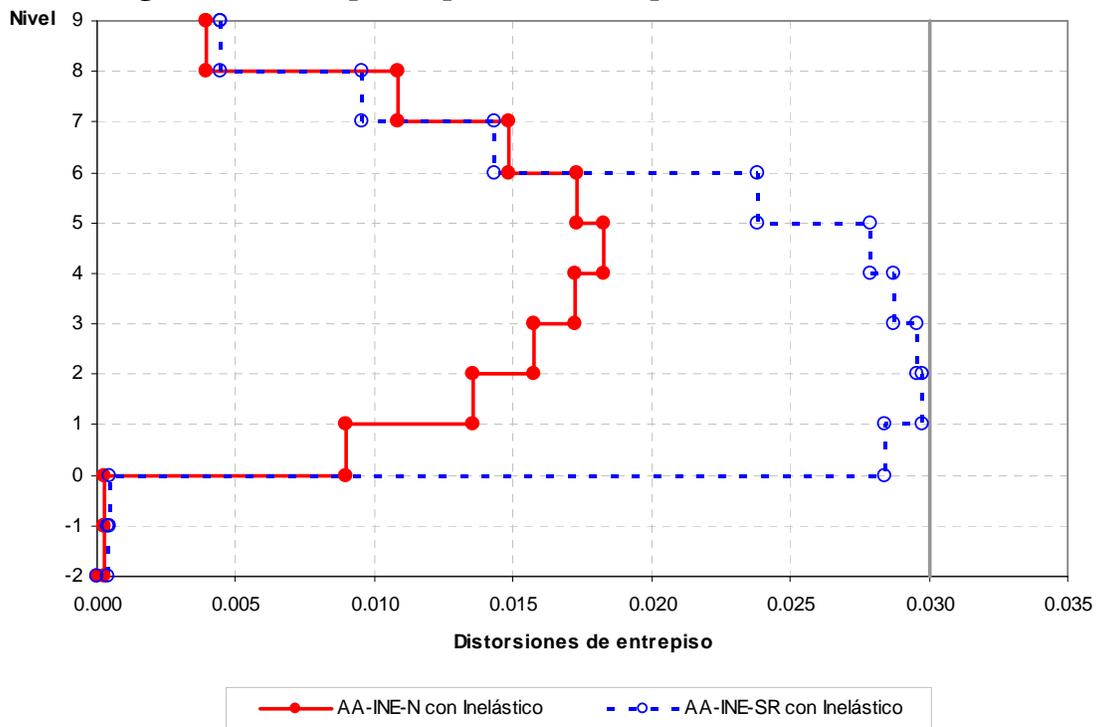


Fig 4.106.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio 9 niveles, caso B con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

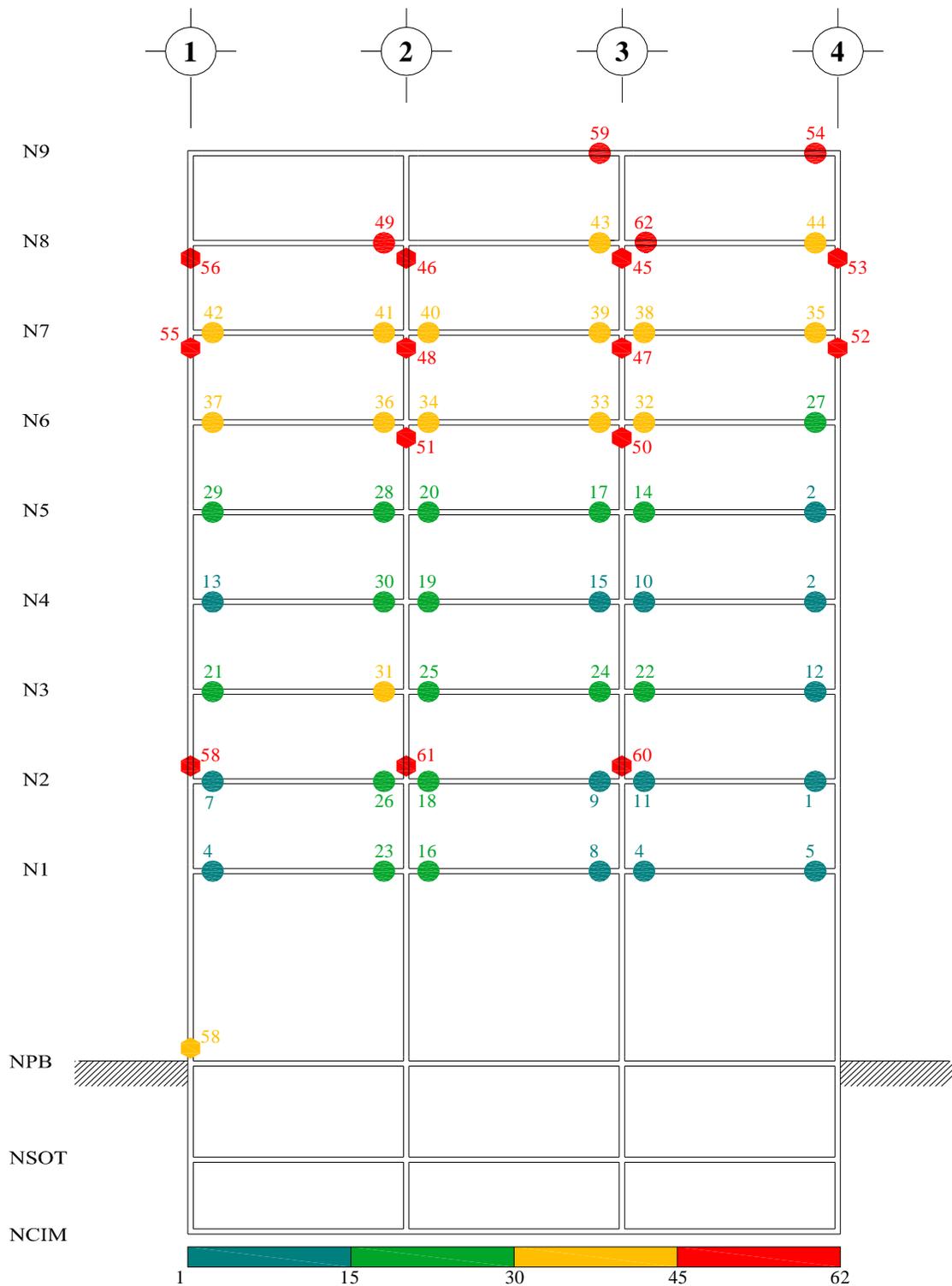


Fig 4.107.- Mecanismo de falla y secuencia de formación de articulaciones plásticas, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

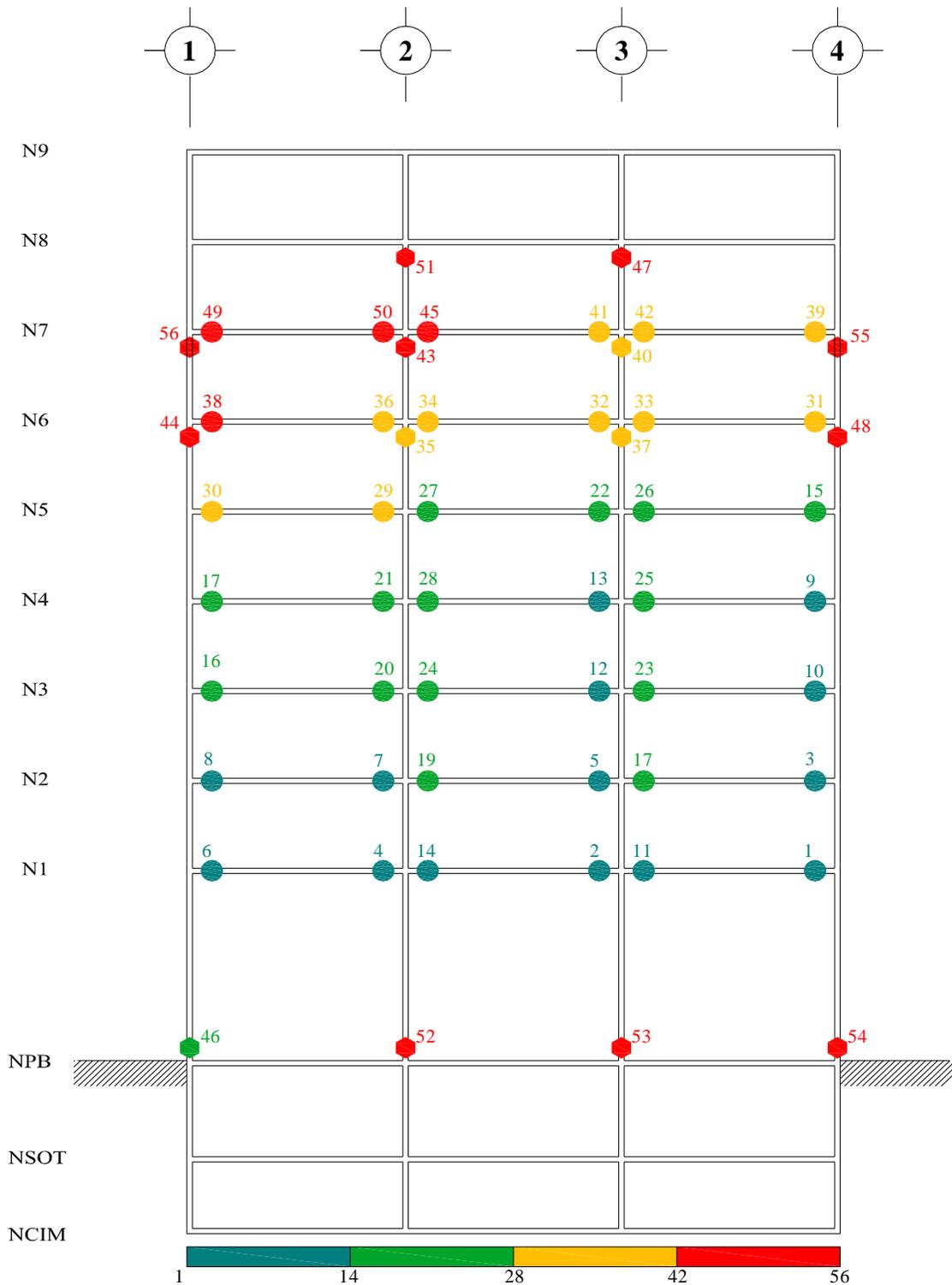


Fig 4.108.- Mecanismo de falla y secuencia de formación de articulaciones plásticas, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

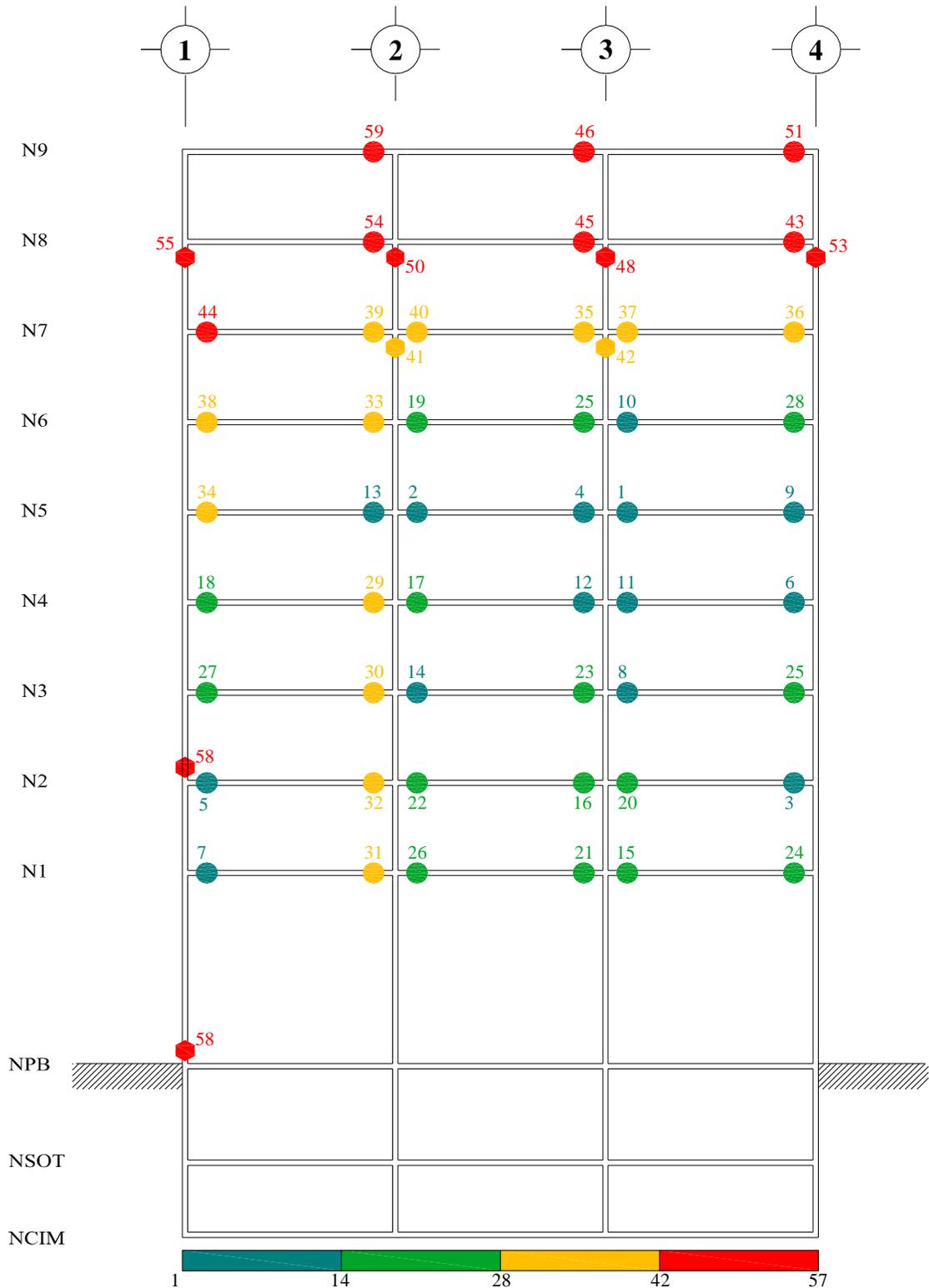


Fig 4.109.- Mecanismo de falla y secuencia de formación de articulaciones plásticas, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

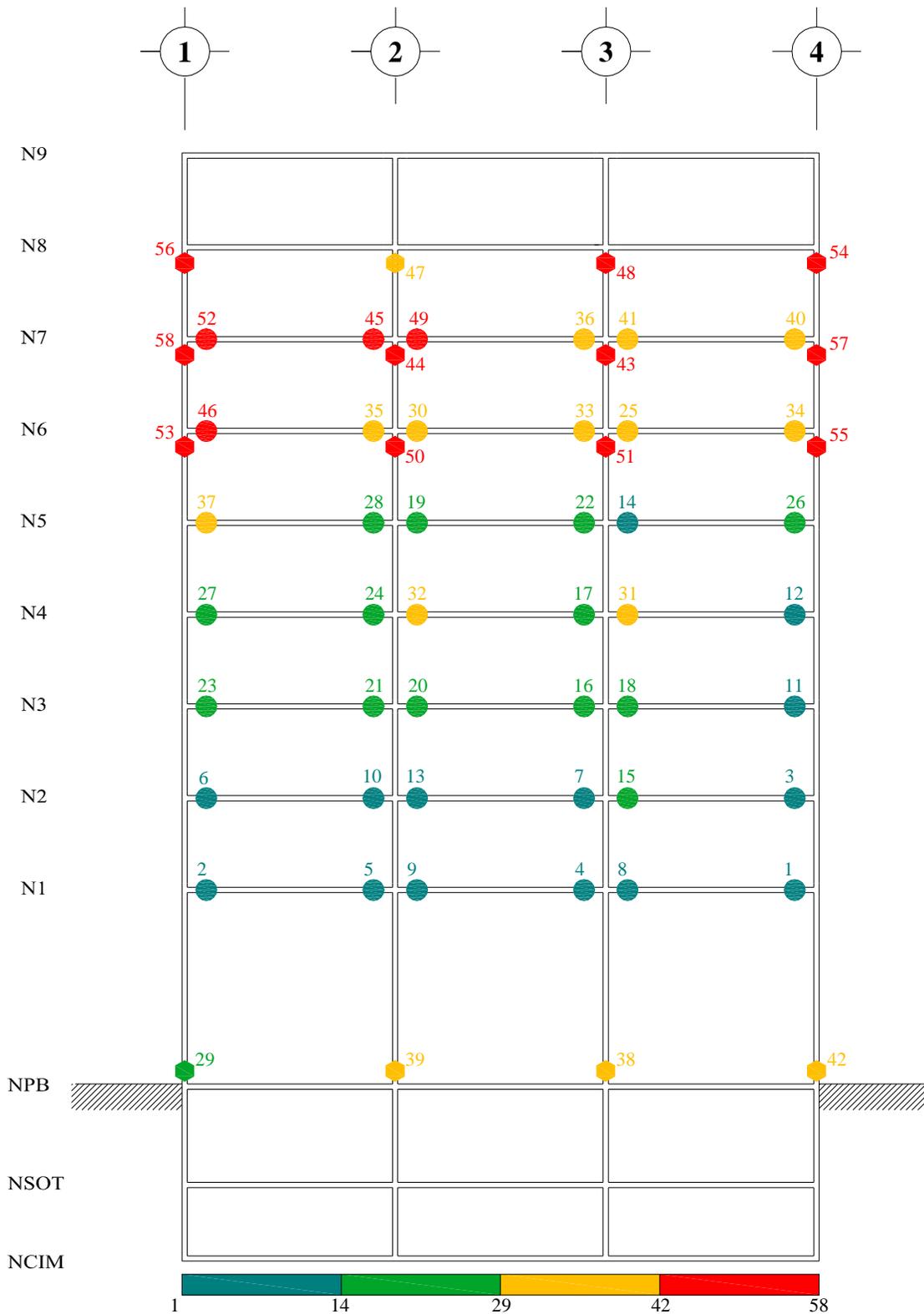


Fig 4.110.- Mecanismo de falla y secuencia de formación de articulaciones plásticas, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

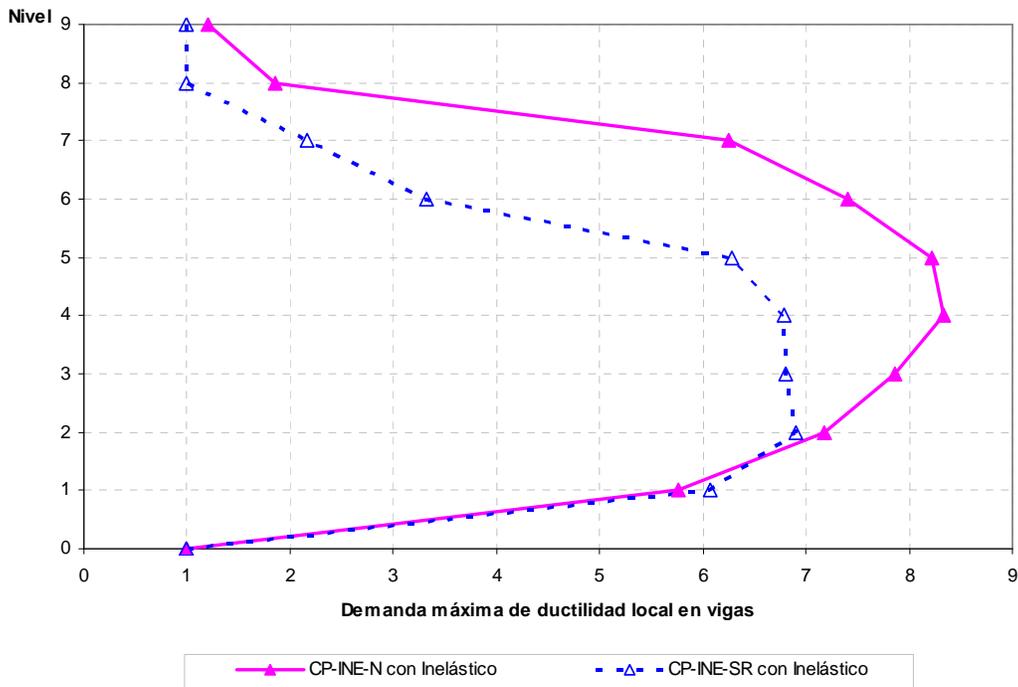


Fig 4.111.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

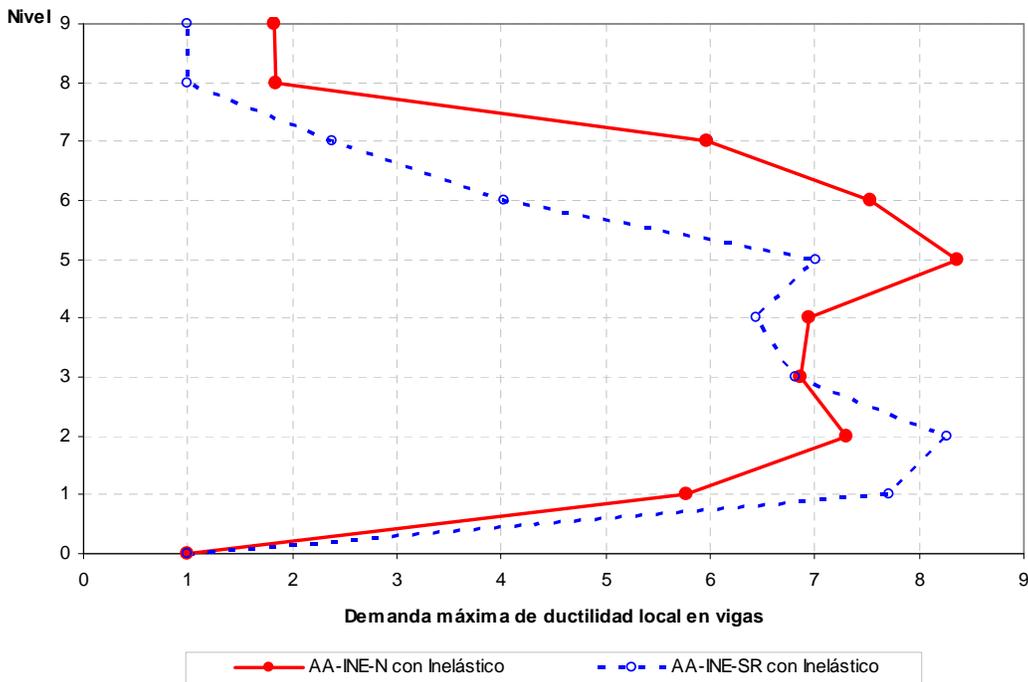


Fig 4.112.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{máx}$

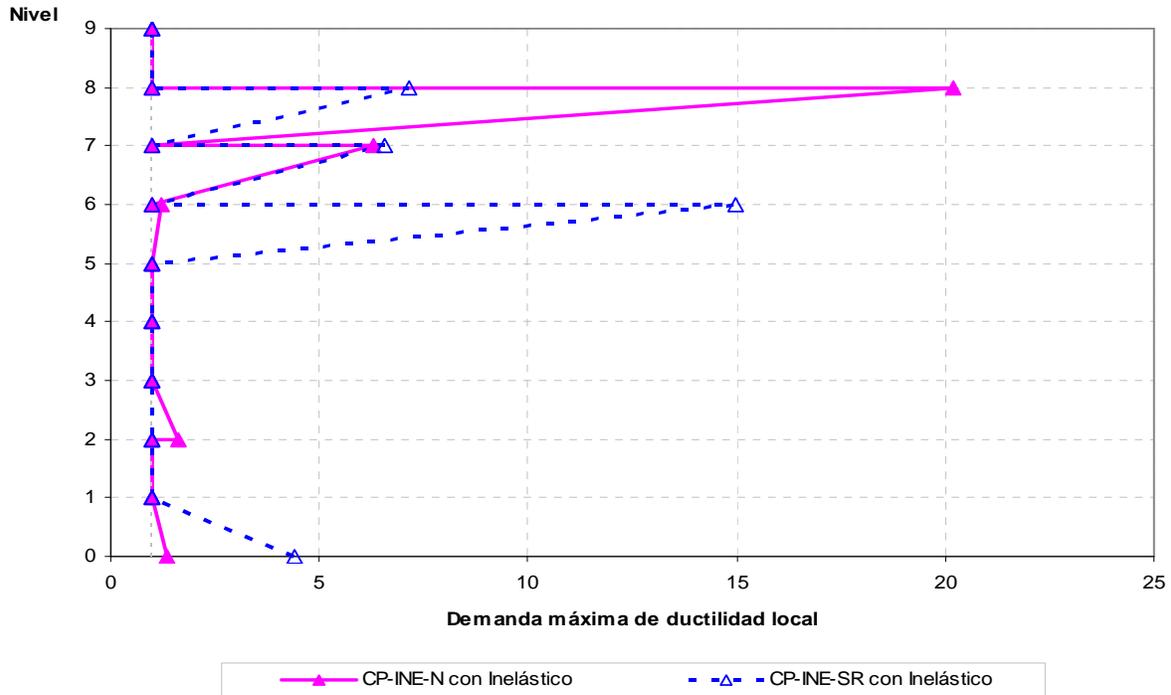


Fig 4.113.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{m\acute{a}x}$

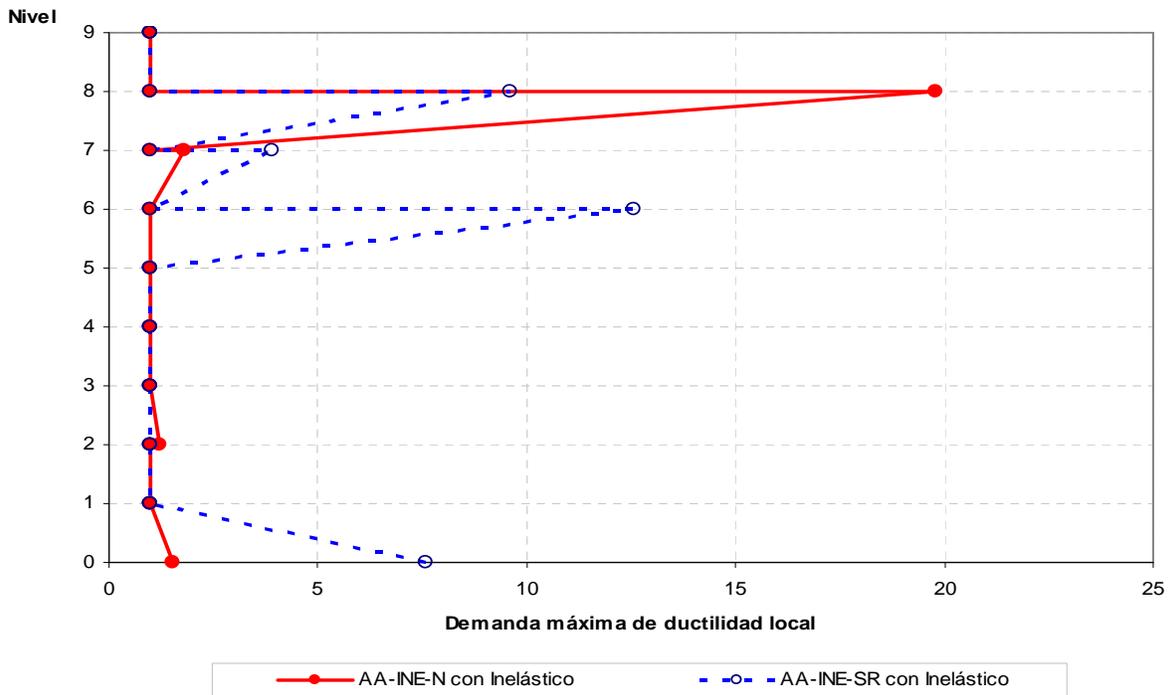


Fig 4.114.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso inelástico para $\Delta_{m\acute{a}x}$

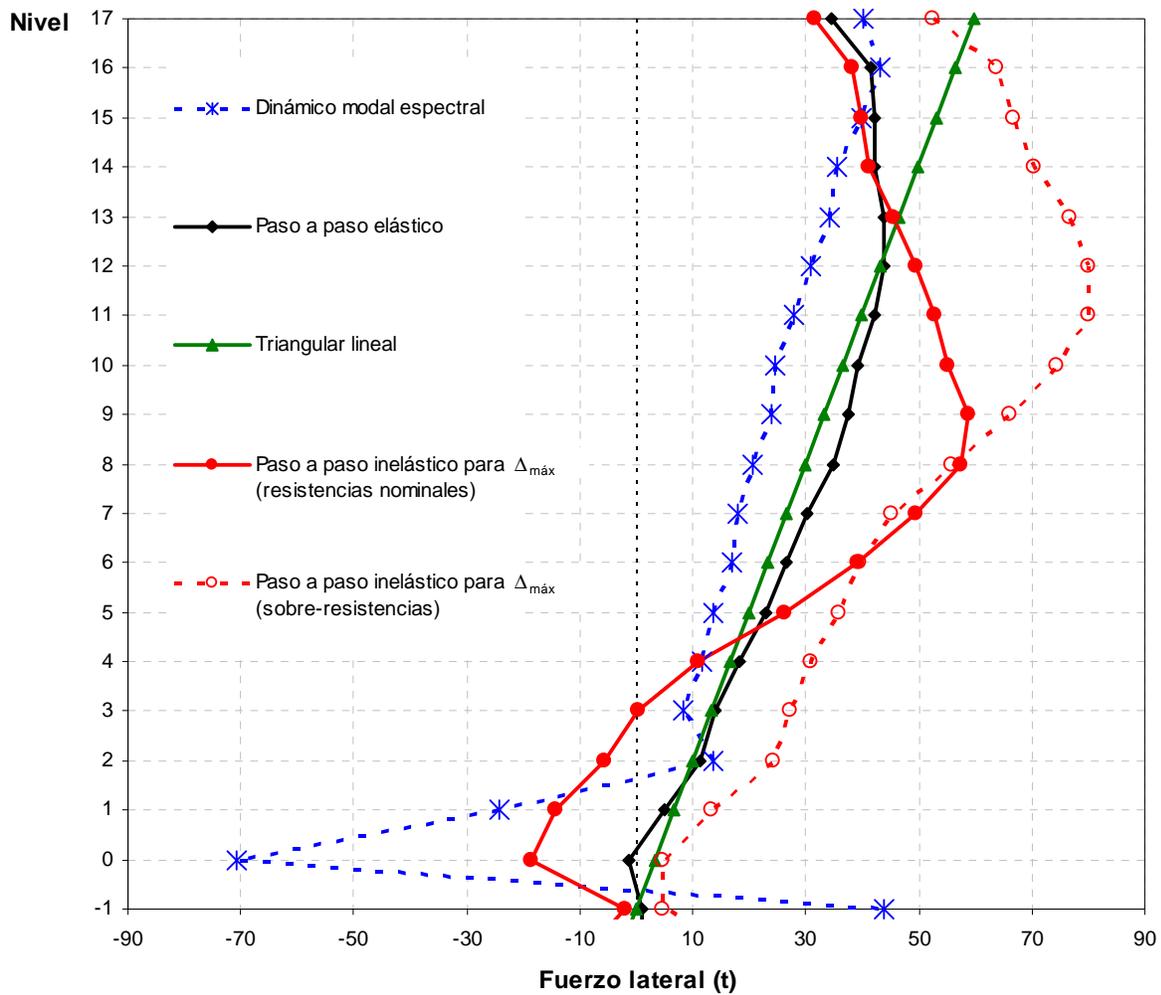


Fig 4.115.- Distribuciones de cargas laterales para el análisis estático no-lineal (Push-over), edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

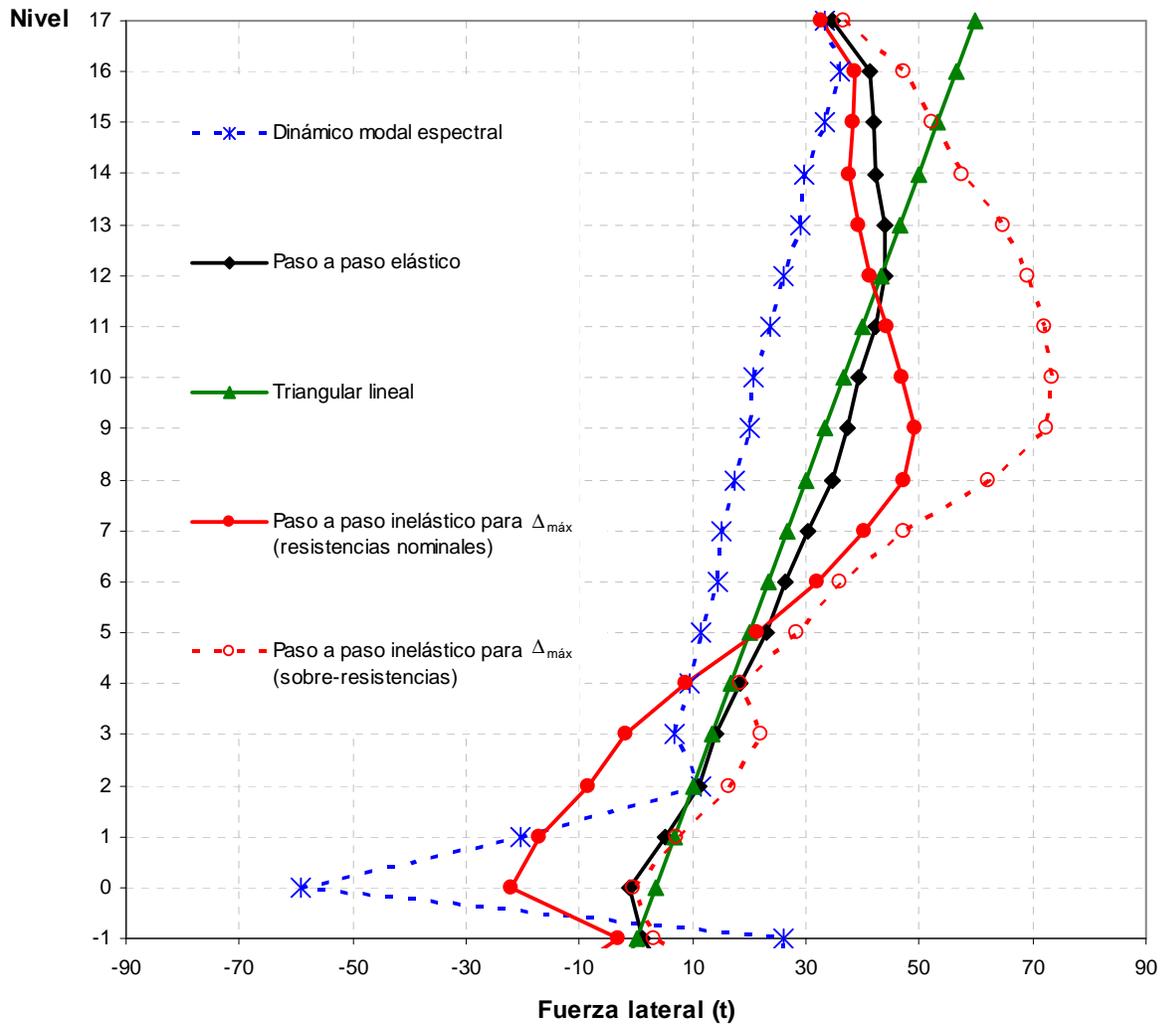


Fig 4.116.- Distribución de cargas laterales para el análisis estático no-lineal (Push-over), edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

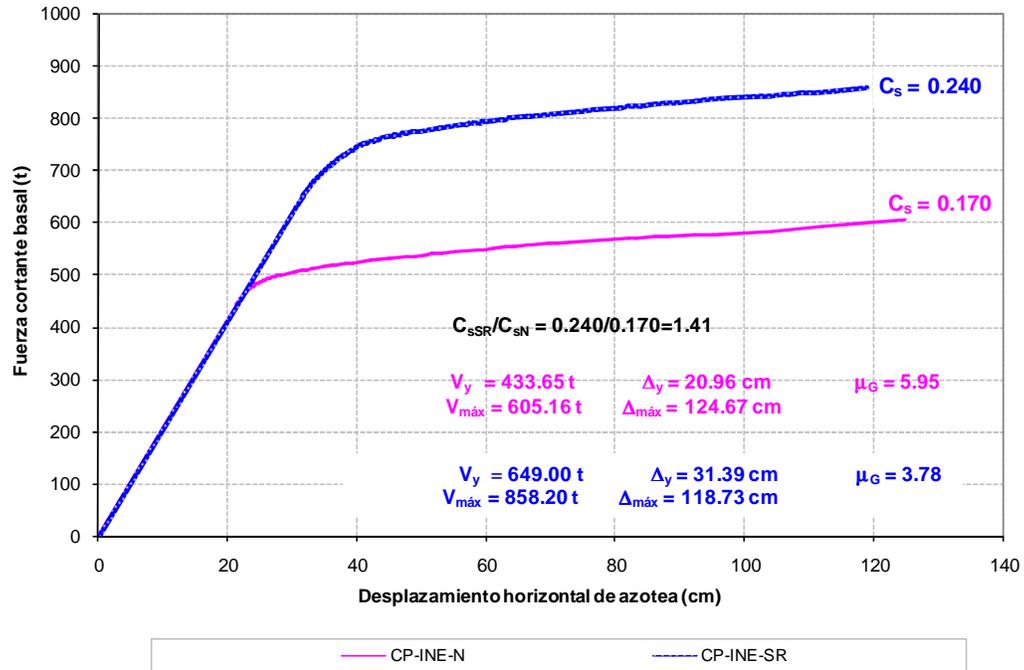


Fig 4.117.- Curvas de fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

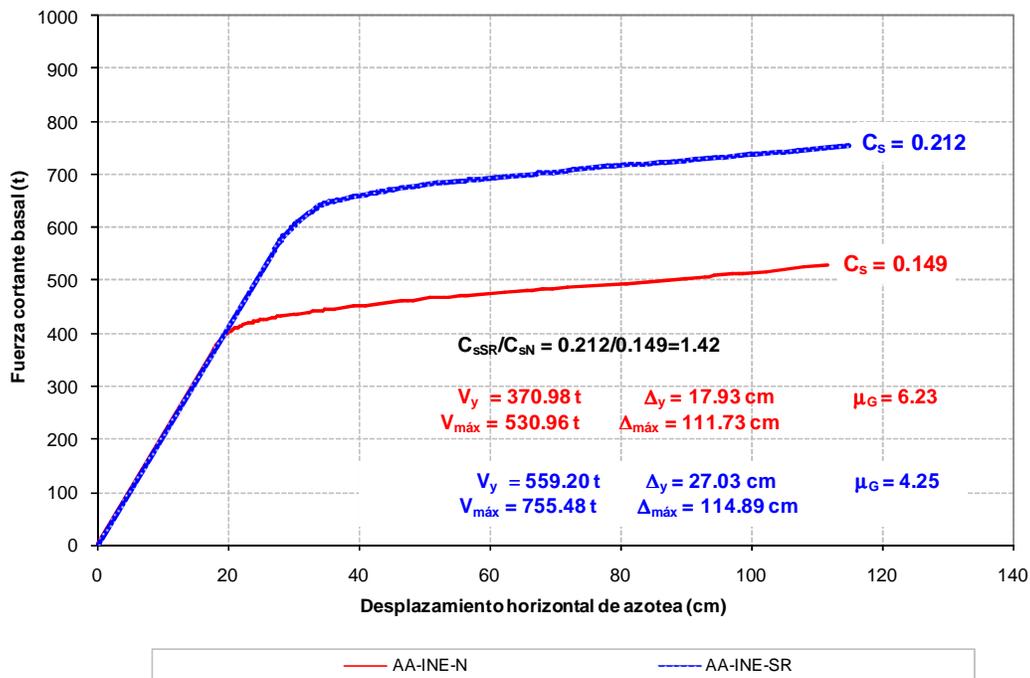


Fig 4.118.- Curvas de fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

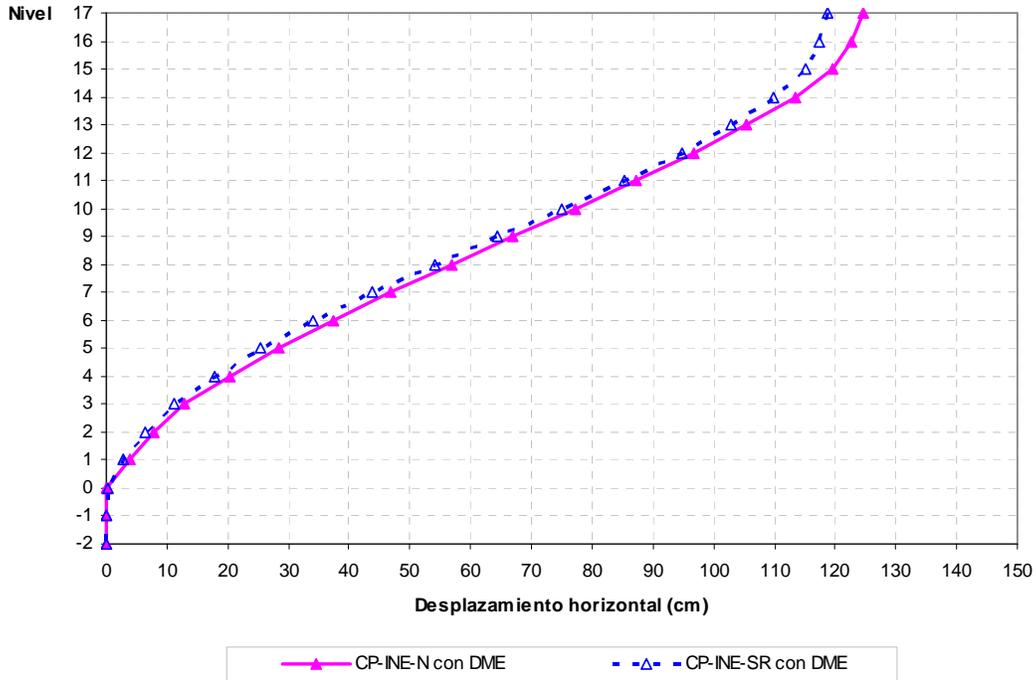


Fig 4.119.- Desplazamientos horizontales máximos, edificio 17 niveles, caso A con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

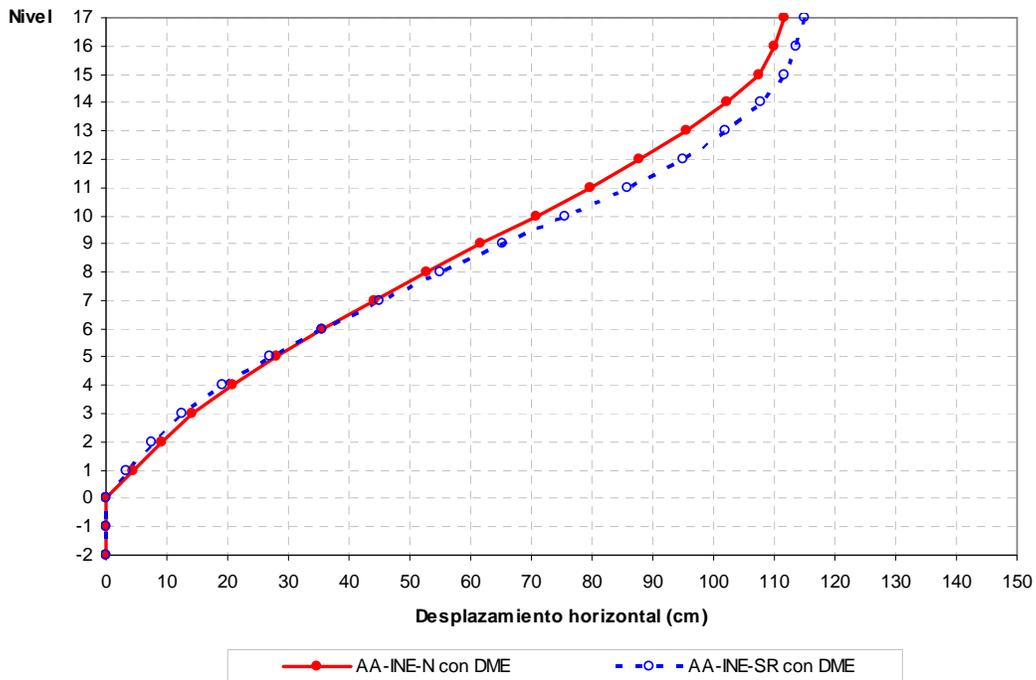


Fig 4.120.- Desplazamientos horizontales máximos, edificio 17 niveles, caso B con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

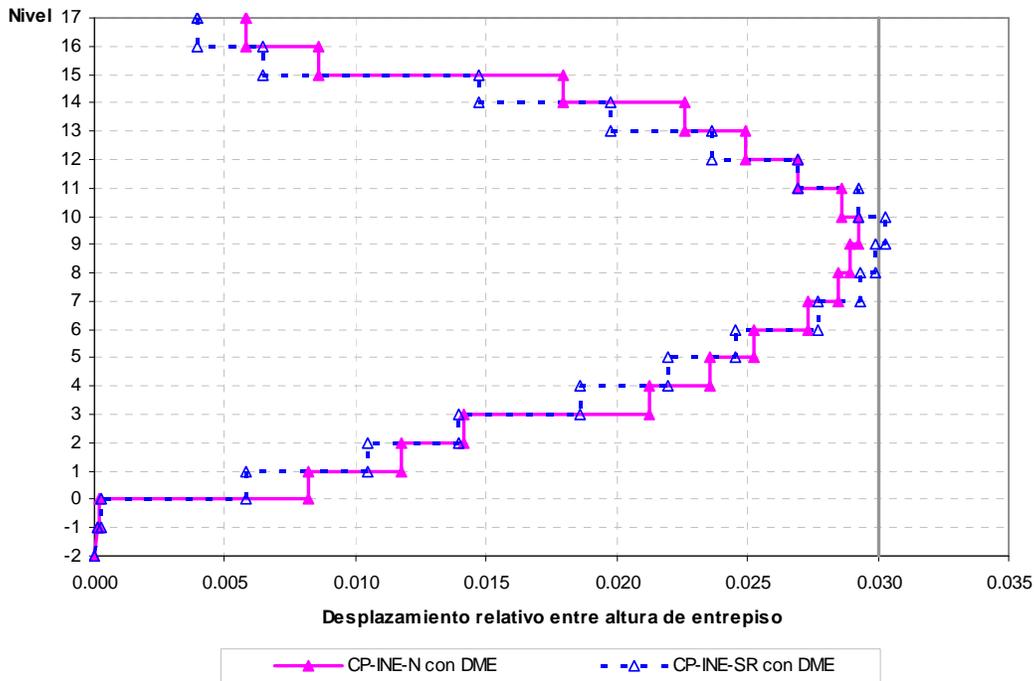


Fig 4.121.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, edificio 17 niveles, caso A con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

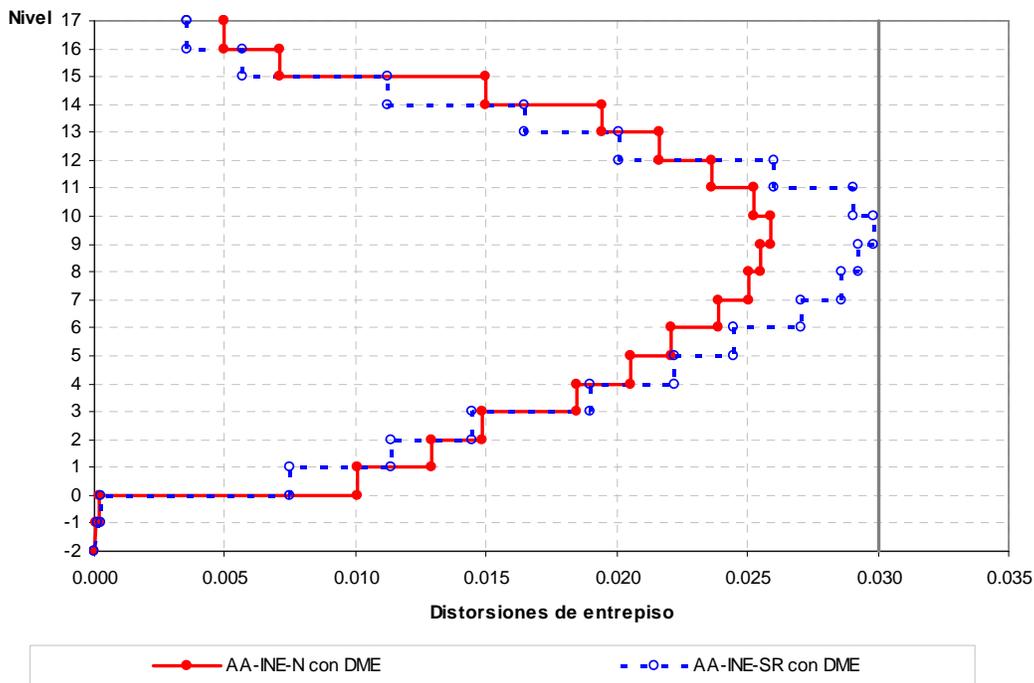


Fig 4.122.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, edificio 17 niveles, caso A con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

