



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
(INGENIERÍA CIVIL) – (ESTRUCTURAS)**

**COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE
UN EDIFICIO DE MUROS DE CONCRETO QUE FALLÓ EN EL SISMO
DE CHILE DE 2010 Y UN EDIFICIO DE MARCOS DISEÑADO EN LA
ZONA COMPRESIBLE DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

P R E S E N T A:

DAVID ALEJANDRO LÓPEZ FUENTES

DIRECTOR DE TESIS: PROF. JORGE A. ÁVILA RODRÍGUEZ

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Secretario: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Vocal: M.I. Ávila Rodríguez Jorge A.

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

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

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

TUTOR DE TESIS:

M.I. Jorge A. Ávila Rodríguez

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Prof. Jorge A. Ávila Rodríguez, tutor de esta tesis, por compartirme su conocimiento y su tiempo para la elaboración de este trabajo. Así mismo agradezco al M. I. Miguel Ángel Rodríguez Vega, al M. I. Octavio García Domínguez y al Dr. Rigoberto Rivera Constantino por la revisión de este trabajo.

Agradezco a la Facultad de Ingeniería de la UNAM y a todos mis profesores por la formación profesional que me brindaron.

Así mismo agradezco al Instituto de Ingeniería de la UNAM por las facilidades que me dio para continuar con mi preparación profesional y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría.

**COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE MUROS
DE CONCRETO QUE FALLÓ EN EL SISMO DE CHILE DE 2010 Y UN EDIFICIO DE
MARCOS DISEÑADO EN LA ZONA COMPRESIBLE DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1	Antecedentes	2
1.2	Objetivos y Alcance	3

2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1	Filosofía de diseño en Chile	7
2.2	Filosofía de diseño en México	8
2.3	Importancia de la respuesta inelástica	9
2.4	Análisis sísmico no lineal	9
2.5	Métodos de análisis sísmico	10
2.5.1	Idealización de las estructuras	10
2.5.2	Método estático de análisis sísmico	11
2.5.3	Métodos dinámicos de análisis sísmico	12
2.5.3.1	Ecuaciones de equilibrio	12
2.5.3.2	Análisis dinámico modal espectral	14
2.5.3.3	Análisis sísmico dinámico paso a paso	16
2.6	Criterios generales para el diseño sísmico con la Norma Chilena NCH 433	20
2.6.1	Zonificación sísmica	21
2.6.2	Clasificación del tipo de suelo	21
2.6.3	Coeficiente sísmico	23
2.6.4	Reducción de fuerzas sísmicas	23
2.6.5	Combinación de acciones	24
2.6.6	Revisión de desplazamientos laterales	24
2.6.7	Métodos de análisis sísmico	25
2.6.7.1	Análisis estático	25
2.6.7.2	Análisis dinámico modal espectral	26
2.7	Criterios generales para el diseño sísmico con las NTC-Sismo del RCDF-04	28

2.7.1	Zonificación sísmica	29
2.7.2	Coeficiente sísmico	30
2.7.3	Factor de comportamiento sísmico, Q	30
2.7.4	Clasificación de una estructura de acuerdo con su regularidad	31
2.7.4.1	Estructura regular	31
2.7.4.2	Estructura irregular	32
2.7.4.3	Estructura fuertemente irregular	32
2.7.5	Reducción de fuerzas laterales	33
2.7.5.1	Corrección por irregularidad	34
2.7.6	Combinación de acciones	34
2.7.7	Revisión de desplazamientos laterales	35
2.7.8	Métodos de análisis sísmicos	36
2.7.8.1	Análisis simplificado de diseño	36
2.7.8.2	Análisis estático equivalente	37
2.7.8.3	Análisis dinámico modal espectral	38
2.7.8.4	Análisis paso a paso	40
2.8	Sistemas inelásticos (curvas carga – deformación con y sin degradación de rigidez)	41
2.9	Efectos P- Δ	42
2.10	Demandas de ductilidad en elementos de concreto reforzado sometidos a flexión	43
2.10.1	Curvatura en elementos de concreto reforzado	43
2.10.1.1	Curvatura de fluencia	43
2.10.1.2	Curvatura última	44
2.10.1	Ductilidad de curvatura	44
2.10.2	Longitud de articulación plástica	44
2.10.3	Demandas de ductilidad local	45
2.10.4	Demanda de ductilidad global	46
2.11	Fuentes de sobre-resistencia en estructuras de concreto reforzado	46
2.12	Diagramas de esfuerzo deformación del concreto	47
2.13	Diagramas de esfuerzo deformación del acero de refuerzo	49
2.14	Comportamiento de muros estructurales	50
2.14.1	Muros estructurales esbeltos	51
2.14.1.1	Resistencia a flexión y cortante	51
2.14.1.2	Tipos de fallas	51
2.14.2	Muros estructurales robustos	53

2.14.2.1 Resistencia a flexión y cortante	53
2.14.2.2 Tipos de fallas	53
2.14.3 Detallado	54
2.14.3.1 Juntas de construcción	54
2.14.3.2 Anclaje	54
2.15 Requisitos y factores para el diseño de las estructuras con base en la NTC-Concreto	54
2.15.1 Requisitos para el dimensionamiento y detallado de las estructuras con base en las NTC-Concreto	56
2.15.1.1 Características mecánicas de los materiales	56
2.15.1.2 Requisitos para vigas	56
2.15.1.3 Requisitos para columnas	58
2.15.1.4 Requisitos para uniones viga – columnas	60
2.15.1.5 Requisitos para muros	61
2.16 Requisitos y factores para el diseño de las estructuras con base en la Norma Chilena NCH-430	66
2.16.1 Requisitos para el dimensionamiento y detallado de las estructuras diseñadas con la Norma Chilena NCH-430	67
2.16.1.1 Características mecánicas de los materiales	67
2.16.1.2 Requisitos para vigas	67
2.16.1.3 Requisitos para columnas	68
2.16.1.4 Requisitos para uniones viga – columnas	68
2.16.1.5 Requisitos para muros	68
3. CÁLCULO DE LA RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA Y DISEÑO	
3.1 Descripción de los modelos estructurales de estudio	95
3.1.1 Edificio 1: edificio estructurado con muros de concreto que colapsó durante el sismo de Chile de 2010	96
3.1.2 Edificio 2: edificio de marcos de concreto reforzado desplantado en suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile	96
3.1.3 Edificio 3: edificio de marcos de concreto reforzado desplantados en la zona compresible ($T_s=2s$) de la ciudad de México	97
3.2 Análisis sísmicos elásticos	97
3.2.1 Edificio 1: edificio del caso real, estructurado con muros de concreto reforzado que colapsó durante el sismo de Chile de 2010	97
3.2.1.1 Periodos de vibración	98

3.2.1.2	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta r_i/h_i$	99
3.2.1.3	Desplazamientos horizontales máximos totales	99
3.2.1.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	100
3.2.1.5	Resistencias	100
3.2.2	Edificio 2: edificio de marcos de concreto reforzado diseñado en suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile	100
3.2.2.1	Periodos de vibración	101
3.2.2.2	Distorsiones angulares de entrepiso, $\Delta r_i/h_i$	102
3.2.2.3	Desplazamientos horizontales máximos totales	102
3.2.2.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	102
3.2.2.5	Resistencias	103
3.2.3	Edificio 3: edificio de marcos de concreto reforzado diseñado en la zona compresible ($T_s=2s$) de la ciudad de México	104
3.2.3.1	Periodos de vibración	105
3.2.3.2	Distorsiones angulares de entrepiso, $\Delta r_i/h_i$	105
3.2.3.3	Desplazamientos horizontales máximos totales	105
3.2.3.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	106
3.2.3.5	Resistencias	106
4.	CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS	
4.1	Características del programa DRAIN – 2DX	190
4.2	Casos de estudio para el análisis sísmico dinámico paso a paso	191
4.3	Modelado de los casos de estudio en el programa DRAIN-2DX	191
4.3.1	Calibración de los modelos matemáticos	192
4.4	Resistencias nominales y sobre-resistencias	192
4.4.1	Efectos de sobre resistencias	193
4.5	Respuestas inelásticas	193
4.5.1	Edificio 1: edificio de muros de concreto	193
4.5.1.1	Envoltentes de las respuestas sísmicas	193
4.5.1.2	Historias de las respuestas sísmicas	195
4.5.1.3	Distribución global de articulaciones plásticas	198
4.5.2	Edificio 2: edificio de marcos de concreto diseñado con la normativa chilena	199
4.5.2.1	Envoltentes de las respuestas sísmicas	199

4.5.2.2	Historias de las respuestas sísmicas	201
4.5.2.3	Distribución global de articulaciones plásticas	204
4.5.3	Edificio 3: edificio de marcos de concreto diseñado con la normativa mexicana	205
4.5.3.1	Envolventes de las respuestas sísmicas	205
4.5.3.2	Historias de las respuestas sísmicas	206
4.5.3.3	Distribución global de articulaciones plásticas	209
 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS		
5.1	Análisis sísmicos elásticos dinámicos modales espectrales	535
5.1.1	Periodos de vibración	535
5.1.2	Desplazamientos horizontales máximos	537
5.1.1	Distorsiones angulares máximas de entrepiso	538
5.1.2	Fuerzas cortantes máximas de entrepiso	538
5.2	Análisis sísmicos dinámicos paso a paso	539
5.2.1	Periodos de vibración	539
5.2.2	Desplazamientos horizontales máximos	540
5.2.3	Distorsiones angulares máximas de entrepiso	541
5.2.4	Fuerzas cortantes máximas de entrepiso	542
5.2.5	Coeficientes sísmicos máximos	543
5.2.6	Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	543
5.2.7	Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros y columnas	544
5.2.8	Distribución global de articulaciones plásticas	544
 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		
6.1	Conclusiones	581
6.2	Recomendaciones	585
 REFERENCIAS		 587

1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de los sismos registrados en el mundo tienen epicentros cerca de las fronteras de las placas tectónicas que forman la litosfera de la tierra, ya que los límites de las placas son zonas en donde se acumula energía debido a la deriva continental; al acumularse la suficiente energía entre dos placas tectónicas, ocurre un deslizamiento entre ellas o la fractura de alguna de las placas, provocando un sismo. La zona donde se libera la mayor parte de la energía sísmica en el mundo es el arco conocido como cinturón de fuego del pacífico, el cual es una franja situada en las costas del pacífico en la que se encuentran algunas zonas de subducción muy importantes, dando origen a grandes sismos y también a una actividad volcánica importante. Las zonas que abarca el cinturón de fuego son (ver fig 1.1): Chile, Perú, Ecuador, Colombia, Centroamérica, México, parte de Argentina, Bolivia, Estados Unidos, Canadá y dobla a la altura de las Islas Aleutianas y baja por las costas e islas de Rusia, Japón, Taiwán, Filipinas, Indonesia, Papúa Nueva Guinea y Nueva Zelanda (ref 1).

El tipo de falla que se produce entre las placas tectónicas se puede clasificar en tres tipos (ver fig 1.2):

- **Falla Normal:** Se caracteriza porque una de las placas cae bajo la acción de la gravedad y se producen fuerzas en las placas que hace que se deslicen y se extiendan; dichas fuerzas son perpendiculares a la falla. Las fronteras de este tipo de falla se puede clasificar como divergentes.
- **Falla Inversa:** Las fuerzas que se producen entre las placas son de compresión y hacen que una de las placas sea empujada hacia arriba; las fuerzas son perpendiculares a la falla. Las fronteras entre las placas se clasifican como

convergentes o de subducción, ya que por lo general al converger las placas, una de ellas se desliza por debajo de la otra.

- **Falla Longitudinal:** Las fuerzas que actúan son paralelas a las placas y producen un deslizamiento a lo largo de la falla. Las fronteras de las placas se clasifican como transcurrentes.

Los sismos pueden clasificarse de acuerdo a su zona de generación y su profundidad (ref 2):

- **Sismos de subducción someros.** Aquellos que se generan en las fronteras y que ocurren a profundidades que no exceden los 40 km.
- **Sismos de subducción profundos.** Aquellos que ocurren debido a la interacción de subducción y en la zona de fricción (intraplaca), pero a profundidades mayores a los 40 km.
- **Sismos intraplaca de profundidad intermedia.** Sismos que se presentan en la placa subducida, pero no ocasionados por la fricción entre las placas sino por fractura de la placa que ha penetrado, sus profundidades son mayores a los 80 km y generalmente menores de 50 km en México.
- **Sismos de fallas de transurrencia.** Los que se presentan en este tipo de frontera, cuyas profundidades nos exceden los 30 km, por lo común.
- **Sismos corticales intracontinentales.** Sismos que se presentan en fallas no directamente relacionadas con los procesos de interacción entre las placas, sino al interior de una placa. Sus profundidades no exceden el grosor de la placa.

1.1 Antecedentes

En las últimas décadas, se han generado sismos severos en el cinturón de fuego del pacífico, que han provocado un gran número de pérdidas humanas y materiales. Tal fue el caso del sismo de México el 19 de septiembre de 1985 y más recientemente, los sismos en Chile el 27 de febrero de 2010 y en Japón el 11 de marzo de 2011.

El sismo de Chile de febrero de 2010 tuvo epicentro a 43 km al Sur-Oeste de la ciudad de Cobquecura y 150 km al noroeste de la ciudad de Concepción, con una profundidad de 30.1 km. El sismo se originó debido al desplazamiento de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, cubriendo un área de falla de 450 km de largo por 150 km de ancho y un desplazamiento de 10 m. Por lo anterior el sismo se puede clasificar como un sismo de subducción somero. Su magnitud de momento sísmico fue de $M_w=8.8$ (ref 3)

El sismo de México de 1985 tuvo su epicentro frente a las costas de Michoacán, a una distancia de 400 km de la ciudad de México, con una profundidad de 18 km. Su magnitud de momento sísmico fue de $M_w=8.1$. El mecanismo de falla entre placas tectónicas fue de subducción de la placa de Cocos bajo la placa Norte Americana, cubriendo un área de falla de 200 km de longitud por 80 km de ancho (ref 4), también se clasifica como un sismo de subducción somero. Aunque el epicentro del sismo tuvo lugar a una distancia considerable de la ciudad de México, las características especiales de los suelos arcillosos de ésta tuvieron un efecto de amplificación de las ondas sísmicas, generando intensidades más elevadas que las esperadas.

Aunque en los sismos mencionados se han tenido pérdidas humanas y materiales, se ha observado que los avances que ha tenido la ingeniería sísmica son significativos y favorables, siempre que la teoría, filosofía de diseño y detallados del refuerzo en las edificaciones sean aplicados adecuadamente. Sin embargo, cabe señalar que por lo general, cuando ocurren sismos severos, las normas sísmicas vigentes se actualizan con el fin de calibrarlas para que las estructuras tengan un mejor comportamiento en el futuro.

1.2 Objetivos y Alcance

Los objetivos de esta tesis son los siguientes:

- Evaluar el comportamiento sísmico del edificio del caso real que colapsó durante el terremoto de febrero de 2010 en Concepción Chile, así como el de los dos edificios estructurados con marcos de concreto reforzado diseñados con las normativas chilena y mexicana, respectivamente, para fines comparativos, al ser sometidos a los acelerogramas de los sismos de Concepción Chile de febrero de 2010 (CCH-NS60°) (ref 5) y México de septiembre de 1985 (SCT-EW).

- Revisar y comparar las respuestas sísmicas elásticas e inelásticas de dichos edificios, tomando en cuenta los efectos de las resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias.

Por tanto, se estudia el comportamiento sísmico de tres edificios, a saber: un caso real que es un edificio que colapsó durante el terremoto en Chile de 2010 y dos edificios de marcos de concreto con una estructuración geométrica similar a la del edificio colapsado, pero uno diseñado con la normativa chilena y otro diseñado con la normativa mexicana. Los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales de los tres casos de edificios y el diseño de los dos edificios de marcos de concreto, se realizaron con la ayuda del programa de computadora ETABS-6 (ref 6), con base en los modelos estructurales tridimensionales preparados para tales fines.

El dimensionamiento de los dos modelos estructurados con marcos de concreto se realizó de forma tal que se cumpliera con el estado límite de servicio, especificado en ambas normativas (chilena y mexicana), asumiendo que las distorsiones angulares de entrepiso no excedieran el límite permisible de 0.002. El cálculo de los aceros de refuerzo de las estructuras se realizó con base en las normas de cada país.

De cada modelo tridimensional de los edificios descritos, se eligieron tres ejes en la dirección en la que colapsó el edificio del caso real, para posteriormente realizar análisis sísmicos paso a paso con el programa de computadora DRAIN-2DX (ref 7). Se eligió un eje central y dos ejes de extremo. Para cada eje se consideraron tres casos de resistencias: un caso elástico, asumiendo resistencias muy grandes en los elementos estructurales, y dos casos inelásticos, uno con resistencias nominales y otro con efectos de sobre resistencias. Para fines de calibrar los modelos bidimensionales a analizar con el programa DRAIN-2DX, se tomaron como referencia los resultados de los modelos elásticos tridimensionales de cada estructura; se calibraron los periodos de vibración, desplazamientos laterales y elementos mecánicos inducidos por el sismo y las cargas verticales.

Las respuestas sísmicas de cada eje se calculó con la componente Norte-Sur 60° del acelerograma del sismo de Concepción Chile de 2010 (CCH-NS60°) y la componente este-oeste del acelerograma del sismo de México de 1985 (SCT-EW). Las respuestas sísmicas calculadas fueron las siguientes:

Envolventes:

- Desplazamientos horizontales máximos
- Distorsiones angulares máximas de entrepiso
- Fuerzas cortantes máximas por entrepiso
- Demandas máximas de ductilidad en muros y columnas por entrepiso
- Distribución global de articulaciones plásticas

Historias:

- Desplazamientos laterales de azotea
- Coeficientes sísmicos
- Curvas fuerza cortante basal- desplazamientos laterales de azotea
- Elementos mecánicos en miembros estructurales tipo
- Demandas de ductilidad local en vigas de interés

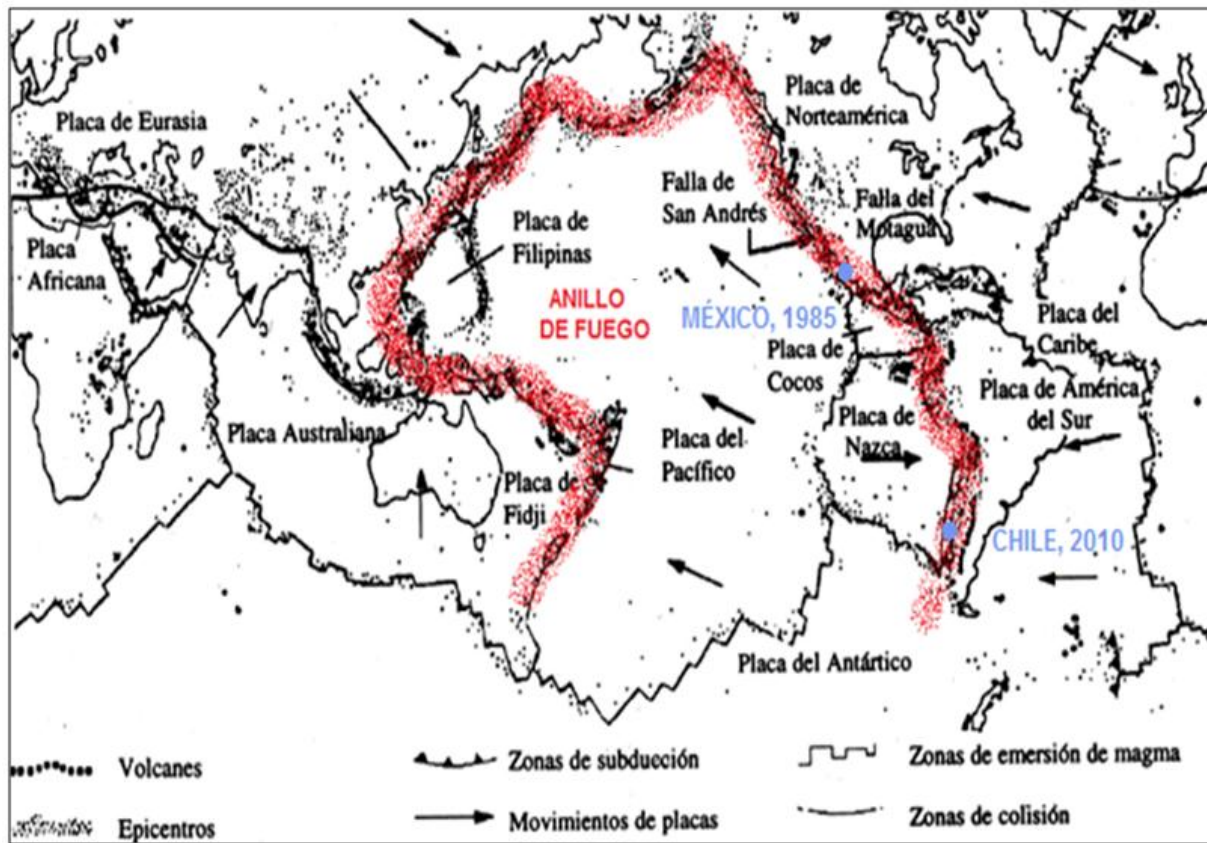


Figura 1.1 Mapa que muestra las principales placas tectónicas, epicentros de sismos, anillo de fuego y epicentros de los sismos de Chile de Febrero de 2010 y México de Septiembre de 1985

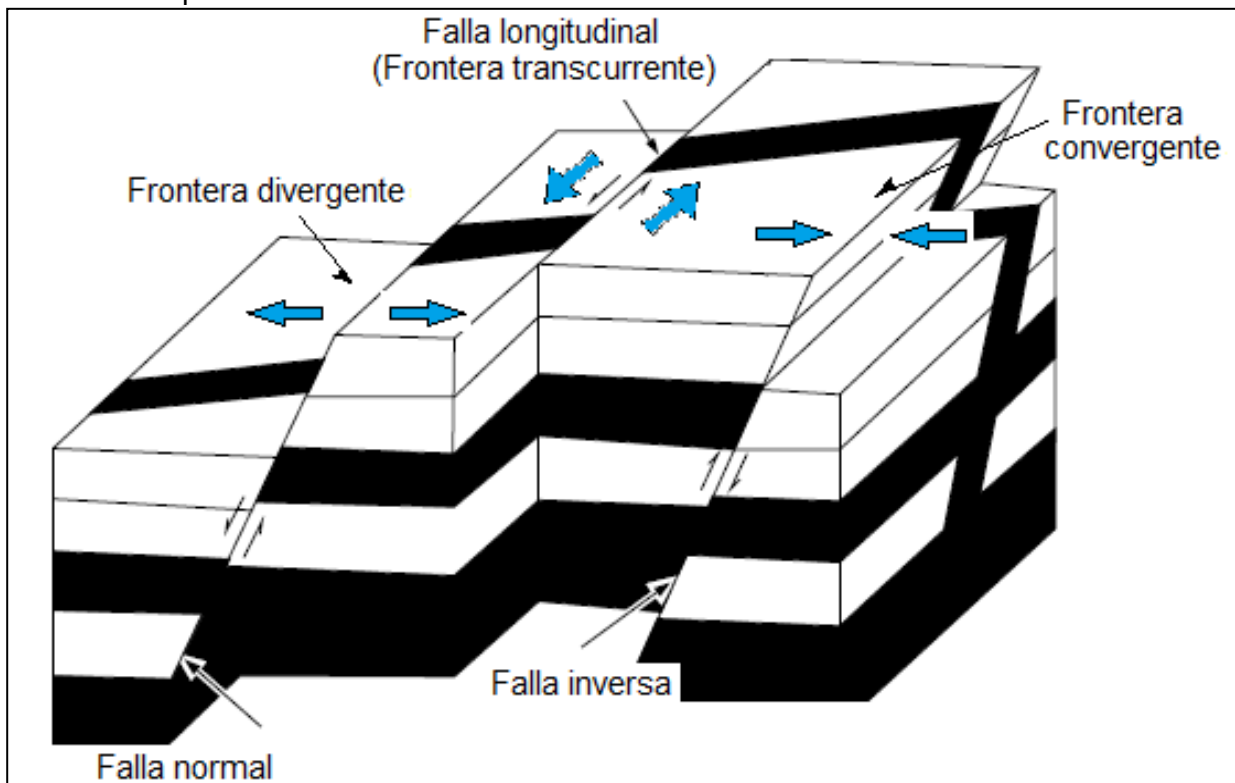


Figura 1.2 Esquema que muestra los tipos de fallas entre placas tectónicas y el tipo de frontera entre ellas.

2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Filosofía de diseño en Chile

La filosofía de diseño sísmico que se aplica en Chile consiste en diseñar edificaciones que cumplan con los estados límite de servicio y resistencia.

La revisión del estado límite de servicio consiste en limitar los desplazamientos laterales relativos de entrepiso, calculados con las fuerzas sísmicas de diseño, a un valor máximo de 0.002, para cualquier estructura, independientemente del sistema estructural adoptado y el material que la conforme.

La revisión del estado límite de falla establece que la resistencia de los elementos estructurales, multiplicada por un factor de reducción de resistencia, debe ser mayor que las solicitaciones últimas a la que es sometido el elemento estructural, multiplicadas por un factor de carga. Este estado límite, es conocido también como diseño por factores de carga y de resistencia, que son los factores de seguridad.

Se propone diseñar las estructuras con fuerzas sísmicas laterales reducidas, considerando el efecto de ductilidad. El factor que reduce las fuerzas sísmicas es diferente para estructuras de muros y marcos de concreto. El factor de reducción para estructuras de muros es menor que el correspondiente a estructuras de marcos, porque las estructuras con marcos pueden desarrollar ductilidades más elevadas. Dicho factor de reducción de fuerzas sísmicas puede oscilar desde uno, para estructuras de periodo corto desplantadas en suelo tipo IV y sistemas estructurales poco dúctiles, hasta doce para estructuras de periodo largo desplantadas en suelo tipo I y con material estructural dúctil. Esto es, dicho factor de reducción se estableció

con base en la capacidad dúctil de las estructuras y también con la experiencia que se ha tenido sobre su comportamiento ante sismos importantes.

La filosofía de diseño sísmico que considera que la estructura tendrá un comportamiento dúctil se basa en la hipótesis de que la estructura tendrá la capacidad de disipar parte de la energía inducida por el sismo, a través de deformaciones inelásticas producidas por la formación de articulaciones plásticas en los elementos estructurales, por lo general, en extremos de vigas y columnas. Esta filosofía de diseño considera el tipo de falla viga débil-columna fuerte; con este tipo de falla se permite cierto nivel de daño, pero se pretende evitar el colapso de la estructura.

2.2 Filosofía de diseño en México

La filosofía de diseño sísmico que se ha adoptado en México, en el Distrito Federal, consiste en diseñar edificaciones que cumplan con los estados límite de servicio, colapso y resistencia.

El estado límite de servicio se establece limitando las distorsiones angulares de entrepiso que provocan las fuerzas sísmicas de diseño sobre la estructura. El valor de los niveles máximos permisibles depende del material estructural del edificio y considera si la estructura cuenta con elementos no-estructurales, ligados o no a la estructura principal, que puedan ser dañados durante un sismo por las deformaciones laterales que este imponga a la edificación. Se pretende evitar daños a elementos no-estructurales, tal que dichos límites están considerados para que los ocupantes de la estructura tengan el suficiente confort; esto es, pretende evitar desplazamientos muy grandes que hagan sentir inseguridad al usuario.

El estado límite de colapso se establece limitando las distorsiones angulares de entrepiso y así evitar el colapso de la estructura, al ser sometida a un sismo severo que provoque grandes desplazamientos laterales.

La filosofía de diseño sísmico en el Reglamento aplicable en el Distrito Federal, en el Apéndice A de sus NTC-Sismo, considera los efectos de ductilidad (Q) y sobrerresistencia (R) que se pueden desarrollar en la estructura; los espectros de diseño elástico se reducen por factores representativos de dichos efectos, los cuales dependen del tipo de diseño, material y periodo de vibrar de la estructura. Al igual que en el reglamento ACI-318S, en el capítulo de

marcos dúctiles de las NTC-Concreto, el diseño de los elementos plantea implícitamente una falla tipo de viga débil-columna fuerte.

2.3 Importancia de la respuesta inelástica

En el diseño sismorresistente debe considerarse que la estructura será sometida a sismos de diferentes intensidades. Ante la acción de sismos de intensidades bajas, la estructura no debe de presentar daño; sin embargo, bajo la acción de sismos severos, la estructura puede llegar a tener daño importante, pero no debe de llegar al colapso. Esta filosofía de diseño implícitamente se refiere a un diseño por desempeño, el cual puede ser evaluado mediante la respuesta inelástica de la estructura; para ello es importante conocer, por ejemplo, la secuencia y lugar de formación de articulaciones plásticas ante los efectos del sismo, tomados en cuenta mediante la acción de acelerogramas con análisis dinámicos paso a paso o cargas laterales estáticos monotónicamente crecientes mediante análisis estáticos no-lineales tipo Push-over.

La respuesta sísmica inelástica cobra más importancia cuando se trata de estructuras irregulares, ya que, por lo general, es difícil predecir su comportamiento con una buena certidumbre con análisis convencionales; esto es, es de gran utilidad conocer la respuesta inelástica para realizar un diseño más eficiente y seguro.

2.4 Análisis sísmico no-lineal

Para el análisis sísmico inelásticos pueden considerarse dos tipos de no linealidades (ref 8): la primera está asociada al comportamiento de los materiales y la segunda es la conocida no-linealidad geométrica.

La no-linealidad de los materiales está definida por su curva carga-deformación. En dicha curva se representa el comportamiento del material, que tiende a presentar un intervalo elástico ante cargas moderadas (de servicio) y un comportamiento inelástico ante cargas que son mayores a su punto de fluencia.

La no-linealidad geométrica se presenta cuando la estructura tiene deformaciones considerables, tal que la hipótesis de deformaciones pequeñas para su análisis es inadecuada y las condiciones de equilibrio deben plantearse con las condiciones de deformación de la estructura.

El comportamiento inelástico de las estructuras puede ser analizado mediante varios métodos. Estos métodos pueden ser estáticos o dinámicos.

El análisis estático puede ser utilizado para analizar el comportamiento inelástico de una estructura, siempre que cumpla con algunas características tales como: la falla de los elementos estructurales debe ser por flexión o flexocompresión y no por cortante, el primer modo de vibrar de la estructura debe ser el que rige el comportamiento de la estructura. Este método es conocido como Push-over y consiste en aplicar a la estructura un sistema de fuerzas laterales que se van incrementando para calcular la respuesta de la estructura hasta llevarla a su mecanismo de falla. La forma del sistema de carga puede adoptar varias configuraciones: distribución triangular, distribución constante o la configuración del primer modo de vibrar.

El método más eficiente para analizar el comportamiento inelástico de una estructura es el método dinámico de integración directa paso a paso. Este método consiste en discretizar en el dominio del tiempo al sistema de carga en intervalos (Δt) y para cada intervalo o paso de tiempo se calcula la respuesta de la estructura al resolver las ecuaciones de movimiento. Las condiciones iniciales para cada paso son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones del paso anterior, es decir, que la respuesta en cada intervalo de tiempo depende de la historia de la respuesta anterior.

Actualmente existen programas para el análisis inelástico de las estructuras utilizando el método de elemento finito, sin embargo, el modelado y análisis conlleva un gran trabajo numérico y una gran capacidad computacional.

2.5 Métodos de análisis sísmico

2.5.1 Idealización de las estructuras

Al realizar un análisis sísmico es necesario idealizar la estructura con el fin de simplificar y facilitar el cálculo de su respuesta sísmica, además de considerar únicamente las variables que serán importantes para el análisis.

Al analizar un edificio, independientemente del método de análisis, cada nivel del edificio se idealiza como un diafragma rígido con tres grados de libertad por piso: dos grados de libertad de traslación horizontal perpendiculares entre si y uno de rotación tomando como eje de rotación el eje vertical (ver fig 2.1). Los edificios que tienen un sistema de piso que no puede

considerarse como un diafragma rígido, como es el caso de edificios con plantas muy alargadas, debe evaluarse la hipótesis de diafragma rígido.

En los métodos de análisis dinámicos es necesario idealizar la estructura como un sistema de masas (m), resortes con rigidez lateral (k) y amortiguadores (c) para simplificar y calcular la respuesta de la estructura ante el sistema de carga aplicado (ref 8). El peso de la estructura se supone concentrado en el centro de masa de cada nivel y la rigidez lateral está conformada por la rigidez de cada elemento estructural (ver fig 2.1)

2.5.2 Método estático de análisis sísmico

El método de análisis sísmico estático toma en cuenta, implícitamente, únicamente la participación del primer modo de vibración de las estructuras; considera que la estructura tiene una configuración geométrica regular y que la masa se encuentra uniformemente distribuida en el nivel (ref 8).

La fuerza cortante total sobre la estructura se obtiene de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad. La fuerza cortante en la base se calcula como

$$V_b = Wc$$

donde:

V_b es el cortante basal

W es el peso total de la estructura

c es el coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico (c) es el cociente del cortante basal (V_b) entre el peso de la edificación sobre la base de la estructura (W). La base de la estructura se toma como el nivel en el que los desplazamientos laterales comienzan a ser significativos con respecto del terreno circundante.

El método estático propone analizar la estructura con un sistema de fuerzas estáticas laterales aplicadas a los centros de masas de cada nivel, con distribución lineal en la altura del edificio y con fuerza lateral igual a cero en la base (ver fig 2.2). Dicha distribución se describe mediante la siguiente ecuación:

$$F_i = c W \frac{w_i h_i}{\sum (w_i h_i)}$$

donde:

w_i es el peso del nivel i

h_i es la altura del nivel i , sobre la base de la estructura

2.5.3 Métodos dinámicos de análisis sísmico

2.5.3.1 Ecuaciones de equilibrio

Considérese un sistema de un grado de libertad como el de la fig 2.3.a, constituido por una *masa concentrada* (m), ligada al terreno con una columna con rigidez lateral (k) y un amortiguamiento (c) (ref 8).

Cuando el terreno experimenta un desplazamiento horizontal (x_s), se producen tres fuerzas en el sistema; una fuerza de inercia (f_i) en la masa, y dos fuerzas en la columna, la fuerza que resiste el resorte (f_s) y la fuerza de amortiguamiento (f_d) que se produce en el amortiguador (ver fig 2.3.b)

De acuerdo con el principio de D' Alambert, la fuerza de inercia es igual a la masa por la aceleración total ($\ddot{x}$) que esta sufre. Con lo que puede escribirse

$$\ddot{x} = \ddot{x}_s + \ddot{u}$$

donde $\ddot{x}_s$ es la aceleración del terreno y $\ddot{u}$ es la aceleración que se presenta en la masa del sistema de un grado de libertad. La fuerza de inercia total del sistema queda definida como sigue:

$$m\ddot{x} = m\ddot{x}_s + m\ddot{u}$$

$m\ddot{x}_s$ representa la fuerza aplicada en el sistema y puede redefinirse como p . El término $m\ddot{u}$ representa la fuerza de inercia (f_I) que se produce en la masa.

$$p = m\ddot{x}_s$$

$$f_I = m\ddot{u}$$

La fuerza que resiste el resorte (f_E) del sistema de un grado de libertad, es proporcional al desplazamiento horizontal relativo entre la masa y el terreno (u) multiplicado por la rigidez lateral (k). La fuerza en el resorte queda definida a continuación:

$$f_E = ku$$

La fuerza de amortiguamiento (f_D) es proporcional a la velocidad $\dot{u}$ de la masa del sistema de un grado de libertad, con respecto al terreno, multiplicada por el amortiguamiento del sistema y se define como sigue:

$$f_D = c\dot{u}$$

Al plantear el equilibrio de fuerzas, se llega a la ecuación de equilibrio dinámico.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = m\ddot{x}_s \quad (1)$$

o

$$f_I + f_D + f_E = p \quad (2)$$

Para la deducción de la ecuación de equilibrio dinámico (ec 1), se consideró un sistema de un grado de libertad, sin embargo, esta ecuación puede considerarse válida para sistemas de múltiples grados de libertad al considerar matrices, que representan las propiedades de cada nivel, en vez de considerar valores escalares, la ecuación de equilibrio dinámico para sistemas de múltiples grados de libertad queda definida a continuación:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = Mj\ddot{x}_s \quad (3)$$

o

$$F_I + F_D + F_E = P(t) \quad (4)$$

donde,

M es la matriz de masas del sistema

C es la matriz de amortiguamientos del sistema

K es la matriz de rigidez del sistema

F_I es un vector de fuerzas de inercia

F_D es un vector de fuerzas de amortiguamiento

F_E es un vector de fuerzas debido a la rigidez lateral del sistema

$P(t)$ es un vector de fuerzas que equilibran al sistema

$U, \dot{U}, \ddot{U}$ son vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema, respectivamente

j es un vector de unos, para hacer coincidir las dimensiones de las matrices

2.5.3.2 Análisis dinámico modal espectral

Para explicar el método del análisis dinámico modal espectral, se puede considerar el mismo sistema de un grado de libertad de la fig 2.3 y partiendo de la ecuación de equilibrio dinámico (ec 1), se puede estudiar un sistema en vibración libre no amortiguado, es decir, que en la ecuación de equilibrio dinámico se considera los siguiente:

$$m\ddot{x}_s = 0 \quad (5)$$

$$c\dot{u} = 0 \quad (6)$$

Al sustituir las ecs 5 y 6 en la ec 1, se llega a la ecuación diferencial que representa un sistema de un grado de libertad en vibración libre no amortiguado:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (7)$$

La solución de la ecuación diferencial (ec 7) del sistema resulta ser la siguiente:

$$\{u\} = \{\phi\} \sin(\omega t + \alpha)$$

$$\{\dot{u}\} = \{\phi\} \omega \cos(\omega t + \alpha)$$

$$\{\ddot{u}\} = -\{\phi\} \omega^2 \sin(\omega t + \alpha)$$

donde,

ϕ es un vector de amplitudes de desplazamientos

ω es la frecuencia de la estructura

Sustituyendo la solución en la ec 7, obtenemos:

$$-[\ddot{u}]\{\phi\} \omega^2 \sin(\omega t + \alpha) + [k]\{\phi\} \sin(\omega t + \alpha) = 0 \quad (8)$$

Para que se cumpla la ec 8, debe de satisfacerse lo siguiente:

$$\omega^2 \sin(\omega t + \alpha) = 0 \quad (\text{Solución trivial})$$

$$0$$

$$[k]\{\phi\} - [\ddot{u}]\{\phi\} \omega^2 = 0 \quad (9)$$

La ec 9 representa un problema de valores característicos y para que los valores característicos sean diferentes de cero, se debe de cumplir que el siguiente determinante sea igual a cero:

$$|[K] - \omega^2 M| = 0 \quad (10)$$

A partir de esta ecuación se puede calcular la frecuencia del sistema. Para un sistema de un grado de libertad la frecuencia (ω) resulta ser la siguiente

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad o \quad T = \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Para un sistema de múltiples grados de libertad, se calcula un periodo para cada modo de vibrar.

Por otra parte, se puede considerar que el vector de amplitudes ϕ , es una matriz de transformación de coordenadas ya que al realizar las siguientes multiplicaciones matriciales, la operación devuelve una matriz diagonal (ref 1),

$$M^* = \phi^T M \phi \quad (11)$$

$$K^* = \phi^T K \phi \quad (12)$$

donde M^*, K^* son la matriz de masas y rigidez transformadas, que resultan ser diagonales.

Realizando un cambio de coordenadas en la ecuación de equilibrio dinámico sin amortiguamiento, con el sistema que se muestra a continuación

$$Y = \phi^{-1} U \quad (13)$$

$$U = \phi Y \quad (14)$$

Al sustituir las ecs 13 y 14 en la ecuación de equilibrio dinámico sin amortiguamiento

$$M \phi \ddot{Y} + K \phi Y = M j \ddot{x}_s \quad (15)$$

y multiplicando la ec 15 por ϕ^T se obtiene que:

$$\phi^T M \phi \ddot{Y} + \phi^T K \phi Y = \phi^T M j \ddot{x}_s \quad (16)$$

Sustituyendo las ecs 11 y 12 y definiendo $l^* = \phi^T M j$, entonces,

$$M^* \ddot{Y} + K^* Y = l^* \ddot{x}_s \quad (17)$$

Al expresar la ecuación anterior para el modo de vibrar i , se tiene

$$m_i^* \ddot{y}_i + k_i^* y_i = l_i^* \ddot{x}_s \quad (18)$$

dividiendo por m_i^* , resulta que:

$$\ddot{y}_i + \frac{k_i^*}{m_i^*} y_i = \frac{l_i^*}{m_i^*} \ddot{x}_s \quad (19)$$

Así, a partir de la ec 19 se puede obtener los siguientes valores:

$$\frac{k_i^*}{m_i^*} = \omega_i^2$$
$$\frac{l_i^*}{m_i^*} = \text{Factor de participación modal}$$

Una vez calculados los periodos o frecuencias naturales del sistema y los factores de participación modal, se puede calcular la respuesta de la estructura para cada modo de vibrar, después de identificar en el espectro la ordenada correspondiente al periodo del modo analizado. La respuesta de cada modo de vibrar, multiplicada por su respectivo factor de participación modal, se combina entre sí para obtener la respuesta máxima de la estructura. La regla de combinación modal puede ser la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) para modos desacoplados o la combinación cuadrática completa (CCC), para cuando se presenta acoplamiento en los modos principales de vibración.

2.5.3.3 Análisis sísmico dinámico paso a paso

La ecuación de equilibrio dinámico (ec 2) se puede expresar en función del tiempo de la siguiente manera (ref 1):

$$f_I(t) + f_D(t) + f_E(t) = p(t) \quad (20)$$

Con el fin de plantear la ecuación de equilibrio dinámico en función de incrementos para establecer el método de integración para la solución del sistema, la ec (20) puede escribirse como:

$$f_I(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_E(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (21)$$

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

$$\Delta f_I(t) = f_I(t + \Delta t) - f_I(t) = m\Delta\ddot{v}(t) \quad (22)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta\dot{v}(t) \quad (23)$$

$$\Delta f_E(t) = f_E(t + \Delta t) - f_E(t) = k(t)\Delta v(t) \quad (24)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t) \quad (25)$$

En las ecs 23 y 24 los términos $c(t)$ y $k(t)$ representan el promedio del valor del amortiguamiento y de la rigidez que varían durante el incremento de tiempo Δt . Estos valores pueden ser calculados como la tangente, como se muestra a continuación (ver figs 2.4.a y 2.4.b):

$$c(t) \doteq \left(\frac{df_D}{d\dot{v}} \right) \quad (26)$$

$$k(t) \doteq \left(\frac{df_E}{dv} \right) \quad (27)$$

Al sustituir las ecs 22 a 25 en la ecuación de equilibrio dinámico (ec 1), se llega a la ecuación incremental de equilibrio para el tiempo t ,

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c(t)\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (28)$$

Existen diversos métodos de integración numérica para resolver la ec 28; uno de los más aceptados, es el método β de Newmark, en el que se proponen las siguientes expresiones para el cálculo de la velocidad y el desplazamiento que se produce en el sistema debido a la fuerza de excitación,

$$\dot{v}_1 = \dot{v}_0 + (1 - \gamma)(\Delta t)\ddot{v}_0 + \gamma\ddot{v}_1 \quad (29)$$

$$v_1 = v_0 + (\Delta t)\dot{v}_0 + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)(\Delta t)^2\ddot{v}_0 + \beta(\Delta t)^2\ddot{v}_1 \quad (30)$$

El factor γ representa la acumulación de amortiguamiento artificial; para sistemas de un grado de libertad se recomienda no considerar este amortiguamiento, por lo que se toma igual a $\gamma = 1/2$.

El factor β define el tipo de variación de la aceleración con el tiempo para un intervalo de tiempo determinado. Un valor de $\beta=1/4$ corresponde a una aceleración constante para el paso analizado, igual al promedio de $\ddot{v}_0$ y $\ddot{v}_1$. El valor de $\beta=1/6$ corresponde a una variación lineal entre los valores de aceleración $\ddot{v}_0$ y $\ddot{v}_1$ para el paso analizado. Para el análisis de sistemas de un grado de libertad se recomienda utilizar una variación lineal de la aceleración, es decir, $\beta=1/6$, ya que los resultados obtenidos con esta consideración resultan ser una mejor aproximación (ver fig 2.5).

Al aplicar las consideraciones anteriores y escribiendo las ecs 29 y 30 en términos de incrementos para obtener las ecuaciones del método de integración numérica, se llega a las siguientes expresiones para calcular la velocidad y el desplazamiento, a saber:

$$\Delta\dot{v} = (\Delta t)\ddot{v}_0 + \frac{\Delta t}{2}\Delta\ddot{v} \quad (31)$$

$$\Delta v = (\Delta t)\dot{v}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{v}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{6}\Delta\ddot{v} \quad (32)$$

Como se mencionó anteriormente, la variación de la aceleración se está considerando lineal, por lo que la velocidad tiene una variación cuadrática y el desplazamiento presenta una variación cúbica (ver fig 2.5).

Al despejar $\Delta\ddot{v}$ de la ec 32,

$$\Delta\ddot{v} = \frac{6}{(\Delta t)^2}\Delta v - \frac{6}{\Delta t}\dot{v} - 3\ddot{v} \quad (33)$$

Después de sustituir la ec 33 en la ec 31, se obtiene que:

$$\Delta\dot{v} = \frac{3}{\Delta t}\Delta v - 3\dot{v} - \frac{\Delta t}{2}\ddot{v} \quad (34)$$

Sustituyendo las ecs 33 y 34 en la ec 28 se tiene:

$$m \left(\frac{6}{(\Delta t)^2} \Delta v - \frac{6}{\Delta t} \dot{v} - 3\ddot{v} \right) + c \left(\frac{3}{\Delta t} v - 3\dot{v} - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v} \right) + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (35)$$

Después de agrupar términos y ordenando se puede llegar a:

$$\tilde{k}_d \Delta v = \Delta \tilde{p}_d \quad (36)$$

donde,

$$\tilde{k}_d = k(t) + \frac{6}{(\Delta t)^2} m + \frac{3}{\Delta t} c \quad (37)$$

$$\Delta \tilde{p}_d = \Delta p(t) + m \left(\frac{6}{\Delta t} \dot{v} + 3\ddot{v} \right) + c \left(3\dot{v} + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v} \right) \quad (38)$$

$\tilde{k}_d$ es la rigidez efectiva

$\Delta \tilde{p}_d$ es el incremento de carga efectiva

Con lo anterior, el sistema se puede resolver como sigue:

- 1) Usando los valores de velocidad y desplazamiento iniciales ($\dot{v}_0, v_0$), los cuales son conocidos del intervalo de tiempo anterior o de las condiciones iniciales en el tiempo $t=0$ y conocidas también las propiedades no-lineales de rigidez y amortiguamiento definidas en las ecs 26 y 27, respectivamente. Se puede establecer los valores de las fuerzas de amortiguamiento y rigidez (f_{Do}, f_{Eo}). También, se pueden establecer los coeficientes de amortiguamiento y rigidez (c_o, k_o).
- 2) Se calcula la aceleración inicial para el intervalo de tiempo, usando la ecuación de movimiento de la siguiente forma:

$$\ddot{v}_o = \frac{1}{m} (p_o - f_{Do} - f_{Eo})$$

- 3) Se calcula la rigidez efectiva ($\tilde{k}_d$) y el incremento de carga efectivo ($\Delta \tilde{p}_d$) con las ecs 37 y 38, respectivamente.

- 4) Se determina el incremento de desplazamiento y velocidad con las ecs 36 y 34, respectivamente
- 5) Finalmente, se evalúa la velocidad y desplazamiento al final del incremento de tiempo, utilizando las siguientes ecuaciones

$$\dot{v}_1 = \dot{v}_o + \Delta \dot{v}$$

$$v_1 = v_o + \Delta v$$

Cuando el paso 5 ha sido completado, el cálculo para el incremento de tiempo que se está resolviendo se finaliza. Repitiendo los pasos 1 a 5 de esta manera, para los incrementos de tiempo consecutivos iniciando desde $t=0$ hasta el último intervalo de tiempo considerado, se obtiene la historia en el tiempo completa de la respuesta del sistema.

2.6 Criterios generales para el diseño sísmico con la Norma Chilena NCH 433

Para efectos de aplicación de la Norma Chilena NCH-433 “Diseño sísmico de edificios” (ref 9), las estructuras se clasifican en cuatro categorías de acuerdo con su importancia, uso y riesgo de falla. Las categorías se definen a continuación:

- **Categoría A:** edificios gubernamentales, de servicios públicos (como cuarteles de policía, centrales eléctricas y telefónicas) y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe (como hospitales y estaciones de bomberos).
- **Categoría B:** edificios cuyo contenido es de gran valor (bibliotecas, museos, etc.) y aquellos donde existe aglomeración frecuente de personas (salas destinadas a asambleas, estadios, escuelas, cárceles y centros comerciales).
- **Categoría C:** edificios destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a ninguna de las categorías A o B.
- **Categoría D:** construcciones aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en ninguna de las categorías anteriores.

A cada categoría le corresponde un valor de coeficiente (I), definido en la tabla 2.1. Este coeficiente afecta directamente la magnitud de las fuerzas sísmicas con la que será analizada la estructura.

2.6.1 Zonificación sísmica

El territorio Chileno se divide en tres zonas sísmicas: I, II y III, siendo la zona I la de menor intensidad sísmica y la zona III la de mayor. La división por zona sísmica se muestra en la fig 2.6. A cada zona sísmica le corresponde una aceleración efectiva máxima A_o , que se define en la tabla 2.2.

2.6.2 Clasificación del tipo de suelo

La Norma Chilena NCH-433 considera cuatro tipos de suelo. Dicha clasificación se establece de acuerdo a las características del suelo, considerando diferentes parámetros como: velocidad de propagación de onda de cortante, densidad, resistencia a la compresión axial y nivel de compactación. La descripción de los cuatro tipos de suelo se define a continuación.

- **Suelo tipo I**

El suelo tipo I se refiere a roca, con velocidad de propagación de ondas de corte (v_s) igual o mayor a 900 m/s o resistencia a la compresión uniaxial mayor que 100 kg/cm^2 .

- **Suelo tipo II**

Según la Norma Chilena NCH-433, los cuatro suelos descritos a continuación, pueden considerarse dentro de la categoría de suelo tipo II:

- Suelo con v_s mayor que 400 m/s en los diez metros superiores, y creciente con la profundidad.
- Grava densa, con peso unitario seco (γ_d) mayor que 0.2 t/m^3 , o densidad relativa mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor de la prueba proctor modificada.

- Arena densa, con densidad relativa mayor que 75%, o índice de penetración estándar N mayor que 40, o grado de compactación superior que el 95% del valor proctor modificado.
- Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado S_u mayor que 1 kg/cm^2 en probetas sin fisuras.

En los cuatro casos, las condiciones indicadas deben cumplirse independientemente de la posición del nivel freático; el espesor mínimo del estrato debe ser de 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasifica como tipo I.

- **Suelo tipo III**

El suelo tipo III es aquel suelo que cumple con alguna de las siguientes descripciones.

- Arena permanentemente no saturada, con densidad relativa entre 55 y 75%, o N mayor que 20.
- Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor de la prueba proctor modificado.
- Suelo cohesivo con S_u comprendido entre 0.25 y 1 kg/cm^2 , independientemente del nivel freático.
- Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40.

El espesor mínimo del estrato es de 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasifica como tipo II.

- **Suelo tipo IV**

El suelo tipo IV está definido como suelo cohesivo saturado con S_u menor que 0.25 kg/cm^2 . El espesor mínimo del estrato es de 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo tipo I, II o III, es menor que 10 m, el suelo se clasifica como tipo III.

De acuerdo con la clasificación del tipo de suelo, en la Norma Chilena NCH-433, se establecen algunos parámetros que son útiles para definir los coeficientes sísmicos y espectros de diseño para el cálculo de las fuerzas sísmicas con las que se diseñara la estructura, dichos parámetros se muestran en la tabla 2.3.

2.6.3 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico c , está definido por la expresión:

$$c = \frac{2.75A_o}{gR} \left(\frac{T'_s}{T} \right)^n ; \quad c \geq \frac{A_o}{6g}$$

donde,

n, T'_s parámetros relativos al tipo de suelo definidos en la tabla 2.3

A_o aceleración efectiva máxima del suelo definida en la tabla 2.2

R factor de reducción definido en el subcapítulo 2.6.4

T periodo fundamental de vibración de la estructura

La Norma Chilena NCH-433 establece un coeficiente sísmico máximo que depende del valor del factor de reducción de fuerzas sísmicas (R), la aceleración efectiva máxima del terreno (A_o) y del parámetro (S) que depende del tipo de suelo. El valor del coeficiente máximo, se muestra en la tabla 2.4.

2.6.4 Reducción de fuerzas sísmicas

La Norma Chilena NCH-433 define los factores de modificación de respuesta sísmica: R^* y R_o . Estos factores reflejan las características de absorción y disipación de energía de la estructura, considerando también la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados. El valor de este factor se muestra en la tabla 2.5.

El factor de reducción de fuerzas sísmicas R^* se define a continuación:

- Para edificaciones estructuradas a base de marcos,

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$

- Para edificios estructurados con muros de concreto,

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_oR_o + N}$$

donde:

T^* es el periodo fundamental de vibración de la estructura

R_o factor de modificación de respuesta símica

T_o factor que depende del tipo de suelo

N es el número de pisos del edificio

2.6.5 Combinación de acciones

La estructura debe ser analizada, como mínimo, para acciones sísmicas independientes, según cada una de dos direcciones horizontales perpendiculares entre si o aproximadamente perpendiculares. Las combinaciones que deben considerarse para el análisis sísmico son las siguientes:

Combinación 1: $1.4 (CM + CV + S_x)$

Combinación 2: $1.4 (CM + CV - S_x)$

Combinación 3: $1.4 (CM + CV + S_y)$

Combinación 4: $1.4 (CM + CV - S_y)$

Combinación 5: $0.9CM + 1.4S_x$

Combinación 6: $0.9CM - 1.4S_x$

Combinación 7: $0.9CM + 1.4S_y$

Combinación 8: $0.9CM - 1.4S_y$

donde:

CM es la carga muerta incluyendo el peso propio de la estructura

CV es la carga viva

S_x, S_y son las acciones sísmicas en las direcciones “x” y “y”, respectivamente

2.6.6 Revisión de desplazamientos laterales

El desplazamiento lateral relativo máximo de entrepiso, medido en el centro de masas, para el sismo en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que 0.002. El desplazamiento lateral relativo máximo de entrepiso, no debe exceder en más de 0.001 al desplazamiento lateral relativo de entrepiso medido en el centro de masas.

2.6.7 Métodos de análisis sísmico

2.6.7.1 Análisis estático

El método de análisis sísmico estático puede utilizarse en las estructuras que cumplan con las siguientes características:

- Todas las estructuras de las categorías C y D ubicadas en la zona sísmica 1.
- Todas las estructuras de no más de 5 niveles y de altura menor que 20 m.
- Las estructuras de 6 a 15 niveles, cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:

- a) Se debe de cumplir con los siguientes cocientes para cada dirección.

$$\frac{H}{T_{x,y}} \geq 40 \frac{m}{s}$$

donde:

H es la altura del edificio

$T_{x,y}$ es el periodo de vibración de la estructura en la dirección de análisis

- b) El sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momento de volteo en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual fuerza cortante basal.

El sistema de fuerzas horizontales puede definirse con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{A_i P_i}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} V_b$$

donde:

$$A_i = \sqrt{1 - \frac{h_i - 1}{H}} - \sqrt{1 - \frac{h_i}{H}}$$

N es el número de niveles de la estructura

H es la altura de la estructura

h_i es la altura del nivel i sobre el nivel de la base de la estructura

La fuerza cortante basal se define por:

$$V_b = cIP$$

donde:

c es el coeficiente sísmico

I es el coeficiente relativo a la categoría del edificio

P es el peso total del edificio sobre el nivel de la planta baja

- **Efectos de torsión**

Los efectos inducidos por torsión pueden considerarse con una excentricidad accidental dada por:

$$e_x = \pm 0.10 b_{iy} \frac{h_i}{H}$$

$$e_y = \pm 0.10 b_{ix} \frac{h_i}{H}$$

Se deben de considerar signos iguales para las excentricidades en cada nivel, de modo que, en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis.

2.6.7.2 Análisis dinámico modal espectral

Este método de análisis sísmico puede aplicarse a estructuras con amortiguamientos modales de 5% del amortiguamiento crítico. Se deben incluir todos los modos que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual al 90% de la masa total.

Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas muertas más un porcentaje de la carga viva, que será mayor que el 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas y mayor que a un 50% en construcciones en que es usual el aglomeramiento.

Los espectros de diseño para el análisis sísmico dinámico modal espectral, se definen a continuación:

$$S_a = \frac{IA_o\alpha}{R^*}$$

El parámetro α , es un factor de amplificación que se calcula como:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$$

donde:

T_n es el periodo de vibración del modo n

T_o, p son parámetros relativos al tipo del suelo en que se desplanta la estructura y están definidos en la tabla 2.3

La fig 2.7 muestra los espectros de diseño elásticos correspondientes a la zona sísmica III.

La superposición de los valores máximos modales debe hacerse mediante la expresión:

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j p_{ij} X_i X_j}$$

Los coeficientes de acoplamiento modal p_{ij} , deben determinarse por el método CQC

- **Efectos de torsión**

En el análisis dinámico modal espectral, los efectos de torsión pueden considerarse con una excentricidad accidental que desplaza el centro de masa donde se aplican las fuerzas sísmicas:

$$e_x = \pm 0.05 b_{iy}$$

$$e_y = \pm 0.05 b_{ix}$$

También pueden aplicarse momentos estáticos como en el caso del análisis sísmico estático.

- **Revisión por cortante basal mínimo**

El cortante basal mínimo que debe ser considerado en la estructura debe ser el siguiente:

$$V_{omin} = \frac{IA_oP}{6}$$

El valor de la fuerza cortante basal (V_b) debe estar dentro del intervalo que se define a continuación:

$$\frac{IA_oP}{6} \leq V_b \leq I(c_{max})P$$

donde:

c_{max} es el coeficiente sísmico máximo definido en la tabla 2.4

Sí el cortante basal que resulta del análisis sísmico con fuerzas reducidas resulta ser menor que el mínimo, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las sollicitaciones de los elementos estructurales deben multiplicarse por un factor tal que dicho esfuerzo de corte alcance el cortante basal mínimo.

2.7 Criterios generales para el diseño sísmico con las NTC-Sismo del RCDF-04

Los requisitos que se presentan en las “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo” (NTC-Sismo) (ref 10) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 2004, (RCDF-04) (ref 11), tienen como objetivo el diseño sísmico de estructuras con una seguridad adecuada ante sismos. Las normas buscan que las estructuras no presenten daño importante ante sismos moderados y se espera que ante sismos severos se pueda presentar daño estructural importante, requiriendo reparaciones. Cabe mencionar que aunque se espera daño importante ante un sismo severo, en ningún caso se pretende que la estructura llegue al colapso.

Las NTC-Sismo se pueden considerar divididas en dos secciones, el Cuerpo Principal y el Apéndice A. En el Cuerpo Principal, se definen consideraciones generales para el análisis sísmico, métodos de análisis y, también, espectros de diseño que dependen de la zona sísmica en la que se desplanta la estructura.

El Apéndice A es aplicable a estructuras desplantadas en las zonas sísmicas II y III; considera explícitamente los efectos de sitio e interacción suelo-estructura para el análisis sísmico de las estructuras. Los espectros de diseño sísmico definidos en esta sección dependen del periodo dominante del movimiento del suelo (T_s).

Algunas consideraciones son diferentes para el Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo como: la revisión de desplazamientos laterales, los espectros de diseño sísmico y reducción de fuerzas sísmicas, por lo que cuando sea el caso, se hará referencia entre las consideraciones del Cuerpo Principal y el Apéndice A. En el presente trabajo, las estructuras se analizaron y diseñaron de acuerdo con el Apéndice A.

Las edificaciones se clasifican, para el diseño sísmico, por su importancia en dos grupos: A y B, de acuerdo con el artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04).

Las edificaciones del grupo A son las estructuras cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo, por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial ante una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte y estadios entre otras.

Las edificaciones del grupo B se refiere a estructuras comunes destinadas a viviendas, oficinas, hoteles y todas aquellas que no se clasifican como estructuras del grupo A.

2.7.1 Zonificación sísmica

El territorio del Distrito Federal se divide en tres zonas sísmicas. La clasificación va desde la zona I hasta la III, cuyas características se describen a continuación:

Zona I: Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre.

Zona II: Transición, constituida principalmente por estratos arenosos y limoarenosos, los espesores de estos estratos son de 20 m.

Zona III: Lacustre, integrada por depósitos de arcilla altamente compresible, estos estratos pueden ser superiores a 50 m. La zona III se divide, a su vez, en cuatro sub-zonas: IIIa, IIIb, IIIc y IIId, dependiendo del espesor del estrato arcilloso del terreno.

Es evidente que la zona I representa la zona de menor intensidad sísmica, mientras que la zona III es la de mayor intensidad sísmica. La zonificación sísmica de la ciudad de México puede observarse en la fig 2.8.a. La fig 2.8.b presenta las curvas de isoperiodos, con los periodos dominantes del movimiento del suelo de la Ciudad de México.

2.7.2 Coeficiente sísmico, c

En el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo se define el coeficiente sísmico para el diseño de edificaciones; dicho coeficiente depende de la zona en la que se desplanta la estructura. En la tabla 2.6 se definen los coeficientes sísmicos para estructuras del grupo B. Para estructuras del grupo A se incrementa el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

2.7.3 Factor de comportamiento sísmico, Q

El factor de comportamiento sísmico Q , es un factor del que depende la reducción de las fuerzas sísmicas. El valor del factor de comportamiento sísmico es mayor cuando la estructura tiene una mayor capacidad de disipar energía inducida por el sismo.

El valor máximo de este coeficiente es de $Q=4$, que corresponde a estructuras que están conformadas a base de marcos dúctiles con o sin muros dúctiles, además de cumplir con algunos requisitos que buscan que la capacidad resistente de cada entrepiso sea considerablemente uniforme en toda la altura del edificio.

El factor de comportamiento sísmico adopta un valor de $Q=3$ para estructuras conformadas a base de marcos dúctiles con o sin muros dúctiles que no cumplen con la uniformidad de resistencia en los entrepisos. En edificaciones cuya estructuración principal es a base de muros de concreto y dichos muros cumplen con los requisitos especiales de elementos de borde, es decir que los extremos de los muros estén confinados adecuadamente según las NTC-Concreto, el factor de comportamiento sísmico correspondiente también será de $Q=3$.

El factor de comportamiento sísmico adopta un valor de $Q=2$ cuando la estructura no cumple con los requisitos de marcos dúctiles o en el caso de muros de concreto que no cumplen los requisitos especiales de elementos de borde. Es decir, para marcos y muros convencionales.

La mayor parte de los requisitos para marcos dúctiles de concreto se refieren a un detallado especial del acero de refuerzo de los elementos estructurales. El acero de refuerzo adicional, en su mayor parte se trata de refuerzo transversal, con lo que se busca que el núcleo de los elementos estructurales este adecuadamente confinado y se eviten fallas indeseables por cortante; es decir, se debe diseñar para no tener una falla frágil y evitar el pandeo local del acero longitudinal durante la formación de articulaciones plásticas.

2.7.4 Clasificación de una estructura de acuerdo con su regularidad

Según las NTC-Sismo, una estructura puede considerarse como regular, irregular o fuertemente irregular de acuerdo con las condiciones de regularidad que esta cumpla.