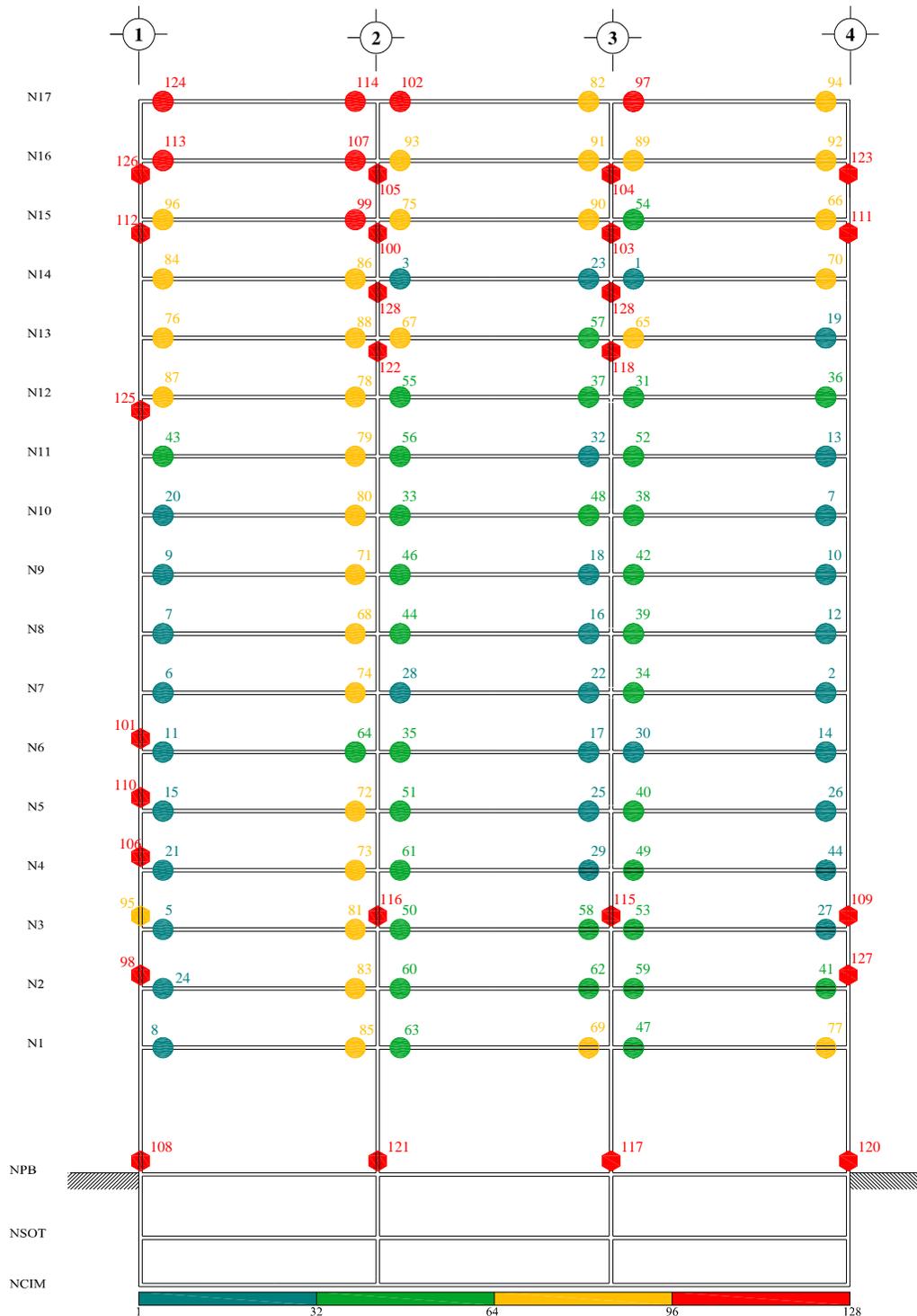


Fig 4.123.- Mecanismo de falla y secuencia de formación de articulaciones plásticas, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

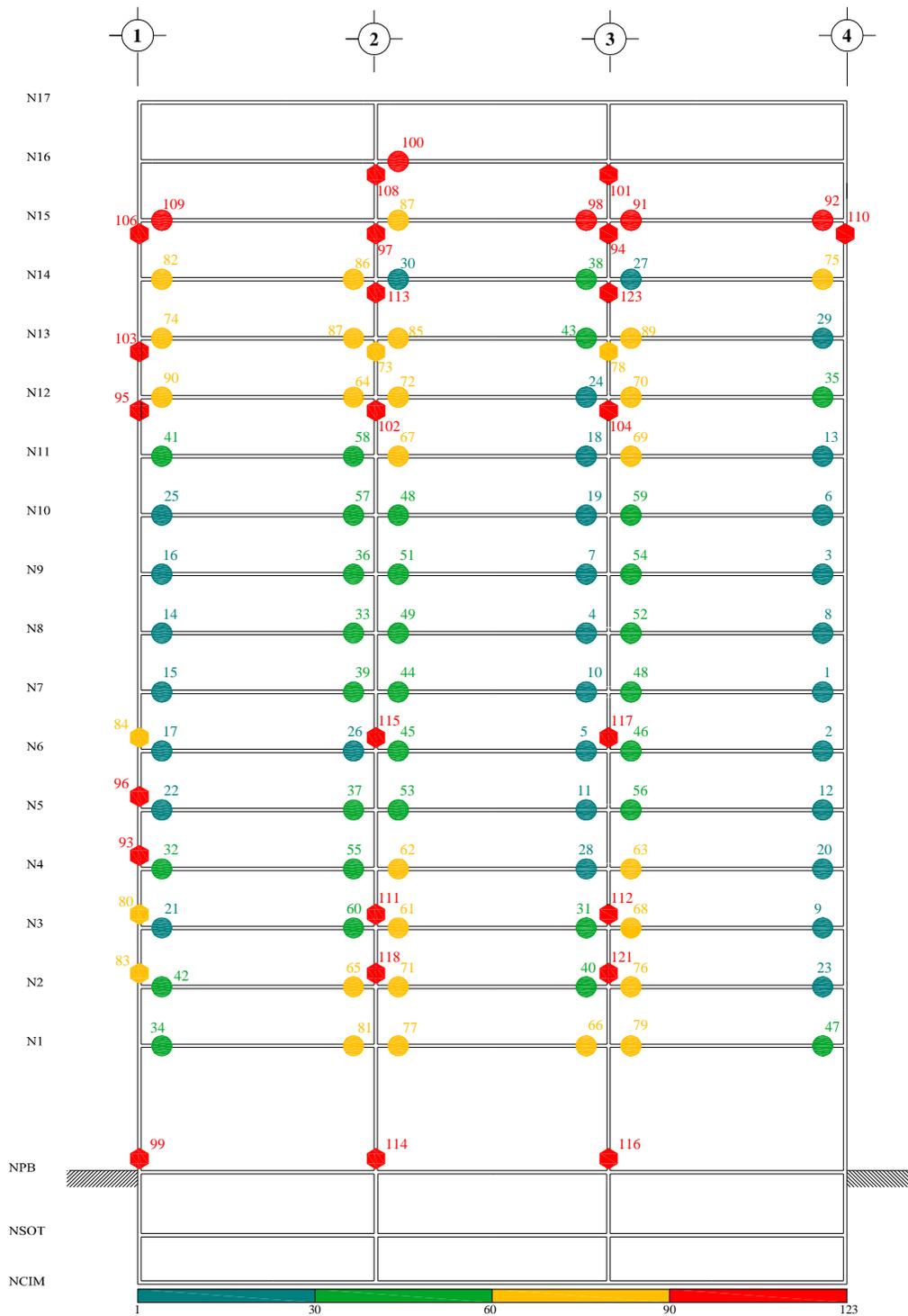


Fig 4.124.- Mecanismo de falla y secuencia de formación de articulaciones plásticas, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

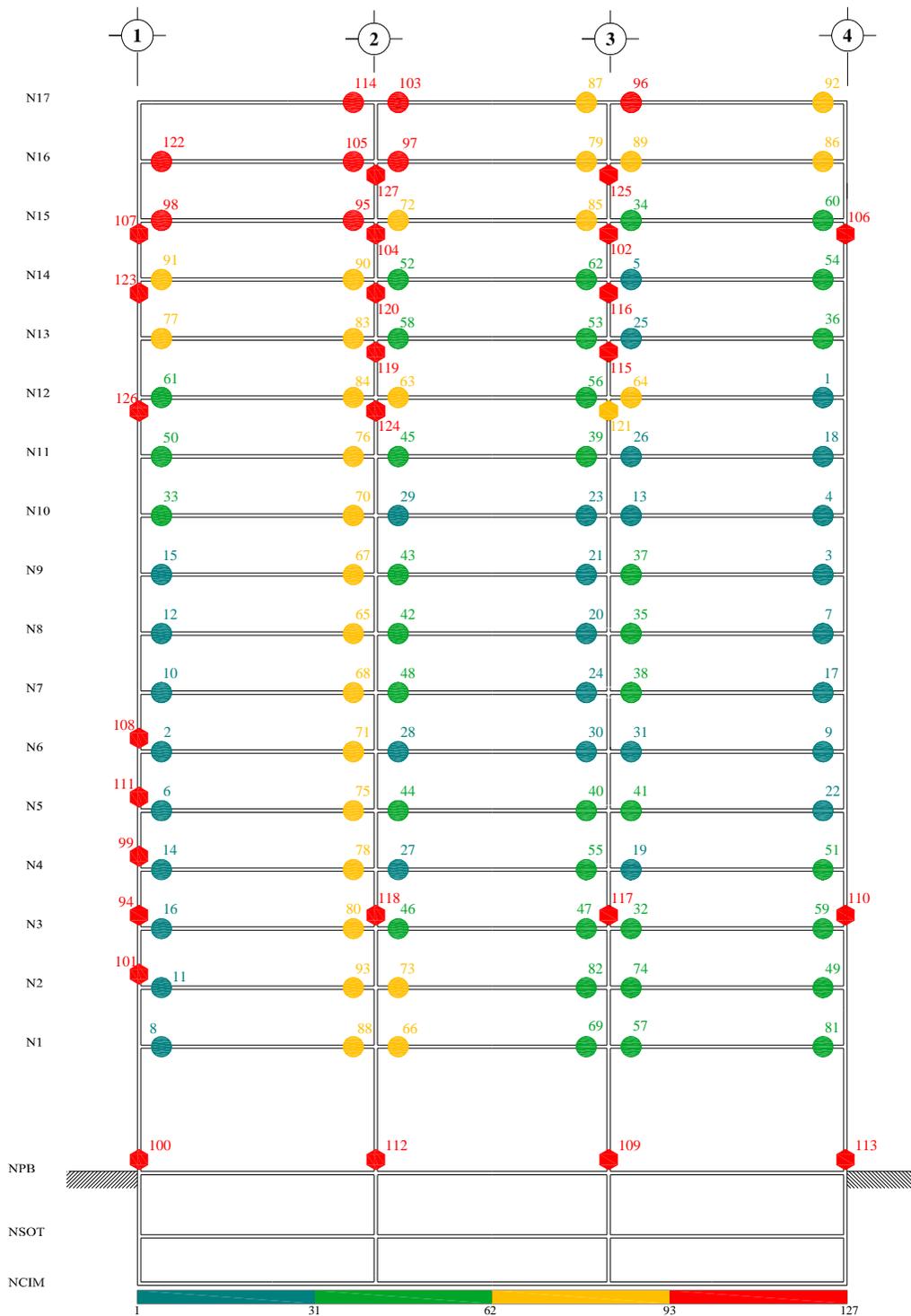


Fig 4.125.- Mecanismo de falla y secuencia de formación de articulaciones plásticas, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

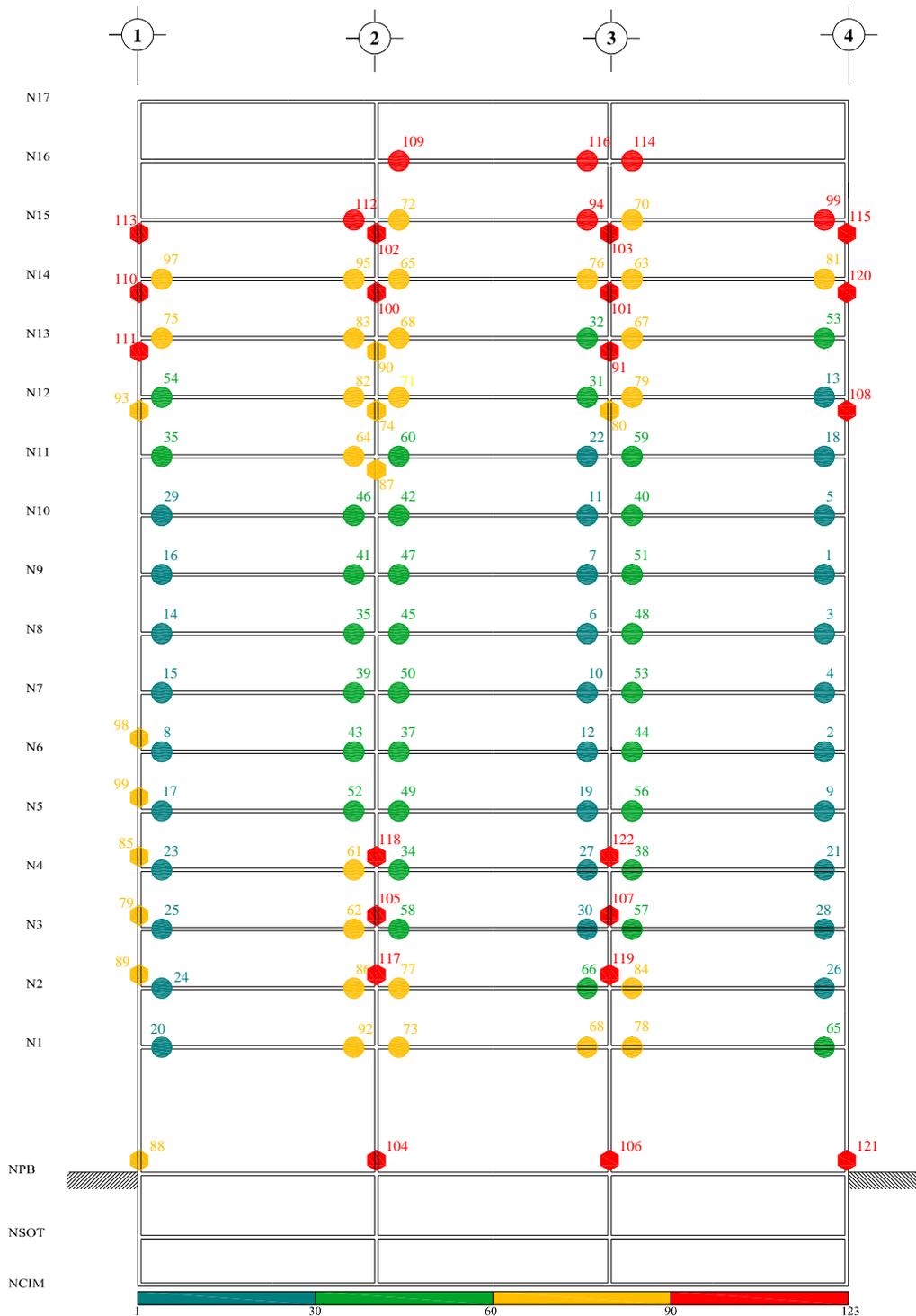


Fig 4.126.- Mecanismo de falla y secuencia de formación de articulaciones plásticas, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

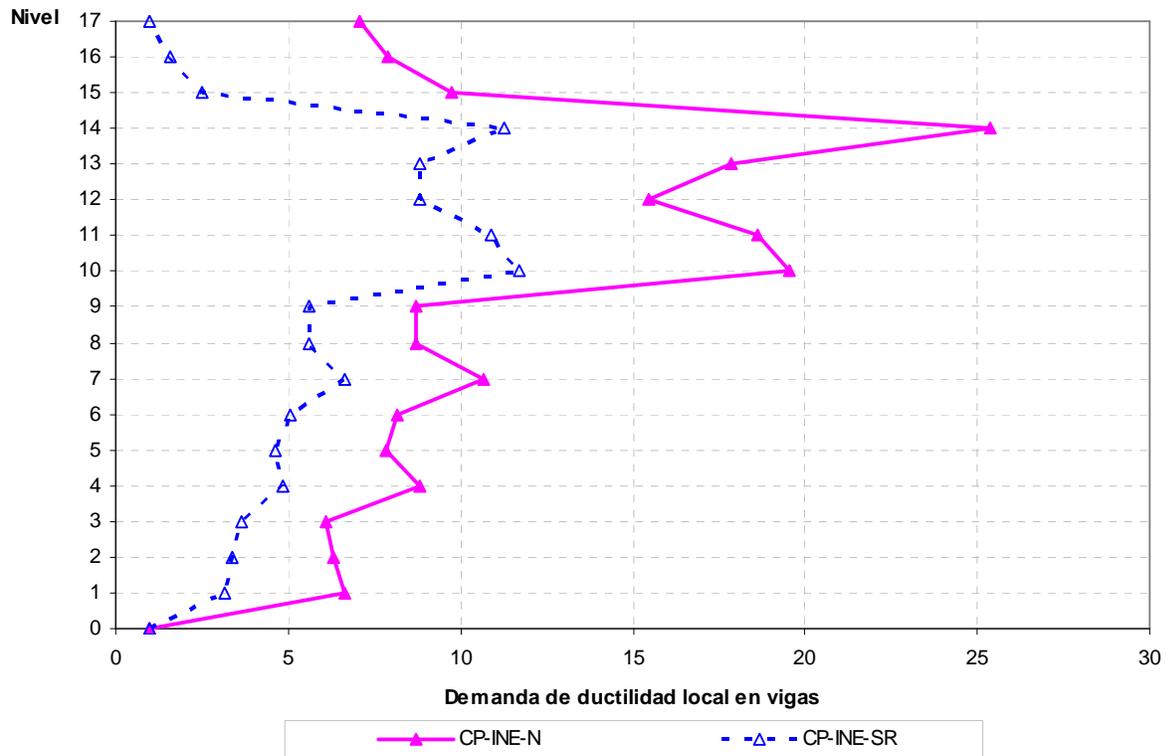


Fig 4.127.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

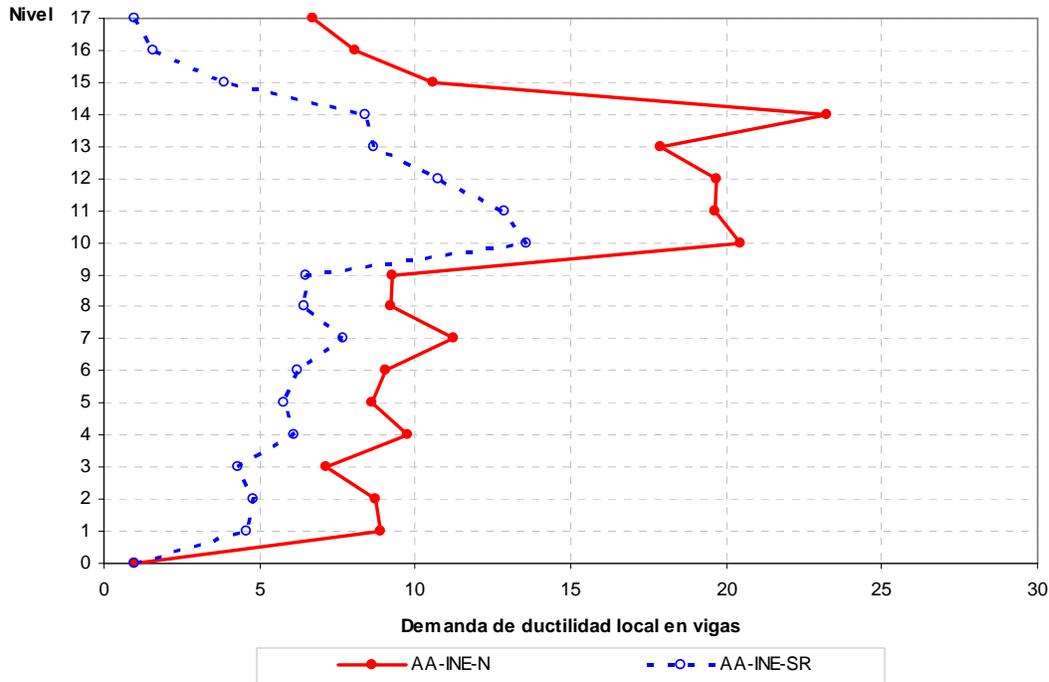


Fig 4.128.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

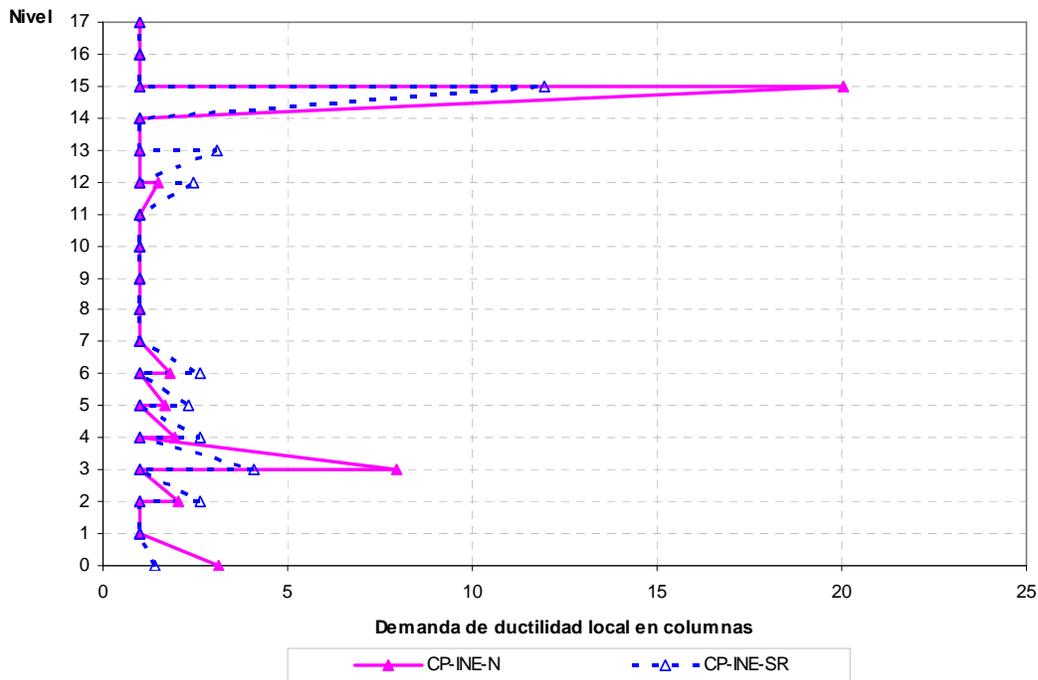


Fig 4.129.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

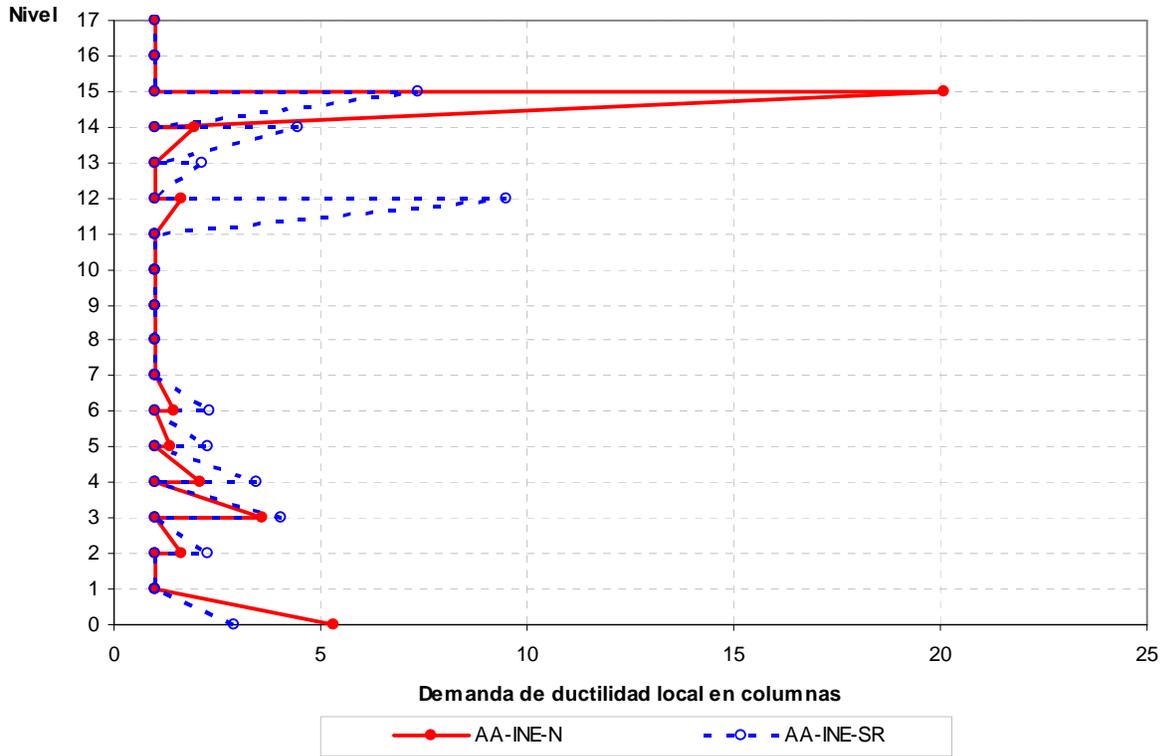


Fig 4.130.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A) con resistencias nominales y sobre-resistencias, distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral

5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1 Introducción

En este trabajo se llevó a cabo el estudio de dos edificios (9 y 17 niveles) con dos alternativas de diseño para cada uno. En la primera, caso A, se utilizó el Cuerpo Principal del RDF-04, y en la segunda, caso B, se consideraron los aspectos señalados en el Apéndice A de las mismas NTC-Sismo. Los edificios se diseñaron cumpliendo con los estados límite de servicio (desplazamientos laterales) y de falla (resistencias). Las estructuras se clasificaron dentro del grupo B, ubicadas en la zona compresible del Valle de México; el factor de comportamiento sísmico fue $Q=3$. El estado límite de servicio se revisó para la deformación angular de entrepiso permisible de 0.012 para el caso A; para el caso B se revisó ante el valor de 0.004 y 0.03 para las condiciones de servicio y de de colapso respectivamente.

Para observar el comportamiento sísmico de las estructuras, tanto a nivel global como local, se obtuvo la respuesta dinámica paso a paso elástica e inelástica, ante la acción del acelerograma SCT, componente EW, de sismo del 19 de septiembre de 1985. Los análisis del edificio de 9 niveles consideran los efectos de interacción suelo-estructura; para el edificio de 17 niveles se asume la base empotrada. En los análisis paso a paso se tomaron en cuenta los efectos de las posibles sobre-resistencias, además de los efectos de las resistencias nominales.

Además de los análisis sísmicos en la historia del tiempo, también se realizaron análisis ante cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes, tipo Push-over, para fines comparativos contra las respuestas dinámicas paso a paso.

En este capítulo se comparan los principales resultados de los diversos análisis realizados.

5.2 Análisis sísmicos elásticos para diseño

Los resultados que se muestran en esta sección se obtuvieron a partir de los análisis dinámicos modales espectrales.

5.2.1 Dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales

Las tablas 5.1 a 5.4 presentan los tamaños de las dimensiones definitivas de las secciones transversales de los miembros estructurales de los dos edificios, ambos casos A y B. Estos tamaños son resultados finales, después de haber hecho la revisión de los estados límite de servicio y de falla definidos en las NTC-Sismo del RDF-04.

Las dimensiones de las secciones transversales de vigas y columnas de los casos A y B son iguales, sin importar si la revisión se hace con las condiciones sísmicas del Cuerpo Principal o del Apéndice A de las NTC-Sismo.

5.2.2 Periodos fundamentales de vibración

La tabla 5.5 y 5.6 tienen los periodos fundamentales de vibración, direcciones X, Y y θ , de los edificios analizados de 9 y 17 niveles; no existe diferencias entre los casos A y B, debido a que las secciones resultantes de diseño son iguales; los periodos de traslación en X y Y de los edificios de 17 niveles son iguales debido a la simetría de la estructura.

La fig 5.1 muestra los espectros de respuesta elástica e inelástica del acelerograma SCT-EW-85, con amortiguamiento viscoso crítico de 5%, y los espectros de diseño de las NTC-Sismo del RDF-04, Cuerpo Principal (Zona III_b) y Apéndice A ($T_s = 2$ s); se tiene, también, la ubicación de los periodos fundamentales de vibración (dirección X) de las estructuras en estudio, casos A y B.

- 9 Niveles.- Los periodos fundamentales caen casi al inicio de la parte ascendente del espectro de respuesta elástico, en que se tiene el periodo dominante del terreno de 2 s. La ordenada espectral elástica del registro es prácticamente igual que la ordenada del espectro de diseño elástico del Cuerpo Principal para la zona III_b.
- 17 Niveles.- El periodo fundamental de traslación (igual en ambas direcciones) está más cercano al periodo dominante del terreno. Esto implica que en esta estructura se inducirán fuerzas de inercia mayores, debidas a la acción del sismo, con respecto del edificio de 9 niveles.

Ambos edificios (9 y 17 niveles) caen en la meseta de los espectros de diseño inelásticos (Cuerpo Principal y Apéndice A) del RDF- 04 para $Q=3$; cabe recordar que los modelos del caso A (Cuerpo Principal) fueron diseñados para la ordenada espectral $c/Q'=0.15$, y los modelos del caso B para una ordenada espectral $c/Q'=0.137$.

5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos

Las tablas 5.7 y 5.8 comparan los desplazamientos laterales máximos de azotea de los edificios de 9 y 17 niveles, respectivamente, con base en los diferentes criterios propuestos en el Cuerpo Principal y en el Apéndice A de las NTC-Sismo. Las respuestas de servicio del caso A son muy diferentes a las de caso B, debido a que en el criterio del Cuerpo Principal está implícito un factor igual a tres cuando se define el límite permisible de la distorsión angular de entrepiso de 0.012. Lo anterior ya no ocurre con el criterio propuesto por el Apéndice A, que señala que se deben revisar dos condiciones de diseño: una de servicio y otra de colapso. Los desplazamientos del caso A ya están multiplicados por Q, mientras que los del caso B por $Q^*R/7$ (servicio) y por QR (colapso). Las figs. 5.2 y 5.3 presentan los perfiles de los desplazamientos horizontales máximos para ambos casos.

- 9 Niveles.- Las respuestas máximas, sismo en dirección X, son ligeramente mayores, debido a la diferencia de rigideces laterales de las dos direcciones.
- 17 Niveles.- Los desplazamientos laterales máximos son iguales en ambas direcciones debido a la simetría en planta de la estructura.

5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Los valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso Δ_{ri}/h_i de los edificios de 9 y 17 niveles se muestran en las tablas 5.9 y 5.10, respectivamente; las figs. 5.4 y 5.5 tienen dichas respuestas en elevación, comparando contra los límites reglamentarios establecidos en el Cuerpo Principal y el Apéndice A.

- 9 Niveles.- El edificio en ambas direcciones cumple con el límite especificado en el Cuerpo Principal (0.012), y está ligeramente por encima del límite de servicio de 0.04 señalado por el Apéndice A, en dirección X. El límite de colapso no es una condición que rige el comportamiento de dicho edificio.
- 17 Niveles.- Cumple con los límites reglamentarios, estando ligeramente por encima de la condición de servicio del Apéndice A. La condición de colapso del caso B no es una condición que domine en el comportamiento.

5.2.5 Fuerzas cortantes basales

Las tablas 5.11 y 5.12 tienen las fuerzas cortantes basales de los edificios de 9 y 17 niveles, respectivamente, para los casos A y B; las figs. 5.6 y 5.7 muestran las distribuciones en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso.

- 9 Niveles.- Las respuestas son ligeramente superiores en la dirección con mayor rigidez lateral. Las fuerzas cortantes basales son ligeramente mayores en el caso A, debido a las diferencias en las ordenadas espectrales.
- 17 Niveles.- Al igual que en el modelo de 9 niveles, las fuerzas cortantes de entrepiso son mayores en el caso A.

5.3 Análisis sísmicos dinámicos paso a paso inelásticos

En esta sección se comparan los resultados obtenidos de los análisis sísmicos dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos (resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias), realizados con el DRAIN-2DX.

5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos

Las figs. 5.8 y 5.9 presentan las distribuciones de los desplazamientos horizontales máximos de los edificios de 9 y 17 niveles, casos A y B, respectivamente; las tablas 5.13 y 5.14 presentan los desplazamientos inelásticos máximos ($\Delta_{\text{máx}}$) y de fluencia (Δ_f) en azotea, así como también se las demandas máximas de ductilidad global (μ_g).

- 9 Niveles.- Todos los casos experimentan comportamiento no lineal; los desplazamientos laterales máximos son muy similares, con excepción del caso B (Apéndice A) con resistencias nominales, que presenta un desplazamiento horizontal máximo mayor al del caso A. Las respuestas inelásticas con efectos de sobre-resistencia son prácticamente iguales en los casos A y B; en general, con sobre-resistencias se tiene menor ductilidad global.
- 17 Niveles.- A excepción del modelo del caso B con resistencias nominales (AA-N), los valores de μ_g son mayores en los edificios del caso A; es decir, éstas estructuras tuvieron una ligera mayor disipación de energía que las del caso B.

Las demandas máximas de ductilidad global de los casos A y B, independientemente del tipo de resistencias, son muy similares entre sí. En ningún caso μ_g fue mayor a 3, igual al factor de comportamiento sísmico (Q) utilizado para reducir el espectro elástico de diseño del Cuerpo Principal (caso A) y del Apéndice A (caso B) de las NTC-Sismo del RDF-04.

5.3.2 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso,

$$\Delta_{ri} / h_i$$

Este tipo de respuestas se comparan en las figs. 5.10 y 5.11, modelos de 9 y 17 niveles, respectivamente.

- 9 Niveles.- Los casos A y B con resistencias nominales tienden a superar la respuesta elástica en algunos niveles. La respuesta inelástica de los diseños con el Cuerpo Principal no superan el límite establecido en el reglamento de 0.012. Las respuestas del caso diseñado con el espectro del Apéndice A están por debajo del límite de colapso (0.03).
- 17 Niveles.- Las distorsiones angulares de entrepiso de los casos A y B son muy similares. Los casos A y B con sobre-resistencias exceden por muy poco el límite de 0.012, establecido en el Cuerpo Principal. Por otro lado, las respuestas tienden a estar por debajo del límite de colapso (0.03).

5.3.3 Coeficientes sísmicos

Las tablas 5.15 y 5.16 comparan los coeficientes sísmicos máximos de los casos A y B de las estructuras de 9 y 17 niveles, elásticas e inelásticas, respectivamente. Los coeficientes sísmicos elásticos son iguales en el caso A y B; las respuestas inelásticas son ligeramente mayores en el caso A. Las mayores diferencias entre los coeficientes elásticos e inelásticos se presentan en los modelos con resistencias nominales. Las figs. 5.12 a 5.15 muestran las historias de los coeficientes sísmicos elásticos e inelásticos sin y con efectos de sobre-resistencias.

- 9 Niveles.- Las respuestas del caso A tienden a ser ligeramente mayores, lo que indica que los marcos del caso B presentan un poco más de incursión en el rango no lineal. La respuesta elástica siempre es mayor que la inelástica.
- 17 Niveles.- Los coeficientes sísmicos de los casos A y B son muy similares, ligeramente mayores los del caso A. La respuesta elástica tiende a ser mayor.

5.3.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea ayudan a describir el comportamiento de una estructura ante la acción de un sismo; sirven para observar la variación de algunos de los parámetros estructurales más importantes, tales como: desplazamiento lateral máximo, fuerza cortante máxima, rigidez lateral de la estructura, así como los posibles niveles de comportamiento inelástico que puede ir presentando cada estructura, en función del área de los ciclos de histéresis.

Cuando el comportamiento es elástico las gráficas son prácticamente líneas rectas; sólo se observa cierta disipación de energía debido al amortiguamiento viscoso, supuesto en este estudio del 5%. Cuando se presenta comportamiento inelástico, y a medida que la estructura disipa mayor cantidad de energía sísmica las gráficas de este tipo de respuesta tienen mayor área histéretica; se presentan reducciones importantes de la fuerza cortante basal y de los desplazamientos laterales. Las figs. 5.16 a 5.23 comparan las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, comportamientos elásticos e inelásticos, de las estructuras de 9 y 17 niveles, casos A y B, respectivamente.

- 9 Niveles.- El comportamiento de este tipo de respuesta inelástica es similar para los casos A y B; si acaso las curvas histéricas del caso B presentan una ligera mayor amplitud, lo cual significa una mayor incursión en el rango no lineal y mayor disipación de energía; para fines prácticos esta diferencia no es significativa. Los casos con sobre-resistencias tienden a comportarse linealmente.
- 17 Niveles.- Al igual que en los casos de 9 niveles, los modelos del caso B tienden a tener mayor área histérica. Los casos con sobre-resistencias presentan algo más de comportamiento no lineal, con respecto de los casos de 9 niveles, aunque de forma menos importante que la condición nominal.

5.3.5 Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para observar la respuesta sísmica local, a nivel de elementos estructurales, en cada uno de los ejes analizados de las estructuras de 9 y 17 niveles, se revisaron las respuestas de vigas y columnas tipo.

5.3.5.1 Vigas

Las vigas de ambos edificios, casos A y B, presentan un número importante de ciclos en los que se alcanza la fluencia, tanto para momento flexionante negativo como positivo; además la respuesta inelástica disminuye notablemente con respecto de la elástica.

En todas las vigas, al comparar las historias de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles, se verifica que no rigieron los modos de falla frágiles; la fuerza cortante inelástica actuante nunca supera a la resistencia diseñada según las NTC-Concreto.

5.3.5.2 Columnas

Las columnas de los edificios de 9 y 17 niveles, casos A y B, muestran un comportamiento en que gobierna la flexión, con valores de las relaciones M-P menores a los de la condición balanceada; los modelos de 17 niveles presentan más variación en la carga axial. Las columnas de los edificios de 9 y 17 niveles del caso A con efectos de sobre-resistencias no presentan fluencia.

En todos los casos, al revisar las historias de la fuerza cortante actuante contra la resistencia disponible, la capacidad nunca es alcanzada; siempre existe una reserva de resistencia adecuada al cortante, como resultado de haber diseñado el refuerzo transversal para satisfacer las condiciones requeridas estrictas de confinamiento.

5.3.6 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local

A continuación se comparan las demandas máximas de ductilidad local (μ_l) desarrolladas en vigas y columnas, así como las distribuciones globales de articulaciones plásticas.

5.3.6.1 Distribución global de articulaciones plásticas

En todos los edificios, casos A y B, la distribución global de articulaciones plásticas presentó una tendencia general hacia el mecanismo de falla conocido como tipo “viga”; esto es, se tienen articulaciones plásticas en la mayor parte de los extremos de las vigas y solamente en algunas columnas, congruente con la filosofía actual de diseño “columna fuerte-trabe débil” del RDF-04.

Las figs. 5.24 a 5.27 muestran la distribución global de articulaciones plásticas para los edificios de 9 y 17 niveles para los casos A y B, sin y con sobre-resistencias.

- 9 Niveles.- El patrón de comportamiento de las distribuciones de articulaciones plásticas con resistencias nominales son muy similares; si acaso, en el caso B se articulan todas las

columnas de planta baja, mientras que en el caso A solo lo hace una de ellas. En los casos con sobre-resistencias, las distribuciones de los casos A y B son similares; se articulan un número ligeramente mayor de elementos en el caso B.

- 17 Niveles.- Se puede notar que, al igual que en el edificio de 9 niveles, no existen diferencias relevantes entre los casos A y B. Con este número de niveles se articula un mayor número de columnas de niveles inferiores; sin embargo, las demandas máximas de ductilidad local son pequeñas.

5.3.6.2 Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

Las figs. 5.28 a 5.31 comparan las demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas de los edificios de 9 y 17 niveles, casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias.

- 9 Niveles.- Las demandas máximas de ductilidad local que se presentan en vigas del caso B tienden a ser ligeramente mayores a las del caso A, independientemente del tipo de resistencias. Las demandas de ductilidad local en columnas son mayores en el caso B. Las respuestas máximas de los casos nominales oscilan entre 4 y 6 en vigas, mientras que en columnas son menores a 2. Con efectos de sobre-resistencias, las demandas máximas en vigas oscilan entre 2 y 3, y en columnas muy cercanos a 1.
- 17 Niveles.- Las demandas máximas de ductilidad en vigas y columnas tienden a ser ligeramente mayores en el caso B. En vigas oscilan entre 3 y 7 con resistencias nominales, y entre 1.5 y 3 con efectos de sobre-resistencia. Las demandas de ductilidad en columnas son menores a 1.5.

5.4 Análisis sísmicos estáticos no-lineales Push-over

El análisis Push-over es un análisis simplificado ante cargas laterales estáticas monótonicamente crecientes, que permite conocer el posible mecanismo de falla de una estructura; con este tipo de análisis se puede monitorear y controlar la magnitud de los desplazamientos laterales que una estructura puede experimentar. Ayuda a verificar el posible tipo de mecanismo de falla e identificar comportamientos indeseables en la estructura, cuando se ve sometida a grandes niveles de deformación. Sólo se muestran los resultados del análisis Push-over con base en los perfiles de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral (DME) y del análisis inelástico paso a paso de la fase más intensa (Inelástico), para fines comparativos.

5.4.1 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, desplazamientos laterales máximos y demandas de ductilidad global

Las figs. 5.32 y 5.33 comparan los resultados de las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea para los modelos de 9 y 17 niveles, casos A y B, con resistencias nominales y con sobre-resistencias. Las figs. 5.34 a la 5.41 comparan ahora los resultados de las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis paso a paso contra los del análisis Push-over. Con el análisis Push-over es posible llevar a la estructura a un rango de desplazamientos laterales mucho más grande que el que se llega a presentar con los análisis paso a paso.

- 9 Niveles.- La tabla 5.17 tiene los valores de las fuerzas cortantes basales de fluencia y los máximos observados en los casos A y B, sin y con sobre-resistencias. Son mayores los del caso A. Los desplazamientos horizontales máximos de azotea son mayores en el caso A nominal, pero menores al caso B cuando se consideran las sobre-resistencias. Las demandas máximas de ductilidad global son mayores para el caso A, a excepción del caso con sobre-resistencias, donde la ductilidad global es mayor en el caso B. Con éstos resultados se detecta claramente el efecto de las sobre-resistencias; las curvas presentan una mayor ordenada. En los dos casos A y B, con resistencias nominales, el desplazamiento lateral máximo no excedió de 60 cm, debido a que la condición que rigió en el comportamiento fue la demanda máxima de ductilidad local de 20, propuesta para las columnas.
- 17 Niveles.- La tabla 5.18 presentan los valores más representativos de las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, casos A y B, sin y con efectos de sobre-resistencias. Los resultados de la fuerza cortante basal y de los desplazamientos horizontales de azotea de la primera fluencia son mayores para el caso A. Se tienen mayores demandas de ductilidad global para el caso B. En general, el comportamiento de estas curvas estuvo regido por la condición del límite de la distorsión angular de entrepiso de la condición de colapso de 0.03 propuesto en el Apéndice A para estructuras con marcos dúctiles con $Q=3$.

5.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i

Las tablas 5.19 y 5.20 presentan los valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los edificios de 9 y 17 niveles, casos A y B, respectivamente.

- 9 Niveles.- En este tipo de estructura, casos A y B, resistencias nominales, no rigió la condición de colapso, sino lo que dominó fue la demanda máxima de ductilidad de columnas de 20, propuesto como límite por desarrollar en este tipo de elementos estructurales verticales; la distorsión máxima alcanzada fue de 0.0217 (caso A) y 0.0180 (caso B). Al contrario de la condición con resistencias nominales, los modelos con sobre-resistencias si estuvieron gobernados por la condición de colapso (0.03).
- 17 Niveles.- En las estructuras de 17 niveles, caso A y B, con sobre-resistencias, y caso A con resistencias nominales el comportamiento estuvo gobernado por la condición de colapso (0.03). El caso B con resistencias nominales presenta una distorsión máxima de 0.0259.

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

Las figs. 5.42 a 5.45 comparan las distribuciones de articulaciones plásticas de los edificios de 9 y 17 niveles, casos A y B, con resistencias nominales y con sobre-resistencias. Las tablas 5.21 y 5.22 presentan las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas; las figs. 5.38 a 5.41 tienen las demandas máximas de ductilidad local de las vigas y columnas de cada nivel, para cada uno de los casos analizados.

- 9 Niveles.- Se tiene un mecanismo similar en ambos casos, con un número ligeramente mayor de articulaciones plásticas en el caso B. Con los efectos de sobre-resistencias, los resultados de ambos casos son muy similares. Las columnas del caso A con resistencias nominales alcanza la demanda máxima de ductilidad asumida, con un valor permitido de 20; en vigas las demandas de ductilidad presentan valores mucho menores que el límite máximo establecido de 35.
- 17 Niveles.- Las tendencias de los mecanismos de colapso de los casos A y B son muy similares; si acaso, se articulan un número mayor de elementos estructurales en el caso B. En ambos casos se articula un número importante de extremos superiores de columnas de los entresijos de niveles N15-N14 a N12-N11; en el entresijo N15-N14 se concentra la mayor demanda de ductilidad en columnas. Los casos A y B con resistencias nominales presentan demandas máximas de ductilidad en columnas del orden de 20; en vigas se tienen valores máximos de 25. Cuando se considera la contribución de las sobre-resistencias, las demandas de ductilidad local en vigas y columnas no son un parámetro que rija el comportamiento, ya que éstos están por debajo de los valores máximos permitidos.