2.7.4.1 Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular, según las NTC-Sismo, debe de cumplir con las siguientes condiciones:

- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que respecta a masas, rigideces y elementos resistentes.

- $\text{Altura} / \text{Dimensión menor de su base} \leq 2.5$

- $\text{Largo de su base} / \text{Ancho de su base} \leq 2.5$

➤

Dimensión en planta de $\leq 20\%$ de la dimensión de la planta medida entrantes o salientes paralelamente a la entrante o saliente considerada

- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

- Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro.

Dimensión de aberturas $\leq 20\%$ de la dimensión en planta medida en sistema de piso. paralelamente a la abertura considerada.

Área total de las aberturas en planta $\leq 20\%$ Área de la planta

➤

$70\% \text{ Peso del nivel inferior} \leq \text{Peso del nivel considerado} \leq 110\% \text{ Peso del nivel inferior}$

El nivel de azotea queda exento de cumplir con el 70% del peso del nivel inferior.

➤

$$70\% \text{ Área en planta del nivel inferior} \leq \text{Área en planta del nivel considerado} \leq 110\% \text{ Área en planta del nivel inferior}$$

El nivel de azotea queda exento de cumplir con el 70% del área del nivel inferior. Además, el área de todos los entresijos no excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entresijo difieren en más de 50 por ciento de la del entresijo inmediatamente inferior. El último entresijo queda excluido de este requisito.
- En ningún entresijo la excentricidad torsional calculada e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entresijo medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

2.7.4.2 Estructura irregular

Una estructura es considerada irregular cuando no satisface uno o más de los once requisitos de regularidad definidos en el subcapítulo anterior.

2.7.4.3 Estructura fuertemente irregular

Se considera que una estructura es fuertemente irregular cuando:

- La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entresijo de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entresijo, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- La rigidez o la resistencia al corte de algún entresijo exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

2.7.5 Reducción de fuerzas laterales

Para el diseño sísmico de edificios se acepta reducir las fuerzas sísmicas a las que serán sometidas las estructuras, ya que tienen la capacidad de disipar energía, dependiendo del sistema estructural del cual se conformen. También, es válido reducir las fuerzas sísmicas porque, por lo general, las estructuras cuenta con una fuente de sobrerresistencia que no se considera en el diseño.

En el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, se define el factor de reducción de fuerzas sísmicas, Q' , como se muestra a continuación,

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

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

donde:

T es el periodo de vibración de la estructura

T_a es uno de los periodos característicos del espectro; se define en la tabla 2.9

El factor Q' reduce las fuerzas sísmicas del análisis sísmico estático y del análisis dinámico modal espectral, según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo.

El Apéndice A define un factor de reducción de fuerzas sísmicas Q' , y otro factor de reducción por efectos de sobrerresistencia R . Ambos factores se definen a continuación:

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

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

donde:

Q es el factor de comportamiento sísmico definido en el subcapítulo 2.7.3 de este trabajo.

T es el periodo de vibración del edificio.

β y k son parámetros que dependen del periodo del suelo T_s , y se definen en el subcapítulo 2.7.8.3.

T_{as} y T_{bs} son periodos que dependen del periodo del suelo T_s , y se definen en el subcapítulo 2.7.8.3.

2.7.5.1 Corrección por irregularidad

Las NTC-Sismo consideran una corrección por irregularidad, que consiste en multiplicar el factor Q' por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de regularidad de las estructuras definidos en el subcapítulo 2.7.4, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

2.7.6 Combinación de acciones

Las NTC-Sismo del RCDF-04 especifican que para el análisis de las estructuras se considere la acción del sismo al 100% en una dirección y 30% en una dirección perpendicular, tomando en cuenta la condición más desfavorable de los signos.

Las combinaciones de cargas para el diseño de edificaciones establecidas en las NTC-Sismo, son las siguientes:

Combinación 1:	1.4 (CM+CVmax)
Combinación 2:	1.1 (CM+CVi+Sx+0.3Sy)
Combinación 3:	1.1 (CM+CVi+Sx-0.3Sy)
Combinación 4:	1.1 (CM+CVi-Sx+0.3Sy)
Combinación 5:	1.1 (CM+CVi-Sx-0.3Sy)
Combinación 6:	1.1 (CM+CVi+Sy+0.3Sx)
Combinación 7:	1.1 (CM+CVi+Sy-0.3Sx)
Combinación 8:	1.1 (CM+CVi-Sy+0.3Sx)
Combinación 9:	1.1 (CM+CVi-Sy-0.3Sx)

donde:

CM es la carga muerta

CM es el peso propio + carga por sistema de piso

$CV_{m\acute{a}x}$ es la carga viva máxima

Cvi es la carga viva instantánea

Sx, Sy son las acciones del sismo en las direcciones x, y, respectivamente

2.7.7 Revisión de desplazamientos laterales

El Cuerpo Principal de las NTC-Sismo especifica que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, no excederán de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes a cada entrepiso, a menos que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables o que estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daño por sus deformaciones, en tal caso, el límite será de 0.012. Los desplazamientos laterales que se revisan resultan del análisis estructural con el espectro de diseño reducido por el factor Q' , multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q .

El Apéndice A de las mismas NTC-Sismo definen dos condiciones de diseño para la revisión de los desplazamientos relativos de entrepiso: la primera revisa el estado límite de servicio y la segunda al estado límite de colapso.

El valor de la distorsión angular permisible de entrepiso del estado límite de servicio es igual a 0.002 para estructuras en las que hay elementos no-estructurales incapaces de soportar desplazamientos laterales apreciables y 0.004 cuando no hay dichos elementos no-estructurales o están separados de la estructura principal. Las respuestas a revisar son multiplicadas por $Q'R/7$, después de haber hecho el análisis sísmico con fuerzas laterales reducidas.

El límite de seguridad contra el colapso depende del sistema estructural adoptado (ver tabla 2.7). Para marcos dúctiles de concreto reforzado, el límite de las distorsiones angulares máximas de entrepiso es igual a 0.03; para estructuras con muros de concreto que cumplen con los requisitos especiales de elementos de borde, dicho límite es de 0.015. Los desplazamientos laterales calculados con las fuerzas laterales reducidas son multiplicados por QR .

2.7.8 Métodos de análisis sísmicos

Las NTC-Sismo consideran cuatro tipos de métodos de análisis sísmico, a saber: simplificado, estático equivalente, dinámico modal espectral y dinámico paso a paso. La aplicación de los dos primeros métodos está limitada por las características de la estructura, debido que son métodos estáticos; los dos métodos dinámicos pueden aplicarse a cualquier tipo de estructura, sin restricción.

2.7.8.1 *Análisis simplificado de diseño*

Este método es aplicable a estructuras de poca altura en las que la rigidez y resistencia ante cargas laterales son proporcionadas, principalmente, por muros de carga de mampostería. La revisión de los efectos de torsión y los de segundo orden no son necesarios; esto es, se hace caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo.

Las NTC-Sismo limitan su aplicación a edificios que cumplan con los siguientes requisitos:

- La altura del edificio será menor que 13 m.
- En cada planta, al menos 75% de las cargas verticales deben ser soportadas por muros ligados entre sí por sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte.
- La distribución de muros en planta es sensiblemente simétrica a dos ejes ortogonales.
- La excentricidad teórica torsional (e_s), debe ser menor o igual que 10% de la dimensión en planta medida paralelamente a la excentricidad.
- Los muros deben satisfacer las condiciones de las Normas correspondientes; pueden ser muros de concreto, de mampostería de piezas macizas y de mampostería de piezas huecas.
- La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio debe ser menor de 2.0 a menos que se divida la planta y cumpla la condición.
- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5.

Los coeficientes sísmicos establecidos para este análisis se muestran en la tabla 2.8.

2.7.8.2 *Análisis estático equivalente*

El método de análisis sísmico estático puede utilizarse en estructuras que cumplan con las siguientes características, dependientes de la zona sísmica en las que se desplanten, a saber,

En zona I (lomas):

Estructuras regulares. $H \leq 40$ m

Estructuras irregulares. $H \leq 30$ m

En zonas II (transición) y III (compresible):

Estructuras regulares. $H \leq 30$ m

Estructuras irregulares. $H \leq 20$ m

donde H es la altura del edificio.

En este análisis se considera una distribución de fuerzas laterales horizontales aplicadas en cada nivel, donde se supone que la masa correspondiente está concentrada. La fuerza lateral F_i , para el i-ésimo nivel, es

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

donde:

W_i peso de la i-ésima masa

h_i altura de la i-ésima masa sobre el desplante

- **Efectos de torsión**

La excentricidad torsional teórica, por efectos de rigideces y de masas, calculada en cada piso e_s , es la distancia entre el centro de torsión y el centro de masa del nivel correspondiente, comúnmente utilizado como el punto de aplicación de la fuerza sísmica en dicho nivel. Para efectos de diseño, el momento torsionante se toma igual a la fuerza sísmica de piso multiplicada por la excentricidad de diseño que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b$$

$$e_s - 0.1b$$

donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

2.7.8.3 Análisis dinámico modal espectral

El Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RCDF-04 establecen las ecuaciones que definen los espectros de diseño sísmico, a saber:

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

donde,

$$q = (T_b/T)^2$$

c es el coeficiente sísmico

a_o es la ordenada del espectro de diseño que corresponde a la aceleración máxima del terreno, definida para el periodo de vibración nulo.

T_a y T_b son los periodos característicos del espectro.

Los valores de los parametros anteriores se muestran en la tabla 2.9.

La fig 2.7 muestra los espectros elásticos de diseño para las diferentes zonas sísmicas definidas en Distrito Federal. El Apéndice A de las mismas NTC-Sismo define los espectros de diseño sísmico tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, dependientes del periodo de vibración del movimiento del suelo (T_s); dichos espectros de diseño quedan definidos por las siguientes ecuaciones:

Coeficiente de aceleración del terreno, a_o

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

Ordenada espectral, a

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad p = k + (1-k) \frac{T_b^2}{T}$$

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

Coefficiente sísmico, c

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

Factor de reducción por amortiguamiento viscoso, β

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda - 1 \right] \frac{T_b}{\tilde{T}_e}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad \lambda = \begin{cases} 0.5 & \text{para zona II} \\ 0.6 & \text{para zona III} \end{cases}$$

Periodos característicos del espectro, T_a y T_b

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25s \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9s \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9s \end{cases} \quad T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125s \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5s \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5s \end{cases}$$

Cabe recordar que para el diseño de los modelos de marcos de concreto de este trabajo se consideró un periodo dominante del movimiento del suelo igual a $T_s = 2$ s, un factor de reducción por amortiguamiento viscoso igual a uno ($\beta = 1$); sólo se consideró la flexibilidad de la base introduciendo el piso ficticio.

La fig 2.10 presenta los espectros elásticos de diseño para diferentes periodos dominantes del suelo (T_s).

- **Efectos de torsión**

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

- **Revisión por cortante basal mínimo**

El cortante basal mínimo considerado para el análisis dinámico modal espectral queda definido por,

$$V_{min} = 0.8a \frac{W_o}{Q'}$$

Si el cortante basal resultante del análisis sísmico es menor que el mínimo, se incrementaran todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que el cortante basal iguale al cortante basal mínimo; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de vibración de la estructura.

2.7.8.4 Análisis paso a paso

Las NTC-Sismo permiten utilizar el método dinámico de análisis paso a paso para calcular la respuesta sísmica de las edificaciones, siempre que se utilicen acelerogramas de sismos reales o de movimientos simulados, con intensidades compatibles con los criterios de las NTC-Sismo. Para ello se deben utilizar al menos cuatro registros de movimientos representativos independientes entre sí. Además, debe de tenerse en cuenta el comportamiento no-lineal de la estructura.

2.8 Sistemas inelásticos (curvas carga – deformación con y sin degradación de rigidez)

Existen diversos modelos para representar el comportamiento de estructuras y materiales ante cargas cíclicas reversibles. Estos modelos están representados por curvas carga-deformación que idealizan el comportamiento inelástico del sistema; en dichos modelos se puede considerar una etapa de comportamiento elástico lineal, una etapa de deformación inelástica y también pueden considerarse los efectos de la degradación de rigidez y deterioro de resistencia. A continuación se presentan algunos modelos inelásticos que representan el comportamiento de sistemas inelásticos (ref 12 y 13).

a) Modelo elasto-plástico bilineal

Este modelo tiene una rama ascendente (OA) (ver fig 2.11.a) que representa el comportamiento elástico-lineal e inicia desde una carga y deformación igual a cero, extendiéndose hasta el esfuerzo de fluencia (punto A). A partir de este punto, la rigidez cambia por tratarse del intervalo inelástico o plástico (AB); en este modelo se considera una fuente adicional de resistencia, comúnmente debida a la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo. La siguiente rama (BC) es un ciclo de descarga seguido por la fluencia (DC).

b) Modelo elasto-plástico perfecto

El modelo elasto-plástico perfecto (ver fig 2.11.b) es muy parecido al modelo elasto-plástico bilineal, a diferencia que en este modelo no se presenta el efecto del incremento en la resistencia en el intervalo plástico; en este modelo la pendiente de la rama que representa el intervalo inelástico es cero, es decir que la resistencia permanece constante e igual a la de fluencia.

c) Modelo trilineal

Este modelo idealiza un sistema con agrietamiento representado en la rama (AB), seguido de la fluencia del sistema. En este modelo no se presenta degradación de rigidez ni resistencia (ver fig 2.11.c).

d) Modelo con degradación de rigidez

En este modelo se puede apreciar que existe degradación de rigidez (ver fig 2.11.d). En el primer ciclo de carga, el sistema presenta una rigidez inicial mayor que la de los ciclos que se presenta después de incursionar en el intervalo inelástico. Esta degradación se puede observar claramente al comparar las pendientes de las ramas OA y FB de la fig 2.11.d. Este modelo muestra solamente los efectos de la degradación de rigidez; no presenta los efectos del deterioro de la resistencia.

e) Modelo trilineal con degradación de rigidez y deterioro de resistencia

En este modelo se presenta degradación de rigidez y deterioro de resistencia (ver fig 2.11.e). La degradación de rigidez puede observarse al comparar la pendiente de las curvas para diferentes ciclos de carga. El deterioro de resistencia se identifica en los ciclos que se presentan después de incursionar en el intervalo inelástico, donde se puede apreciar que su resistencia máxima está por debajo de la resistencia del primer ciclo. Este es un comportamiento común en sistemas que presentan una falla frágil (falla por cortante).

f) Modelo trilineal de degradación de rigidez por Takeda

En el modelo de Takeda se presenta el efecto de degradación de rigidez originada por las inversiones de la carga en el intervalo inelástico (ver fig 2.11.f).

2.9 Efectos $P-\Delta$

Los efectos $P - \Delta$ se refieren al fenómeno que se presenta debido a la deformación de la estructura o elementos estructurales y su interacción con las cargas verticales. Los efectos $P - \Delta$ son importantes en estructuras esbeltas ya que en ellas se pueden presentar desplazamientos laterales importantes. La fig 2.12.a muestra la aparición del momento flexionante adicional en la base de la estructura, debido a la deformación lateral de la columna, ocasionada por una carga lateral y el peso propio de la estructura (P). La fig 2.12.b presenta una columna bajo carga axial a compresión (P), que deforma a la columna presentando un momento adicional igual a la deformación por la magnitud de la carga axial. Al no considerar dichos efectos, cuando sean importantes, se puede estar diseñando a las columnas, principalmente, del lado de la inseguridad.

2.10 Demandas de ductilidad en elementos de concreto reforzado sometidos a flexión

2.10.1 Curvatura en elementos de concreto reforzado

Cuando un elemento de concreto reforzado es sometido a momento flexionante, este tiende a deformarse sufriendo una deflexión; con base en su configuración deformada se puede aislar una pequeña parte del elemento de longitud dx , en el que se puede representar el radio de curvatura R y la distribución de deformaciones unitarias (ver fig 2.13) (ref 12).

La relación entre las rotaciones de los extremos del elemento resulta ser la siguiente:

$$\frac{dx}{R} = \frac{dx\varepsilon_s}{d - c}$$

Si dx se considera como una longitud infinitesimal unitaria ($dx=1$), se puede definir la curvatura (ϕ) del elemento, es decir, la rotación por longitud unitaria del miembro:

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_s}{d - c}$$

2.10.1.1 Curvatura de fluencia

La curvatura de fluencia (ϕ_y) se presenta cuando el acero de refuerzo de una sección transversal de concreto, sometida a momento flexionante, llega a su esfuerzo de fluencia. Esto sucede cuando la deformación unitaria del acero de refuerzo es igual a:

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\phi_y = \frac{f_y}{(d - c)E_s}$$

La fig 2.14.a muestra como se presenta la distribución de deformaciones unitarias.

2.10.1.2 Curvatura última

La curvatura última que puede desarrollar el elemento se presenta cuando el concreto a compresión presenta la deformación unitaria última, ε_{cu} , pudiendo adoptar valores de 0.003 ó 0.004 (ver fig 2.14.b).

2.10.1 Ductilidad de curvatura

La ductilidad de curvatura de una sección transversal de concreto reforzado se define como la relación entre la curvatura última (ϕ_u) y la curvatura de fluencia (ϕ_y) (ver fig 2.14.c),

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

2.10.2 Longitud de articulación plástica

Por lo general, las articulaciones plásticas se idealizan como efectos puntuales en los elementos estructurales; sin embargo, cuando se forma una articulación plástica puede apreciarse que el aplastamiento y desconchamiento del concreto sucede a lo largo de una cierta longitud del elemento estructural. Existen en la literatura distintas expresiones empíricas para calcular la longitud efectiva de las articulaciones plásticas, como lo son las que se describen a continuación (ref 12):

- Para miembros con concreto no confinado (Baker),

$$L_p = \alpha_1 \left(\frac{Z}{d} \right)^{1/4} d$$

- Para miembros confinados por acero transversal (Baker),

$$L_p = \alpha_2 \left(\frac{Z}{d} \right) c$$

donde:

α_1 depende del tipo de acero utilizado, de la carga axial de compresión y de la resistencia a compresión del concreto.

α_2 depende del tipo de acero utilizado y de la resistencia a compresión del concreto

- z es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión
- d es el peralte efectivo
- c es la profundidad del eje neutro en el momento último

Baker indica que para intervalos de relaciones claro/d y z/d normalmente encontrados en la práctica, L_p toma valores entre 0.4d y 2.4d.

- En vigas simplemente apoyadas (Corley),

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

- En vigas simplemente apoyadas (Corley y Mattok),

$$L_p = 0.5d + 0.05z$$

- Sawyer,

$$L_p = 0.25d + 0.075z$$

Para este trabajo, con base en los daños observados en varios edificios durante el sismo de septiembre de 1985, se consideró una longitud equivalente de articulación plástica igual a un peralte efectivo del elemento.

2.10.3 Demandas de ductilidad local

La demanda de ductilidad local nos indica la capacidad que requiere el elemento para disipar energía mediante rotación durante una acción sísmica.

La demanda de ductilidad local se calcula como sigue:

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

donde,

$$\phi_p = \theta_p / L_p \text{ y } \phi_y = M_y / EI$$

μ_L : Factor de ductilidad local

ϕ_p : Curvatura plástica

θ_p : Rotación plástica

L_p : Longitud equivalente de la articulación plástica, igual a un peralte efectivo

ϕ_y : Curvatura de fluencia

M_y : Momento de fluencia

2.10.4 Demanda de ductilidad global

El factor de ductilidad global se puede definir como la relación entre el desplazamiento en el nivel de azotea de la estructura al presentarse el colapso y el desplazamiento en el nivel de azotea al presentarse la primer fluencia, como se ilustra en la fig 2.15:

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

donde,

Δ_y Desplazamiento a nivel de azotea al presentarse la primer fluencia

Δ_u Desplazamiento a nivel de azotea al presentarse el mecanismo de falla

2.11 Fuentes de sobre-resistencia en estructuras de concreto reforzado

A través de diferentes experiencias que se han tenido cuando suceden sismos severos, se ha observado que las estructuras cuentan con algunas fuentes de sobre-resistencias que no son consideradas, por lo general, durante el diseño. Algunas fuentes de sobre-resistencia son las siguientes:

- Valores reales promedio de resistencia de los materiales, mayores que los nominales.

Algunos estudios experimentales y estadísticos han evidenciado que la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo y la resistencia a compresión del concreto pueden exceder entre el 20 y 25 por ciento de sus valores nominales.

- Efecto del endurecimiento por deformación de acero de refuerzo, ante deformaciones considerables

En la práctica, por lo general se diseñan los elementos estructurales considerando el esfuerzo de fluencia (f_y) del acero de refuerzo, sin embargo, como se puede ver en la fig 2.17, el

efecto de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo aporta resistencia adicional, siendo la resistencia última (f_u).

- Deformaciones unitarias ultimas mayores que 0.003 en el concreto a compresión

El valor de 0.003 se ha considerado como un valor promedio aceptable y confiable para calcular la resistencia de los elementos de concreto reforzado; sin embargo, este valor puede llegar a ser mayor, pudiendo llegar hasta 0.004.

- Efectos de confinamiento del núcleo de concreto por medio del acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal, además de aportar resistencia a fuerza cortante, también incrementa la resistencia a compresión y capacidad de deformación de los elementos estructurales que confina.

- Contribución de la losa a la resistencia a flexión de vigas

El diseño convencional de vigas de concreto reforzado no considera los patines de la losa a la que está ligada. Sin embargo, los patines de la losa, incluyendo su acero de refuerzo, incrementan la resistencia a flexión de la viga; a momento negativo, el acero de refuerzo a tensión de la losa aporta resistencia a la viga y a momento positivo el patín a compresión de la losa ayuda a la resistencia de la viga.

2.12 Diagramas de esfuerzo-deformación del concreto

Para el desarrollo de este trabajo, se consideró el diagrama esfuerzo–deformación (f_c - ε_c) definido por el modelo de Kent y Park modificado (ref 12) (ver fig 2.16). Su gráfica consiste en tres zonas que están delimitadas por el nivel de deformación que presenta el concreto y se describen a continuación:

Zona A-B: Se define para el nivel de deformación del concreto, donde $\varepsilon_c \leq 0.002K$. La zona A-B del diagrama f_c - ε_c representa la parte ascendente con forma de parábola de segundo grado. El máximo esfuerzo que puede tomar el concreto es para la deformación de 0.002K con

un valor de Kf'_c como se muestra en la fig 2.16. La curva está definida matemáticamente por la siguiente expresión:

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$$

donde f'_c es la resistencia a compresión del concreto a los 28 días.

El parámetro K representa la contribución del confinamiento del núcleo del concreto, definido por:

$$K = \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c}$$

donde,

ρ_s es la relación volumétrica del acero de refuerzo transversal y el volumen del concreto medido fuera del perímetro de los estribos

f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

Zona B-C: Esta zona corresponde al nivel de deformación del concreto de $0.002K \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$. La forma del diagrama es una línea recta con pendiente negativa, que indica una degradación del nivel de esfuerzo al incrementarse la deformación. Matemáticamente está representada por la siguiente expresión:

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf'_c$$

El factor Z_m define la pendiente de la recta descendente,

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.029f'_c}{14.23f'_c} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{h''}{S_h}} - 0.002K}$$

donde:

h'' es el ancho del elemento estructural medido fuera del refuerzo transversal

S_h es el espaciamiento centro a centro de estribos

Zona CD: Esta definida para la deformación $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$. El esfuerzo definido en esta zona es constante y corresponde al 20% del máximo esfuerzo desarrollado en el concreto. Esta

hipótesis indica que aunque el concreto haya alcanzado deformaciones importantes, este seguirá resistiendo un esfuerzo. La expresión matemática que define esta zona es la siguiente:

$$f_c = 0.2Kf'_c$$

2.13 Diagramas esfuerzo- deformación del acero de refuerzo

Existen diversos modelos para representar el comportamiento del acero de refuerzo ante cargas de tensión y compresión. El más simple de ellos es un modelo bilineal elasto-plástico perfecto, que se representa por una recta ascendente hasta el punto de fluencia y una recta horizontal del punto de fluencia hasta el punto de ruptura. Sin embargo esta simplificación subestima la contribución del endurecimiento por deformación que se presenta en el acero después de la fluencia. Este efecto de endurecimiento por deformación puede tomarse en cuenta con un modelo trilineal e incluso un modelo más exacto con dos rectas y una parábola que representa dicho endurecimiento (ref 12). Para el desarrollo de este trabajo se consideró un modelo trilineal que incluye el efecto de endurecimiento por deformación definido por las tres zonas siguientes (ver fig 2.17):

Zona AB: Es la parte elástica lineal de la curva esfuerzo-deformación, definida por la siguiente expresión:

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

Zona BC: Representa la deformación inelástica que se presenta en el acero después de alcanzar el esfuerzo de fluencia y está definido por la siguiente expresión:

$$f_s = f_y$$

Zona CD: Es la zona de endurecimiento por deformación, donde la resistencia del acero aumenta nuevamente. Esta zona está definida como:

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right]$$

donde,

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

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

f_s es el esfuerzo en el acero

f_{su} es el esfuerzo de fluencia del acero

ε_s es la deformación unitaria del acero

ε_y es la deformación unitaria de fluencia del acero

ε_{sh} es la deformación que marca el inicio de la zona de endurecimiento por deformación en el acero

ε_{su} es la deformación máxima a considerar en el acero

2.14 Comportamiento de muros estructurales

Por lo general los muros de concreto reforzado son llamados muros de cortante ya que es común que tengan un comportamiento dominado por el cortante, además de tener una gran capacidad para resistirlo; tienen relaciones altura a ancho menores de 2. Pero, los muros de concreto reforzado también pueden tener un comportamiento regido por la flexión, teniendo estos mayor capacidad para disipar energía inducida por los sismos. Esto se logra con un detallado adecuado del acero de refuerzo, principalmente en los extremos de borde. Las relaciones de esbeltez del muro, determinan en gran medida el comportamiento por el que queda regido (flexión o cortante) como se explica más adelante en este subcapítulo.

Los muros estructurales deben ser diseñados para resistir en su altura a las fuerzas cortantes y a los momentos flexionantes, que producen compresiones en un extremo y tensiones en el otro, además de soportar las cargas verticales gravitacionales (ver figs 2.18 y 2.21 a). La cimentación debe diseñarse de forma tal que sea capaz de soportar las grandes fuerzas inducidas en la base del muro. Además, el refuerzo en la base del muro debe detallarse cuidadosamente para que las fuerzas puedan transferirse entre el muro y la cimentación; en particular se debe enfatizar la unión y el anclaje de varillas (ref 14).

Las aberturas de los muros deben colocarse de forma que no disminuyan las resistencias a la flexión y al cortante. Si las aberturas en los muros se colocan alternadamente, se puede provocar un plano de falla, que podría ser controlado colocando acero de refuerzo diagonal; sin embargo, es muy recomendable que las aberturas se coloquen de forma regular, lo que lleva al sistema de muros con vigas de acoplamiento, los cuales, con el detallado de

acero de refuerzo adecuado, genera un sistema capaz de disipar energía sísmica, es decir, que es un sistema dúctil (ver fig 2.20).

Cabe señalar que si se espera que el comportamiento de un muro sea elástico, un muro dominado por flexión o por cortante funcionara adecuadamente; pero, si se espera que el muro incursione en el intervalo de comportamiento inelástico, es necesario utilizar muros dominados por flexión, con detalles especiales del acero de refuerzo.

2.14.1 Muros estructurales esbeltos

Los muros estructurales esbeltos tienen una relación de aspecto altura del muro / longitud mayor que 2.0 ($h_w/l_w > 2.0$) (ver fig 2.19); el comportamiento de estos muros se rige por la flexión. Para que este tipo de muros tenga un comportamiento dúctil, es necesario que la fluencia del acero de refuerzo de flexión en zonas de articulación plástica controle la resistencia, es decir, que se debe evitar la falla a cortante. Esto se logra, en gran medida, al concentrar el acero de refuerzo vertical a flexión en una longitud en los extremos de los muros, confinándolos adecuadamente como columnas ahogadas con el adecuado acero de refuerzo transversal, como estribos. Con estos detallados se pueden desarrollar articulaciones plásticas al plastificarse el acero de refuerzo por flexión (ref 14).

2.14.1.1 Resistencia a flexión y cortante

Como ya se mencionó anteriormente, la resistencia a flexión de los muros estructurales esbeltos, es proporcionada por el acero vertical concentrado en una longitud en los extremos del muro. La resistencia a la fuerza cortante es proporcionada por el concreto y por el acero de refuerzo horizontal. El deslizamiento por cortante en muros estructurales esbeltos es controlado por la distribución uniforme del acero de refuerzo vertical, mediante la acción de dovola (transversal al eje de la varilla) y por la acción de cortante-fricción favorecida por la carga vertical que resiste el muro.

2.14.1.2 Tipos de fallas

- **Flexión.** La falla a flexión (ver fig 2.21 b) en los muros estructurales se presenta con un agrietamiento importante en los extremos y con mayor severidad en la base, disminuyendo hacia los niveles superiores; la falla a la que lleva este mecanismo es la plastificación del acero de refuerzo, en la base del muro, lo que proporciona una

importante disipación de energía inducida por el sismo. Es de gran importancia que el muro tenga la suficiente resistencia a fuerza cortante para evitar el deslizamiento en la articulación plástica (ver fig 2.21 e) y también el espesor adecuado para evitar la falla por pandeo lateral en el alma del muro (ref 15).

- **Fracturación o deslizamiento del acero de refuerzo a flexión.** Cuando el acero de refuerzo a flexión en los muros estructurales no es suficiente, puede fracturarse el acero de refuerzo vertical que trabaja a flexión, siendo más evidente la ruptura en los extremos, ya que en estas zonas es donde se generan los mayores esfuerzos de tensión por el efecto de cabeceo que produce el momento flexionante al que es sometido; dicho mecanismo provoca un agrietamiento severo en los extremos de la base del muro. Igualmente, puede presentarse el deslizamiento del acero de refuerzo, incluso sin fluir debido a un anclaje inadecuado; dicho deslizamiento se provoca por el mismo fenómeno que provoca la fractura del acero de refuerzo. Cuando se presentan estos tipos de falla, el muro estructural presenta un comportamiento frágil (ver fig 2.21 f).
- **Tensión diagonal.** Esta falla se produce por el tensor que se forma debido a la fuerza cortante, como puede observarse en las figs 2.21 c y g; se presenta una falla por el agrietamiento importante, sobre todo se concentra en los niveles inferiores. También se caracteriza por ser un agrietamiento con una inclinación de aproximadamente 45° .
- **Compresión diagonal causada por cortante.** La falla por compresión diagonal se desarrolla cuando la componente a tensión diagonal, producida por la fuerza cortante, es controlada por el acero de refuerzo horizontal y la componente vertical a compresión que se genera por equilibrio se incrementa y al ser controlada por el acero de refuerzo vertical, el concreto llega a su falla aplastándose (ver figs 2.21 c y h).
- **Deslizamiento por cortante a lo largo de juntas de construcción.** Cuando no se tiene el acero de refuerzo vertical suficiente en las juntas de construcción, y el peso de la estructura y rugosidad de las juntas no son adecuados para generar la fricción necesaria que equilibre las fuerzas horizontales inducidas por el sismo, se presenta un deslizamiento en la junta (ver fig 7d).

- **Falla por pandeo lateral.** Un adecuado confinamiento del concreto incrementa su resistencia a la compresión y su capacidad dúctil. Pero, si el concreto no se encuentra adecuadamente confinado, se puede desarrollar una falla que se caracteriza por el aplastamiento y desconchamiento del concreto en una gran porción de los extremos del muro.

Para evitar fallas por inestabilidad de la zona a compresión del muro, es recomendable que el espesor del muro sea igual o mayor que un décimo de la altura de planta baja del edificio. El pandeo del refuerzo principal a compresión se puede retrasar si este se confina adecuadamente y, también, puede evitarse esta falla al colocar patines en los extremos de los muros.

2.14.2 Muros estructurales robustos

Los muros estructurales robustos tienen una relación de aspecto altura del muro / longitud menor que 2.0 ($h_w/l_w < 2.0$) (ver fig 2.19); este tipo de muros poseen una elevada resistencia a la flexión, aun para refuerzo vertical mínimo, lo que implica que antes de llegar al límite de su resistencia por flexión, se presente una falla por cortante. Esto es, en este tipo de muros domina el modo de falla frágil por corte (ref 14).

Por lo general, los muros robustos funcionan bien en su intervalo de comportamiento elástico; sin embargo, con el detallado adecuado del acero de refuerzo, puede llegar a tener un comportamiento inelástico, aunque este resulta ser limitado.

2.14.2.1 Resistencia a flexión y cortante

Para la resistencia a flexión es suficiente, por lo general, colocar el acero de refuerzo vertical mínimo; sin embargo, debe ponerse especial atención en proveer la resistencia a cortante del muro. Al igual que en muros esbeltos, el acero de refuerzo vertical ayuda a resistir el deslizamiento por cortante mediante los mecanismos de cortante-fricción y acción dovela de las varillas.

2.14.2.2 Tipos de fallas

Los siguientes tipos de fallas, aunque se refieren a muros robustos, presentan un mecanismo similar al explicado para muros esbeltos.

- **Tensión diagonal.** Se presenta cuando el acero de refuerzo horizontal es insuficiente para controlar la grieta (ver figs 2.23 a y 2.23b).
- **Compresión diagonal.** Si el esfuerzo cortante es elevado y el refuerzo es adecuado, el concreto puede aplastarse bajo la compresión diagonal (ver figs 2.23c y 2.23d). Esta es una falla indeseable, ya que degrada rápidamente la resistencia del muro, y es por ello que los reglamentos de diseño de estructuras de concreto limitan la fuerza cortante actuante.

2.14.3 Detallado

2.14.3.1 Juntas de construcción

Los muros estructurales normalmente se construyen colándolos por tramos, mismos que quedan separados por juntas de construcción. Estas juntas tienen una resistencia dudosa. Para evitar el deslizamiento a lo largo de juntas horizontales es necesario colocar refuerzo vertical con baja separación para resistir el cortante mediante el mecanismo de fricción-cortante (ref 16).

2.14.3.2 Anclaje

El refuerzo vertical en muros debe anclarse en la base del muro; esta práctica es de suma importancia en los muros de la base de la estructura, en los cuales la mayor parte del cortante es resistido por el refuerzo vertical, después del agrietamiento del concreto; se deben emplear ganchos en la parte superior para garantizar un anclaje adecuado. Otro aspecto importante son las uniones de varillas, en particular cerca de la base del muro (ref 16).

2.15 Requisitos y factores para el diseño de las estructuras con base en la NTC-Concreto

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) (ref 17) especifican que la resistencia nominal (R_n) de los elementos estructurales, multiplicada por un factor de reducción de resistencia (F_R), debe ser mayor que los elementos mecánicos resultantes del análisis estructural (F_D),

$$F_D \leq F_R * R_n$$

Los factores de resistencia para cada solicitación son los siguientes,

$$F_R = 0.9 \quad \text{para flexión}$$

$$F_R = 0.8 \quad \text{para cortante y torsión}$$

$$F_R = 0.7 \quad \text{para transmisión de flexión y cortante en losas y zapatas}$$

Flexocompresión:

$$F_R = 0.8 \quad \text{cuando el núcleo éste confinado con refuerzo transversal circular o con estribos}$$

$$F_R = 0.8 \quad \text{cuando el elemento falle en tensión}$$

$$F_R = 0.7 \quad \text{si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión}$$

$$F_R = 0.7 \quad \text{para aplastamiento}$$

El capítulo de marcos dúctiles especifica que el diseño de vigas para resistir fuerza cortante, bajo la combinación de cargas muertas, vivas y accidentales, se puede realizar con la fuerza cortante obtenida del análisis estructural, en vez de las obtenidas con el análisis por capacidad que se especifica en el mismo capítulo, siempre que el factor de resistencia para fuerza cortante sea de 0.6; este factor de resistencia es el que se utilizó para el diseño de las vigas de este trabajo, para el caso de marcos dúctiles.

En el mismo capítulo se especifica que para el diseño de columnas a flexocompresión se permite utilizar las fuerzas del análisis estructural, para la combinación de cargas muertas, vivas y accidentales, en vez de revisar el criterio de columna fuerte-viga débil para flexión,

$$\sum M_{columnas} \geq \sum 1.5M_{vigas}$$

siempre que el factor de reducción de resistencia para flexocompresión sea de 0.6. Este factor de reducción de resistencia es el que se utiliza para el diseño de columnas sometidas a flexocompresión.

2.15.1 Requisitos para el dimensionamiento y detallado de las estructuras con base en las NTC-Concreto

Los requisitos a los que se refiere este capítulo se refieren al dimensionamiento y detallado del acero de refuerzo de los elementos estructurales de edificaciones estructuradas a base de marcos dúctiles de concreto. También se incluyen los requisitos de dimensionamiento y detallado del acero de refuerzo para muros de concreto, con bordes especiales en los extremos del muro.

2.15.1.1 Características mecánicas de los materiales

La resistencia a compresión del concreto, f'_c , debe ser mayor o igual a 250 kg/cm^2 . Las barras de refuerzo deben ser corrugadas, con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

2.15.1.2 Requisitos para vigas

Los requisitos que se describen en esta sección son aplican a elementos estructurales que trabajan a flexión y columnas con carga axial pequeña, tal que:

$$P_u \leq A_g f'_c / 10$$

donde:

P_u es la carga axial de diseño

A_g es el área gruesa de la sección transversal

- **Requisitos geométricos**

Los requisitos geométricos que deben de cumplir los elementos estructurales de esta sección, se muestran en la fig 2.24. Estos requisitos geométricos buscan que los elementos estructurales tengan un comportamiento adecuado ante deformaciones importantes provocadas por sismo, así como también evitar efectos provocados por la esbeltez del elemento como el pandeo lateral, lo que implicaría una reducción en la ductilidad y resistencia del elemento.

También se establece que el ancho de las vigas, sea menor o igual que el ancho de la columna al que llega, con la finalidad de inducir un mecanismo de falla de viga débil-columna fuerte ante los efectos del sismo.

- **Refuerzo longitudinal**

Los requisitos de refuerzo longitudinal en vigas se ilustran en la fig 2.25; en toda la longitud de la viga debe colocarse el refuerzo mínimo, la cuantía del acero longitudinal debe ser menor a la máxima establecida en la misma figura. La cuantía mínima de acero a compresión que se especifica contribuye a que el elemento tenga una falla dúctil.

La cuantía máxima a tensión de 0.025 es para evitar el congestionamiento de acero e indirectamente para controlar el nivel de fuerza cortante en vigas.

- **Requisitos para fuerza cortante**

Las NTC-Concreto especifican un límite para la fuerza cortante a la que será sometido el elemento; este límite busca evitar que el elemento estructural resista una fuerza cortante muy elevada, pudiendo llevarlo a una falla frágil no deseada. Dicho límite se especifica con base en las pruebas en laboratorio que se han hecho y que han mostrado un comportamiento adecuado de los elementos para este nivel de fuerza cortante. El límite para fuerza cortante el siguiente,

$$V_U \leq 2.5F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

- **Refuerzo transversal**

En vigas de marcos dúctiles se definen dos zonas para distribuir el acero de refuerzo transversal: la zona de confinamiento y la zona central. La zona de confinamiento se refiere a la zona que está dentro de una longitud igual a dos veces la altura del elemento (2h) medida desde el paño de la columna a la que llega la viga y a ambos lados de zonas en donde sea probable la formación de articulaciones plásticas (ver fig 2.26).

Dentro de la zona de confinamiento el acero de refuerzo transversal debe tener una separación máxima de la menor de las siguientes dimensiones:

- a) $d/4$
- b) 8ϕ de la varilla longitudinal más pequeña
- c) 24ϕ de la varilla del estribo de confinamiento

d) 30 cm

El refuerzo transversal en vigas es acero de refuerzo con diámetro mayor o igual que del #2.5; los estribos y grapas deben de cumplir con los requisitos que se especifican en la fig 2.26. El acero de refuerzo transversal por confinamiento puede tomarse en cuenta para la resistencia a fuerza cortante en la viga.

El refuerzo por confinamiento, además de confinar el núcleo de la viga, es necesario para evitar fallas por cortante y para evitar el pandeo local del acero de refuerzo longitudinal.

2.15.1.3 Requisitos para columnas

Los requisitos de esta sección se refieren a elementos estructurales en los que la fuerza axial cumpla con la siguiente relación:

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

- **Requisitos geométricos**

Los requisitos geométricos para columnas que conforman marcos dúctiles se ilustran en la fig 2.27.a. Estos requisitos se establecen para evitar fallas por pandeo ante desplazamientos inelásticos importantes.

- **Refuerzo Longitudinal**

La cuantía de refuerzo longitudinal debe cumplir con los siguientes límites:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

El límite inferior permite controlar las deformaciones dependientes del tiempo, así como para que el momento de fluencia exceda al momento de agrietamiento. El límite superior es para evitar el congestionamiento del acero.

Se permite formar paquetes de dos barras en las esquinas y los traslapes únicamente podrán ir en la mitad central del elemento.

Con el fin de que se presente el mecanismo de falla viga débil-columna fuerte, se establece una resistencia mínima a flexión como se indica a continuación (ver fig. 2.27.b):

$$\sum M_{RC} \geq 1.5 \sum M_{RV}$$

donde:

M_{RC} es el momento resistente de la columna

M_{RV} es el momento resistente de la viga

- **Refuerzo transversal**

El capítulo de marcos dúctiles especifica una zona de confinamiento, cuya longitud se define en la fig 2.28. Esta zona de confinamiento debe considerarse desde la cara de la viga a la que llega la columna, en ambos extremos. La separación del refuerzo transversal, dentro y fuera de la zona de confinamiento, se especifican en la misma fig 2.28. La separación del refuerzo que corresponde a la zona de confinamiento también es considerada dentro del nudo viga-columna y en las zonas de traslape.

También, debe de cumplirse con un área mínima de refuerzo transversal en cada dirección de la sección de la columna, que se toma igual a la mayor de las siguientes:

$$A_{sh} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c$$

o

$$A_{sh} \geq 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c$$

donde:

A_{sh} es la suma de las áreas transversales de estribos y grapas en la dirección considerada (ver fig 2.29)

b_c es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, perpendicular al refuerzo con área A_{sh}

f_{yh} esfuerzo de fluencia

El refuerzo transversal para columnas que conforman marcos dúctiles, debe de consistir de estribos del # 3 o diámetros mayores y debe de cumplir con los requisitos que se ilustran en la fig 2.28.

En toda la altura debe colocarse acero de refuerzo transversal suficiente para evitar fallas a fuerza cortante, con el espaciamiento necesario para dar una resistencia adecuada a la columna, como se indica enseguida:

$$S_{nec} = \frac{F_R A_v f_y d}{(V_u - V_{CR})}$$

2.15.1.4 Requisitos para uniones viga – columnas

La unión viga-columna se refiere a la parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a ella. Se debe suponer que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de vigas y losas coladas monolíticamente que llegan a la unión. Durante el desarrollo de la demanda de fuerza cortante en el nudo se supondrá que las barras longitudinales en el nudo desarrollan un esfuerzo a tensión de $1.25 f_y$.

- **Refuerzo transversal horizontal**

El refuerzo mínimo transversal horizontal (ver fig 2.30) debe ser el mayor del que resulte de la siguiente expresión, considerando una separación máxima como la que se indica, a saber:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \end{cases} \quad S_{max} \leq \begin{cases} b_{min} / 4 \\ 6\phi \text{ de la barra long.} \\ 10cm \text{ mas gruesa} \end{cases}$$

Si el nudo está confinado por cuatro vigas y el ancho de la viga es al menos 75% del ancho de la columna respectiva, se puede utilizar la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo.

- **Refuerzo transversal vertical**

El refuerzo transversal vertical se suministra en uniones de esquina cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierten a causa del sismo. La fig 2.30 muestra un diagrama del refuerzo transversal vertical en el nudo. La separación máxima será la menor de las siguientes:

$$S_{\max} \leq \begin{cases} b_{\min} / 4 \\ 6\phi \text{ de la barra long.} \\ 10cm^{\text{mas gruesa}} \end{cases}$$

2.15.1.5 Requisitos para muros

Los muros a los que se refiere esta sección, son muros cuya principal función son resistir fuerzas horizontales en su plano, que cumplen con las siguientes limitaciones:

$$P_u < 0.3f'_c A_g \quad , \quad \frac{L}{t} \leq 70$$

$$P_u > 0.3f'_c A_g \quad , \quad \frac{L}{t} \leq 4$$

donde:

P_u es la carga vertical que resiste el muro

L es la longitud del muro

t es el espesor del muro

A_g es el área gruesa calculada como el espesor por la longitud

Los muros que no cumplen con las limitaciones anteriores, se deben de diseñar como si fueran columnas a flexocompresión.

- **Espesor mínimo**

El espesor mínimo de los muros será el mayor de los siguientes:

$$t_{min} \geq \begin{cases} 13cm \\ 0.06 hnr \end{cases}$$

donde hnr es la altura del muro no restringida lateralmente.

En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso menor que 3 m, el espesor puede ser de 10 cm.

- **Requisitos y detallado del acero de refuerzo**

En muros estructurales debe considerarse una cuantía mínima de refuerzo horizontal (p_h) y vertical (p_v) que busca evitar el agrietamiento diagonal del concreto; esta cuantía mínima es de 0.0025 (ver fig 2.30). Por lo general, esta cuantía mínima también es suficiente para evitar agrietamiento por cambios volumétricos.

El refuerzo horizontal en muros estructurales de concreto, tiene como función principal la de resistir la fuerza cortante de tensión diagonal, equilibrando el cortante que actúa sobre el plano de falla supuesto con una inclinación de 45°.

El refuerzo vertical en los muros estructurales de concreto tiene varias funciones que se describen a continuación:

- Proporcionar resistencia a flexocompresión
- Controlar el agrietamiento horizontal
- En muros esbeltos (relación $Hm/L \geq 2$), resiste parte del cortante mediante la acción de dovela (transversal al eje de la varilla) y cortante-fricción
- En muros robustos (relación $Hm/L < 2$), ayuda a que el acero de refuerzo horizontal pueda tomar parte de la fuerza cortante. El refuerzo vertical ayuda a equilibrar la componente vertical del puntal a compresión que se forma en el concreto cuando el muro es sometido a cargas horizontales
- Evitar el deslizamiento a lo largo de juntas horizontales

En muros estructurales debe colocarse acero de refuerzo horizontal y vertical como se especifica en las siguientes ecuaciones,

$$p_h = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y A_{v_h}}$$

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_h - 0.0025)$$

donde:

$p_h = \frac{A_{v_h}}{S_h t}$; $p_v = \frac{A_{v_v}}{S_v t}$ son las cuantías de refuerzo horizontal y vertical, respectivamente

S_h, S_v son la separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño

A_{v_h} es el área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño en una distancia S_h

A_{v_v} es el área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño en una distancia S_v

H_m es la altura del muro

No es necesario que la cuantía de refuerzo p_v por fuerza cortante sea mayor que p_h . Si la relación H_m/L no excede de 2.0, la cuantía p_v no debe ser menor que p_h . La expresión para calcular la cuantía del refuerzo vertical, indica que si H_m/L disminuye, la cantidad de acero vertical aumenta. Lo que es congruente con la función que tiene el acero de refuerzo vertical para equilibrar la componente vertical de la fuerza del puntal a compresión que aparece al aplicarse la fuerza lateral sobre el muro.

El acero de refuerzo se colocará en dos capas si se cumple con alguna de las siguientes ecuaciones, de lo contrario puede colocarse en una sola capa:

$$t \geq 15 \text{ cm}$$

$$\gamma_m \geq 0.6 \sqrt{f_c^*}$$

donde γ_m esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño.

- **Refuerzo por flexocompresión y momento flexionante de diseño**

El momento flexionante de diseño en muros estructurales esbeltos se debe considerar constante en una altura crítica (H_{cr}), medida desde la base del muro. La altura H_{cr} , será la mayor de

$$H_{cr} > \left\{ \begin{array}{l} M_u / 4V_u \\ L \end{array} \right.$$

A partir de la altura H_{cr} , se debe considerar un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro (ver fig 2.31)

El acero de refuerzo vertical a flexocompresión, se debe colocar en los extremos de los muros en un ancho medido desde el borde. La longitud del ancho (l_f) en el que debe ser colocado el acero de refuerzo, depende de la relación de esbeltez como se indica a continuación:

$$\text{Sí } H_m/L \leq 1.2 \text{ , } l_f = \left(0.25 - 0.1 \frac{H_m}{L}\right) L < 0.4H_m$$

$$\text{Sí } H_m/L > 1.2 \text{ , } l_f = 0.15L$$

Cuando sean necesarios los elementos de extremos, el acero de refuerzo para flexión, debe colocarse dentro de dichos elementos independientemente de la relación de esbeltez.

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se puede calcular como si fueran columnas con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones.

- **Elementos de refuerzo en los extremos de muros**

Los elementos de refuerzo en los extremos de muros son necesarios cuando el muro es diseñado para que se desarrolle una articulación plástica bajo flexión y carga axial, es decir, que se esperan desplazamientos laterales inelásticos significativos durante la acción sísmica. Los elementos de refuerzo buscan confinar el concreto en los extremos de los muros para incrementar su resistencia a flexo-compresión y su capacidad de deformación (ductilidad).

Es necesario colocar elementos de refuerzo si se cumple alguna de las siguientes condiciones:

$$\triangleright c \geq \frac{L}{600(Q\Delta/H)} \text{ ; } \frac{Q\Delta}{H_m} > 0.007$$

donde:

c es la profundidad del eje neutro, cuando el muro se desplaza una cantidad $Q\Delta$. La carga axial es la de diseño

$Q\Delta$ corresponde al desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño

- Es necesario colocar elementos de refuerzo en las orillas del muro y en bordes de aberturas, donde el esfuerzo a compresión en la fibra mas esforzada exceda de $0.2f'_c$ bajo cargas de diseño, pudiéndose interrumpir en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión sea menor que $0.15f'_c$.

En edificios con muros perimetrales de cimentación mucho más rígidos que los superiores, los elementos de refuerzo en los extremos de extenderán en la altura del primer entrepiso del sótano.

El elemento extremo debe dimensionarse como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad.

La separación mínima entre estribos que confinan el núcleo de concreto de los elementos de extremo (ver fig 2.32), busca evitar el pandeo local del refuerzo vertical a compresión, durante ciclos reversibles de carga horizontal que induce fuerzas de compresión y tensión en los extremos de muros alternadamente.

El detallado de los muros que se requiere en los elementos de refuerzo en los extremos, se puede observar en la fig 2.32.

Cuando no sean necesarios elementos de refuerzo (ver fig 2.33), se deben de tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Sí se cumple que:

$$\rho_v > \frac{28}{f_y}$$

se deberá colocar refuerzo transversal en los extremos de muros; dicho refuerzo debe cumplir con los requisitos mostrados en la fig 2.33.b.

- Si se cumple la siguiente ecuación,

$$V_u \geq 0.26A_g\sqrt{f_c^*}$$

el refuerzo horizontal que termine en los borde de un muro, sin elementos de borde de refuerzo, deberá rematarse mediante un doblez que rodee el refuerzo longitudinal extremo del muro. Opcionalmente, el refuerzo longitudinal extremo del muro se podrá confinar con estribos en forma de U, que tenga el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal (ver fig 2.34.a).

2.16 Requisitos y factores para el diseño de las estructuras con base en la Norma Chilena NCH-430

El diseño de estructuras de concreto en Chile, se basa en la Norma Chilena NCH-430 “Concreto Armado, Requisitos de Diseño y Cálculo” (ref 18), la cual adopta el reglamento del instituto americano de concreto (ACI-318S) (ref 19), haciendo algunas especificaciones y comentarios para adaptar dicho reglamento.

La Norma Chilena NCH 430 especifica que para el diseño sismo-resistente de estructuras de concreto, todas las regiones de Chile deben considerarse de elevado riesgo sísmico y que las estructuras diseñadas exclusivamente a base de marcos de concreto, deben de diseñarse de acuerdo con el cap 21 “Elementos sometidos a flexión en marcos especiales resistentes a momento” del ACI-318S. En dicho capítulo, se especifican detalles especiales del acero de refuerzo, como es el caso del diseño de marcos dúctiles en la ciudad de México, con lo que también se busca un comportamiento adecuado de la estructura para favorecer la formación de articulaciones plásticas en extremos de vigas, favoreciendo el mecanismo de falla de viga débil-columna fuerte.

El ACI-318S indica que la resistencia nominal de los elementos estructurales, multiplicada por un factor de reducción de resistencia, debe ser mayor que los elementos mecánicos resultantes del análisis estructural,

$$F_D \leq F_R * R_n$$

Los factores de reducción de resistencia para los diferentes modos de falla a los que pueden ser sometidos los elementos estructurales son los siguientes:

$F_R = 0.9$ Tensión

Compresión:

$F_R = 0.75$ Refuerzo en espiral

$F_R = 0.65$ Otros elementos reforzados

$F_R = 0.75$ Cortante y torsión

$F_R = 0.65$ Aplastamiento en el concreto

$F_R = 0.6$ Cortante para marcos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales para resistir los efectos de sismo

En los siguientes subcapítulos se hará referencia al subcapítulo 2.14, donde se definen los requisitos para el dimensionamiento y detallado de estructuras de concreto con las NTC-Concreto; los requisitos descritos en las NTC-Concreto son similares a los requisitos que se especifican en el reglamento del ACI-318S. Asimismo se especifican los requisitos que modifica la Norma Chilena NCH-430 con respecto de lo propuesto en el ACI-318S.

2.16.1 Requisitos para el dimensionamiento y detallado de las estructuras diseñadas con la Norma Chilena NCH-430

2.16.1.1 Características mecánicas de los materiales

La resistencia a compresión del concreto f'_c , debe ser mayor o igual a 210 kg/cm^2 y menor que 350 kg/cm^2 . Las barras de refuerzo deben ser corrugadas, con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

2.16.1.2 Requisitos para vigas

Los requisitos del detallado del acero de refuerzo longitudinal y transversal son similares a los que se describen en el subcapítulo 2.14.1.1; excepto que en el ACI-318S, se permite que el ancho de la viga sea mayor que el ancho de la columna al que llega el elemento (ver fig 2.33),

2.16.1.3 Requisitos para columnas

Los requisitos para el detallado del acero de refuerzo para columnas es el mismo que se especifica en el subcapítulo 2.14.1.2 de este trabajo, excepto que en el requisito para favorecer el mecanismo de falla columna fuerte-viga débil, la suma de los momentos resistentes en columnas debe ser 1.2 veces la suma de la resistencia a flexión de vigas, en lugar de 1.5 veces,

$$\sum M_{RC} \geq 1.2 \sum M_{RV}$$

La cuantía máxima del acero de refuerzo longitudinal es de 0.06 en vez de 0.04,

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

La consideración de la longitud de la zona de confinamiento, en lugar de ser 60 cm son 45 cm. Fuera del área de confinamiento la separación del refuerzo transversal será el siguiente

$$s \leq \begin{cases} \phi_{\text{refuerzo longitudinal menor de columna}} \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

a menos que se requiera una separación menor por resistencia a fuerza cortante.

2.16.1.4 Requisitos para uniones viga – columnas

Los requisitos que se describen en el capítulo 21 del ACI-318S, para uniones viga columna, son similares a los establecidos en las NTC-Concreto descritos en el subcapítulo 2.14.1.3.

2.16.1.5 Requisitos para muros

Los requisitos para muros de concreto que se especifican en el ACI-318S, son similares a los establecidos en las NTC-Concreto descritos en el subcapítulo 2.14.1.4, excepto que la Norma Chilena NCH 430 especifica que todos los muros que resisten solicitaciones sísmicas deben armarse con dos capas de refuerzo.

Tabla 2.1 Valores del coeficiente I, definidos en la Norma Chilena (NCH-433)

Categoría del edificio	I
A	1.2
B	1.2
C	1.0
D	0.6

Tabla 2.2 Valores de la aceleración efectiva máxima A_0 , según la Norma Chilena (NCH-433)

Zona sísmica	A_0
I	0.2
II	0.3
III	0.4

Tabla 2.3 Valores de los parámetros del tipo de suelo, definidos en la Norma Chilena (NCH-433)

Tipo de suelo	S	Tos	T's	n	p
I	0.9	0.15	0.20	1.00	2.0
II	1.0	0.30	0.35	1.33	1.5
III	1.2	0.75	0.85	1.80	1.0
IV	1.3	1.20	1.35	1.80	1.0

Tabla 2.4 Valores máximos del coeficiente sísmico c, de acuerdo con la Norma Chilena (NCH-433)

R	c máx
2	0.90 SA_0/g
3	0.60 SA_0/g
4	0.55 SA_0/g
5.5	0.40 SA_0/g
6	0.35 SA_0/g

Tabla 2.5 Valores máximos de los factores de modificación de respuesta sísmica definidos en la Norma Chilena (NCH-433)

Sistema estructural	Material estructural	R	Ro
Marcos	Acero estructural	7	11
	Concreto	7	11
Muros y sistemas arriostrados	Acero estructural	7	11
	Concreto	7	11
	Madera	5.5	7
	Concreto y mampostería confinada		
	- Si se cumple con el criterio A	6	9
	- Si no se cumple con el criterio A	4	4
	Mampostería confinada	4	4
	Mampostería prefabricada		
	- De bloques de concreto o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos.	4	4
	-De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores		2	-
Criterio A: Los muros de concreto deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del entrepiso, como mínimo.			