Tabla 5.1.- Comparación de secciones transversales de vigas, 9 niveles, casos A y B

Nivel	Tamaño de vigas principales (cm)
	Caso A: Cuerpo Principal = Caso B: Apéndice A
N9 - N8	65 x 30
N7 - N5	70 x 30
N4 - N3	80 x 35
N2 - N1	90 x 35

* Vigas secundarias de 60 x 30 cm

Tabla 5.2.- Comparación de secciones transversales de vigas, 17 niveles, casos A y B

Nivel	Tamaño de vigas principales (cm)
	Caso A: Cuerpo Principal = Caso B: Apéndice A
N17 - N14	80 x 30
N13 - N10	85 x 35
N9 - N7	90 x 40
N6 - N4	95 x 45
N2 - N1	100 x 50

* Vigas secundarias de 60 x 30 cm

Tabla 5.3.- Comparación de secciones transversales (cm) de columnas, 9 niveles, casos A y B

Nivel	Caso A: Cuerpo Principal = Caso B: Apéndice A
N9 - N8	70 x 70
N7 - N5	80 x 80
N4 - N3	90 x 90
N2 - NCIM	100 x 100

Tabla 5.4.- Comparación de secciones transversales (cm) de columnas, 17 niveles, casos A y B

Nivel	Caso A: Cuerpo Principal = Caso B: Apéndice A
N17 - N14	80 x 80
N13 - N10	90 x 90
N9 - N7	100 x 100
N6 - N4	110 x 110
N2 - NCIM	120 x 120

Tabla 5.5.- Comparación de periodos de vibración, 9 niveles, casos A y B

Periodo (s)	Caso A Cuerpo Principal = Caso B Apéndice A		
	X	Y	θ
T ₁	1.502	1.460	1.132
T ₂	0.563	0.551	0.420
T ₃	0.335	0.332	0.254

Tabla 5.6.- Comparación de periodos de vibración, 17 niveles, casos A y B

Periodo (s)	Caso A Cuerpo Principal = Caso B Apéndice A	
	X = Y	θ
T ₁	1.752	1.346
T ₂	0.643	0.518
T ₃	0.374	0.306

Tabla 5.7.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea, análisis dinámico modal espectral, 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Desplazamiento horizontal máximo (cm)			
Dirección	Caso A: Cuerpo Principal		Caso B: Apéndice A
	Servicio*	Servicio**	Colapso***
X	53.49	13.96	66.90
Y	50.47	13.17	63.12

* Desplazamientos multiplicados por Q

**Desplazamientos multiplicados por Q'R/7

***Desplazamientos multiplicados por QR

Tabla 5.8.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea, análisis dinámico modal espectral, 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Desplazamiento horizontal máximo (cm)			
Dirección	Caso A: Cuerpo Principal	Caso B: Apéndice A	
	Servicio*	Servicio**	Colapso***
X = Y	78.81	18.90	90.60

* Desplazamientos multiplicados por Q

**Desplazamientos multiplicados por Q'R/7

***Desplazamientos multiplicados por QR

Tabla 5.9.- Comparación de relaciones máximas desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Relación máxima de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso			
Dirección	Caso A: Cuerpo Principal	Caso B: Apéndice A	
	Servicio*	Servicio**	Colapso***
X	0.01185	0.00451	0.0215
Y	0.01116	0.00423	0.0203

* Desplazamientos multiplicados por Q

**Desplazamientos multiplicados por Q'R/7

***Desplazamientos multiplicados por QR

Tabla 5.10.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Relación máxima de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso			
Dirección	Caso A: Cuerpo Principal	Caso B: Apéndice A	
	Servicio*	Servicio**	Colapso***
X = Y	0.01212	0.00424	0.0203

* Desplazamientos multiplicados por Q

**Desplazamientos multiplicados por Q'R/7

***Desplazamientos multiplicados por QR

Tabla 5.11.- Comparación de fuerzas cortantes basales, análisis dinámico modal espectral, edificio 9 niveles, casos A (cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Fuerza cortante basal (t)		
Dirección	Caso A: Cuerpo Principal	Caso B: Apéndice A
X	1145.82	1045.41
Y	1151.52	1050.66

Tabla 5.12.- Comparación de fuerzas cortantes basales, análisis dinámico modal espectral, edificio 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Fuerza cortante basal (t)		
Dirección	Caso A: Cuerpo Principal	Caso B: Apéndice A
X=Y	1573.95	1301.92

Tabla 5.13.- Comparación de demandas máximas de ductilidad global, análisis paso a paso inelástico, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		Δ_Y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
A	CP-N	16.29	33.72	2.07
	CP-SR	19.70	33.47	1.70
B	AA-N	14.34	37.57	2.62
	AA-SR	20.52	33.23	1.62

Tabla 5.14.- Comparación de demandas máximas de ductilidad global, análisis paso a paso inelástico, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		Δ_Y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
A	CP-N	21.08	43.83	2.08
	CP-SR	30.97	50.61	1.63
B	AA-N	19.24	42.85	2.23
	AA-SR	29.01	47.01	1.62

Tabla 5.15.- Comparación de coeficientes sísmicos máximos, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		Cs máximo
A	CP-ELAS	0.302
	CP-INE-N	0.190
	CP-INE-SR	0.237
B	AA-ELAS	0.302
	AA-INE-N	0.179
	AA-INE-SR	0.231

Tabla 5.16.- Comparación de coeficientes sísmicos máximos, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		Cs máximo
A	CP-ELAS	0.476
	CP-INE-N	0.181
	CP-INE-SR	0.258
B	AA-ELAS	0.476
	AA-INE-N	0.158
	AA-INE-SR	0.227

Tabla 5.17.- Comparación de resultados del análisis Push-over de fuerzas cortantes basales, desplazamientos laterales de azotea y demandas de ductilidad global, edificio de 9 niveles sin y con efectos de sobre-resistencias, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		V_Y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	Δ_Y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
A	CP-INE-N	274.84	388.59	14.96	55.87	3.73
	CP-INE-SR	422.09	623.40	21.67	81.92	3.78
B	AA-INE-N	240.56	342.2	13.44	47.66	3.55
	AA-INE-SR	405.41	600.50	20.71	86.78	4.19

Tabla 5.18.- Comparación de resultados del análisis Push-over de fuerzas cortantes basales, desplazamientos laterales de azotea y demandas de ductilidad global, edificio de 17 niveles sin y con efectos de sobre-resistencias, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		V_Y (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	Δ_Y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	μ_G
A	CP-INE-N	433.65	605.16	20.96	124.67	5.95
	CP-INE-SR	649.00	858.20	31.39	118.73	3.78
B	AA-INE-N	370.98	530.26	17.93	111.73	6.23
	AA-INE-SR	559.20	755.48	27.03	114.89	4.25

Tabla 5.19.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis Push-over, edificio de 9 niveles sin y con efectos de sobre-resistencias, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		Δ_{ri} / h_i
A	CP-INE-N	0.0217
	CP-INE-SR	0.0297
B	AA-INE-N	0.0180
	AA-INE-SR	0.0298

Tabla 5.20.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis Push-over, edificio de 17 niveles sin y con efectos de sobre-resistencias, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		Δ_{ri} / h_i
Caso A	CP-INE-N	0.02928
	CP-INE-SR	0.03029
Caso B	AA-INE-N	0.02590
	AA-INE-SR	0.02948

Tabla 5.21.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, análisis estático no-lineal Push-over, edificio de 9 niveles sin y con efectos de sobre-resistencias, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		μ_L vigas	μ_L columnas
A	CP-INE-N	8.33	20.2
	CP-INE-SR	6.9	14.98
B	AA-INE-N	8.37	19.79
	AA-INE-SR	8.26	12.58

Tabla 5.22.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, análisis estático no-lineal Push-over, edificio de 17 niveles sin y con efectos de sobre-resistencias, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

Caso		μ_L vigas	μ_L columnas
A	CP-INE-N	25.38	20.06
	CP-INE-SR	11.73	11.95
B	AA-INE-N	23.13	20.09
	AA-INE-SR	13.58	9.52

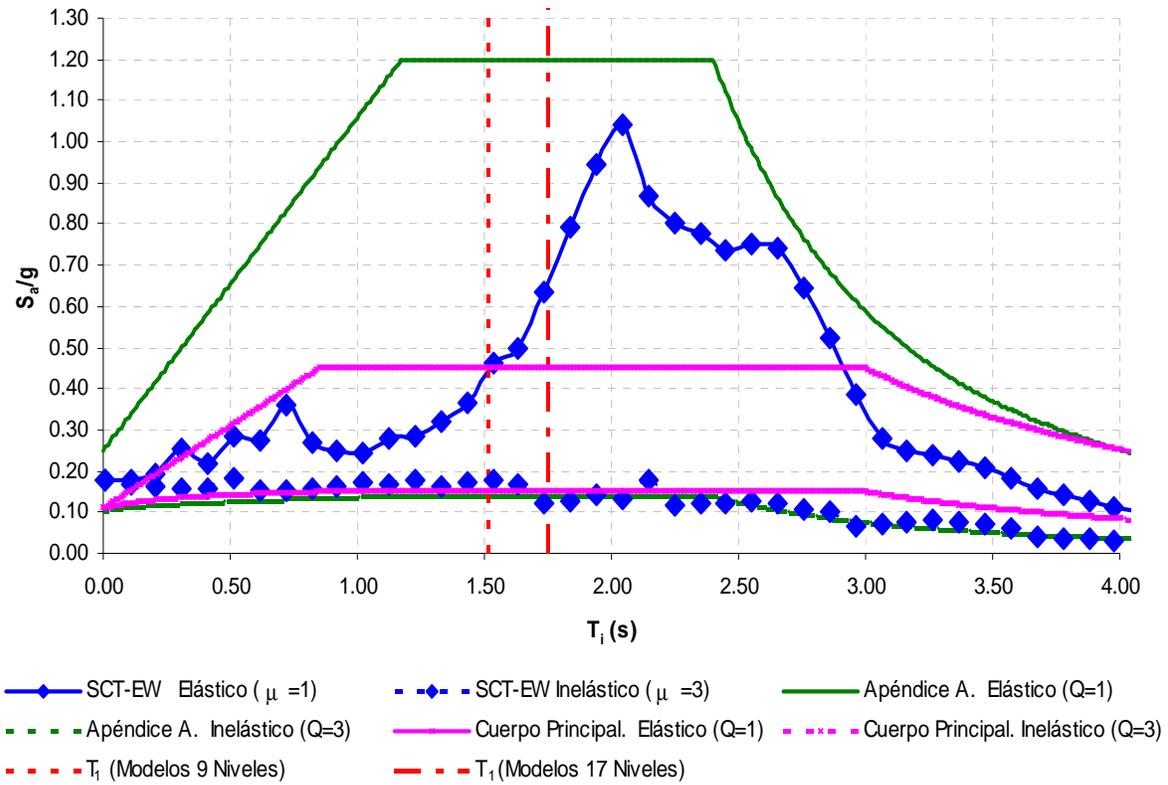


Fig 5.1.- Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los edificios de 9 y 17 niveles con respecto de los espectros de diseño del Cuerpo Principal ($Q=1$ y 3) y Apéndice A ($Q=1$ y 3) de las NTC-Sismo del RDF-04, y de los espectros de respuesta del registro SCT-EW-85 ($\mu = 1$ y 3)

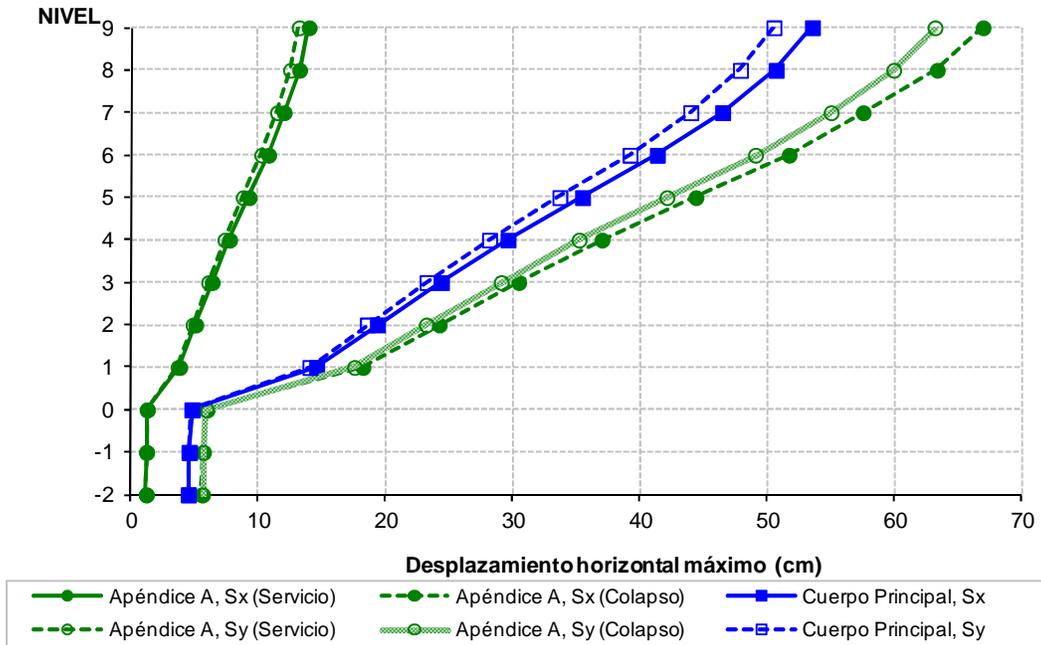


Fig 5.2.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos de servicio y de colapso, análisis dinámico modal espectral, sismo en ambas direcciones, edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

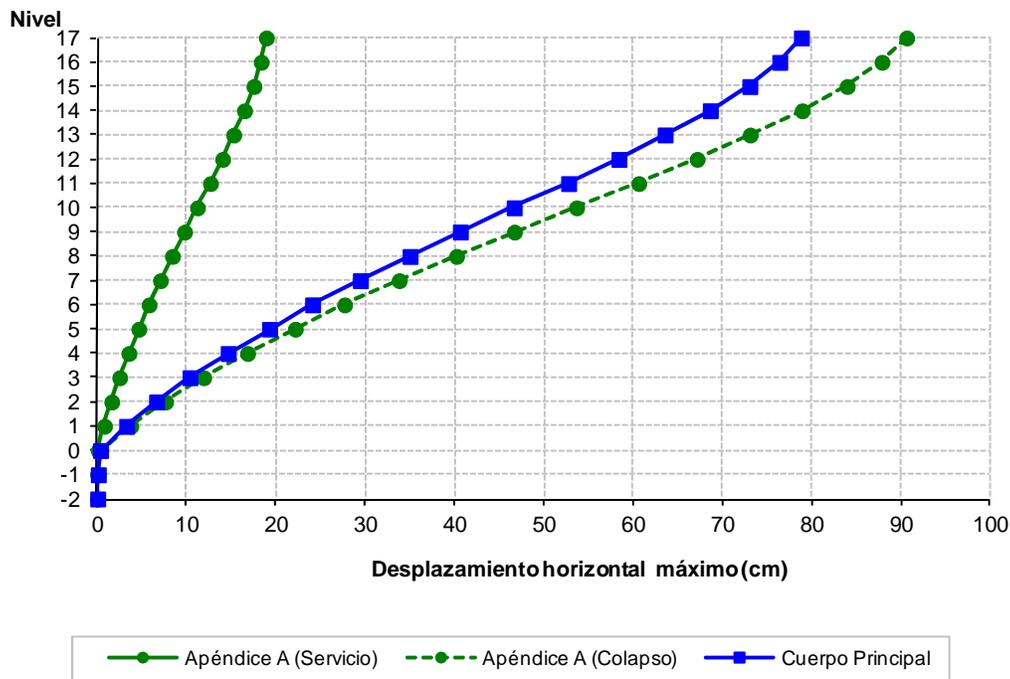


Fig 5.3.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos de servicio y de colapso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

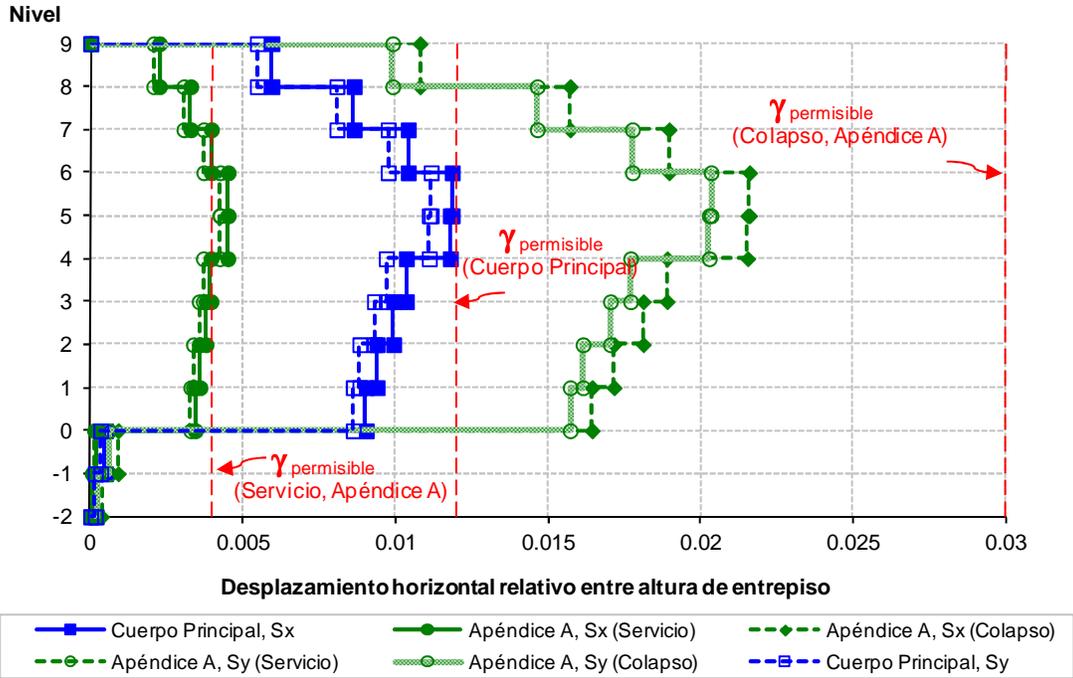


Fig 5.4.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en ambas direcciones, edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

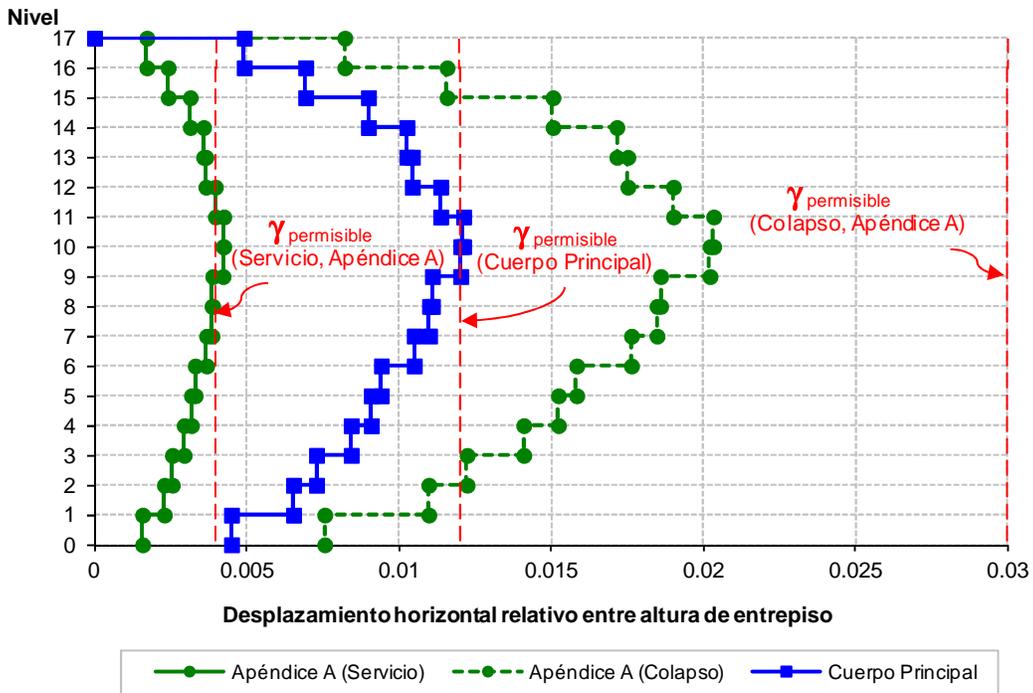


Fig 5.5.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

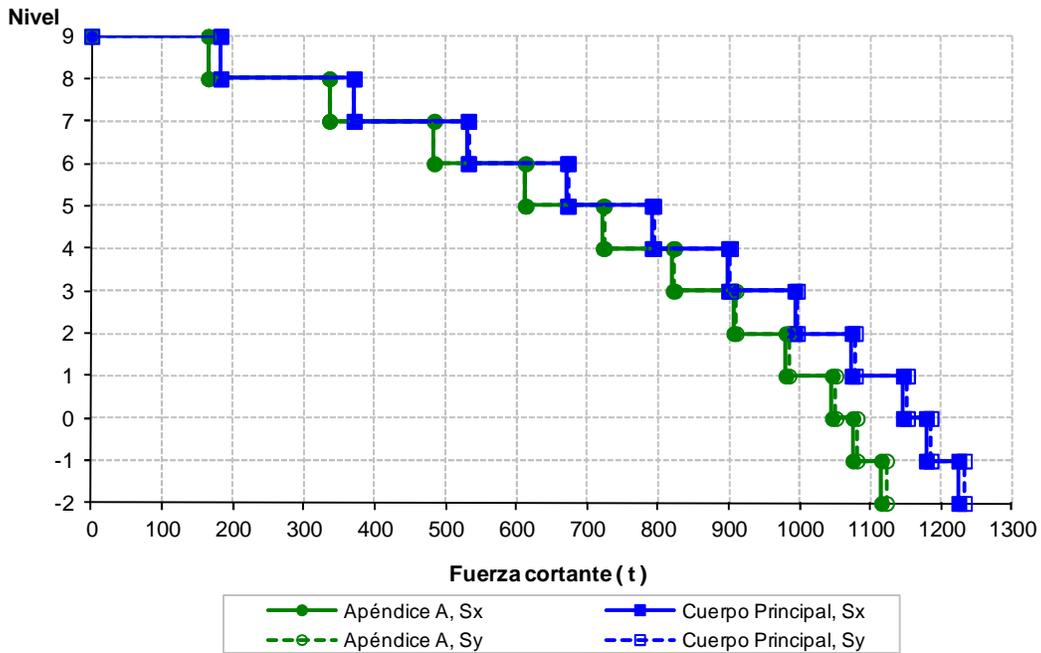


Fig 5.6.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en ambas direcciones, edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

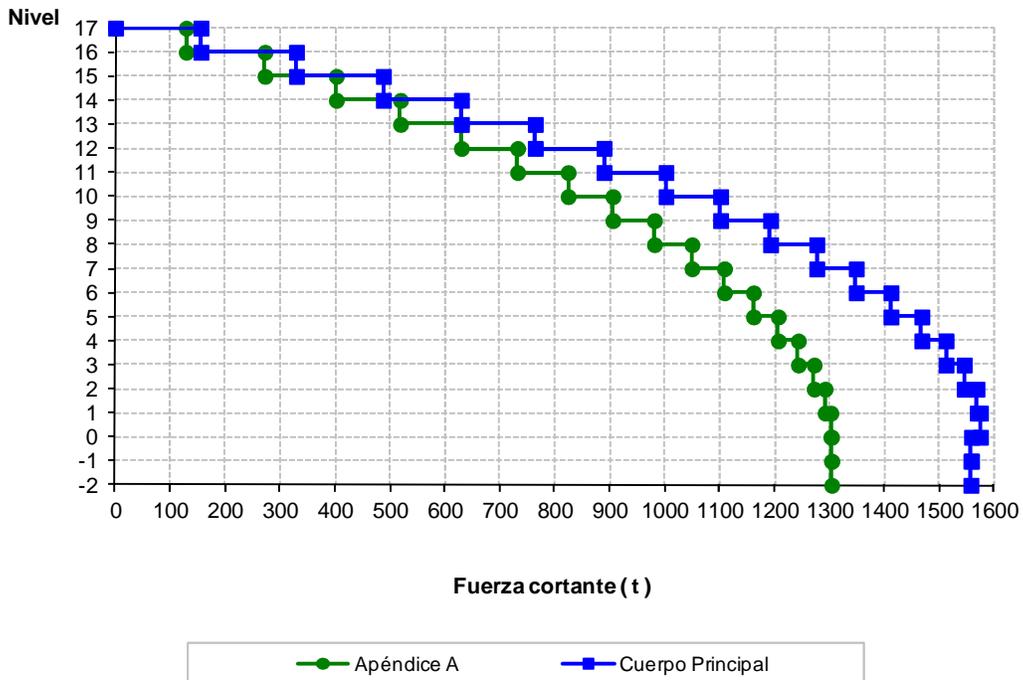


Fig 5.7.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

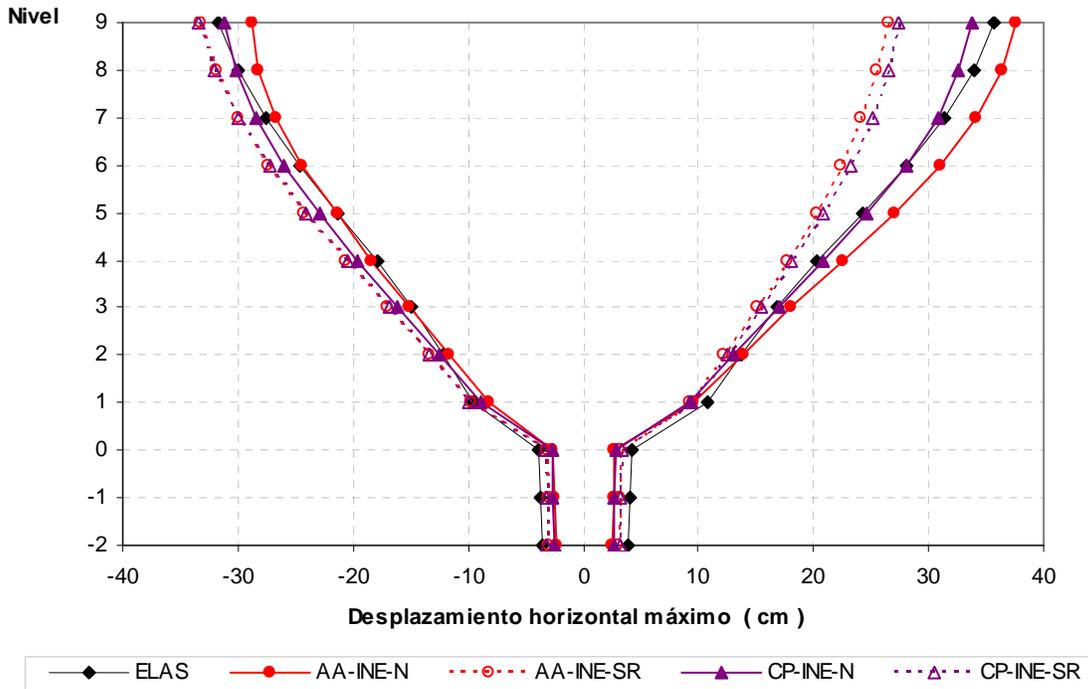


Fig 5.8.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

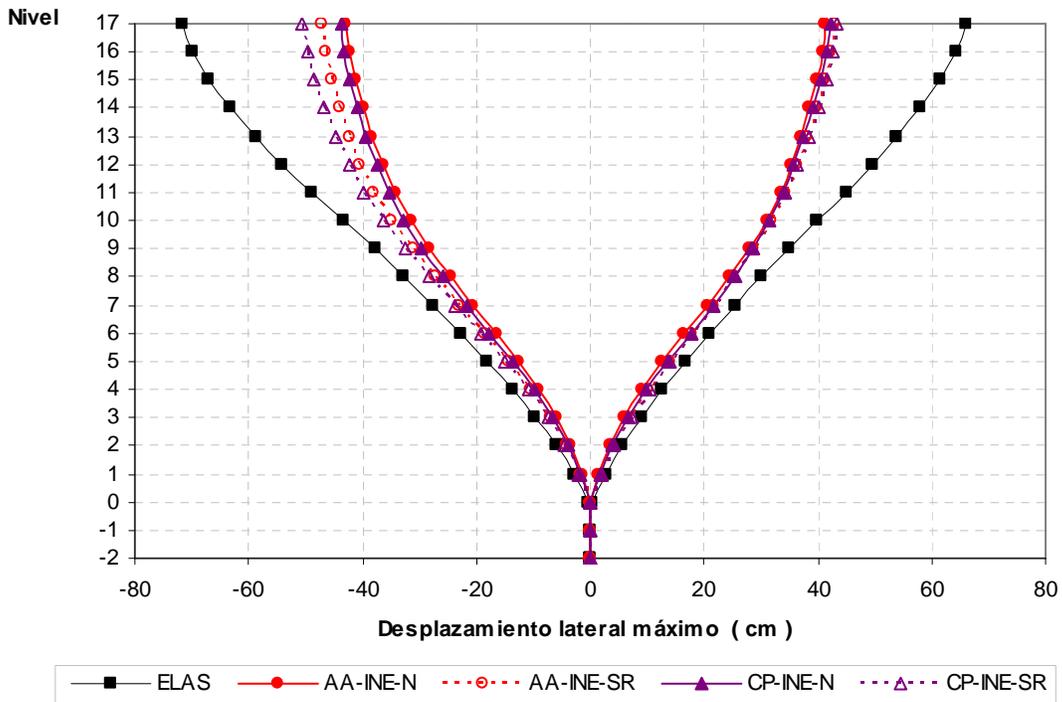


Fig 5.9.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

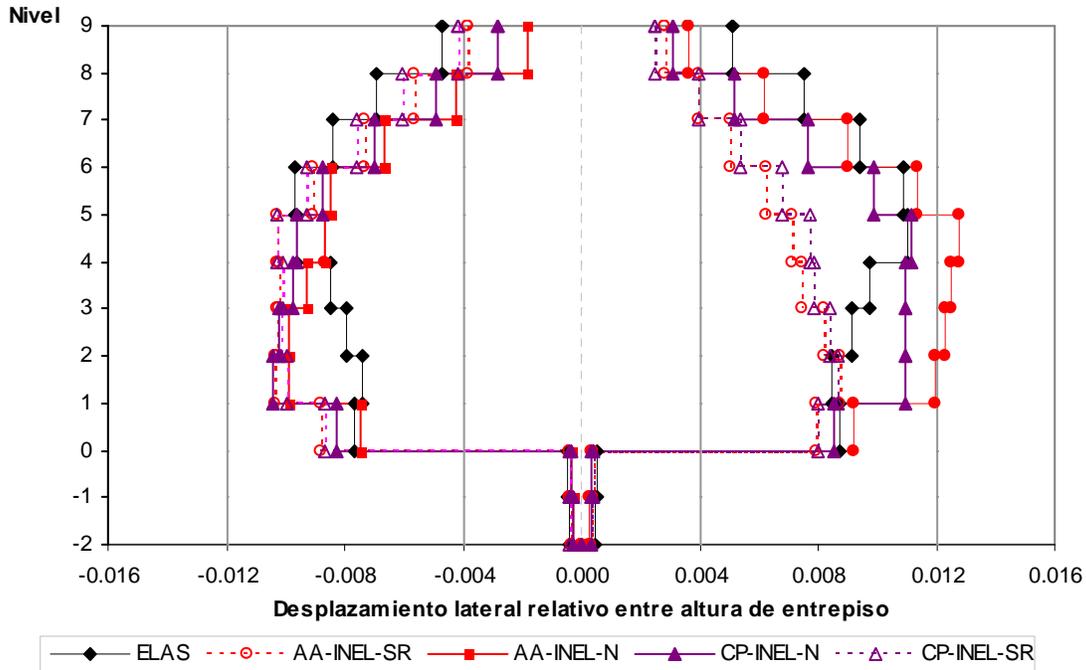


Fig 5.10.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

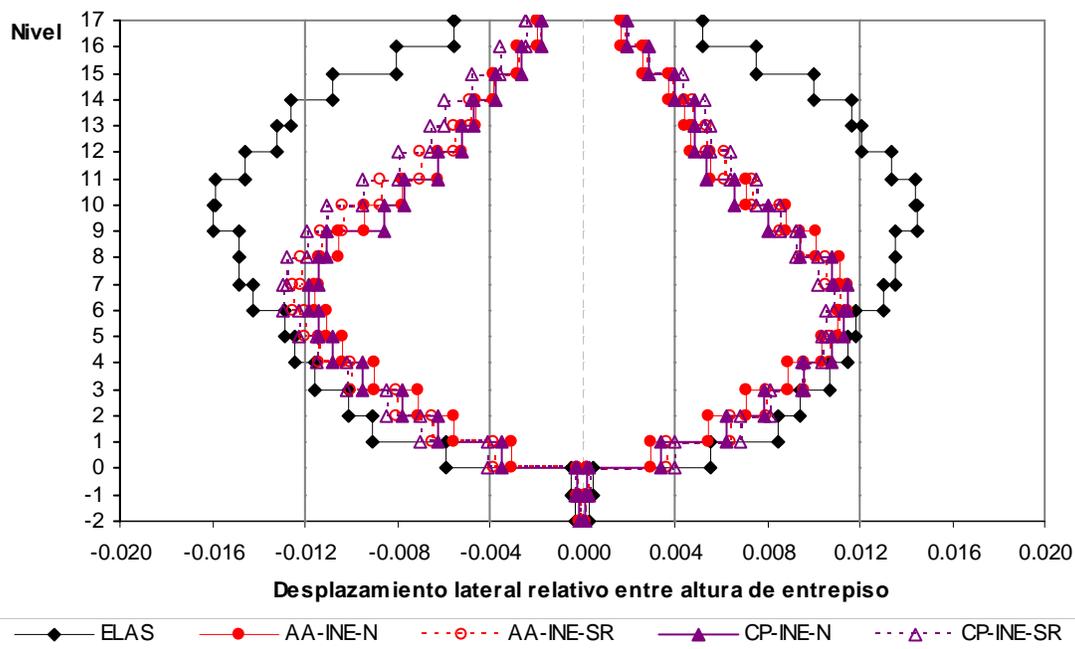


Fig 5.11.- Comparación de relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

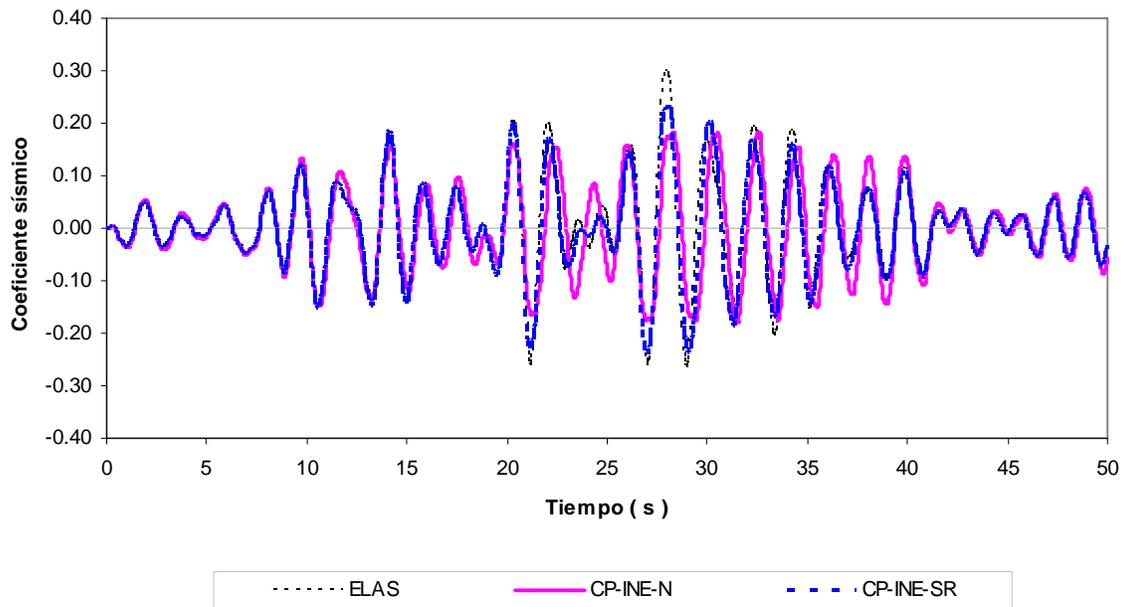


Fig 5.12.- Comparación de coeficientes sísmicos, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

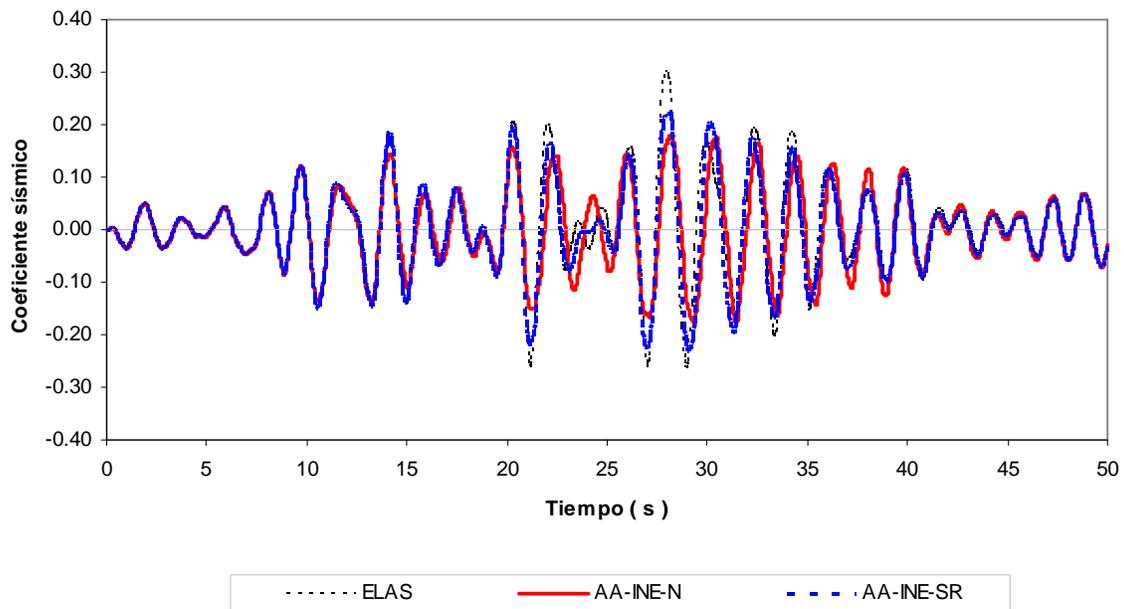


Fig 5.13.- Comparación de coeficientes sísmicos, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A)

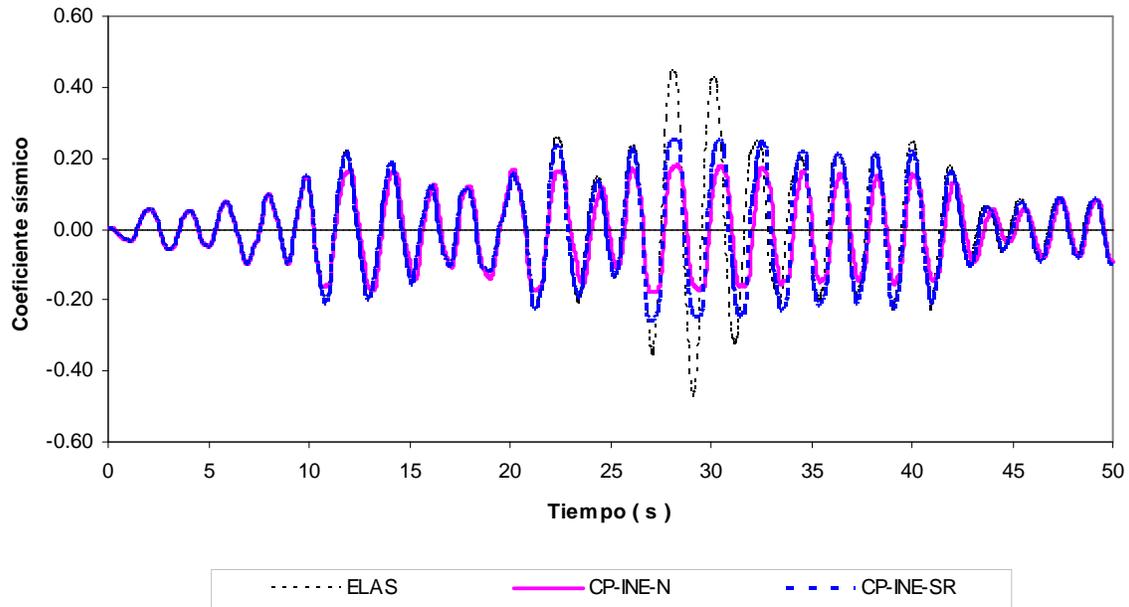


Fig 5.14.- Comparación de coeficientes sísmicos, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

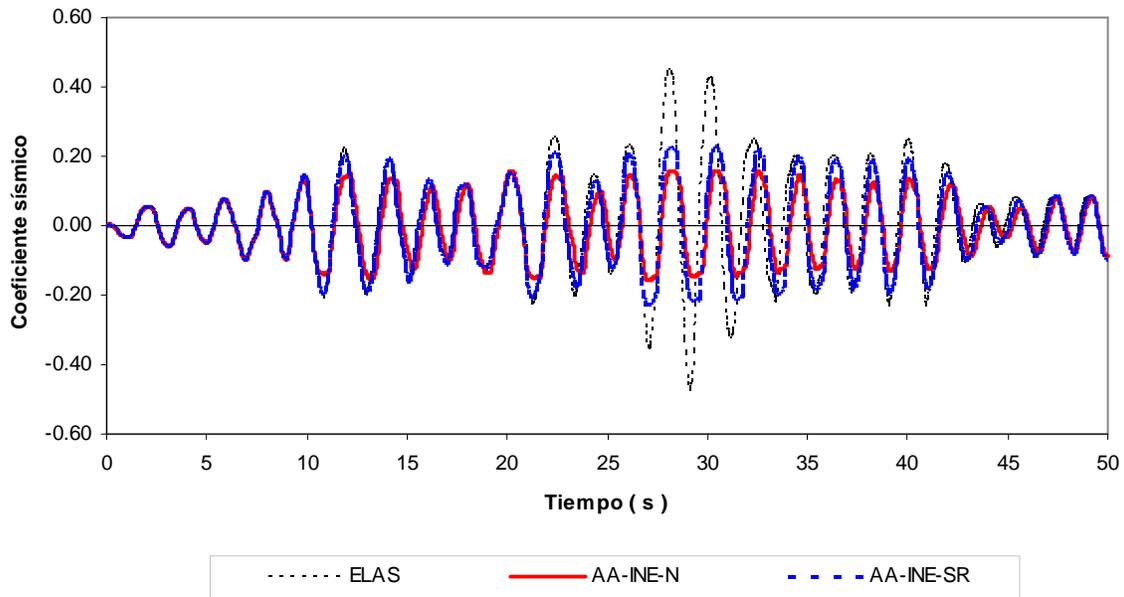


Fig 5.15.- Comparación de coeficientes sísmicos, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A)

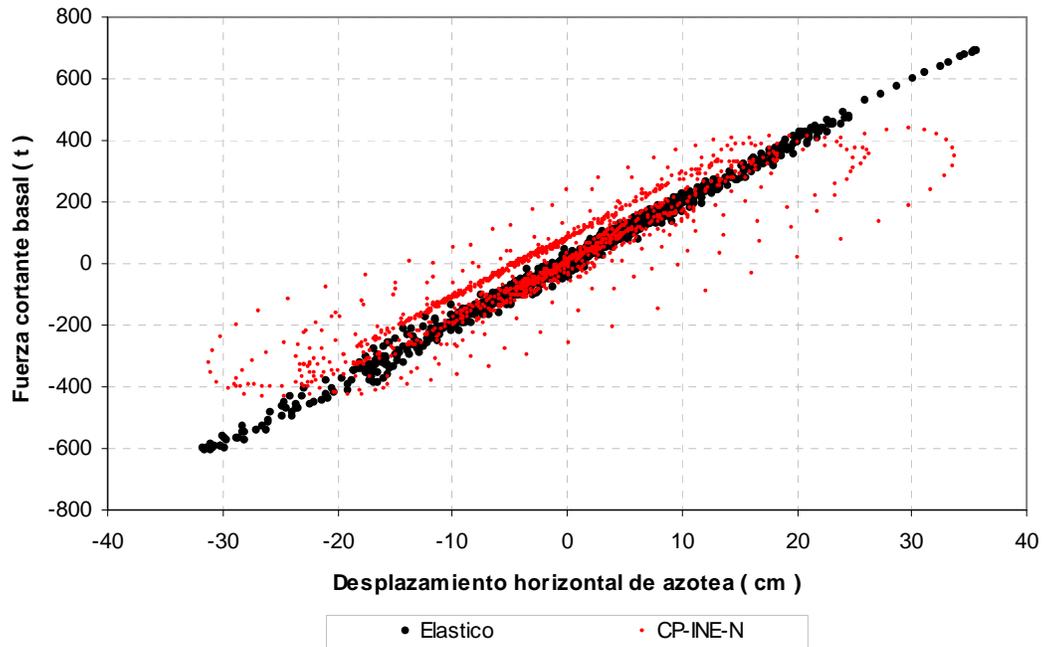


Fig 5.16.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales), edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

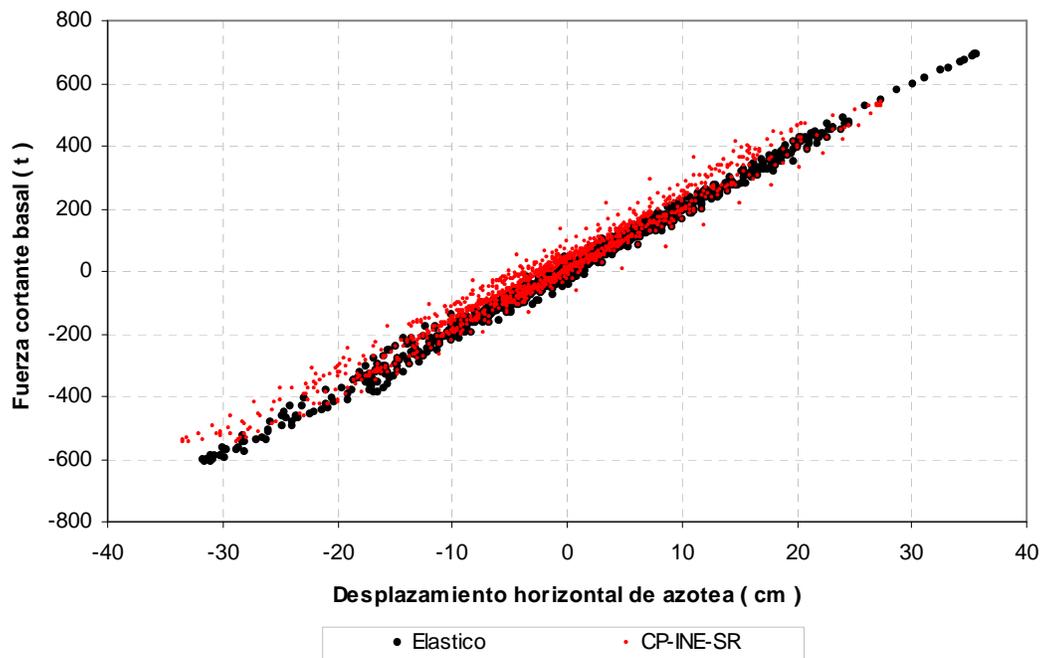


Fig 5.17.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso elástico e inelástico (sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

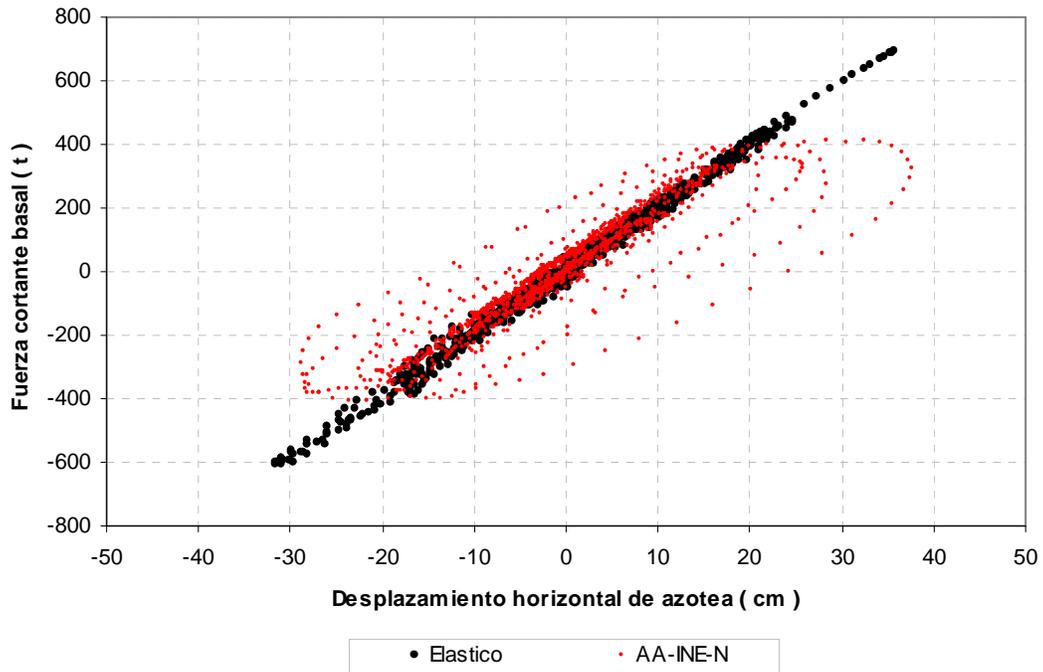


Fig 5.18.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales), edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A)

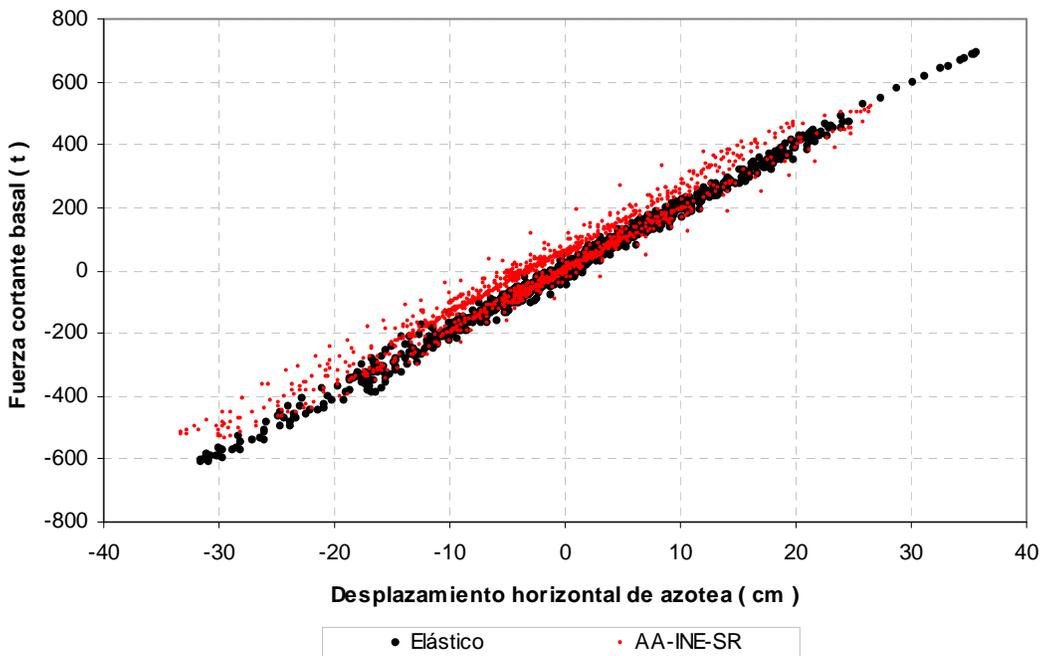


Fig 5.19.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso elástico e inelástico (sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A)