Tabla 2.6 Coeficientes sísmicos definidos para las diferentes zonas sísmicas, según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RCDF-04

Zona	c
I	0.16
II	0.32
IIIa	0.40
IIIb	0.45
IIIc	0.40
IIId	0.30

Tabla 2.7 Distorsiones angulares permisibles de entrepiso para revisar la seguridad contra el colapso, definidas en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 3$ ó 4)	0.03
Marcos dúctiles de acero ($Q = 3$ ó 4)	0.03
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.02
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ($Q = 3$)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ ó 2)	0.01
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Tabla 2.8 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondiente a estructuras del grupo B, definidos en el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RCDF-04

Zona	Muros de concreto o de mampostería piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas.		
	Altura de construcción, m			Altura de construcción, m		
	Menor de 4m	Entre 4m y 7m	Entre 7m y 13m	Menor de 4m	Entre 4m y 7m	Entre 7m y 13m
I	0.07	0.08	0.08	0.1	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

* Para Construcciones del grupo A los coeficientes se multiplican por 1.5

Tabla 2.9 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones definidos en el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RCDF-04

Zona	c	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
IIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

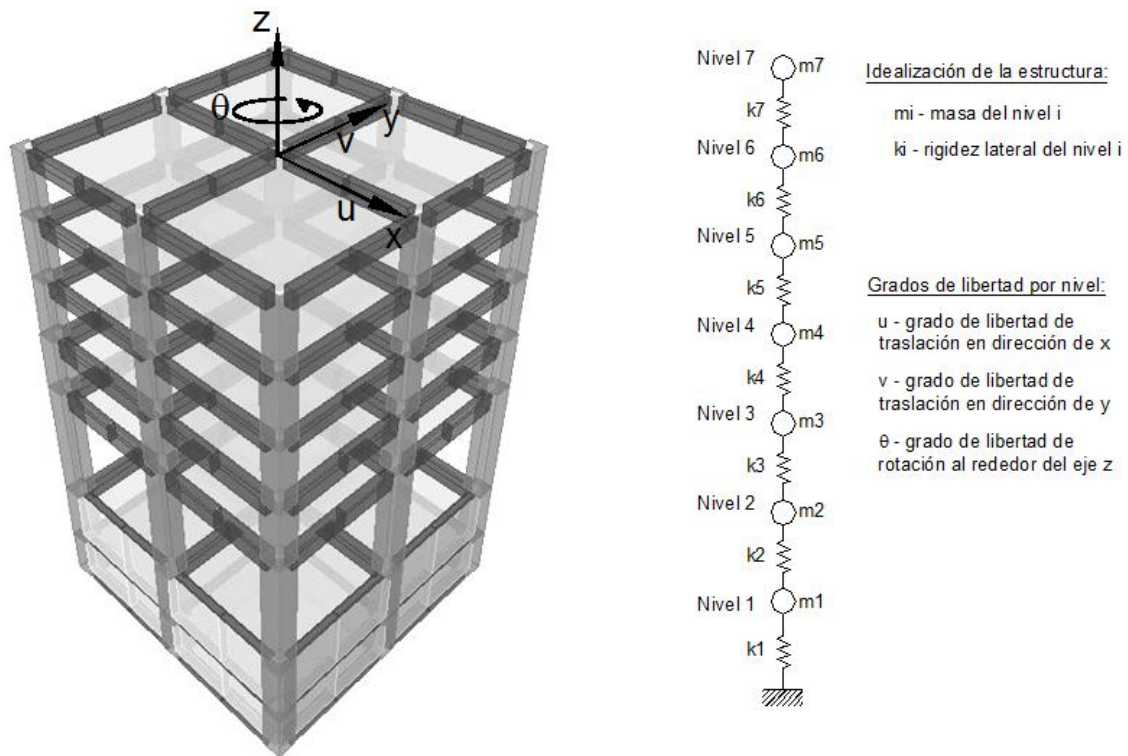


Figura 2.1 Idealización de una estructura a base de masas y resortes, considerando tres grados de libertad por nivel

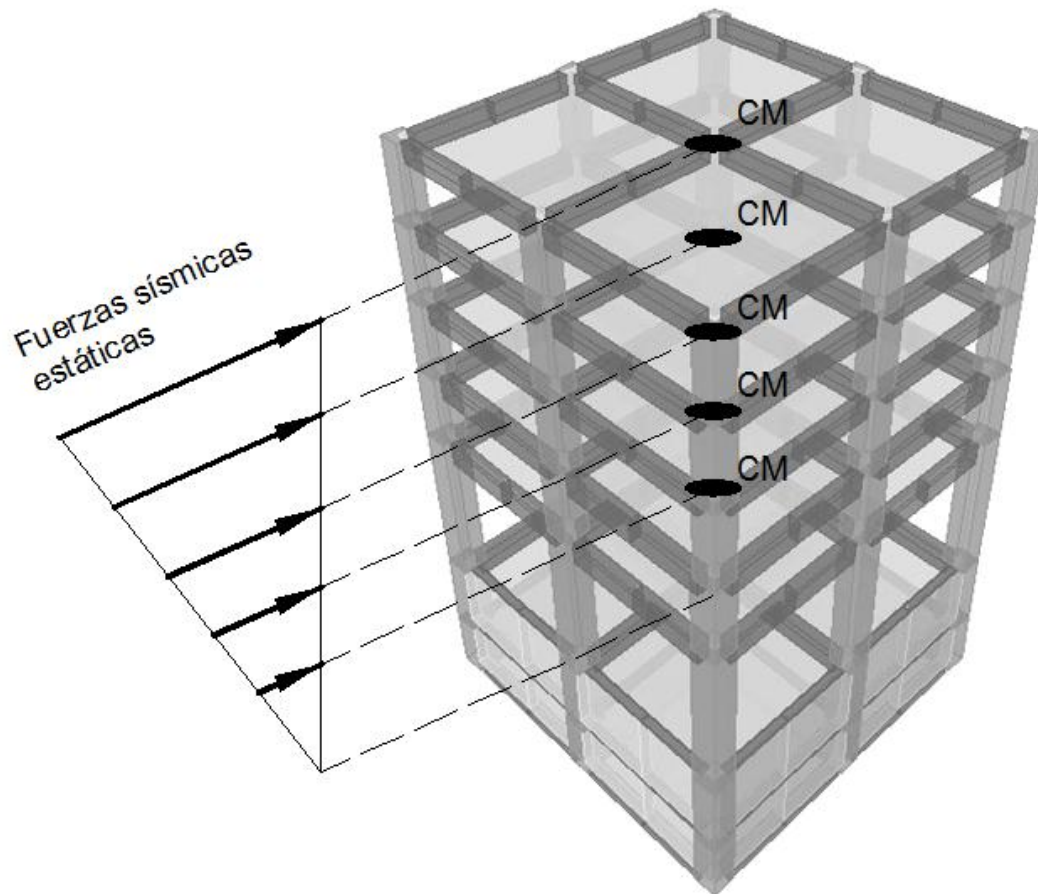


Figura 2.2 Distribución de fuerzas sísmicas estáticas

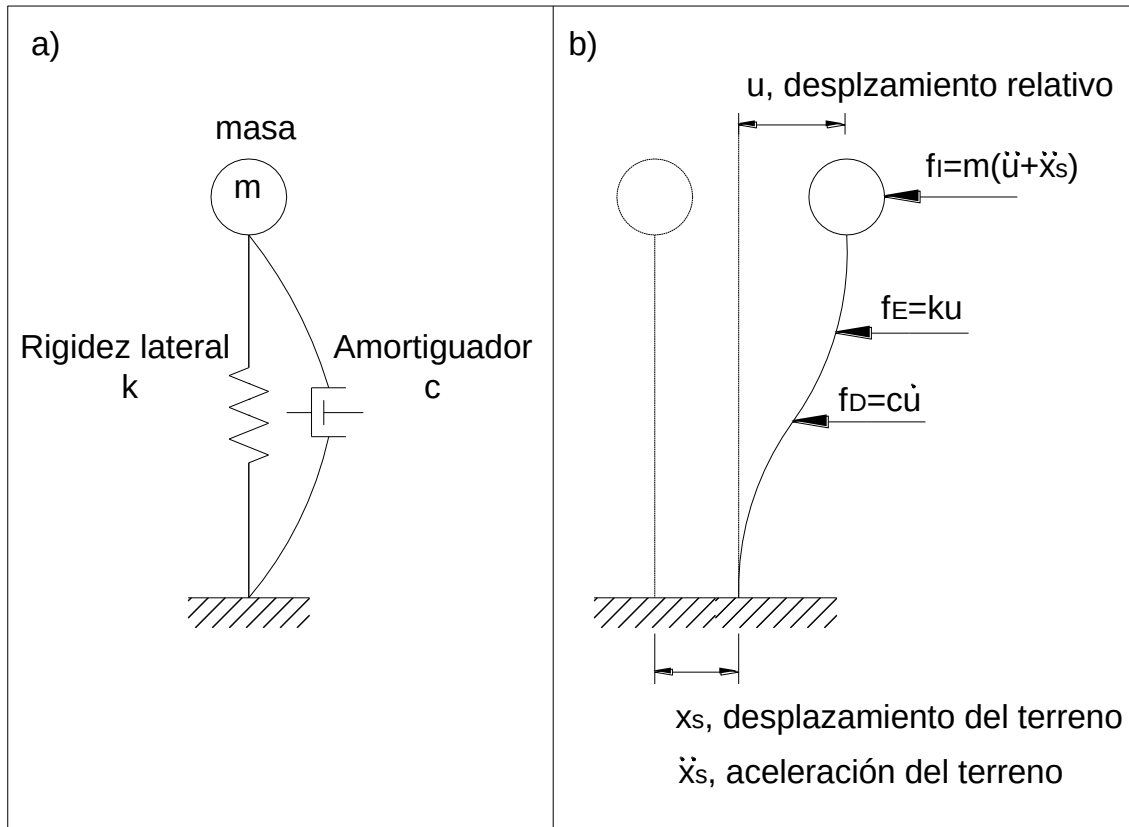


Figura 2.3 Representación de un sistema de un grado de libertad (a) y Fuerzas que se inducen en un sistema de un grado de libertad (b) al ser sometido a la aceleración del terreno

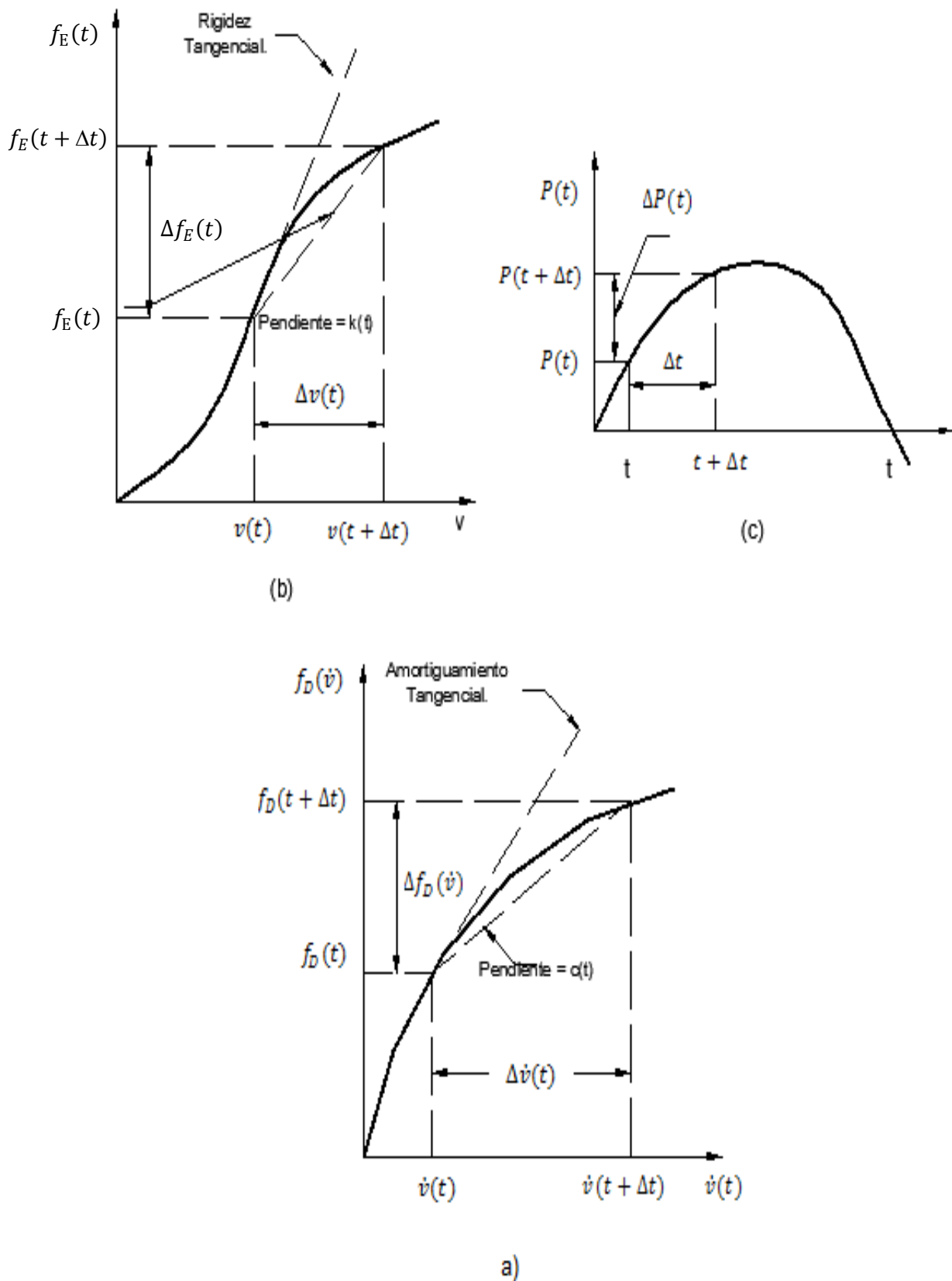


Figura 2.4 Características de la no linealidad del amortiguamiento (a) y la rigidez (b) y carga generalizada (c) para la solución de un sistema no lineal por el método de integración directa paso a paso

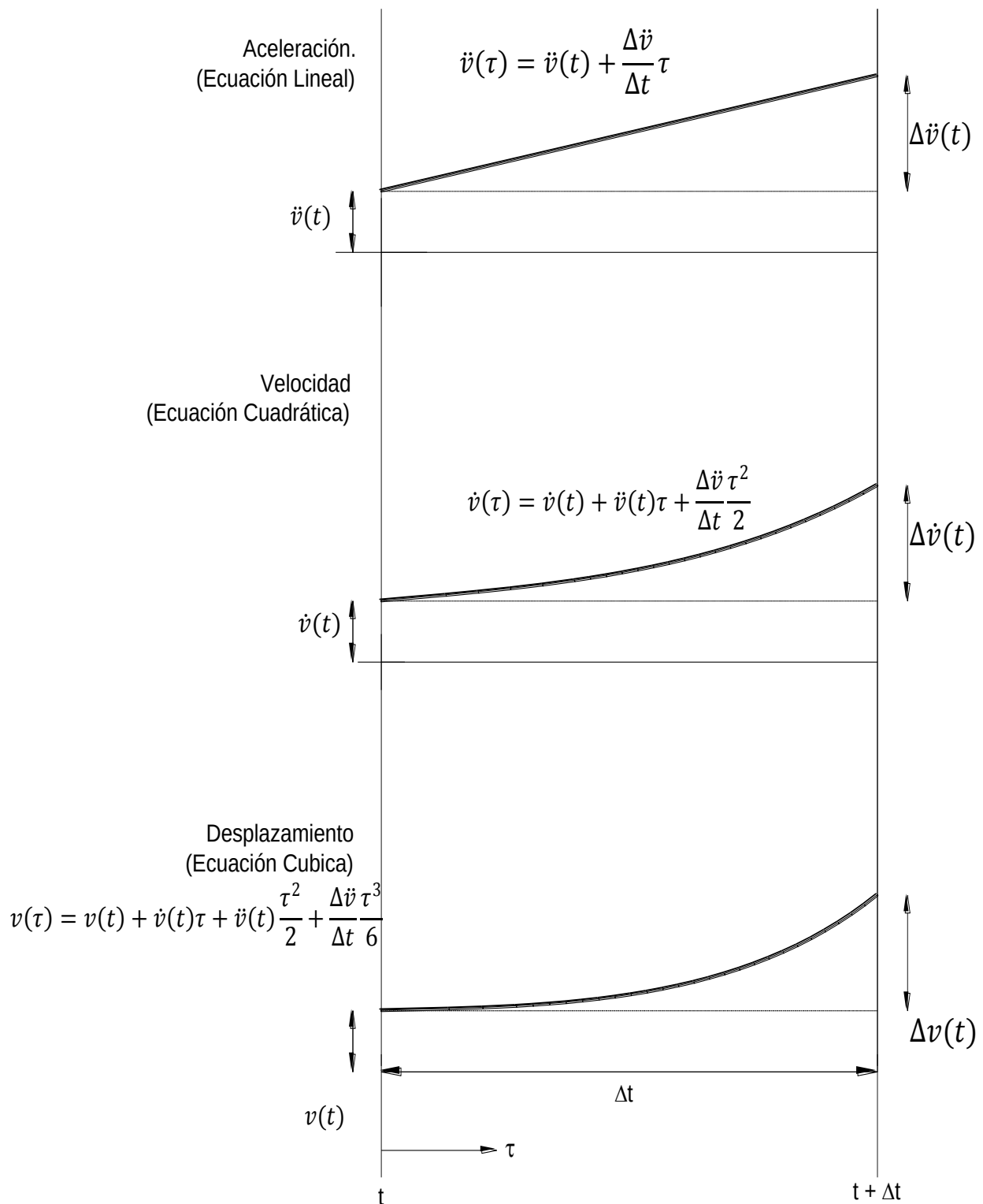
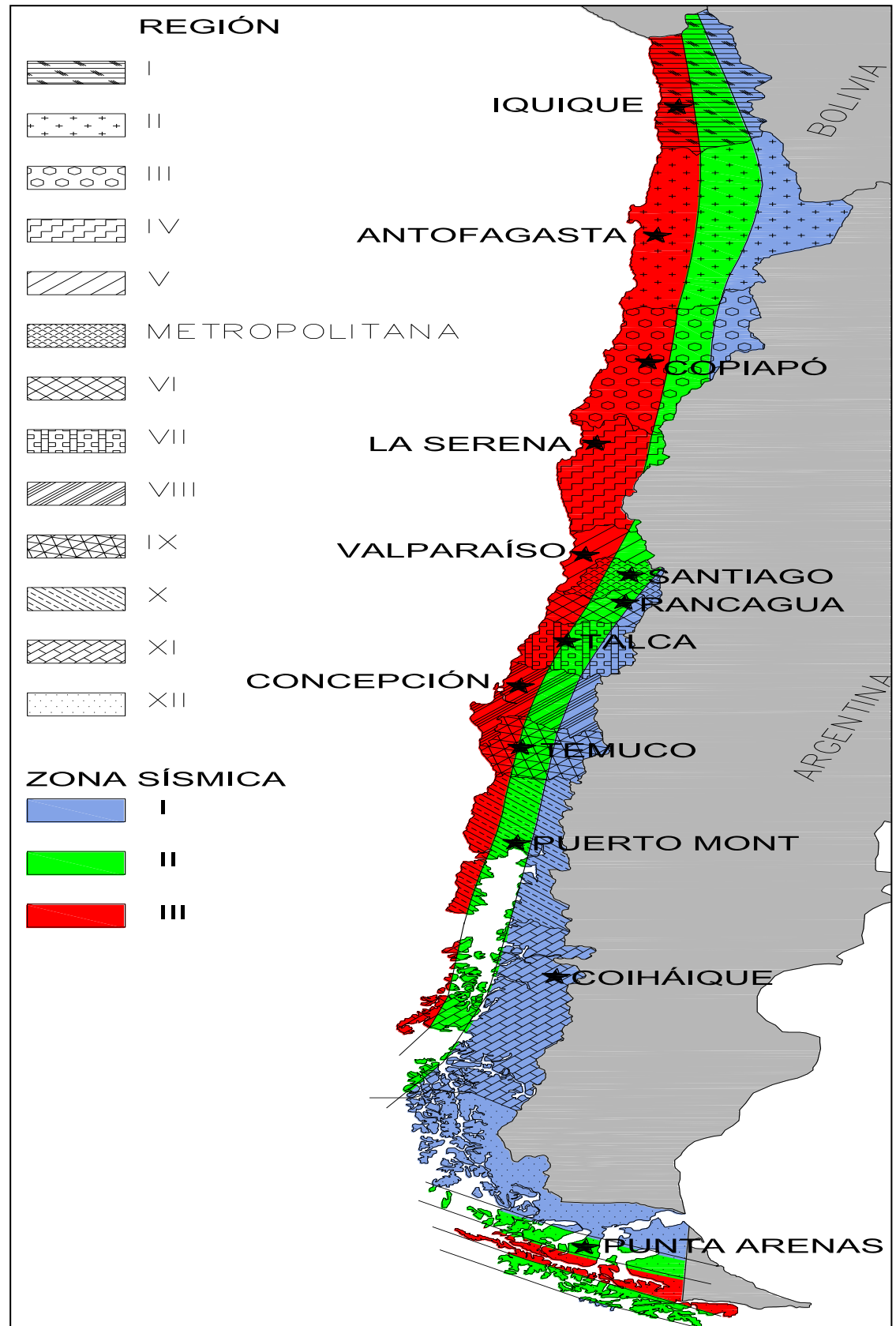


Figura 2.5 Variación de la aceleración, velocidad y desplazamiento para la solución de un sistema no lineal por el método de integración directa paso a paso

Figura 2.6 Zonificación sísmica de Chile, según la Norma Chilena (NCH-433)



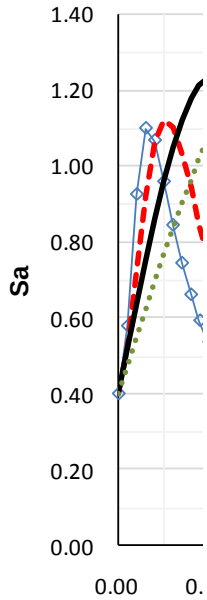
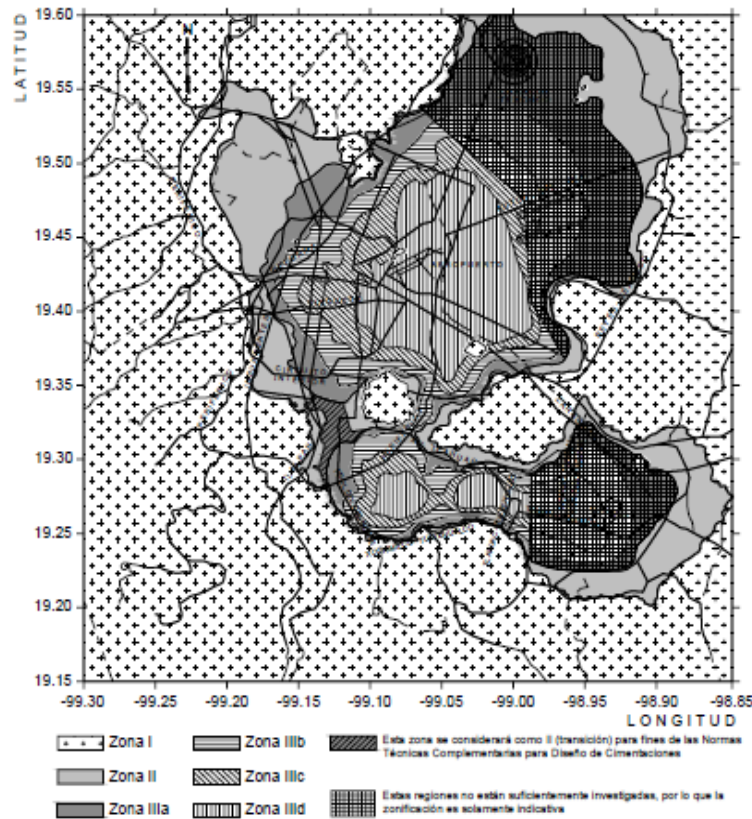


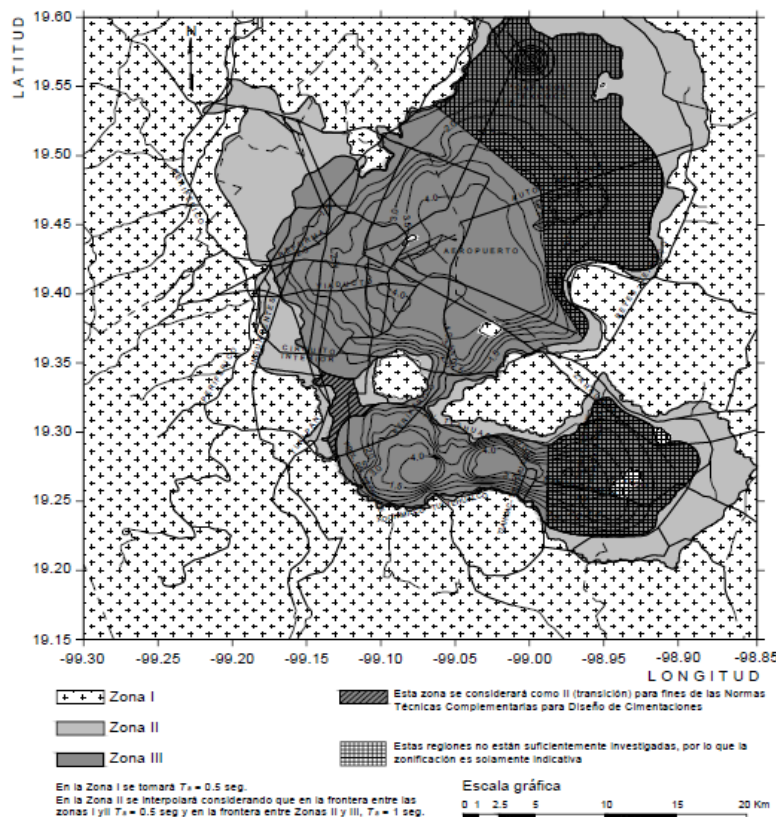
Figura 2.7

los
de
zona
en la



Espectros de diseño sísmico elásticos para diferentes tipos de suelo de la sismica III de Chile, definidos Norma Chilena (NCH-433)

a)



b)

Figura 2.8 Zonificación sísmica de la ciudad de México (a) y periodos dominantes del suelo (b) según el Cuerpo Principal y el Apéndice A, respectivamente, de las NTC-Sismo del RCDF-04

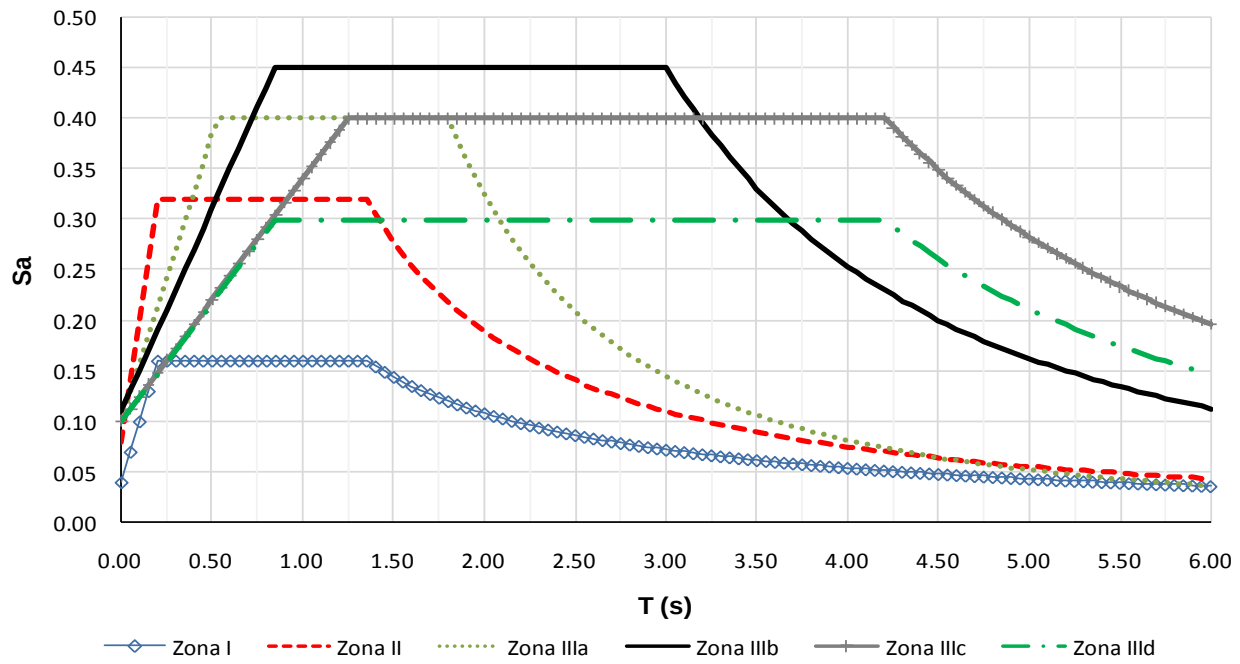


Figura 2.9 Espectros de diseño sísmico elásticos de las zonas sísmicas de la ciudad de México, definidos en el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RCDF-04

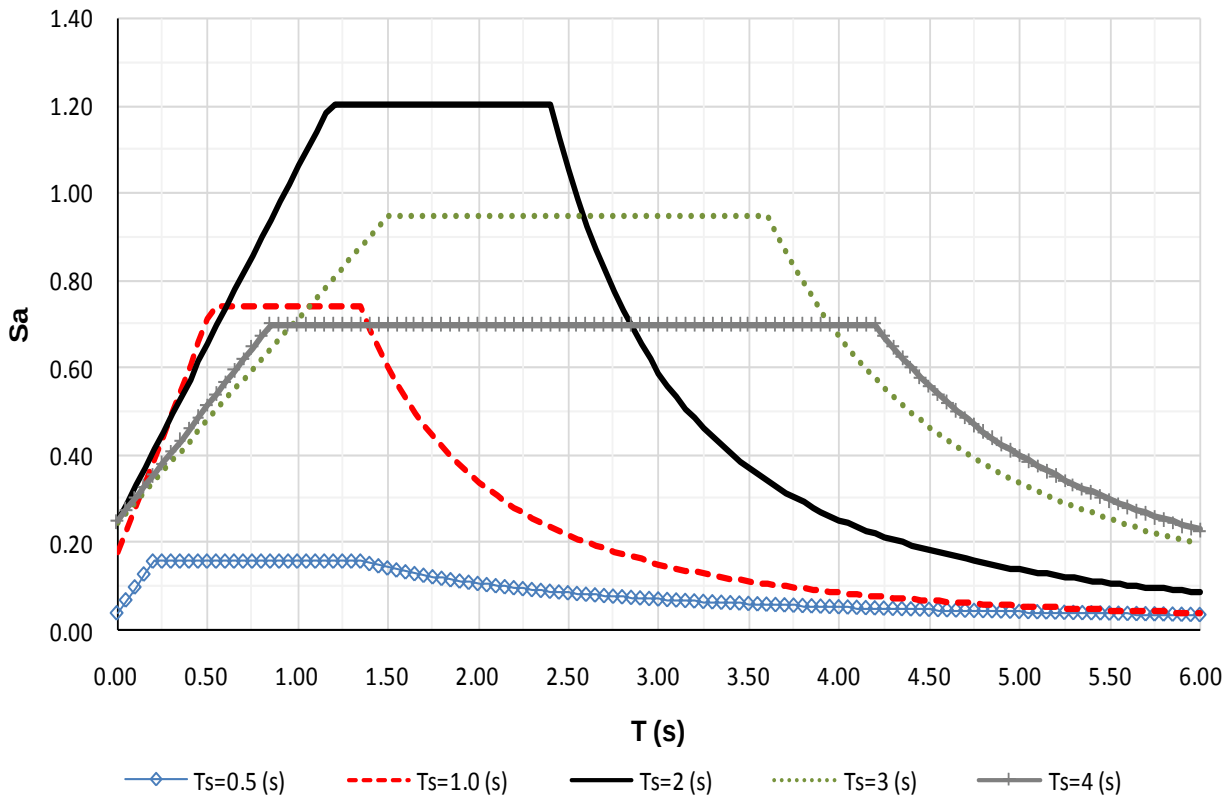


Figura 2.10 Espectros de diseño sísmico elásticos para diferentes periodos predominantes de suelo (T_s) de la ciudad de México, definidos en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

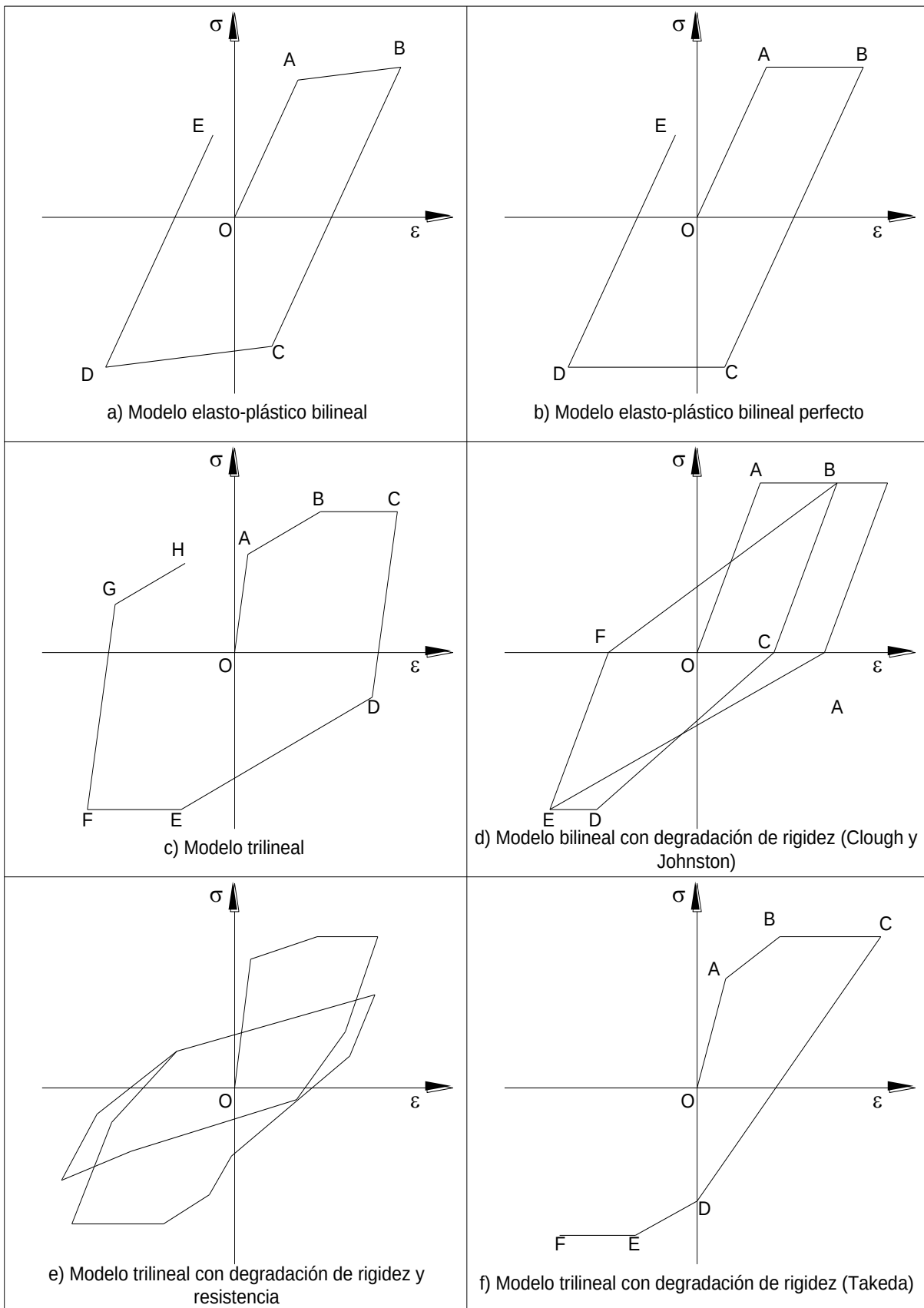


Figura 2.11 Curvas esfuerzo-deformación de diferentes modelos con comportamiento inelástico

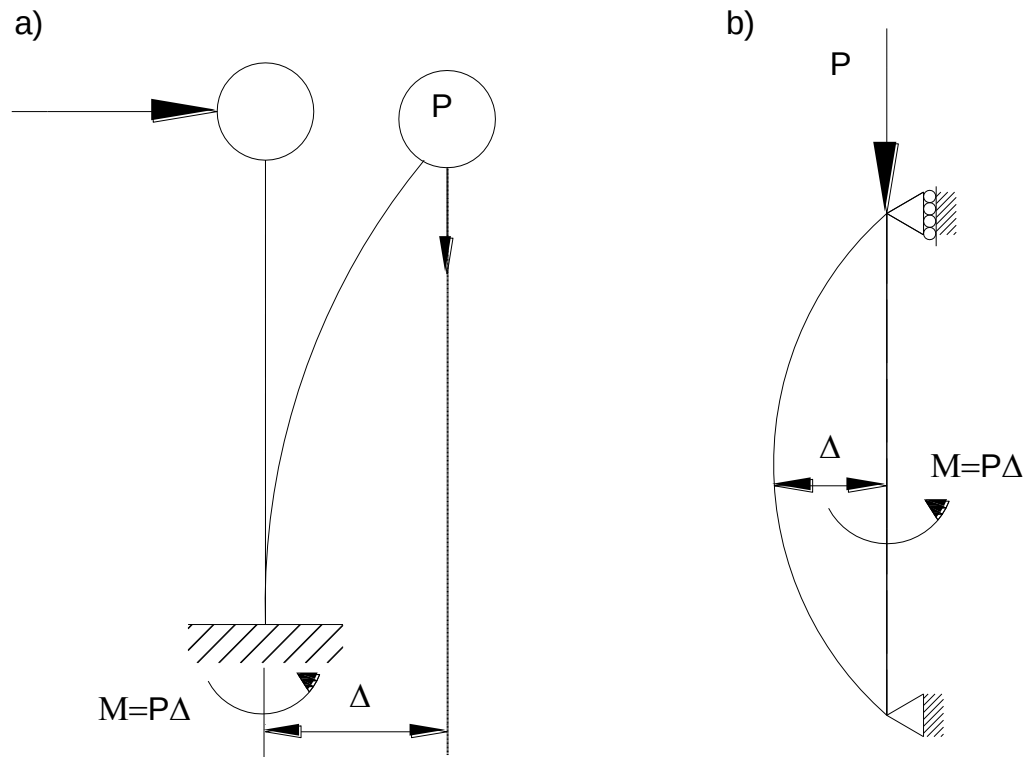


Figura 2.12 Ejemplos de efectos $P-\Delta$

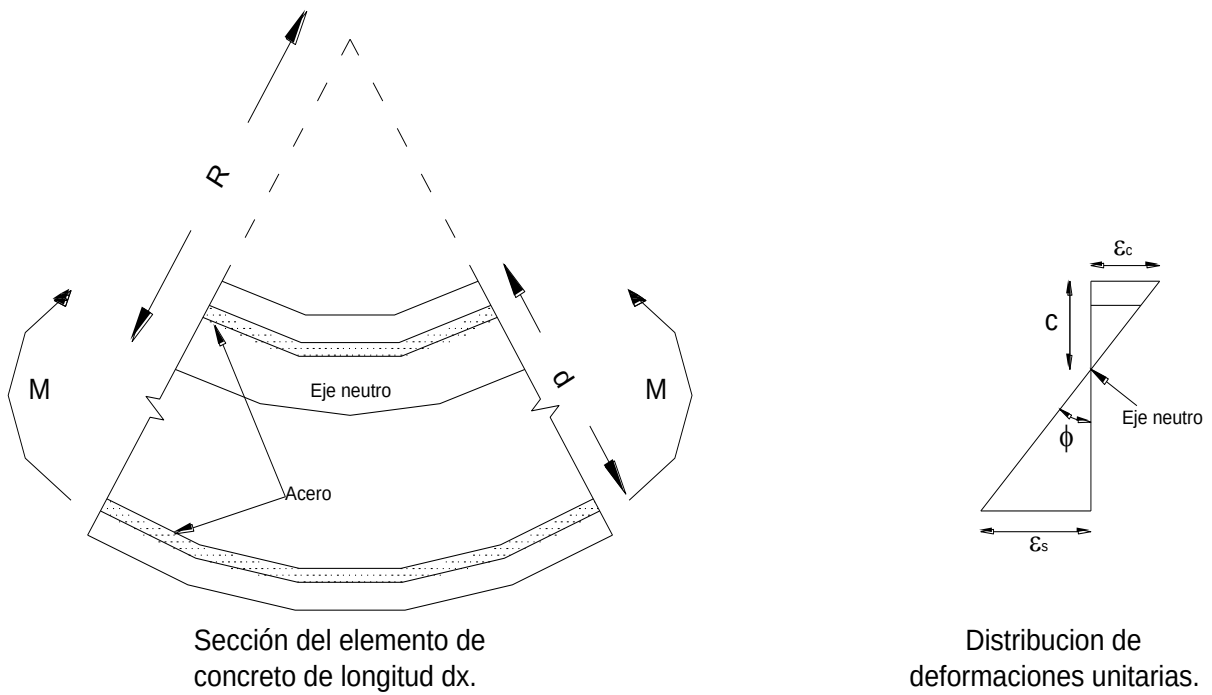


Figura 2.13 Deformación de un elemento de concreto a flexión

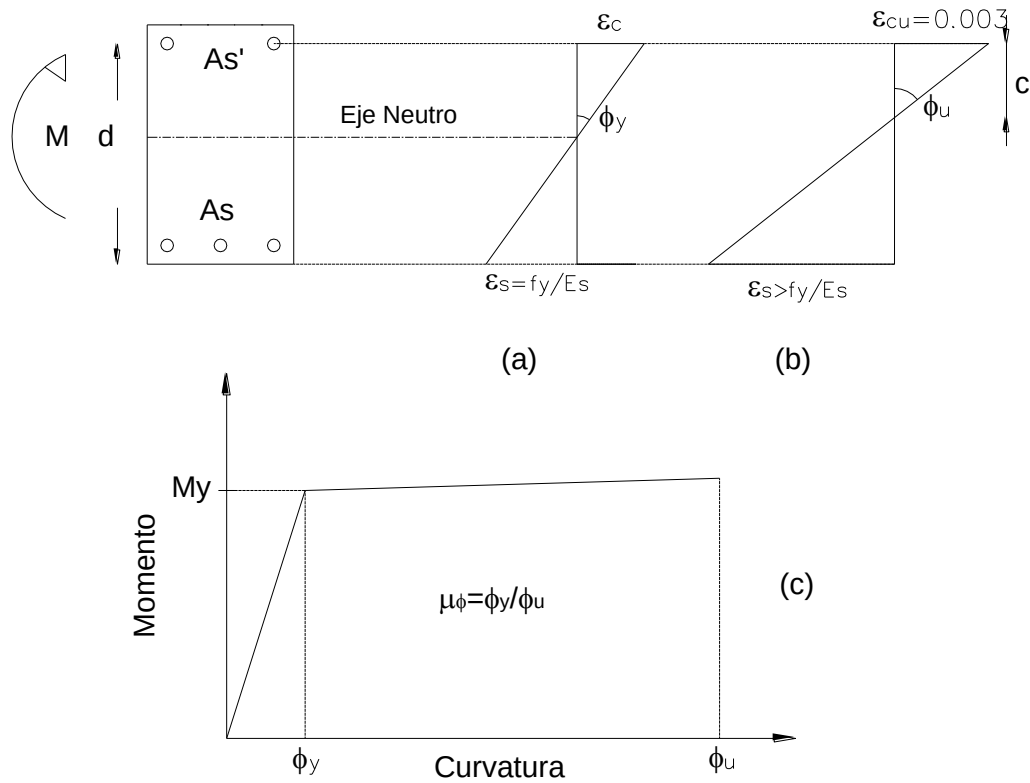


Figura 2.14 Ductilidad de curvatura. a) Curvatura de primera fluencia, b) Curvatura ultima, c) Relación momento-curvatura

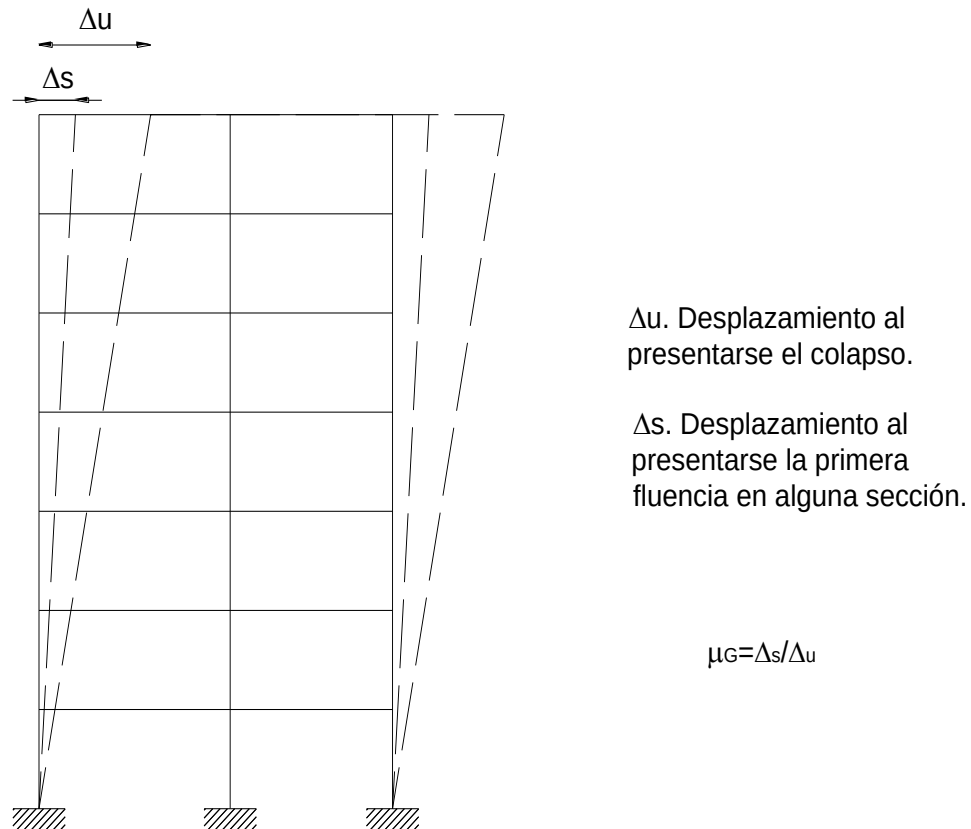


Figura 2.15 Ductilidad global

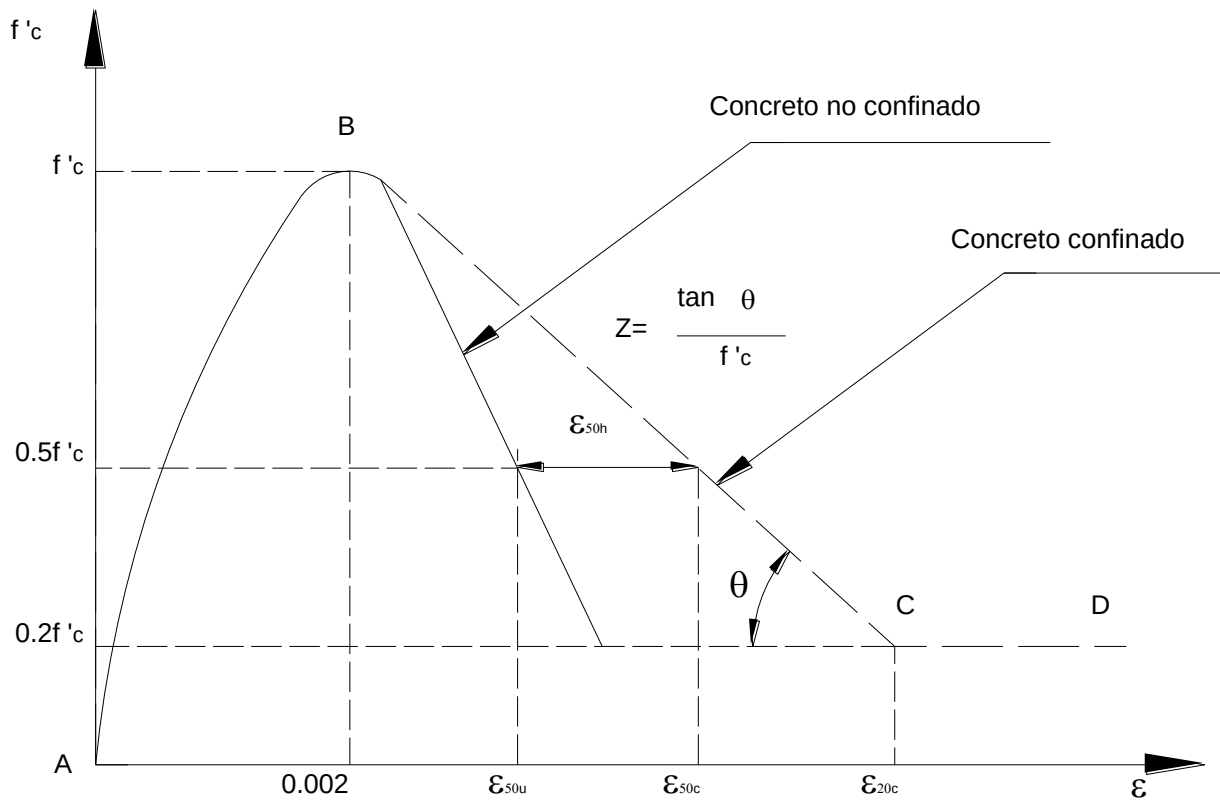


Figura 2.16 Curva esfuerzo-deformación del concreto. Modelo de Kent y Park modificado con y sin efectos de confinamiento

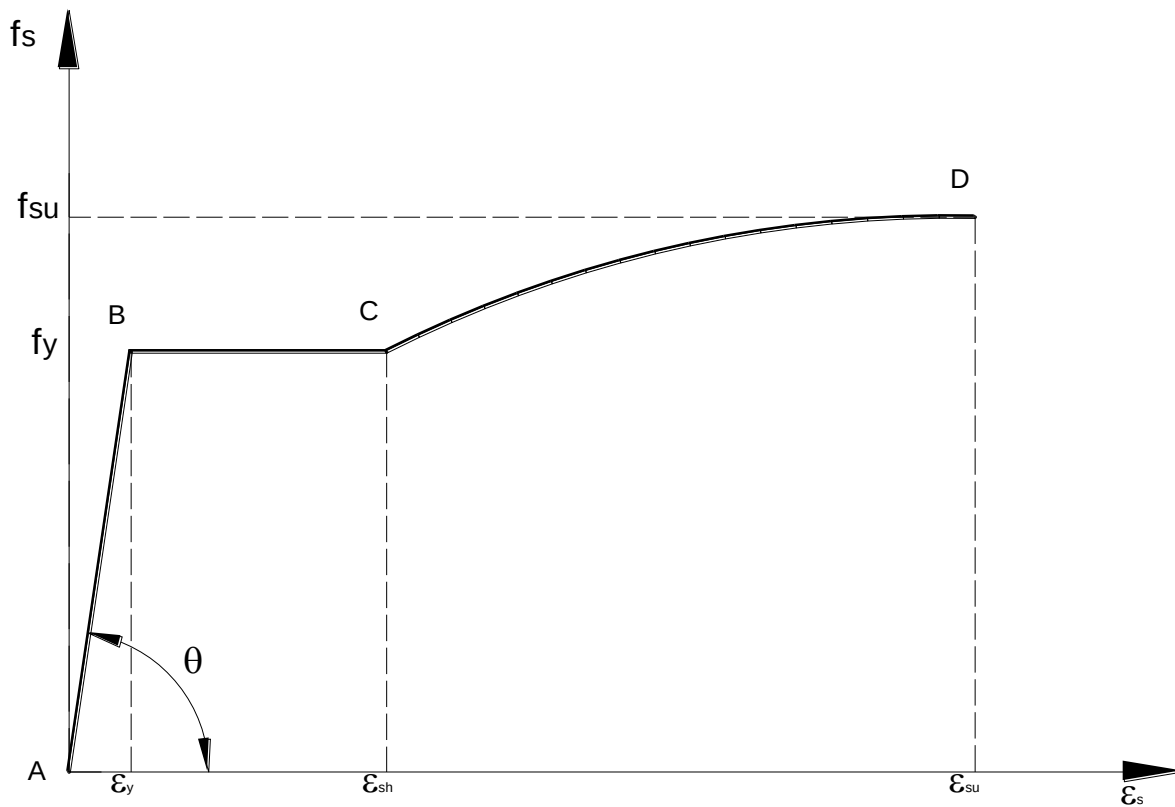


Figura 2.17 Diagrama esfuerzo-deformación del acero

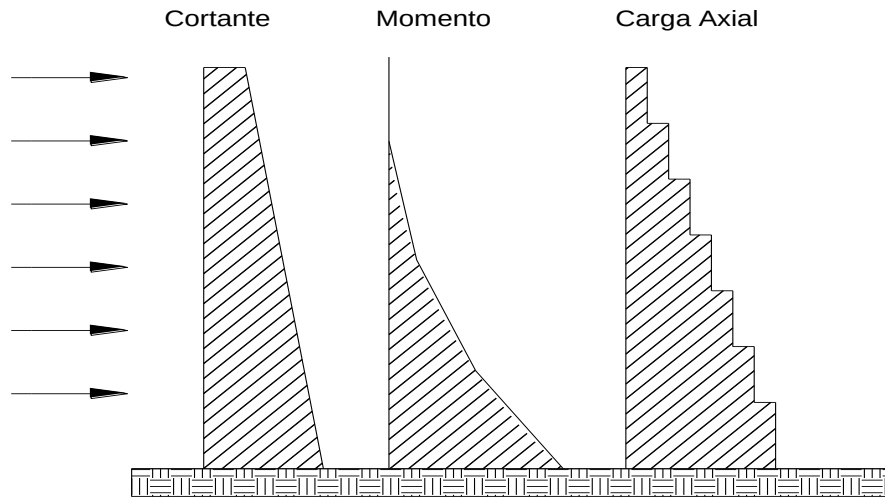


Figura 2.18 Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado

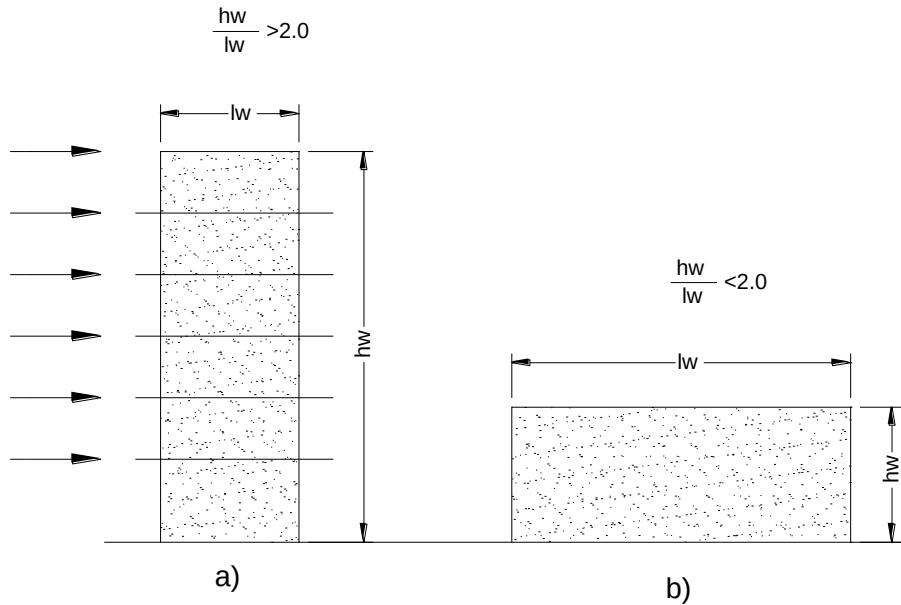


Figura 2.19 Muros estructurales esbeltos (a) y robustos (b)

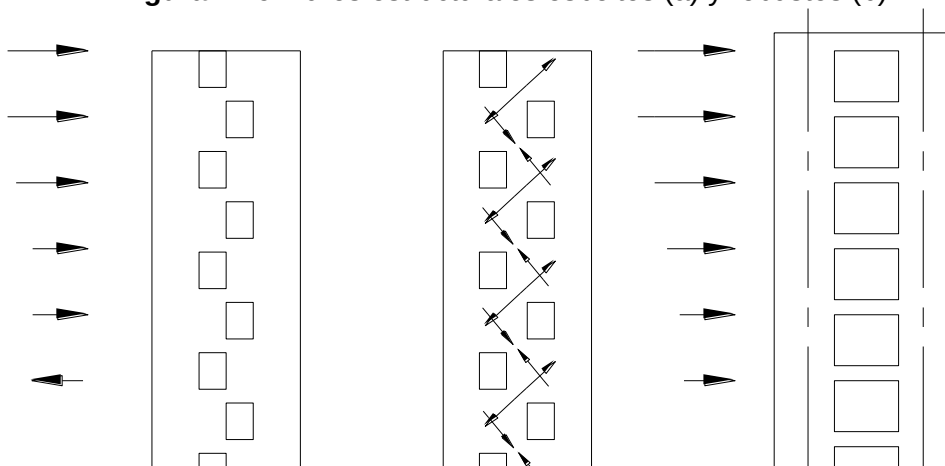


Figura 2.20 Distribución de fuerzas laterales en muros con aberturas intercaladas y uniformes

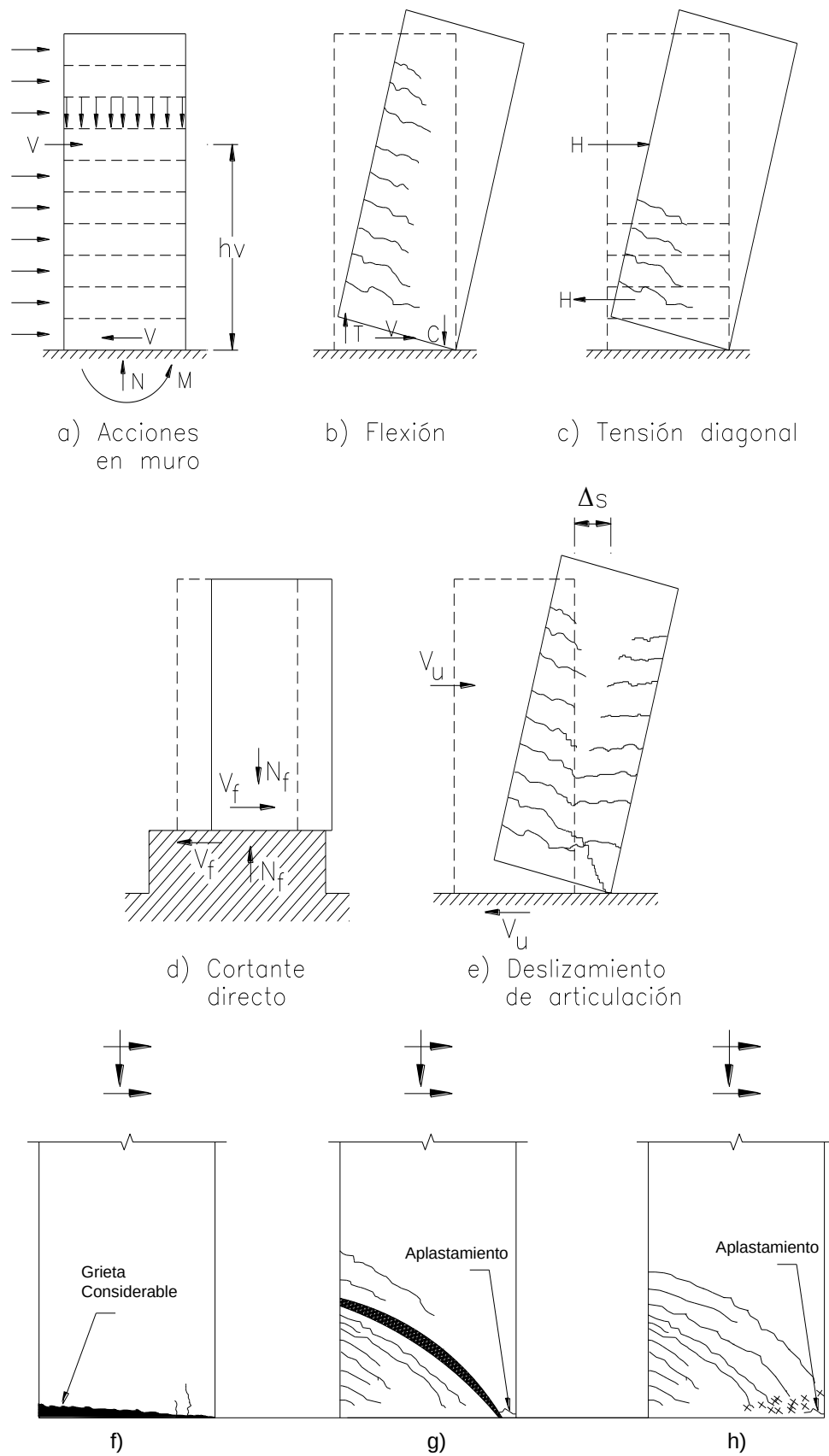


Figura 2.21 Modos de falla en muros esbeltos

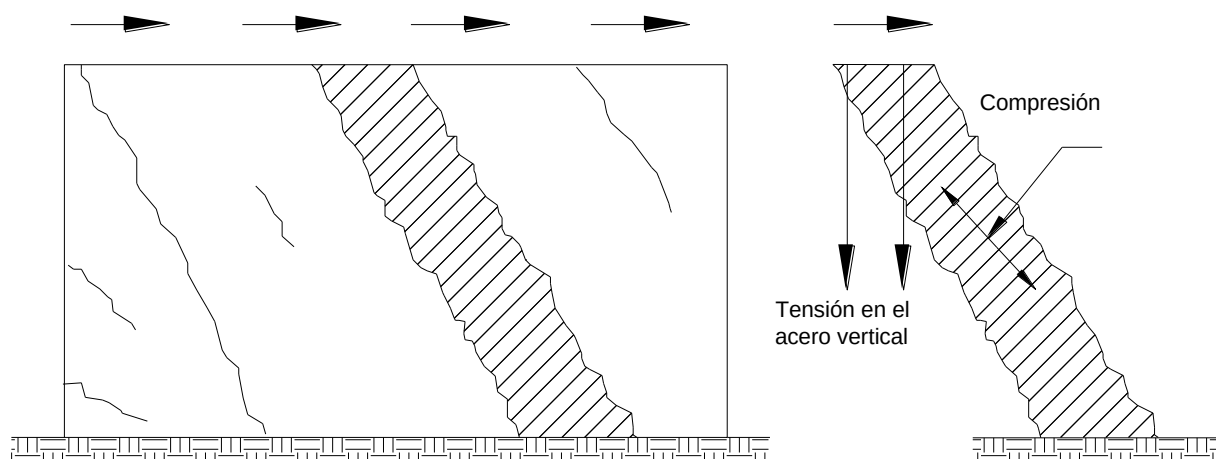


Figura 2.22 Puntal de compresión entre grietas para muros robustos

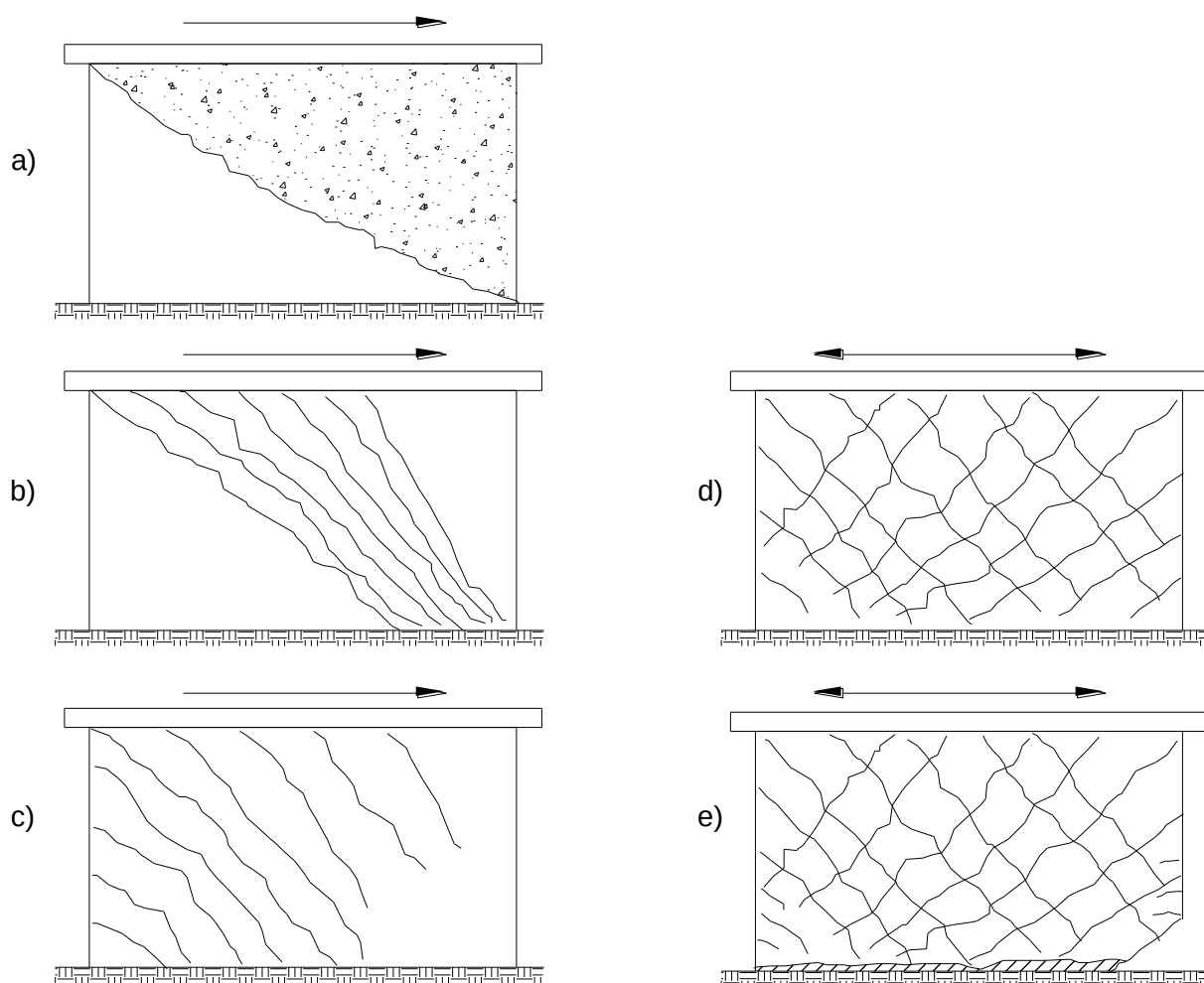


Figura 2.23 Modos de falla de muros robustos

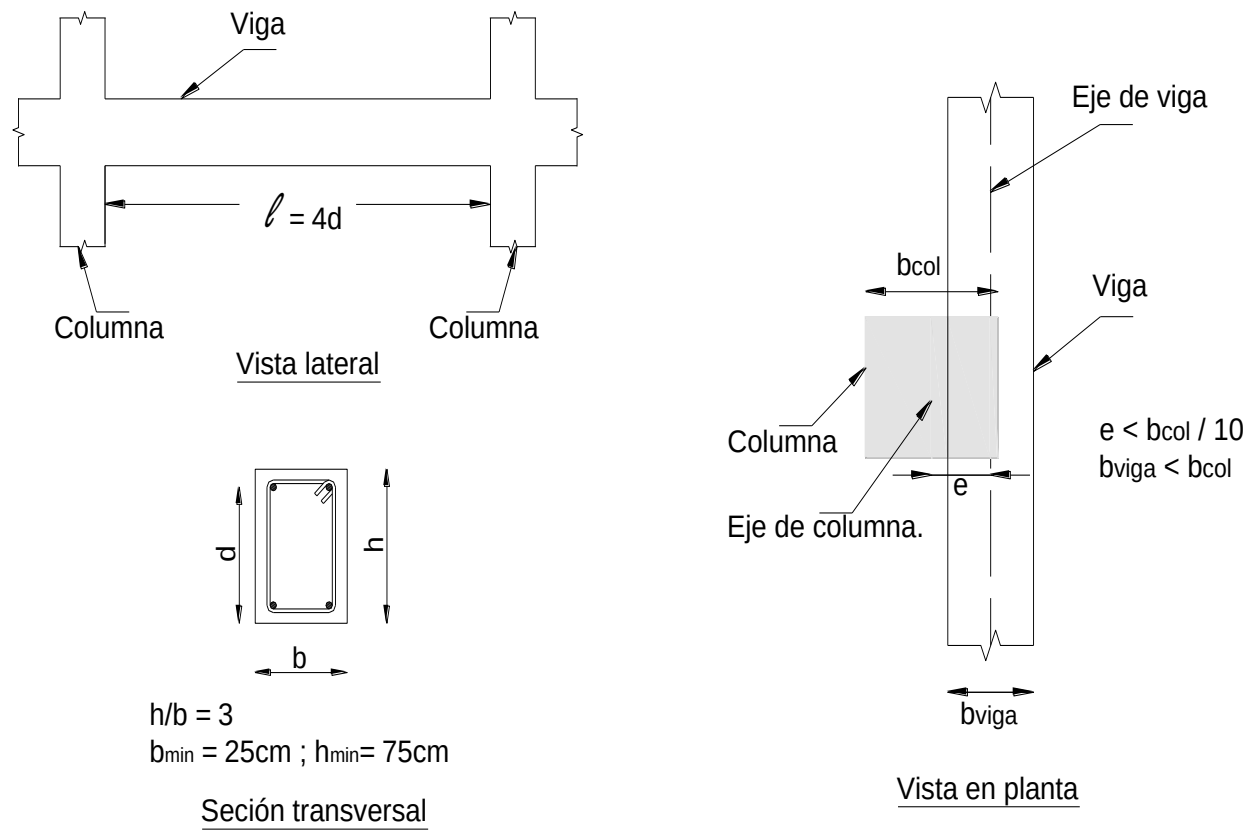


Figura 2.24 Requisitos geométricos para vigas de concreto reforzado; especificados en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04

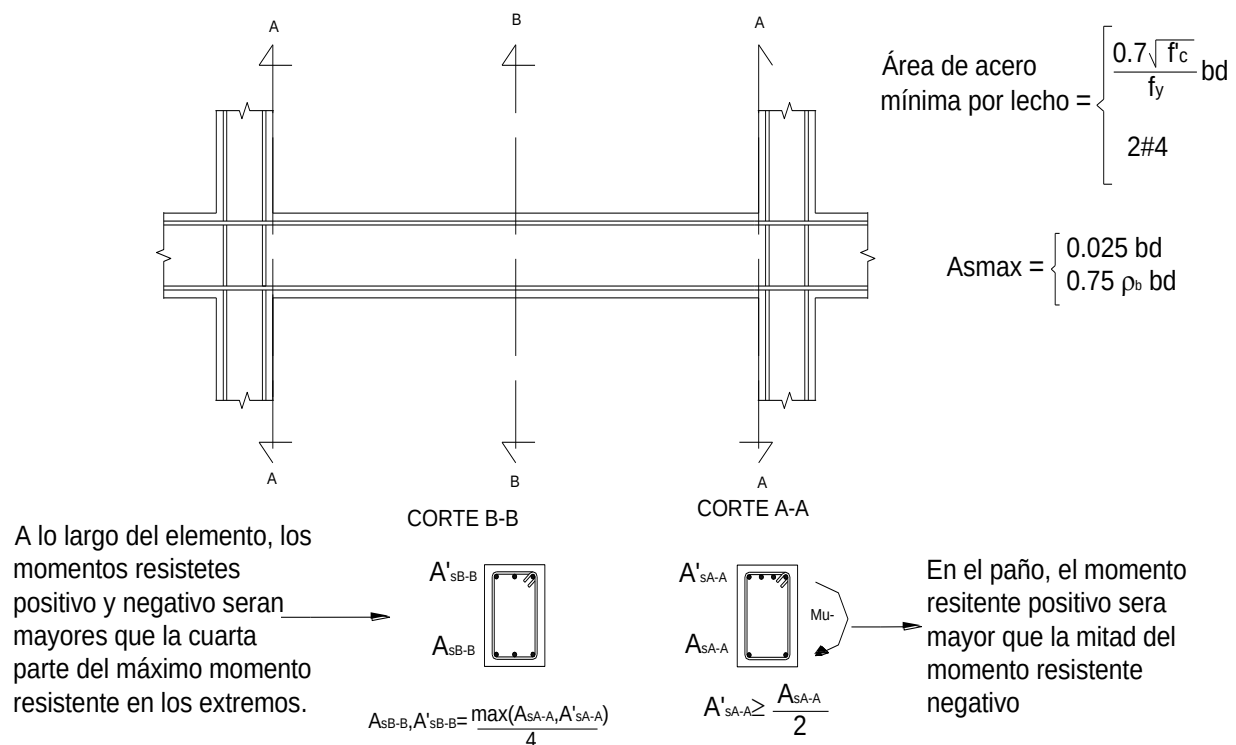


Figura 2.25 Refuerzo longitudinal de vigas de concreto reforzado; especificado en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04

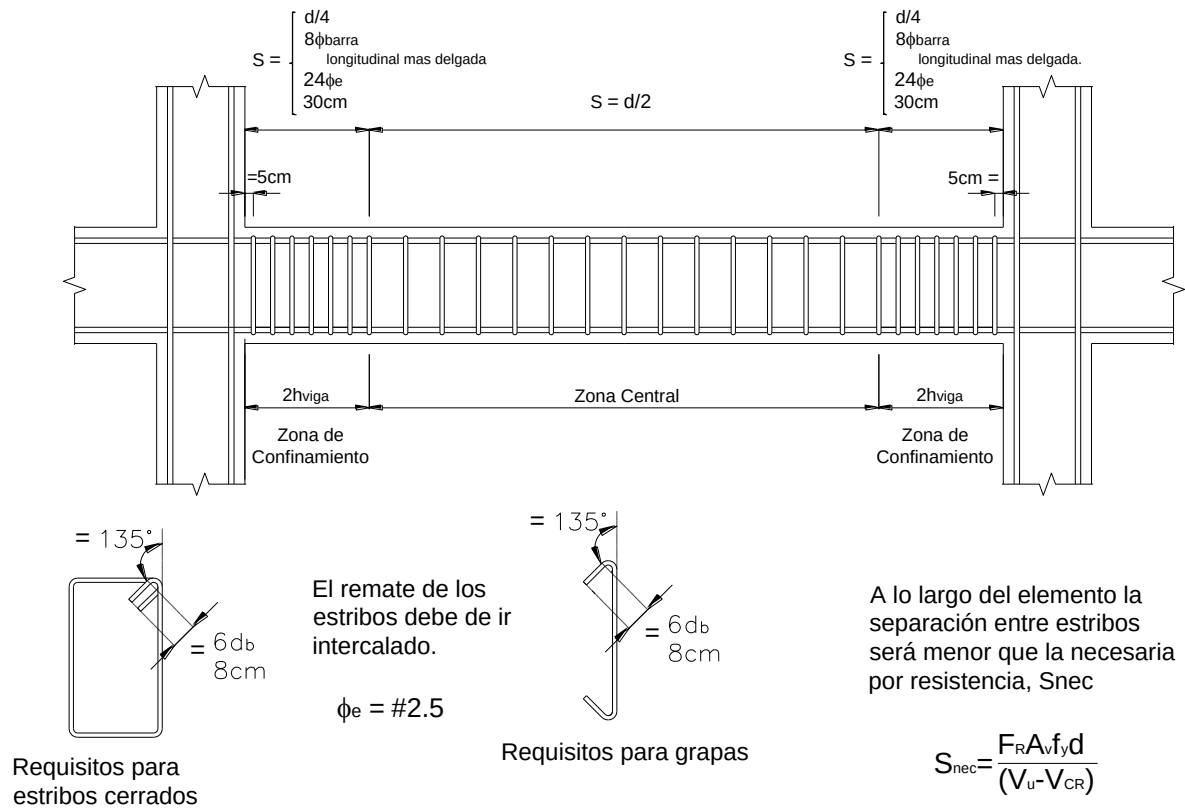


Figura 2.26 Requisitos para el refuerzo transversal para vigas de concreto reforzado; especificados en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04

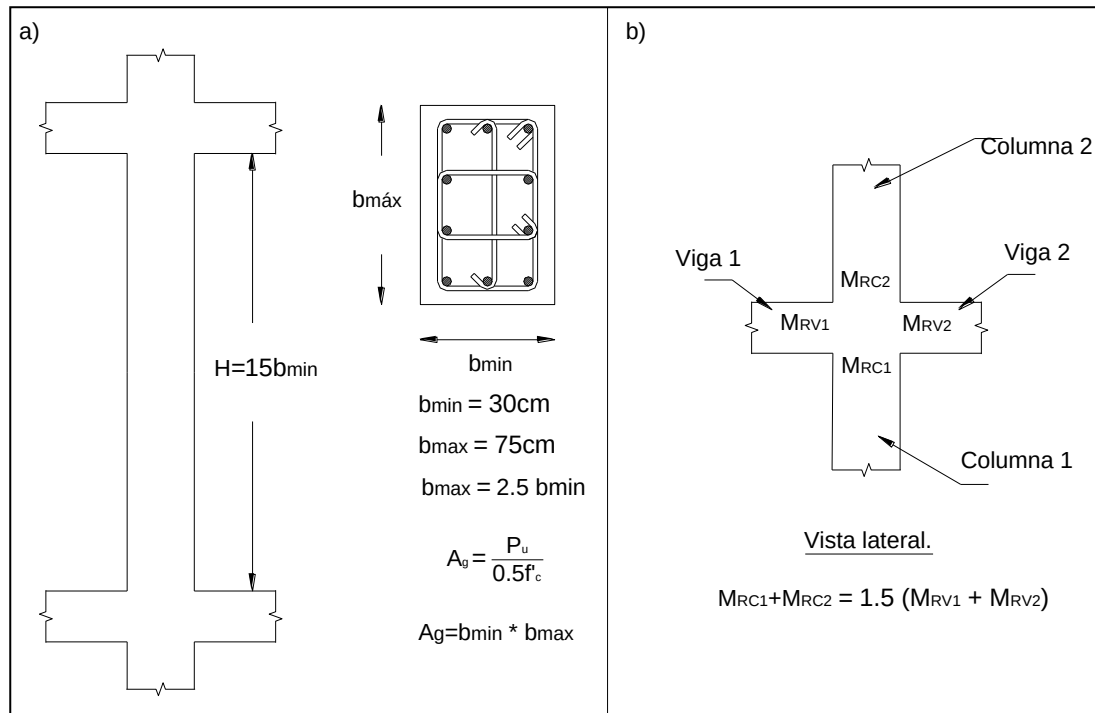


Figura 2.27 Requisitos geométricos para columnas de concreto reforzado (a) y resistencia mínima a flexión en columnas de concreto reforzado (b); especificados en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04

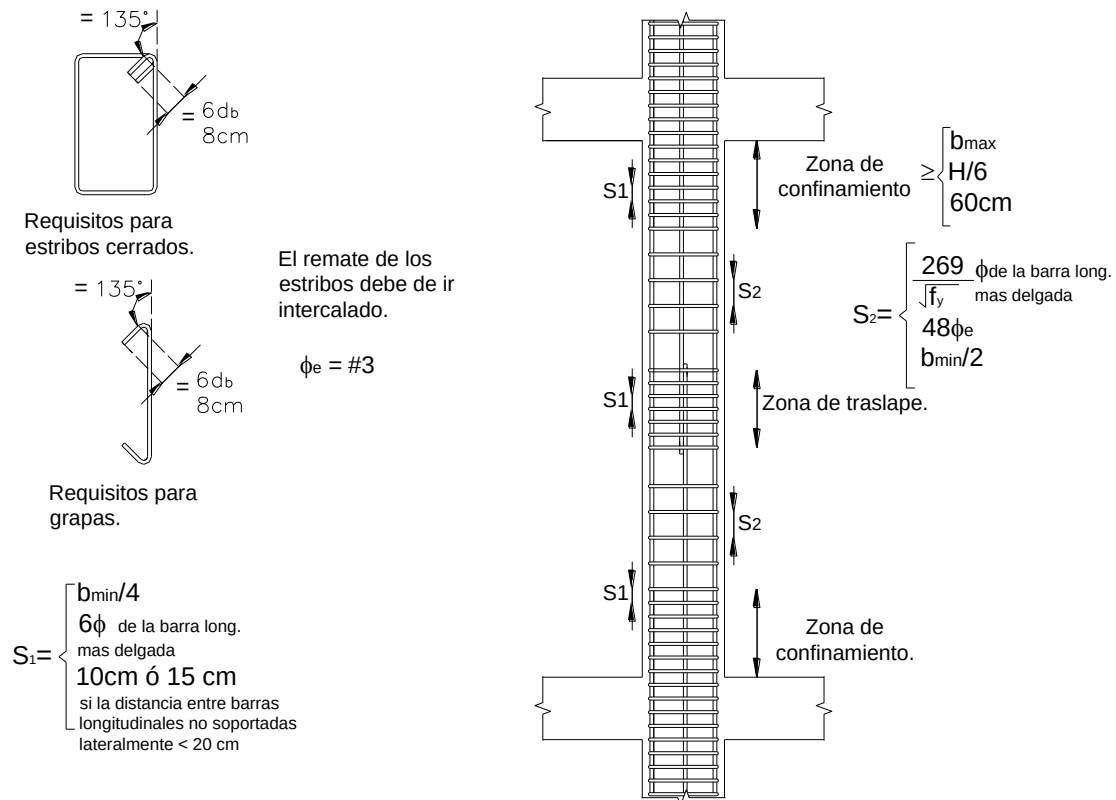


Figura 2.28 Requisitos del refuerzo transversal en elementos a flexocompresión de elementos de concreto especificados en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04

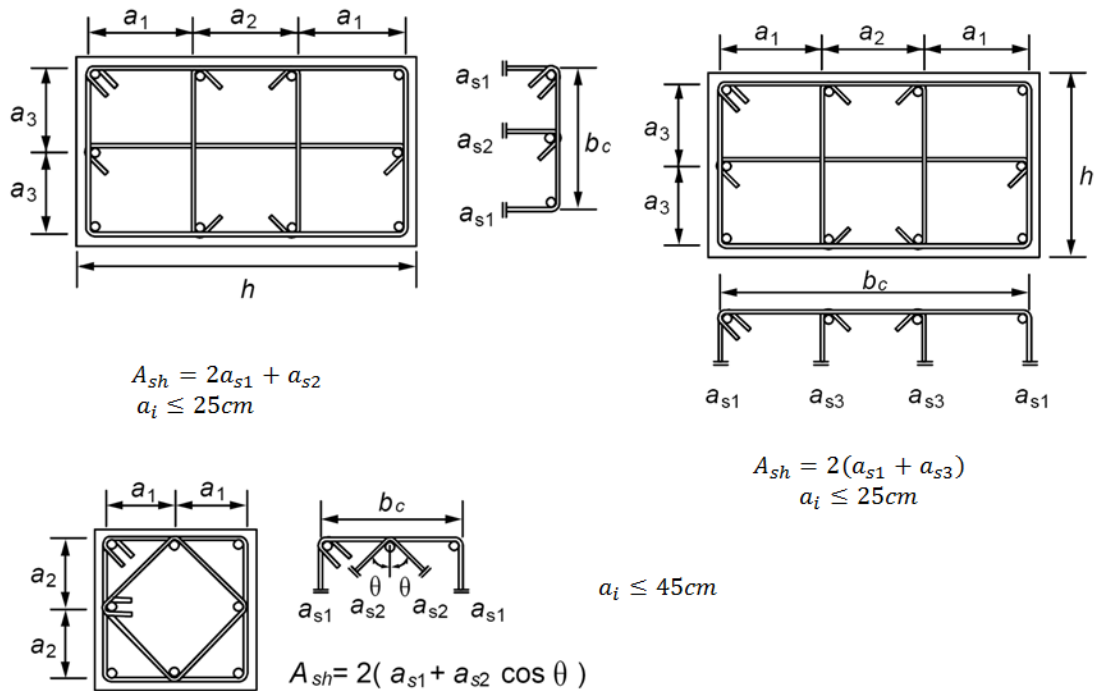


Figura 2.29 Cálculo del área A_{sh} para determinar el área transversal mínima; definido en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04

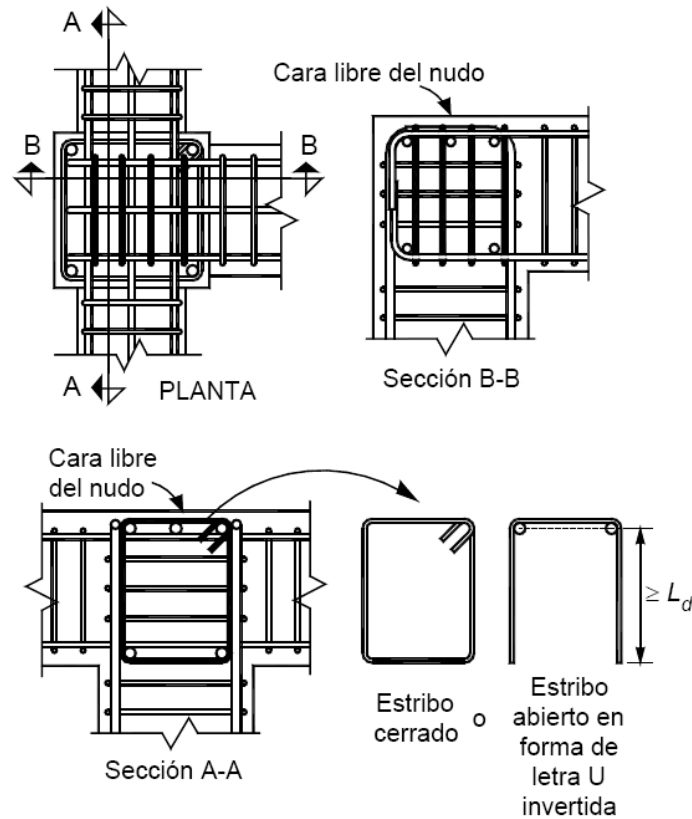


Figura 2.30 Detallado del refuerzo transversal horizontal y vertical en uniones viga columna; definido en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RCDF-04

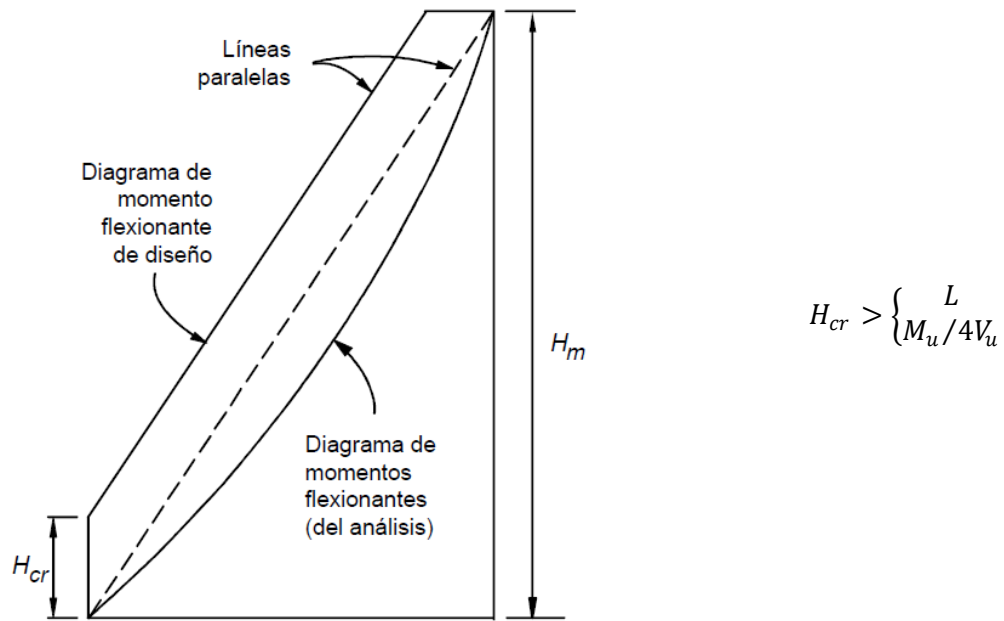


Figura 2.31 Diagrama de momento flexionante de diseño para muros; definido en las NTC-Concreto del RCDF-04

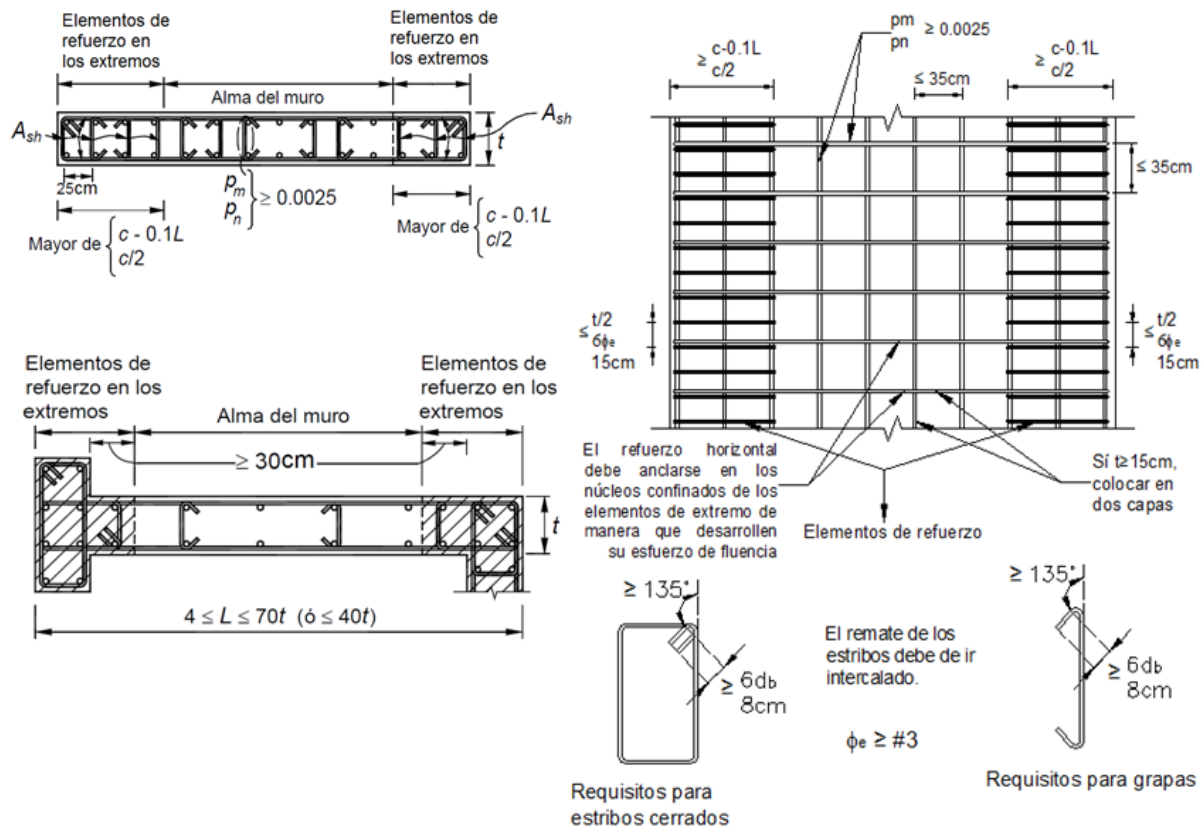


Figura 2.32 Detallado de muros de concreto que requieren elementos de refuerzo en los extremos; definido en las NTC-Concreto del RCDF-04

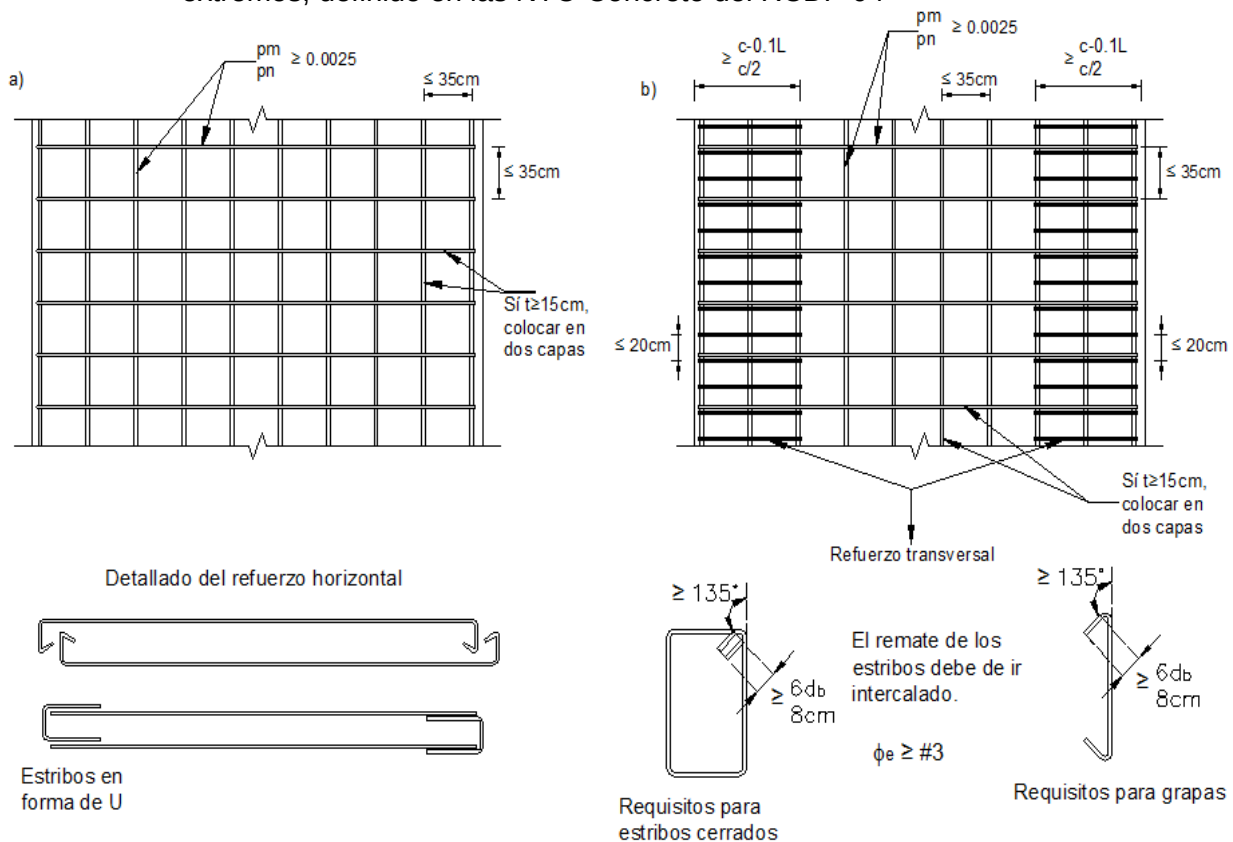


Figura 2.33 Detallado de muros de concreto que no requieren elementos de refuerzo en los extremos; definido en las NTC-Concreto del RCDF-04

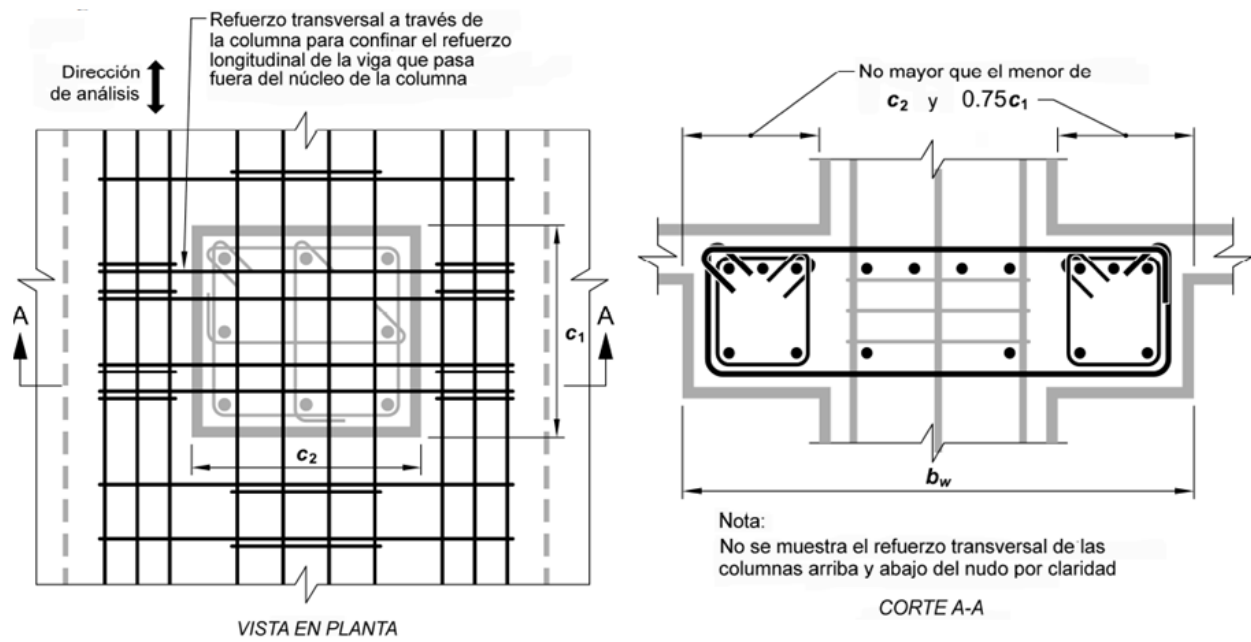


Figura 2.34 Ancho efectivo máximo de una viga ancha y refuerzo transversal requerido; definido en las NTC-Concreto del RCDF-04

3. CÁLCULO DE RESPUESTA ELÁSTICA Y DISEÑO

Los casos de estudio en este trabajo son tres edificios. El caso 1 es un edificio real estructurado con muros de concreto que colapsó durante el terremoto de Chile de febrero de 2010. El caso 2 es un edificio supuesto de marcos de concreto reforzado, con una estructuración geométrica similar a la del edificio 1 y diseñada de acuerdo con las Normas de Chile (NCH-433 ref. 9, NCH-430 ref. 18) y el reglamento ACI-318S (ref. 19). El caso 3 es un edificio de marcos de concreto reforzado con una estructuración geométrica igual a la del edificio 2, pero diseñado con las NTC-Sismo (ref. 10) y NTC-Concreto (ref. 17) del RCDF-04 (ref. 11), vigentes en el Distrito Federal desde 2004.

De cada caso de edificio en estudio se seleccionaron tres ejes de la dirección transversal (similar a la dirección en que falló el edificio real del caso 1, para calcular y revisar su respuesta sísmica con análisis sísmicos dinámicos modales espectrales y con análisis dinámicos paso a paso. Los ejes seleccionados fueron dos de extremo y uno central. Para el edificio 1, los ejes seleccionados fueron 1, 6 y 10 (ver fig 3.10); para los edificios 2 y 3 fueron los ejes 1, 6 y 9 (ver fig 3.15). El criterio de hacer la revisión anterior, consistió en verificar qué podría pasar en la dirección transversal en donde se presentan los mayores esfuerzos y deformaciones ante las acciones sísmicas, debido a la mayor esbeltez de los edificios en estudio.

Los modelos estructurales elásticos tridimensionales para el diseño y revisión de cada caso, se realizaron con el programa de computadora ETABS. Los modelos estructurales consideraron los efectos de las cargas verticales, de segundo orden y tres grados de libertad para cada nivel, dos de traslación y uno de rotación.

El cálculo de las respuestas elásticas sísmicas se realizó con el análisis dinámico modal espectral. La respuesta sísmica se calculó con el espectro de diseño definido en la Norma

Chilena (NCH-433) para estructuras desplantadas en suelo tipo III (ver figs 3.26 y 3.27) y con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, asumiendo un periodo dominante de suelo de $T_s=2s$ (ver fig 3.28), para fines comparativos. El cálculo de los desplazamientos horizontales máximos y las distorsiones angulares de entrepiso con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo, se hizo para las condiciones de servicio y de colapso; para la condición de servicio los desplazamientos laterales determinados con el espectro reducido se multiplicaron por $Q'R/7$ y para la condición de colapso los se afectaron por QR , según los valores de Q y R que le corresponde al periodo fundamental de vibración del modelo de interés (ver tabla 3.18).

3.1 Descripción de los modelos estructurales de estudio

3.1.1 Edificio 1: edificio estructurado con muros de concreto que colapsó durante el sismo de Chile de 2010

El edificio 1 (caso real) cuenta con 15 niveles más el cuarto de máquinas sobre el nivel 15. Presenta una estructura irregular en elevación; a partir del nivel 13, el área en planta se va reduciendo escalonadamente hasta llegar al nivel de azotea como se puede ver en las figs 3.1 a 3.6. La estructura cuenta con una planta tipo en los niveles 3 a 11 (ver fig 3.3). El sistema estructural se resolvió con muros de concreto reforzado y losas macizas de concreto. El espesor de los muros de concreto es de 20 cm en toda la estructura, excepto en los muros perimetrales de la cimentación, los cuales se consideraron de 25 cm. La cimentación está conformada por un cajón rígido para uso de estacionamiento, de dos niveles.

El sistema de piso de los niveles 1 a azotea es a base de losas macizas de concreto reforzado de 15 cm de espesor; lo anterior coincide con el área de la cimentación que se encuentra debajo de la superestructura. En la zona de la ampliación del estacionamiento, en la que no se encuentra desplantada la superestructura, el espesor de la losa es de 20 cm. El espesor de la losa de cimentación es variable: 80 cm sobre el área en la que está desplantada la superestructura y 45 cm en el área restante.

3.1.2 Edificio 2: edificio de marcos de concreto reforzado desplantado en suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile

La estructura tiene una configuración geométrica similar a la del edificio 1. Consiste, también, de 15 niveles a partir de la planta baja más un nivel del cuarto de máquinas y dos niveles de sótano. Esta estructuración también considera el área de estacionamiento igual que el edificio 1. El sistema de piso se considero con losa maciza de 15 cm de espesor. La configuración geométrica puede observarse en las figs 3.14 a 3.21.

3.1.3 Edificio 3: edificio de marcos de concreto reforzado desplantado en la zona compresible ($T_s=2s$) de la ciudad de México

La configuración geométrica es la misma que la del edificio 2, según puede observarse en las figs 3.14 a 3.21. Las cotas y dimensiones de los elementos estructurales se muestran en las mismas figuras.

3.2 Análisis elásticos

3.2.1 Edificio 1: edificio del caso real, estructurado con muros de concreto reforzado que colapsó durante el sismo de Chile de 2010

La resistencia a compresión del concreto es de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ desde el nivel de cimentación hasta el nivel 2 y de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ desde el nivel 3 al nivel de azotea. La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo se consideró como $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El modulo de elasticidad (E_c) del concreto se tomó igual que

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$$

Para la revisión de este edificio se utilizaron las cargas muertas o cargas permanentes establecidas en las tablas 3.1 a 3.4, en las que se definen los conceptos de carga para azotea, planta tipo y estacionamiento con espesor de losa de 15 cm, y zona del estacionamiento con espesor de losa de 20 cm.

Las cargas vivas consideradas para los efectos de cargas verticales fueron las cargas definidas en la tabla 3.5; estas cargas solamente se utilizaron para efectos de cargas verticales y no para calcular las masas necesarias para realizar el análisis sísmico dinámico modal

espectral. Para fines de los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales se utilizaron las cargas vivas instantáneas especificadas en el RCDF-04, más el peso propio (ver tabla 3.6). Debido a que en la Norma Chilena (NCH-433) se especifica que las cargas vivas consideradas para efectos de sismo, puede ser al menos el 50 % de las que se definieron en la tabla 3.5, para fines de este trabajo se asumió válidas las cargas vivas instantáneas definidas en la tabla 3.6.

La tabla 3.10 muestra las cargas totales por sistema de piso, consideradas para efectos de sismo, en la que se incluye la carga muerta y la carga viva instantánea.

La estructura se consideró desplantada en suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile, según se describe en el cap 2 de este trabajo. El límite permisible de las distorsiones angulares de entrepiso se consideró igual a 0.002. El uso de la estructura es de uso habitacional.

Los espectros inelásticos con los que se hizo la revisión de la respuesta sísmica de la estructura del caso 1, son:

- Espectro definido en la Norma Chilena (NCH-433), para edificios estructurados con muros de concreto reforzado, desplantados sobre suelo tipo III y zona sísmica 3. El factor de reducción de ordenadas espectrales es $R^*=4.44$, que es un factor que depende del número de niveles de la estructura, parámetros del suelo y factores de comportamiento sísmico establecidos en la NCH-433, según el material que conforma la estructura.
- Espectro definido en el apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para un suelo compresible con un periodo dominante de suelo $T_s= 2$ s, con factor de comportamiento sísmico $Q= 3$ y factor de irregularidad $FI= 0.8$. La construcción es del grupo B.

3.2.1.1 Periodos de vibración

Los periodos de los tres primeros modos de vibración de cada dirección se muestran en la tabla 3.15; los modos correspondientes al modelo tridimensional, se encuentran entre paréntesis. La dirección “Y” (dirección más esbelta) tiende a ser más flexible.

La fig 3.11 presenta en planta las configuraciones deformadas de los modos fundamentales de vibración del modelo tridimensional.

En la fig 3.29 de los espectros de diseño utilizados en este trabajo se muestra la ubicación del periodo del primer modo de vibración de la estructura del edificio 1 (caso real). Se puede observar que el periodo fundamental de vibración de la dirección transversal del edificio de interés estuvo cerca de la zona de máximas aceleraciones del espectro de diseño supuestamente utilizado en el dimensionamiento de dicho edificio.

3.2.1.2 Distorsiones angulares de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Las distorsiones angulares máximas de entrepiso calculadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplazadas en suelo tipo III, se muestran en la fig 3.31. Con base en este tipo de respuesta, se observa que la estructura tiene suficiente rigidez para satisfacer con el límite permisible establecido de 0.002. Se corrobora que la dirección X (longitudinal) tiende a ser más rígida que la dirección Y (transversal), como era de esperarse.

Las figs 3.35 y 3.36 presentan los resultados de las distorsiones angulares máximas de entrepiso de las condiciones de servicio y de colapso, respectivamente, calculados con el espectro de diseño del Apéndice A las NTC-Sismo del RCDF-04, asumiendo un suelo compresible con un periodo dominante del movimiento del suelo $T_s = 2$ s. La estructura del edificio 1 (caso real) tiene la rigidez lateral suficiente para cumplir con ambos estados límites permisibles. Los resultados de la condición de servicio son comparables con los correspondientes del estado límite de la Norma Chilena (NCH-433), para 0.002. Las respuestas determinadas con el espectro de diseño chileno tienden a ser mayores, como era de esperarse; al periodo fundamental de vibración de este tipo de estructura le corresponde una ordenada espectral mayor cuando se utiliza el espectro chileno (ver fig 3.29).

3.2.1.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

Los desplazamientos horizontales calculados con el espectro de diseño chileno, para muros de concreto, pueden observarse en la fig 3.30; las respuestas de la dirección Y corroboran que el edificio es más flexible en dicha dirección.

Las figs 3.33 y 3.34 presentan los desplazamientos horizontales máximos para las condiciones de servicio y de colapso calculados con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04. Después de comparar este tipo de respuesta, de la condición de

servicio, contra los desplazamientos laterales calculados con el espectro de diseño chileno, éstos últimos tienden a ser superiores.

3.2.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

La fig 3.32 presenta en elevación la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena. En la dirección X (longitudinal) se tienen fuerzas cortantes ligeramente mayores que en la dirección Y (corta), debido a la mayor rigidez lateral disponible en la dirección X.

La fig 3.37 muestran las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el espectro de diseño de la ciudad de México. Las fuerzas cortantes de entrepiso determinadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) tienden a ser mayores, como era de esperarse.

3.2.1.5 Resistencias

Las figs 3.54 a 3.56 muestran los armados de los muros de concreto de los ejes 1, 6 y 10, respectivamente. Cabe recordar que estos armados fueron diseñados durante el proyecto estructural del edificio 1 que colapsó durante el sismo de Chile de 2010.

3.2.2 Edificio 2: Edificio de marcos de concreto reforzado diseñado en suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile

La resistencia a compresión del concreto es de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ desde el nivel de cimentación hasta el nivel 2 y de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ desde el nivel 3 al nivel de azotea. Se consideró un valor de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ por ser el valor mínimo que se permite en el ACI para marcos especiales resistentes a sismo.

La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo se consideró como $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. El modulo de elasticidad (E_c) del concreto se tomó igual que:

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$$

Las cargas verticales y las cargas para efectos de sismo fueron las mismas que se utilizaron en el edificio 1. La tabla 3.13 muestra los pesos por nivel del modelo 2; se incluye el peso por sistema de piso y el peso propio de los elementos estructurales.

La estructura se consideró desplantada en el suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile. El dimensionamiento del edificio se hizo para proporcionar la suficiente rigidez lateral que cumpliera con el límite permisible de las distorsiones angulares de entrepiso de 0.002.

Cabe aclarar que, debido a que el periodo fundamental de vibración de la estructura corresponde a una ordenada relativamente baja en el espectro de diseño de la NCH-433, en este caso rigió el cortante basal mínimo para el diseño del edificio, el factor que se consideró para obtener el cortante basal mínimo fue de 1.26.

Los espectros inelásticos utilizados para calcular y revisar la respuesta sísmica de la estructura del edificio 2 fueron los siguientes:

- **Diseño:** Espectro de diseño definido en la Norma Chilena (NCH-433) para edificios estructurados con marcos de concreto reforzado, desplantados en suelo tipo III y zona sísmica 3. Se utilizó el factor de reducción de las ordenadas espectrales $R^*= 7.8$ y el factor que considera el cortante basal mínimo de $F_{vmin}= 1.26$.
- **Revisión:** Espectro de diseño definido en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para un periodo dominante del movimiento del suelo $T_s = 2$ s, el factor de comportamiento sísmico $Q= 3$ y el factor de irregularidad de $FI=0.8$. La construcción es del grupo B.

3.2.2.1 Periodos de vibración

Los periodos de los tres primeros modos de vibración de la estructura se presentan en la tabla 3.16. En dicha tabla se muestran nueve periodos de vibración, los periodos que se encuentran entre paréntesis corresponden a los periodos de vibración en el modelo tridimensional y los que no están entre paréntesis son los modos de la dirección que se indica en la primer columna de la tabla. El primer modo corresponde a traslación en la dirección corta del edificio, como era de esperarse por ser la dirección más flexible, el segundo modo es de traslación en la dirección del eje x y el tercero corresponde a torsión.

3.2.2.2 Distorsiones angulares de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Las distorsiones angulares de entrepiso calculadas con el espectro de diseño chileno se tienen en la fig 3.39; la rigidez lateral disponible de la estructura del edificio 2 satisface adecuadamente con el límite permisible de 0.002. Se corrobora que la dirección Y (transversal) de la estructura es más flexible lateralmente.

Las figs 3.43 y 3.44 presentan las distorsiones angulares máximas de entrepiso de las condiciones de servicio y de colapso calculadas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04. Se observa que la rigidez lateral de la estructura del edificio 2 (diseñado con la Norma Chilena para satisfacer el límite permisible de 0.002) no es adecuada para cumplir con los estados límite de servicio y de colapso; lo anterior ocurre porque a la ordenada del espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para el periodo fundamental de vibración de esta estructura, le corresponde un valor mayor con respecto de lo que ocurre con el espectro de diseño chileno (ver fig 3.29).

3.2.2.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

Los desplazamientos horizontales máximos, calculados con el espectro de la Norma Chilena (NCH-433) se muestran en la fig 3.38; se comprueba que las respuestas para el sismo en la dirección Y son mayores, como era de esperarse.

Las figs 3.41 y 3.42 tienen los desplazamientos horizontales máximos de las condiciones de servicio y de colapso, respectivamente, calculados con el espectro de diseño de la NTC-Sismo del RCDF-04; las respuestas de servicio tienden a ser superiores que las calculadas con el espectro de diseño chileno.

3.2.2.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) se muestran en la fig 3.40. Las respuestas tienden a ser mayores para el sismo en la dirección X (longitudinal), debido a que la estructura es más rígida en dicha dirección.

La fig 3.45 tiene las fuerzas cortantes de entrepiso determinadas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04; las fuerzas calculadas con este

espectro son mayores que las calculados con el espectro de diseño chileno, esto se debe a que el periodo de vibración del edificio 2 es un periodo relativamente largo ($T_y=1.335$ s) y como puede observarse en la figura 3.29 a dicho periodo le corresponden ordenadas espectrales más grandes en el espectro de las NTC-Sismo que en el espectro de la Norma Chilena (NCH-433).

3.2.2.5 Resistencias

Las resistencias de los elementos estructurales se calcularon a partir de los elementos mecánicos obtenidos de las siguientes combinaciones de carga que incluyen efectos de cargas verticales y sismo, a saber:

Combinación 1: $1.4 (CM + CV + S_x)$

Combinación 2: $1.4 (CM + CV - S_x)$

Combinación 3: $1.4 (CM + CV + S_y)$

Combinación 4: $1.4 (CM + CV - S_y)$

Combinación 5: $0.9CM + 1.4S_x$

Combinación 6: $0.9CM - 1.4S_x$

Combinación 7: $0.9CM + 1.4S_y$

Combinación 8: $0.9CM - 1.4S_y$

Dichas combinaciones de cargas se especifican en la Norma Chilena (NCH-433).

Las figs 3.57 a 3.59 muestran los armados del acero de refuerzo longitudinal y transversal de las vigas de los ejes 1, 6 y 9, respectivamente. El diseño se realizó de acuerdo con la norma chilena NCH-430 y el reglamento del ACI-318.

Las figs 3.60 a 3.62 tienen los armados y distribución del acero de refuerzo longitudinal y transversal de las columnas de los ejes 1,6 y 9, respectivamente.

Las figs 3.63 a 3.65 presentan la distribución y el número de sección transversal del armado de las vigas de los ejes 1, 6 y 9, respectivamente. La fig 3.66 muestra los armados de las vigas de los ejes 1,6 y 9, con vistas de todos los cortes transversales. Las figs 3.67 y 3.68 tienen el acero de refuerzo transversal y longitudinal de las columnas de los ejes 1 y 6, respectivamente. Las figs 3.69 y 3.70 presentan los armados de las columnas del eje 9.

3.2.3 Edificio 3: edificio de marcos de concreto reforzado diseñado en la zona compresible ($T_s = 2s$) de la ciudad de México

La resistencia a compresión del concreto se consideró igual que $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ para toda la estructura, ya que es el valor mínimo que las NTC-Concreto del RCDF-04 permiten para edificios estructurados con marcos dúctiles ($Q = 3$ ó 4). La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo se consideró como $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El modulo de elasticidad del concreto se consideró igual que

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$$

Las cargas muertas verticales por sistema de piso, utilizadas para el diseño de este modelo, fueron las mismas que las del edificio 1, según se mostraron en las tablas 3.1 a 3.4. Las cargas vivas máximas por sistema de piso se enlistan en la tabla 3.7 y la carga viva instantánea para efectos de sismo y masa para el análisis dinámico modal espectral se tienen en la tabla 3.5. La carga total por sistema de piso, para efectos de sismo, se presentan en la tabla 3.10. Los pesos por nivel de la estructura pueden observarse en la tabla 3.14.

La estructura se consideró desplantada en el suelo compresible de la ciudad de México con periodo dominante del terreno de $T_s = 2 \text{ s}$. El dimensionamiento de vigas y columnas se realizó de forma tal que la rigidez lateral fuera suficiente para cumplir con el estado límite de la condición de servicio, para que las distorsiones angulares de entrepiso no excedieran el límite permisible de 0.002. Los marcos del edificio se diseñaron como marcos dúctiles de concreto.

Los espectros inelásticos de diseño utilizados para calcular y revisar la respuesta sísmica de la estructura fueron los siguientes:

- **Diseño:** Espectro de diseño definido en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para el periodo dominante de suelo $T_s = 2 \text{ s}$, con el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y el factor de irregularidad $FI = 0.8$. La construcción es del grupo B. Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis sísmico dinámico modal espectral se multiplicaron por $Q'R/7$ para obtener los desplazamientos horizontales de servicio, y por QR para calcular los desplazamientos para la condición de colapso.

- **Revisión:** Espectro de diseño definido en la Norma Chilena (NCH-433), para edificios estructurados con marcos de concreto desplantados en suelo tipo III y zona sísmica 3. Se utilizó el factor de reducción de las ordenadas espectrales $R^*=7.8$ y el factor que considera el cortante basal mínimo $F_{vmin}=1.26$.

3.2.3.1 Periodos de vibración

Los periodos de los tres primeros modos de vibración de cada dirección se tienen en la tabla 3.17; los modos correspondientes al modelo tridimensional se encuentran entre paréntesis.

3.2.3.2 Distorsiones angulares de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Las distorsiones angulares de entrepiso de la condición de servicio se muestran en la fig 3.48 y las de colapso en la fig 3.49. Como puede observarse en dichas figuras la rigidez lateral es adecuada para cumplir con los límites de ambas condiciones; la dirección X (longitudinal) tiende a ser más rígida que la dirección Y (corta).

Las distorsiones angulares de entrepiso calculadas con el espectro de diseño chileno, para marcos de concreto reforzado, pueden observarse en la fig 3.52. Al comparar las respuestas determinadas con ambas Normas (ver figs 3.48 y 3.52), se observa que son mayores cuando se aplica el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, debido a que la ordenada espectral para el periodo fundamental de vibración de la estructura del edificio 3 es más grande que la correspondiente con el espectro de la Norma Chilena (NCH-433).

3.2.3.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

Los desplazamientos horizontales máximos, calculados con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo, para las condiciones de servicio y colapso pueden observarse en las figs 3.33 y 3.34, respectivamente.

La fig 3.51 tienen los desplazamientos horizontales máximos calculados con el espectro de diseño de la Norma Chilena (NCH-433).

3.2.3.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

La fig 3.50 muestra las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04; las respuestas en la dirección X tienden a ser mayores que las de la dirección Y, como era de esperarse por la diferencia de rigideces laterales en cada dirección.

La fig 3.53 presenta las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena (NCH-433); puede observarse que son menores que las calculadas con el espectro de diseño mexicano, como era de esperarse, ya que al periodo del primer modo de vibración del edificio le corresponden aceleraciones espectrales más pequeñas en el espectro de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para marcos de concreto, que las correspondientes en el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.

3.2.3.5 Resistencias

Las resistencias de los elementos estructurales se calcularon a partir de los elementos mecánicos obtenidos con las siguientes combinaciones de carga, que incluyen efectos de cargas verticales y sismo, a saber:

Combinación 1:	1.4 (CM+CV _{máx})
Combinación 2:	1.1 (CM+CV _i +S _x +0.3S _y)
Combinación 3:	1.1 (CM+CV _i +S _x -0.3S _y)
Combinación 4:	1.1 (CM+CV _i -S _x +0.3S _y)
Combinación 5:	1.1 (CM+CV _i -S _x -0.3S _y)
Combinación 6:	1.1 (CM+CV _i +S _y +0.3S _x)
Combinación 7:	1.1 (CM+CV _i +S _y -0.3S _x)
Combinación 8:	1.1 (CM+CV _i -S _y +0.3S _x)
Combinación 9:	1.1 (CM+CV _i -S _y -0.3S _x)

El cálculo de las resistencias de los elementos estructurales se realizó según los requerimientos de marcos dúctiles, especificados en las NTC-Concreto del RCDF-04.

Los refuerzos longitudinal y transversal de las vigas de los ejes 1, 6 y 9 se muestran en las figs 3.71 a 3.73, respectivamente.

Los refuerzos longitudinal y transversal de las columnas de los ejes 1, 6 y 9 se pueden observar en las figs 3.74 a 3.76, respectivamente.

Las figs 3.77 a 3.79 muestran en elevación la distribución de los tipos de resistencias de vigas y columnas de los ejes 1, 6 y 9, respectivamente. La fig 3.80 tiene el total de los armados correspondientes de las vigas de los ejes 1, 6 y 9. Las figs 3.81 y 3.82 muestran los armados de las columnas de los ejes 1 y 6, respectivamente. Y, las figs 3.83 y 3.84 presentan los armados resultantes de las columnas del eje 9.

Tabla 3.1 Cargas muertas en azotea para los tres edificios en estudio

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Losa de concreto, t=15cm	360
Carga muerta adicional	20
Relleno e impermeabilización	150
Instalaciones y plafones	40
Carga muerta total en azotea	570

Tabla 3.2 Cargas muertas en planta tipo para los tres edificios en estudio

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Losa de concreto, t=15cm	360
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero, e=3cm	66
Carga muerta adicional por firme	20
Recubrimiento de piso (loseta vinilica)	5
Instalaciones y plafón	35
Carga muerta total en planta tipo	506

Tabla 3.3 Cargas muertas en la zona de estacionamiento con losa de 15 cm de espesor para los tres edificios en estudio

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Losa de concreto, t=15cm	360
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero, e=3cm	66
Carga muerta adicional por firme	20
Instalaciones y plafón	35
Carga muerta total en estacionamiento	501

Tabla 3.4 Cargas muertas en la zona de estacionamiento con losa de 20 cm de espesor para los tres edificios en estudio

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Losa de concreto, t=20cm	480
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero, e=3cm	66
Carga muerta adicional por firme	20
Instalaciones y plafón	35
Carga muerta total en estacionamiento	621

Tabla 3.5 Cargas vivas para los edificios 1 y 2

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Azotea	100
Planta tipo	200
Estacionamiento	500

Tabla 3.6 Cargas vivas instantáneas para el edificio 3

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Azotea (Pendiente menor que 5%)	70
Planta tipo (vivienda)	90
Estacionamiento	100

Tabla 3.7 Cargas vivas máximas para el edificio 3

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Azotea (Pendiente menor que 5%)	100
Planta tipo (vivienda)	170
Estacionamiento	250

Tabla 3.8 Cargas verticales totales para los edificios 1 y 2

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Azotea	670
Planta tipo	706
Estacionamiento, t=15 cm	1,001
Estacionamiento, t=20 cm	1,121

Tabla 3.9 Cargas verticales máximas totales para el edificio 3

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Azotea (Pendiente menor que 5%)	670
Planta tipo (vivienda)	676
Estacionamiento, t=15 cm	751
Estacionamiento, t=20 cm	871

Tabla 3.10 Cargas totales de sistema de piso consideradas para efectos de sismo para los tres edificios en estudio

Concepto de carga	Carga kg/m ²
Azotea (Pendiente menor que 5%)	640
Planta tipo (vivienda)	596
Estacionamiento, t=15 cm	601
Estacionamiento, t=20 cm	721

Tabla 3.11 Pesos por sistema de piso para efectos de análisis sísmicos dinámicos para los tres edificios en estudio

Nivel	Área (m ²)	Carga muerta (kg/m ²)	Carga viva instantánea (t/m ²)	Carga Total (t)
CM	73.44	570	70	47
N15	214.50	506	90	128
N14	290.59	506	90	173
N13	389.38	506	90	232
N12	484.95	506	90	289
N11	500.78	506	90	298
N10	500.78	506	90	298
N9	500.78	506	90	298
N8	500.78	506	90	298
N7	500.78	506	90	298
N6	500.78	506	90	298
N5	500.78	506	90	298
N4	500.78	506	90	298
N3	500.78	506	90	298
N2	469.21	506	90	280
N1	442.24	506	90	264
S1 t= 20 cm	506.59	621	100	644
S1 t = 15 cm	463.20	501	100	
S2 t = 20 cm	507.07	621	100	658
S2 t 15 cm	486.25	501	100	
CIM t = 45 cm	507.07	1,080	100	1,474
CIM t 80 cm	433.54	1,920	100	
* No se incluye peso propio de los elementos estructurales			Carga Total	6,874

Tabla 3.12 Pesos por nivel del edificio 1

Nivel	Sistema de piso (t)	Muros de concreto (t)	Muros de mampostería (t)	Vigas (t)	Peso por nivel (t)
CM	47.00	75.57			122.57
N15	127.84	107.61	4.23	39.42	279.10
N14	173.19	130.59	4.23	19.36	327.37
N13	232.07	171.52	4.23	19.21	427.03
N12	289.03	214.4	4.23	22.42	530.08
N11	298.46	214.4	4.23	16.14	533.23
N10	298.46	214.4	4.23	15.81	532.90
N9	298.46	214.4	4.23	15.48	532.57
N8	298.46	214.4	4.23	15.48	532.57
N7	298.46	214.4	4.23	16.46	533.55
N6	298.46	214.4	4.23	16.46	533.55
N5	298.46	214.4	4.23	16.12	533.21
N4	298.46	214.4	4.23	16.46	533.55
N3	298.46	214.4	4.23	16.79	533.88
N2	279.65	201.18	4.23	27.74	512.80
N1	263.58	245.78		40.26	549.62
S1	643.64	375.76		77.57	1,096.97
S2	657.84	386.98		67.23	1,112.05
				Peso total	9,756.61

Tabla 3.13 Pesos por nivel del edificio 2

Nivel	Sistema de piso (t)	Columnas (t)	Vigas (t)	Muros (t)	Peso por nivel (t)
CM	47.00	27.65	21.87		96.52
N15	127.84	55.3	53.98		237.12
N14	173.19	69.12	67.65		309.96
N13	232.07	82.94	92.85		407.86
N12	289.03	108.86	109.05		506.94
N11	298.46	108.86	102.11		509.43
N10	298.46	108.86	102.11		509.43
N9	298.46	108.86	102.11		509.43
N8	298.46	108.86	102.11		509.43
N7	298.46	120.96	101.28		520.70
N6	298.46	120.96	101.28		520.70
N5	298.46	120.96	101.28		520.70
N4	298.46	120.96	101.28		520.70
N3	298.46	120.96	101.28		520.70
N2	279.65	133.06	100.46		513.17
N1	263.58	135.72	100.46		499.76
S1	643.64	189.18	57.31	317.13	1,207.26
S2	657.84	189.18	54.16	317.13	1,218.31
			Peso total		9,638.13

Tabla 3.14 Pesos por nivel del edificio 3

Nivel	Sistema de piso (t)	Columnas (t)	Vigas (t)	Muros (t)	Peso por nivel (t)
CM	47.00	43.2	34.8		125.00
N15	127.84	86.4	85.92		300.16
N14	173.19	108	107.55		388.74
3N13	232.07	129.6	148.23		509.90
N12	289.03	166.32	174.14		629.49
N11	298.46	166.32	162.67		627.45
N10	298.46	166.32	162.67		627.45
N9	298.46	166.32	162.67		627.45
N8	298.46	166.32	162.67		627.45
N7	298.46	181.44	161.31		641.21
N6	298.46	181.44	161.31		641.21
N5	298.46	181.44	161.31		641.21
N4	298.46	181.44	161.31		641.21
N3	298.46	181.44	161.31		641.21
N2	279.65	196.56	159.94		636.15
N1	263.58	200.49	159.94		624.01
S1	643.64	286.07	59.94	317.13	1,306.78
S2	657.84	286.07	54.93	317.13	1,315.97
			Peso total		11,552.06

Tabla 3.15 Periodos de vibración del edificio 1

Periodos de vibración (s)		
T_y (dirección transvesal)	1 (1)	0.623
	2 (4)	0.136
	3 (7)	0.075
T_x (dirección longitudinal)	4 (2)	0.476
	5 (5)	0.130
	6 (8)	0.064
T_θ (torsión)	7 (3)	0.463
	8 (6)	0.111
	9 (9)	0.056

() Periodo de vibración del modelo
tridimensional

Tabla 3.16 Periodos de vibración del edificio 2

Periodos de vibración (s)		
T_y (dirección transvesal)	1 (1)	1.335
	2 (4)	0.422
	3 (7)	0.231
T_x (dirección longitudinal)	4 (2)	1.260
	5 (5)	0.401
	6 (8)	0.230
T_θ (torsión)	7 (3)	1.012
	8 (6)	0.328
	9 (9)	0.189

() Periodo de vibración del modelo
tridimensional

Tabla 3.17 Periodos de vibración del edificio 3

Periodos de vibración (s)		
T_y (dirección transvesal)	1 (1)	0.950
	2 (4)	0.292
	3 (7)	0.157
T_x (dirección longitudinal)	4 (2)	0.864
	5 (5)	0.272
	6 (8)	0.154
T_θ (torsión)	7 (3)	0.710
	8 (6)	0.226
	9 (9)	0.129

() Periodo de vibración del modelo
tridimensional

Tabla 3.18 Valores de $Q'R/7$ y QR para el cálculo de las distorsiones angulares de entrepiso de las condiciones de servicio y colapso de la dirección transversal (Y) de los tres edificios de interés, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

Edificio	Caso de estudio	Periodo fundamental, T_{1Y} (s)	Q	Q'	R	$Q'R/7$	QR
1	1	0.623	3	2.79	2.12	0.84	6.35
2	2	1.335	3	4.38	2.00	1.25	6.00
3	3	0.950	3	3.73	2.04	1.09	6.12