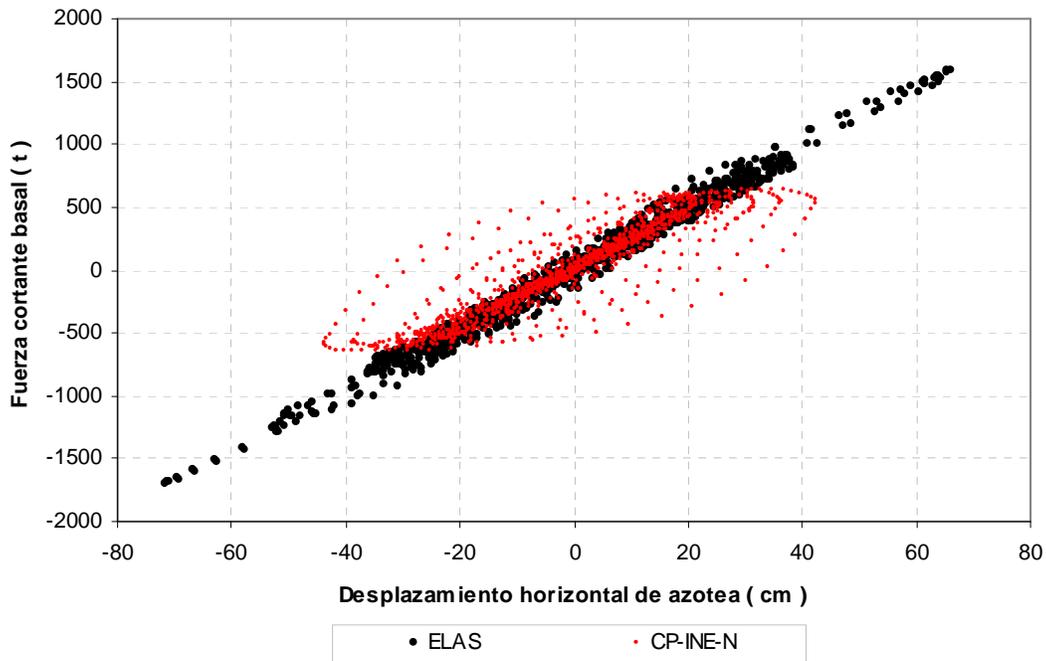


Fig 5.20.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales), edificio de 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

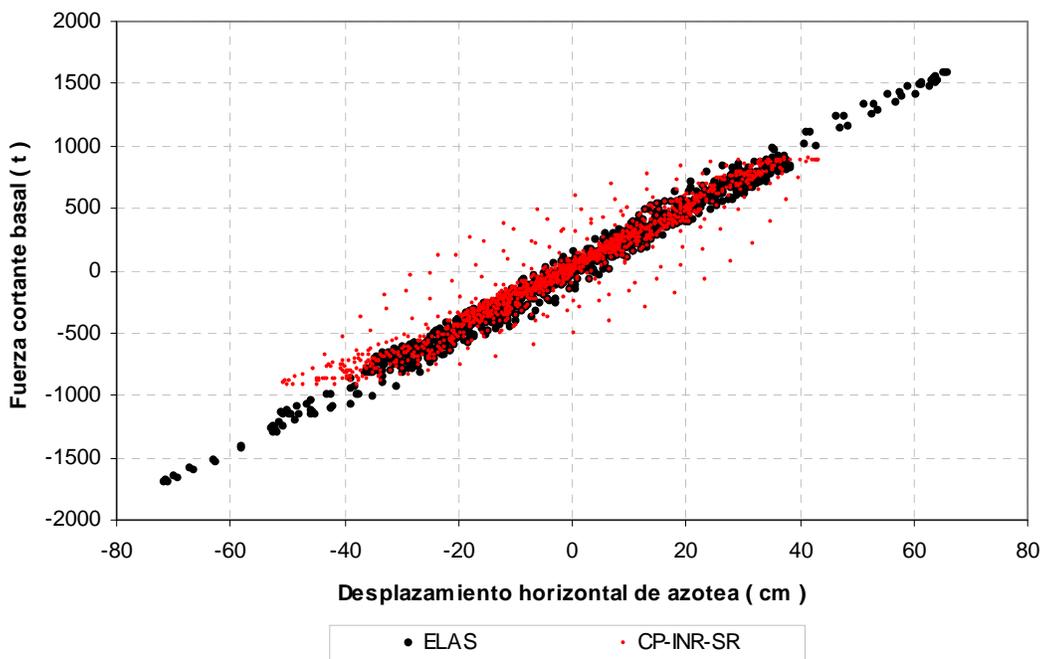


Fig 5.21.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso elástico e inelástico (sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

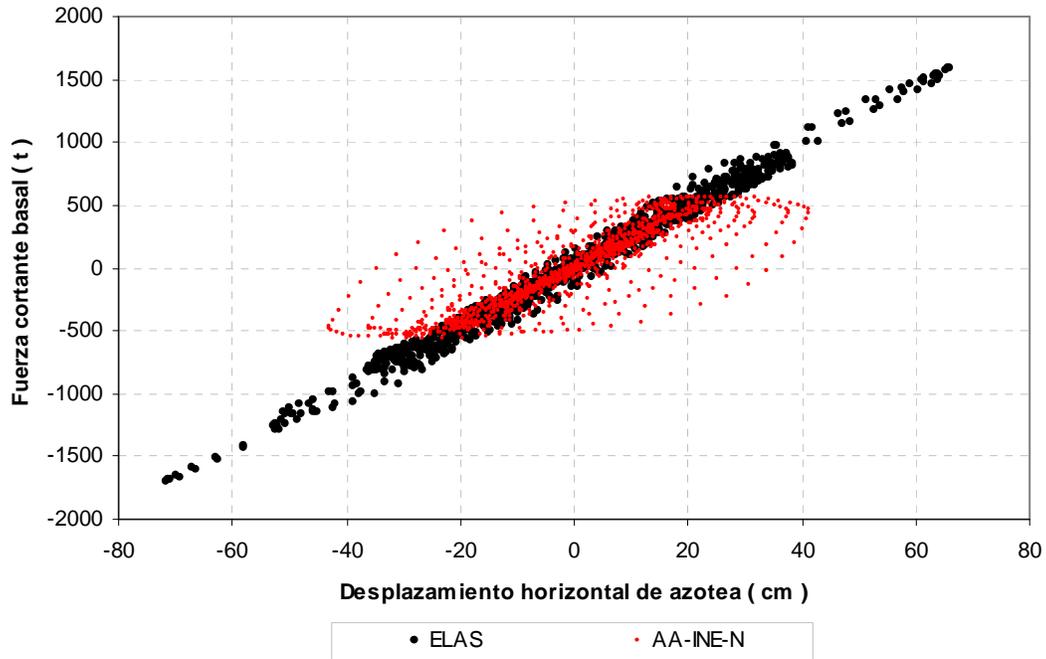


Fig 5.22.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso elástico e inelástico (resistencias nominales), edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A)

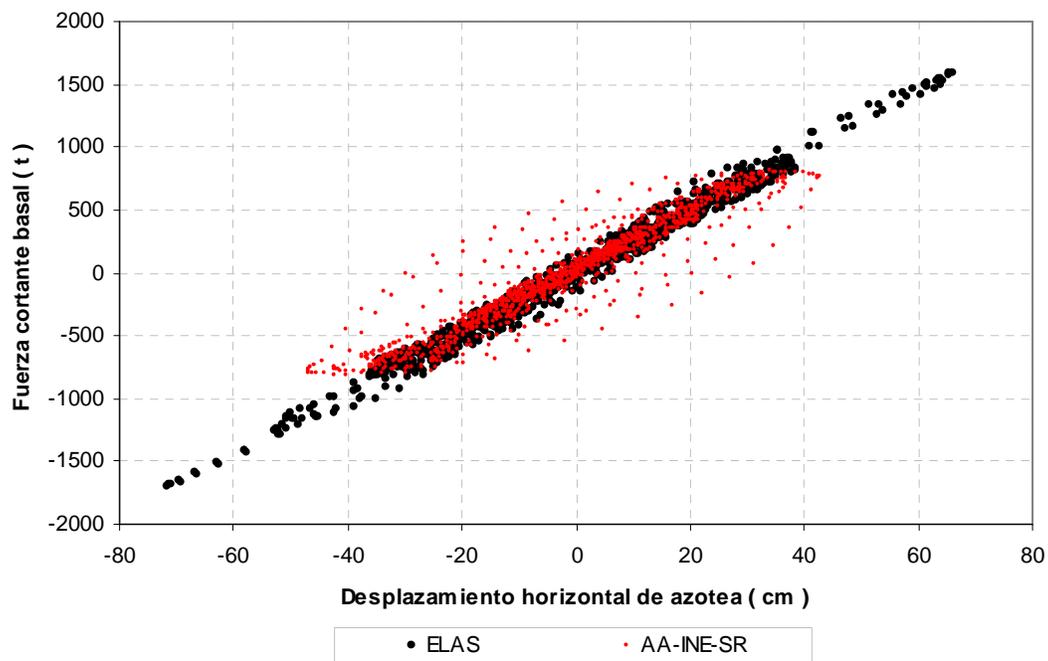


Fig 5.23.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis paso a paso elástico e inelástico (sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A)

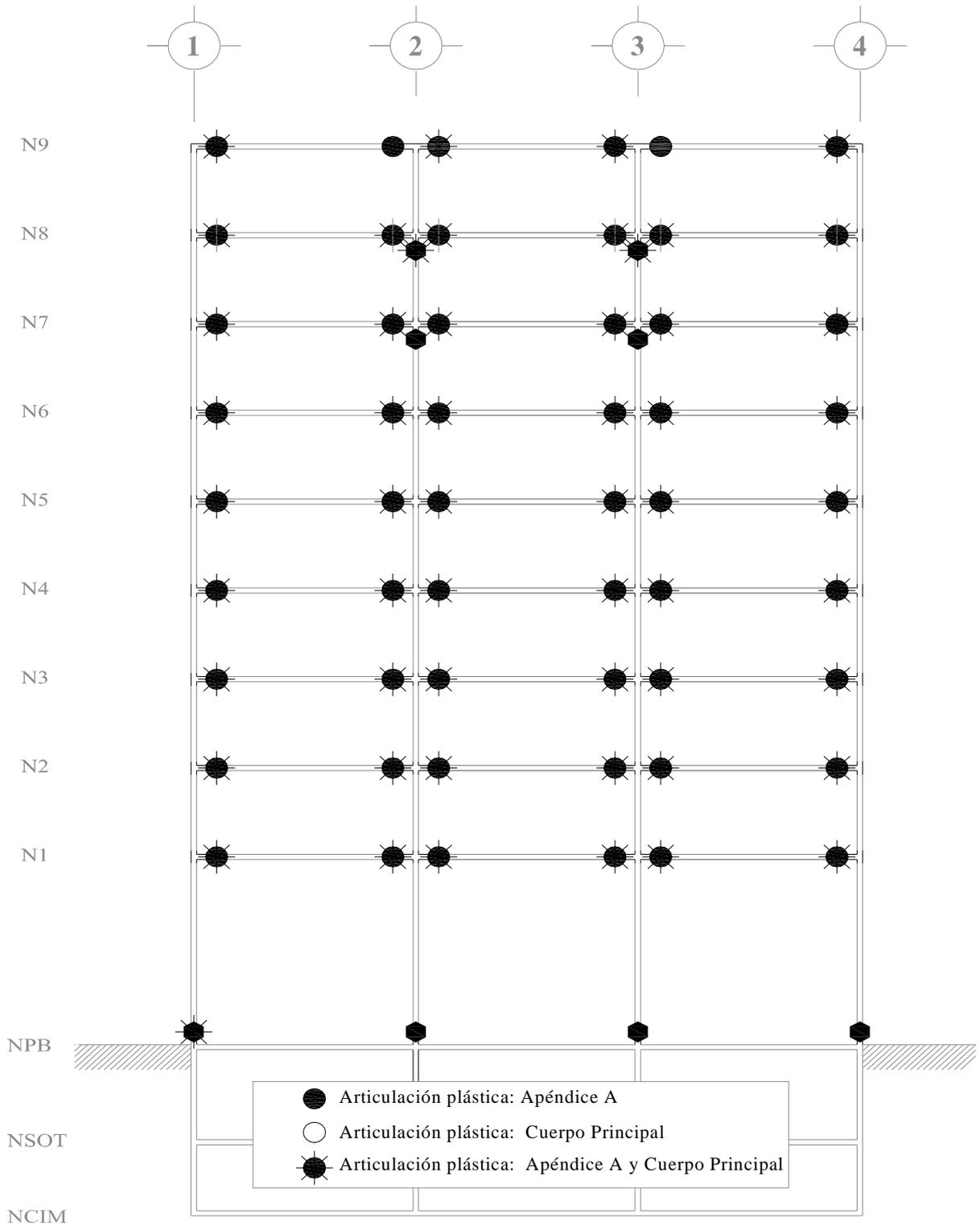


Fig 5.24.- Comparación de distribuciones de articulaciones plásticas, análisis paso a paso inelástico (resistencias nominales), edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

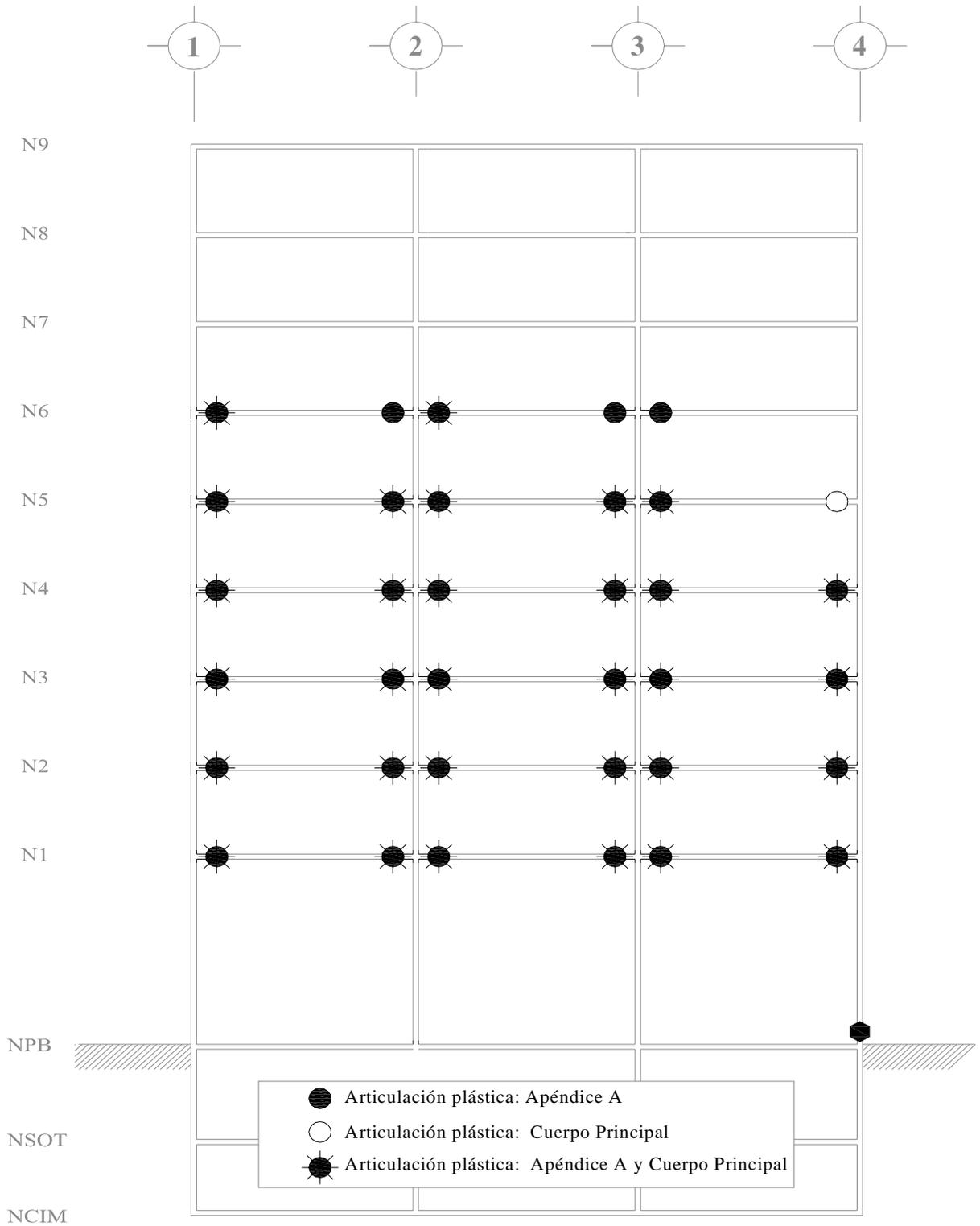


Fig 5.25.- Comparación de distribuciones de articulaciones plásticas, análisis paso a paso inelástico (sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

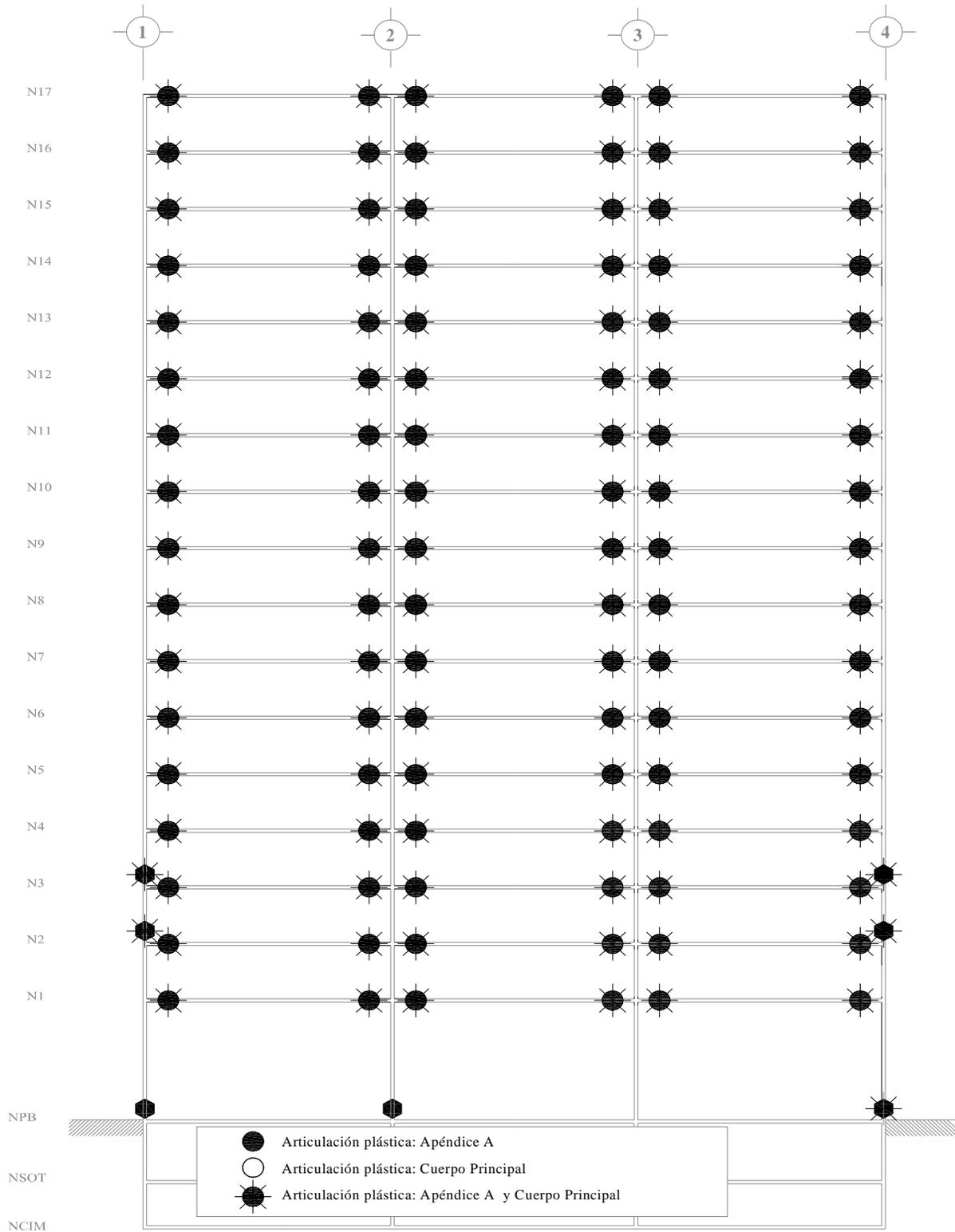


Fig 5.26.- Comparación de distribuciones de articulaciones plásticas, análisis paso a paso inelástico (resistencias nominales), edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

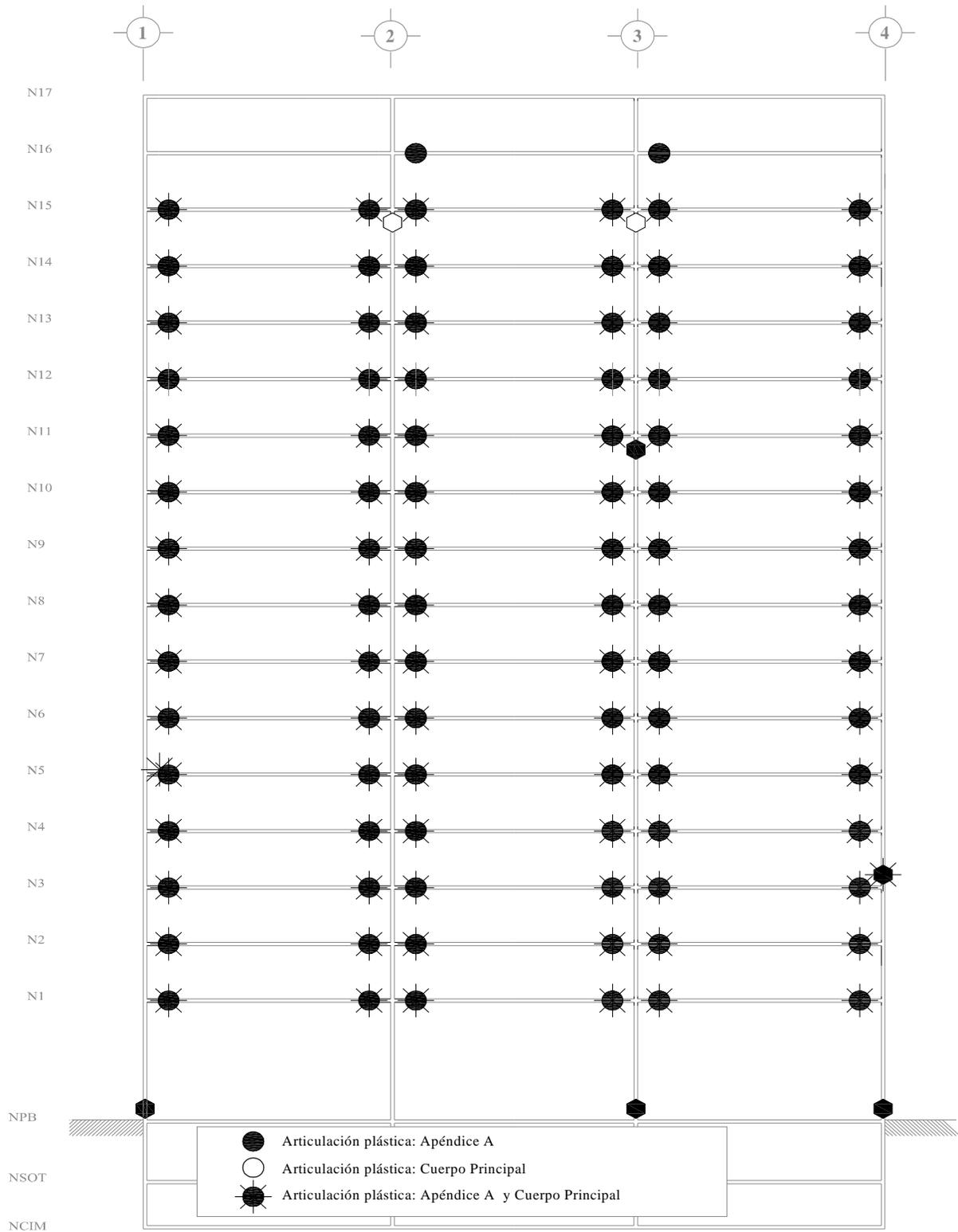


Fig 5.27.- Comparación de distribuciones de articulaciones plásticas, análisis paso a paso inelástico (sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

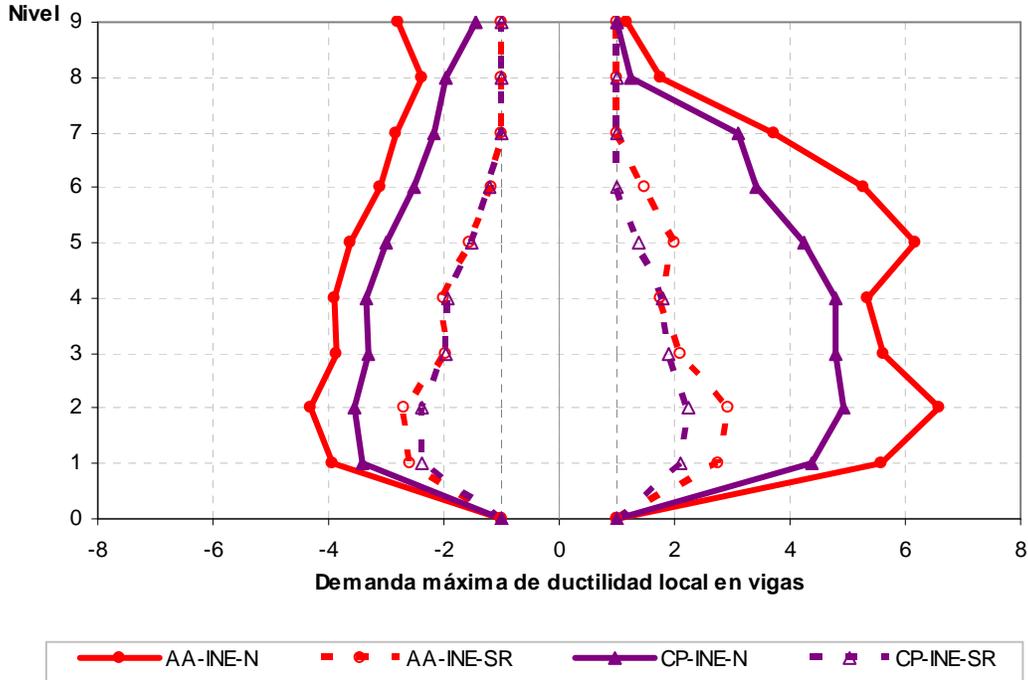


Fig 5.28.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas, análisis paso a paso inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

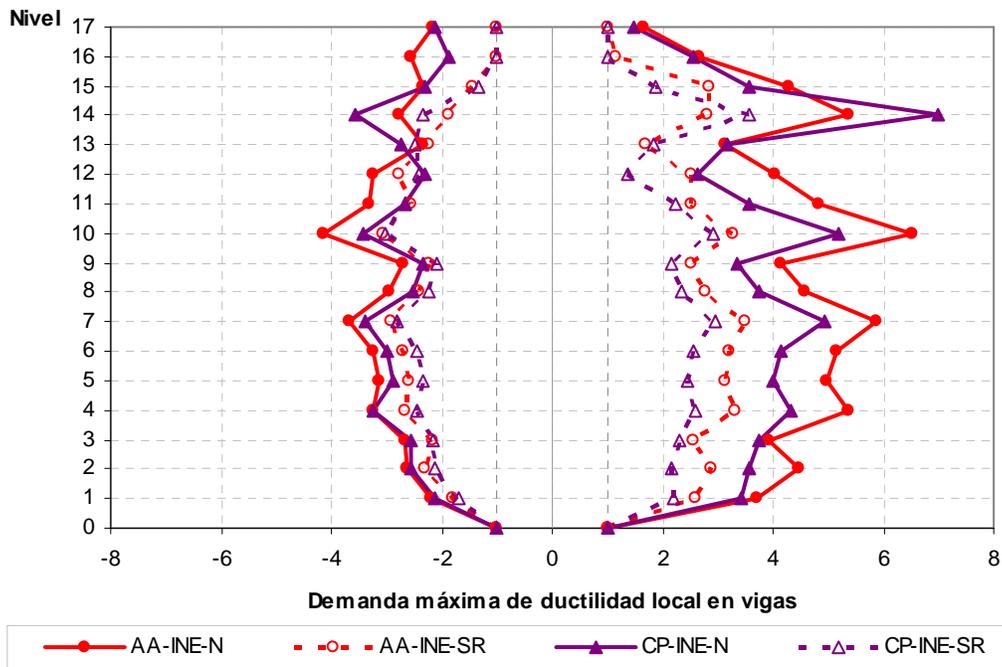


Fig 5.29.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas, análisis paso a paso inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

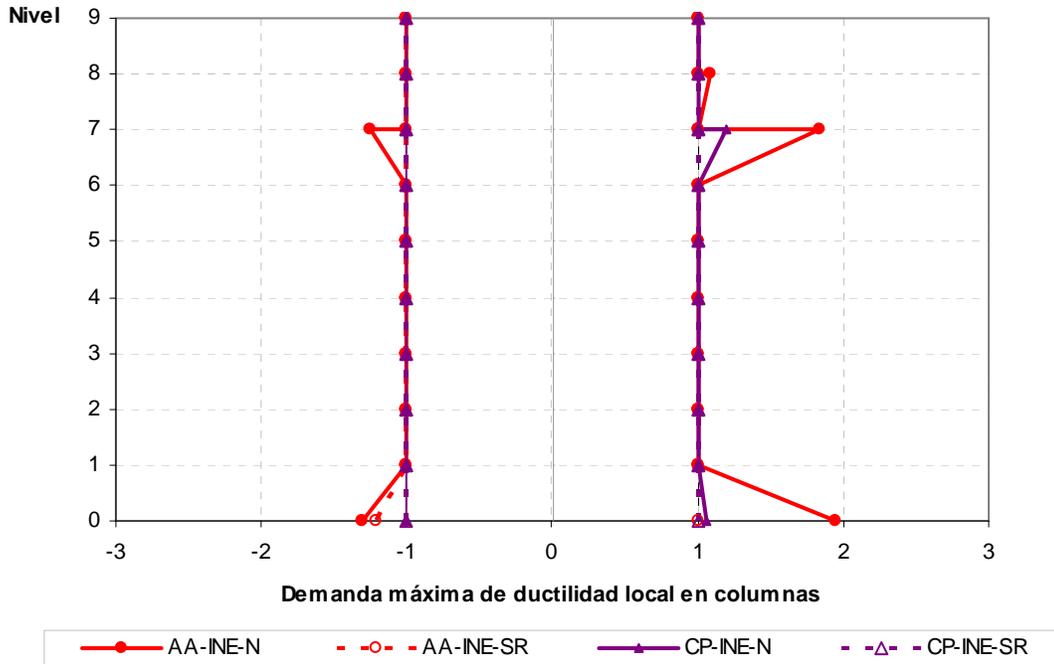


Fig 5.30.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en columnas, análisis paso a paso inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

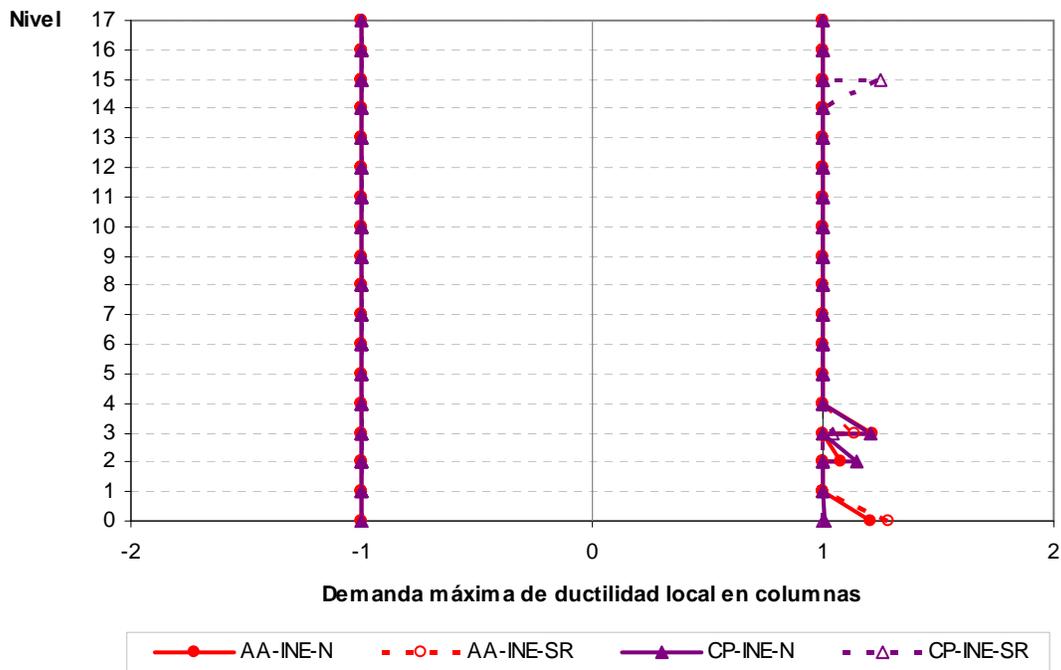


Fig 5.31.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en columnas, análisis paso a paso inelástico (resistencias nominales y sobre-resistencias), edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

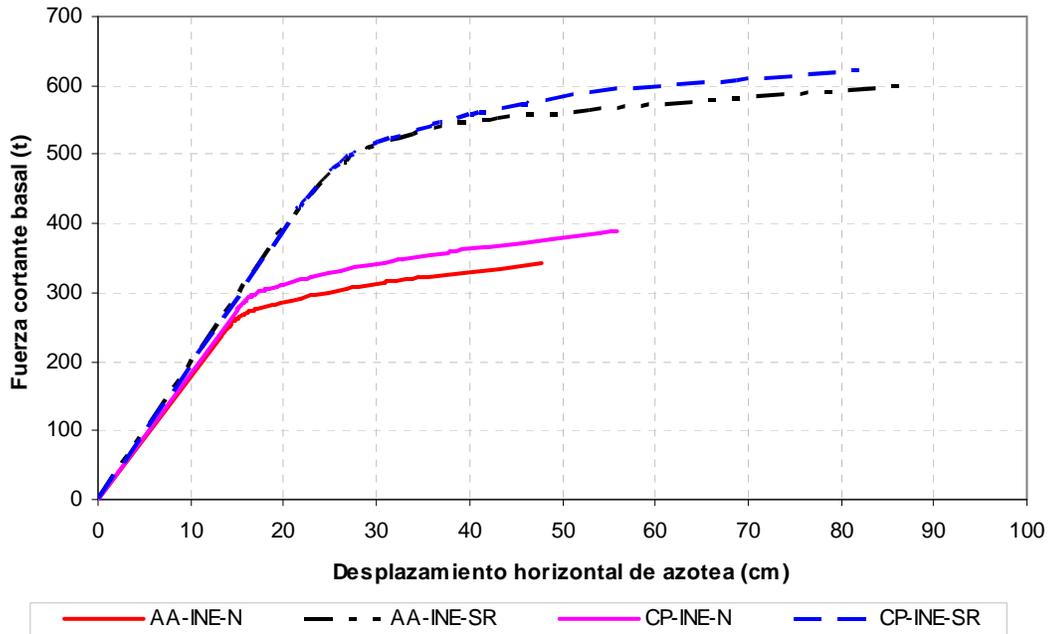


Fig 5.32.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales y sobre-resistencias, edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

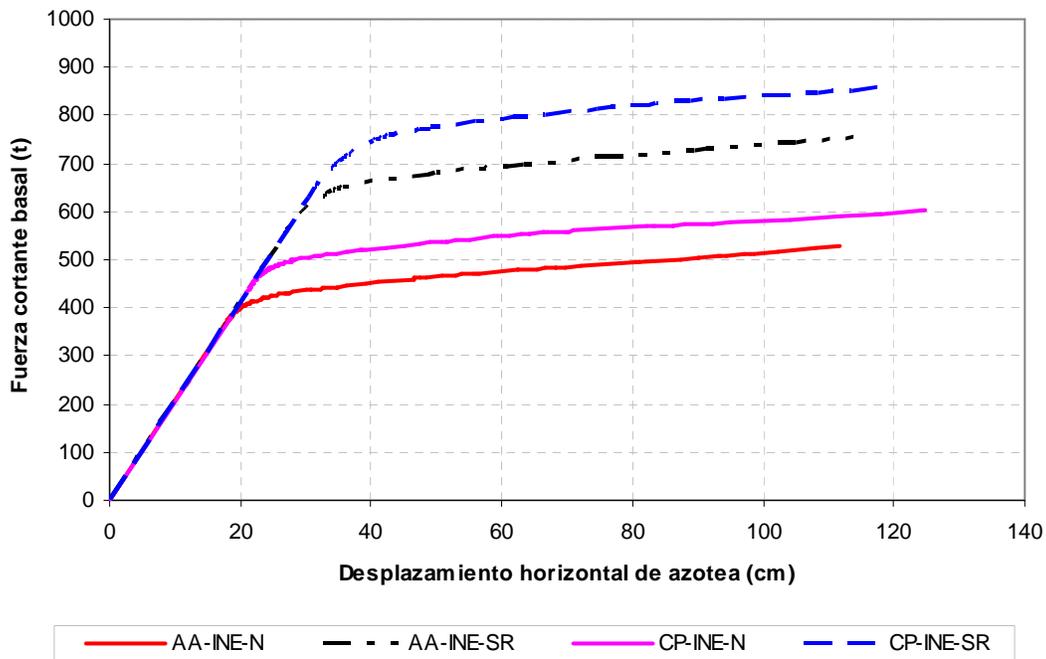


Fig 5.33.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales y sobre-resistencias, edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

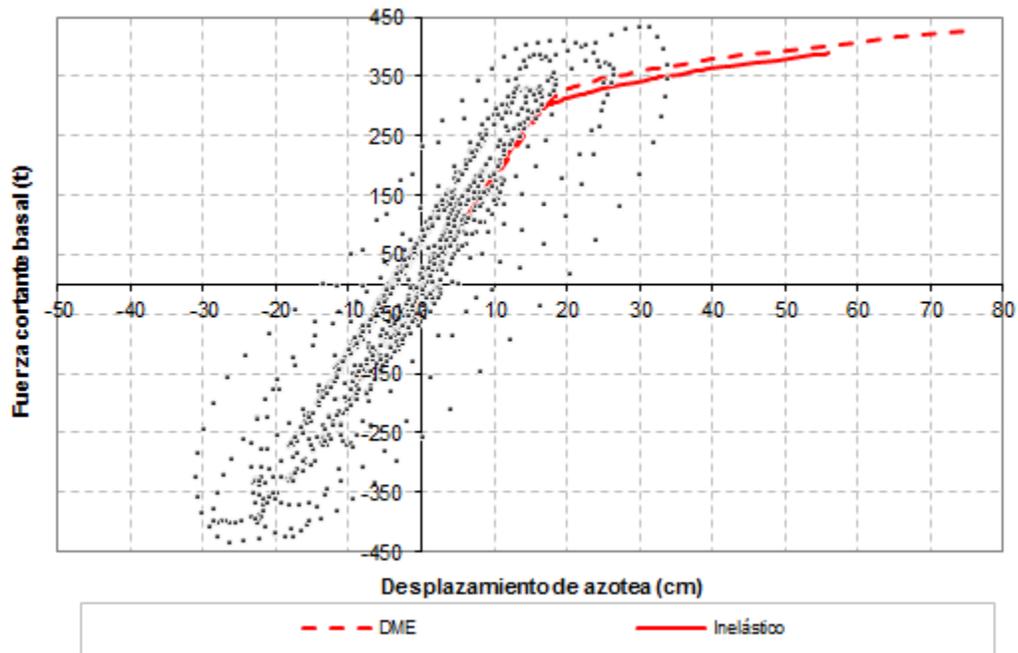


Fig 5.34.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) y análisis paso a paso inelástico con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

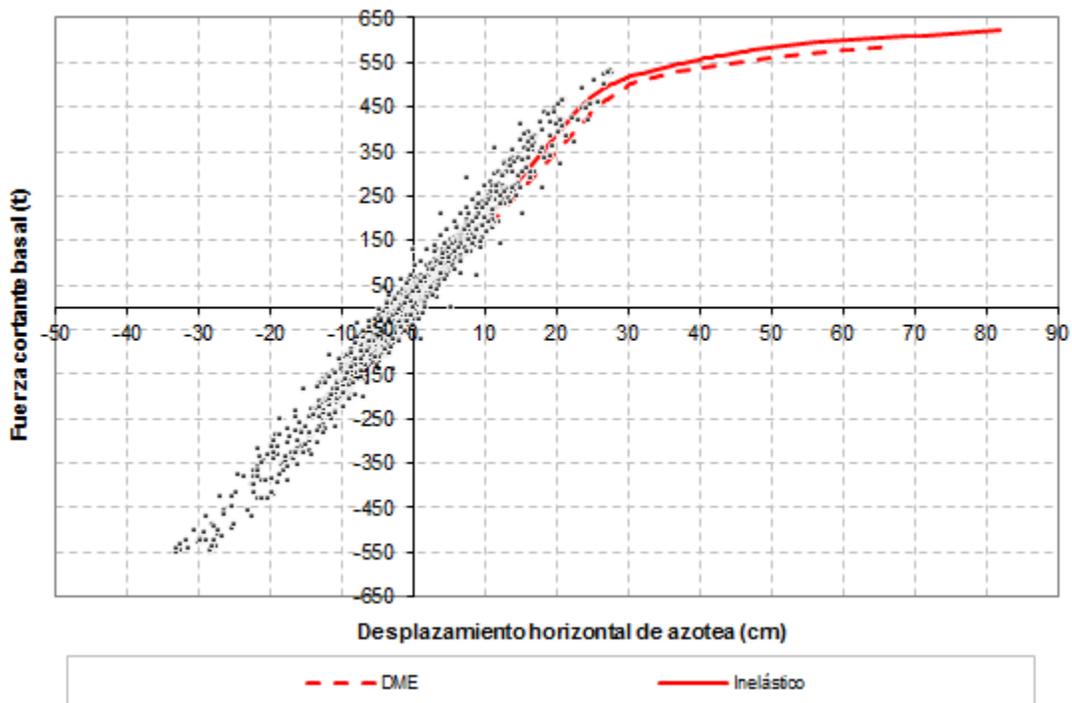


Fig 5.35.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) y análisis paso a paso inelástico con sobre-resistencias, edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

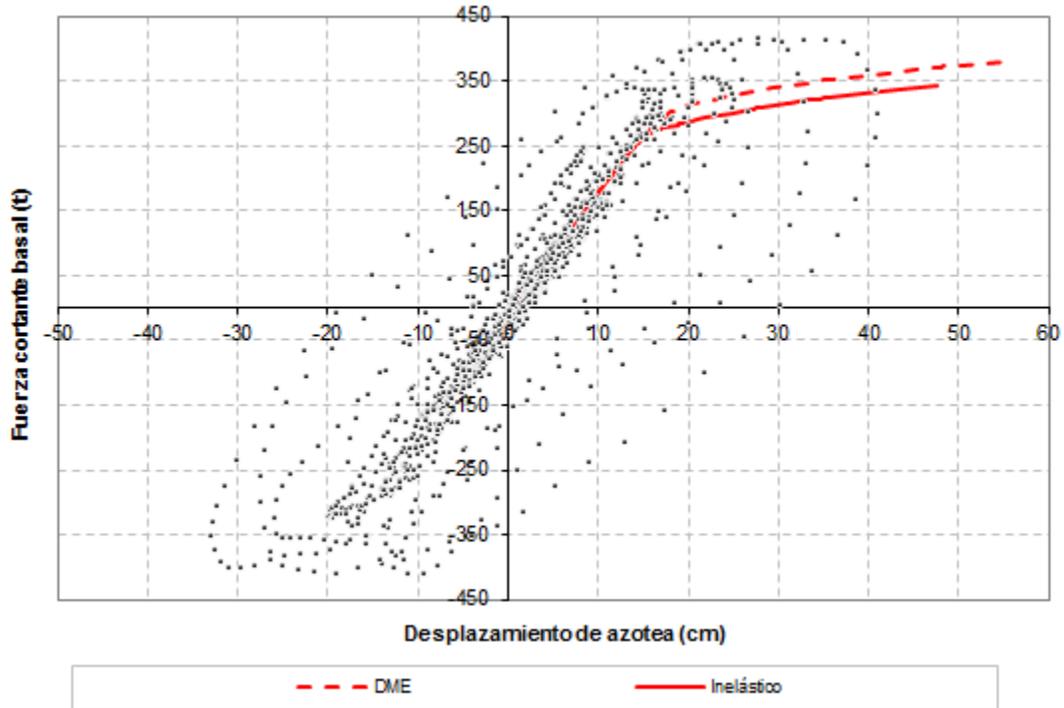


Fig 5.36.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) y análisis paso a paso inelástico con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A)

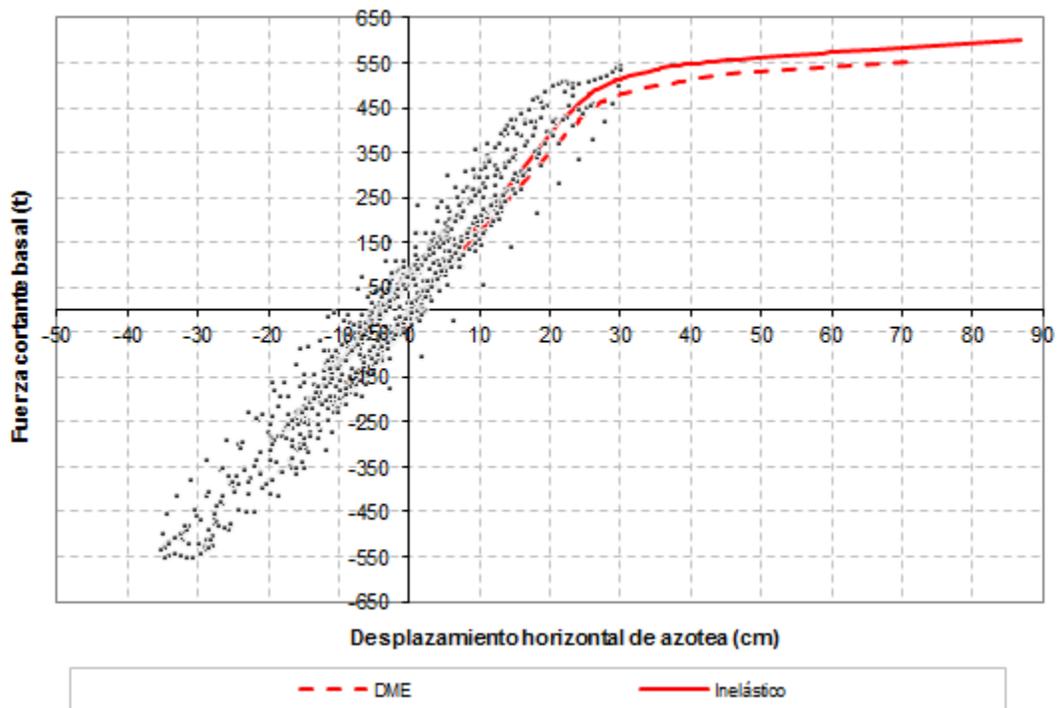


Fig 5.37.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) y análisis paso a paso inelástico con sobre-resistencias, edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A)

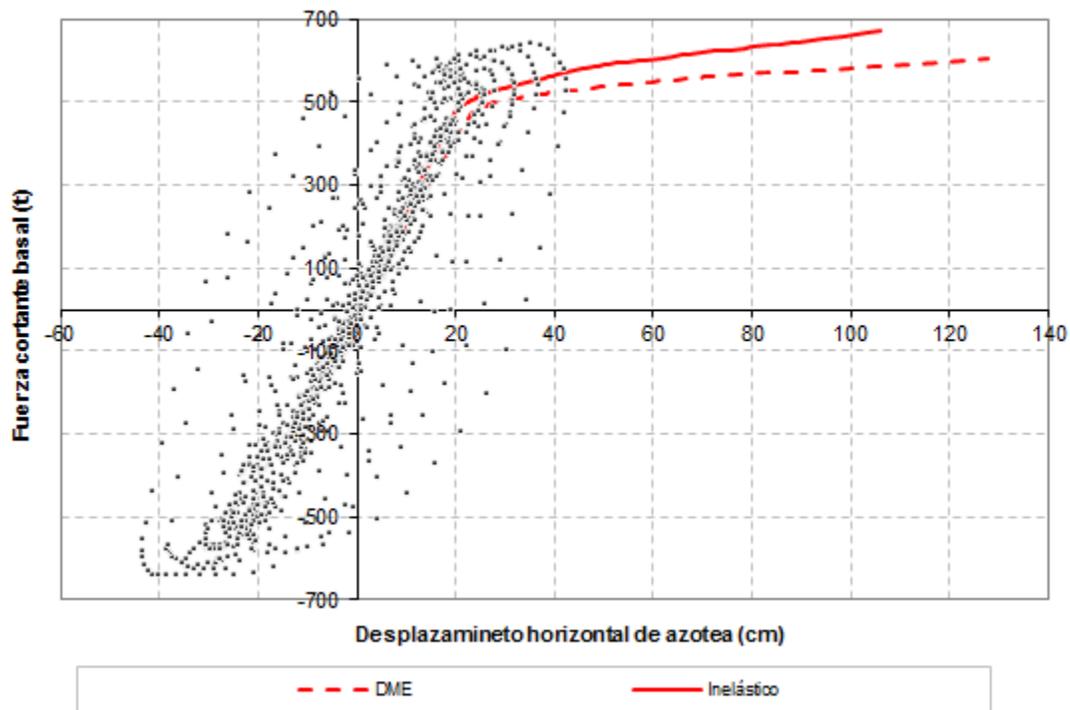


Fig 5.38.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) y análisis paso a paso inelástico con resistencias nominales, edificio de 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