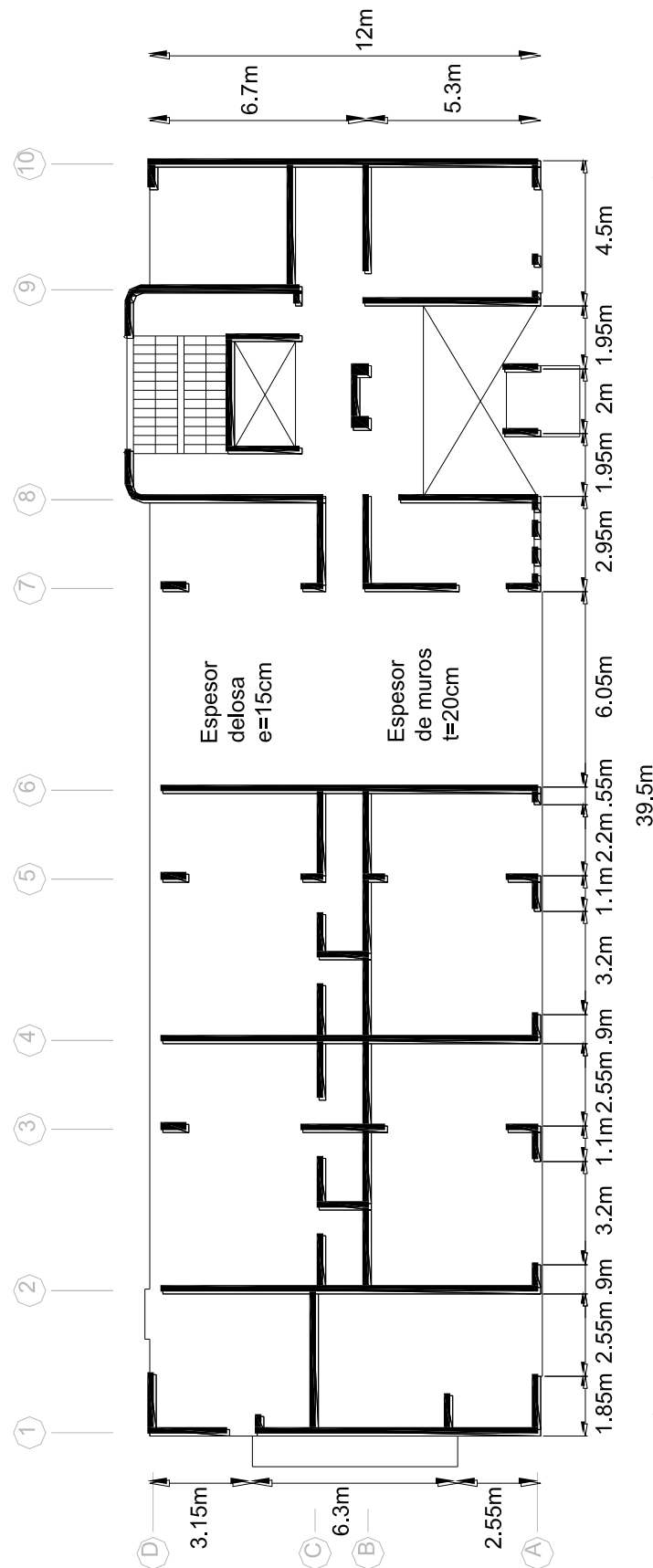


Figura 3.2 Vista en planta del nivel 1 del edificio 1

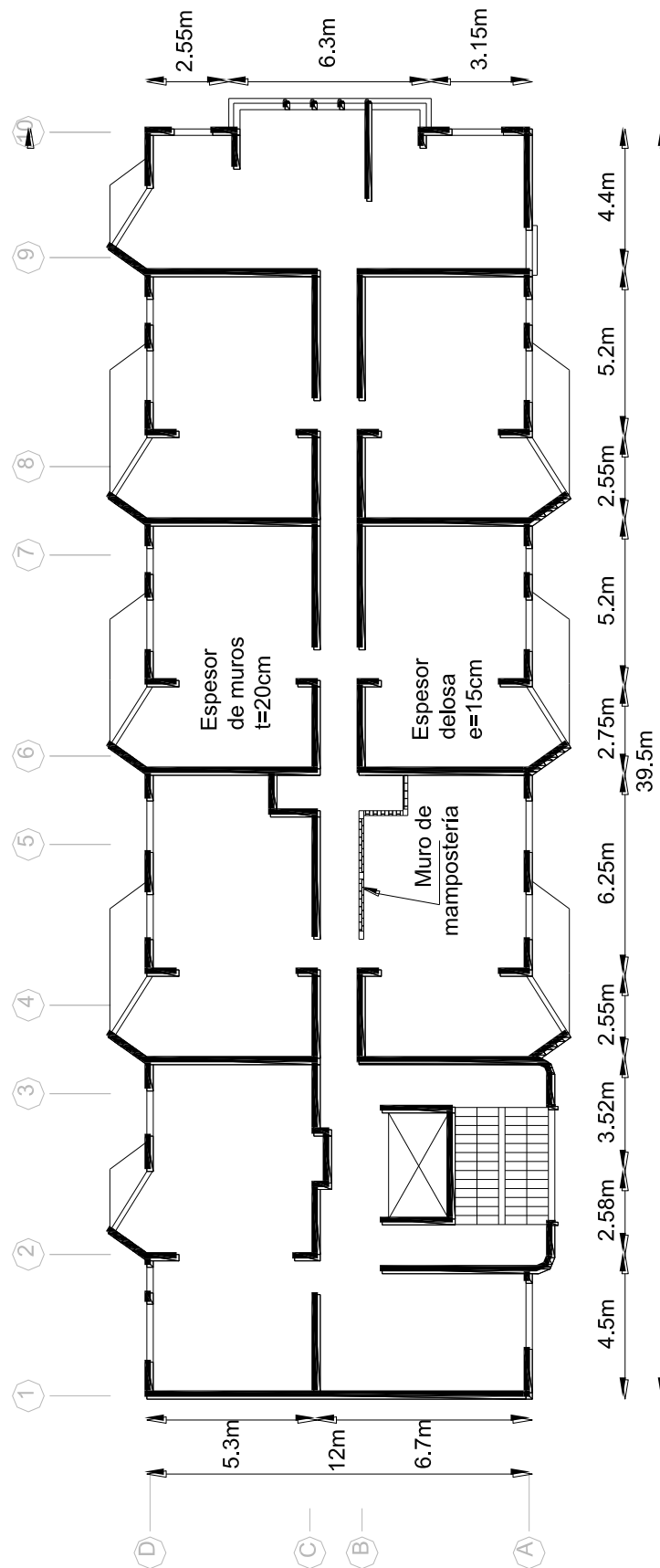
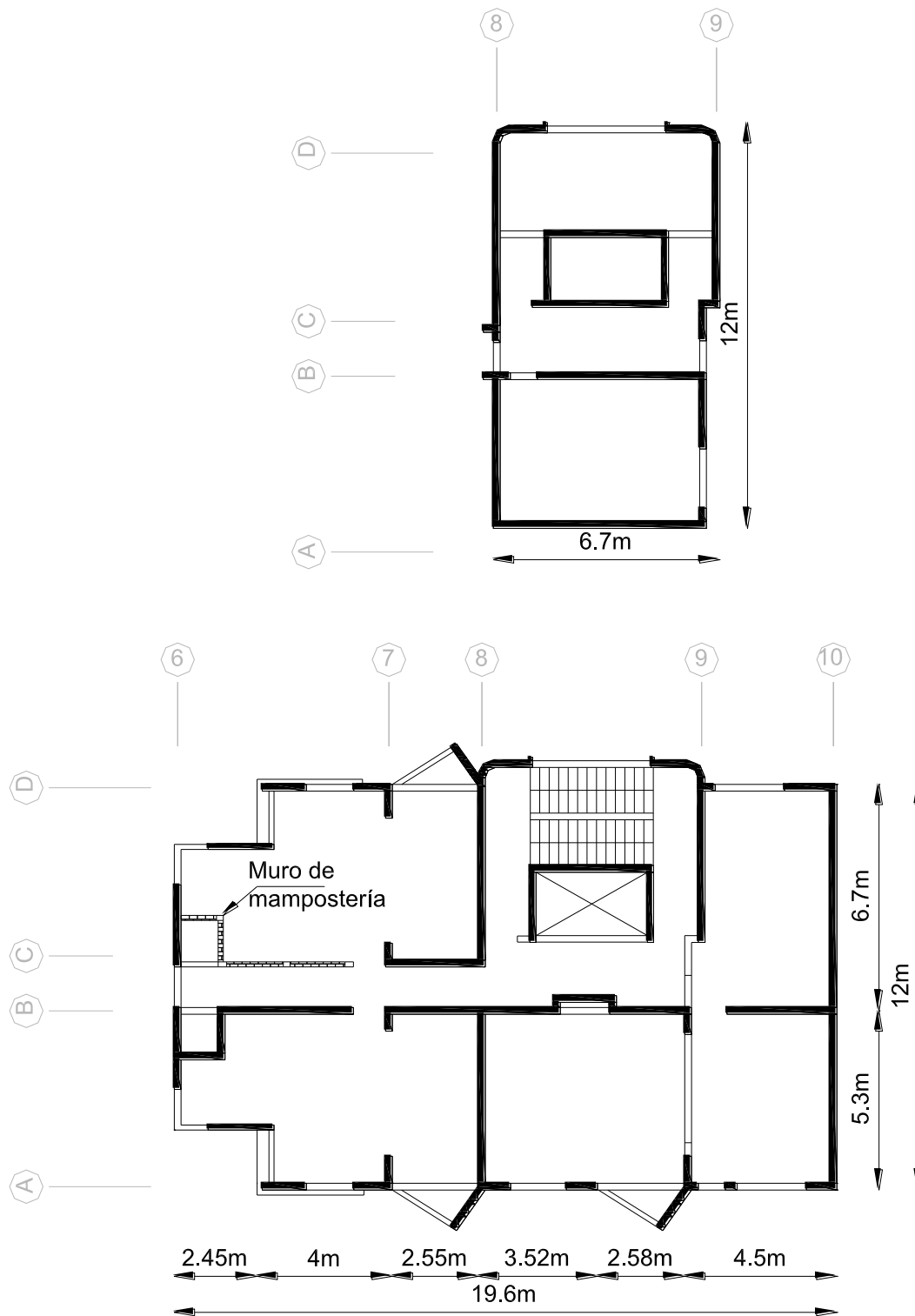


Figura 3.3 Planta tipo del edificio 1, nivel 3 a N12



Figura 3.4 Vista en planta de los niveles 13 y 14 del edificio 1



Espesor de muros $t=20\text{cm}$

Espesor delosa $e=15\text{cm}$

Figura 3.5 Vista en planta de los niveles 15 y cuarto de maquinas del edificio 1

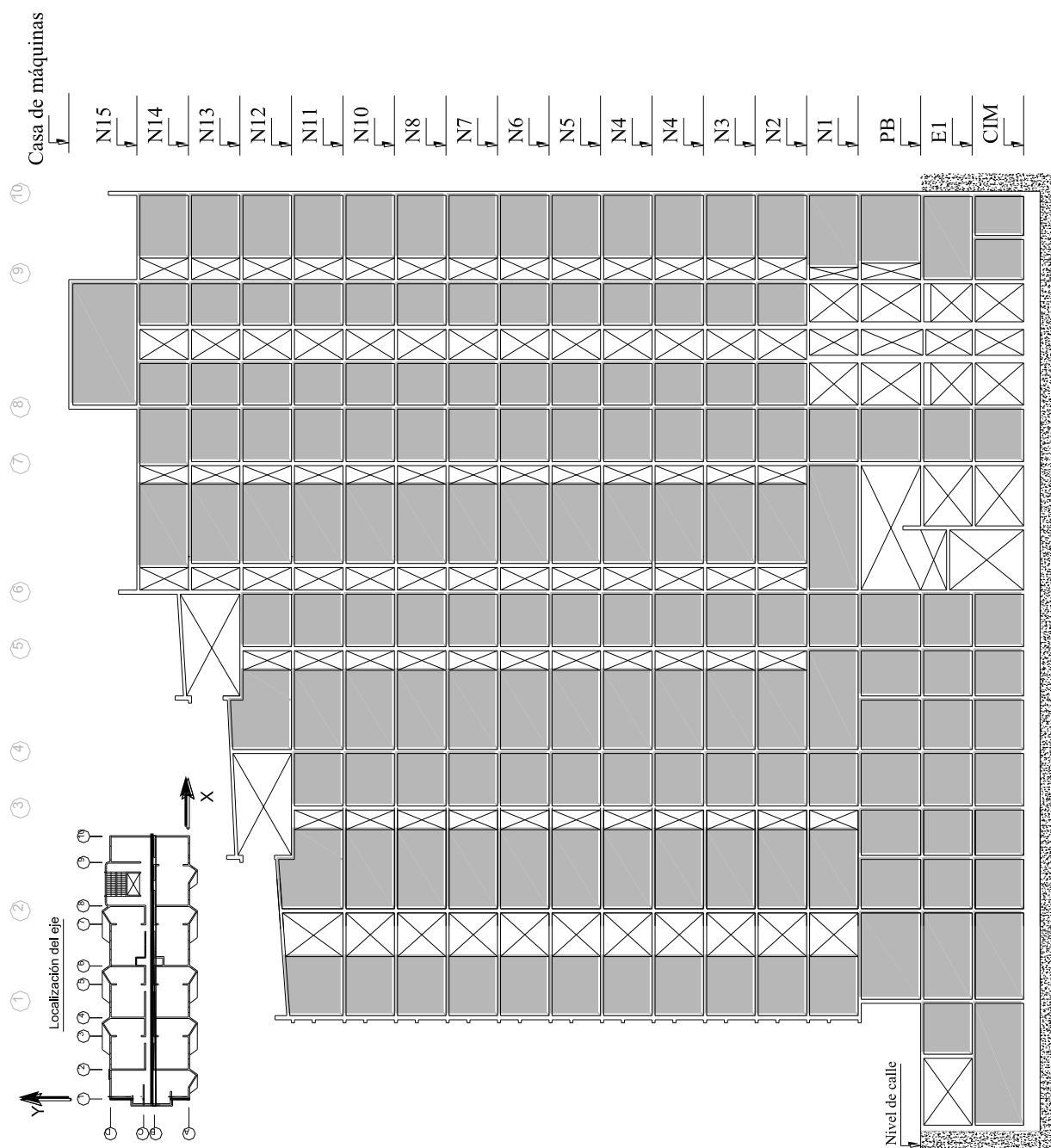


Figura 3.6 Vista en elevación del eje B del edificio 1



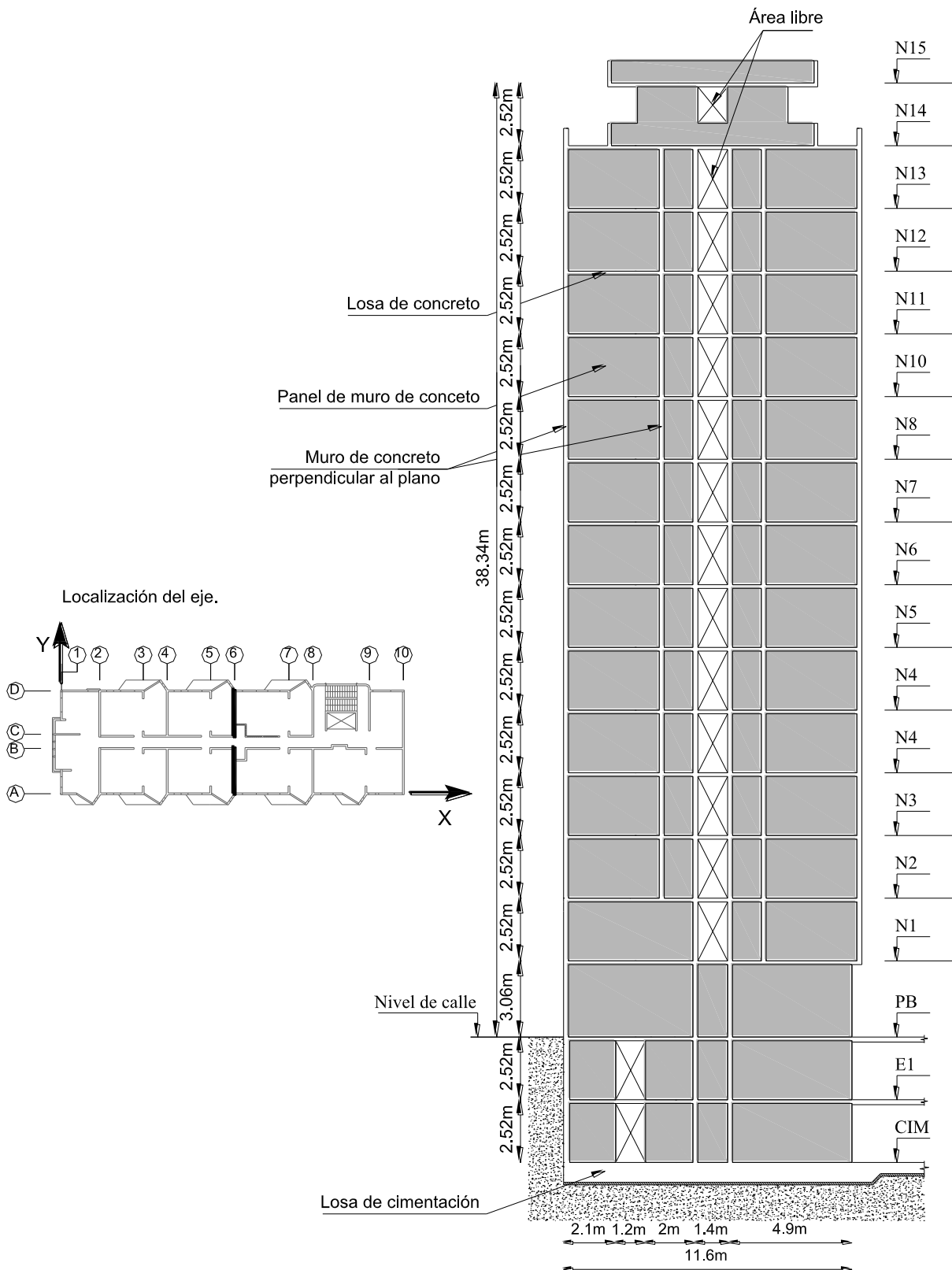


Figura 3.8 Vista en elevación del eje 6 del edificio 1

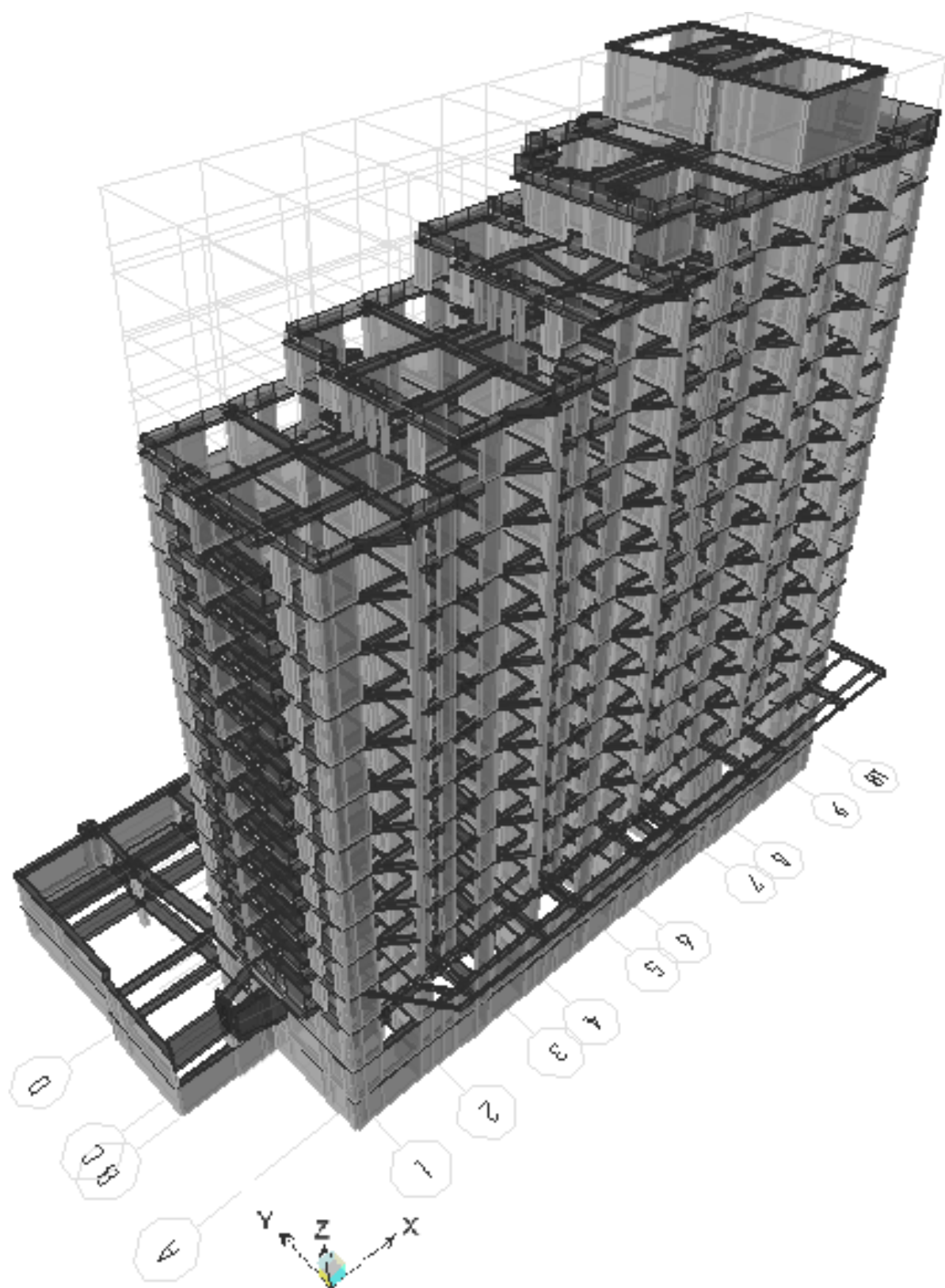


Figura 3.10 Modelo elástico tridimensional del edificio 1, según el programa ETABS

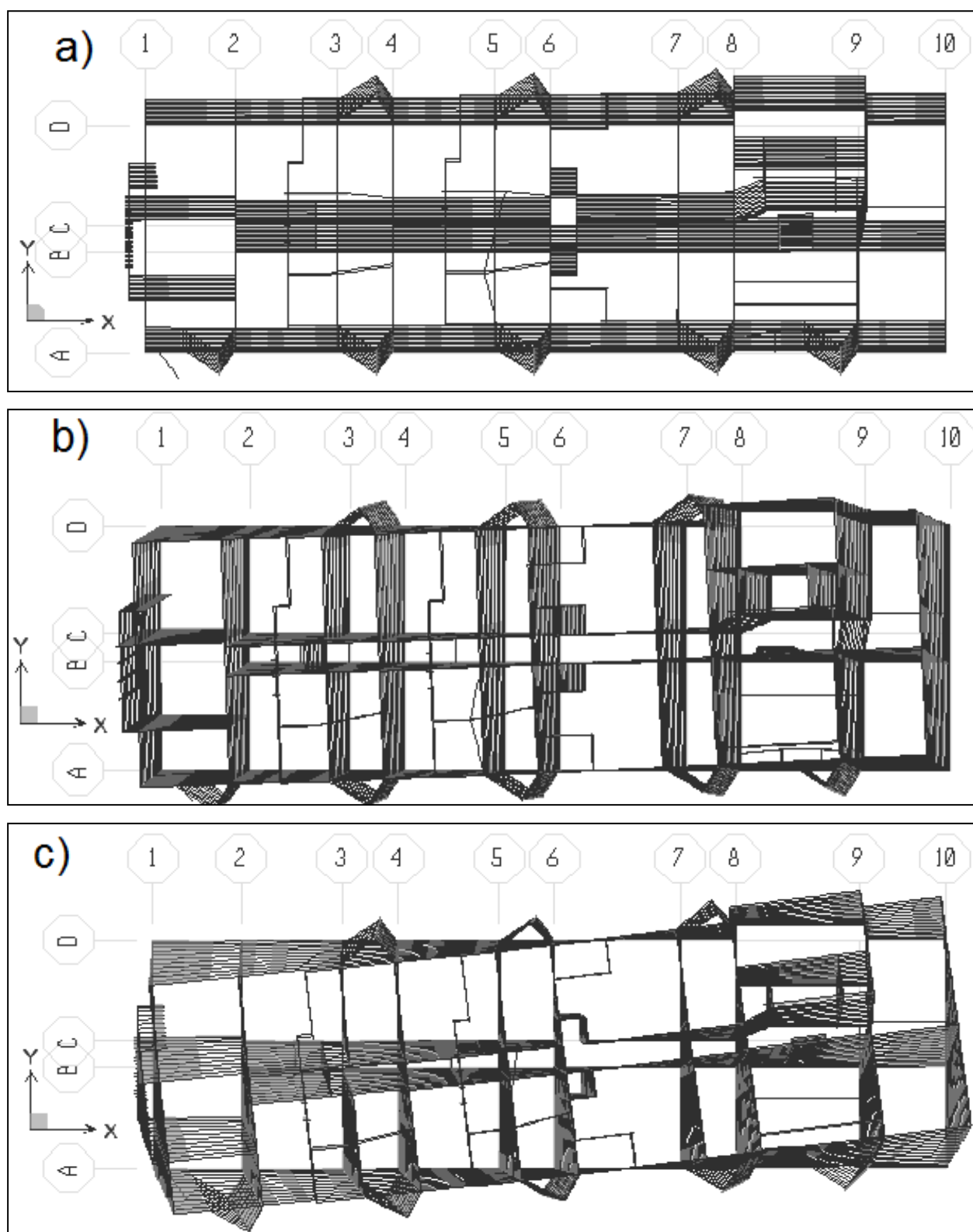


Figura 3.11 Deformadas en planta de los modos fundamentales de vibración del edificio 1

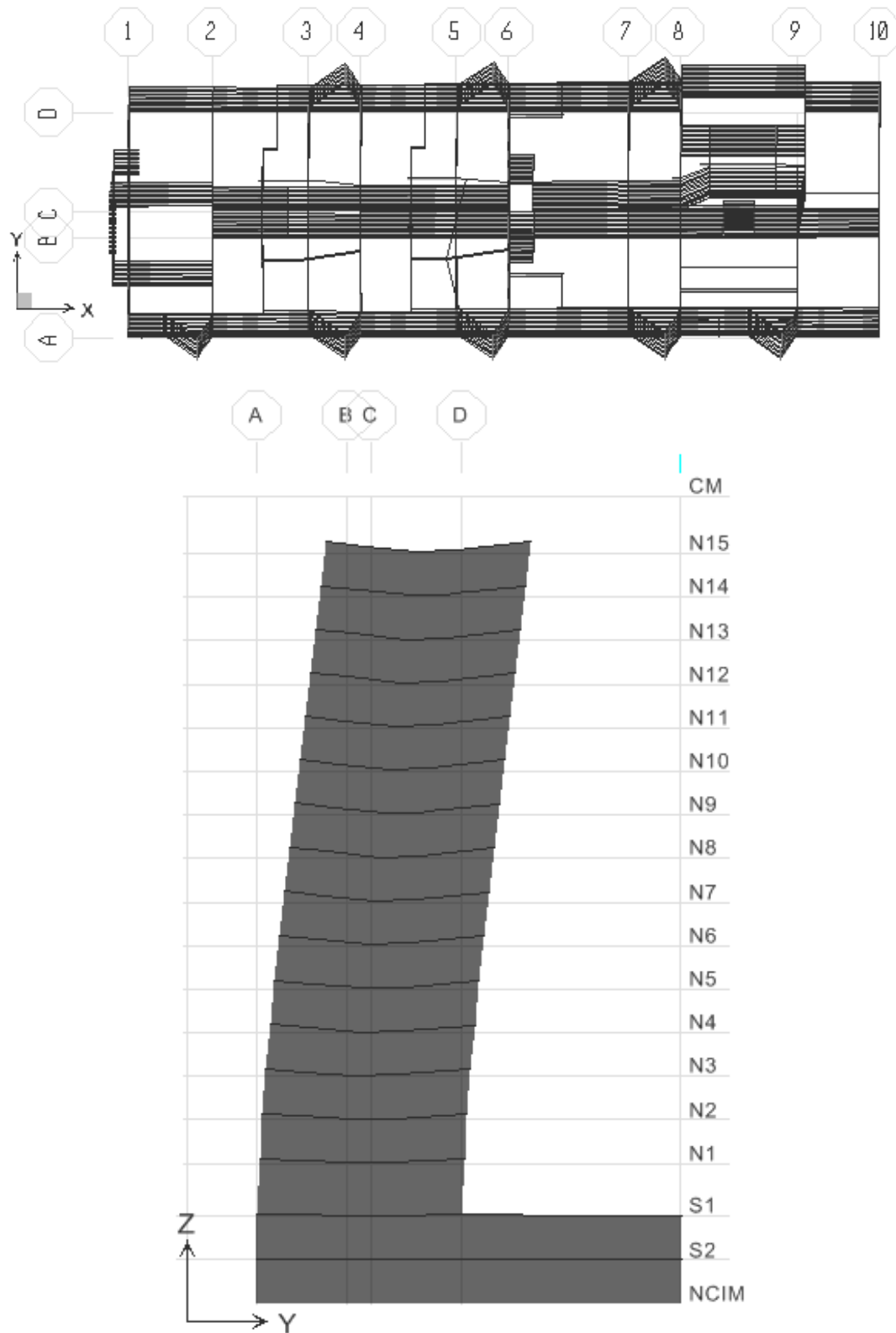


Figura 3.12 Vista en planta y elevación de la deformada del primer modo fundamental de vibración del edificio 1

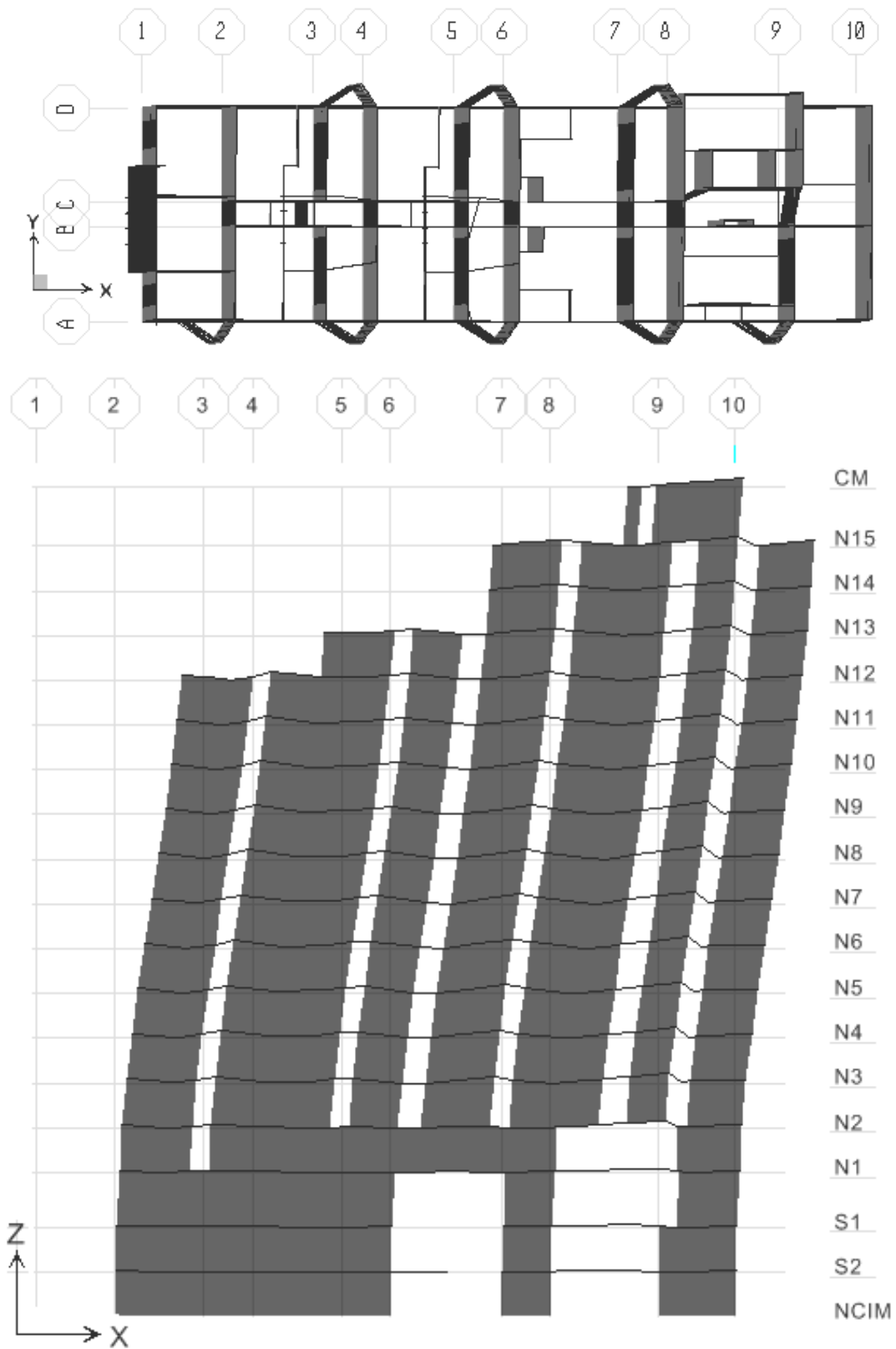


Figura 3.13 Vista en planta y elevación de la deformada del segundo modo fundamental de vibración del edificio 1

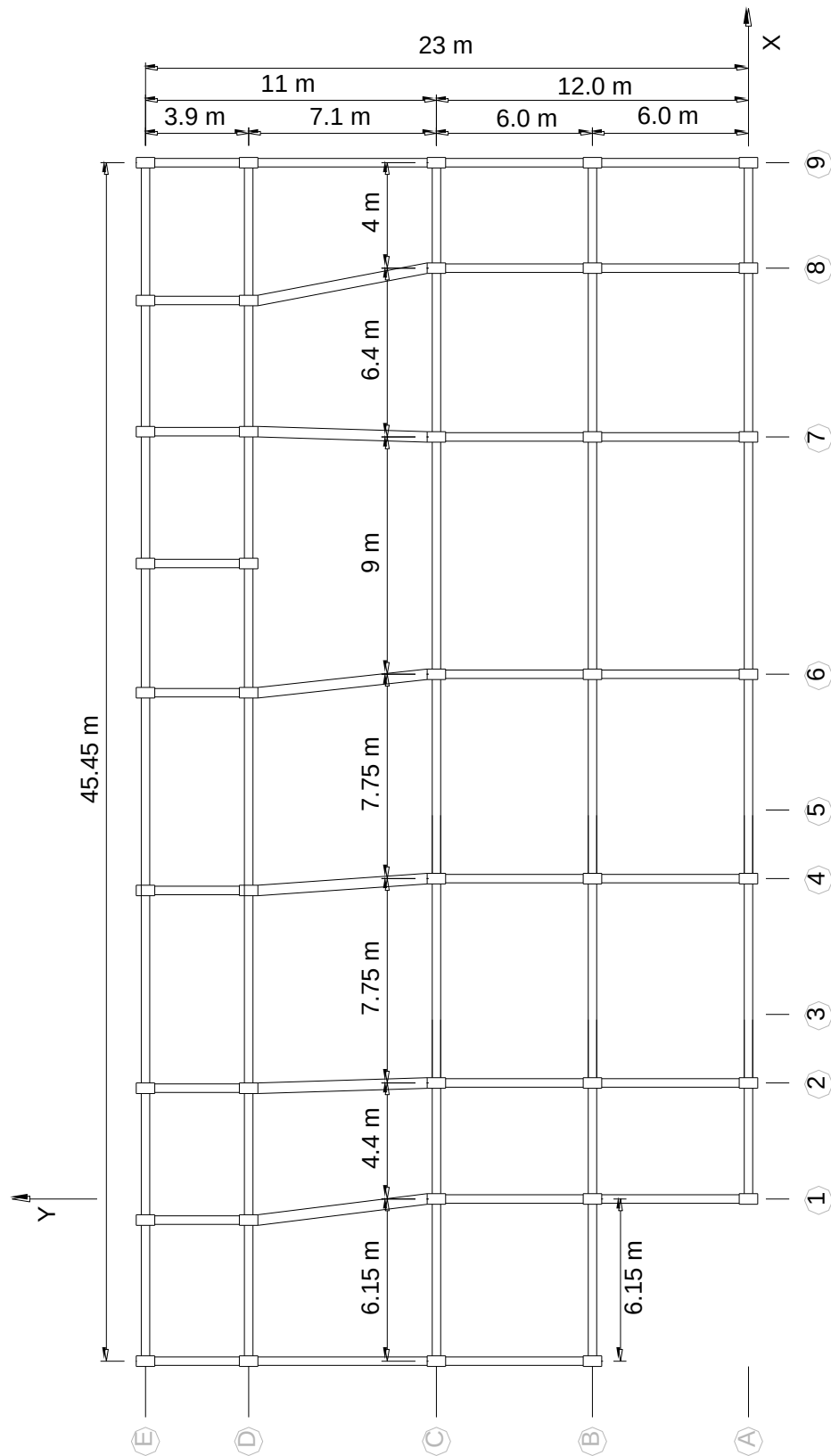


Figura 3.14 Vista en planta de los niveles S1 y S2 de los edificios 2 y 3

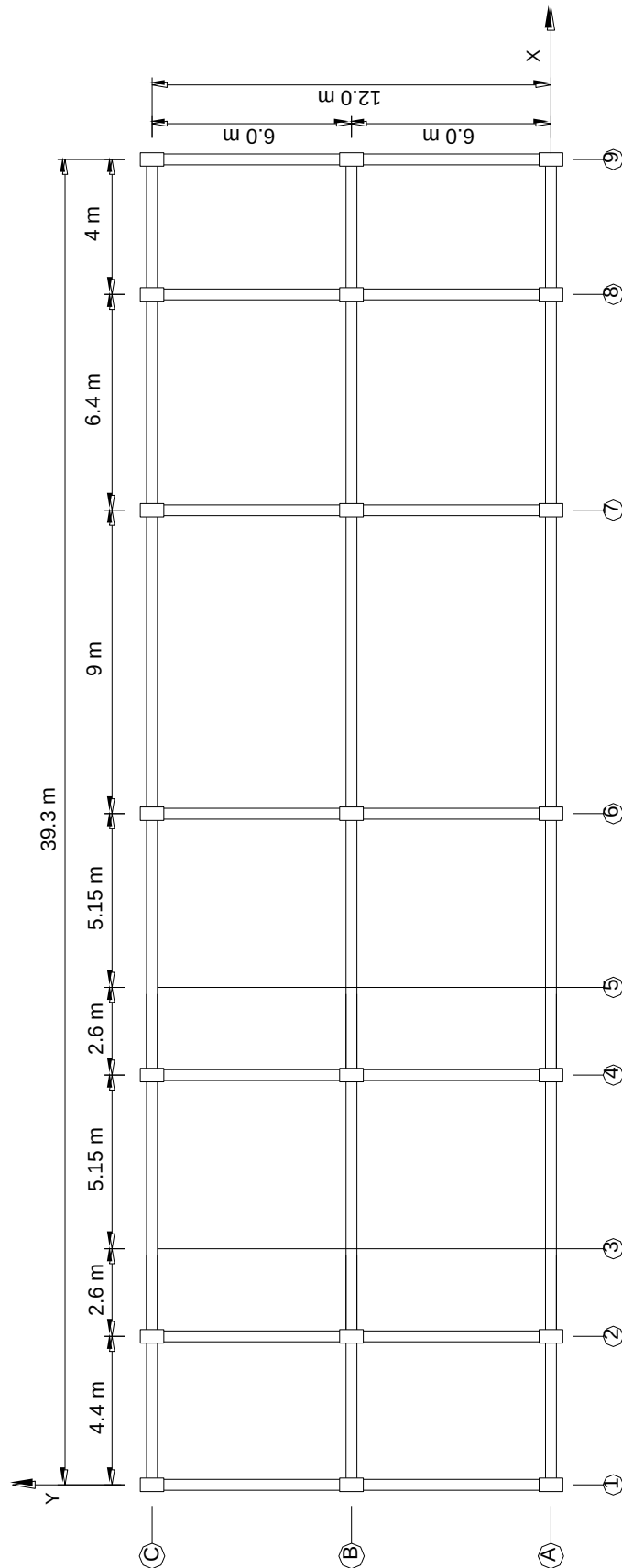


Figura 3.15 Vista en planta de los niveles 1 a 13 de los edificios 2 y 3

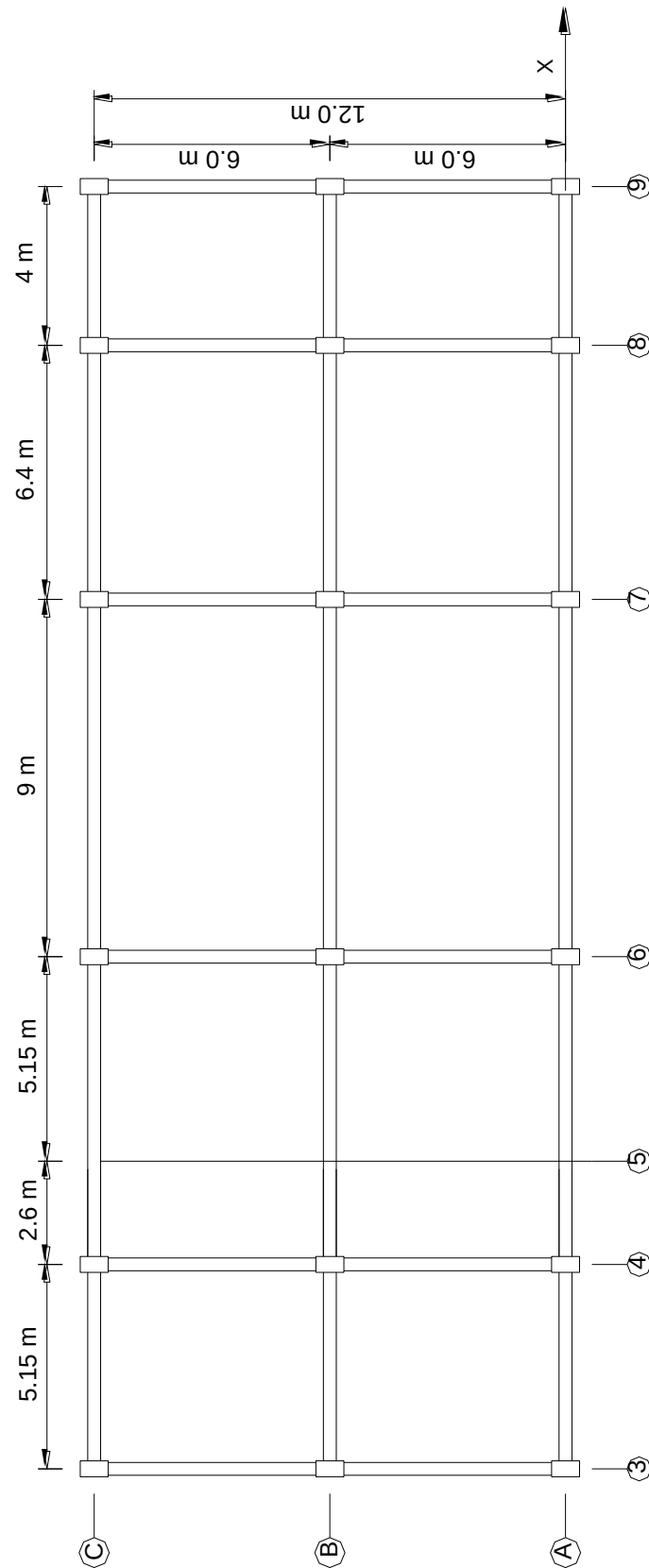


Figura 3.16 Vista en planta del nivel 14 de los edificios 2 y 3

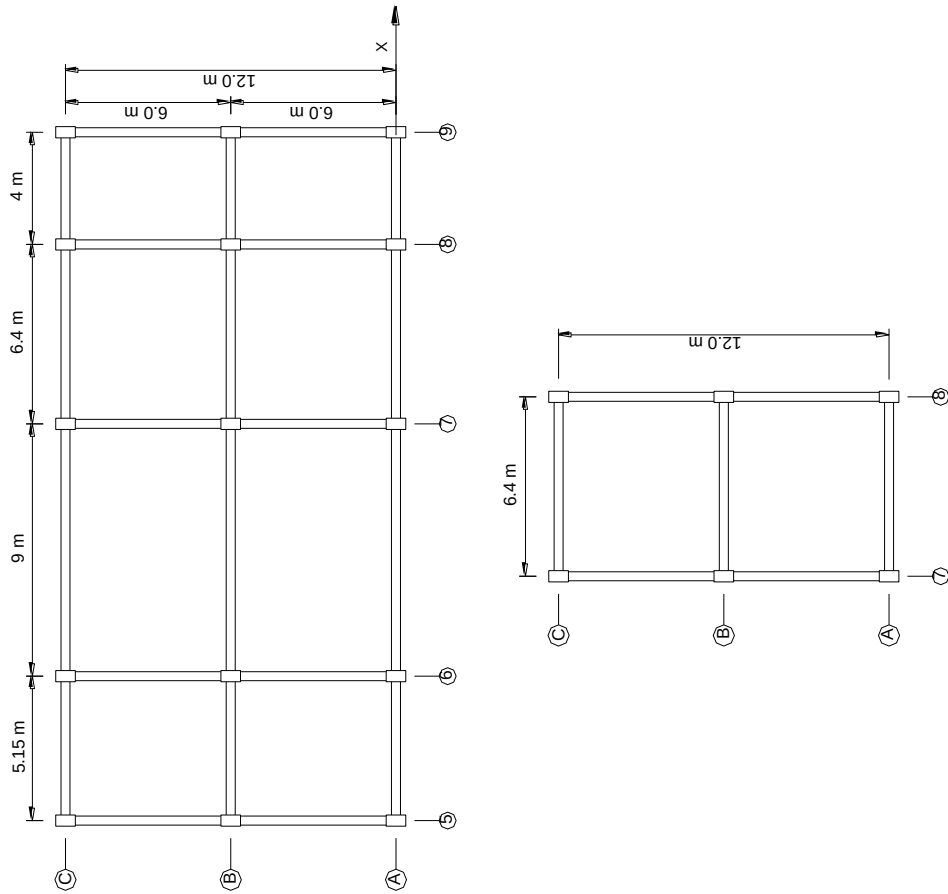


Figura 3.17 Vista en planta del nivel 15 y de la casa de máquinas de los edificios 2 y 3

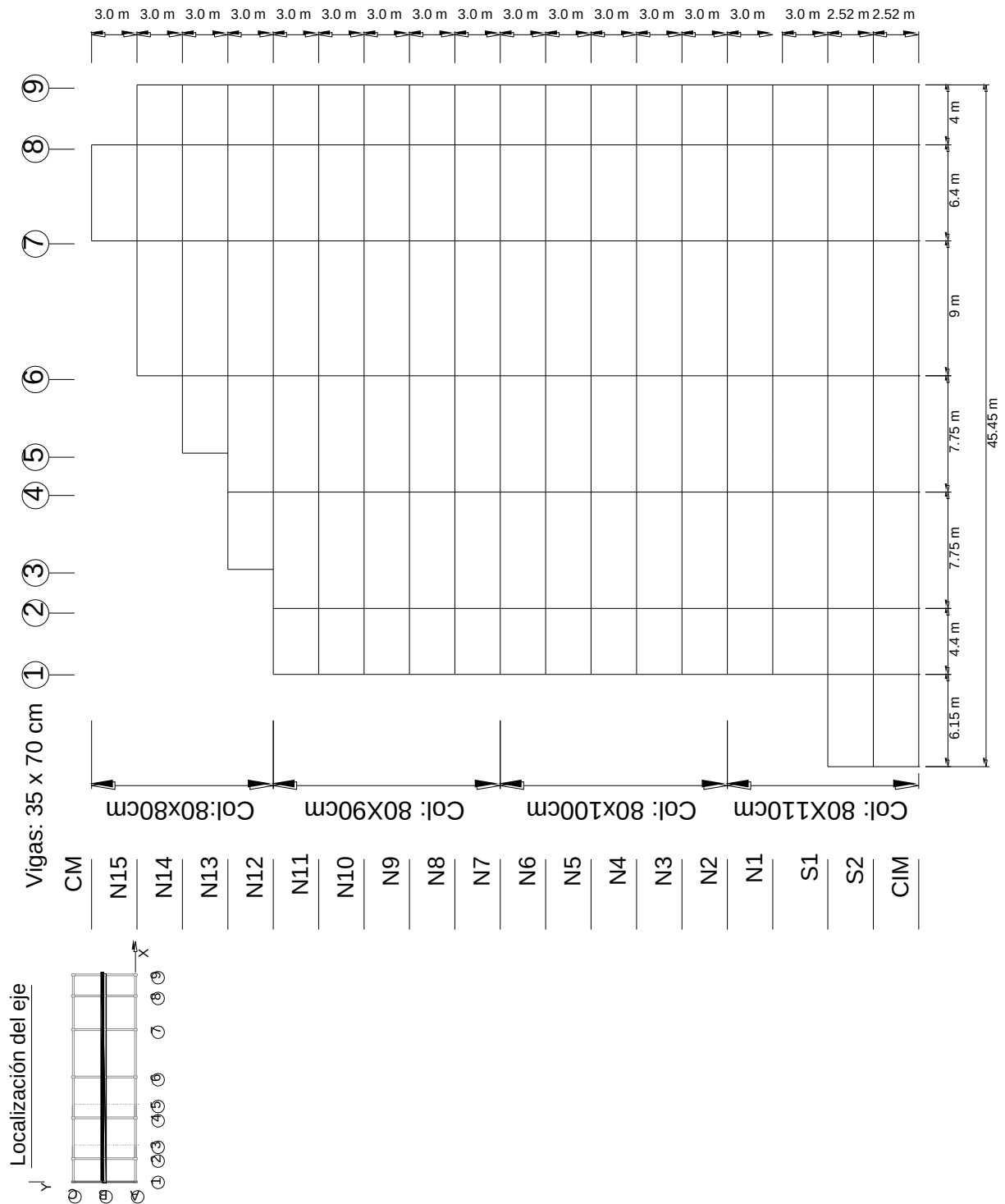


Figura 3.18 Vista en elevación del eje B del edificio 2

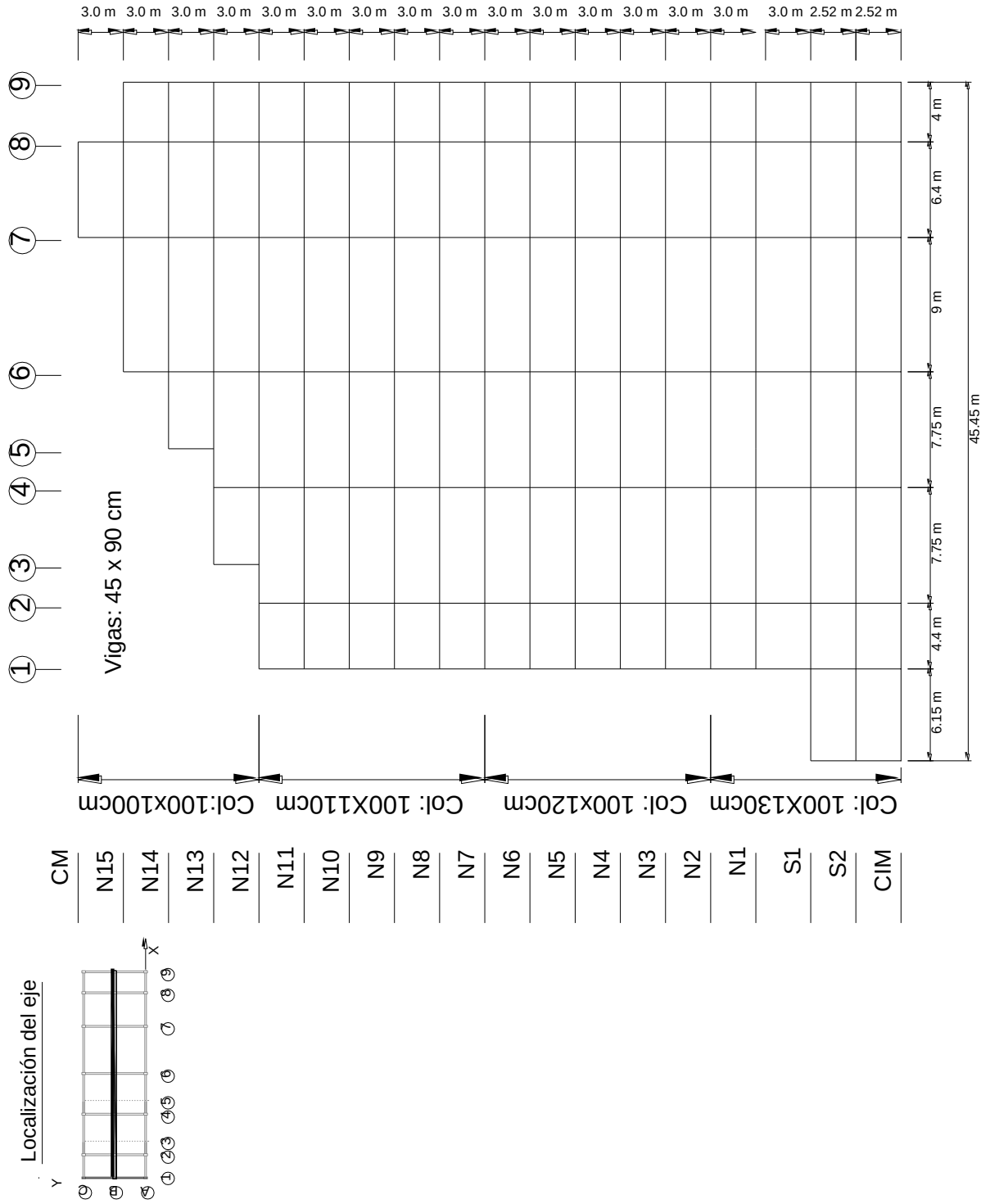


Figura 3.19 Vista en elevación del eje B del edificio 3

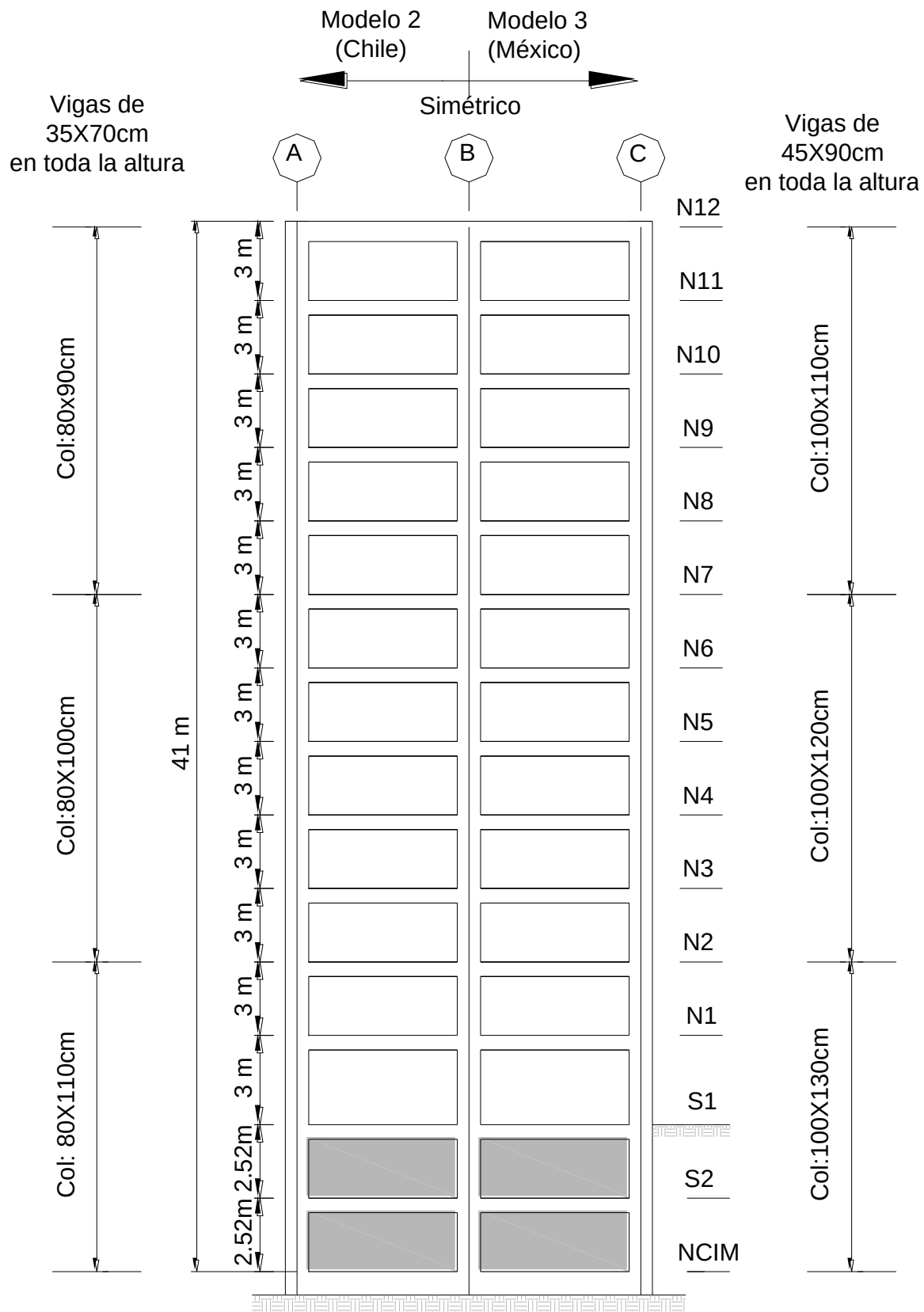


Figura 3.20 Vista en elevación del eje 1 de los edificios 2 y 3

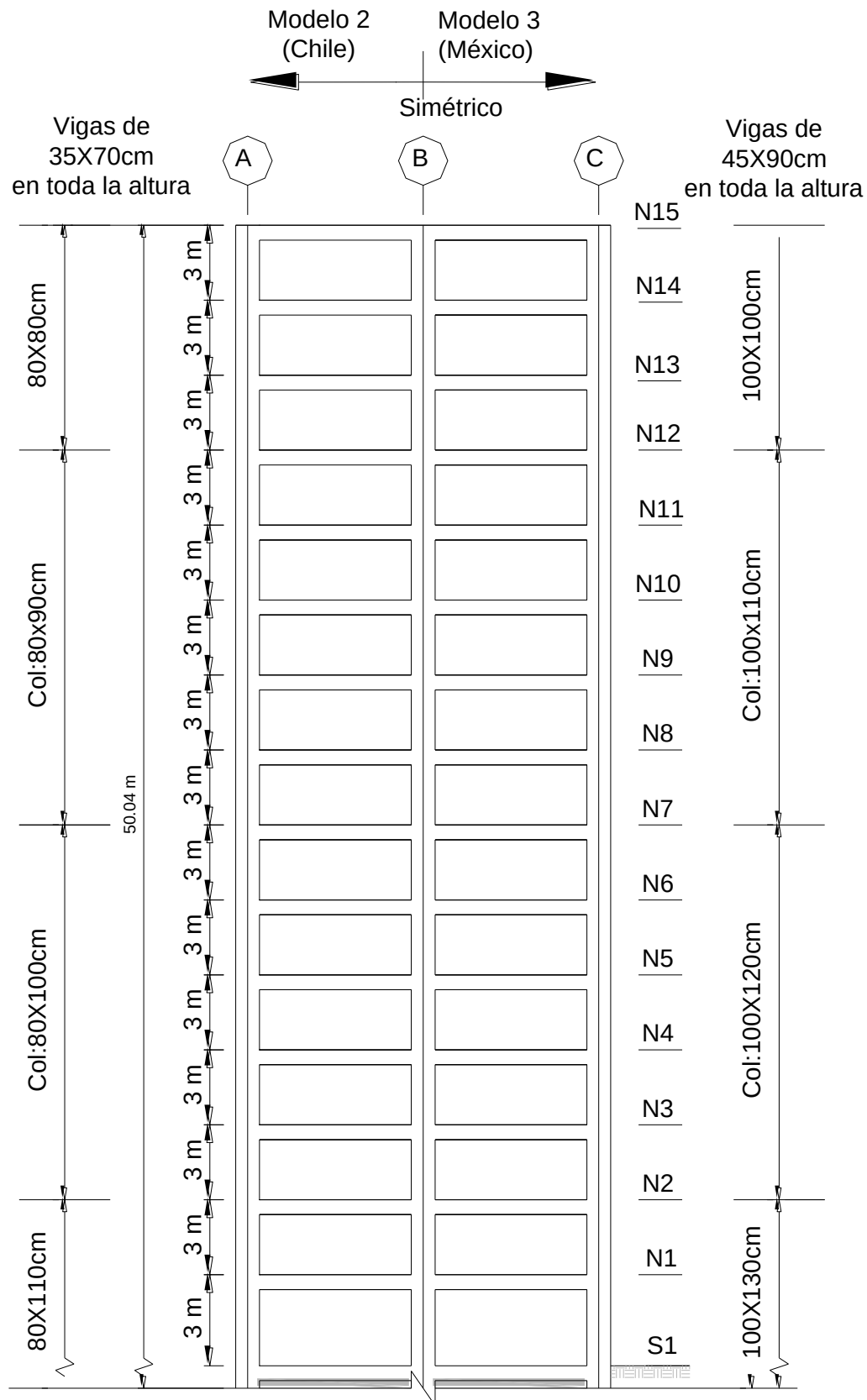


Figura 3.21 Vista en elevación de los ejes 6 y 9 de los edificios 2 y 3

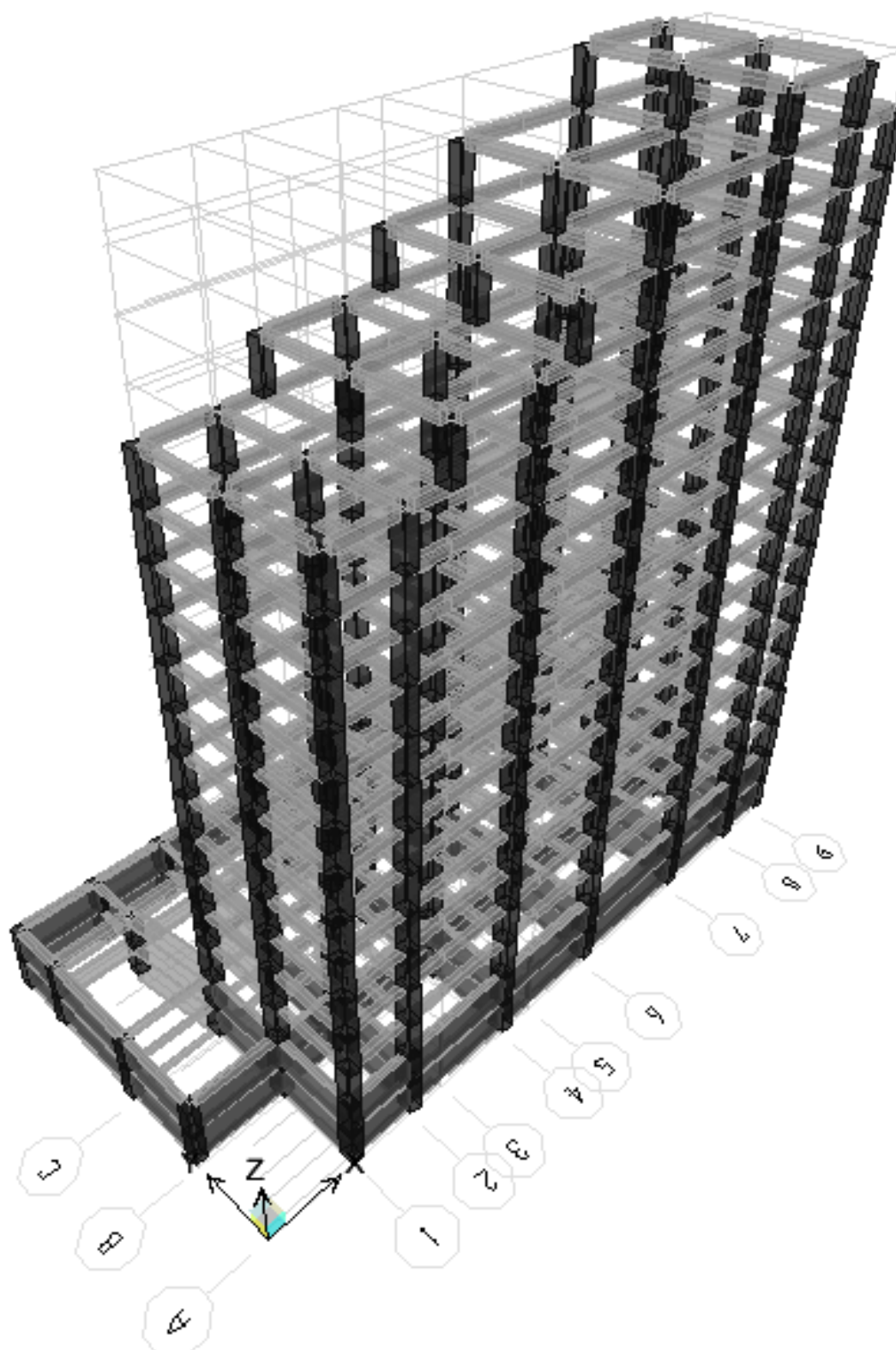


Figura 3.22 Modelo elástico tridimensional de los edificios 2 y 3 de marcos de concreto reforzado, según el programa ETABS

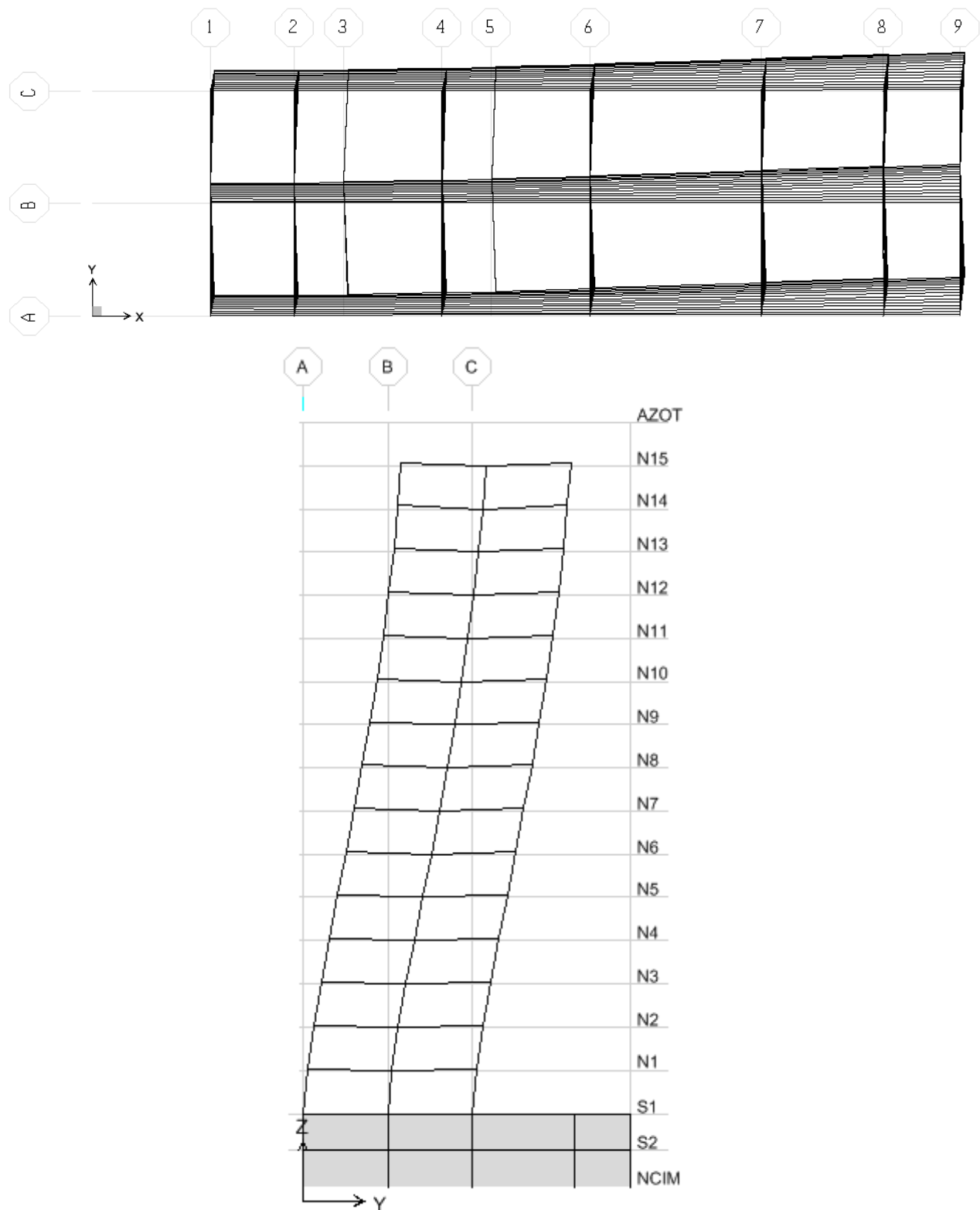


Figura 3.23 Vista en planta y elevación de la deformada del primer modo de vibración de los edificios 2 y 3 de marcos de concreto reforzado

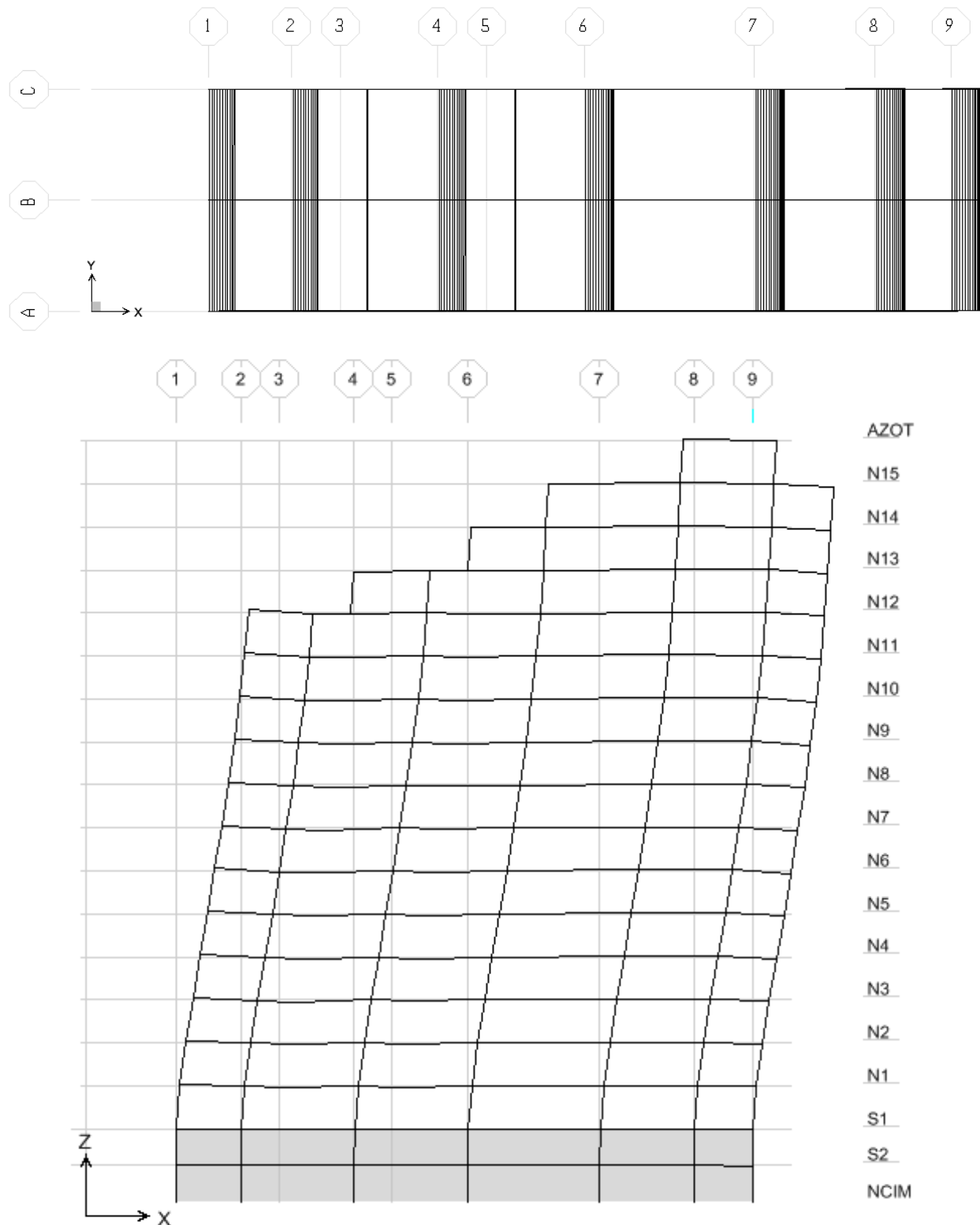


Figura 3.24 Vista en planta y elevación de la deformada del segundo modo de vibración de los edificios 2 y 3 de marcos de concreto reforzado

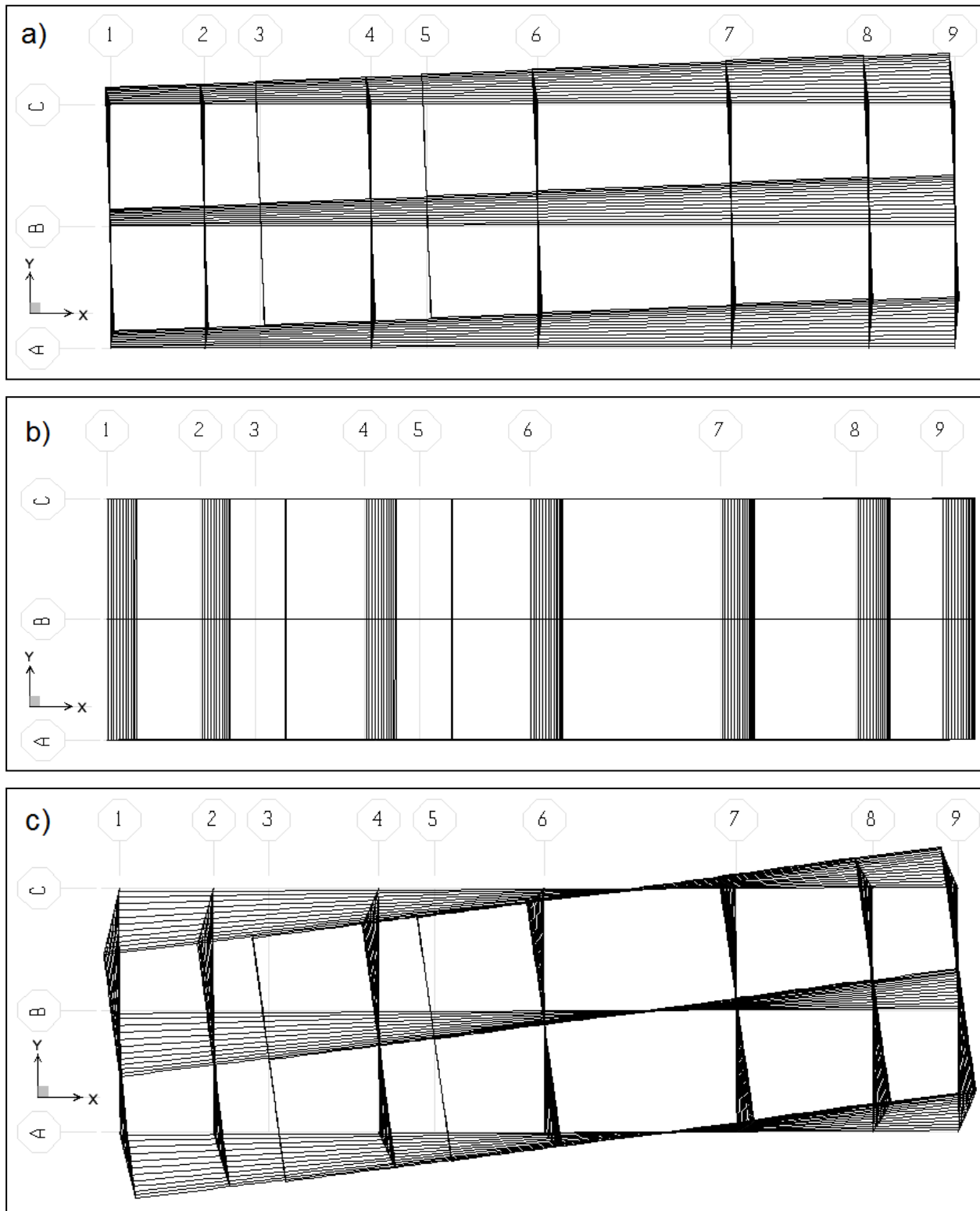


Figura 3.25 Deformadas en planta de los modos fundamentales de vibración de los edificios 2 y 3 de marcos de concreto

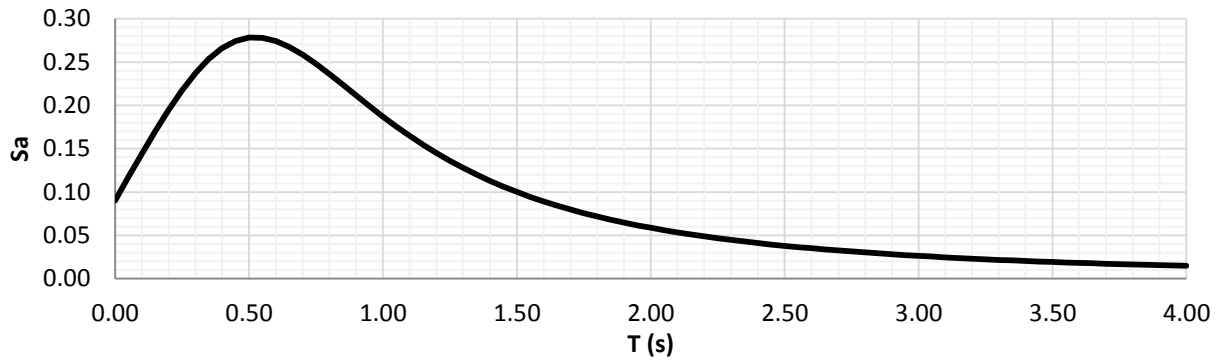


Figura 3.26 Espectro inelástico de diseño sísmico definido en la Norma Chilena (NCH-433) para edificios estructurados con muros de concreto, desplantados en suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile. Factor de reducción $R^*=4.44$

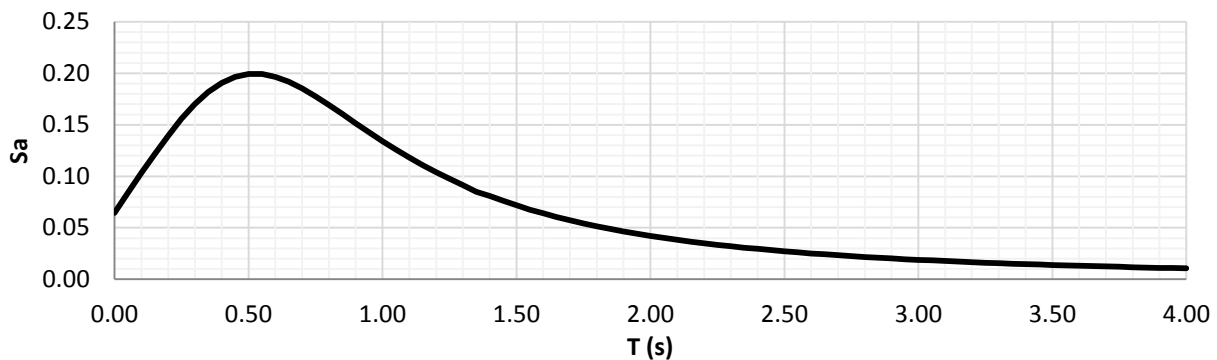


Figura 3.27 Espectro inelástico de diseño sísmico definido en la Norma Chilena (NCH-433) para edificios estructurados con marcos de concreto, desplantado en suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile. Factor de reducción de $R^*=7.28$ y factor de incremento por cortante basal mínimo de $F_{vmin}=1.26$

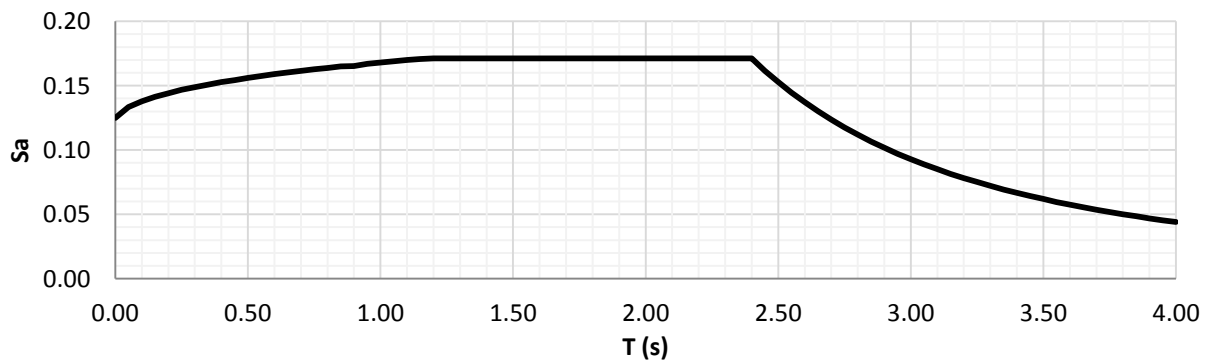


Figura 3.28 Espectro inelástico de diseño definido en el apéndice A de la NTC-Sismo del RCDF-04 para un periodo dominante de suelo de $T_s=2$ s. Factor de comportamiento sísmico $Q=3$ y factor de irregularidad $FI = 0.8$

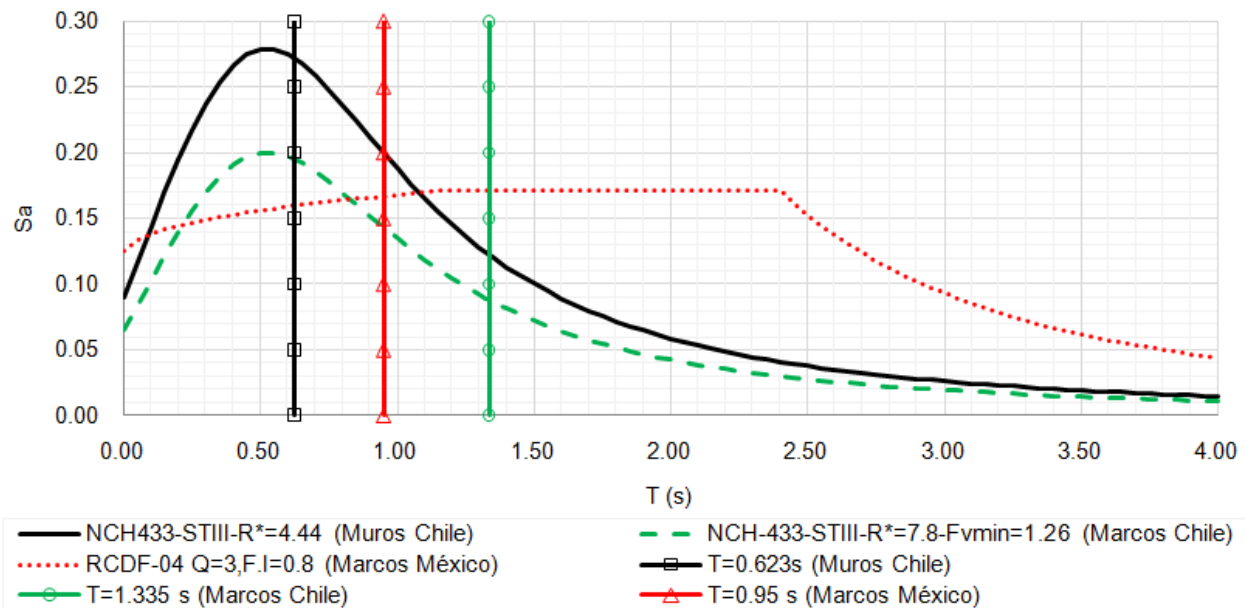


Figura 3.29 Espectros inelásticos de diseño de los tres edificios en estudio y ubicación del periodo del primer modo de vibración de los tres modelos estructurales revisados en este trabajo

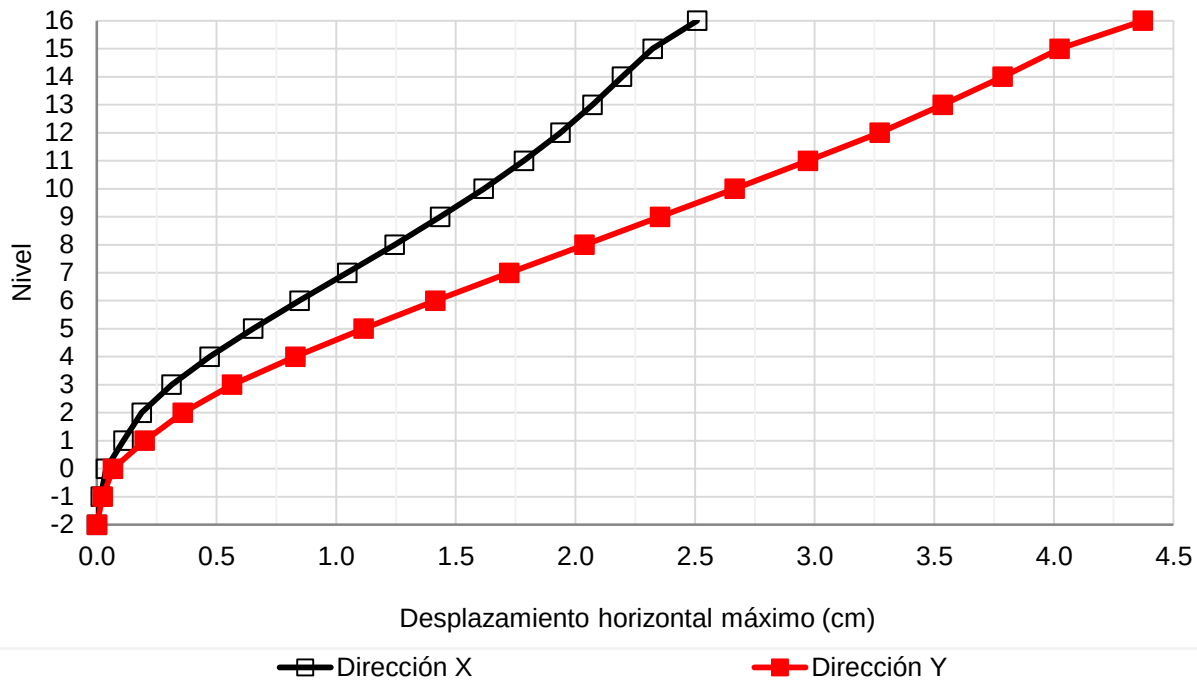


Figura 3.30 Desplazamientos horizontales máximos calculados con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 1

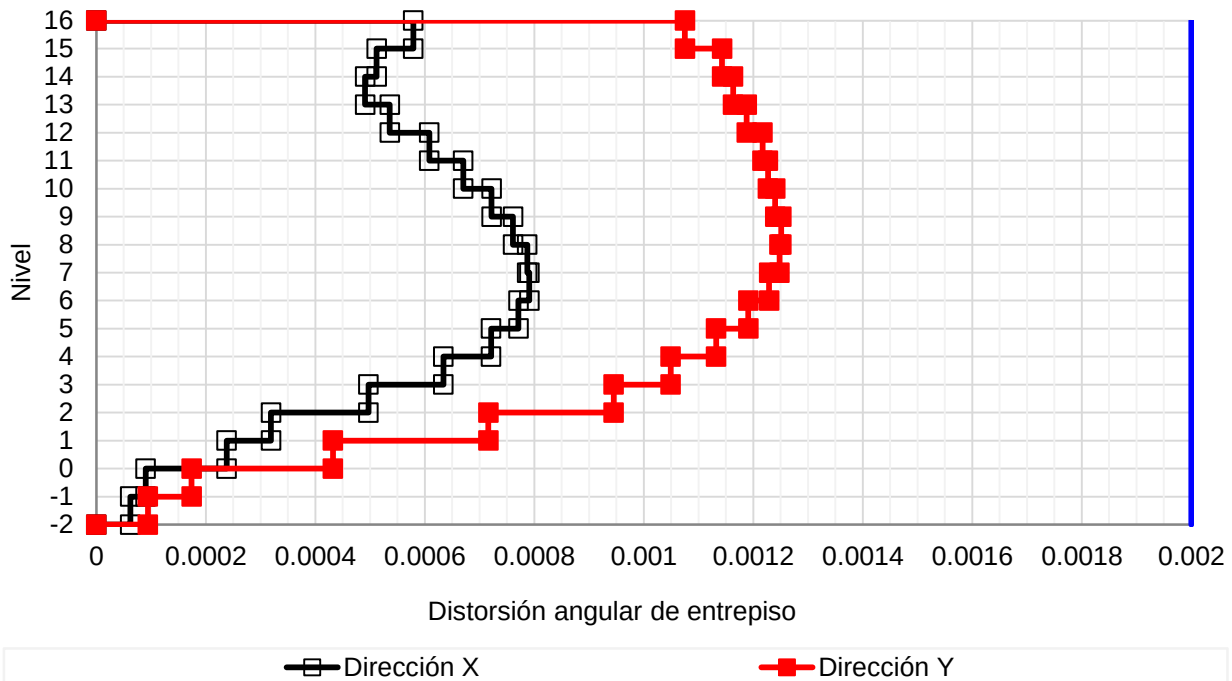


Figura 3.31 Distorsiones angulares de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 1

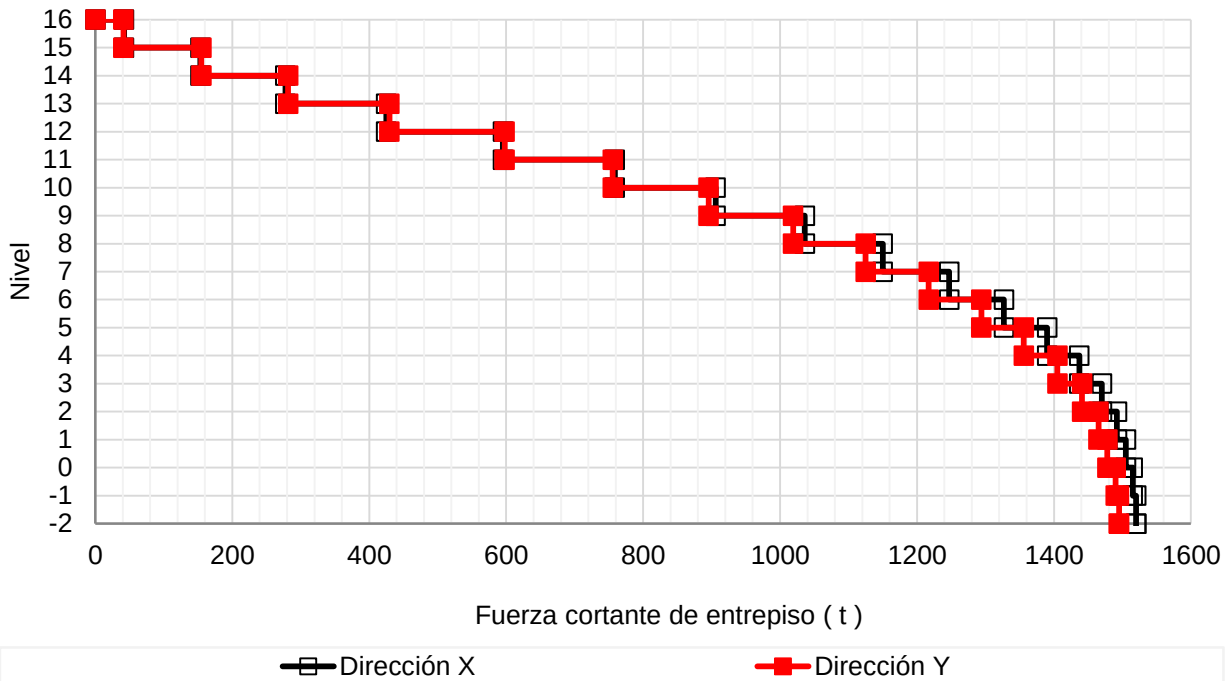


Figura 3.32 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 1

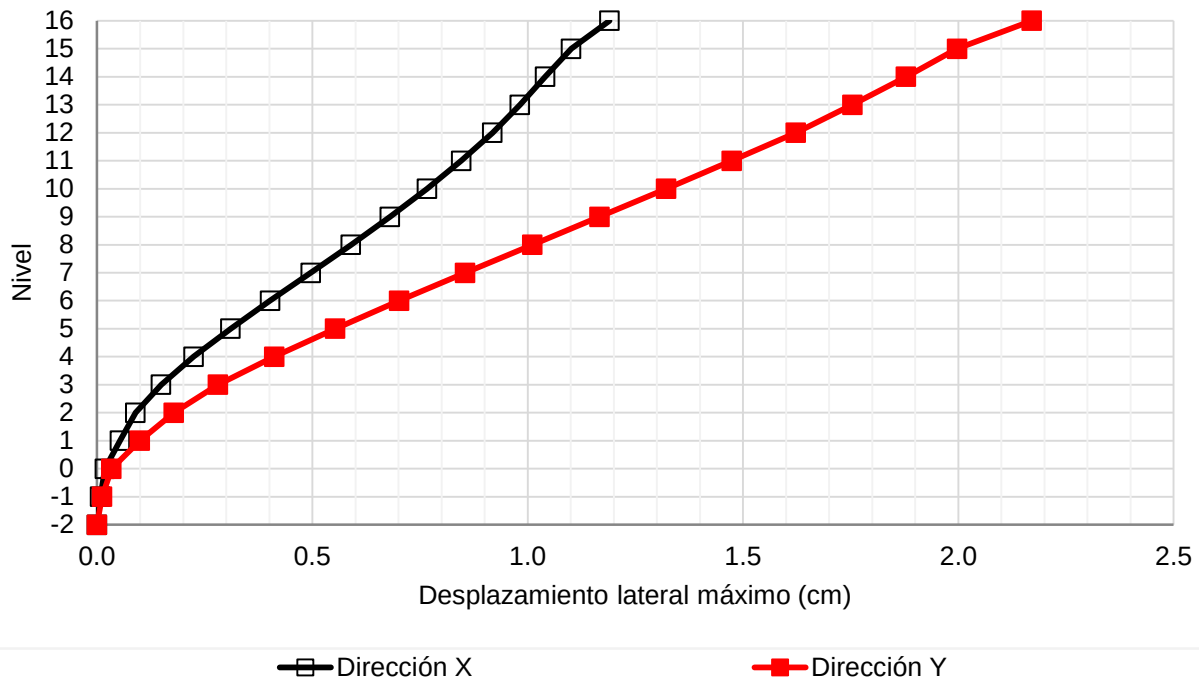


Figura 3.33 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de servicio, calculados con análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2$ s de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 1

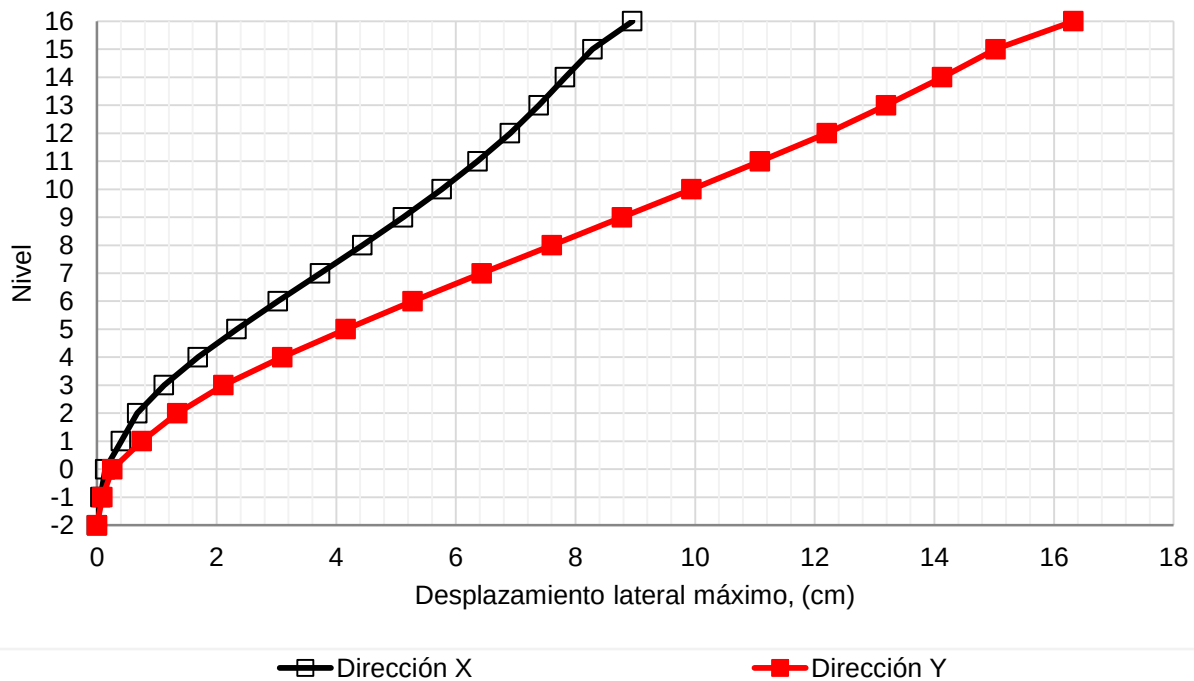


Figura 3.34 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de colapso calculados con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2$ s de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 1

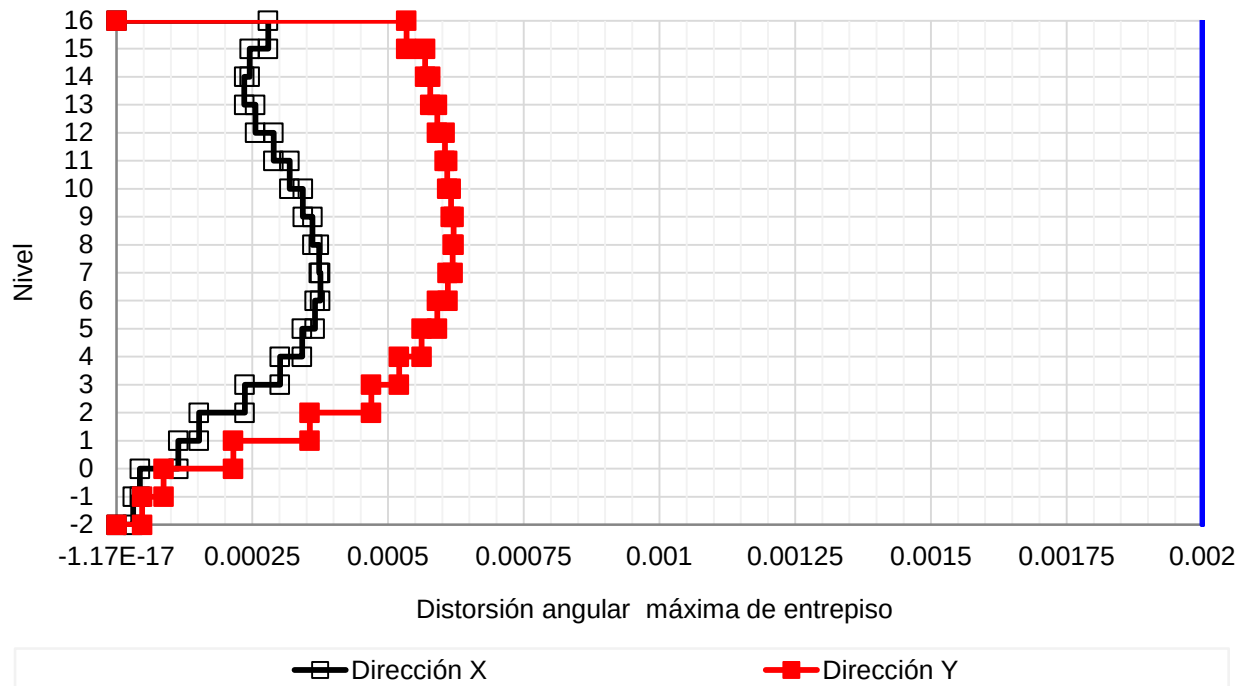


Figura 3.35 Distorsiones angulares de entrepiso de la condición de servicio calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2$ s de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 1

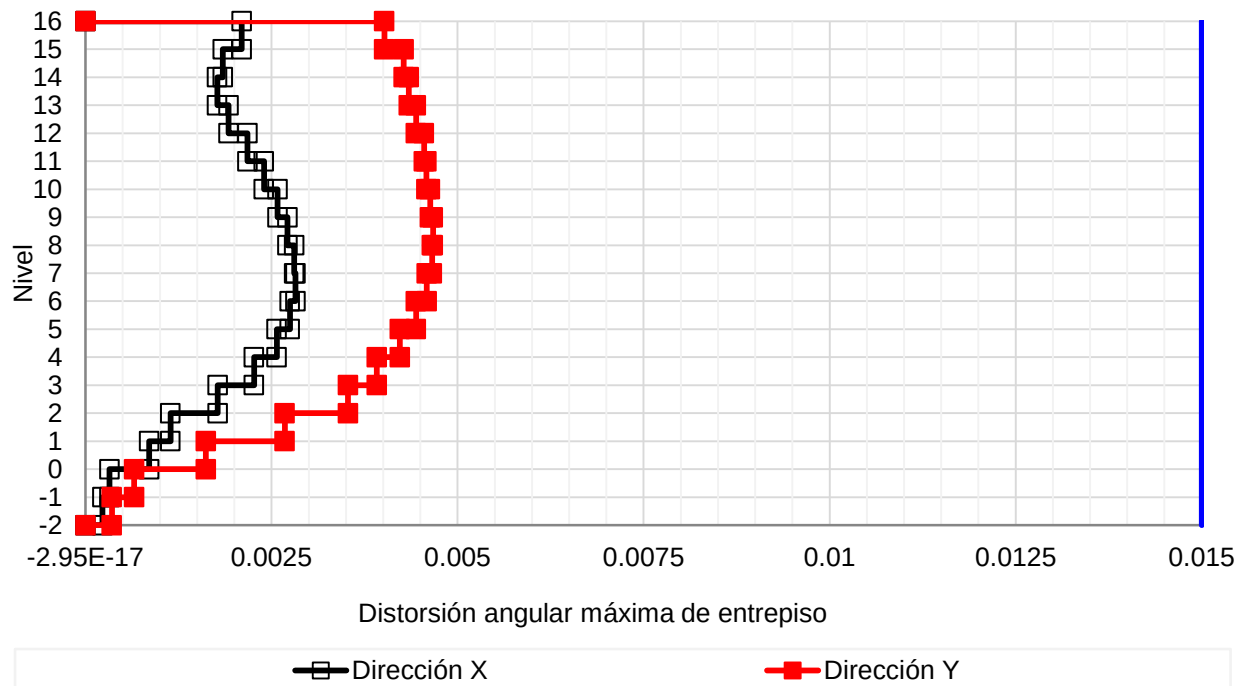


Figura 3.36 Distorsiones angulares de entrepiso de la condición de colapso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2$ s de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 1

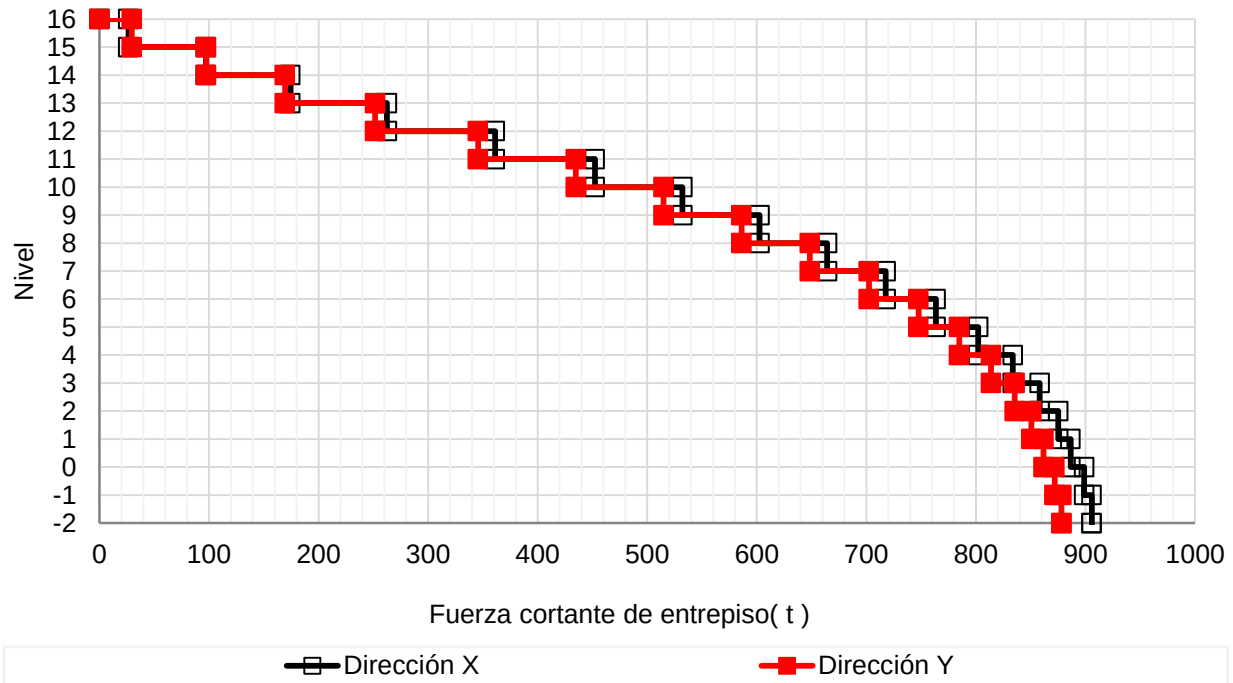


Figura 3.37 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 1

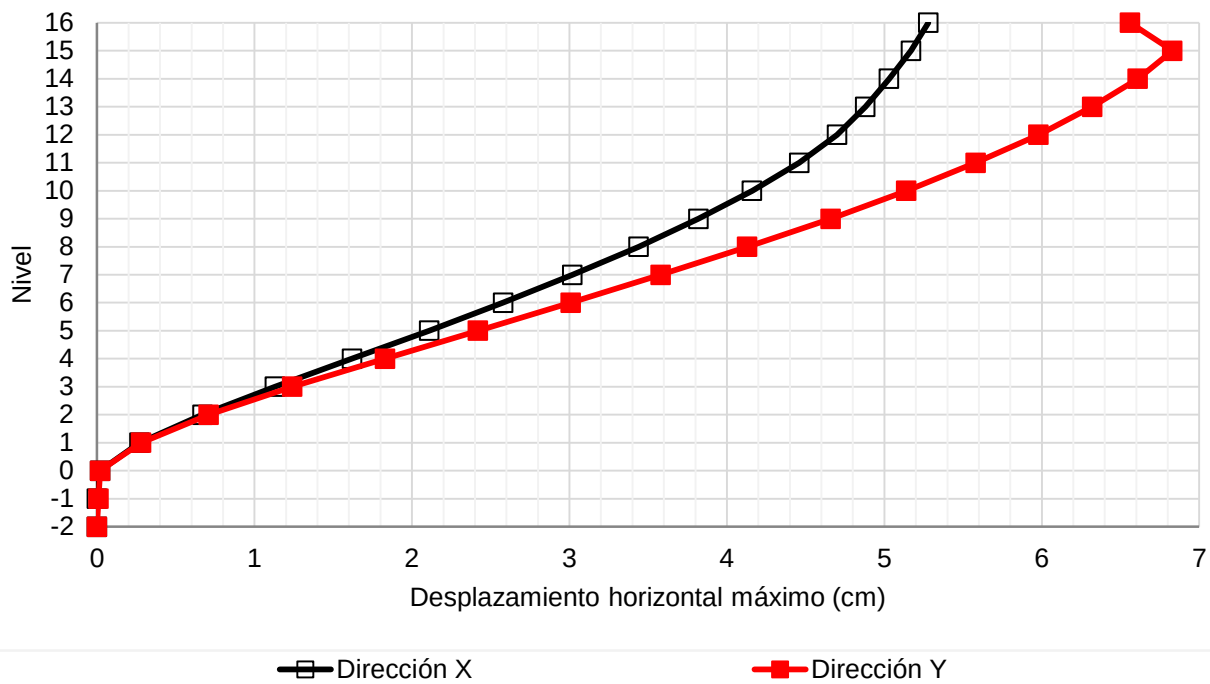


Figura 3.38 Desplazamientos horizontales máximos calculados con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de marcos de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 2

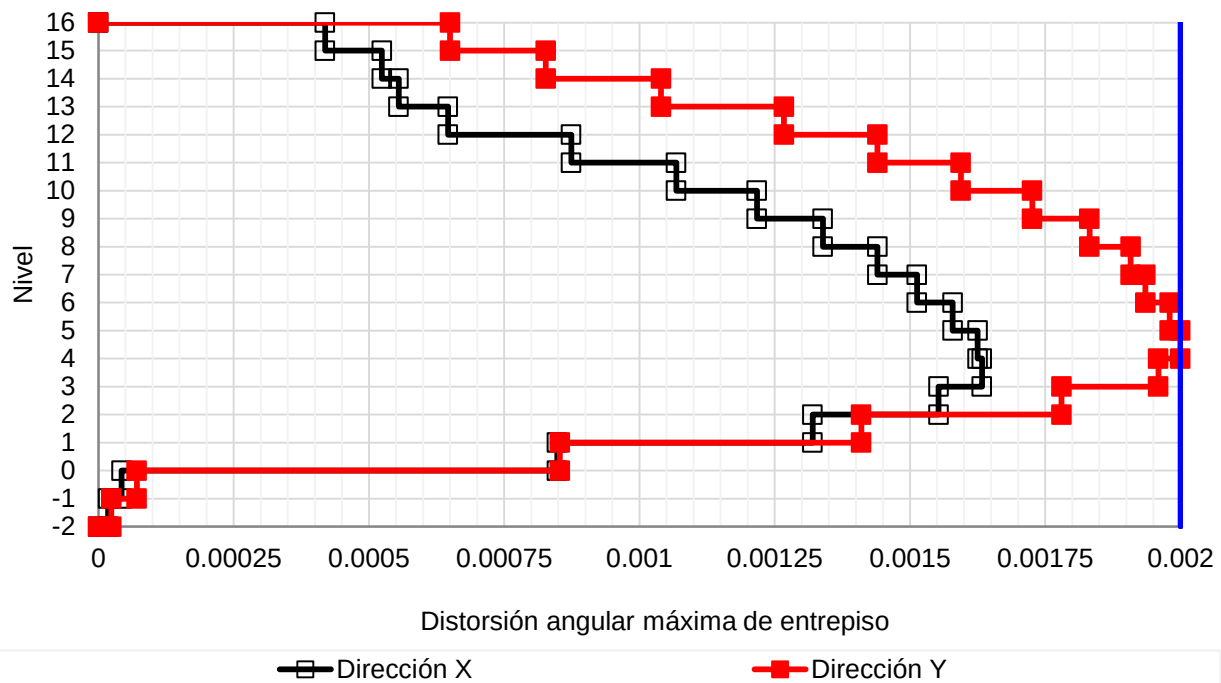


Figura 3.39 Distorsiones angulares de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de marcos de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 2

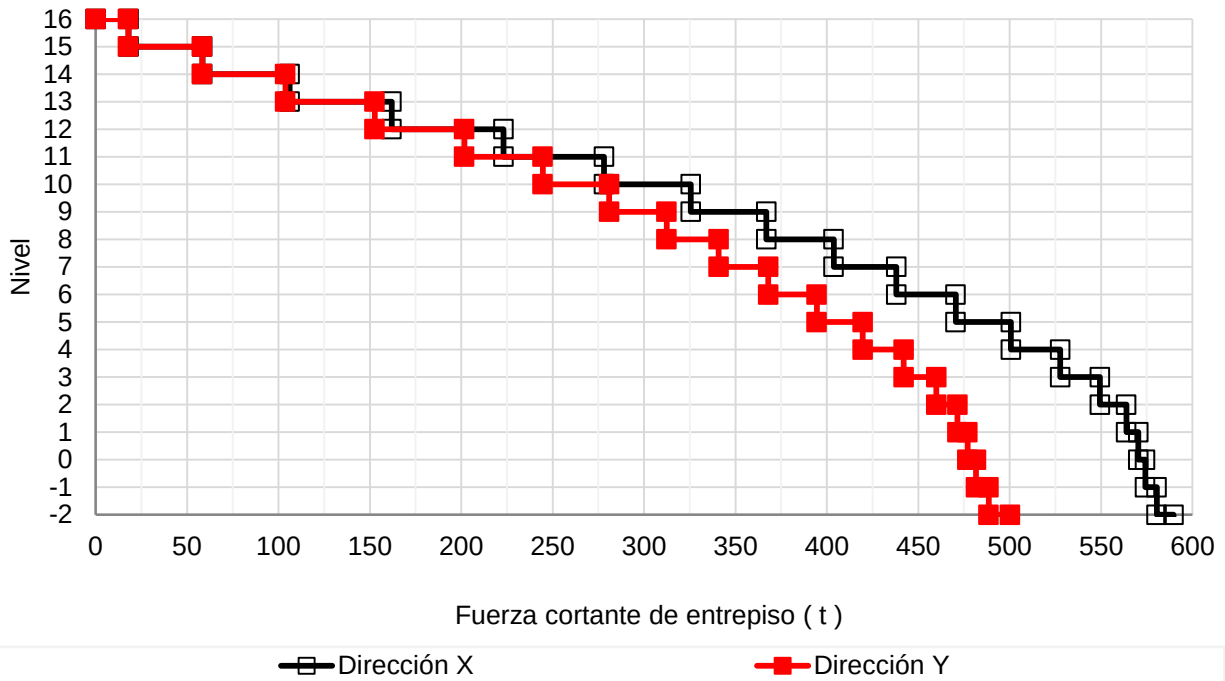


Figura 3.40 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de marcos de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 2

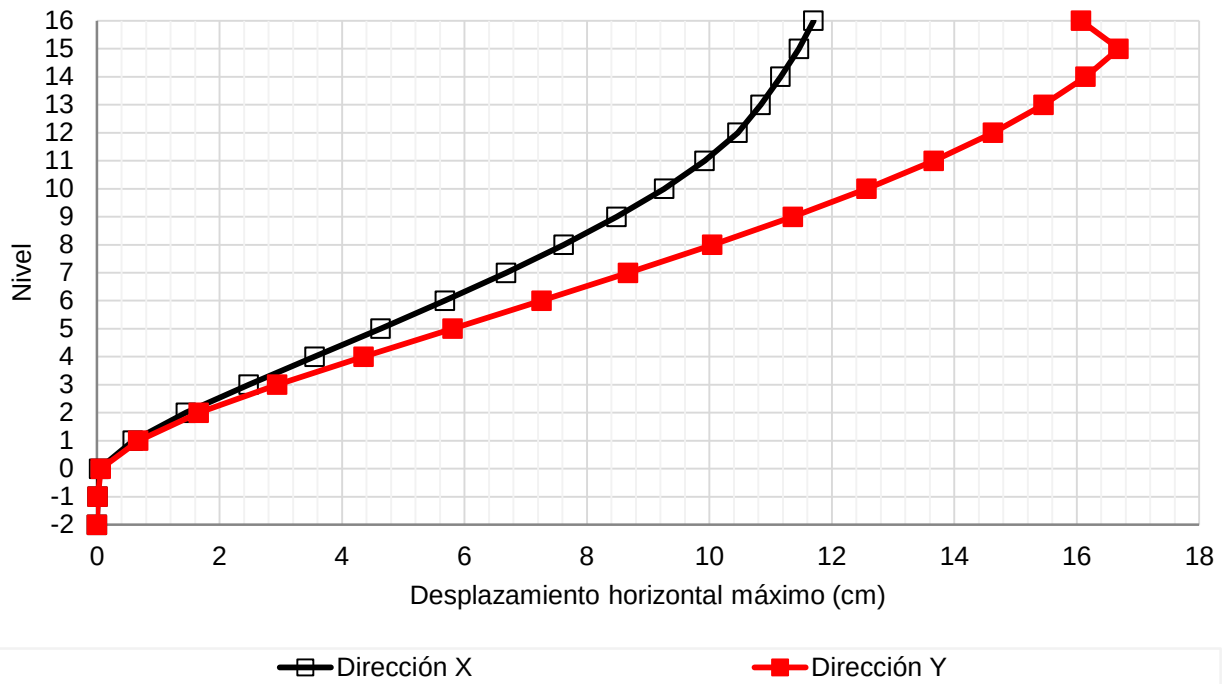


Figura 3.41 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de servicio calculados con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 2

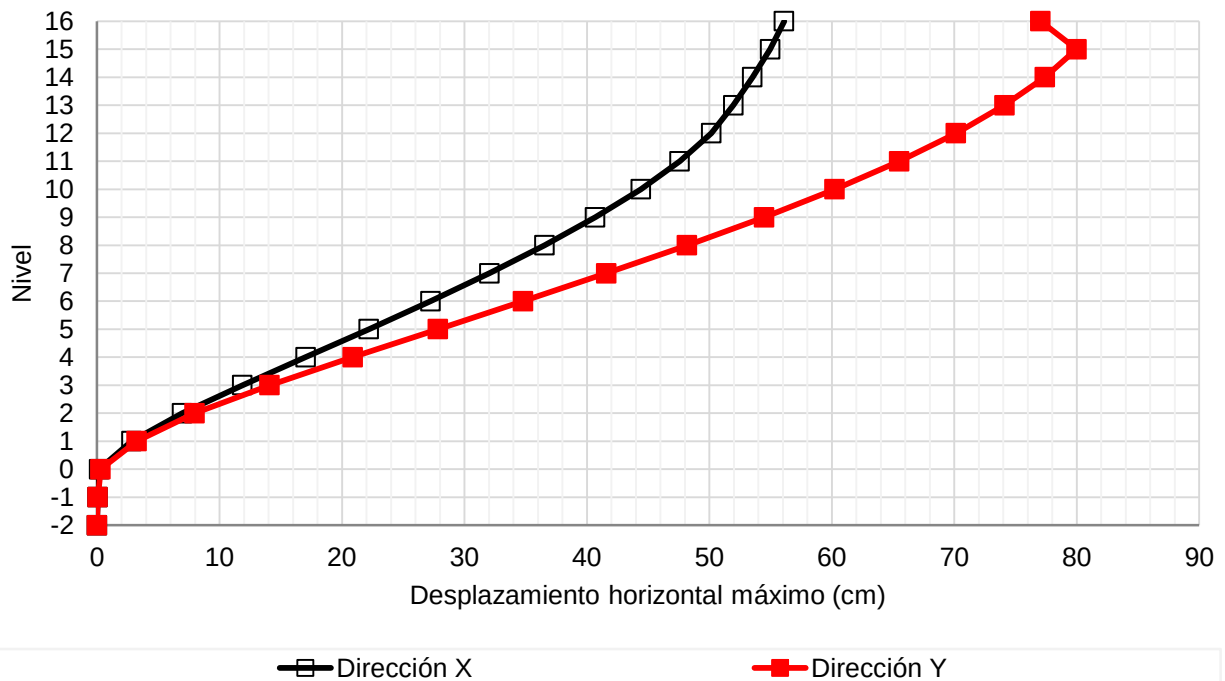


Figura 3.42 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de colapso calculados con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 2

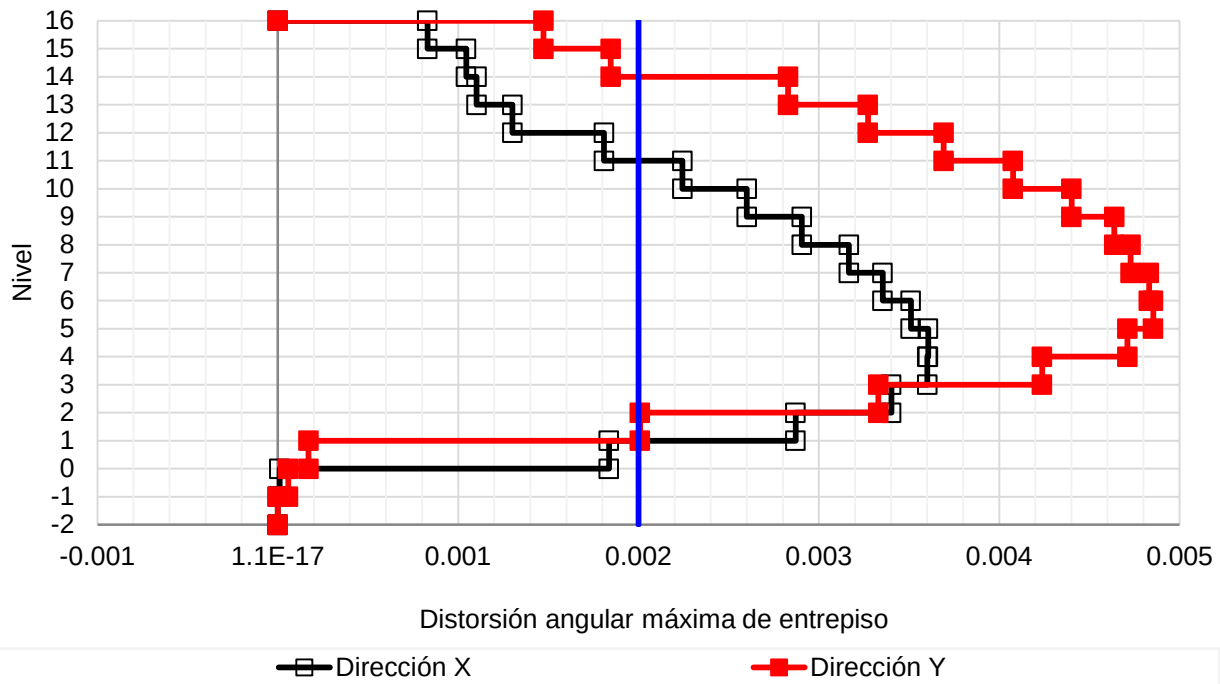


Figura 3.43 Distorsiones angulares de entrepiso de la condición de servicio calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 2

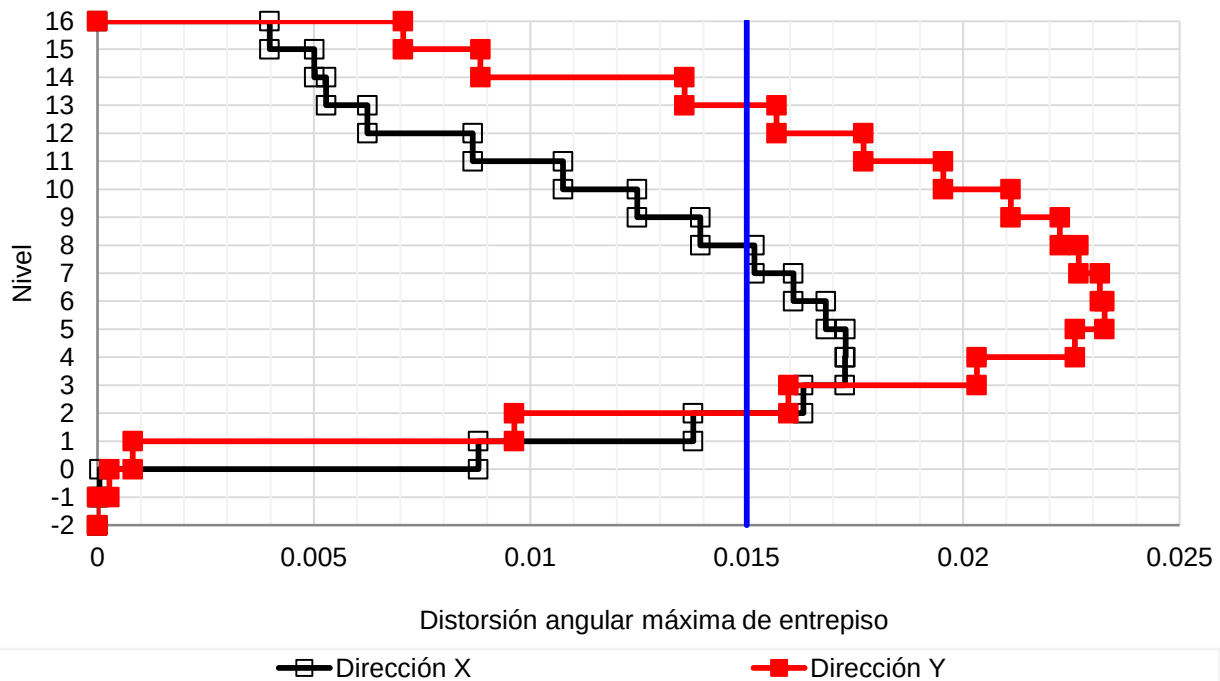


Figura 3.44 Distorsiones angulares de entrepiso de la condición de colapso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 2

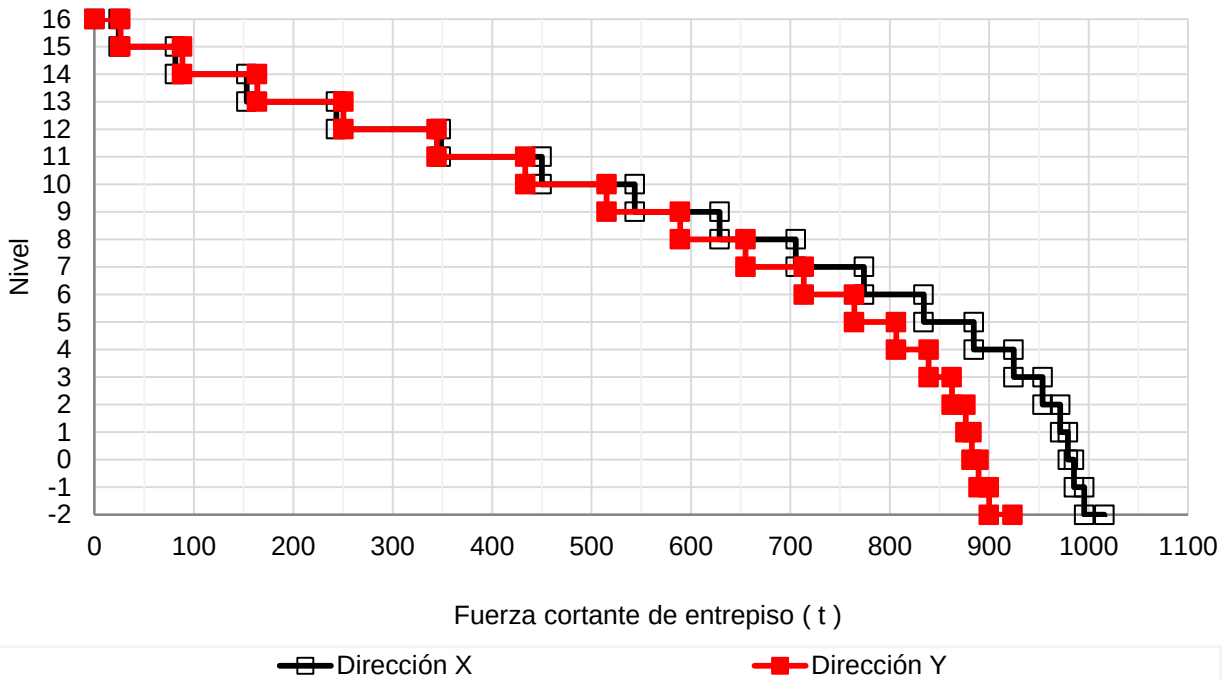


Figura 3.45 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 2

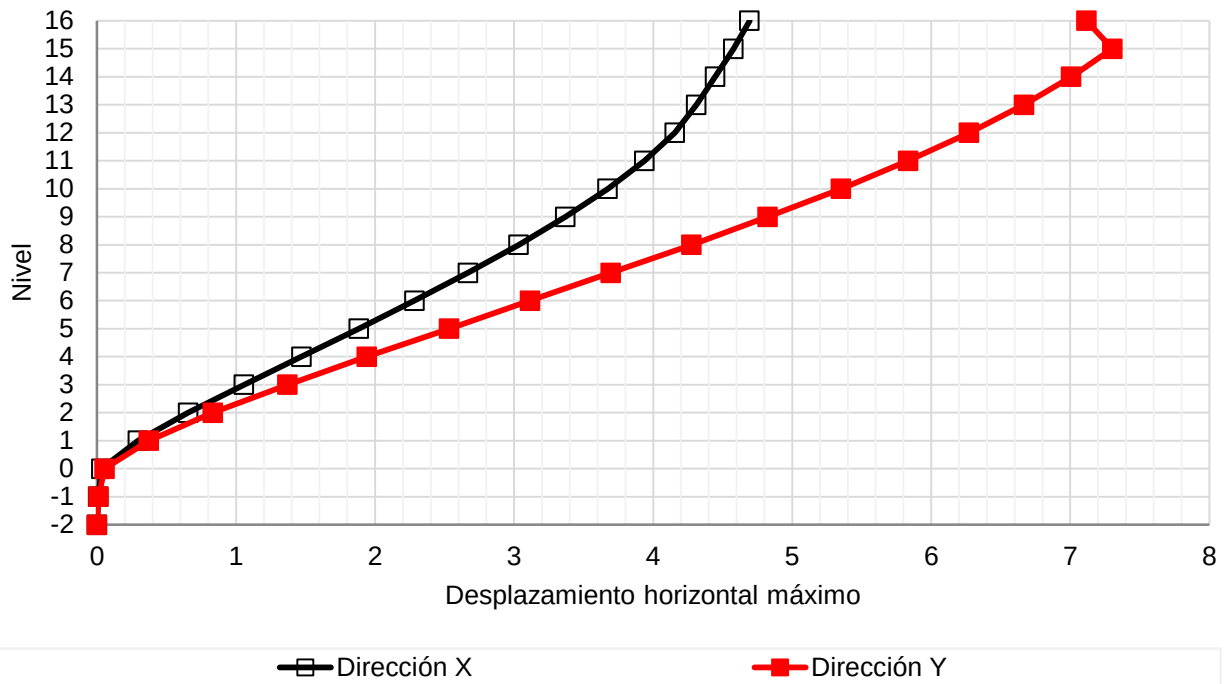


Figura 3.46 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de servicio calculados con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 3