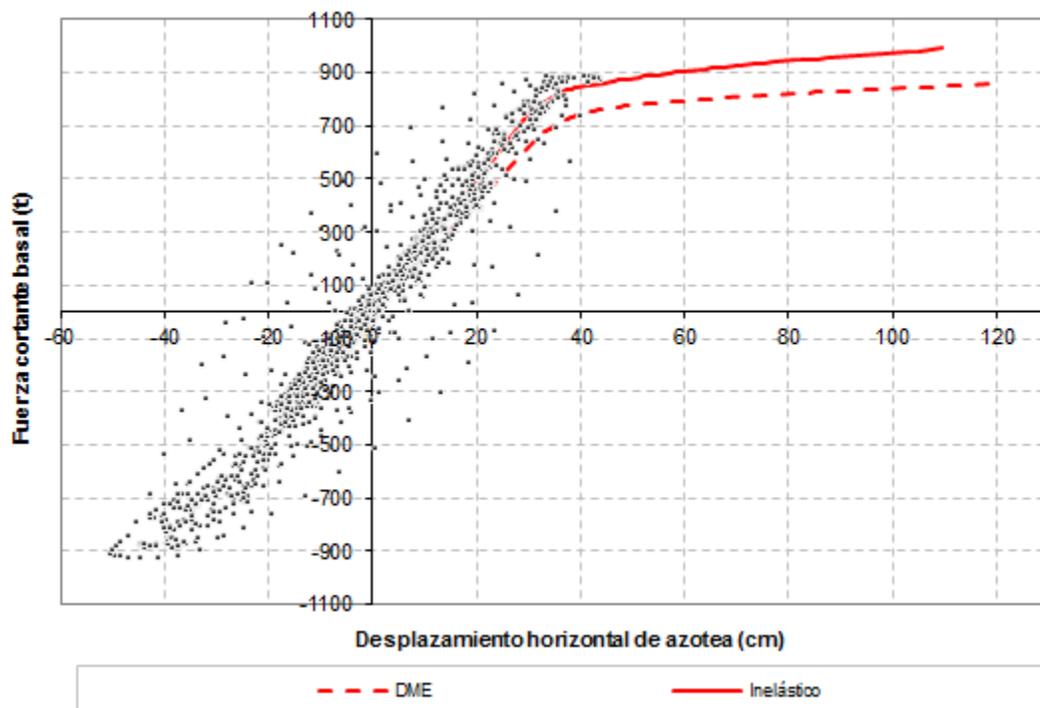


Fig 5.39.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) y análisis paso a paso inelástico con sobre-resistencias, edificio de 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

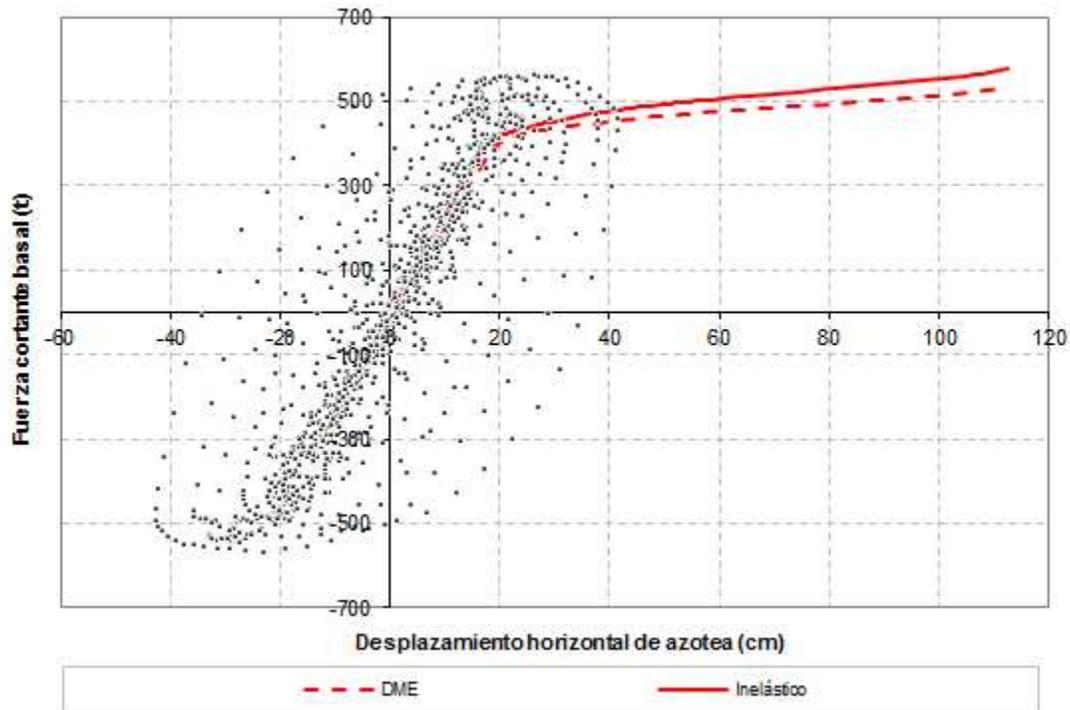


Fig 5.40.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (*Push-over*) y análisis paso a paso inelástico con resistencias nominales, edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A)

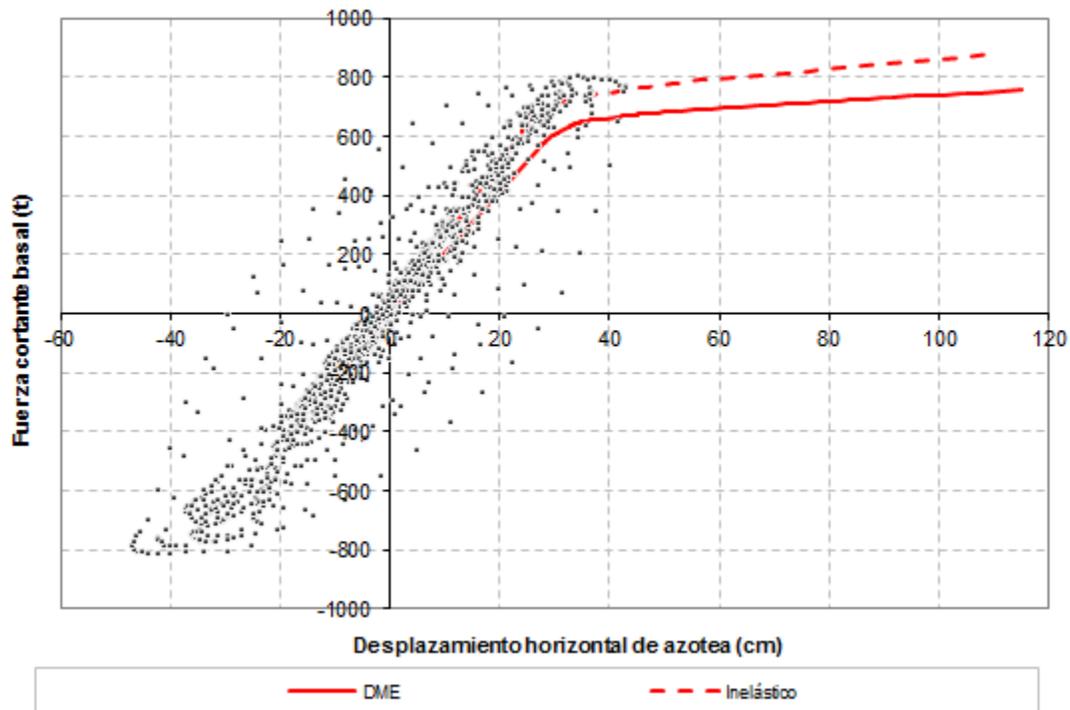


Fig 5.41.- Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea, análisis estático no-lineal (*Push-over*) y análisis paso a paso inelástico con sobre-resistencias, edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A)

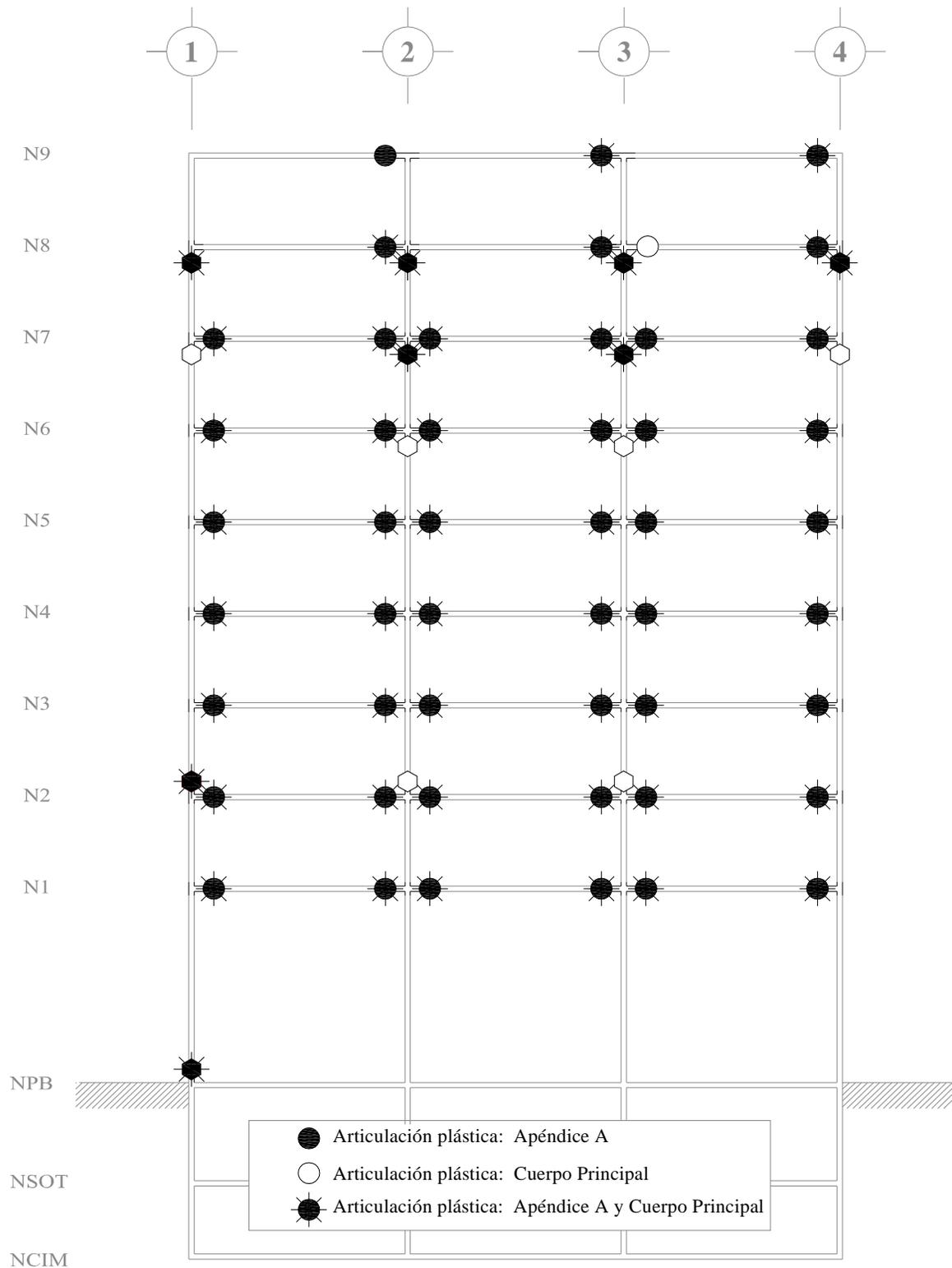


Fig 5.42.- Comparación de distribuciones de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

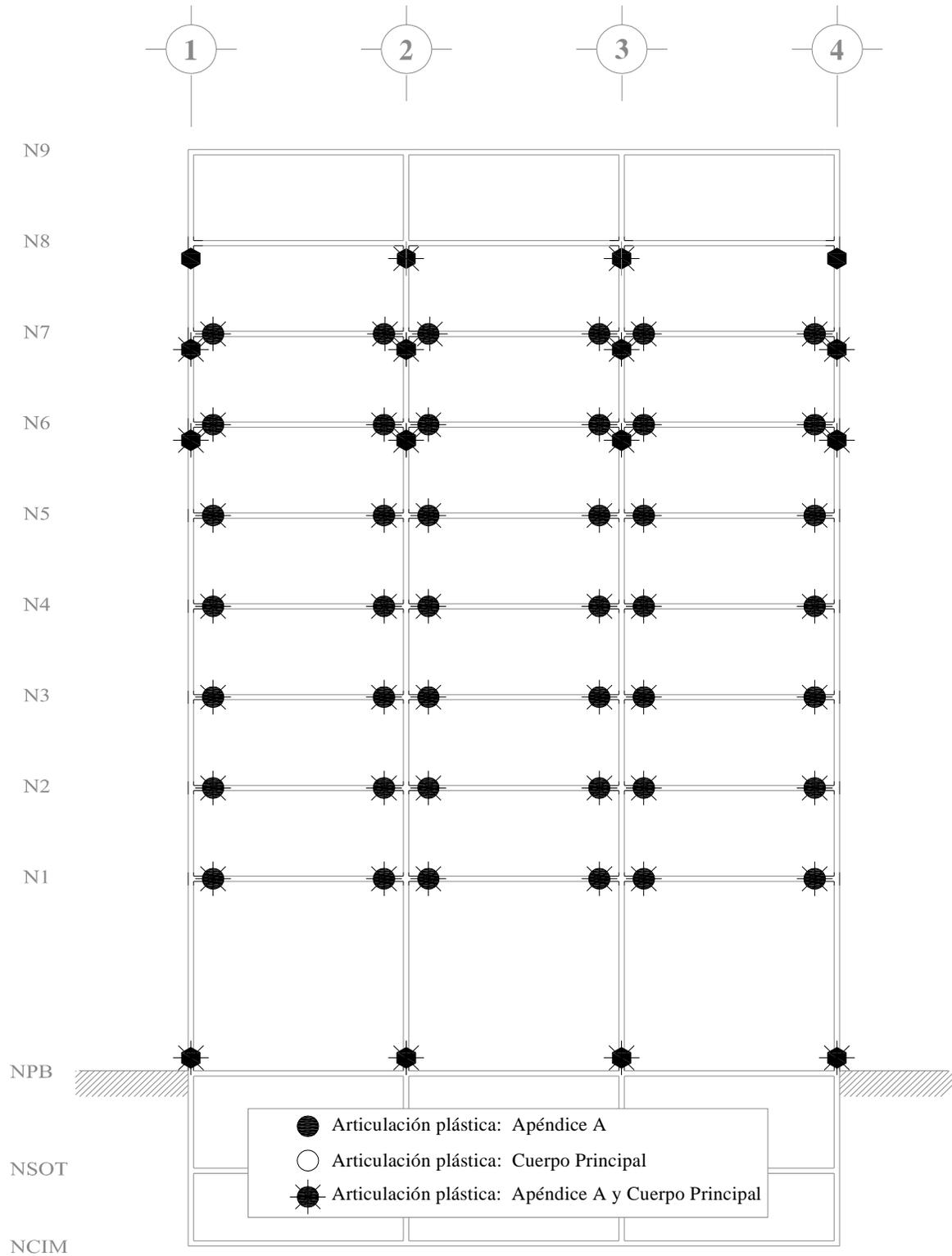


Fig 5.43.- Comparación de distribuciones de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con sobre-resistencias, edificio de 9 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

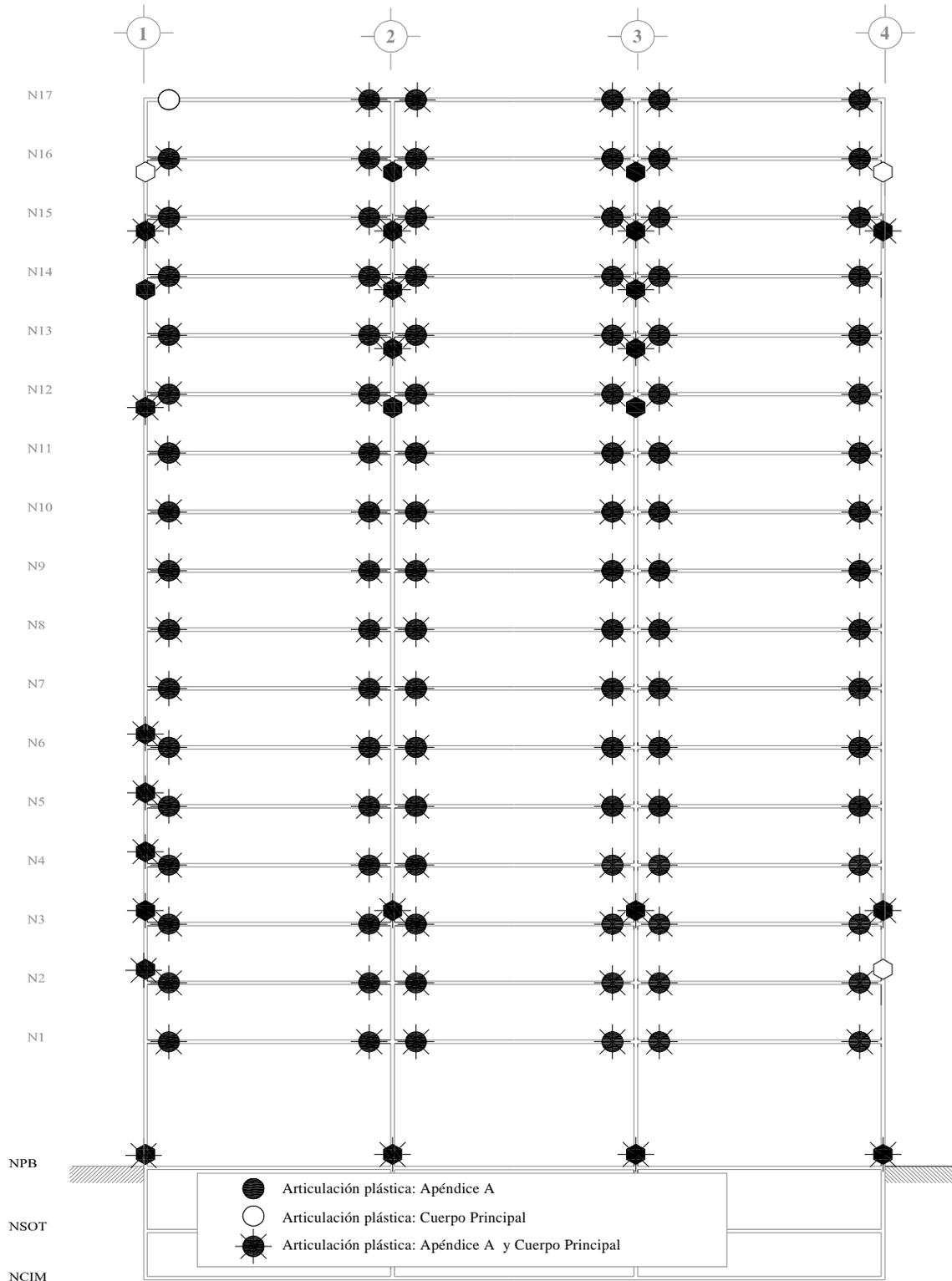


Fig 5.44.- Comparación de distribuciones de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

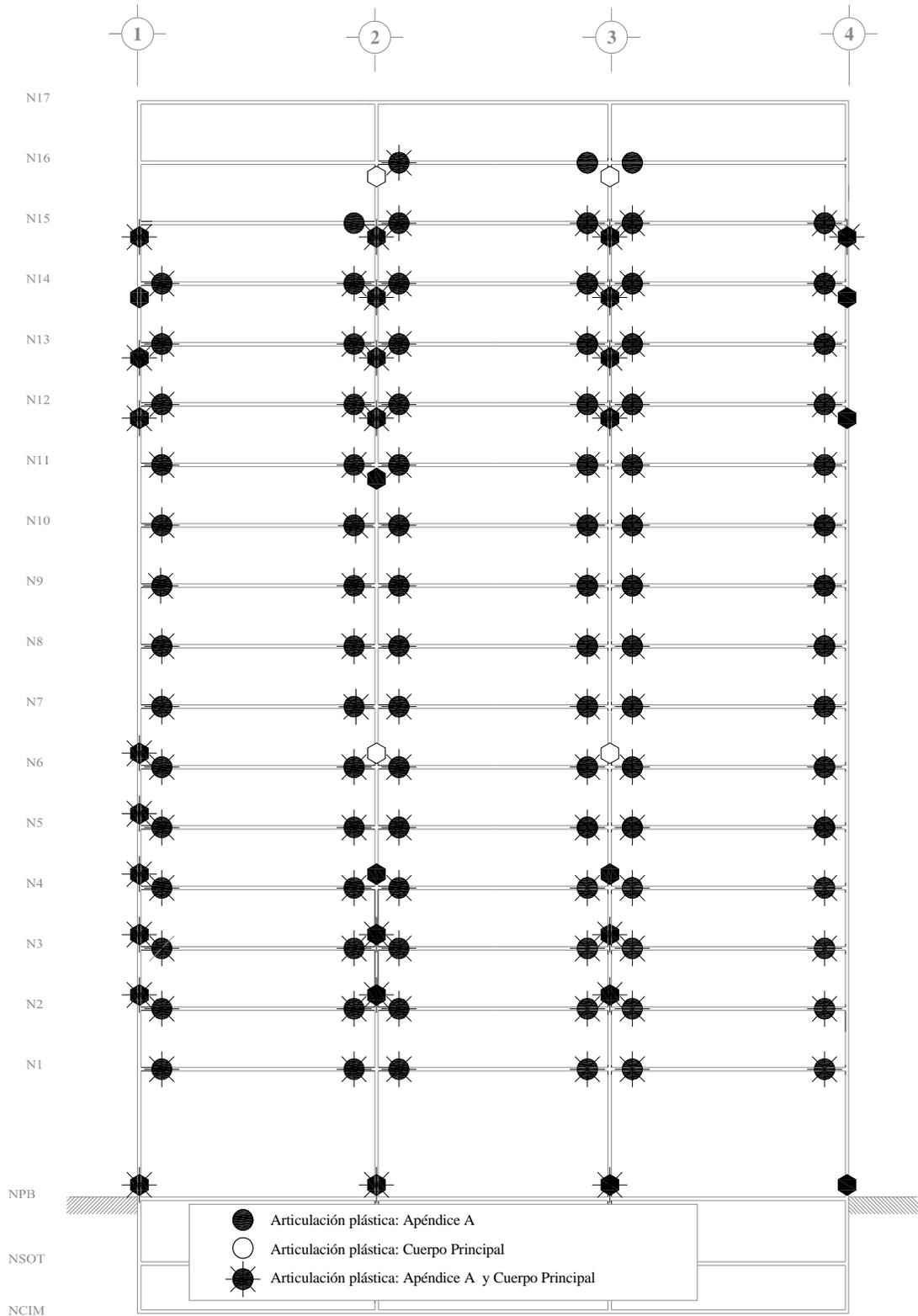


Fig 5.45.- Comparación de distribuciones de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con sobre-resistencias, edificio de 17 niveles, casos A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

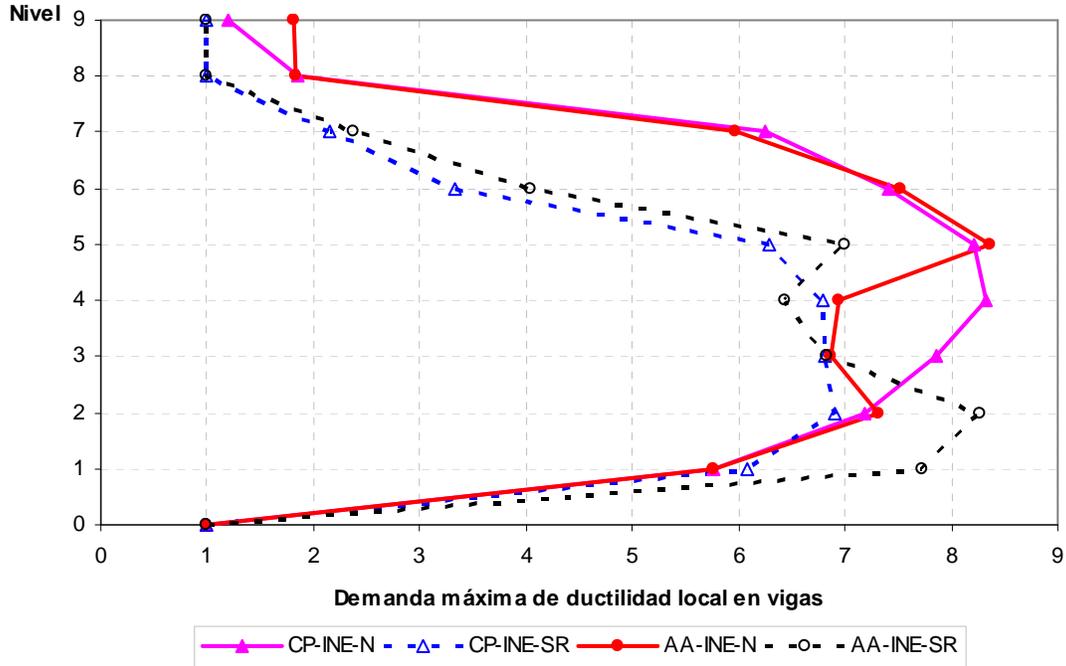


Fig 5.46.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas, análisis estático no-lineal (Push-over), edificio de 9 niveles con resistencias nominales y sobre-resistencias, caso A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

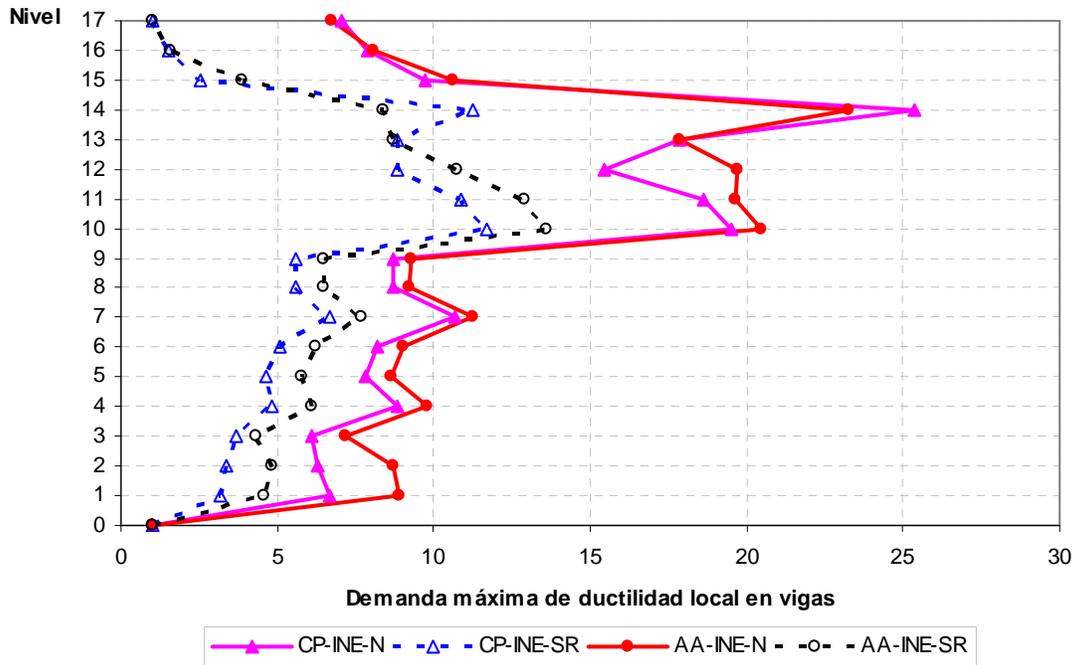


Fig 5.47.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas, análisis estático no-lineal (Push-over), edificio de 17 niveles con resistencias nominales y sobre-resistencias, caso A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

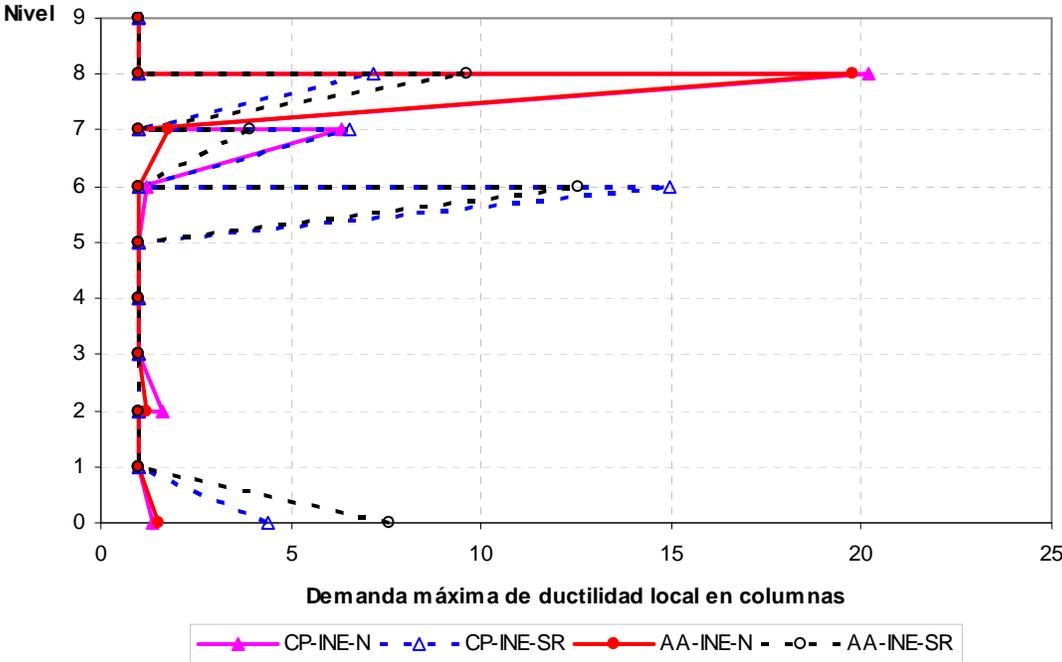


Fig 5.48.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en columnas, análisis estático no-lineal (Push-over), edificio de 9 niveles con resistencias nominales y sobre-resistencias, caso A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

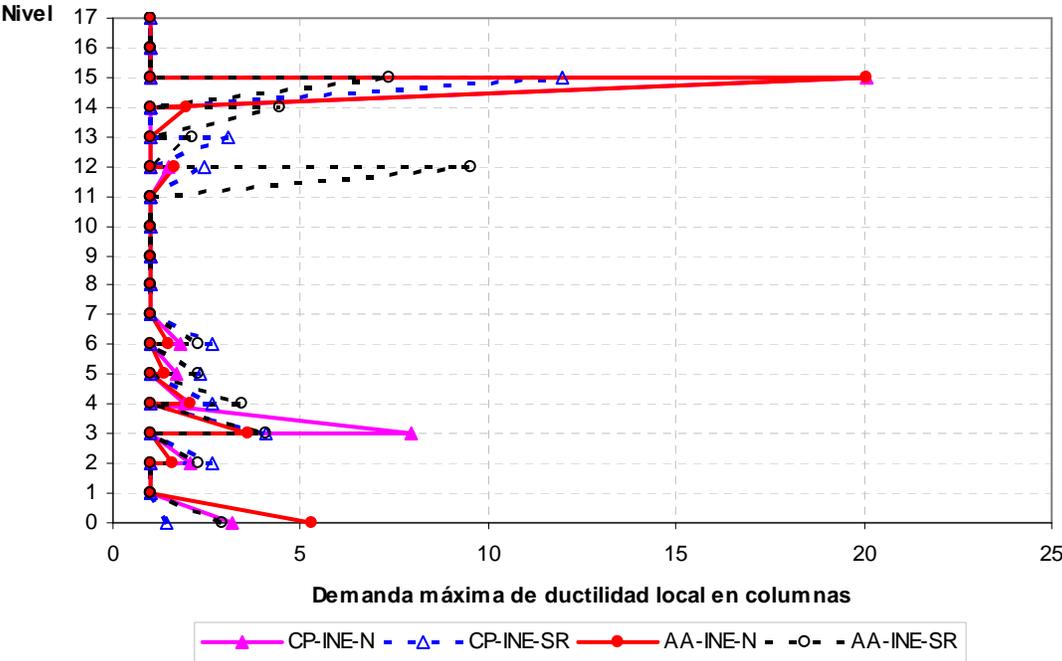


Fig 5.49.- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en columnas, análisis estático no-lineal (Push-over), edificio de 17 niveles con resistencias nominales y sobre-resistencias, caso A (Cuerpo Principal) y B (Apéndice A)

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

En este trabajo se presentó el estudio de la respuesta sísmica elástica e inelástica de edificios de 9 y 17 niveles, ambos desplantados en la zona compresible del Valle de México. Los análisis y diseños se basaron en el código vigente RDF-04 y sus Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTC-Sismo) y, Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto). Se cumplió con las especificaciones señaladas en el Cuerpo Principal, así como también con los requerimientos señalados en el Apéndice A de las NTC-Sismo. Se consideró que los edificios pertenecen al grupo B (oficinas); se utilizó el factor de comportamiento sísmico $Q=3$, por lo que se tuvo que cumplir con los requisitos de diseño de marcos dúctiles. Se cumplió con el estado límite de servicio (desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso) de 0.012 para el Cuerpo Principal, y de 0.004 para el Apéndice A. Además se revisó la condición de colapso, para que no se excediera el límite de 0.03 (marcos de concreto con $Q=3$).

El análisis y diseño se hizo con el programa ETABS-6. Se utilizó el espectro de diseño del Cuerpo Principal para la zona sísmica Zona IIIb, y el espectro propuesto por el Apéndice A para $T_s = 2s$. Los análisis paso a paso elásticos e inelásticos se realizaron con el registro SCT-EW-85, con base en el programa DRAIN-2DX. Los análisis estáticos no-lineales tipo Push-over se realizaron, también, con el programa DRAIN-2DX, utilizando diferentes perfiles de carga lateral.

De forma general, podemos mencionar que:

- El RDF-04 proporciona un nivel adecuado de seguridad estructural; ya que los edificios diseñados en este trabajo, siguiendo sus recomendaciones, presentaron un comportamiento adecuado, con reserva suficiente de resistencia que evite fallas frágiles (cortante).

- No se presentan variaciones importantes en los resultados con los criterios de diseño del Cuerpo Principal (caso A) y del Apéndice A (caso B); el criterio mostrado en el apéndice A es más claro, debido a que permite revisar qué pasa con los desplazamientos a los que puede estar sometida la estructura, haciendo ver la diferencia entre las condiciones de servicio y de colapso.
- La tendencia de formación de articulaciones plásticas obtenidos de los análisis paso a paso de cada uno de los edificios presenta en general un comportamiento de viga débil-columna fuerte, asegurando así un comportamiento dúctil.
- El análisis estático no-lineal ante cargas laterales monotónicamente crecientes tipo Push-over, representa un análisis confiable para estudiar el mecanismo de colapso y las respuestas máximas que se pueden presentar en una estructura. Este tipo de análisis es sensible al perfil utilizado de cargas laterales. Con este análisis se pueden identificar, de forma menos laboriosa, la existencia de posibles mecanismos de falla indeseables que presenten concentración de demandas de ductilidad.

6.1.1 Análisis sísmico dinámico modal espectral (diseño)

- El diseño de los edificios de 9 y 17 niveles, casos A y B, fue regido por la condición del estado límite de servicio (0.012 para el caso A y 0.004 para el caso B); los tamaños de las secciones transversales que cumplieron con la condición de servicio, satisficieron el estado límite de falla (resistencias).
- Las dimensiones de las vigas y las columnas de los edificios de 9 y 17 niveles no presentaron diferencias entre los casos A y B; se tiene muy pocas diferencias entre las ordenadas de los espectros de diseño de la zona III_b y con $T_s = 2s$.
- Los periodos de vibración resultaron iguales para los casos A y B; se llegó a las mismas secciones transversales y pesos por nivel con ambos criterios.
- Los desplazamientos horizontales máximos de los dos casos presentan diferencias, debido a que los desplazamientos del caso A (Cuerpo Principal) son multiplicados por Q, mientras que los desplazamientos máximos del caso B (Apéndice A) son multiplicados por $Q'R/7$ para la condición de servicio, y por QR para la de colapso. Los desplazamientos horizontales máximos del caso A resultan en un valor intermedio de los de servicio y colapso del caso B. El diseño de los casos B está muy lejos de la condición de colapso.
- Las mayores distorsiones de entrepiso de los casos A y B se localizan en los entrepisos N6-N5 y N11-N10 para los edificios de 9 niveles y 17 niveles respectivamente. La condición que rige el diseño fue la de servicio; para el caso B las distorsiones angulares de entrepiso están muy por debajo del límite máximo de colapso de 0.03.

- Las fuerzas cortantes de entrepiso son ligeramente mayores en el caso A, debido a la pequeña diferencia que se tiene en las ordenadas de los espectros de diseño; las diferencias entre los casos A y B son un poco mayores para los edificios de 17 niveles.
- Al igual, debido a las diferencias en las ordenadas espectrales con los espectros del Cuerpo Principal y del Apéndice A, para un periodo dado de vibración, los elementos mecánicos últimos del análisis modal espectral tienden a ser ligeramente mayores en el caso A; esto es, las cuantías de acero de refuerzo longitudinal en vigas y columnas de los edificios de 9 y 17 niveles son un poco mayores en el caso A.

6.1.2 Análisis sísmico dinámico paso a paso (revisión)

- Los marcos de 9 y 17 niveles, casos A y B, sin y con efectos de las sobre-resistencias, presentan comportamiento en el rango no lineal.
- Los desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso no superan los desplazamientos obtenidos con los espectros de diseño.
- No hay diferencias importantes en el patrón de comportamiento de los desplazamientos horizontales entre los casos A y B, para un mismo número de niveles; si acaso, los desplazamientos del edificio de 9 niveles, caso B, son ligeramente mayores a los del caso A; en el edificio de 17 niveles, los desplazamientos máximos del caso A son ligeramente mayores a los del caso B. Con los efectos de sobre-resistencias las diferencias de los desplazamientos laterales de los casos A y B tiende a reducirse.
- Cuando se consideran los efectos de resistencias nominales, las demandas máximas de ductilidad global son ligeramente mayores en el caso B. Con los efectos de sobre-resistencias, las demandas de ductilidad global son prácticamente iguales entre los casos A y B. En ningún caso, las demandas máximas desarrolladas de ductilidad global superaron el valor de 3, igual al factor de comportamiento sísmico (Q) utilizado en el diseño.
- Las curvas de las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea muestran que la incursión en el rango no lineal es mayor en los modelos con resistencias nominales; con la contribución de las sobre-resistencias, las relaciones tienden a parecerse más a una recta, correspondiente al comportamiento elástico.
- Las historias de elementos mecánicos actuantes en vigas y columnas muestran que los miembros no presentan fallas frágiles por cortante, y que garantizan el comportamiento dúctil de los miembros.
- La distribución global de articulaciones plásticas hacen ver que los edificios presentan una tendencia que corresponde al mecanismo de falla “columna fuerte viga débil”, tal como lo recomienda el RDF-04. La secuencia de aparición de las rótulas plásticas muestra que los extremos de vigas se articulan en casi toda la altura del edificio, dejando al final los extremos de columnas de planta baja y de algunos otros entrepisos, sin peligro de que se forme un mecanismo de tipo frágil de un entrepiso, ya que los niveles de demanda máxima de

ductilidad local de estas columnas resultan muy bajas. El número de extremos de miembros que se articulan es menor cuando se considera el efecto de sobre-resistencia.

- Se observa que las articulaciones plásticas que se presentan en las columnas de los entresijos superiores se concentran en las zonas donde la diferencia relativa de distorsiones angulares de entresijo tiende a ser mayor, lo que coincide, a su vez, con los cambios de las secciones transversales, según la estructuración propuesta.
- Los valores de las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas son mayores en el caso B. En los edificios de 9 niveles se llegan a presentar respuestas máximas en vigas de hasta 6.6 para la condición nominal y 2.93 con sobre-resistencias. En la estructura de 17 niveles, las demandas máximas de ductilidad en vigas alcanzan valores de 7 para la condición nominal y 3.55 con sobre-resistencias. Estos rangos de respuesta máxima son manejables desde el punto de vista del diseño.
- Las demandas máximas de ductilidad local en columnas tienden a ser muy pequeñas, nunca superan el valor de 2.

6.1.3 Análisis sísmico estático no lineal Push-over (revisión)

- Es un método simplificado de análisis no lineal que permite conocer el mecanismo de colapso de la estructura, así como la secuencia de formación de articulaciones plásticas. El mecanismo de colapso y las respuestas inelásticas (desplazamientos, demandas de ductilidad, fuerzas cortantes de entresijo) que se obtienen de este análisis son sensibles al tipo de distribución de fuerzas laterales que se empleó.
- Los resultados obtenidos del análisis Push-over presentan un patrón de comportamiento muy parecido al mostrado con los análisis paso a paso, permitiendo, además, conocer el comportamiento general de la estructura en niveles superiores de deformación y esfuerzos.
- Los perfiles de cargas laterales que se emplearon se obtuvieron a partir del análisis dinámico modal espectral (DME) y del análisis paso a paso inelástico (INELÁSTICO); esta selección se hizo después de comparar las respuestas obtenidas contra las del análisis dinámico paso a paso inelástico.
- La realización del análisis Push-over se hizo estableciendo como límite de aplicación de la carga el instante en el que se alcanzara alguna de las siguientes condiciones:
 - A) Demandas de ductilidad en vigas de hasta 35
 - B) Demandas máximas de ductilidad en columnas de 20
 - C) Desplazamiento horizontal relativo entre altura de entresijo igual a 0.03
 - D) Formación del mecanismo de colapso

Para cada análisis Push-over fue necesario estar monitoreando las diferentes respuestas, y así saber cuál de las condiciones anteriores regía.

- La respuesta del Edificio de 9 niveles, casos A y B con resistencias nominales, estuvo regido por las demandas de ductilidad en columnas del entrepiso N8-N7, en que se alcanzó el valor máximo de 20; con los efectos de sobre-resistencias rigió la condición del límite permisible de colapso (0.03). El edificio de 17 niveles, casos A y B, sin y con sobre-resistencias, está regido por la condición permisible de colapso, de 0.03.
- Con base en los resultados de los mecanismos de colapso, se observa que no se tienen diferencias importantes entre los casos A y B, edificios de 9 y 17 niveles. Similar a los resultados de los análisis paso a paso, el edificio del caso B presenta un número de articulaciones plásticas ligeramente mayor al del caso A.
- La tendencia de mecanismo de falla que presenta cada uno de los edificios es el de columna fuerte viga débil, que satisface la filosofía de diseño planteada en el RDF-04.
- Las demandas máximas de ductilidad global desarrolladas son similares para los casos A y B, independientemente del número de niveles. Las demandas de ductilidad global no superan el valor de 3.
- El edificio de 9 niveles, casos A y B con resistencias nominales presentan demandas de ductilidad local en vigas del orden de 8, mientras que en columnas se alcanzan demandas máximas de 20, en el entrepiso N8-N7. Con los efectos de sobre-resistencias, las demandas máximas en vigas están entre 7 y 8, mientras que en columnas se reducen a valores 13 y 15; las diferencias son pequeñas entre los casos A y B.
- El edificio de 17 niveles, casos A y B con resistencias nominales desarrollan demandas máximas de ductilidad en vigas entre 23 y 25, mientras que en columnas se tienen valores máximos entre 13 y 20. Con las sobre-resistencias, las demandas en vigas disminuyen a 11 y 13, y en columnas bajan a valores entre 9 y 11.

6.2 Recomendaciones

- Al realizar el diseño de un edificio desplantado en el Valle de México, principalmente en suelo blando, es importante que se haga un estudio detallado de las posibles amplificaciones que pueda haber en su respuesta sísmica; se debe evitar que el periodo fundamental del mismo esté cercano al periodo dominante con movimiento del terreno; el sistema estructural propuesto para resistir la acción sísmica, debe tener una combinación eficiente de rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía.
- Los elementos estructurales en que se puedan presentar articulaciones plásticas, deben tener la capacidad de mantener de forma constante las rotaciones que se le demandan; se debe cuidar el detallado de los armados de los elementos y de las conexiones, para así evitar que el comportamiento de la estructura sea completamente diferente al diseñado, pudiéndose tener consecuencias verdaderamente drásticas.
- Se recomienda utilizar el criterio del Apéndice A como base de diseño; en éste se toman en cuenta los efectos de sitio en el diseño sísmico y se revisan los estados límites de

desplazamientos laterales más congruente con los posibles rangos de su comportamiento por desempeño que pueda presentar la estructura en su vida útil.

- Debido a lo laborioso que resulta hacer, desde el punto de vista práctico, los análisis paso a paso de edificios para conocer su comportamiento inelástico, es mejor realizar análisis estáticos no-lineales tipo Push-over; éste tipo de análisis da una muy buena idea de la magnitud de las respuestas a la que se puede ver sometida la estructura; permite, además, identificar el mecanismo de falla posible y evitar mecanismos indeseables, otorgando al diseñador una herramienta para estudiar, entender e identificar el comportamiento ante diferentes rangos de cargas sísmicas.
- Este tipo de estudios se deben ampliar a estructuras altas, irregulares en planta y elevación.
- Para tener una comprensión más cercana del comportamiento sismorresistente real promedio de una estructura, se recomienda tomar en cuenta los efectos disponibles de las sobre-resistencias.
- En los modelos que presentaron una concentración importante de demandas de ductilidad local en columnas, y que impedían que se llegara al límite de colapso de 0.003, se propuso correr el acero longitudinal en las columnas, como se señala en el Apéndice 1 de este trabajo. Con esta medida los edificios pudieron alcanzar el límite de colapso reglamentario, con demandas máximas de ductilidad en columnas menores a 20.

BIBLIOGRAFÍA

1. Almaguer, C. V. (2000), “Comparación del comportamiento sísmico inelástico de edificios de marcos de concreto reforzado, sin y con efectos de sobre-resistencia, diseñados con las normas del RDF-93 y RDF-2004”, tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México
2. Avilés, J. y Pérez-Rocha, L. (2004), “Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción suelo-estructura”, revista de Ingeniería Sísmica, N°. 71, México
3. Bazán, E. y Meli, R. (1998), “Diseño sísmico de edificios”, Limusa, México
4. Chopra, A. K. (1993), “Dynamics of structures”, Prentice Hall Editions
5. Chopra, A. y Goel, R. (2001), “A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley
6. Clough, W. R. y Penzien, J. (1993), “Dynamics of structures”, 2nd Edition, McGraw-Hill International Editions
7. Durán, R. (1991), “La influencia de las sobre-resistencias en la respuesta sísmica inelástica de dos edificios de concreto reforzado dañados en 1985”, tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México
8. Farzad, N. (2003), “The seismic design handbook”, Second Edition, Kluwer Academic Publishers, USA
9. Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México
10. Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México
11. Gobierno del Distrito Federal, (2004), “Reglamento para construcciones del Distrito Federal, versión 2004”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México
12. Loera, S. (1991), “Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, DDF”, publicación ES-2, series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México
13. Luna, A. J. y Tena, C. A. (2002), “Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios, de marcos de concreto reforzado”, revista de Ingeniería Sísmica, N° 661-43, México

14. Martínez, E. (2005), “Respuesta sísmica elástica e inelástica de edificios de 15 y 25 niveles sin y con muros de concreto, diseñados con los reglamentos RDF-93 y RDF-04”, tesis de maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México
15. Meli, P. (1976), “Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, Serie Azul N° 375, series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México
16. Meli, P. (2000), “Diseño estructural”, 2ª Edición, Limusa, México
17. Meli, P. y Rodríguez, M. (1987), “Gráficas de interacción para diseño de columnas de concreto reforzado”, publicación 428, series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México
18. Newmark, N.M y Rosenblueth, E. (1976), “Fundamentos de ingeniería sísmica”, Diana, México
19. Ordaz, M. y Pérez-Rocha, L. (1998), “Estimation of strenght-reduction factors for elastoplastic systems: A new approach”, N° 27, Earthquake Engineering and Structural Dynamics
20. Park, R. y Paulay, T. (1979), “Estructuras de concreto reforzado”, Limusa, México
21. Paulay, T. y Priestley, M. (1992), “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, John Wiley & Sons, Inc., USA
22. Prakash, V., Powel, P. and Campbell S. (1993), “Drain 2DX: Base program description and user guide”, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley
23. Rivera, D. (2005), “Comparación del comportamiento sísmico inelástico de edificios de 3, 9 y 17 niveles diseñados con el RDF-93 con concretos de resistencia normal y con el RDF-04 con concretos de alta resistencia”, tesis de maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México
24. Rosenblueth, E. y Gómez, R. (1991), “Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, DDF”, N° ES-7, series del Instituto de Ingeniería UNAM, México
25. Sauter, F. (1989), “Fundamentos de ingeniería sísmica I: Introducción a la sismología”, Editorial Tecnológica de Costa Rica, Costa Rica
26. Scott, R. and Krawinkler, H. (1994), “Nonlinear static Push-over analysis – Why, When and How?”, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, California
27. Tena, C. A. (2007), “Análisis de estructuras con métodos matriciales”, Limusa, México
28. Terán, G. (2002), “Diseño por desempeño: Antecedentes, conceptos generales y perspectivas”, Memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca

29. Wakabayashi, M. y Martínez, E. (1988), “Diseño de estructuras sismorresistentes”, McGraw-Hill, México
30. Wilson, E. and Habibullah, A. (1996), “ETABS-6: Extended three dimensional analysis of building systems”, Computer and Structures, Inc., California

ANEXO 1

Resultados del análisis estático no-lineal Push-over con diferentes distribuciones de carga

Las figs. 4.99 y 4.100, 4.115 y 4.116 presentan todas las distribuciones de cargas laterales calculadas en este trabajo, edificios de 9 y 17 niveles, respectivamente.

Las figs. A1 a A8 comparan los resultados (fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea) paso a paso contra Push-over de los edificios de 9 y 17 niveles, casos A y B, sin y con sobre-resistencias, respectivamente. Las respuestas tipo Push-over son para cada distribución considerada de cargas laterales.

Las figs. A9 a A20 muestran la distribución y secuencias de aparición de las rótulas plásticas de la estructura de 9 niveles, casos A y B, resistencias nominales y con sobre-resistencias, considerando las diferentes distribuciones asumidas de fuerzas laterales; las figs. A21 a A31 hacen lo mismo para la estructura de 17 niveles. Con base en este tipo de resultados, comparando contra las correspondientes de los análisis paso a paso, se definió qué tipo de distribución de cargas laterales mostraba mejores resultados. En este grupo de figuras no se agregan las correspondientes de la distribución de cargas del análisis paso a paso inelástico (9 niveles) ni la del análisis modal espectral (17 niveles), ya que éstas se presentan en el cuerpo principal de éste trabajo.

Resultados del análisis Push-over modificando el acero de refuerzo longitudinal de las columnas de los niveles superiores

Con base en los resultados de los análisis sísmicos inelásticos tipo Push-over, se observó que en algunos casos se tienen concentraciones de demandas de ductilidad local en las columnas de los

niveles superiores, dominando el límite máximo supuesto de 20; en todos estos casos las distorsiones angulares de entrepiso presentaron magnitudes por debajo de las señalada en el Apéndice A como límite permisible de colapso para marcos dúctiles de concreto reforzado, igual a 0.03.

Dichos casos fueron:

- 9 niveles, casos A y B con resistencias nominales
- 17 niveles, caso B con resistencias nominales

Para evitar que ocurriera lo anterior, se propuso incrementar el acero de refuerzo longitudinal de las columnas superiores que presentan la concentración anterior de demanda de ductilidad. Los nuevos resultados se comparan contra los originales y contra los obtenidos en que se hizo caso omiso de detener el análisis Push-over cuando se alcanzara el límite máximo de 20 para las columnas.

Las figs. A.33 a A.36 muestran las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, demandas máximas de ductilidad local en vigas y en columnas para el edificio de 9 niveles, caso A nominal (CP-INE-N), asumiendo que el acero longitudinal necesario de las columnas del entrepiso N7-N6 se corre a las columnas de los entrepisos superiores N8-N7 y N9-N8.

Las figs. A.37 a A.40 tiene ahora los resultados del modelo de 9 niveles, caso B con resistencias nominales (AA-INE-N), procediendo de igual forma que en la estructura de 9 niveles, caso A.

Y las figs. A.41 a A.44 presentan los resultados del edificio de 17 niveles, caso B, resistencias nominales (AA-INE-N) considerando ahora que el acero longitudinal diseñado para las columnas del entrepiso N13-N12 se corre igual para las columnas superiores (entrepisos N14-N13, N15-N14, N16-N15 y N17-N16).

Los nuevos resultados del edificio de 9 niveles se identifican por:

- INELASTICO-B: casos A y B con resistencias nominales, sin modificación en los armados de columnas, pero permitiendo que se llegue al límite de la distorsión angular de entrepiso de la condición de colapso.
- INELÁSTICO-C: casos A y B con resistencias nominales pero con modificación en los armados de las columnas y permitiendo que se llegue al límite de la distorsión angular de entrepiso de la condición de colapso.

Y, para el edificio de 17 niveles, se tiene:

- DME-B: caso B con resistencias nominales, sin modificación en los armados de las columnas de los entrepisos superiores, pero aceptando que se alcance el límite de colapso.
- DME-C: caso B con resistencias nominales con modificación en los armados de las columnas superiores, además se permite llegar al límite del colapso.

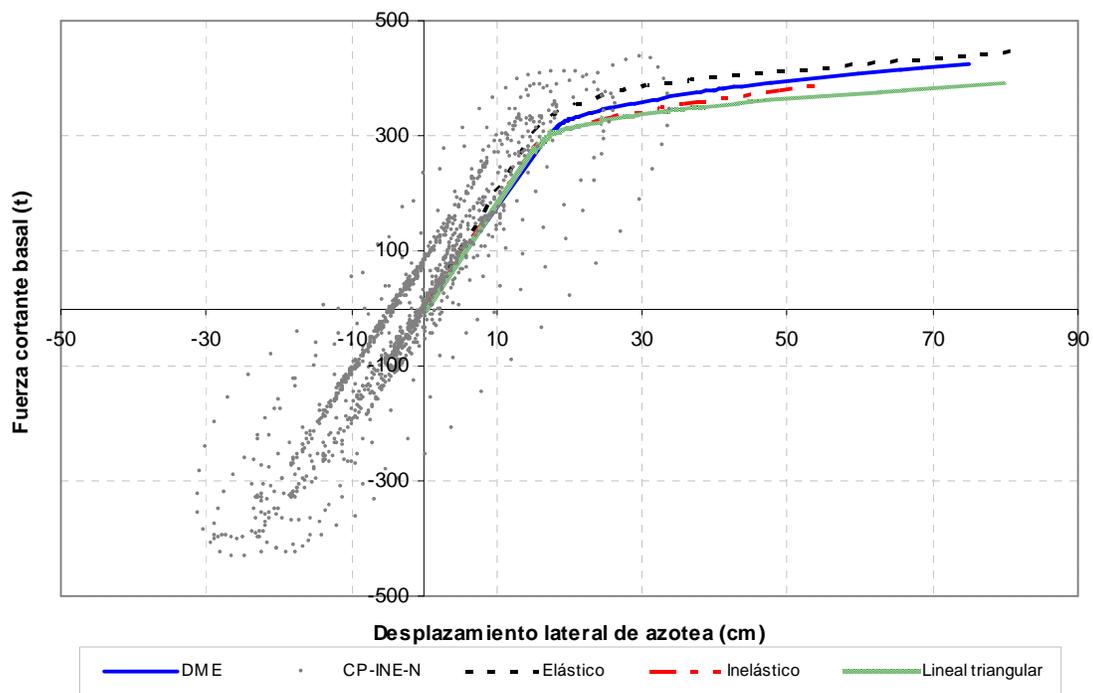


Fig A.1.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, análisis paso a paso y Push-over con diferentes distribuciones de cargas laterales, resistencias nominales, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

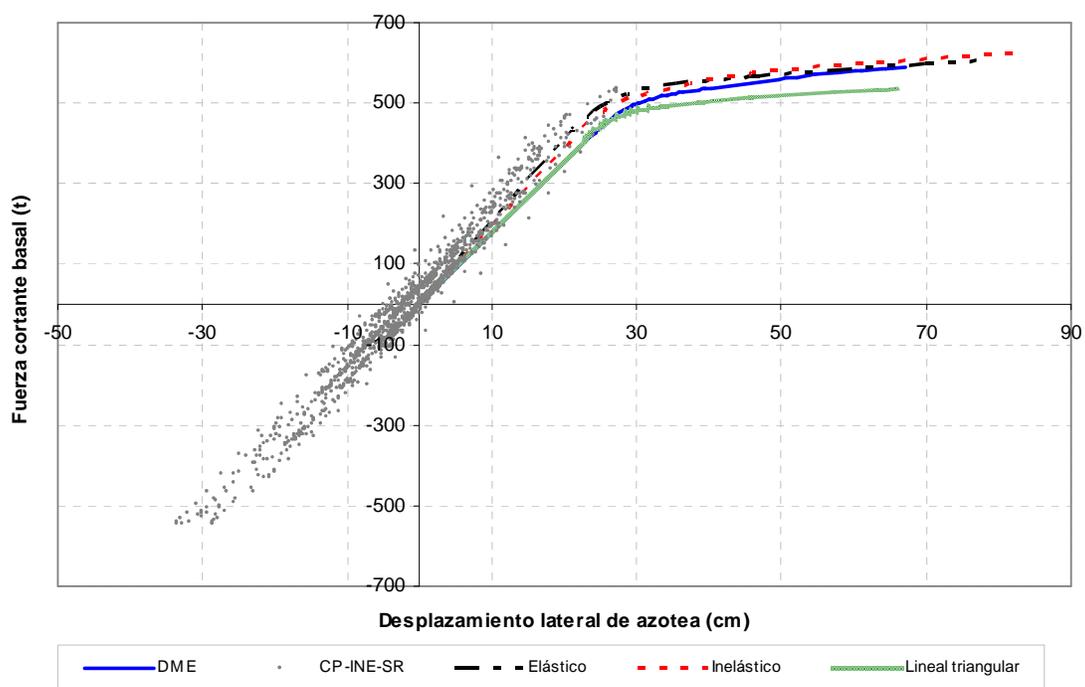


Fig A.2.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, análisis paso a paso y Push-over con diferentes distribuciones de cargas laterales, sobre-resistencias, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

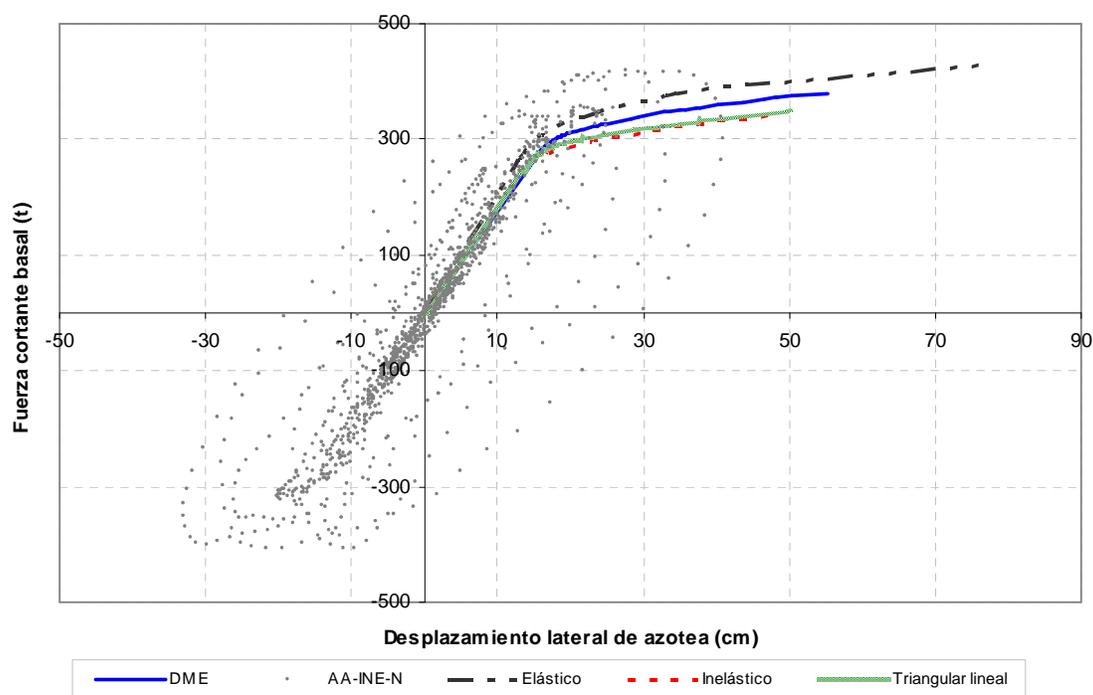


Fig A.3.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, análisis paso a paso y Push-over con diferentes distribuciones de cargas laterales, resistencias nominales, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

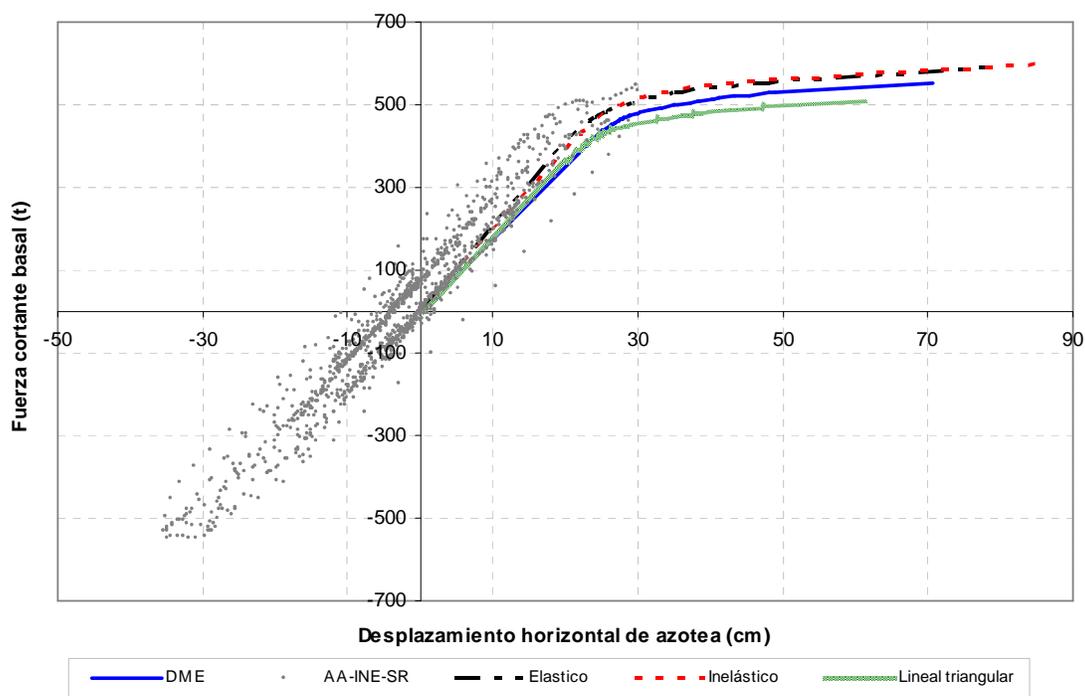


Fig A.4.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, análisis paso a paso y Push-over con diferentes distribuciones de cargas laterales, sobre-resistencias, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

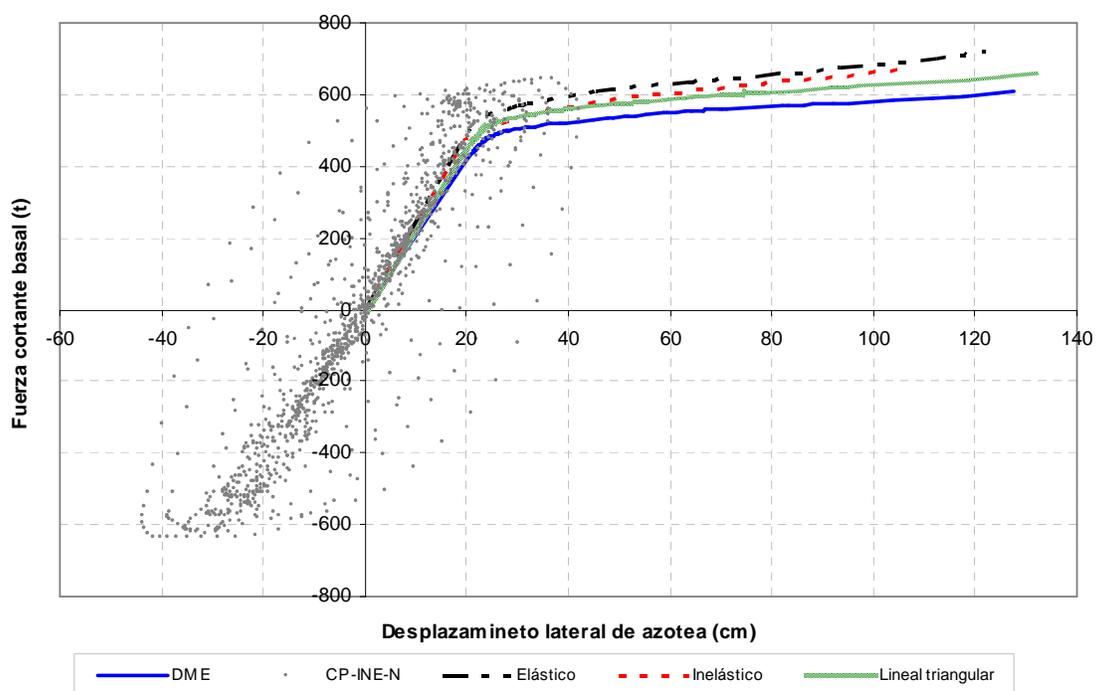


Fig A.5.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, análisis paso a paso y Push-over con diferentes distribuciones de cargas laterales, resistencias nominales, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

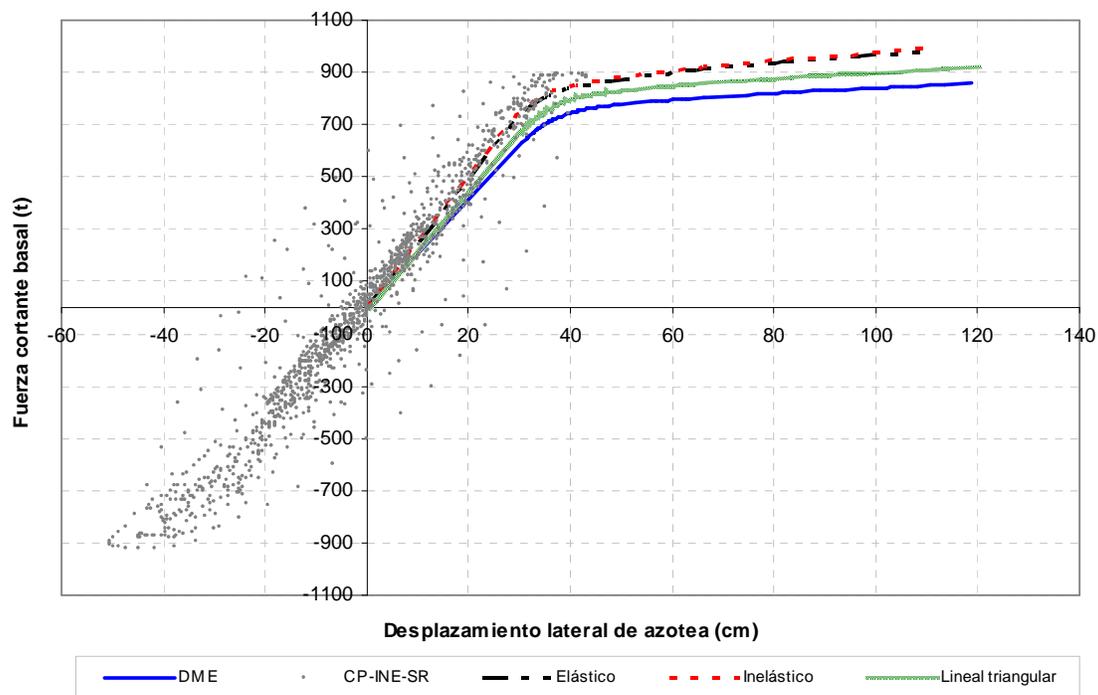


Fig A.6.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, análisis paso a paso y Push-over con diferentes distribuciones de cargas laterales, sobre-resistencias, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

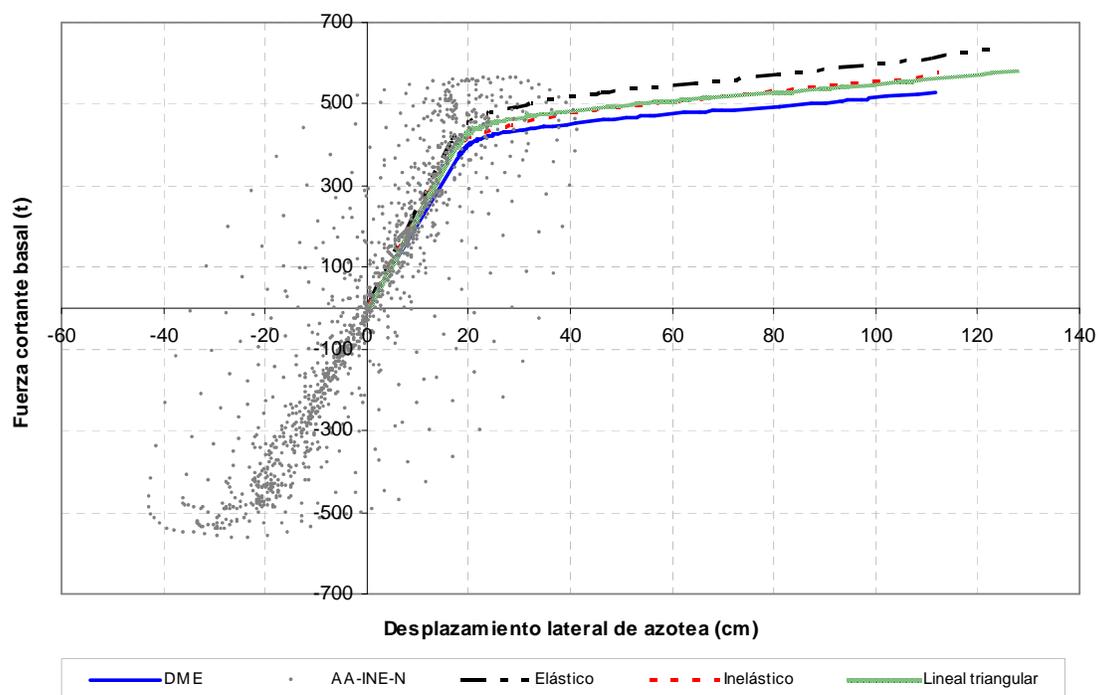


Fig A.7.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, análisis paso a paso y Push-over con diferentes distribuciones de cargas laterales, resistencias nominales, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

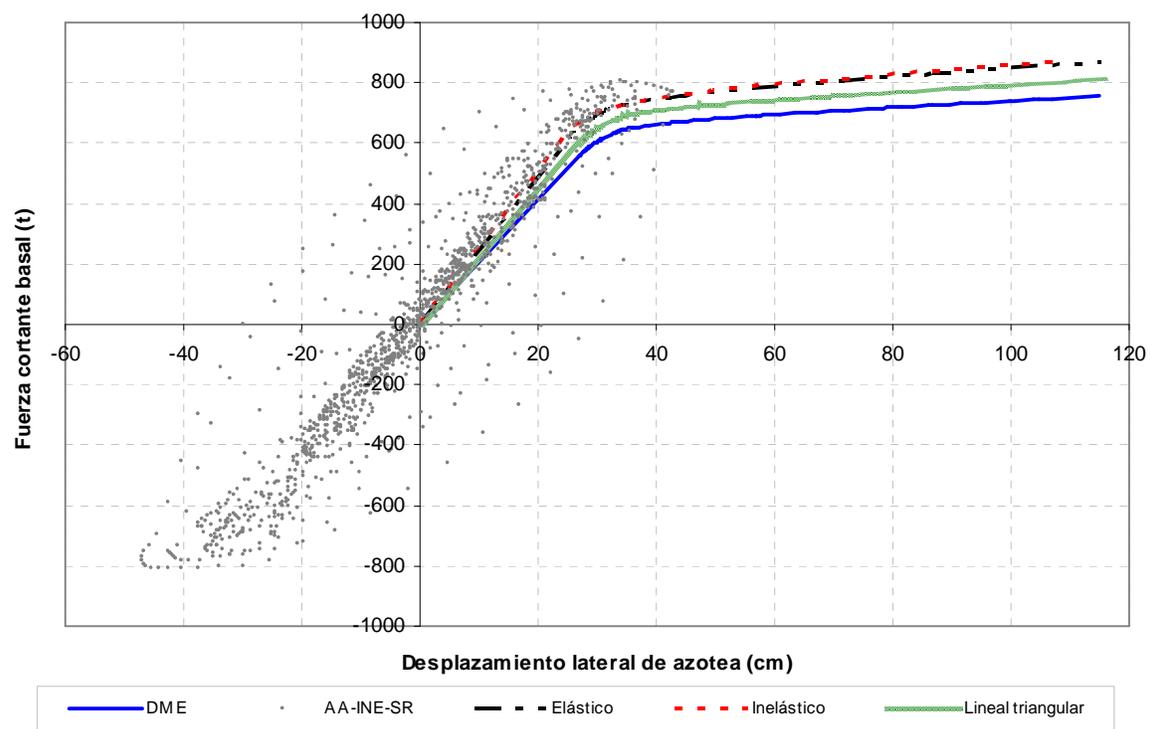


Fig A.8.- Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, análisis paso a paso y Push-over con diferentes distribuciones de cargas laterales, sobre-resistencias, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

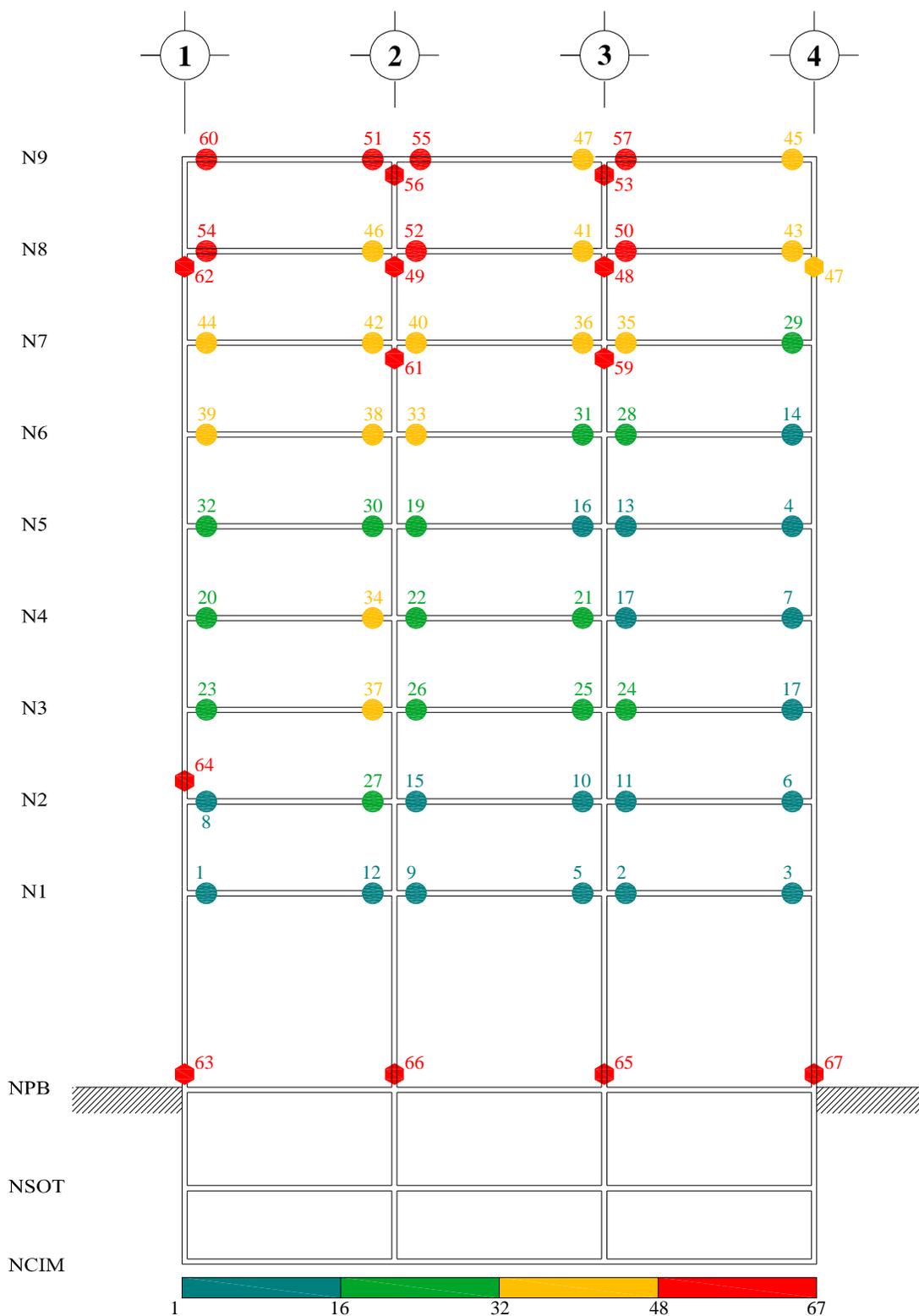


Fig A.9.- *Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis dinámico modal espectral (DME), resistencias nominales, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)*

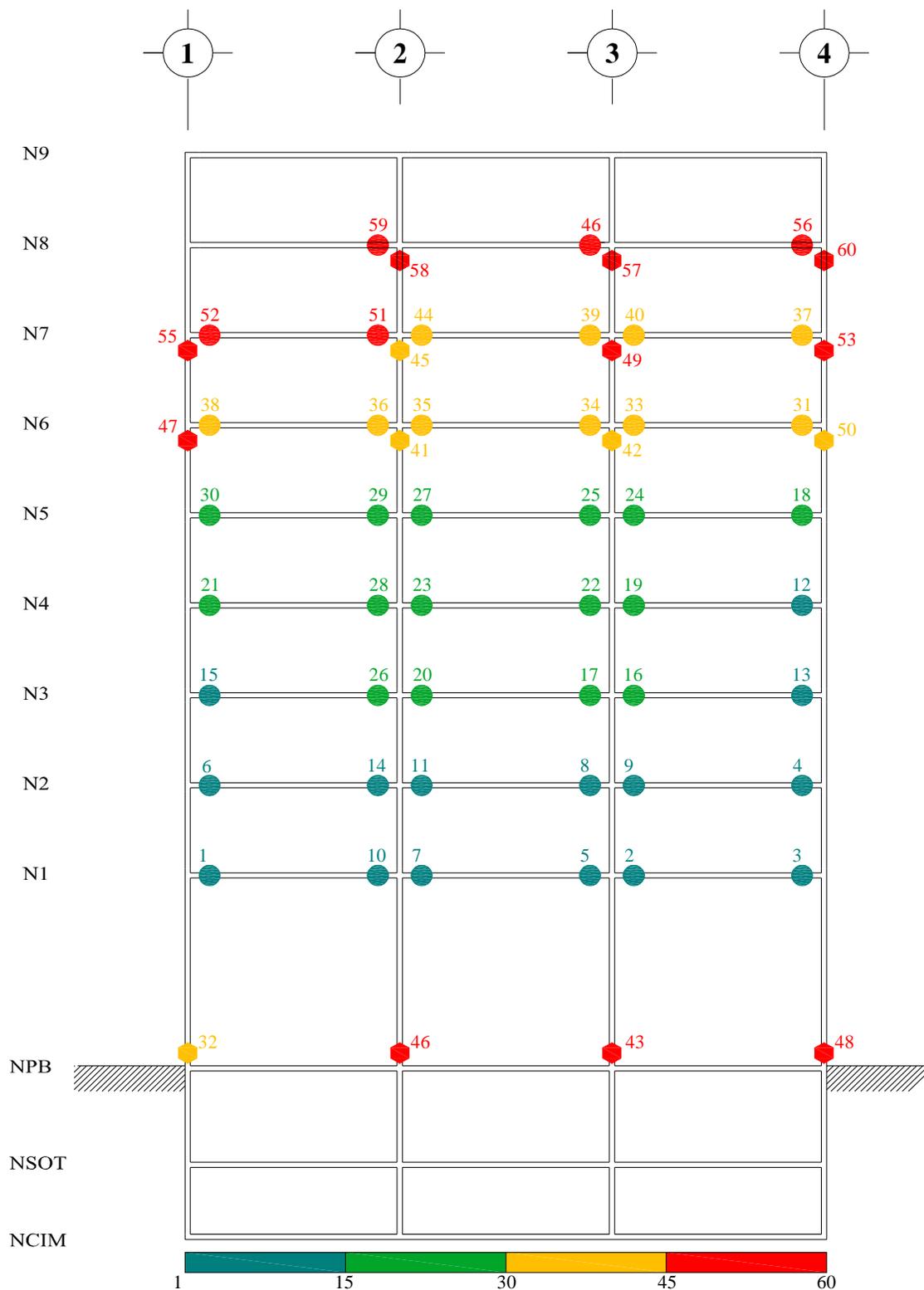


Fig A.10.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso elástico, resistencias nominales, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

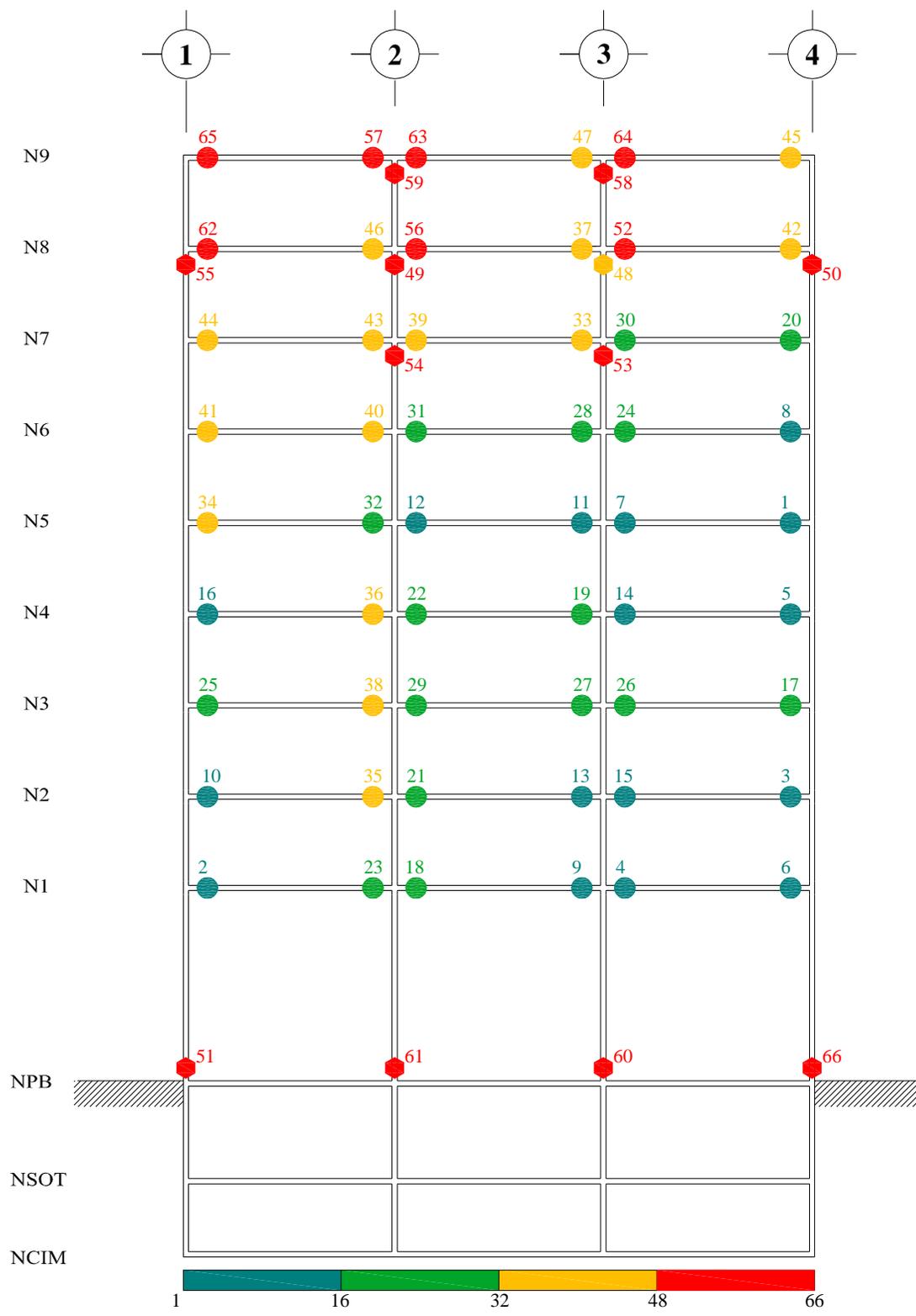


Fig A.11.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales lineal triangular, resistencias nominales, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

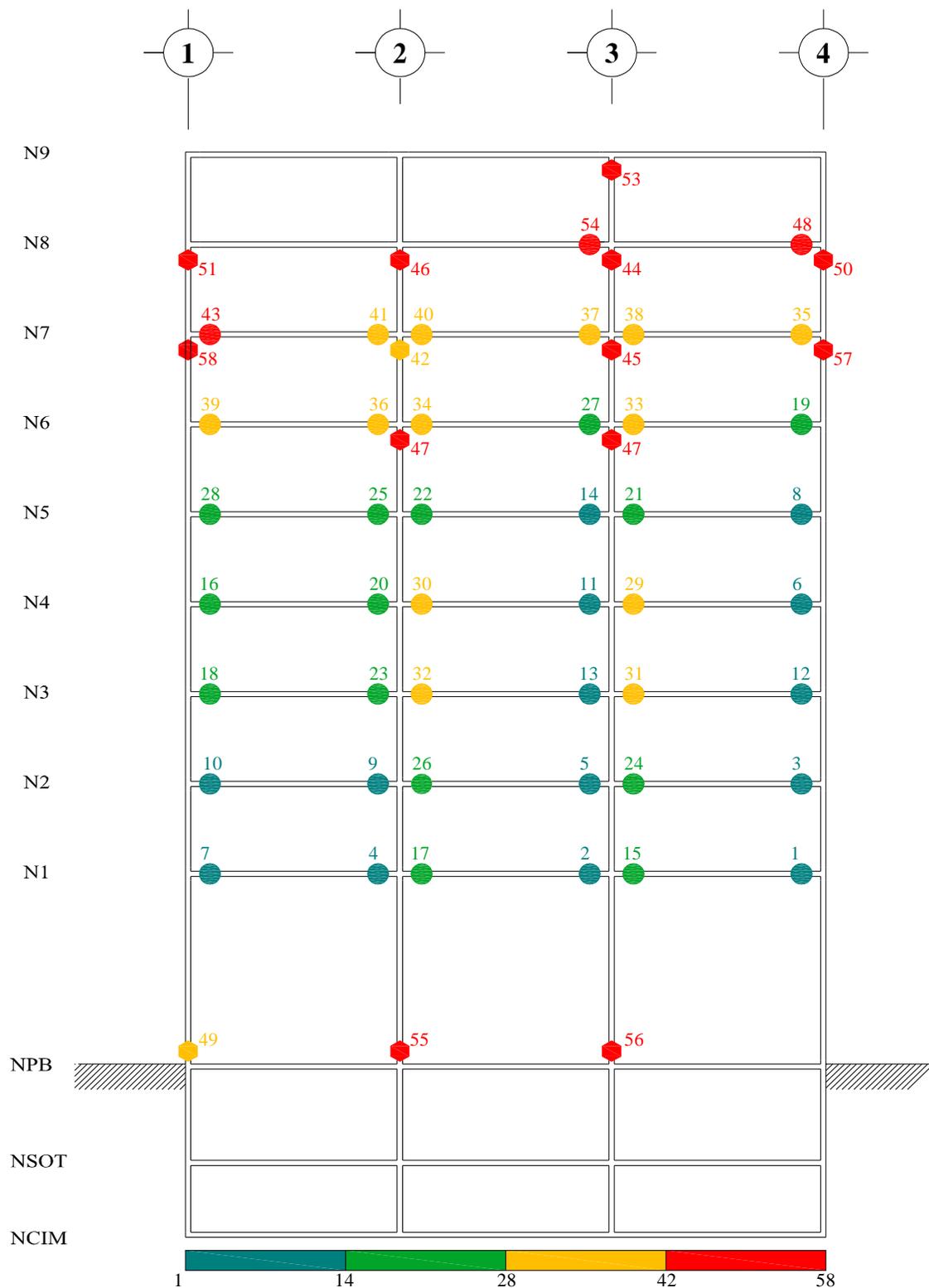


Fig A.12.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis dinámico modal espectral (DME), sobre-resistencias, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

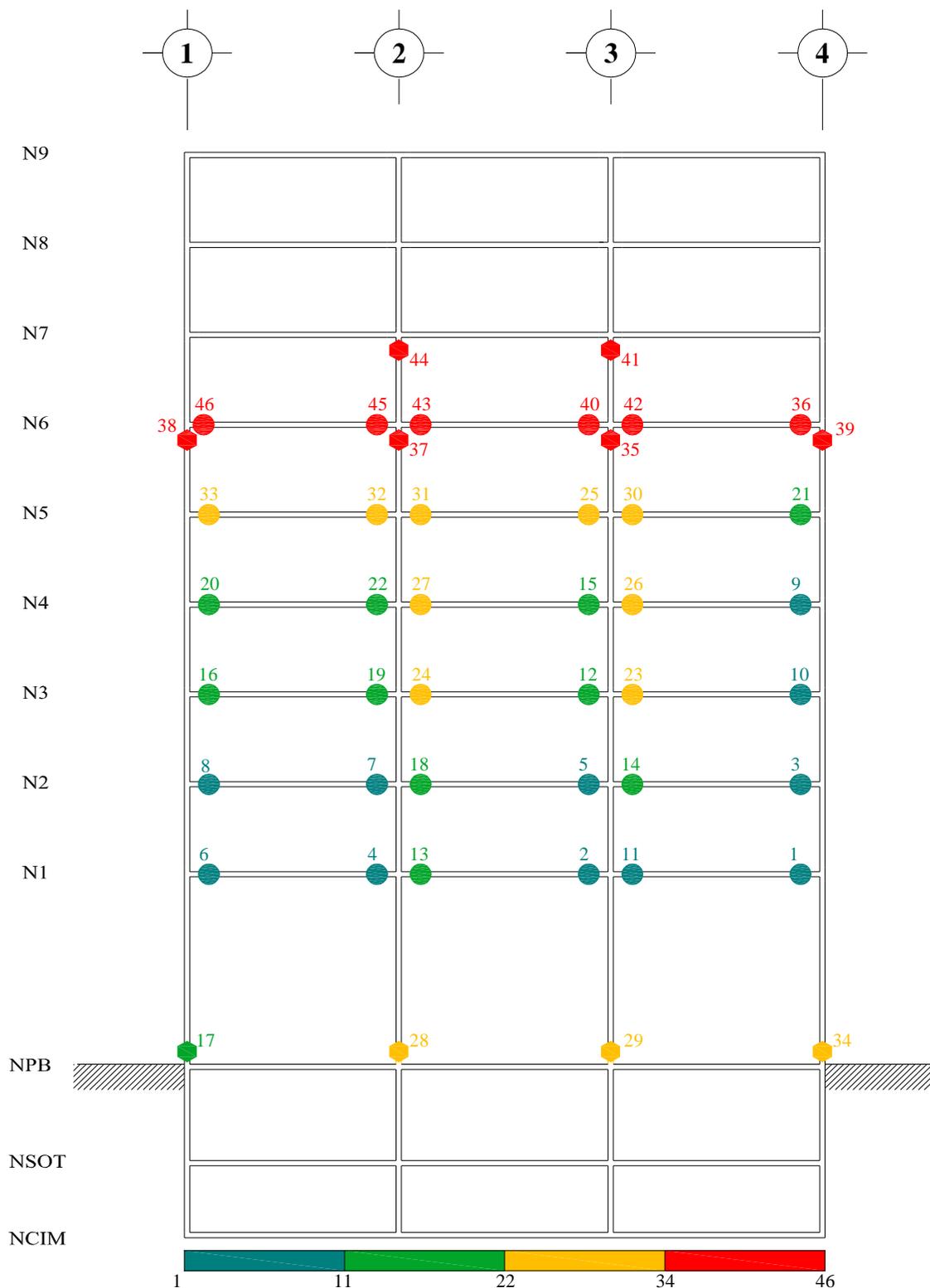


Fig A.13.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso elástico, sobre-resistencia, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

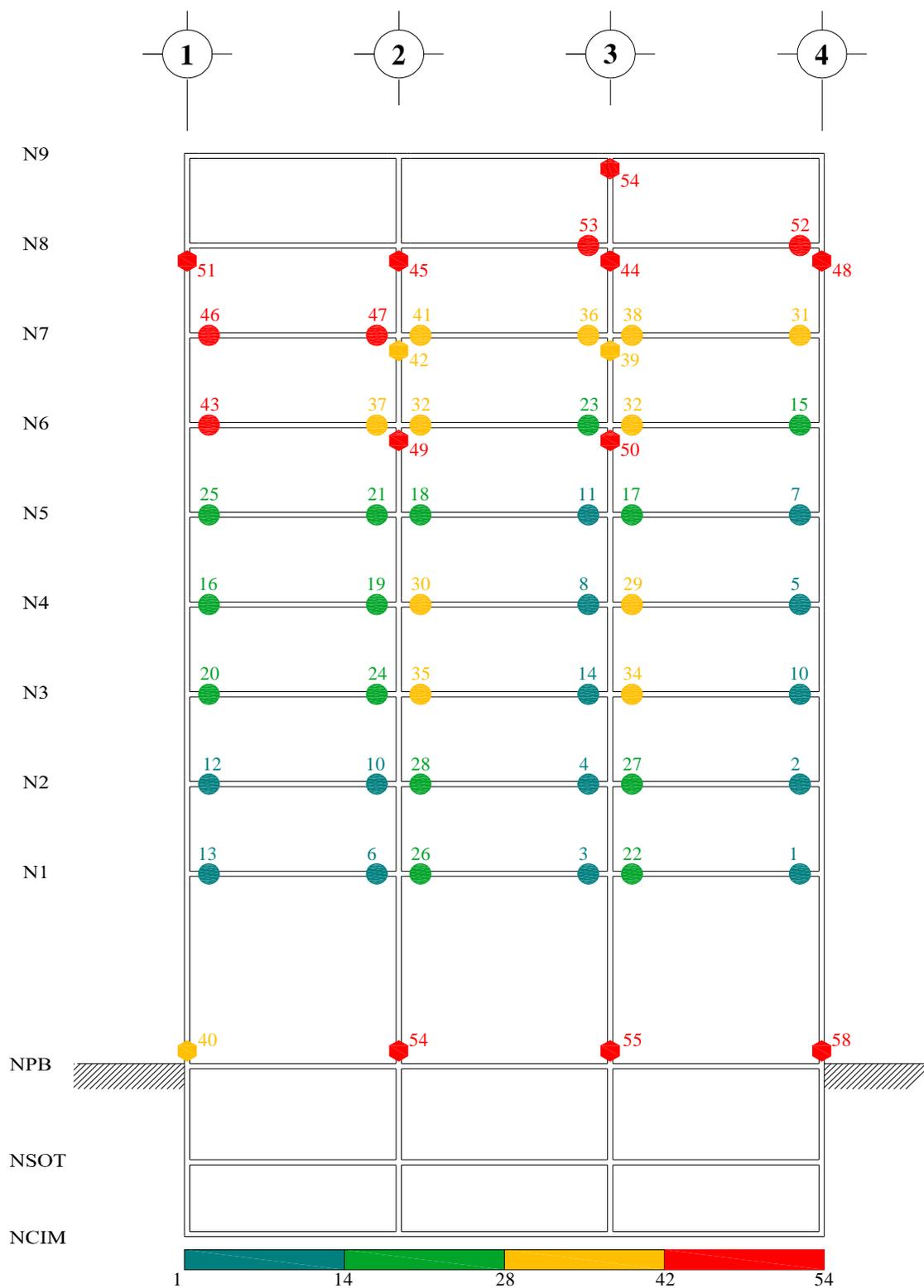


Fig A.14.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales lineal triangular, sobre-resistencias, edificio 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