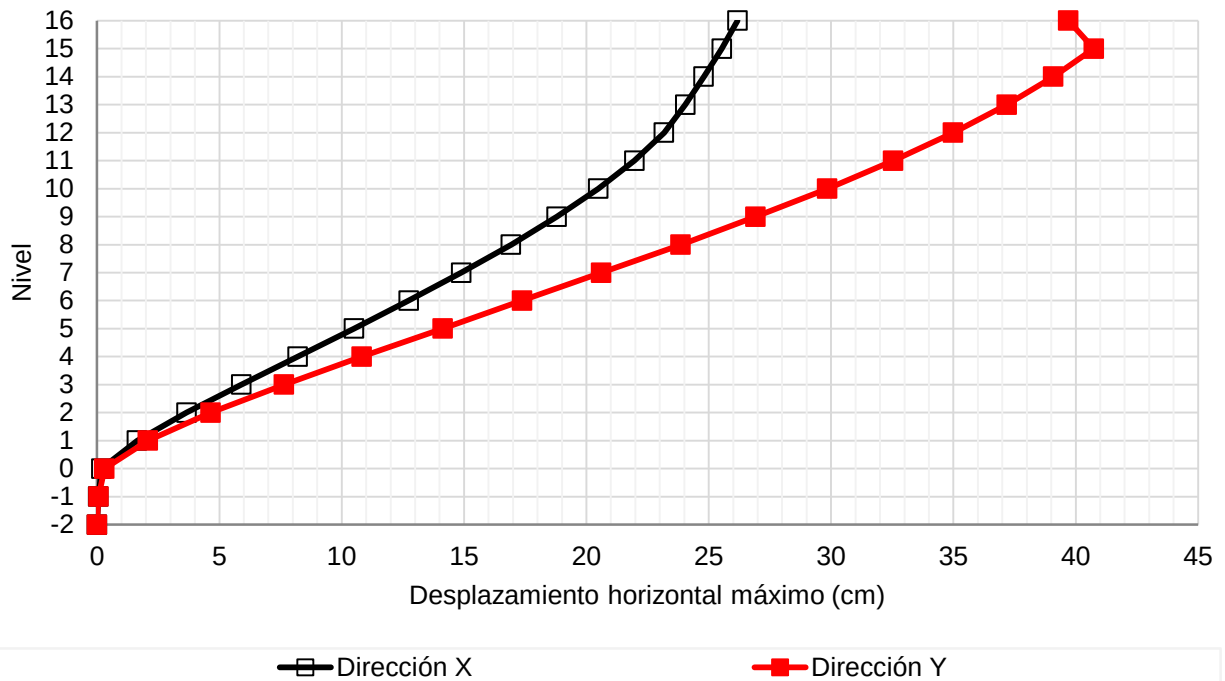


Figura 3.47 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de colapso calculados con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 3

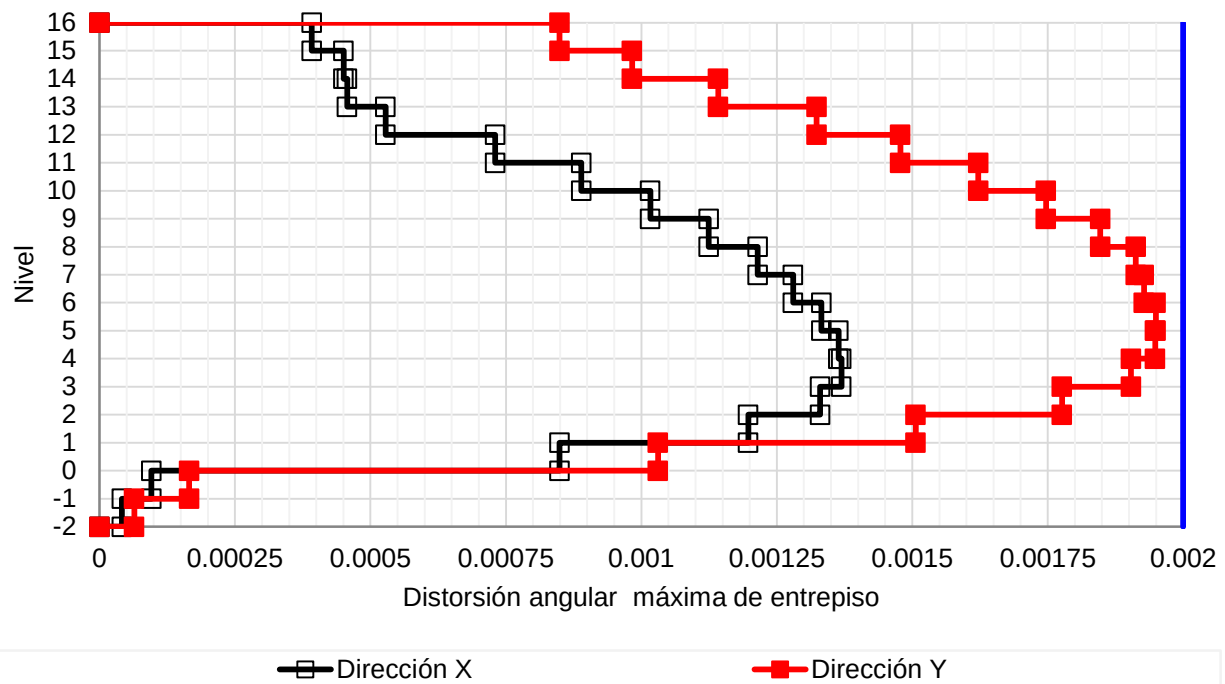


Figura 3.48 Distorsiones angulares de entrepiso de la condición de servicio calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 3

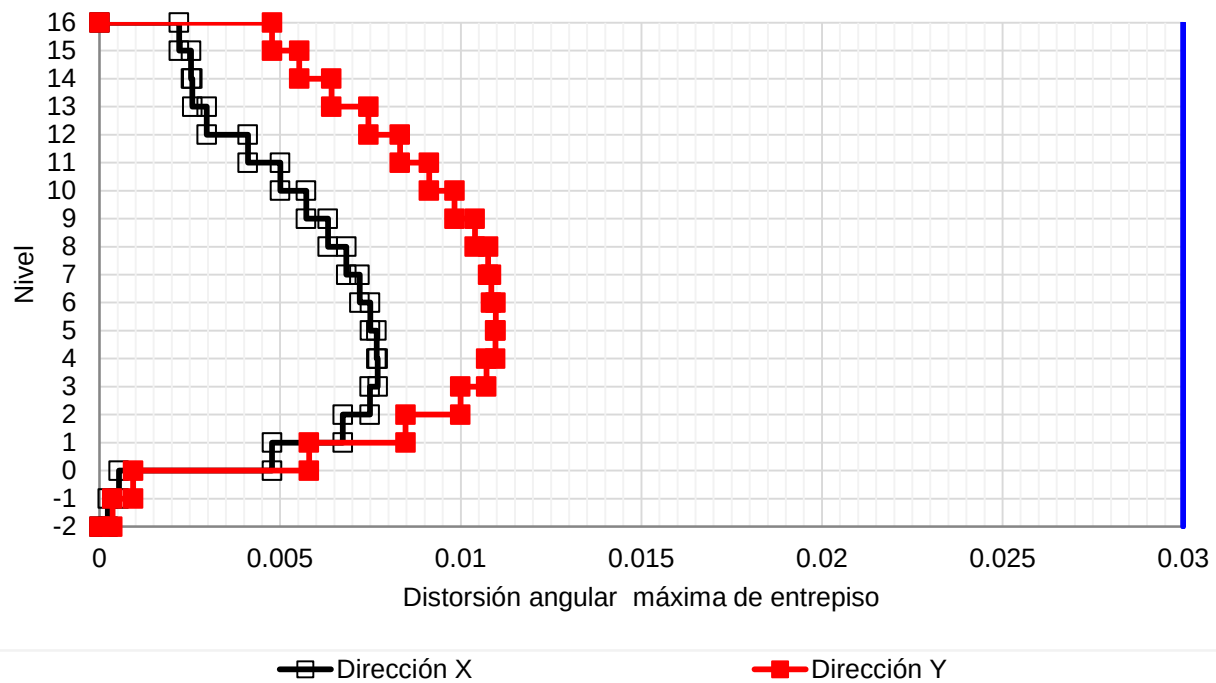


Figura 3.49 Distorsiones angulares de entrepiso de la condición de colapso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 3

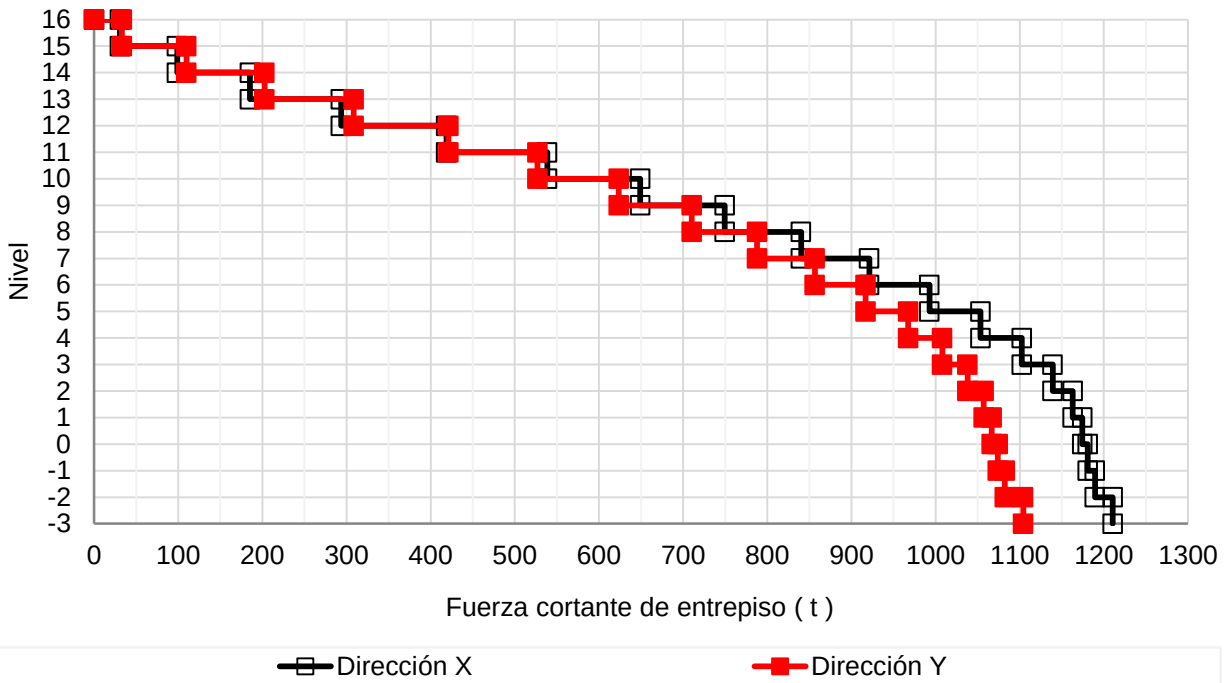


Figura 3.50 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para suelo compresible con un periodo dominante de $T_s = 2s$ de la ciudad de México. Modelo elástico tridimensional del edificio 3

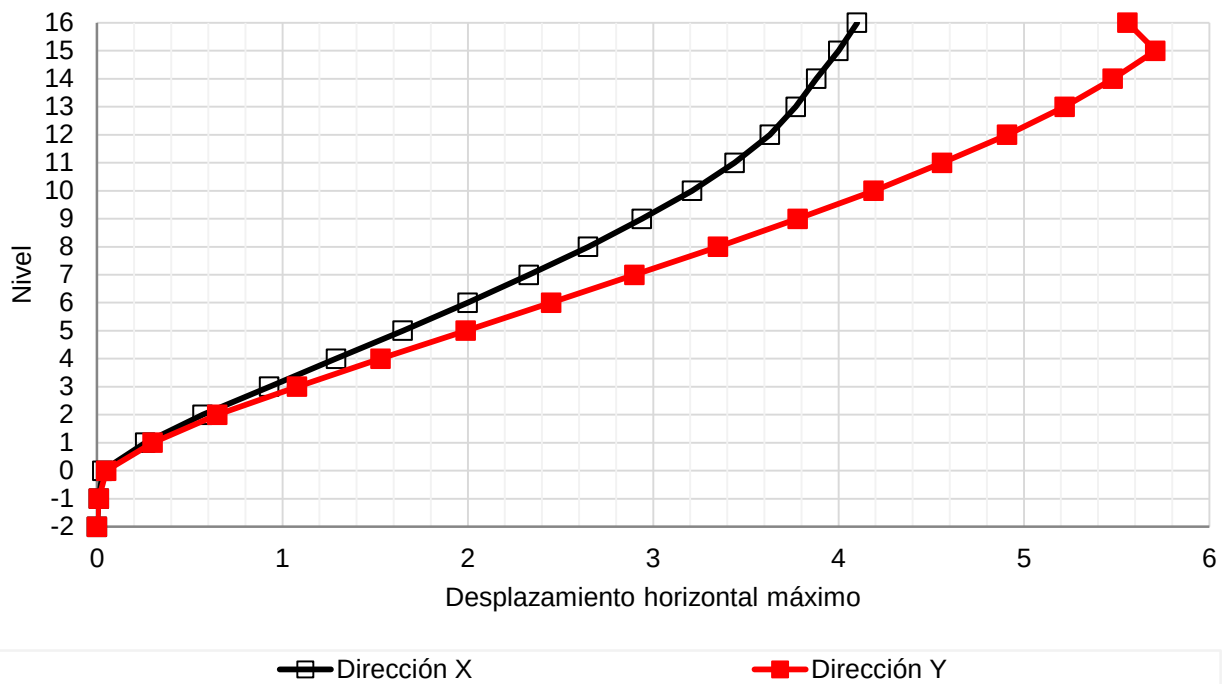


Figura 3.51 Desplazamientos horizontales máximos calculados con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de marcos de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 3

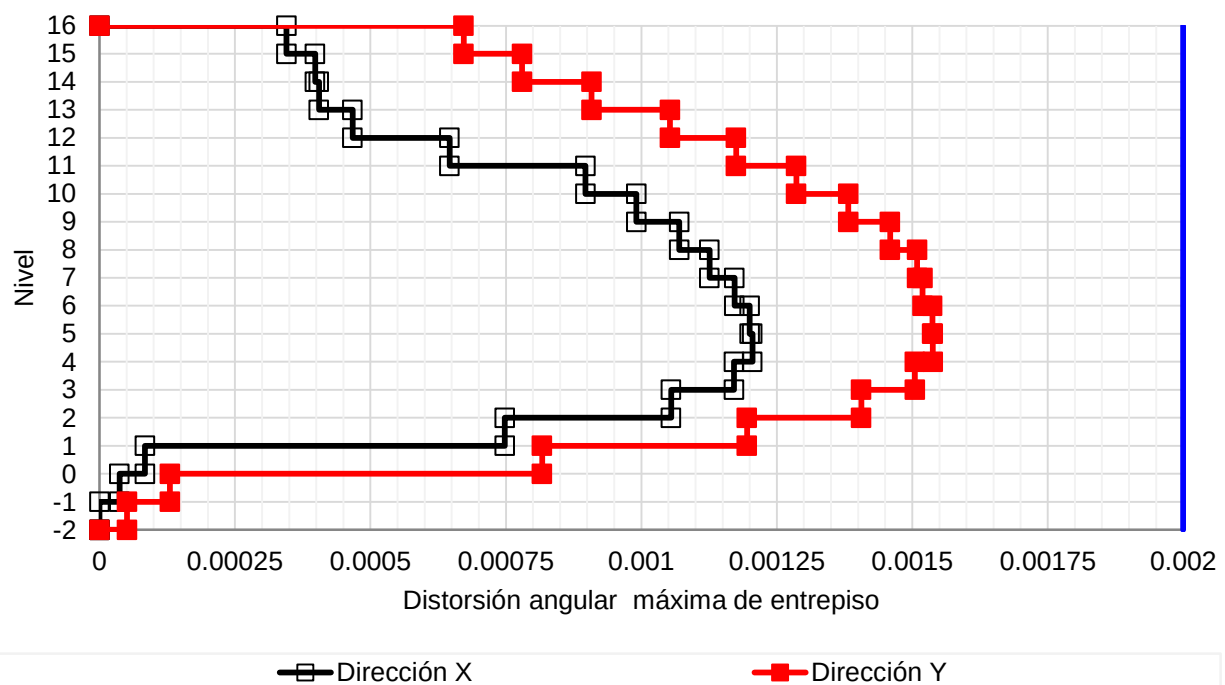


Figura 3.52 Distorsiones angulares de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de marcos de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 3

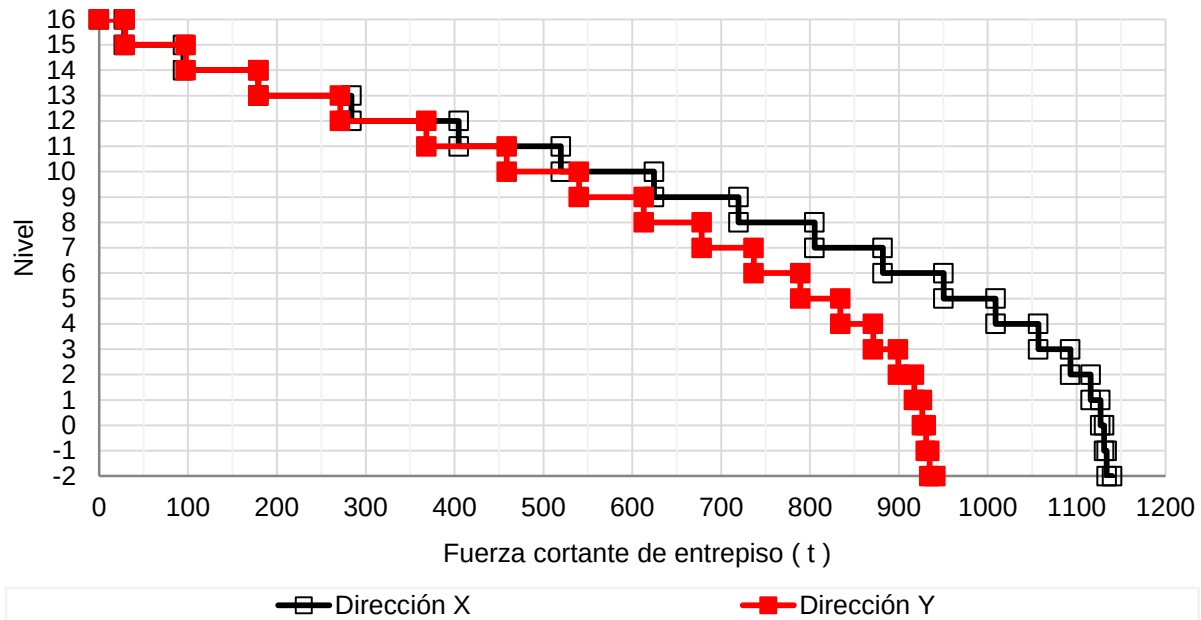


Figura 3.53 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para estructuras de marcos de concreto desplantadas en suelo tipo III y zona sísmica 3 de Chile. Modelo elástico tridimensional del edificio 3

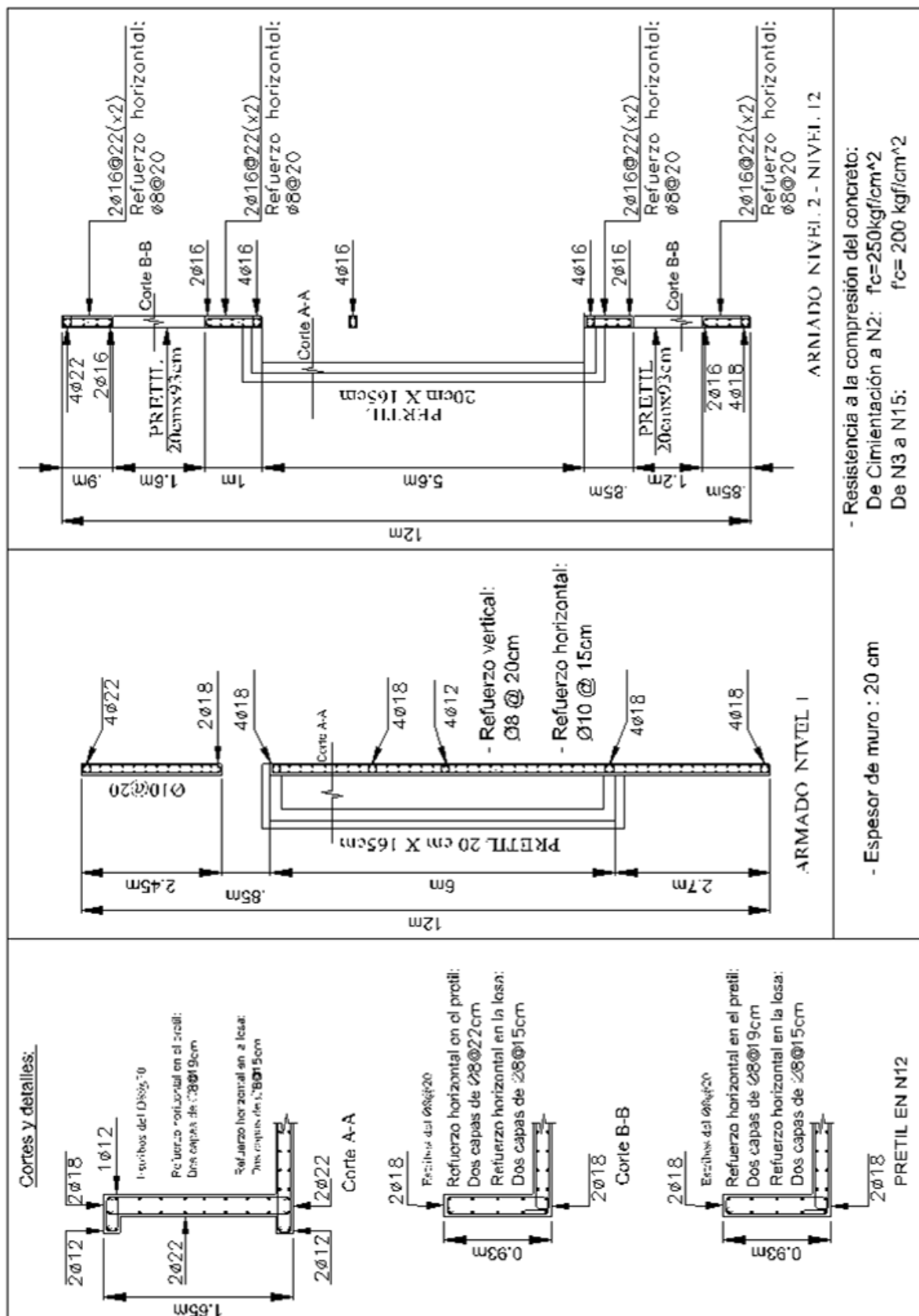


Figura 3.54 Armado de los muros de concreto del eje 1 del edificio 1

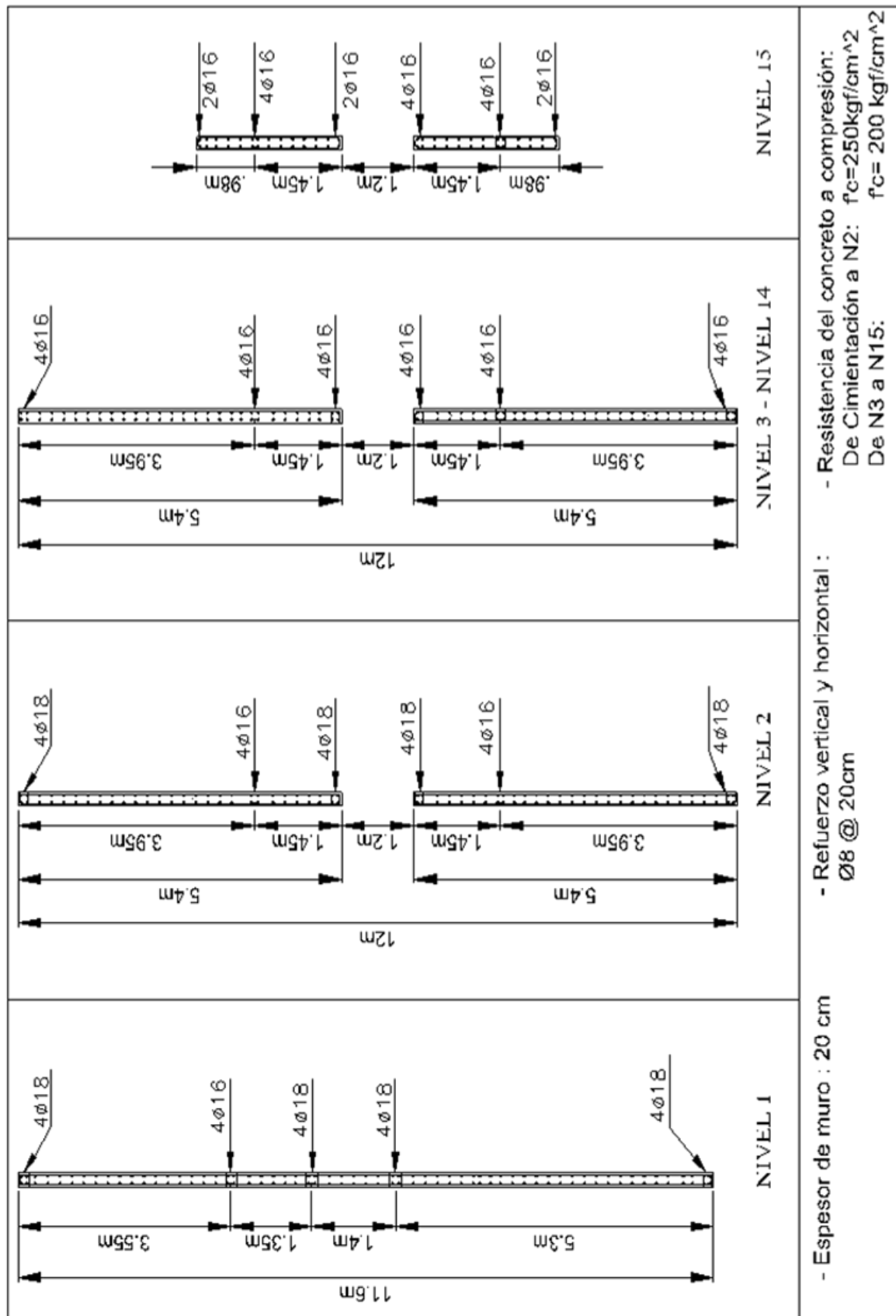


Figura 3.55 Armado de los muros de concreto del eje 6 del edificio 1

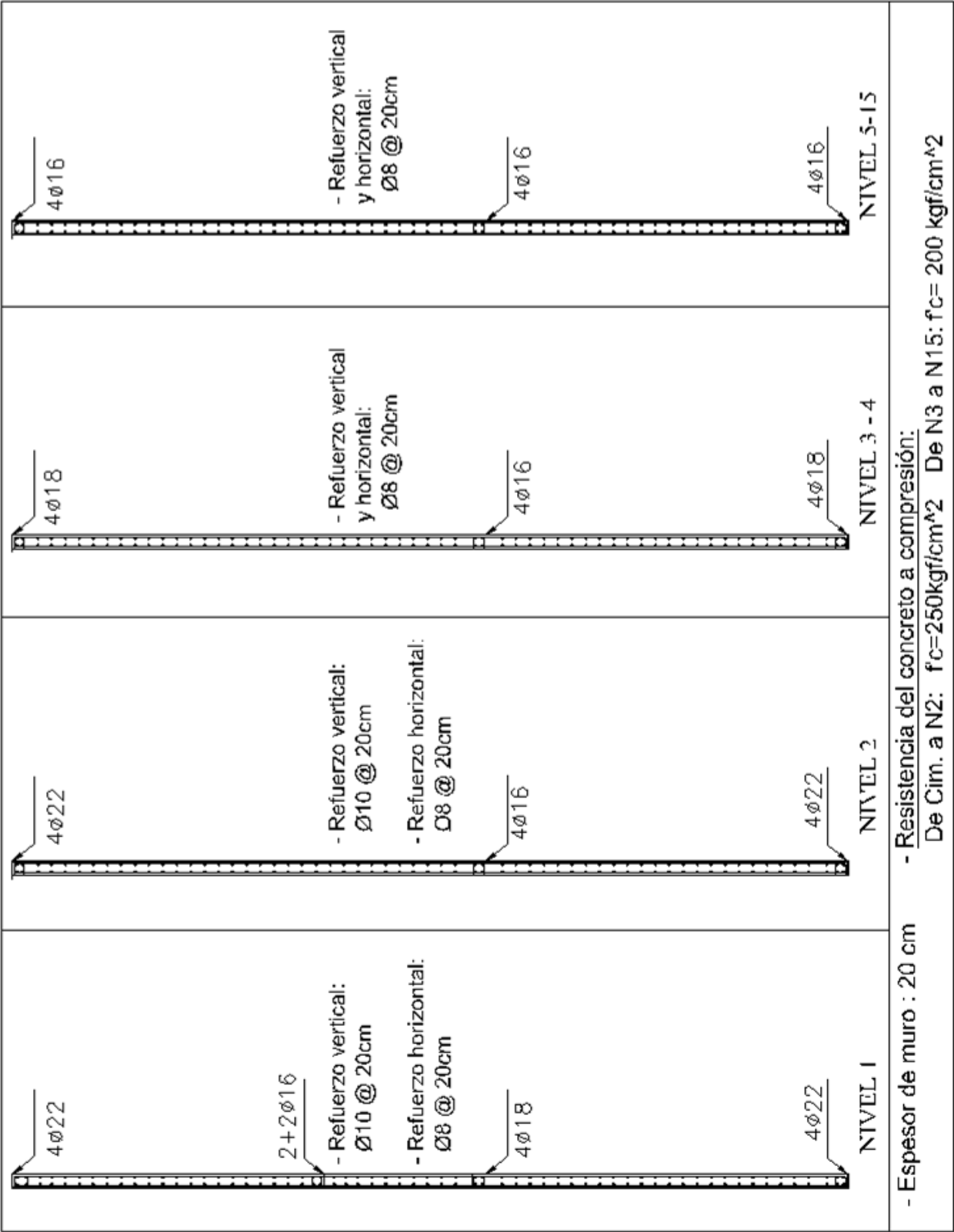


Figura 3.56 Armado de los muros de concreto del eje 10 del edificio 1

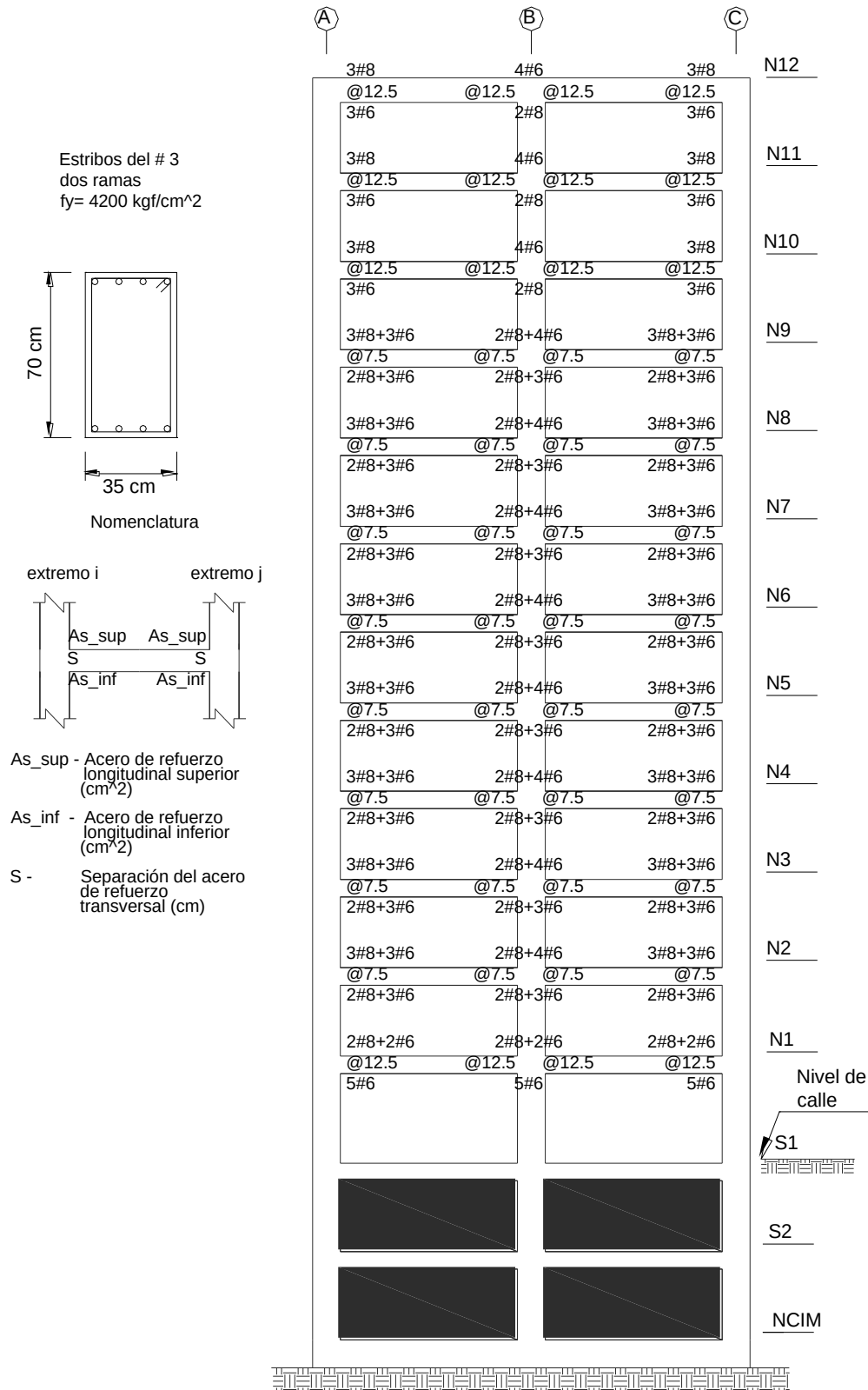


Figura 3.57 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en vigas del eje 1 del edificio 2

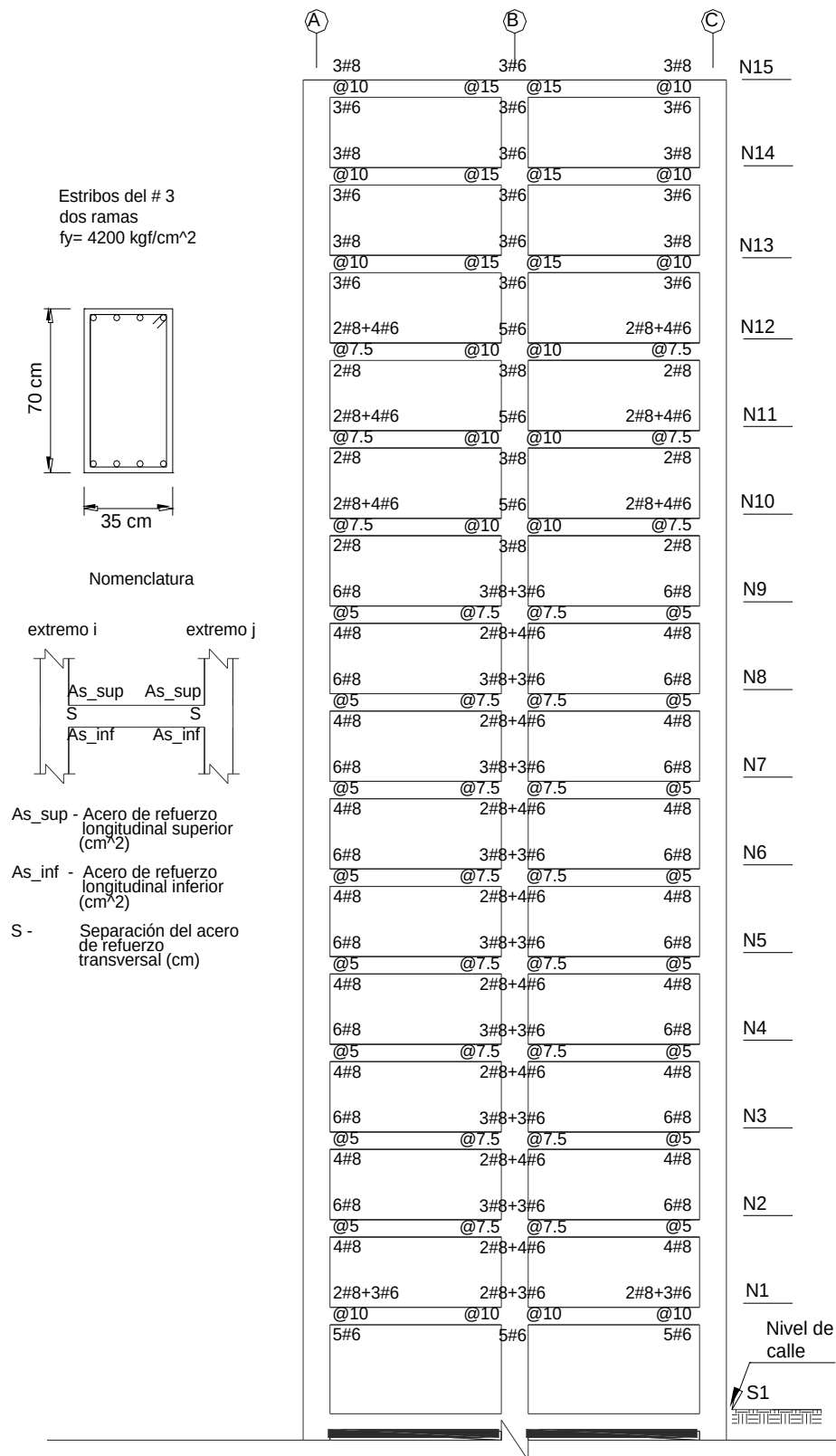


Figura 3.58 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en vigas del eje 6 del edificio 2

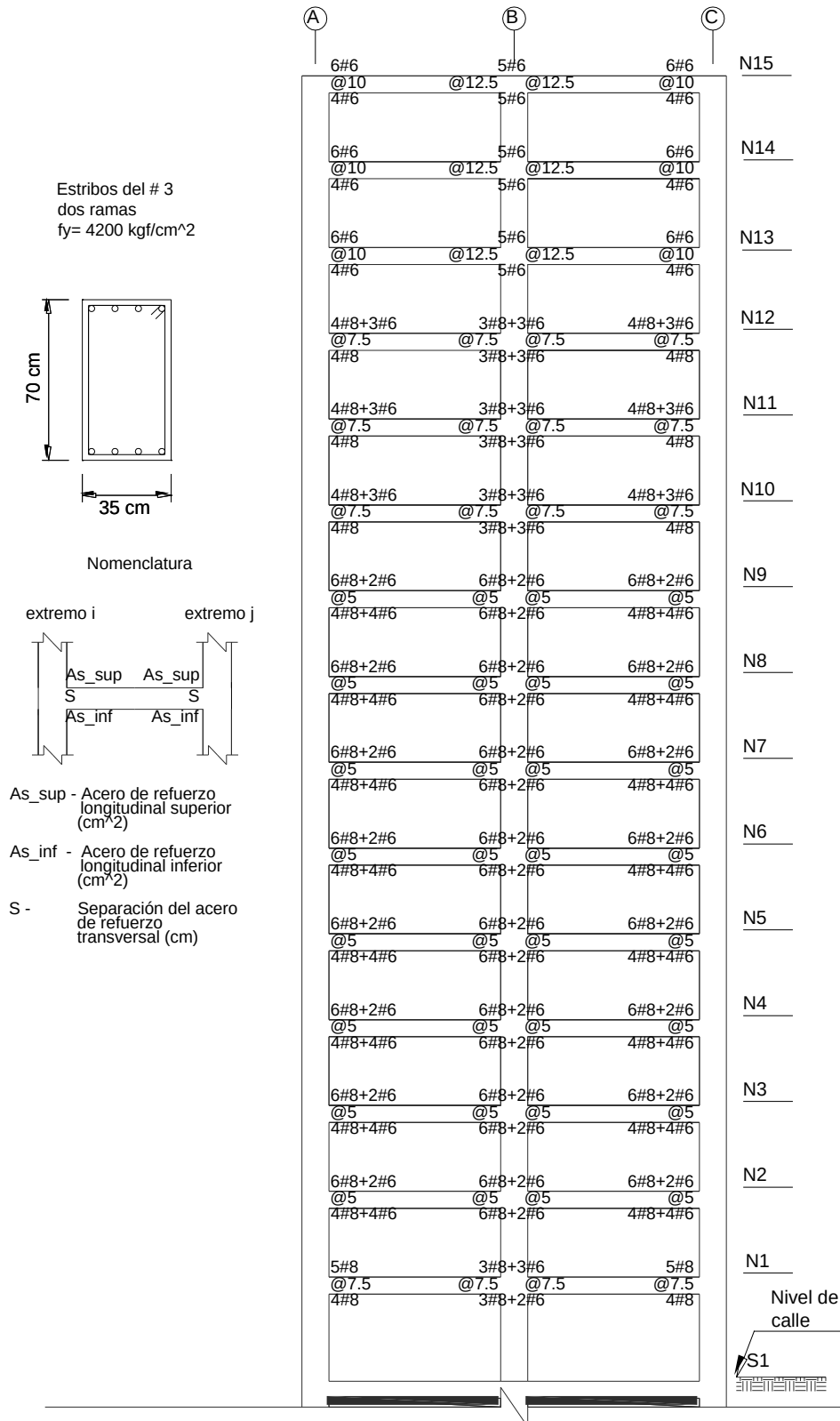


Figura 3.59 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en vigas del eje 9 del edificio 2

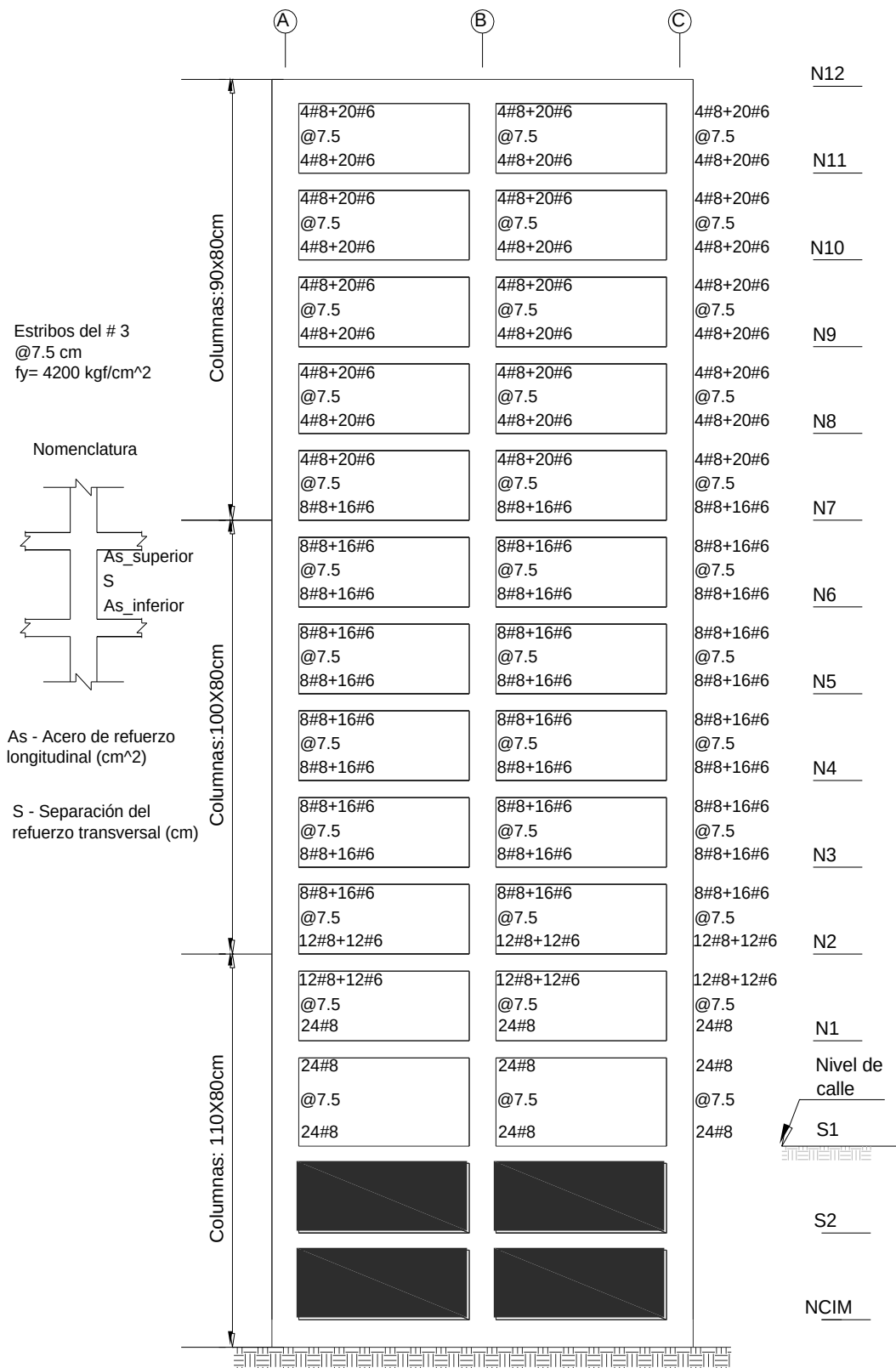


Figura 3.60 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en columnas del eje 1 del edificio 2

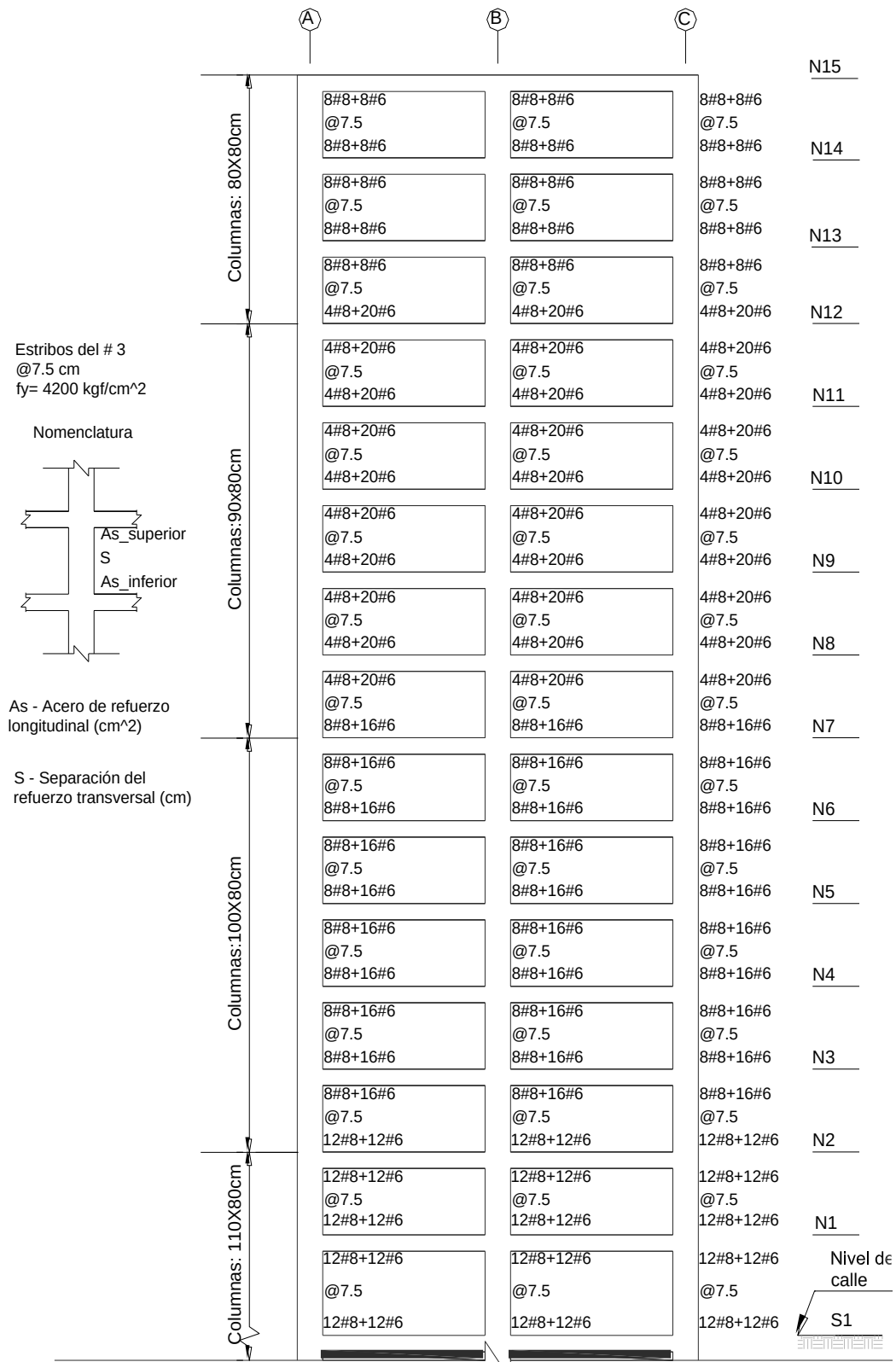


Figura 3.61 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en columnas del eje 6 del edificio 2

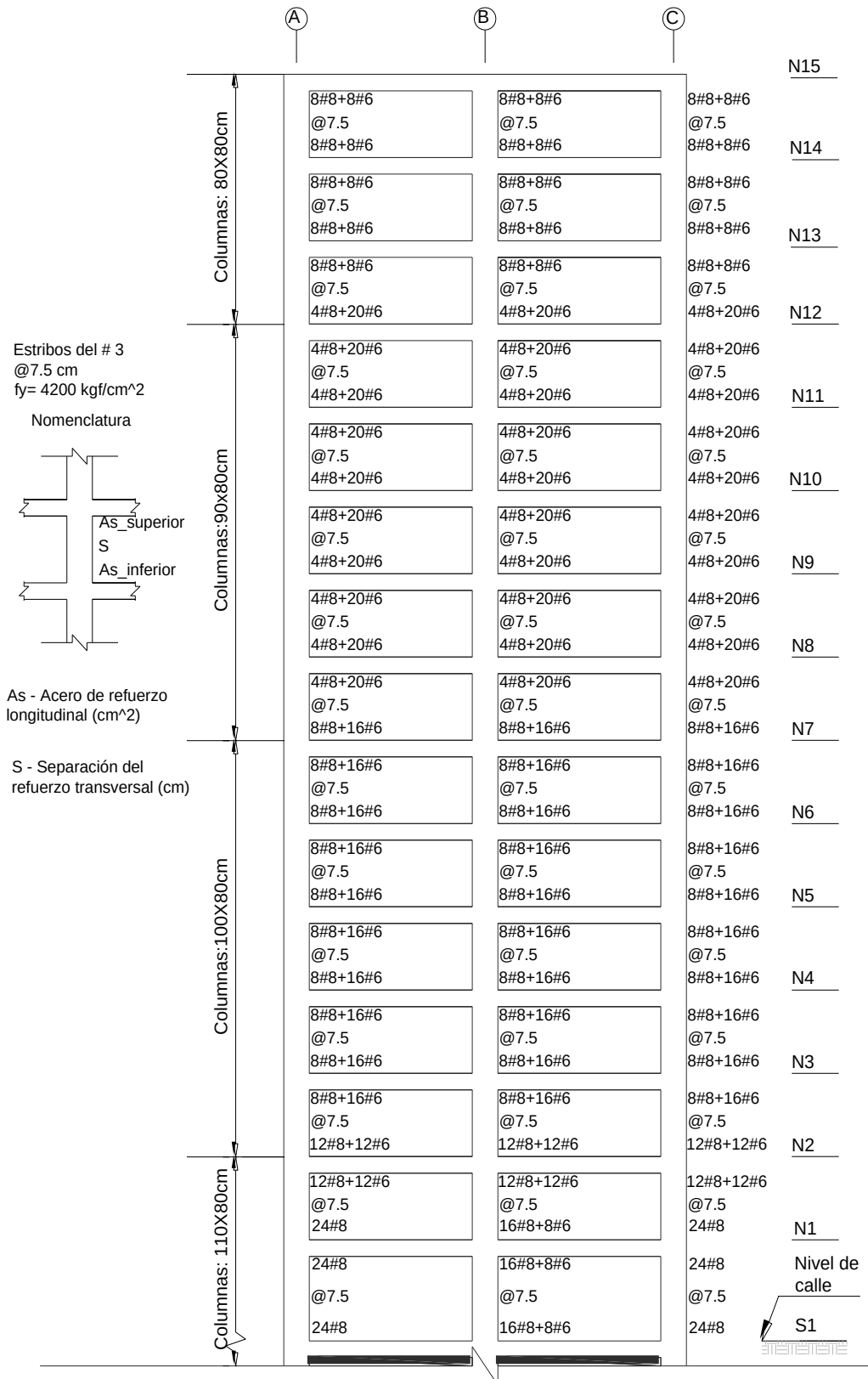


Figura 3.62 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en columnas del eje 9 del edificio 2

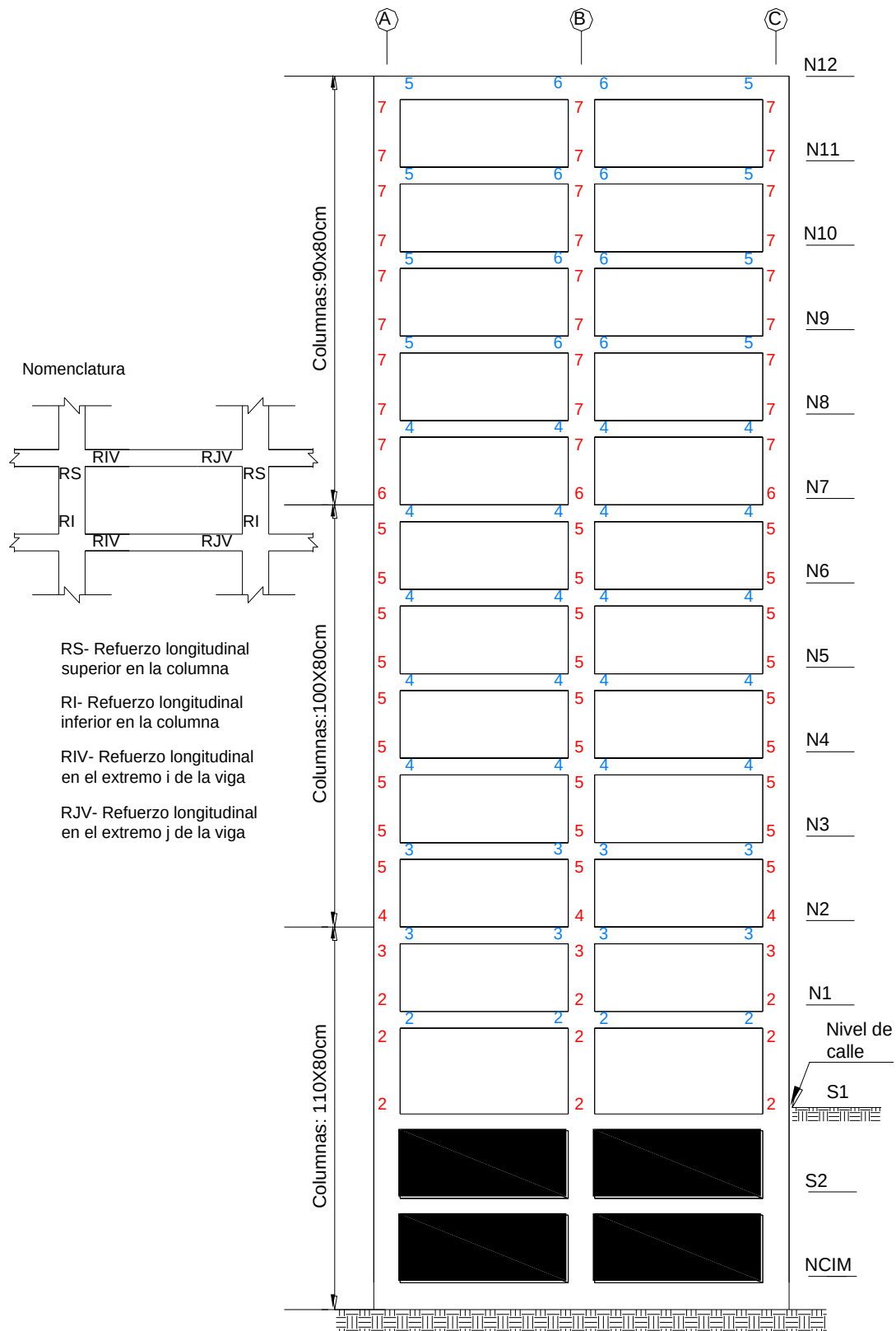


Figura 3.63 Distribución de tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 1 del edificio 2

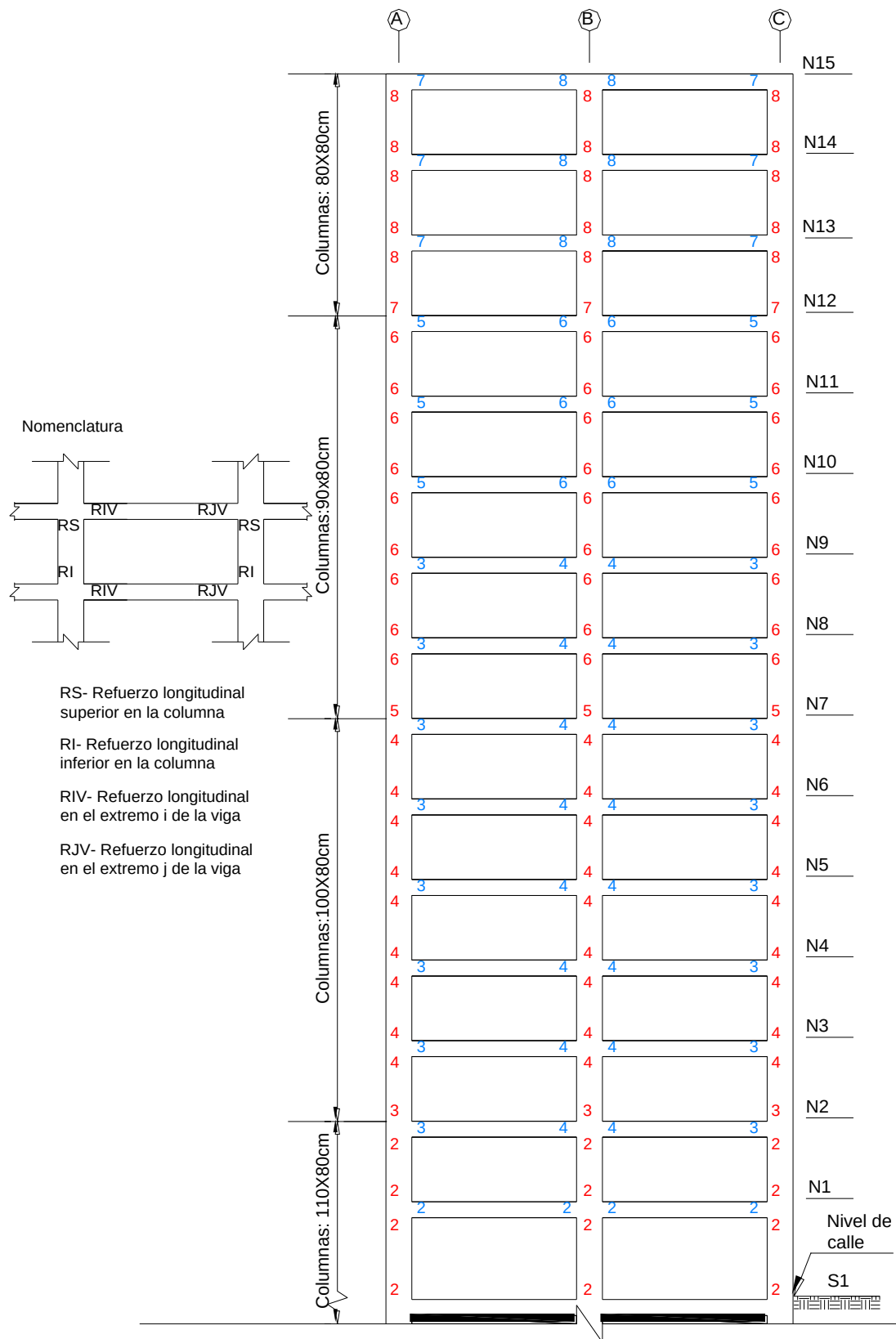


Figura 3.64 Distribución de tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 6 del edificio 2

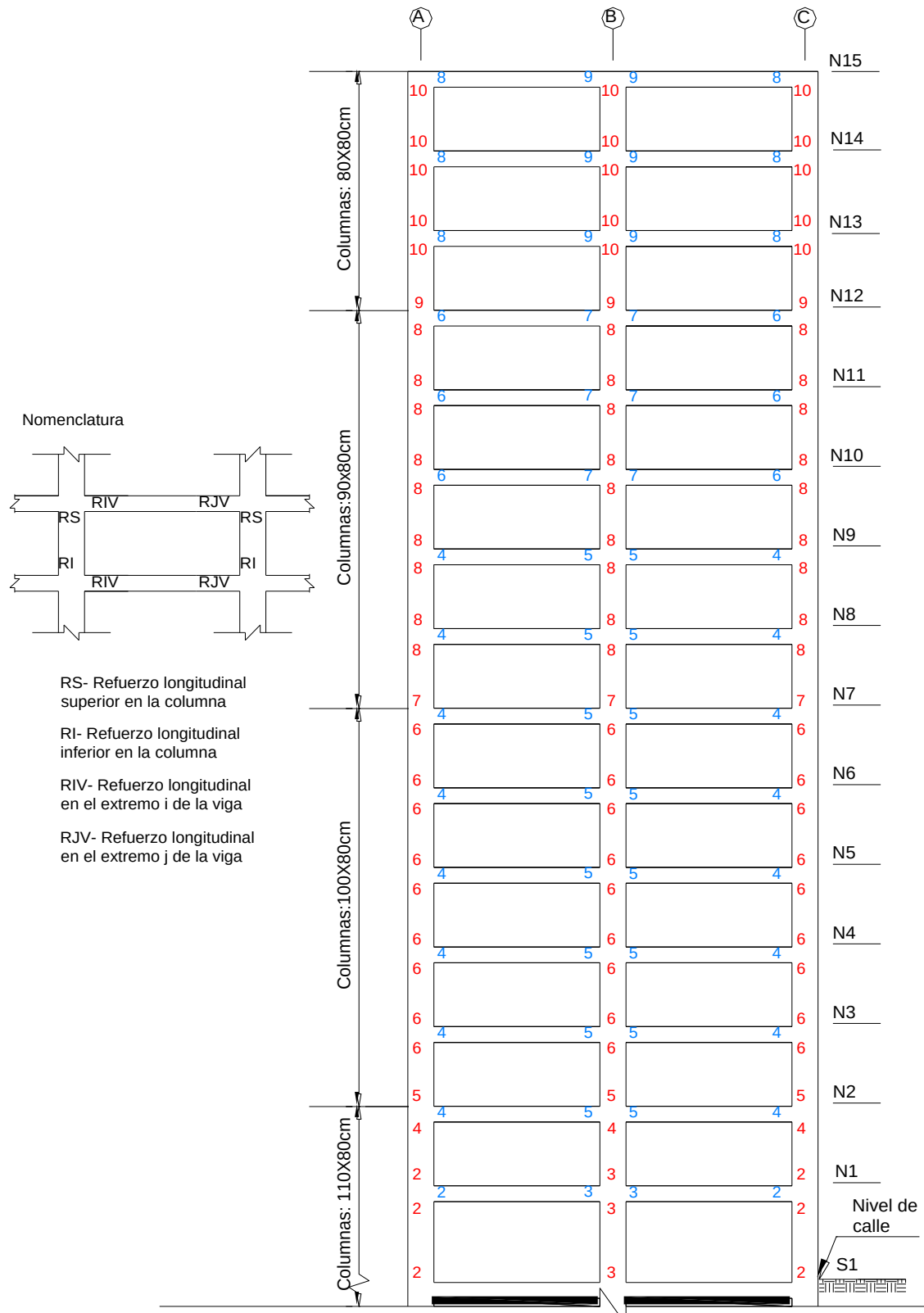


Figura 3.65 Distribución de tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 9 del edificio 2

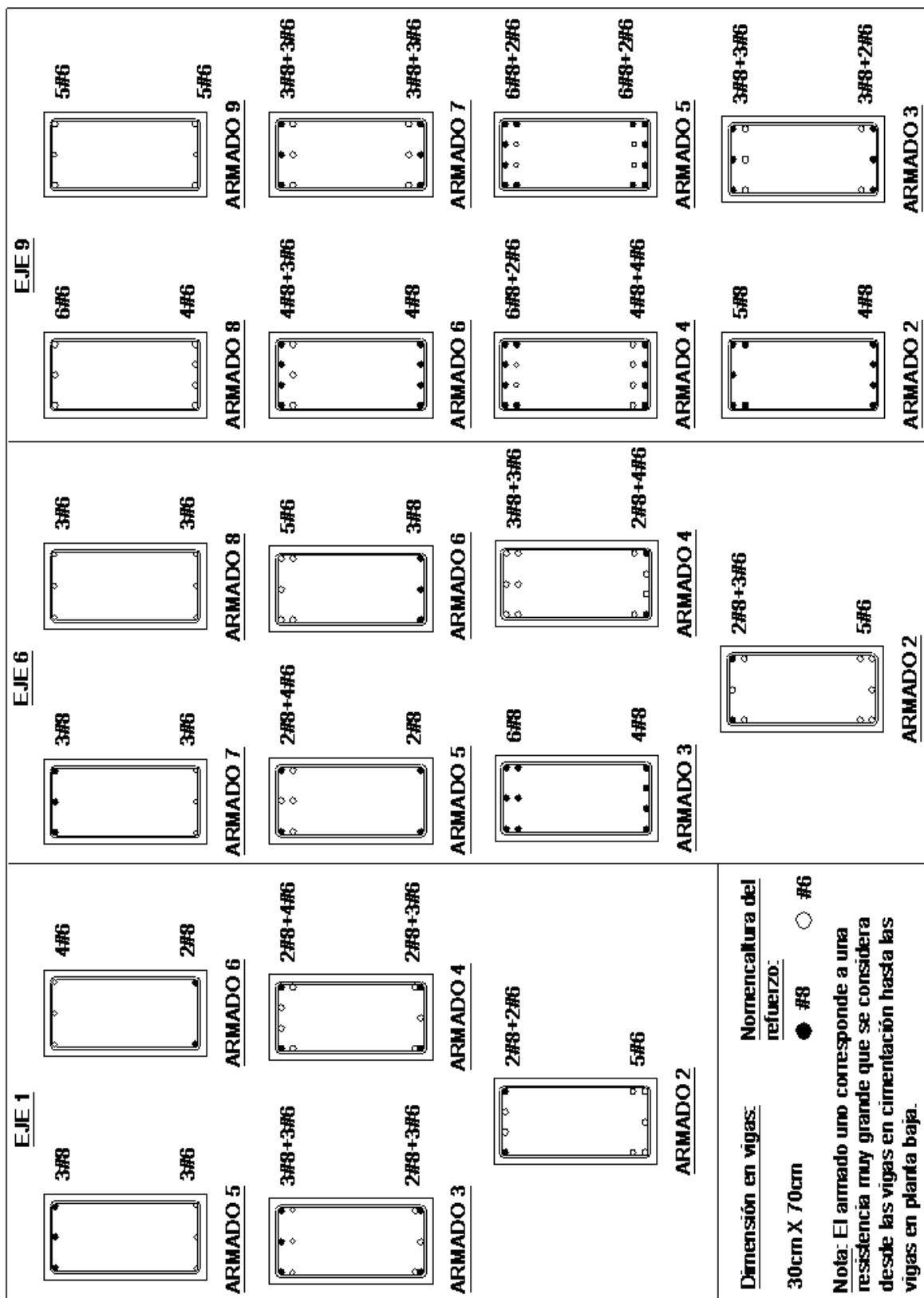
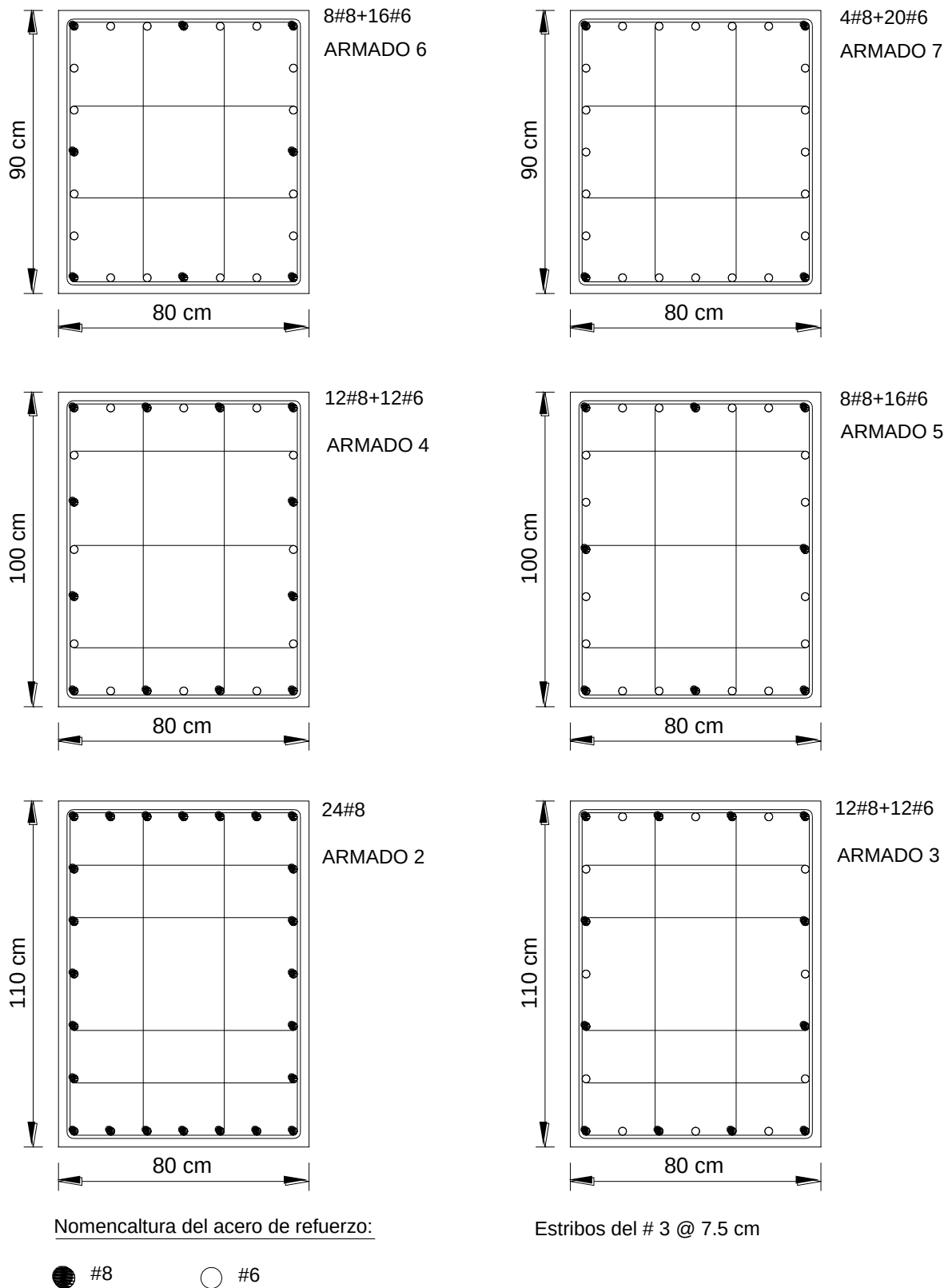


Figura 3.66 Vista de los armados las vigas del edificio 2



Nota: El armado uno corresponde a una resistencia muy grande que se considera desde las columnas en cimentación hasta las columnas en planta baja.