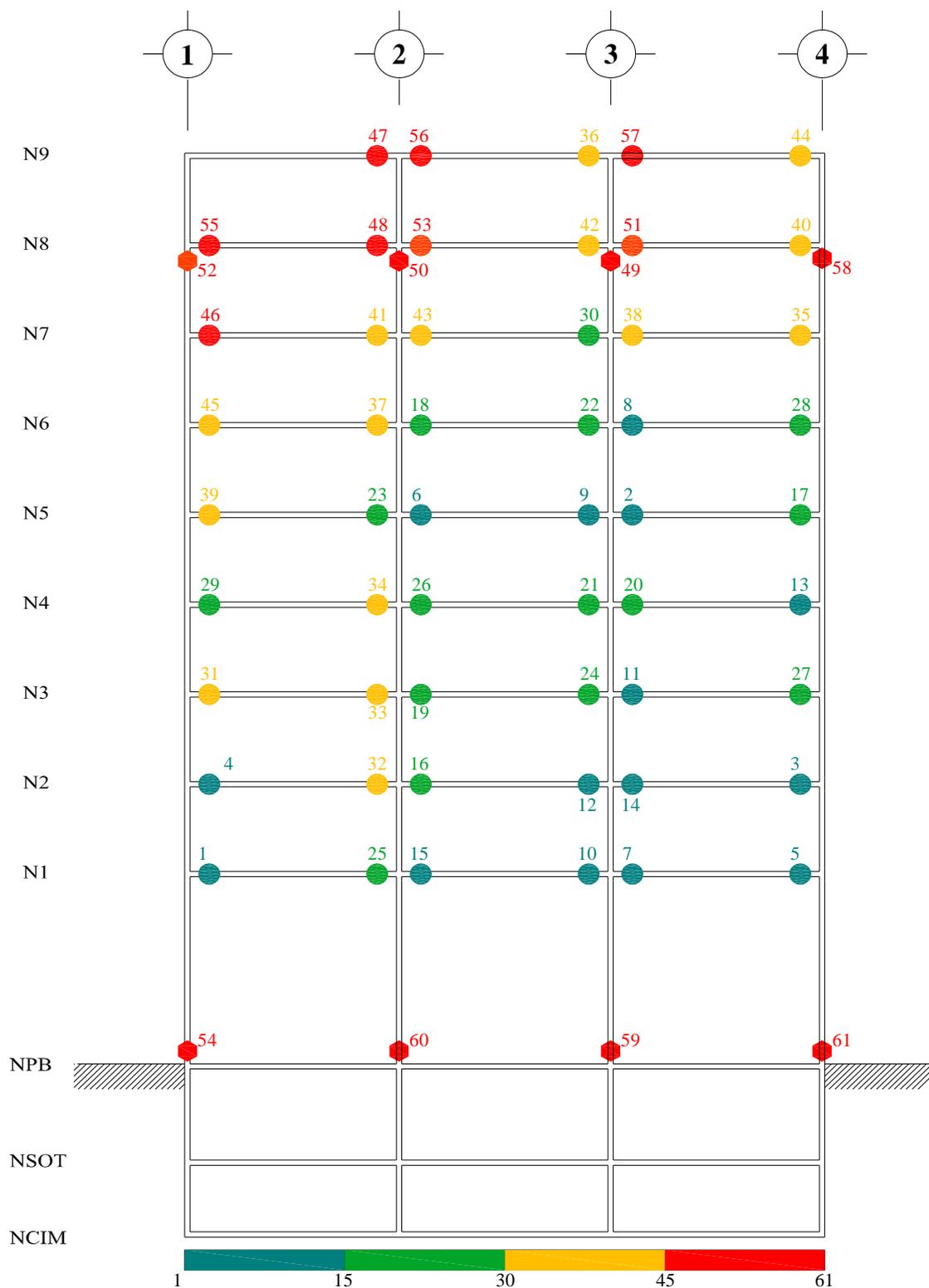


Fig A.15.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis dinámico modal espectral (DME), resistencias nominales, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

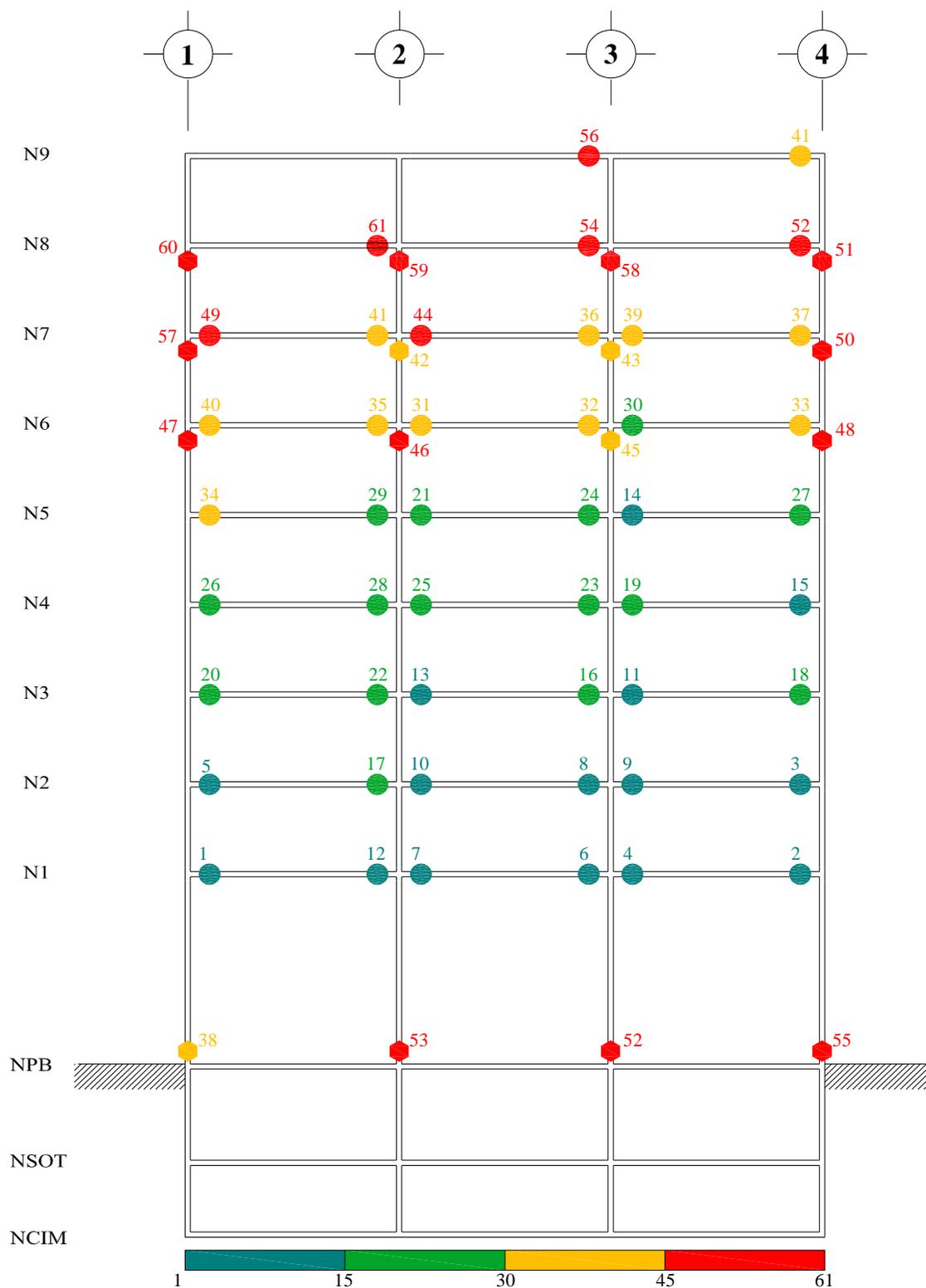


Fig A.16.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso elástico, resistencias nominales, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

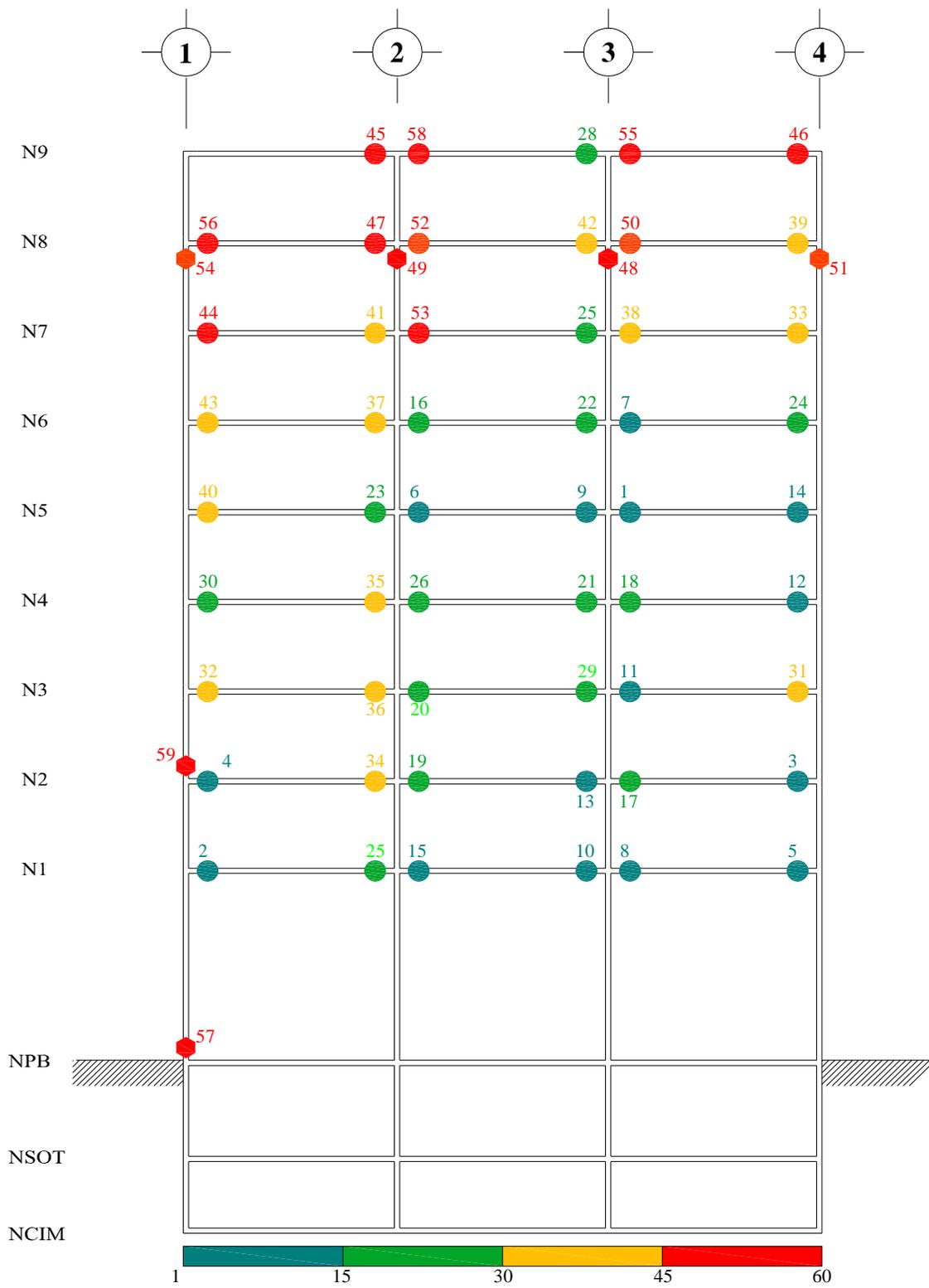


Fig A.17- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales lineal triangular, resistencias nominales, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

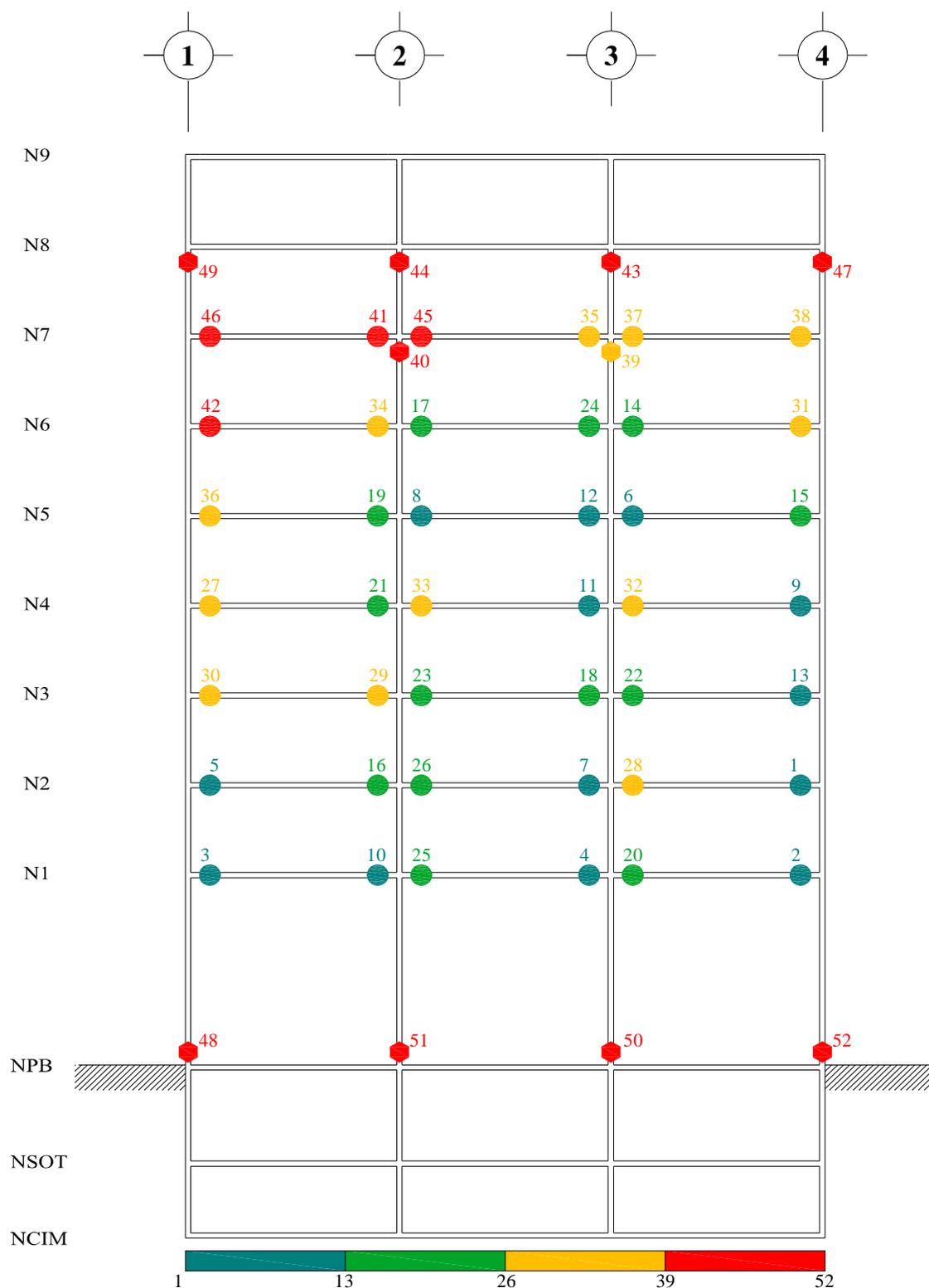


Fig A.18.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas de análisis dinámico modal espectral (DME), sobre-resistencias, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

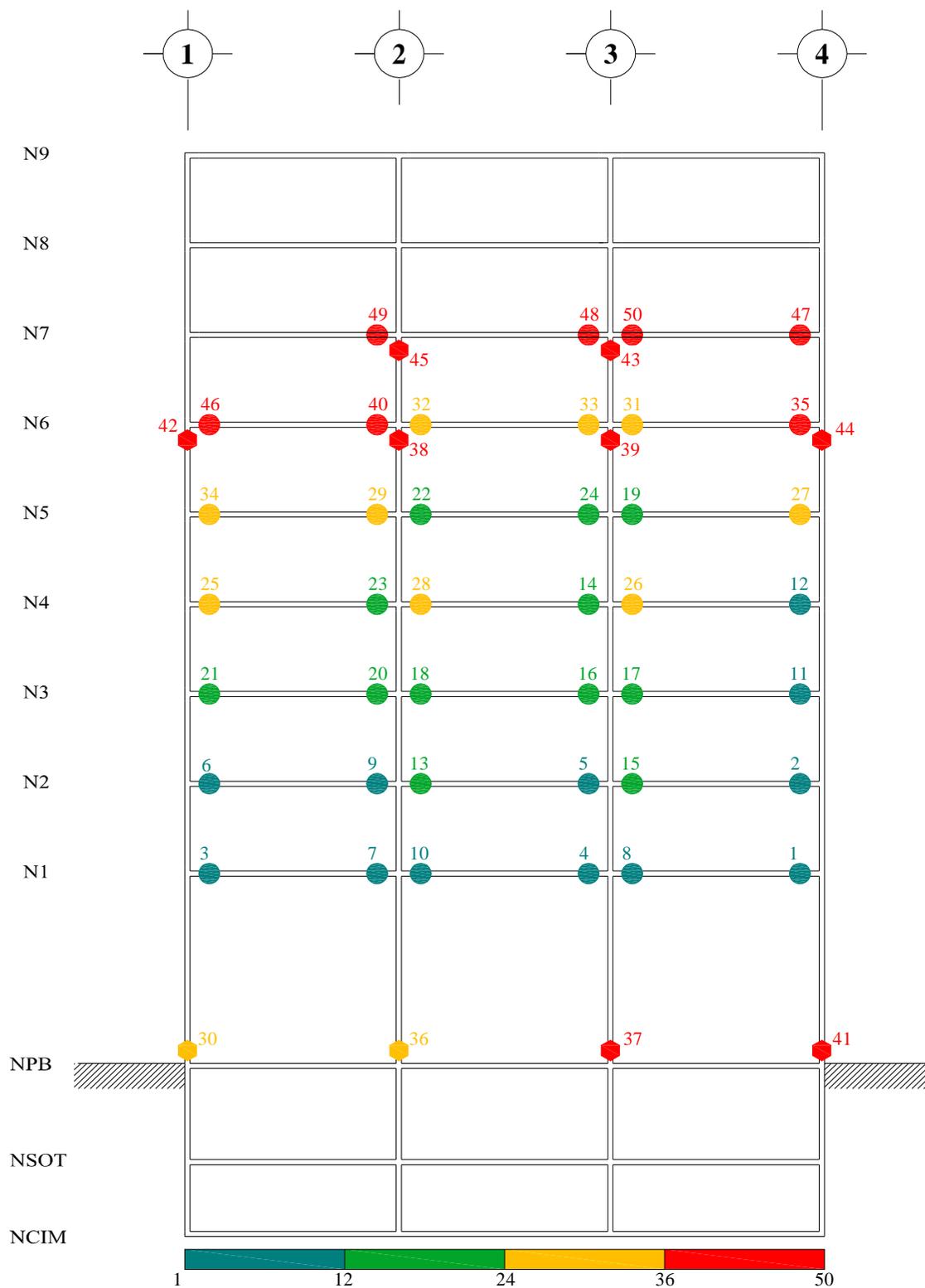


Fig A.19.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas de análisis paso a paso elástico, sobrerresistencias, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

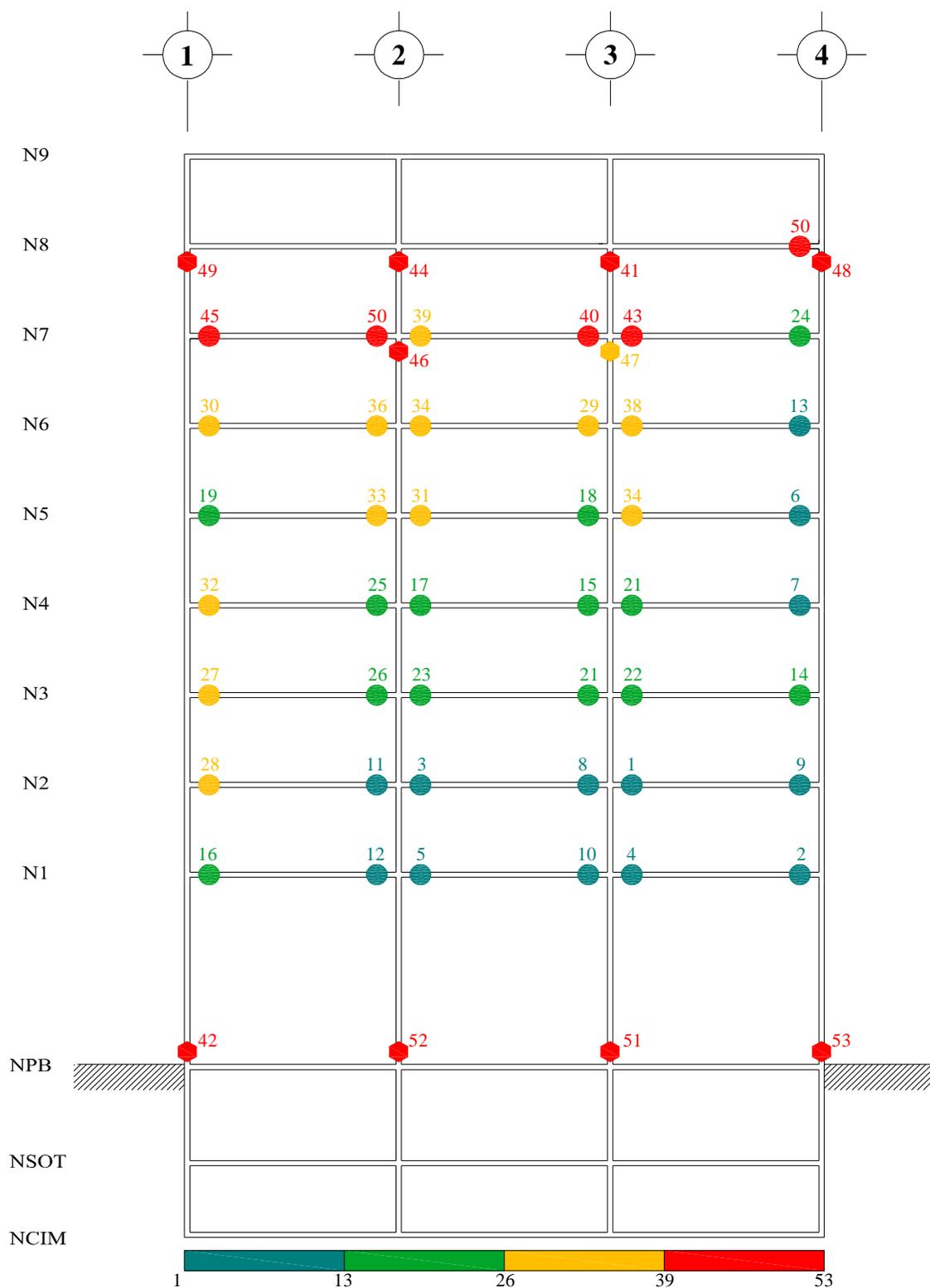


Fig A.20.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales lineal triangular, sobre-resistencias, edificio 9 niveles, caso B (Apéndice A)

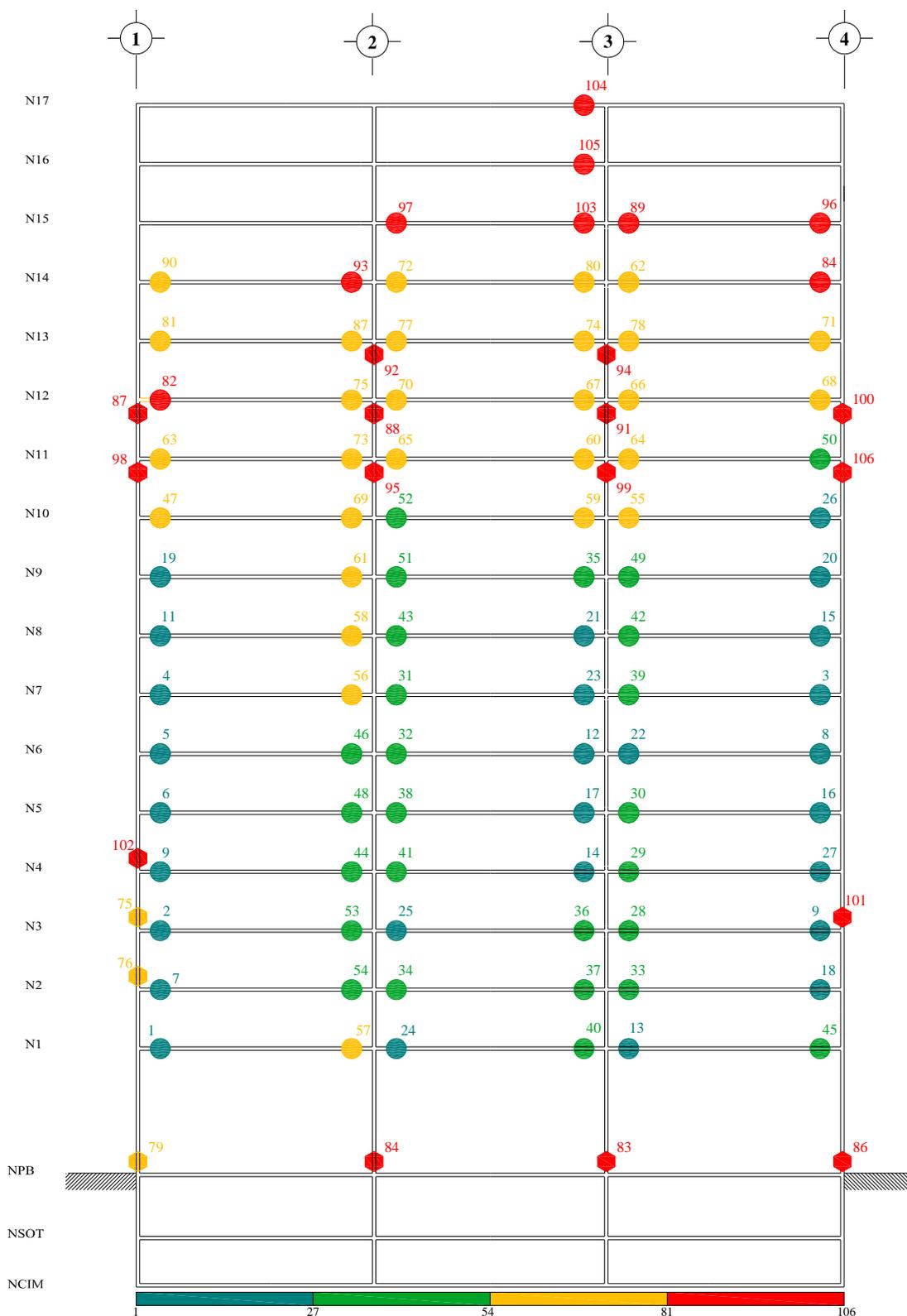


Fig A.21.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso elástico, resistencias nominales, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

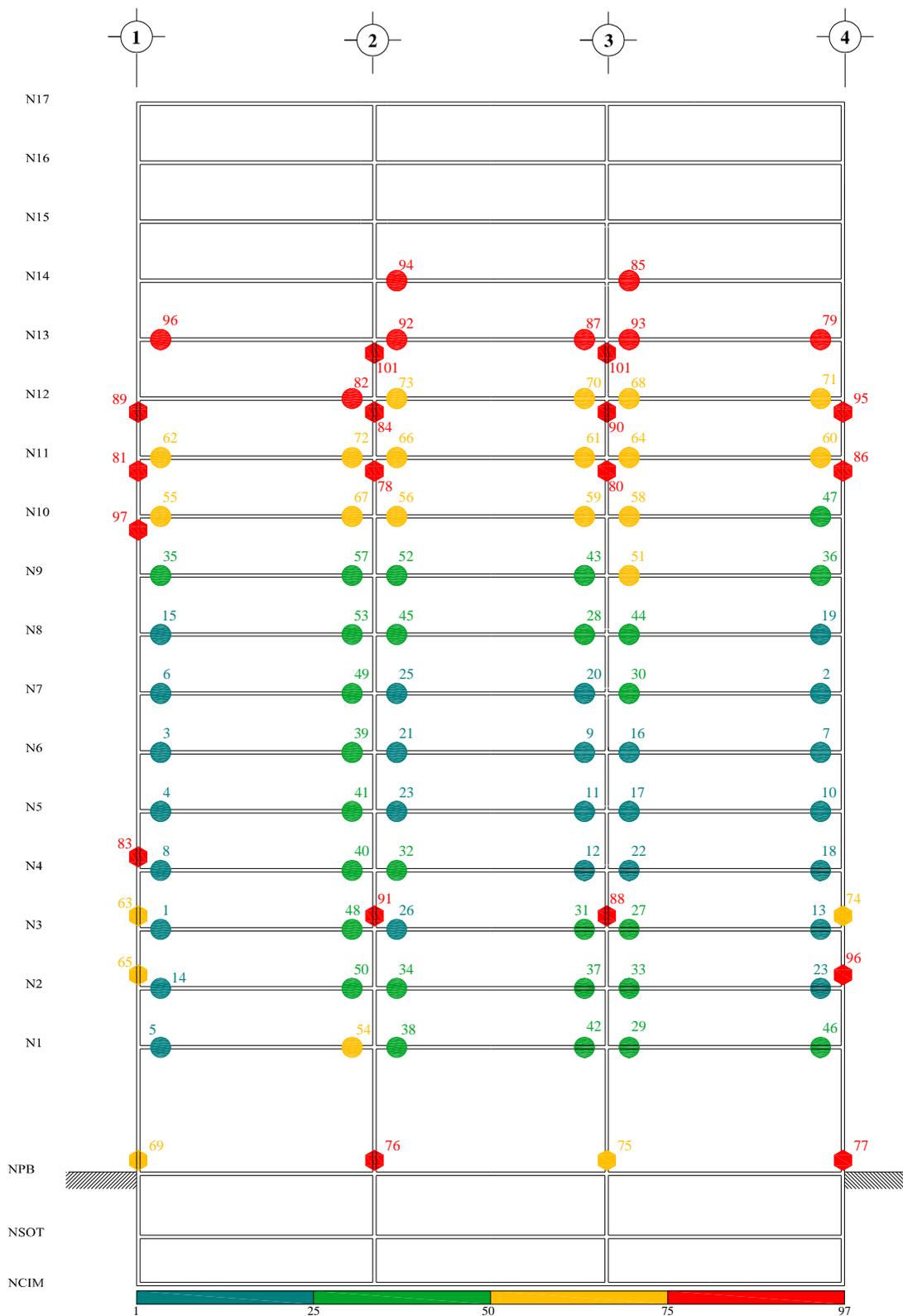


Fig A.22.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso inelástico, resistencias nominales, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

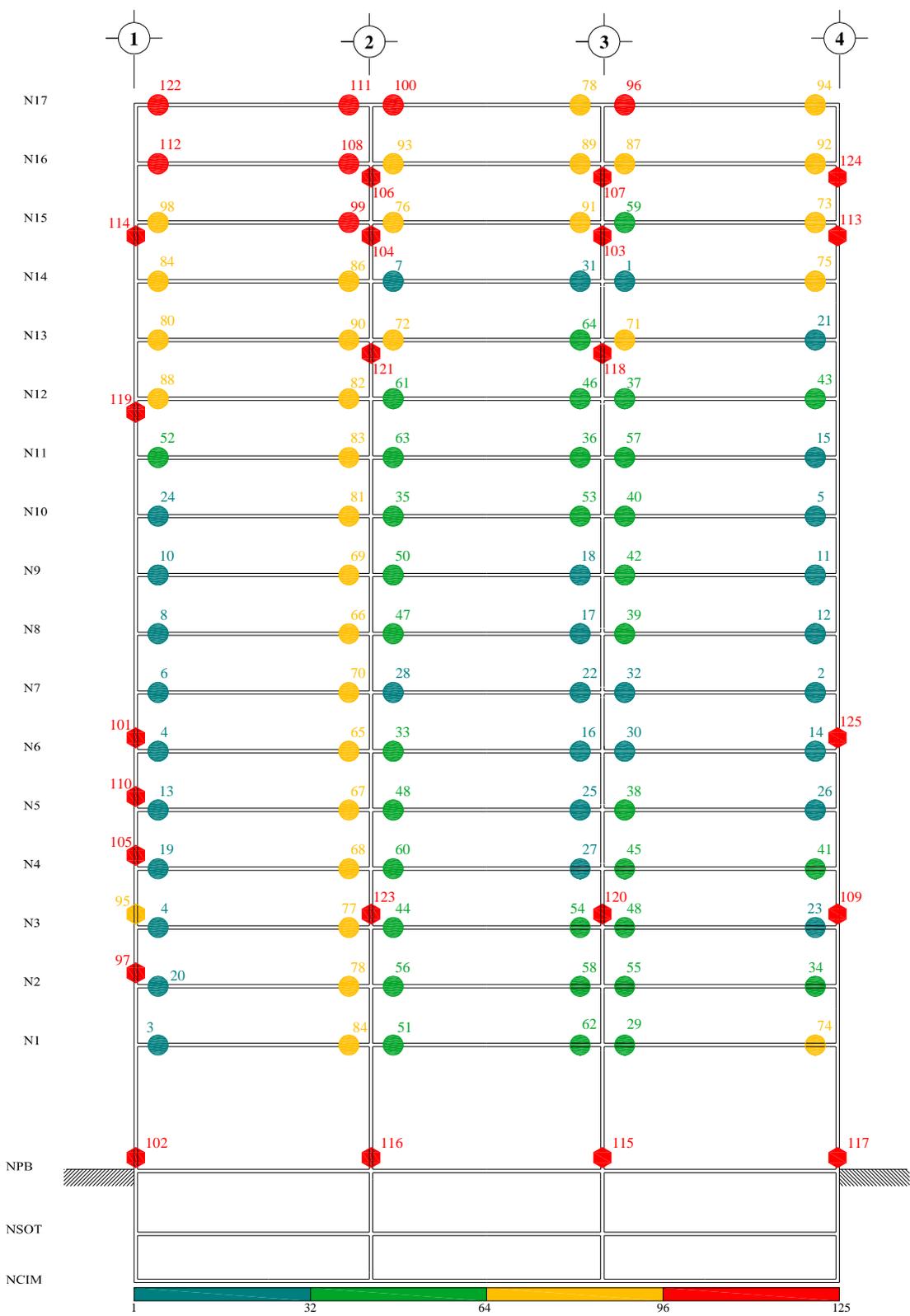


Fig A.23.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales lineal triangular, resistencias nominales, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

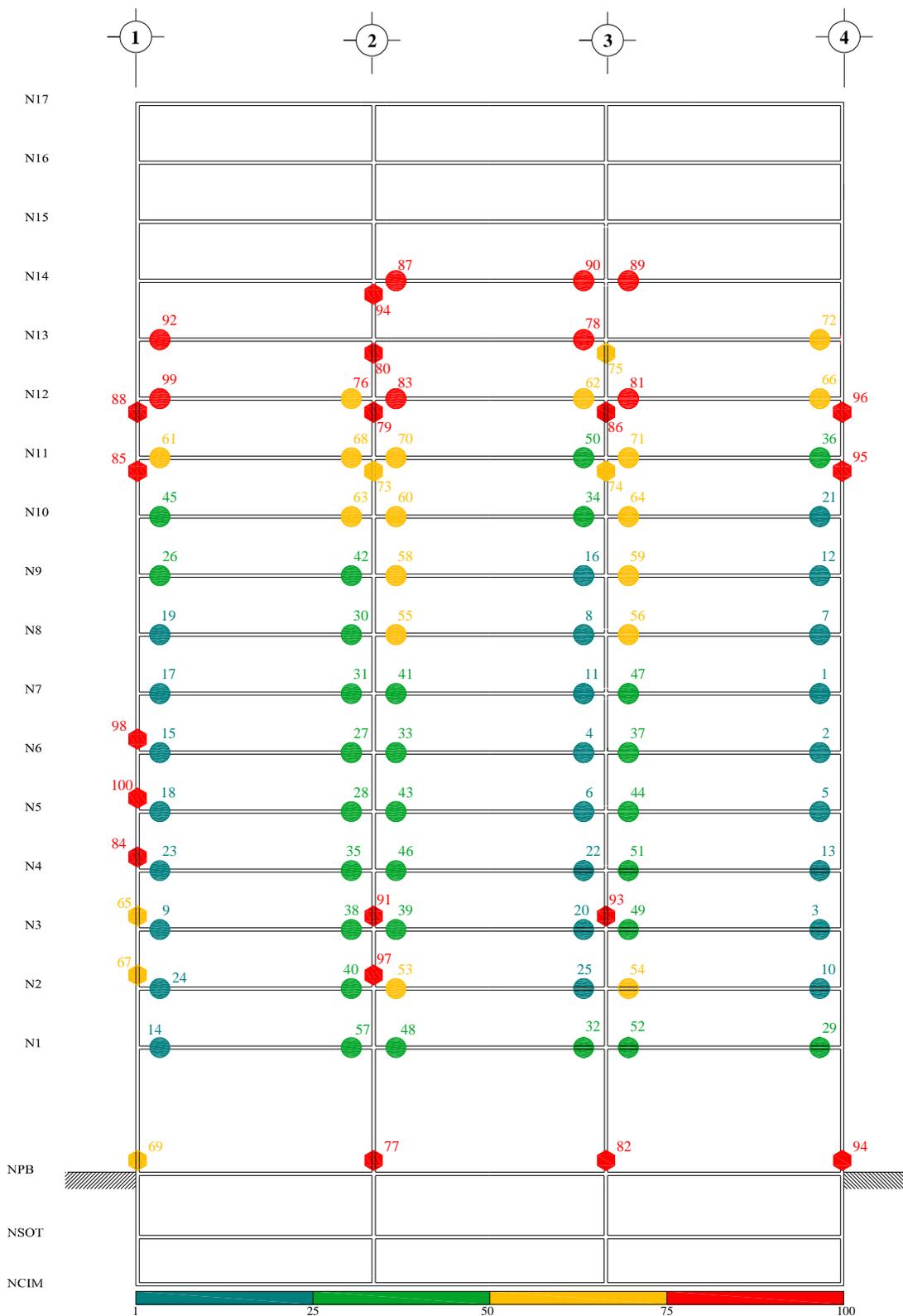


Fig A.24.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso elástico, sobre-resistencias, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

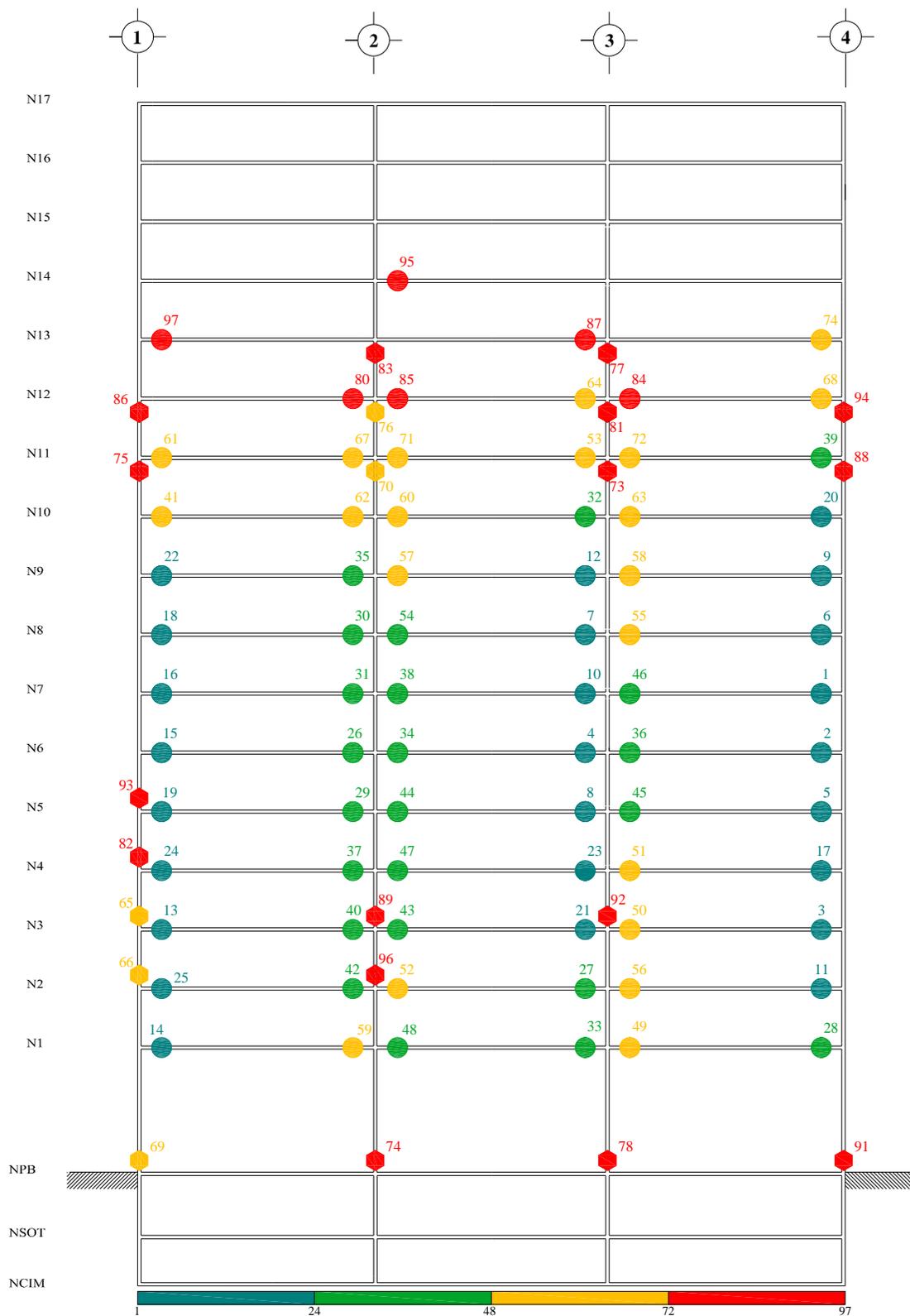


Fig A.25.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso inelástico, sobre-resistencias, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

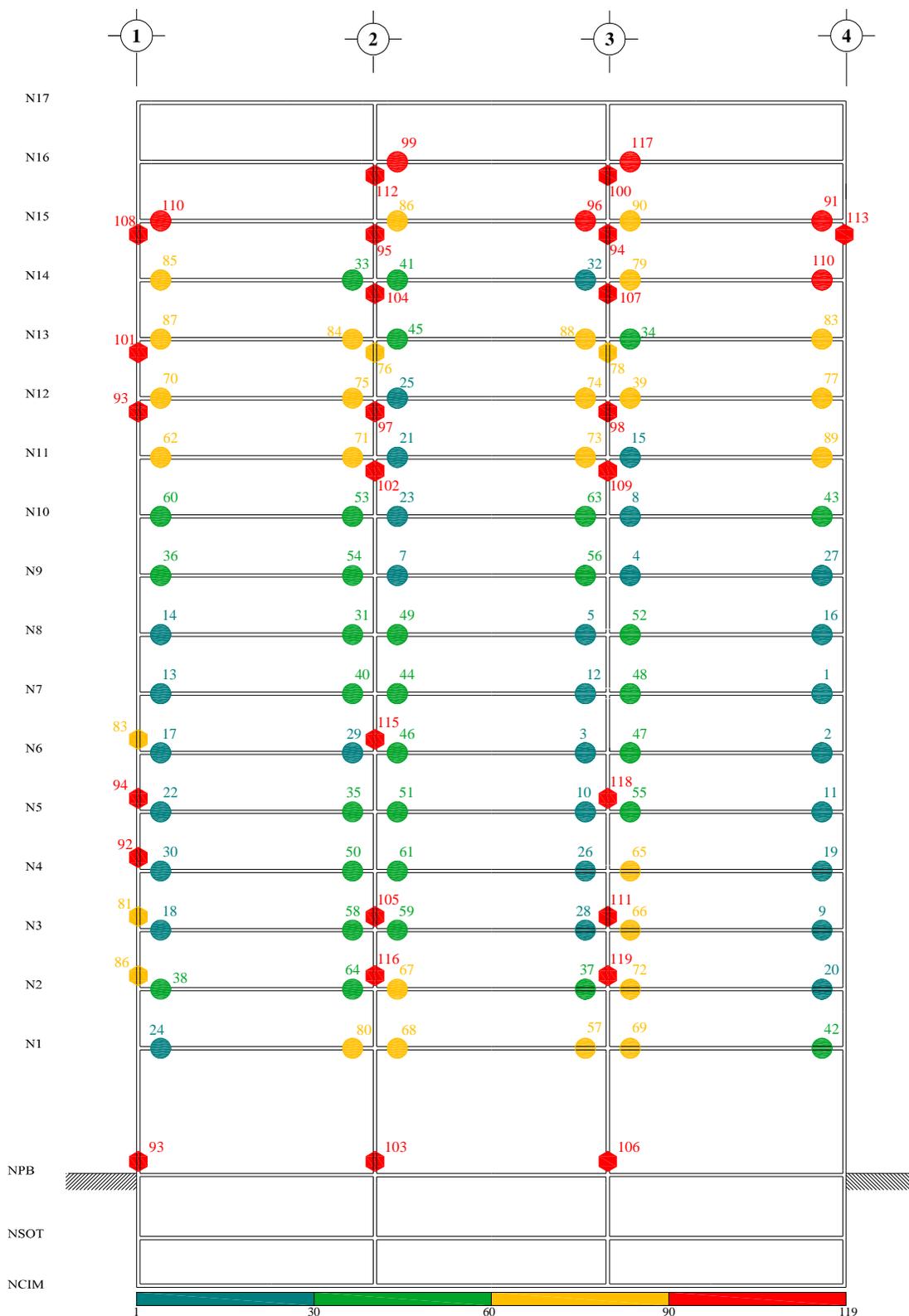


Fig A.26.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales lineal triangular, sobre-resistencias, edificio 17 niveles, caso A (Cuerpo Principal)

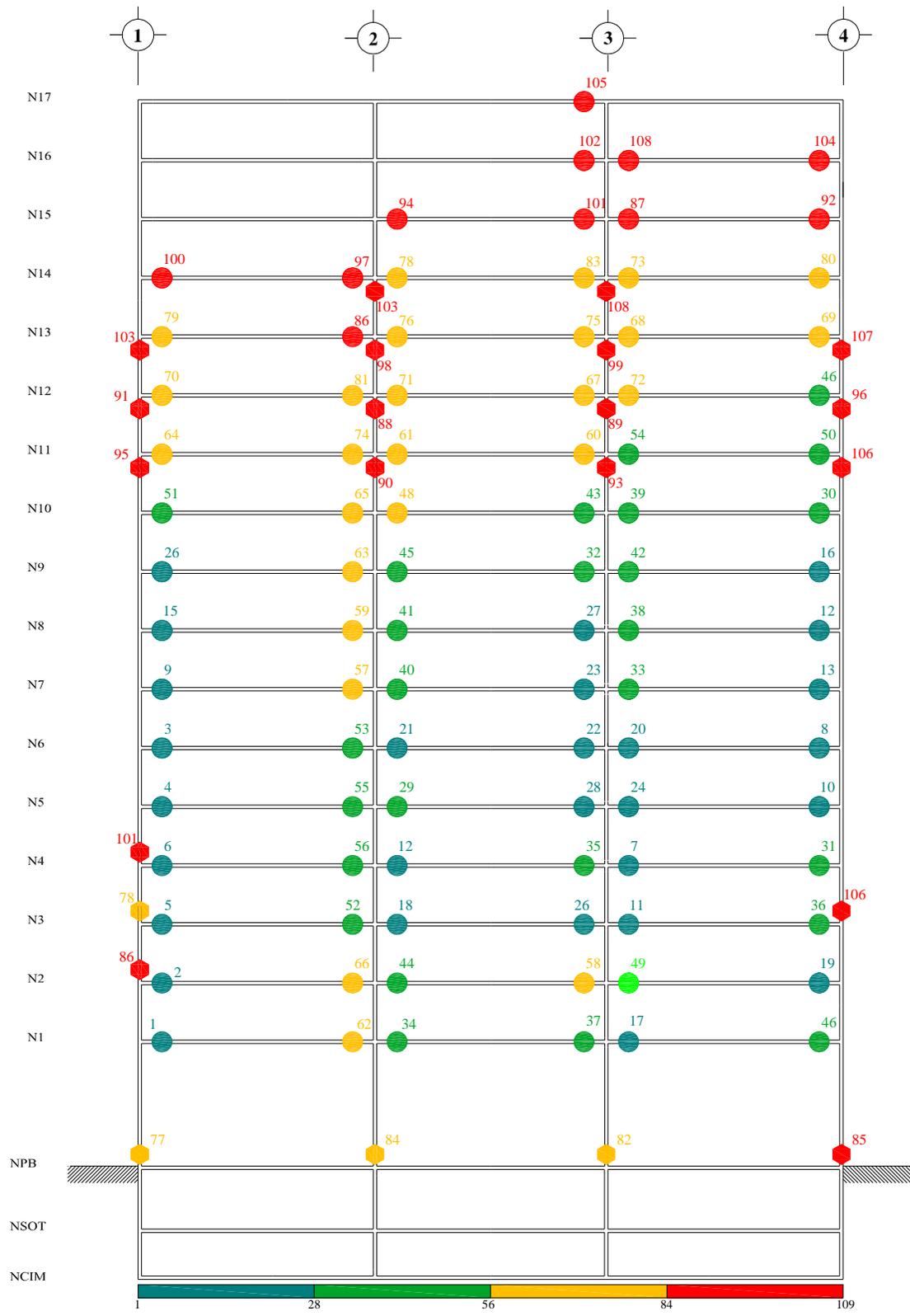


Fig A.27.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso elástico, resistencias nominales, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

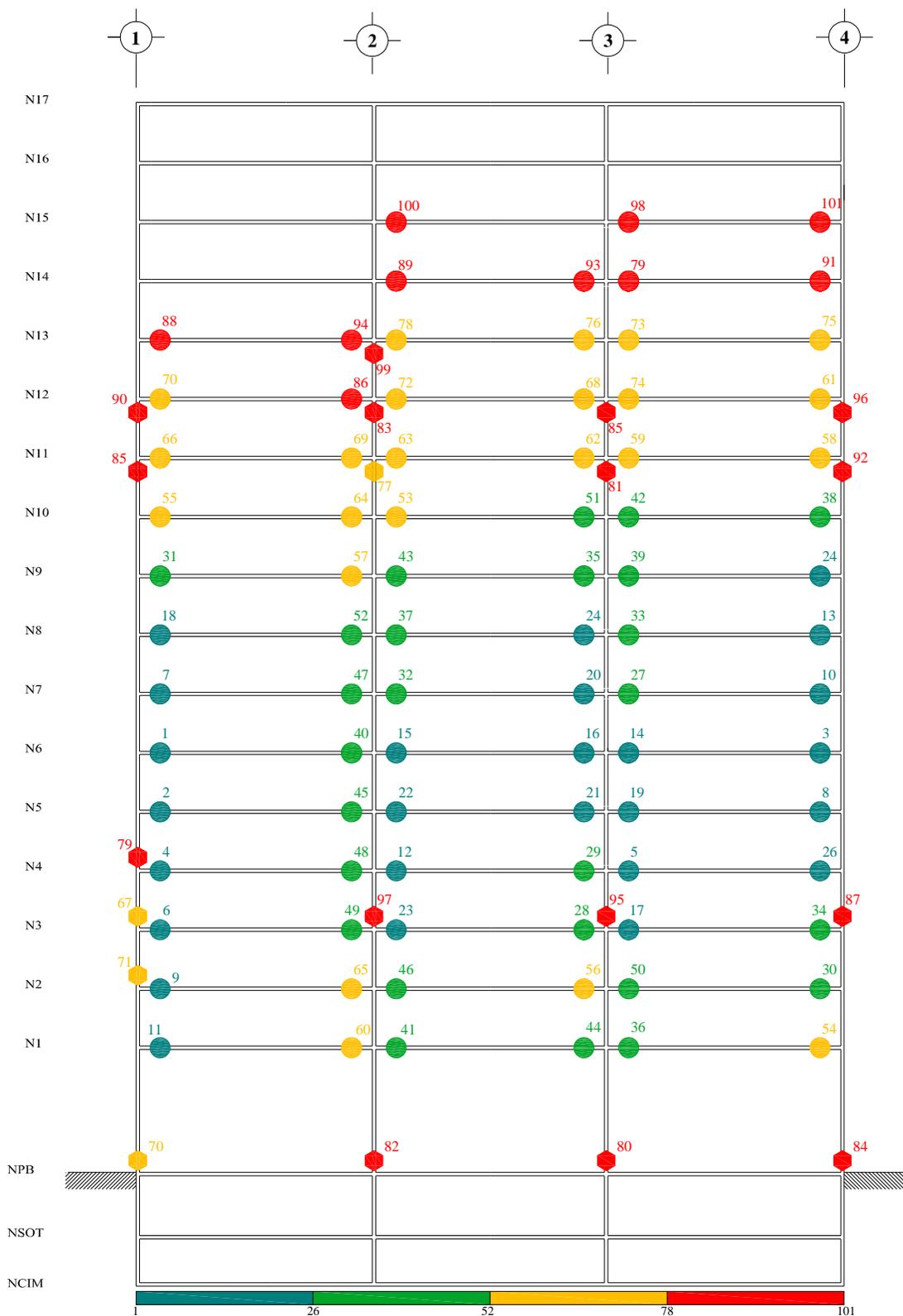


Fig A.28.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso inelástico, resistencias nominales, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

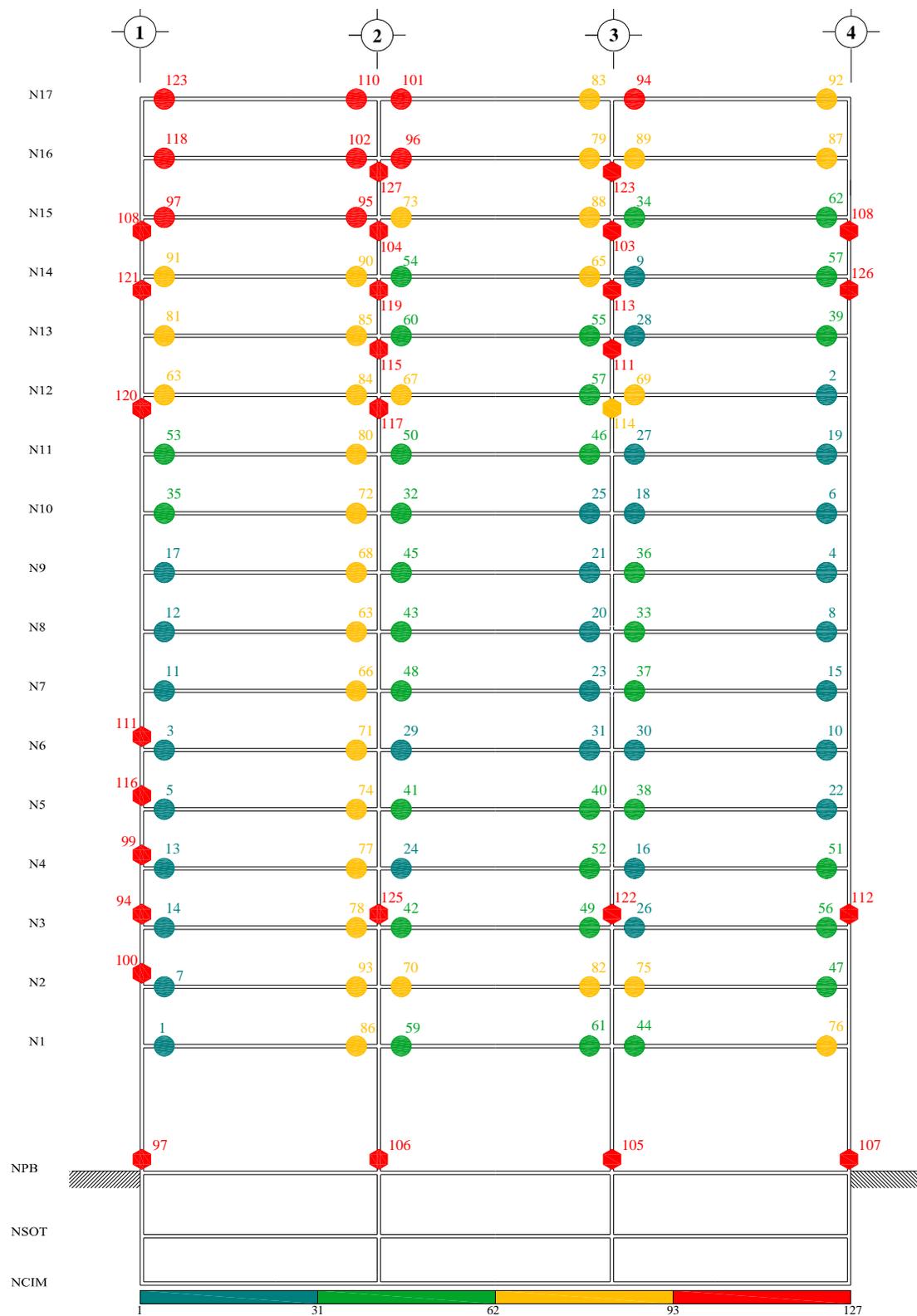


Fig A.29.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales lineal triangular, resistencias nominales, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

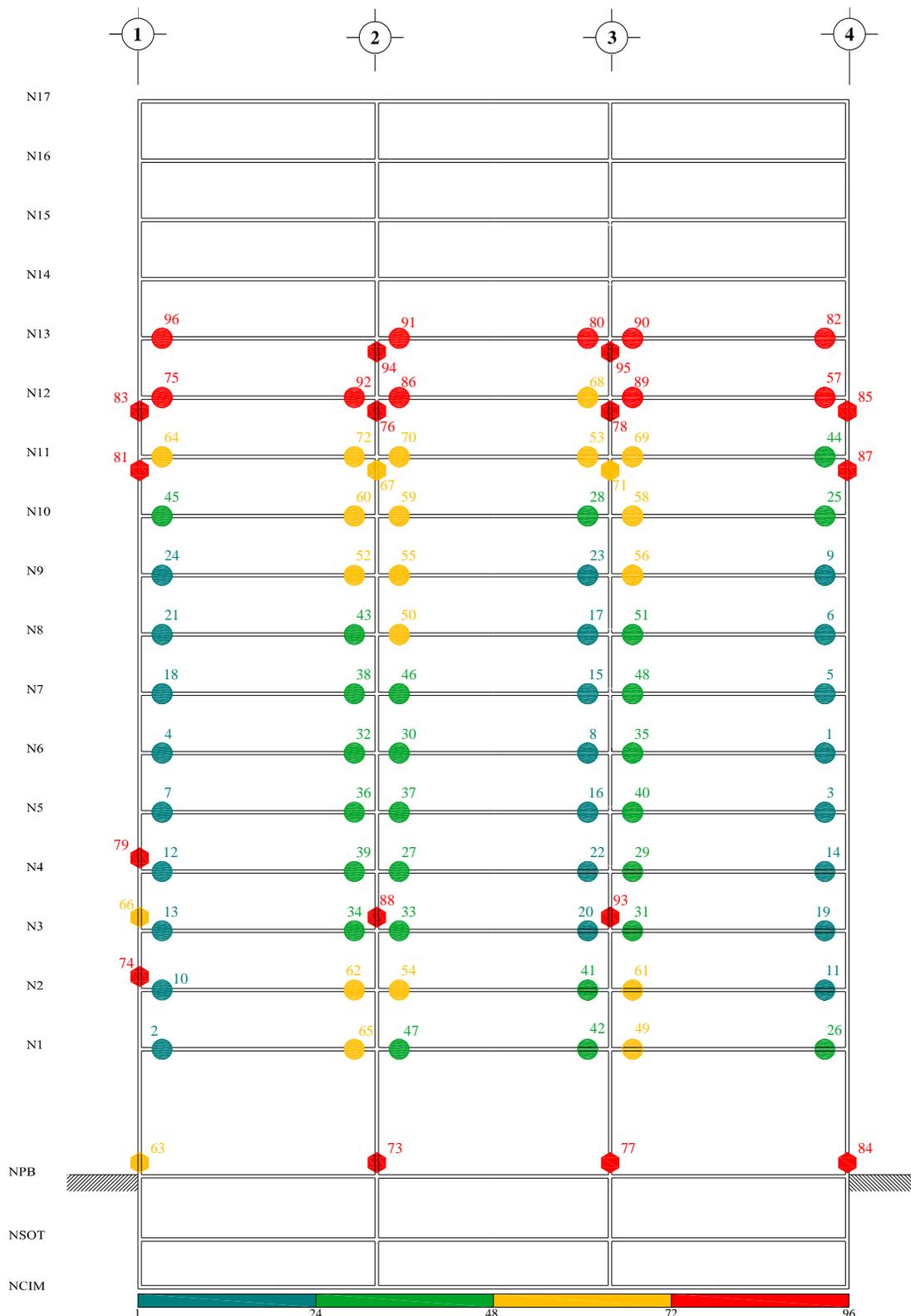


Fig A.30.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso elástico, sobre-resistencia, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

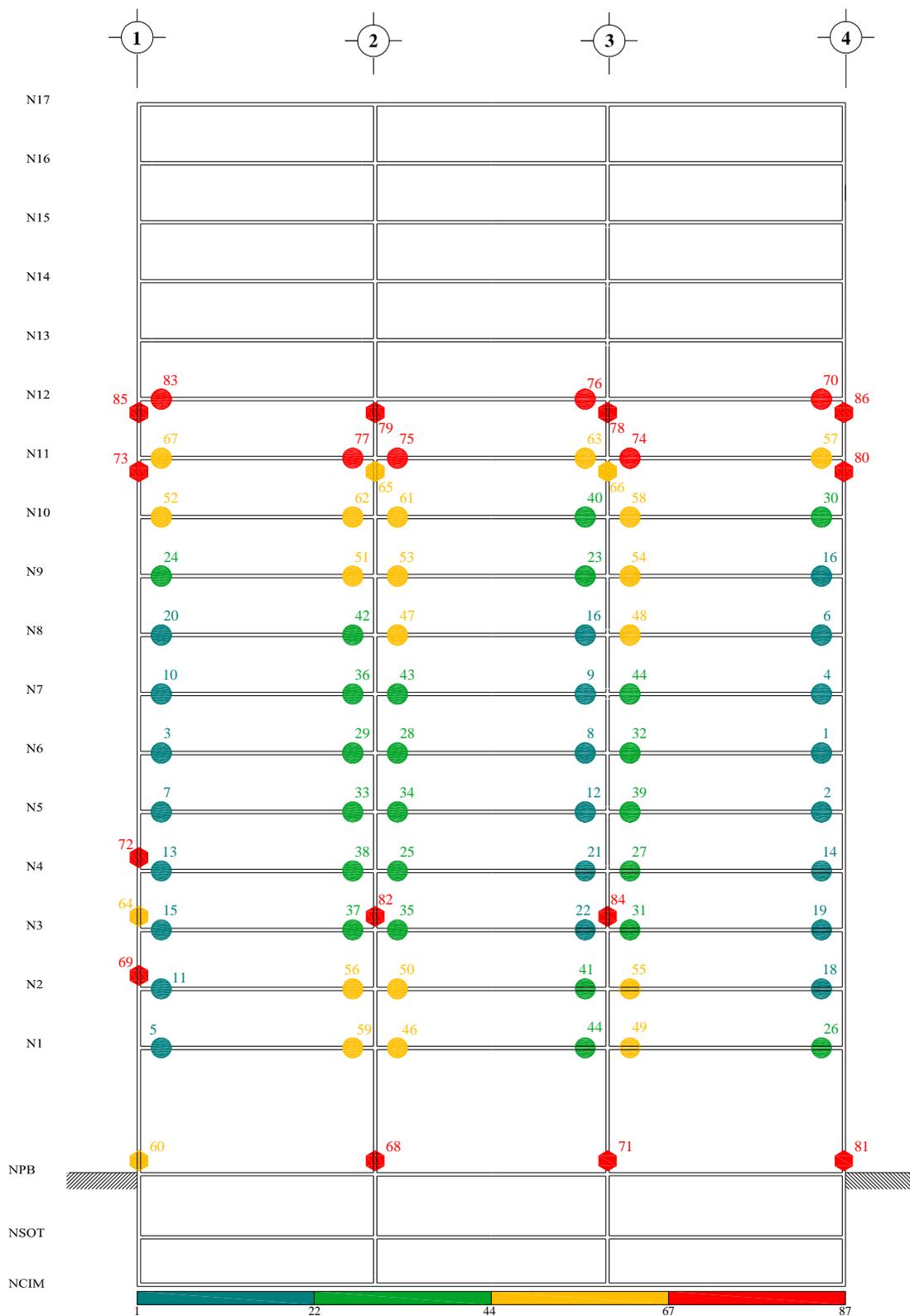


Fig A.31.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales de análisis paso a paso inelástico, sobre-resistencias, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

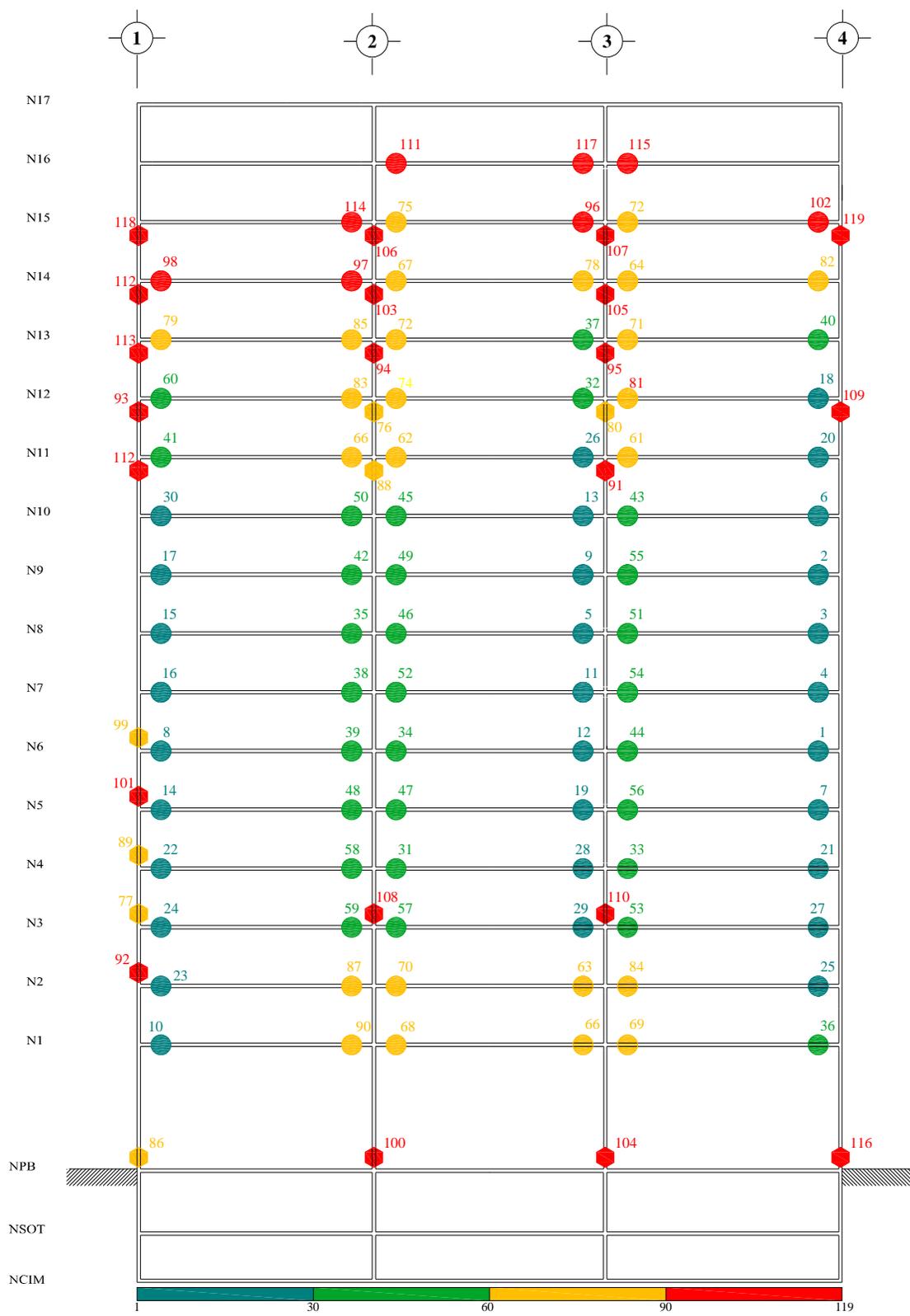


Fig A.32.- Secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis estático no-lineal (Push-over) con distribución de cargas laterales lineal triangular, sobre-resistencias, edificio 17 niveles, caso B (Apéndice A)

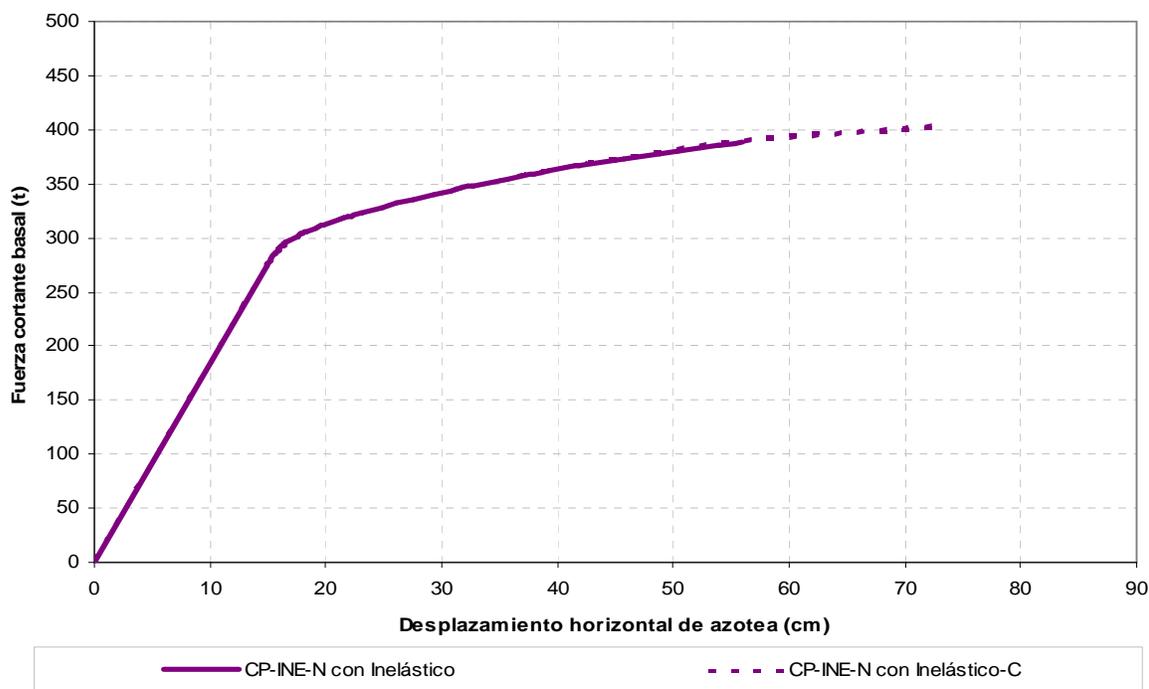


Fig A.33.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

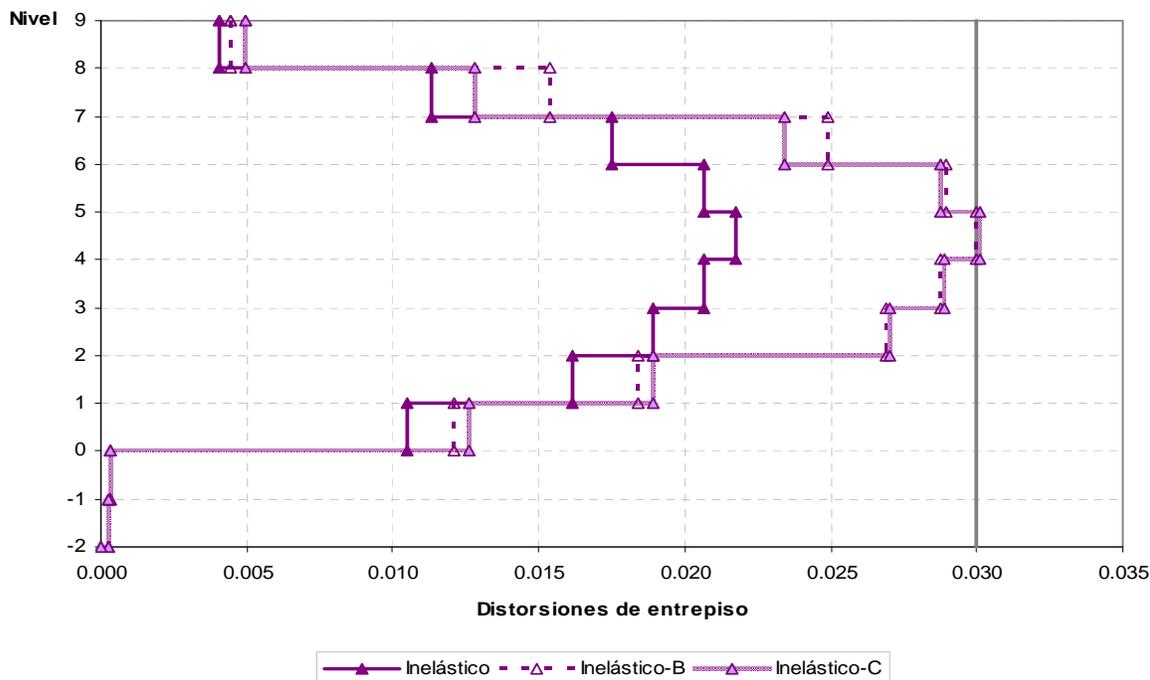


Fig A.34.- Relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

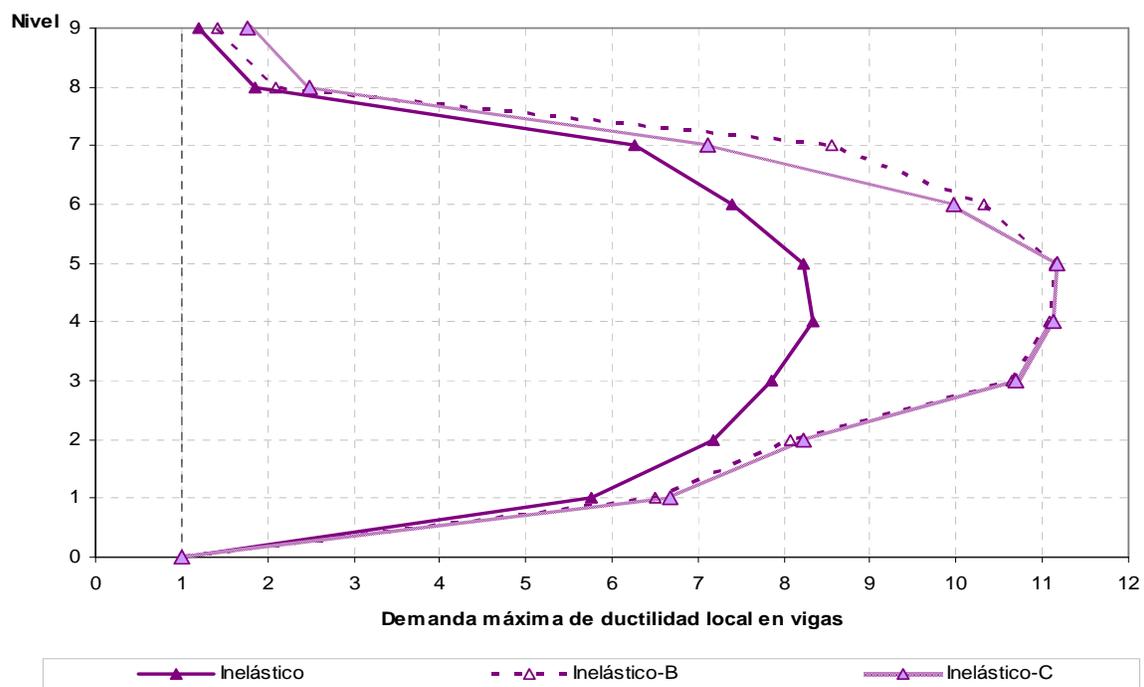


Fig A.35.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

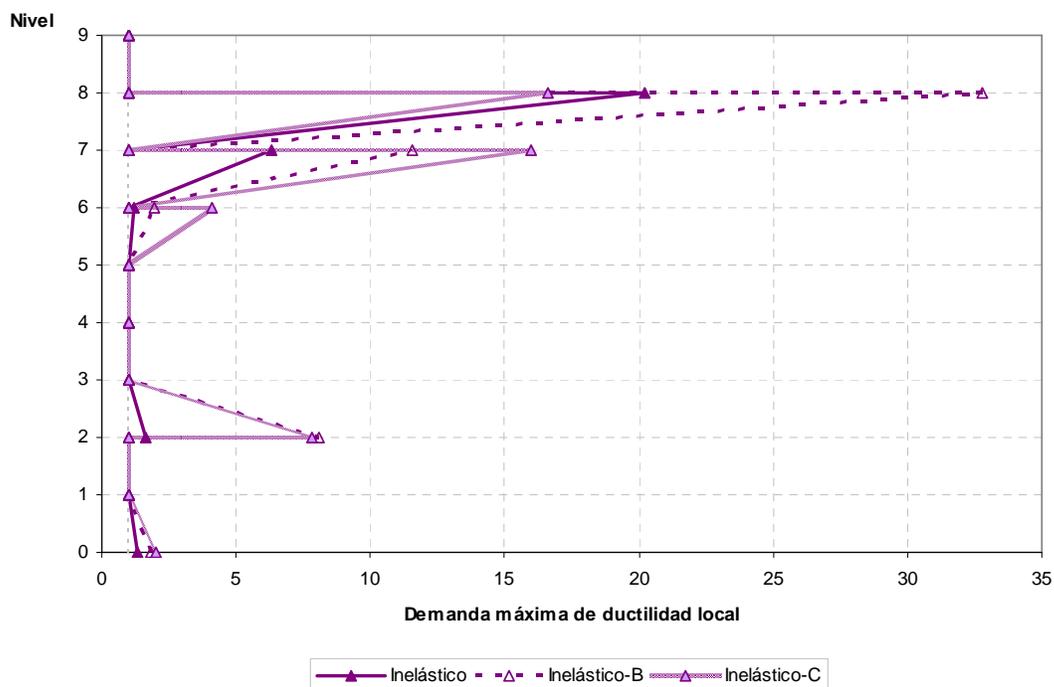


Fig A.36.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso A (Cuerpo Principal), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

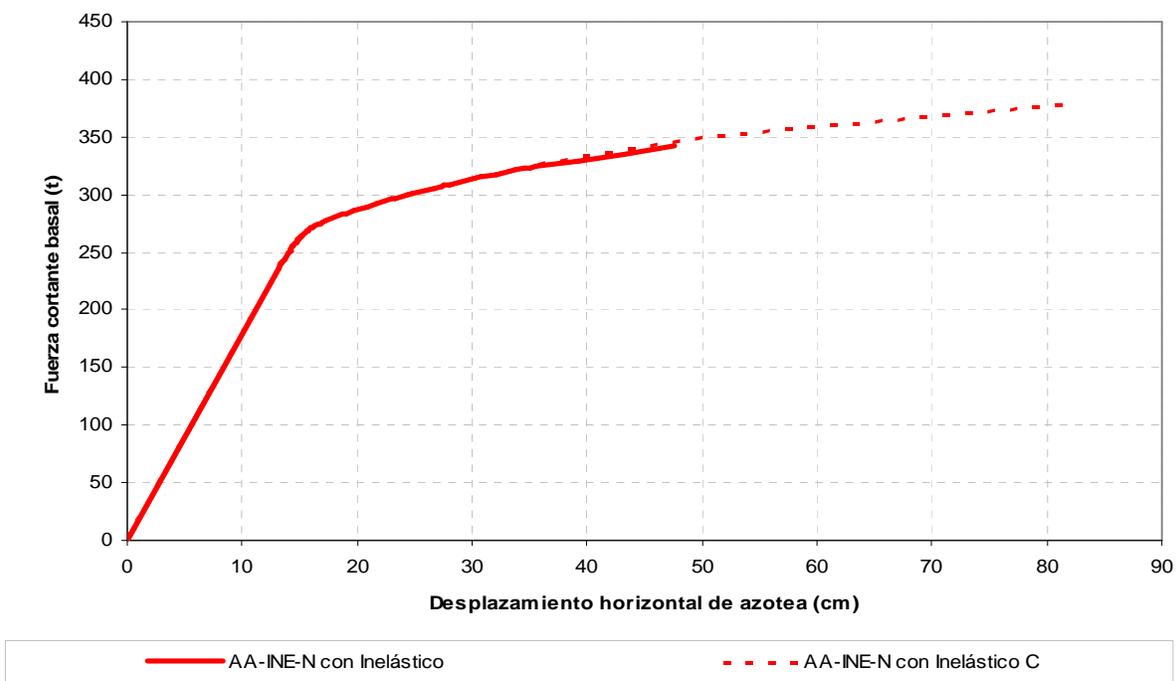


Fig A.37.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

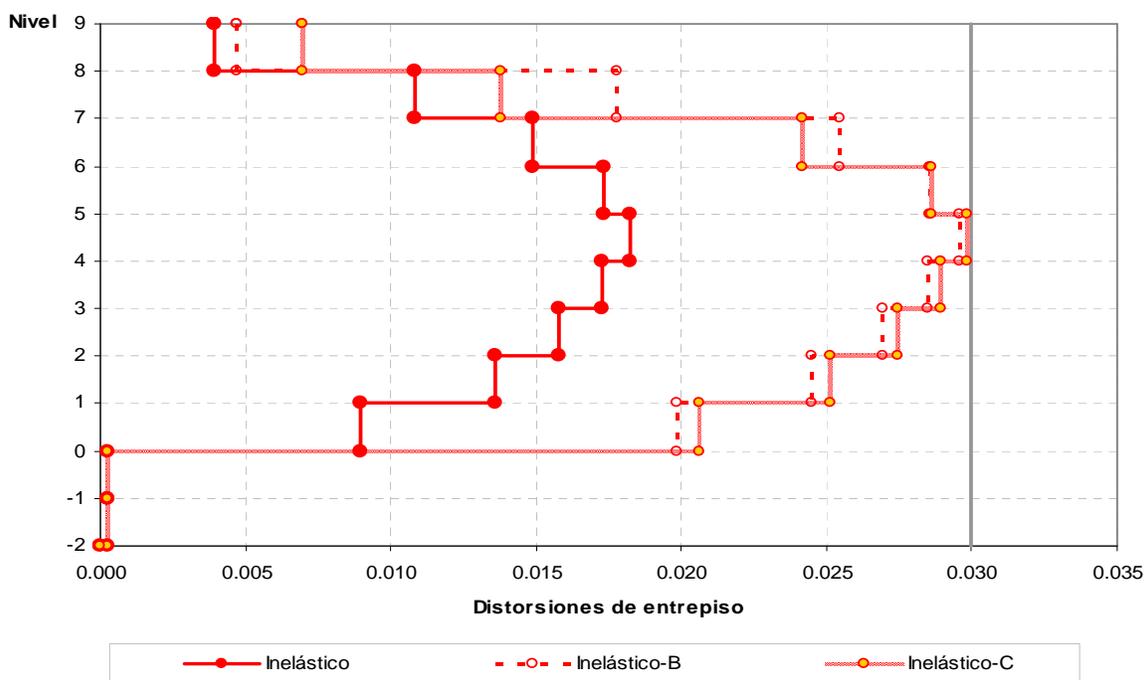


Fig A.38.- Relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

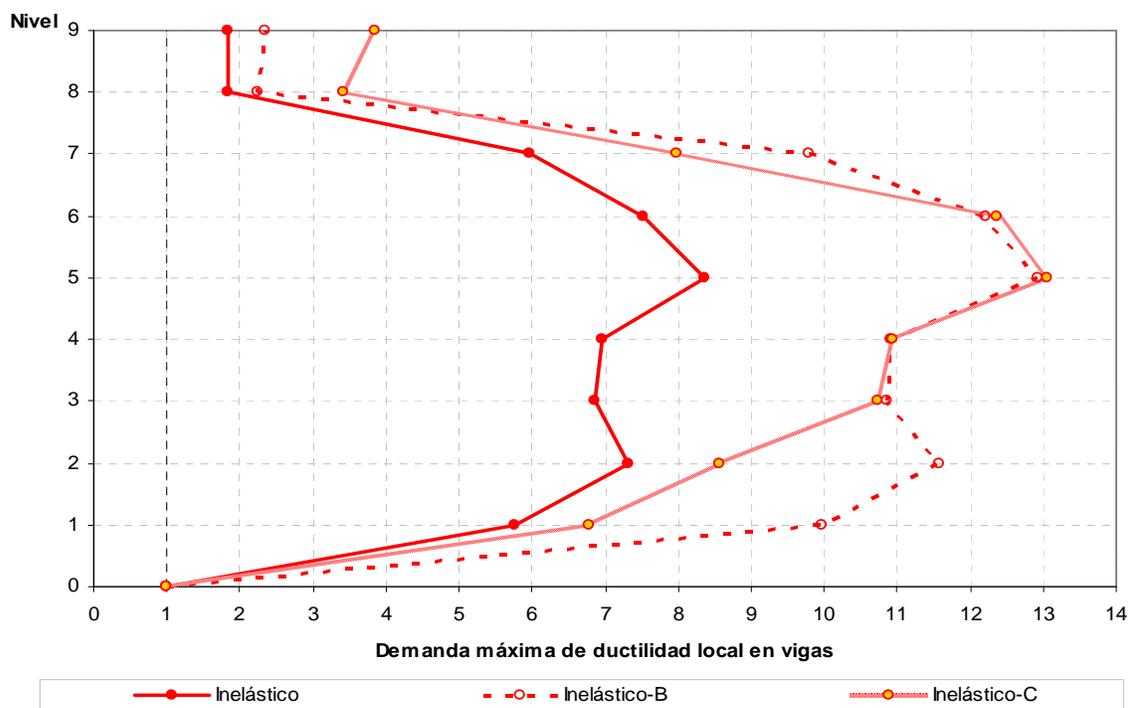


Fig A.39.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

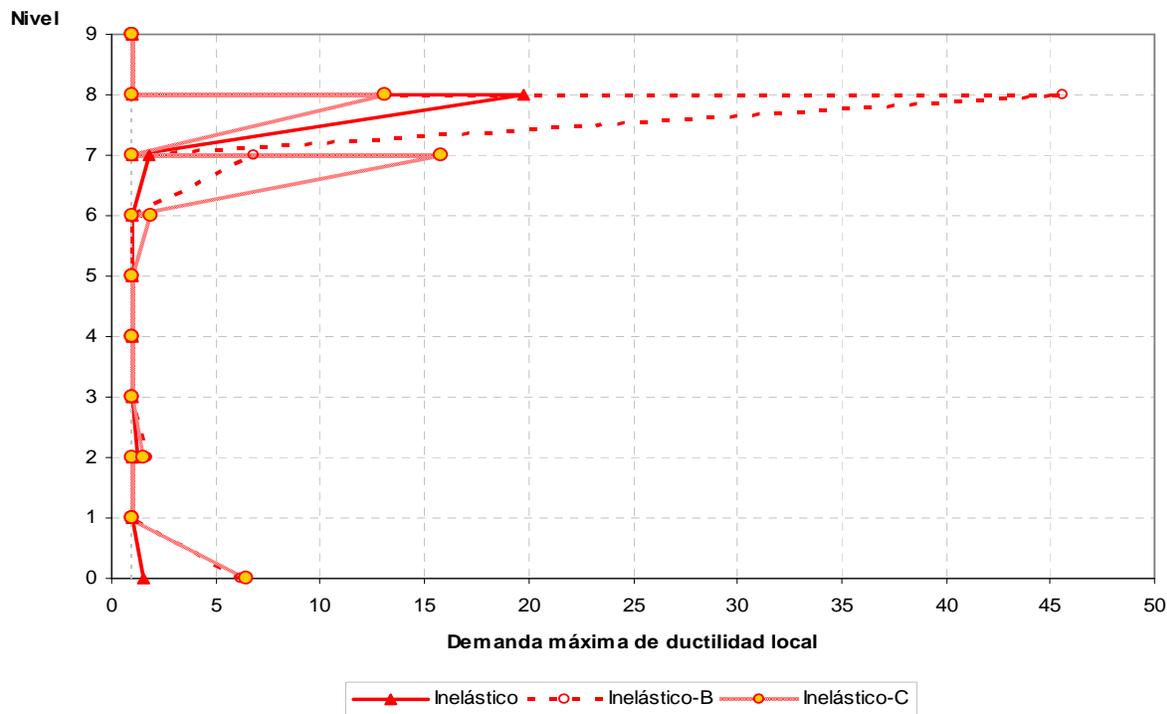


Fig A.40.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 9 niveles, caso B (Apéndice A), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

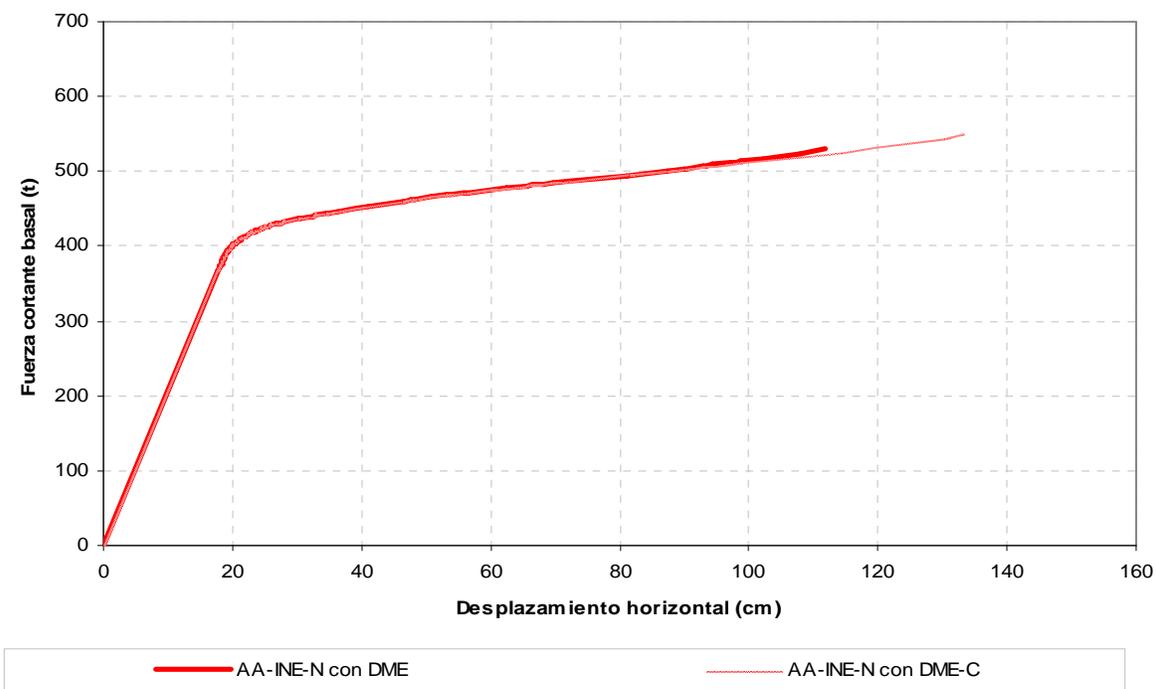


Fig A.41.- Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

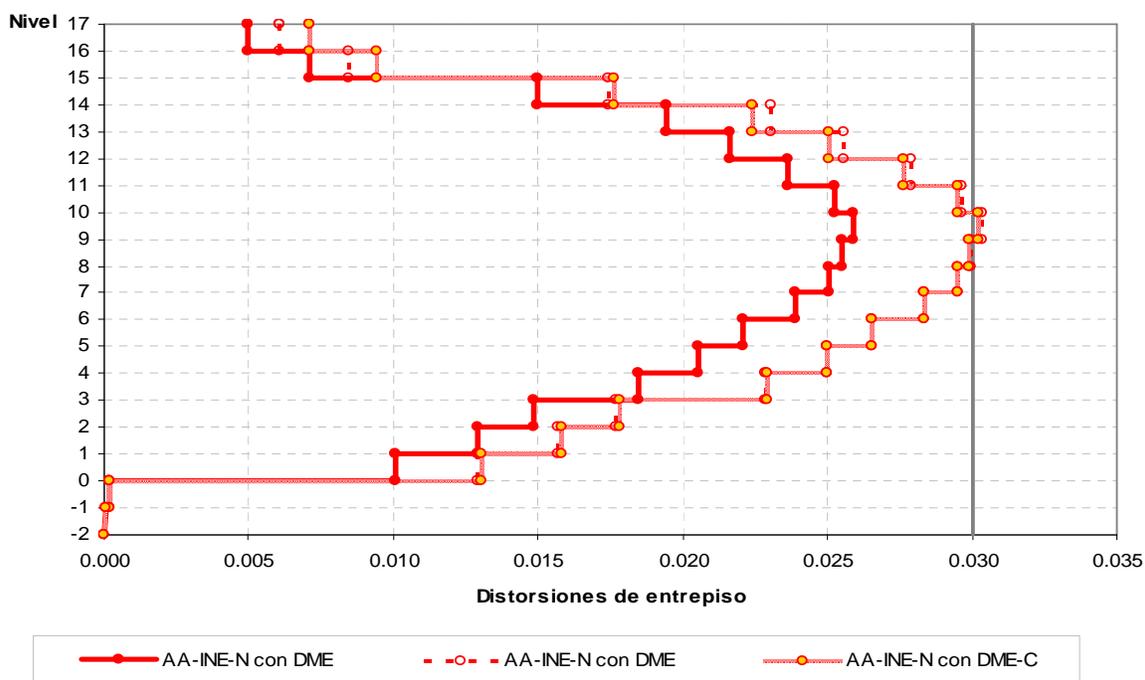


Fig A.42.- Relaciones máximas de desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

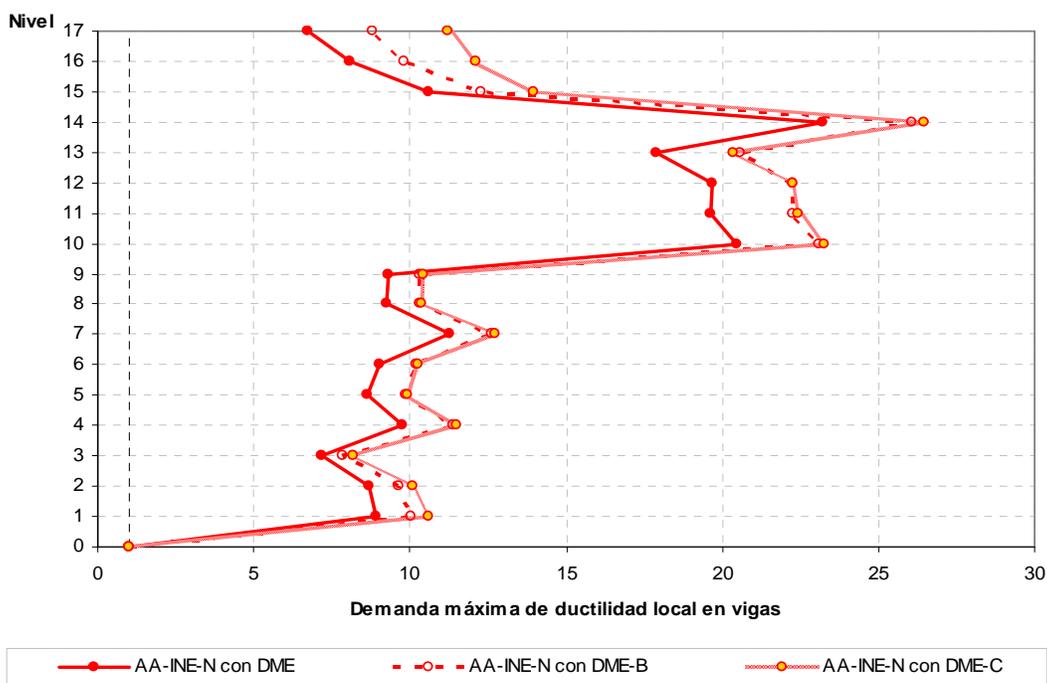


Fig A.43.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas

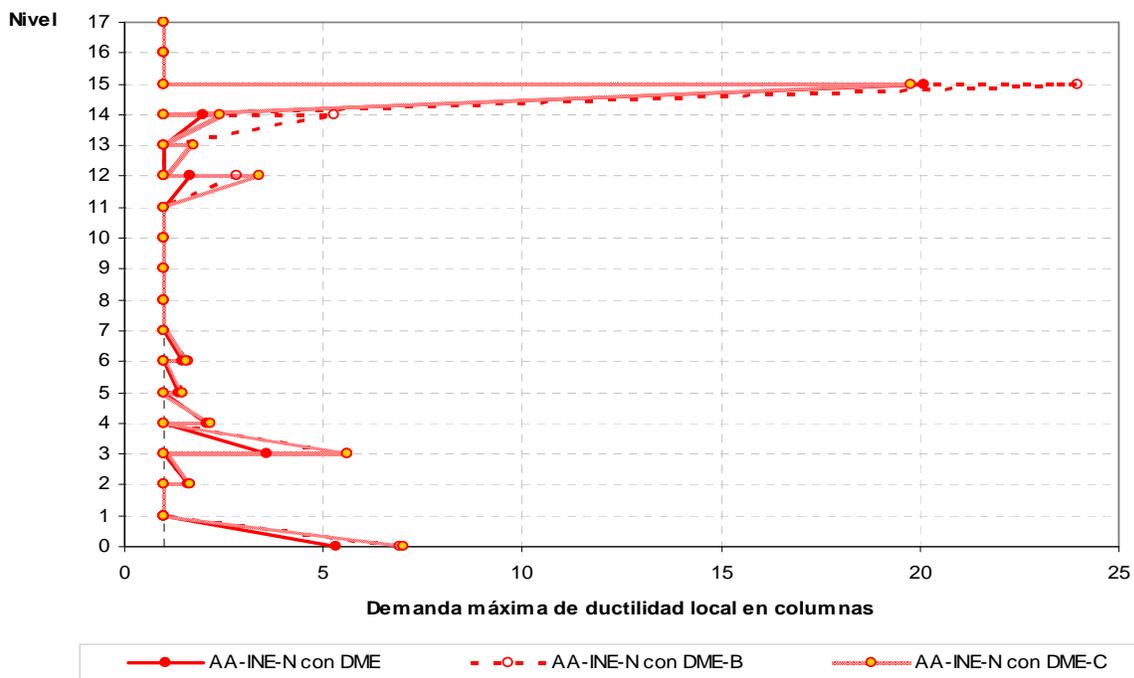


Fig A.44.- Demandas máximas de ductilidad local en columnas, análisis estático no-lineal (Push-over) con resistencias nominales, edificio de 17 niveles, caso B (Apéndice A), sin y con cambio en el acero de refuerzo longitudinal de columnas