Figura 3.67 Vista de los armados de las columnas del eje 1 del edificio 2

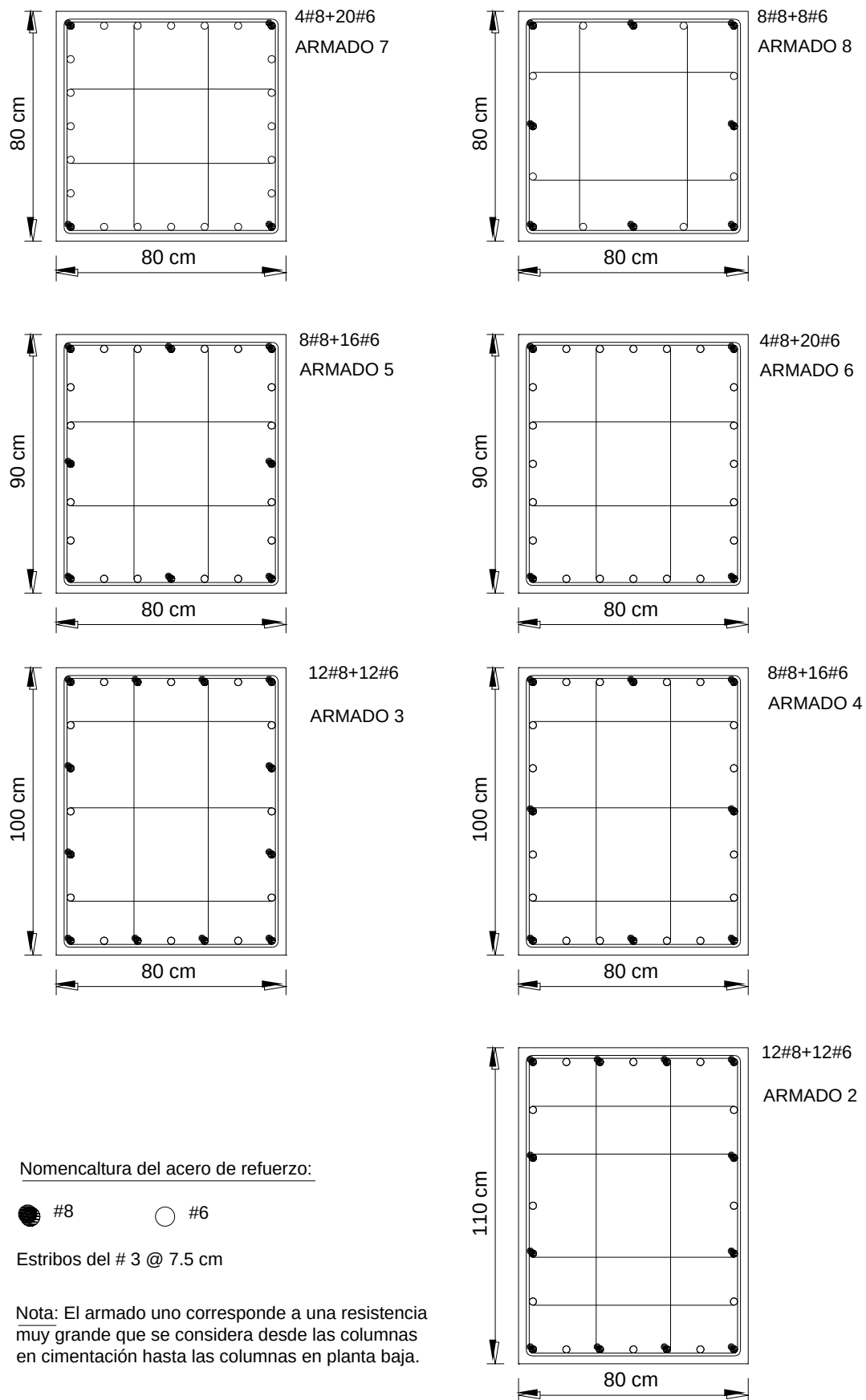
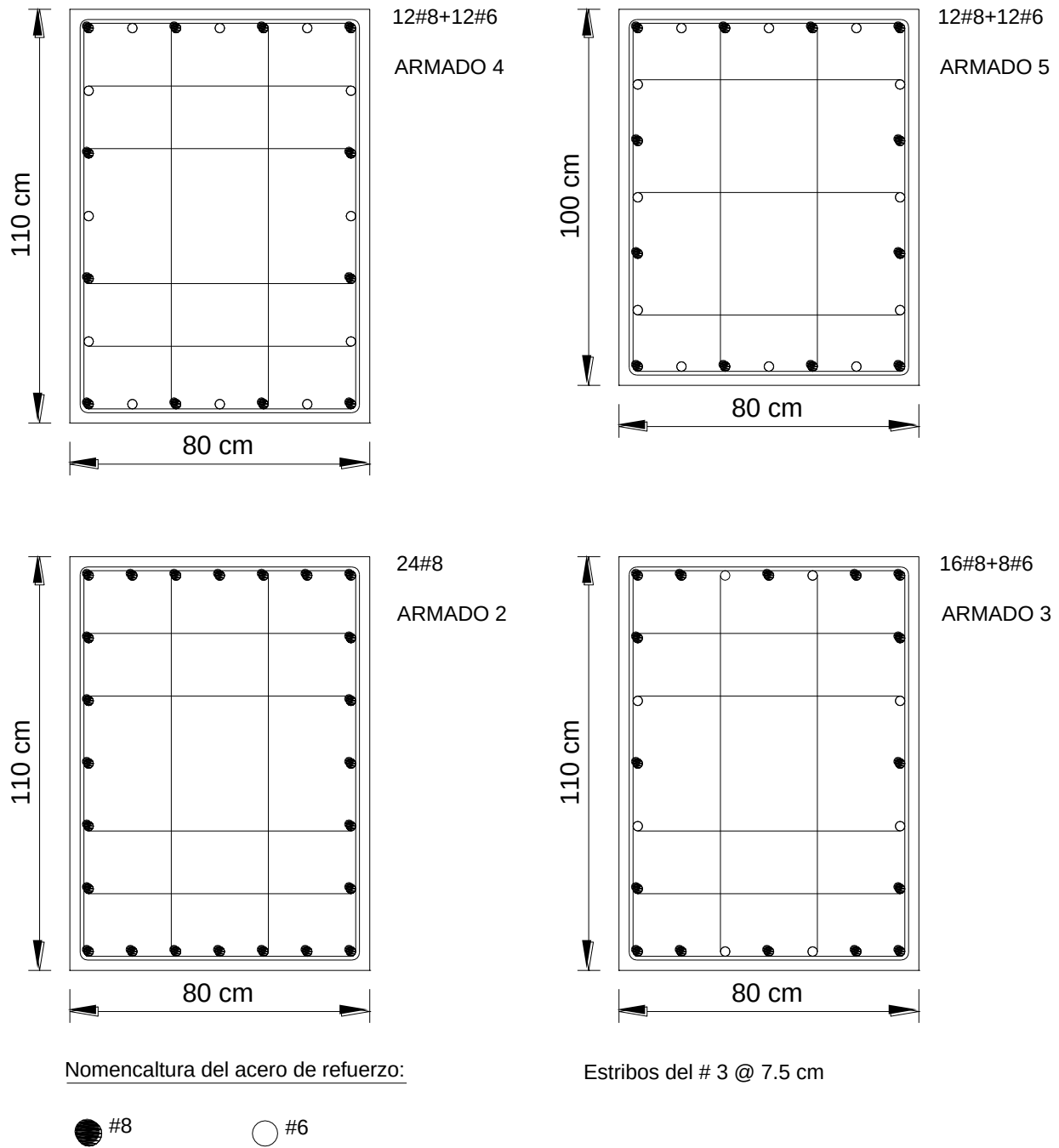


Figura 3.68 Vista de los armados de las columnas del eje 6 del edificio 2



Nota: El armado uno corresponde a una resistencia muy grande que se considera desde las columnas en cimentación hasta las columnas en planta baja.

Figura 3.69 Vista de los armados de las columnas del eje 9 del edificio 2 (armado 2 a armado 5)

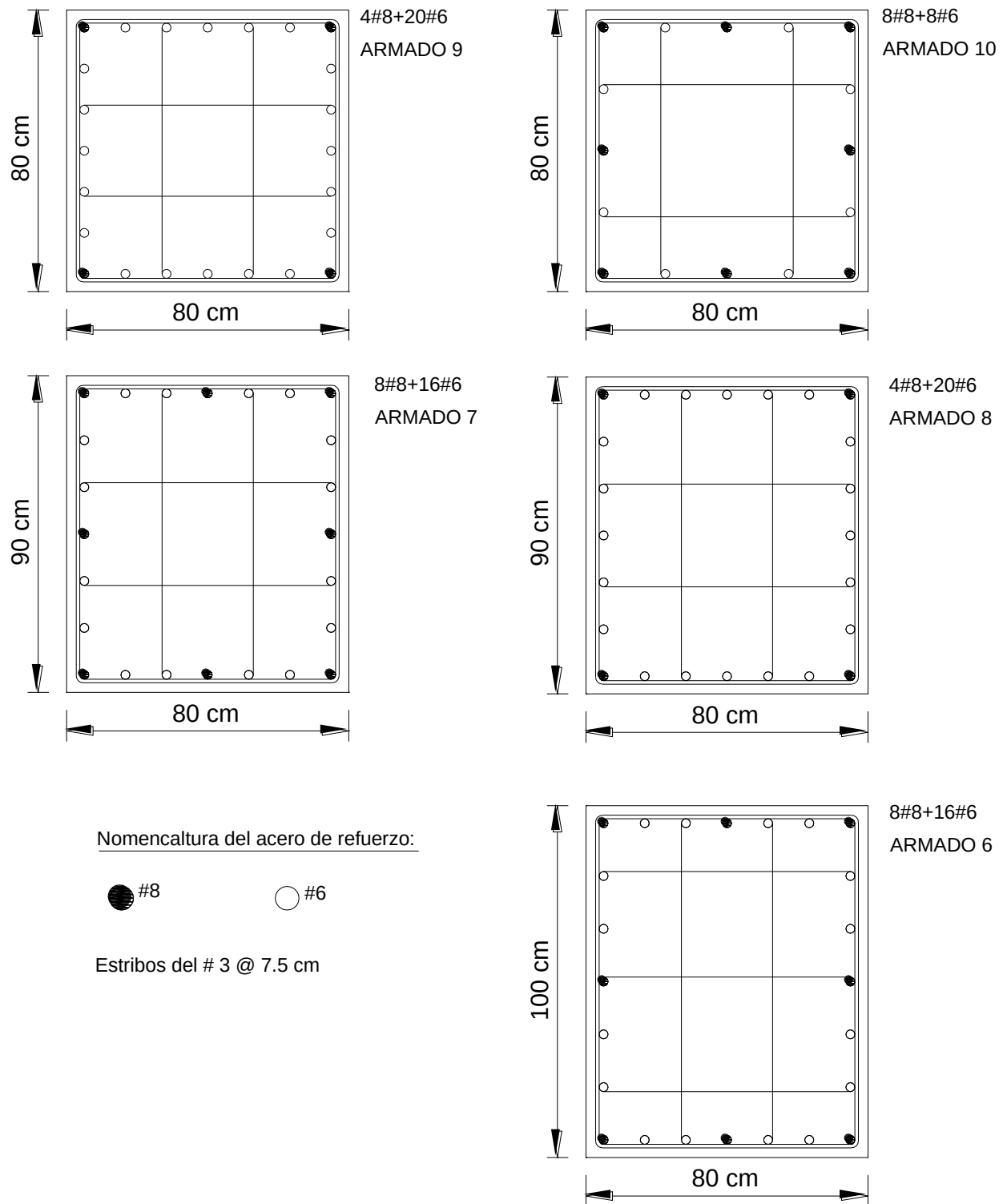


Figura 3.70 Vista de los armados del refuerzo de las columnas del eje 9 del edificio 2 (armado 6 a armado10)

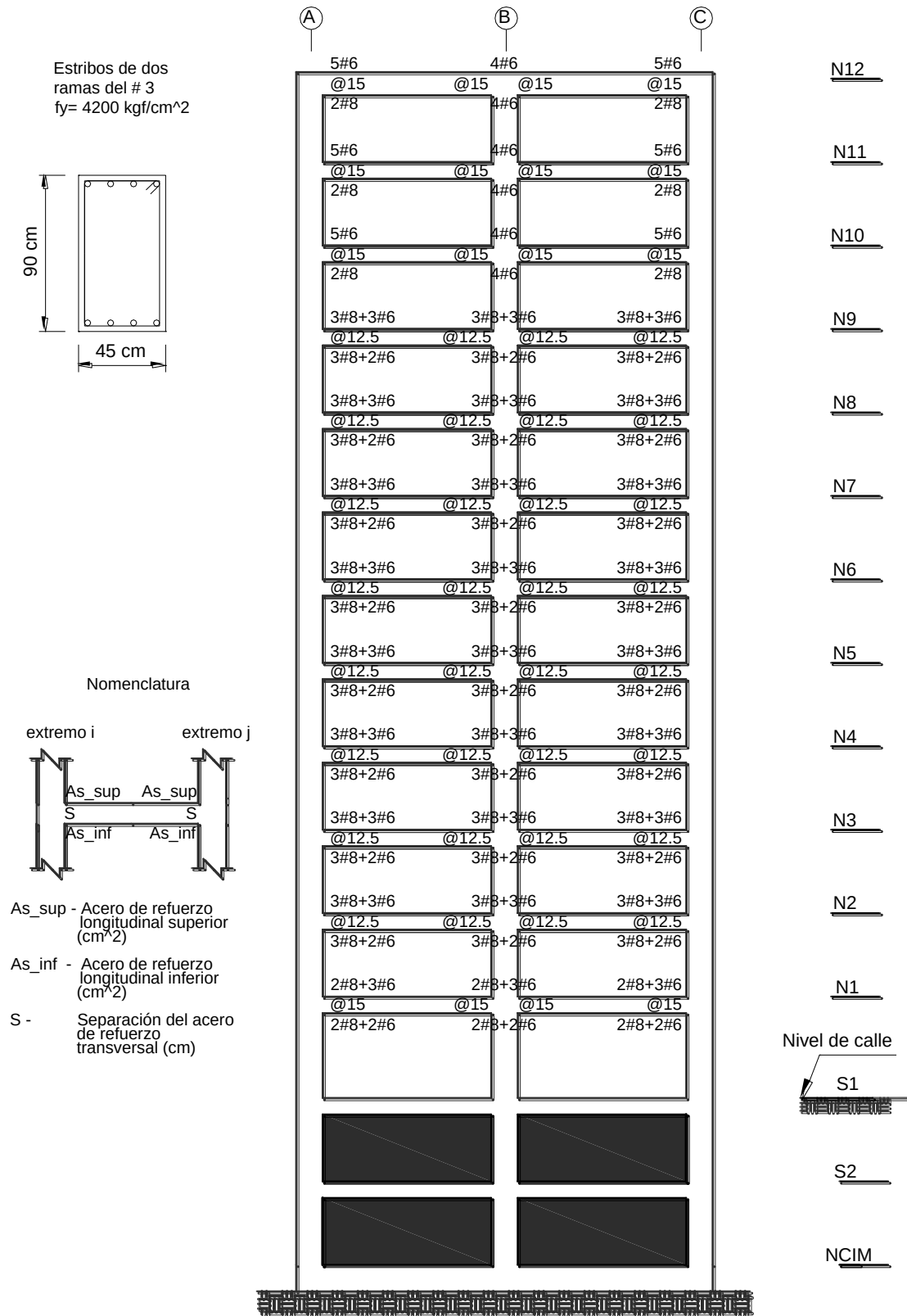


Figura 3.71 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en vigas del eje 1 del edificio 3

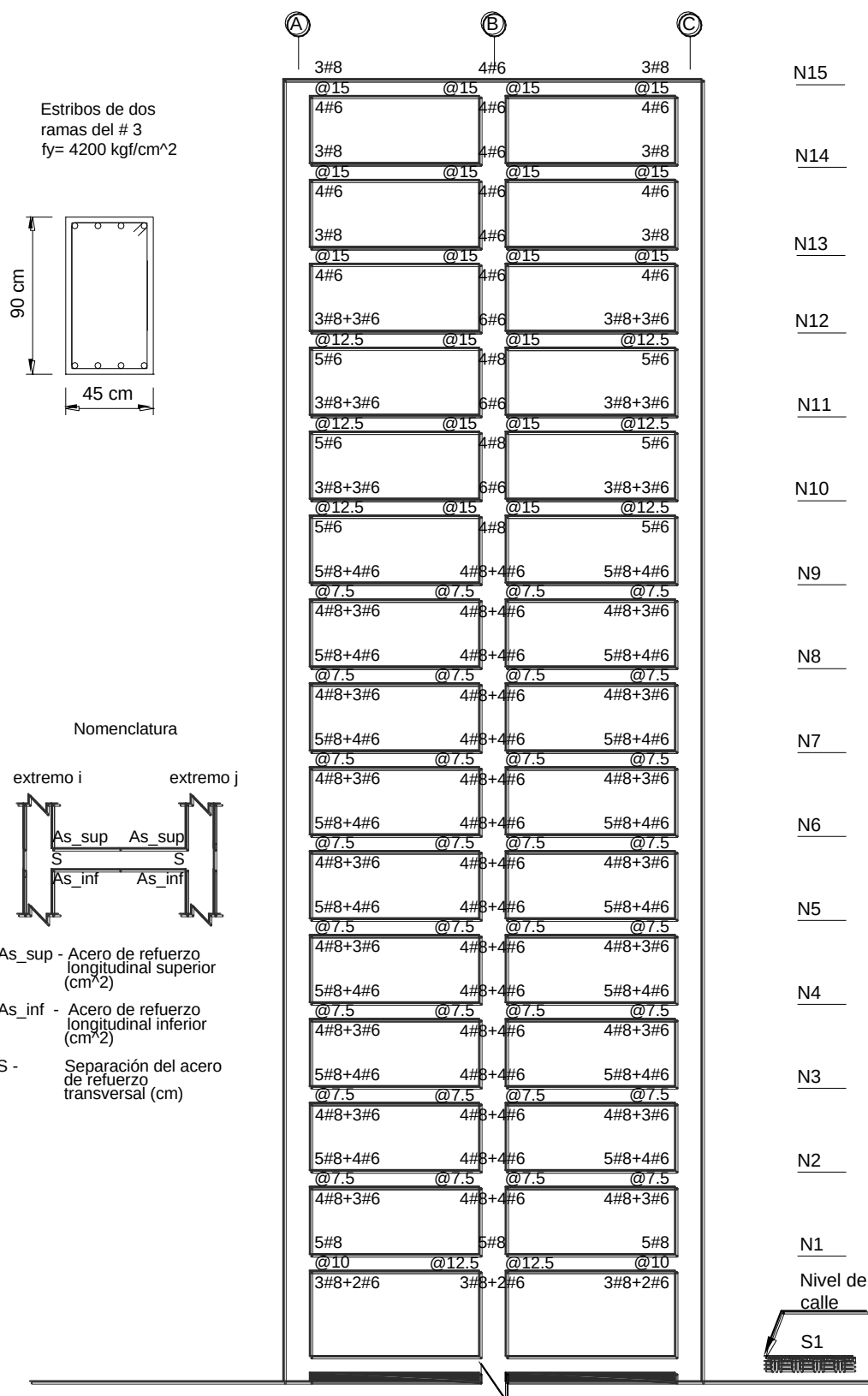


Figura 3.72 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en vigas del eje 6 del edificio 3

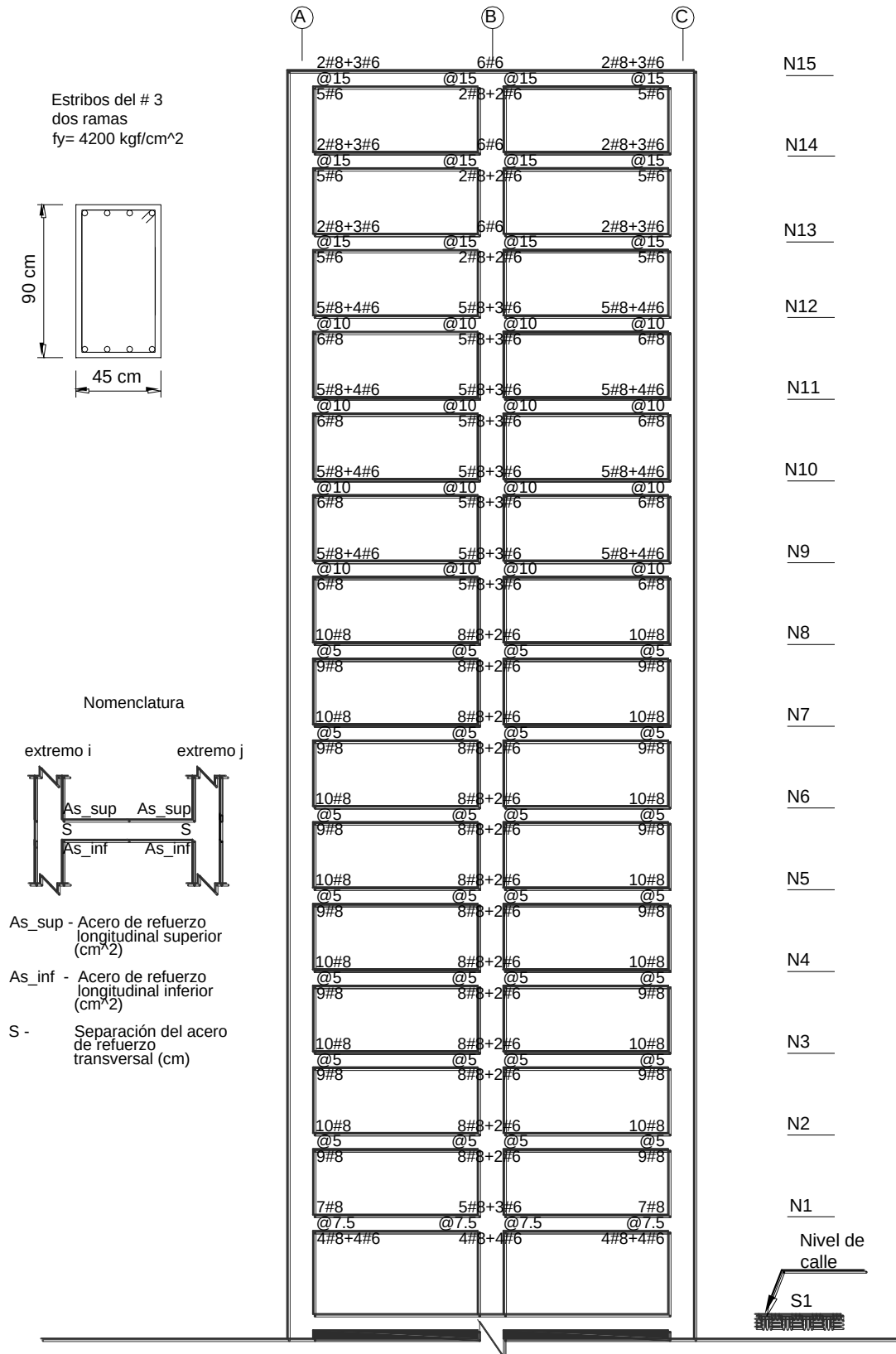


Figura 3.73 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en vigas del eje 9 del edificio 3

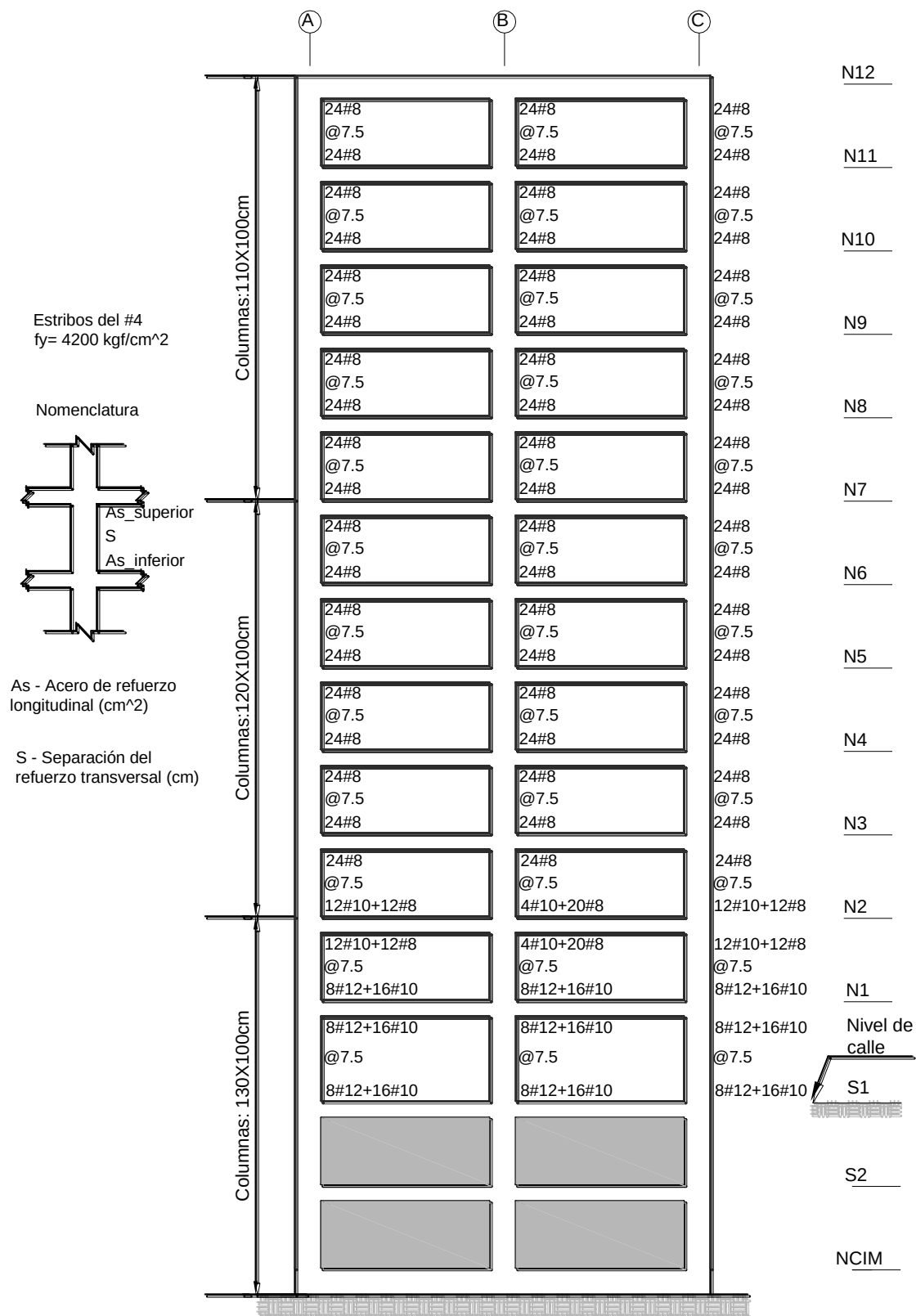
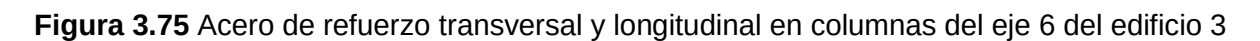
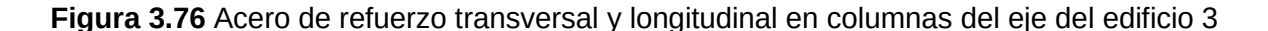


Figura 3.74 Acero de refuerzo transversal y longitudinal en columnas del eje 1 del edificio 3





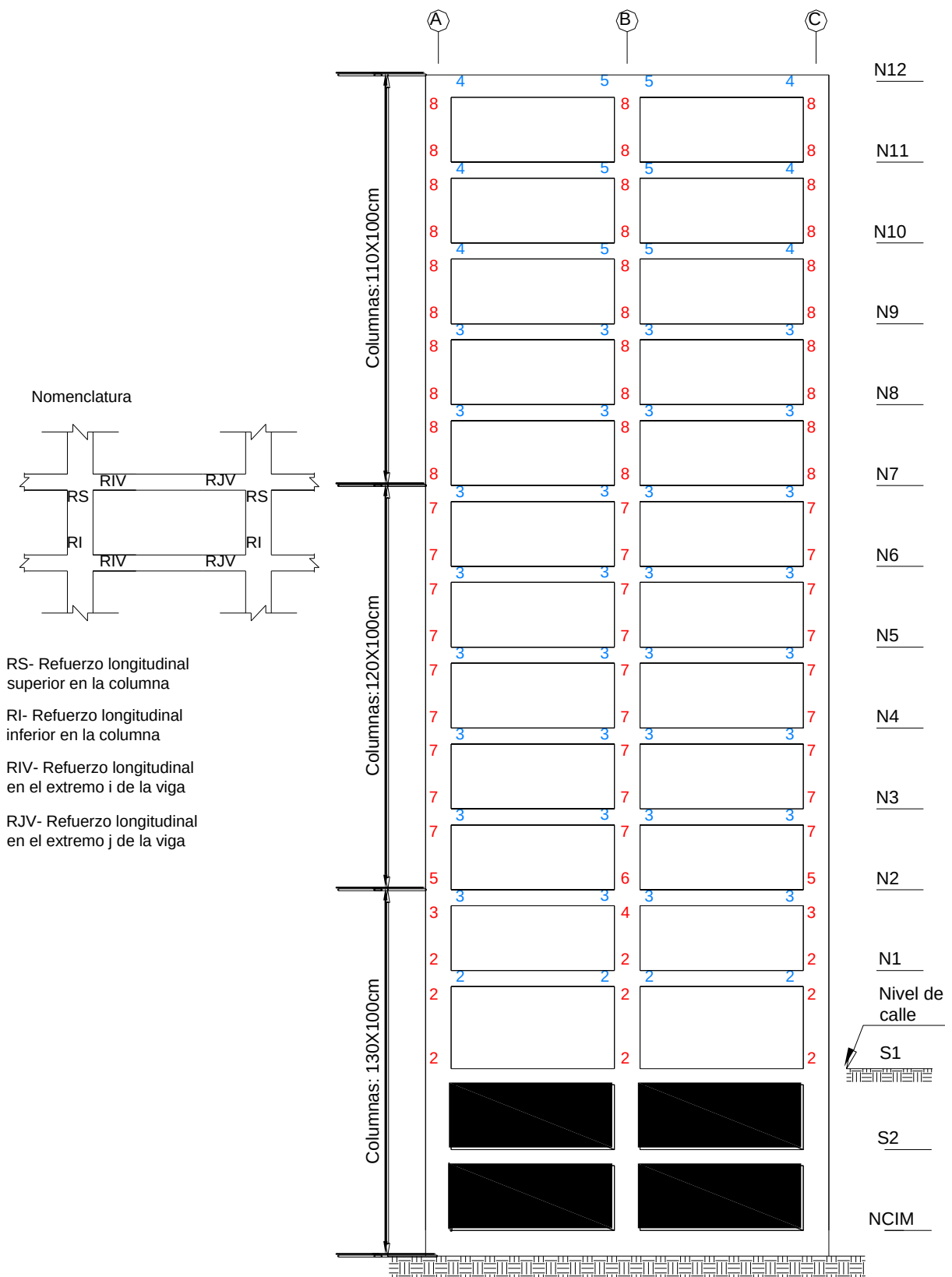


Figura 3.77 Distribución de tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 1 del edificio 3

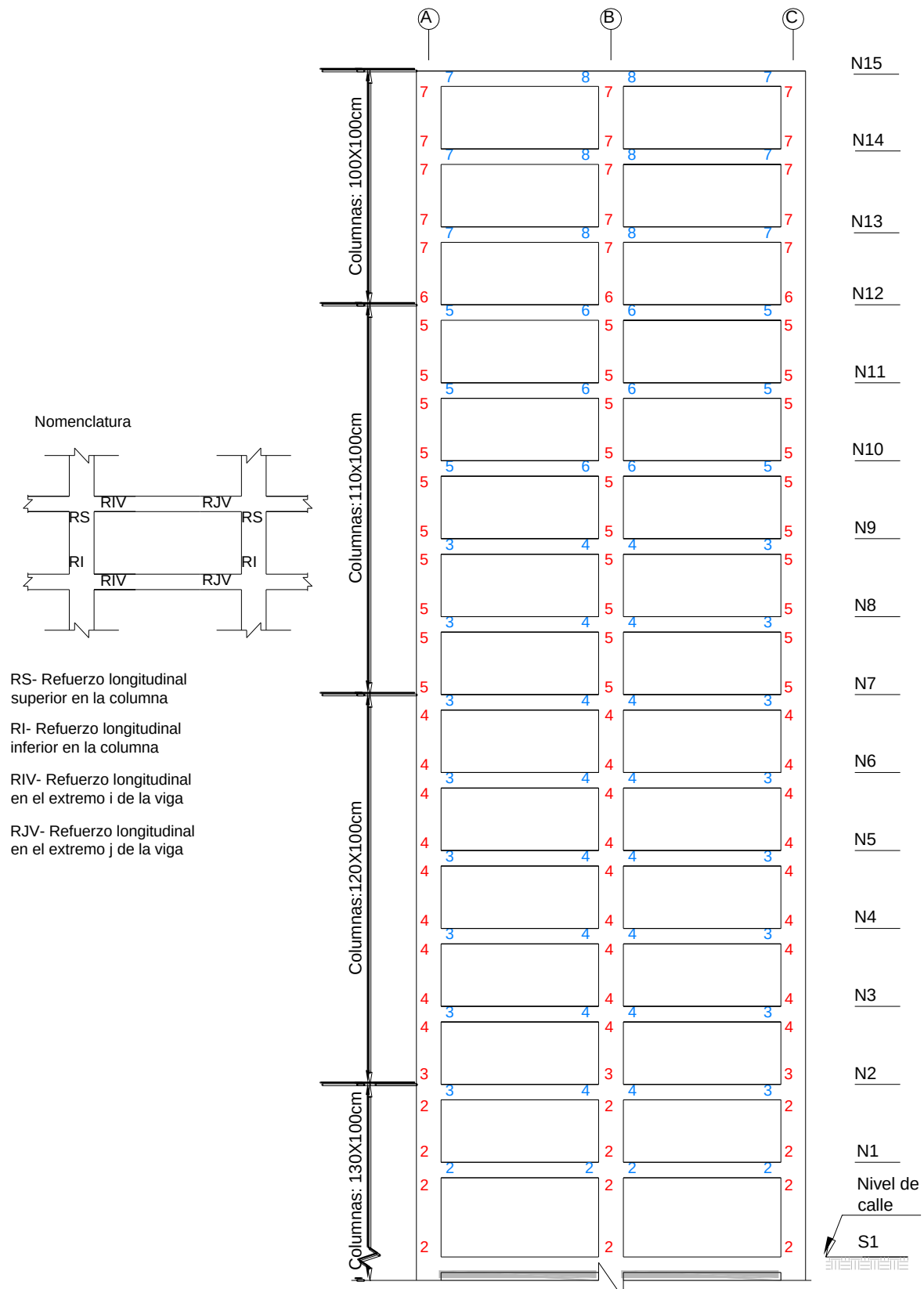


Figura 3.78 Distribución de tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 6 del edificio 3

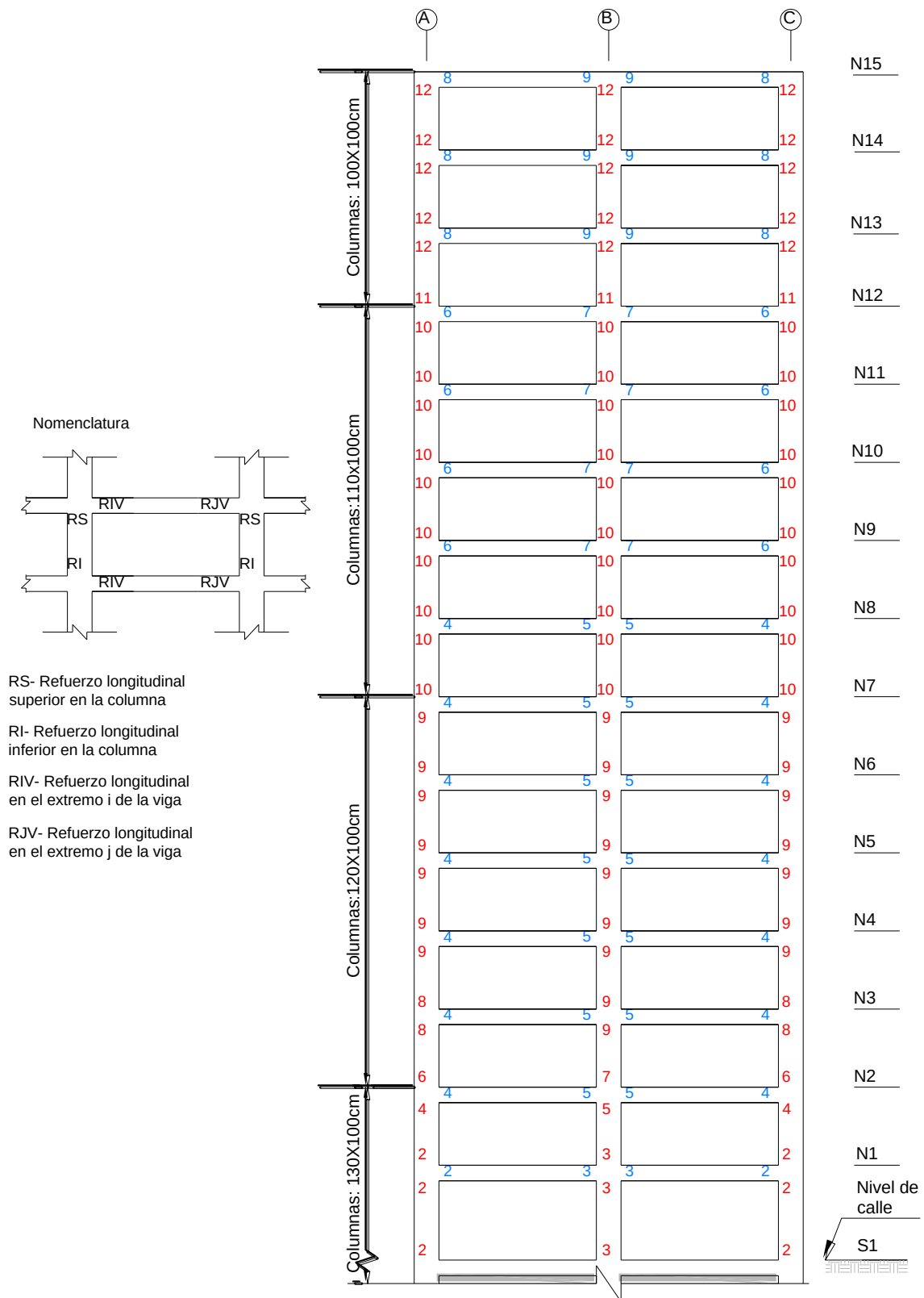


Figura 3.79 Distribución de tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 9 del edificio 3

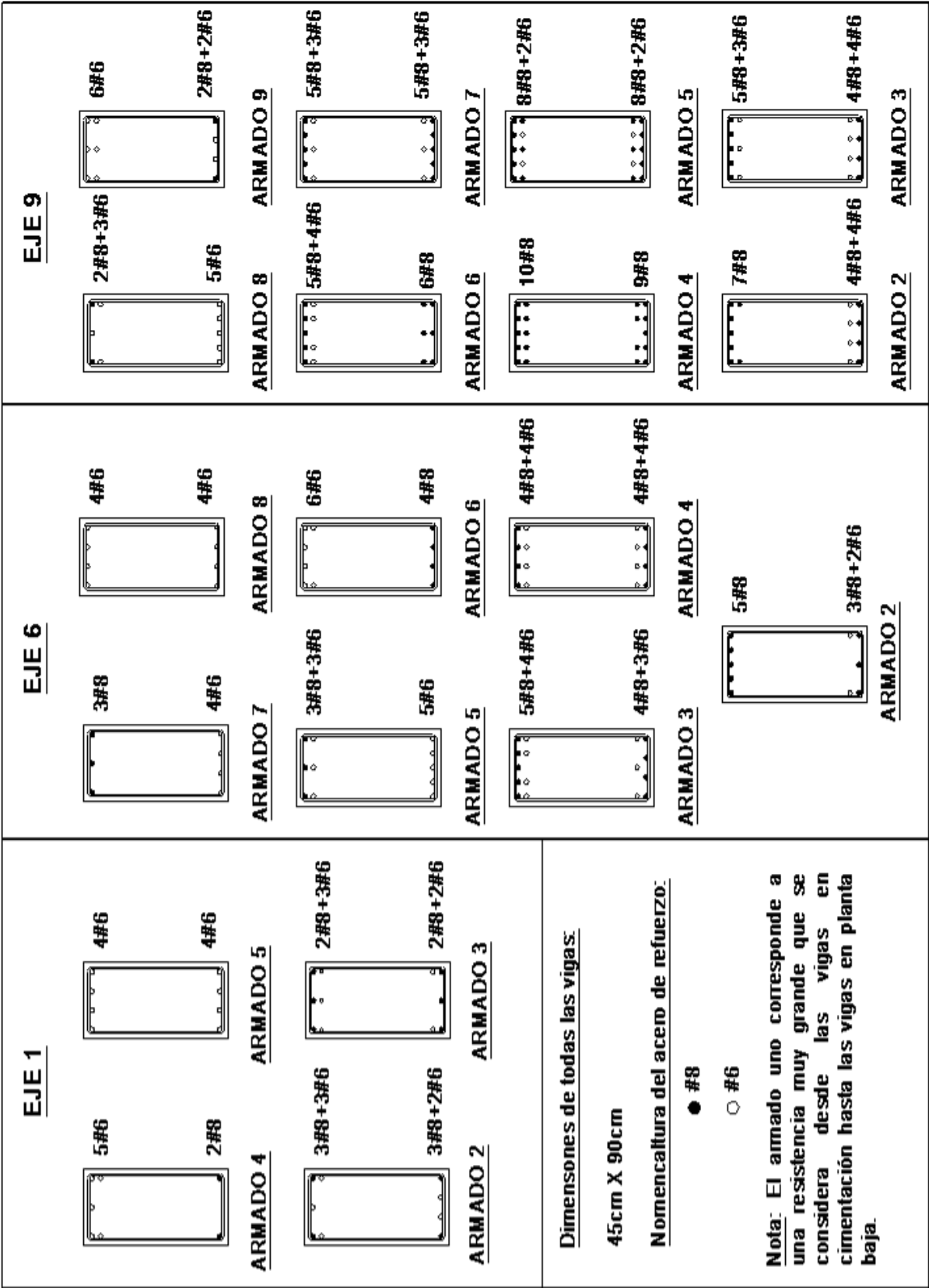


Figura 3.80 Vista de los armados de las vigas del edificio 3

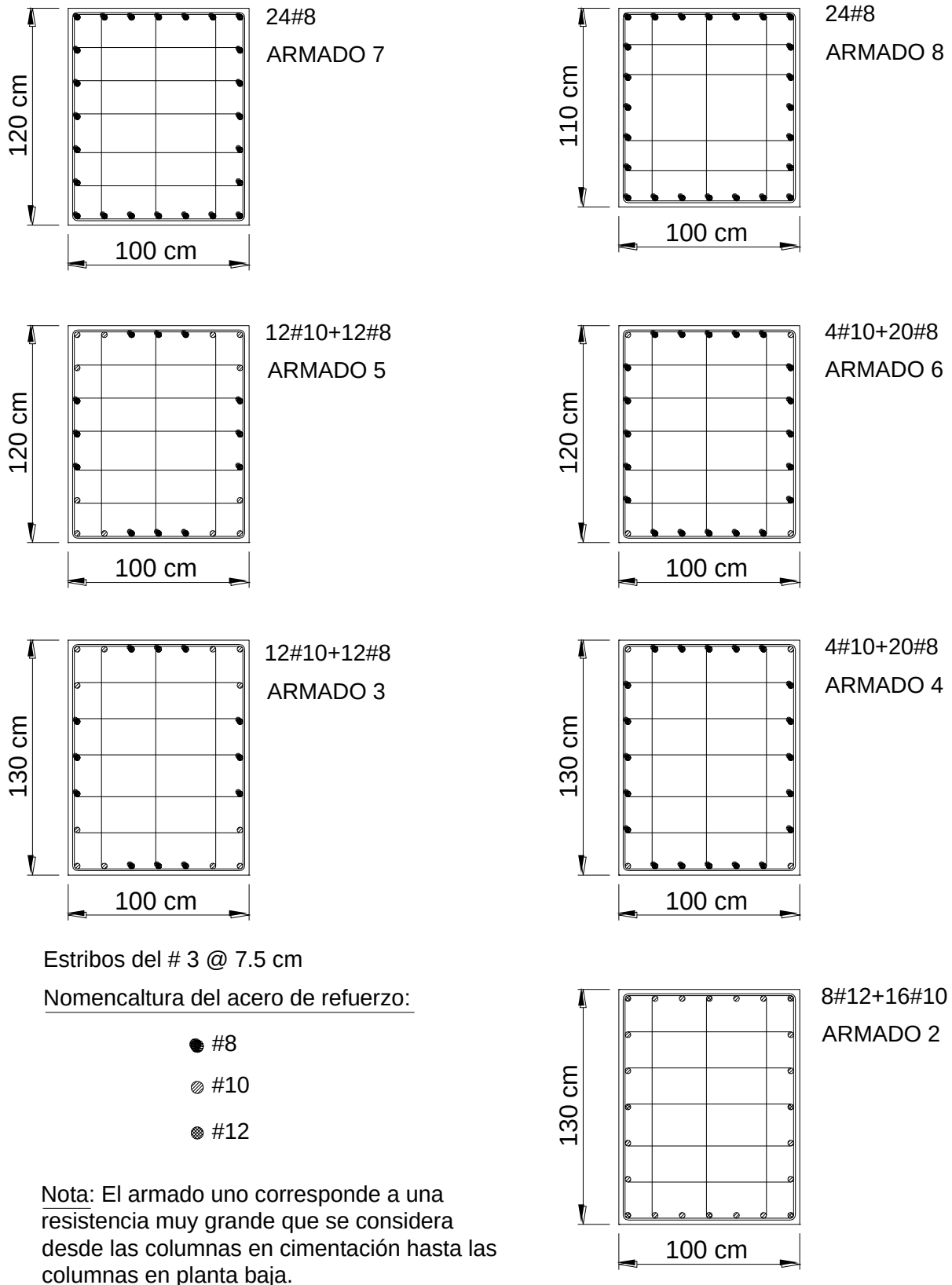
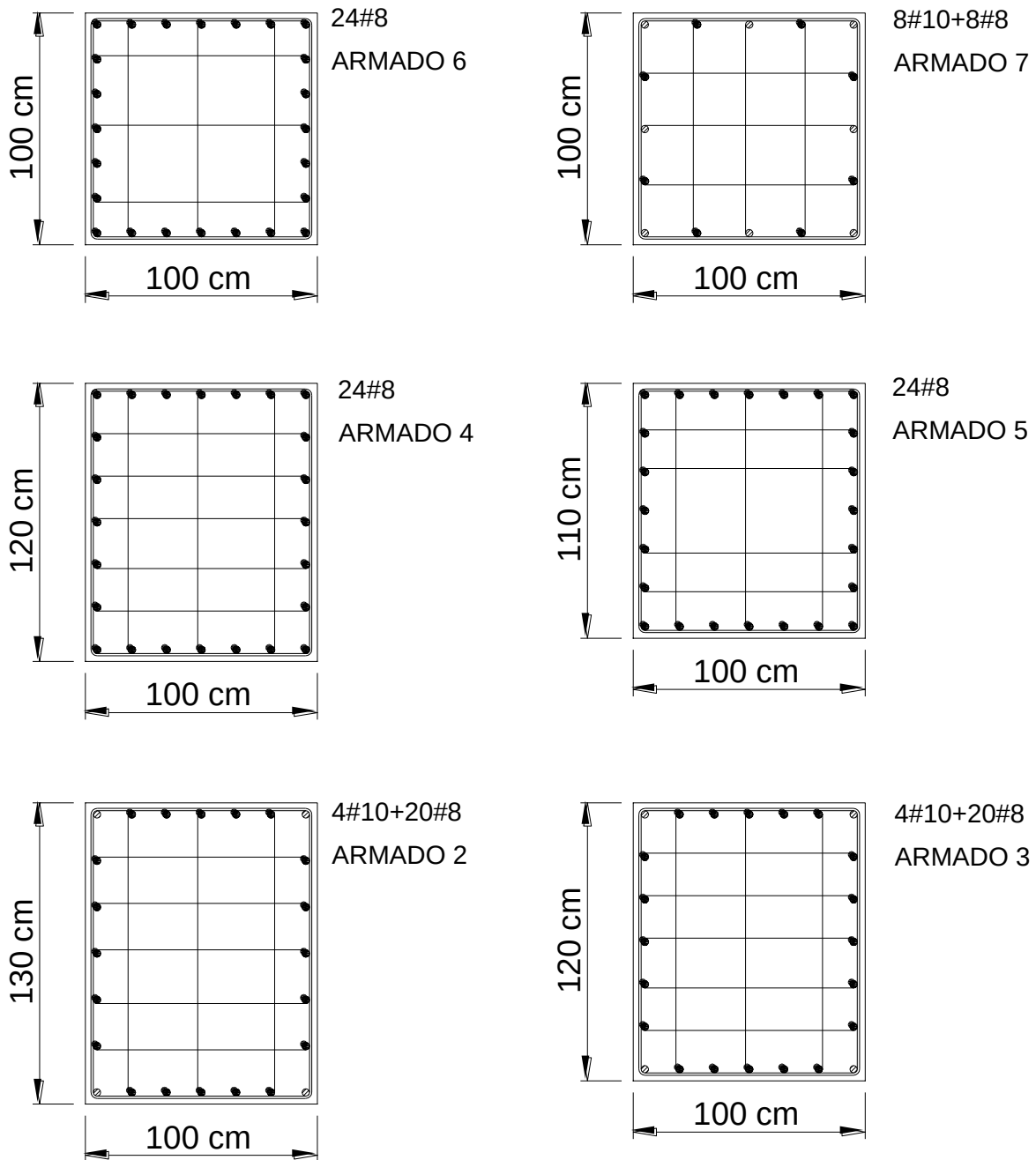


Figura 3.81 Vista de los armados de las columnas del eje 1 del edificio 3



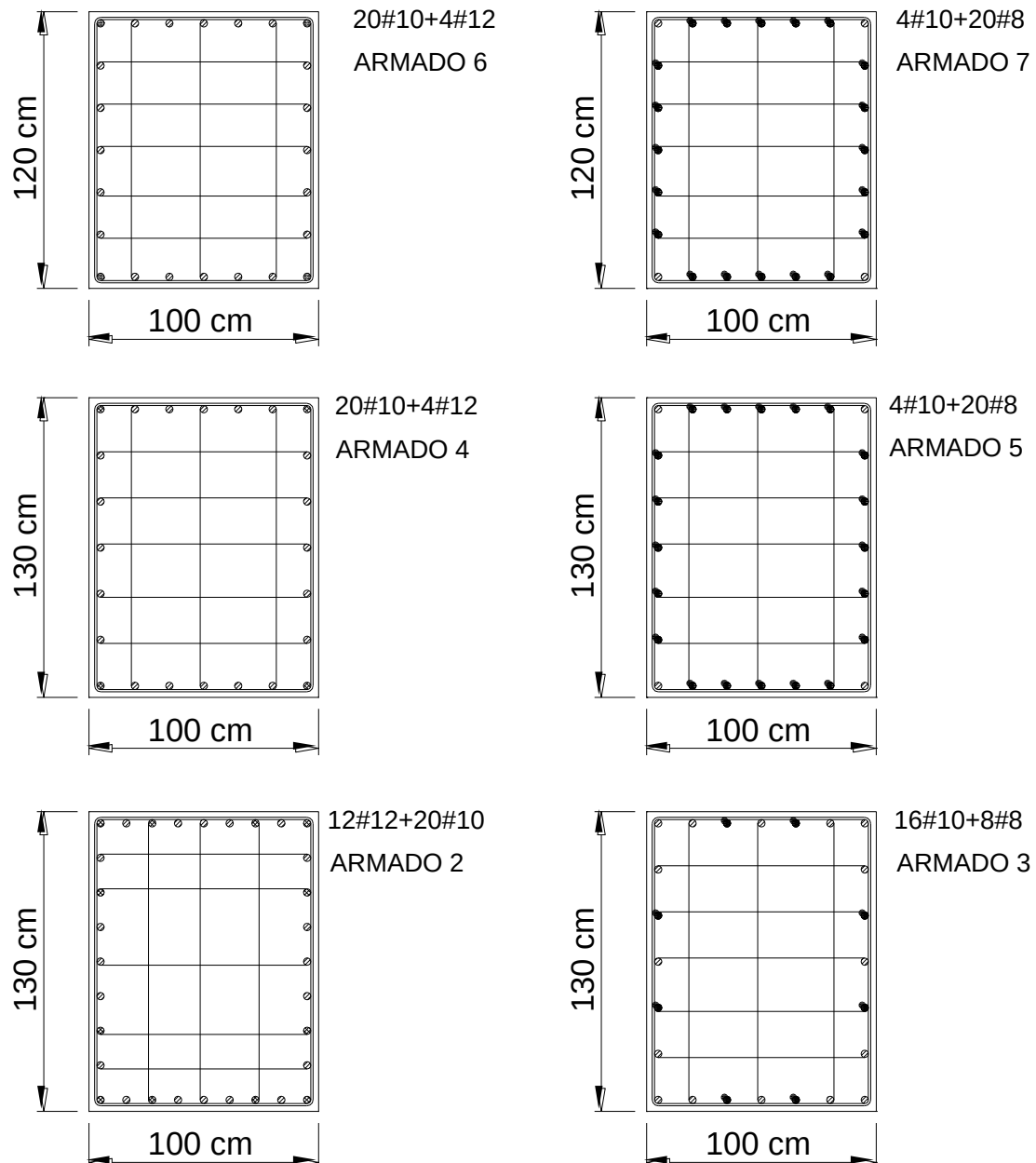
Estribos del # 3 @ 7.5 cm

Nomenclatura del acero de refuerzo:

- #8
- ◐ #10
- ◑ #12

Nota: El armado uno corresponde a una resistencia muy grande que se considera desde las columnas en cimentación hasta las columnas en planta baja.

Figura 3.82 Vista de los armados de las columnas del eje 6 del edificio 3



Estribos del # 3 @ 7.5 cm

Nomenclatura del acero de refuerzo:

● #8

● #10

● #12

Nota: El armado uno corresponde a una resistencia muy grande que se considera desde las columnas en cimentación hasta las columnas en planta baja.

Figura 3.83 Vista de los armados de las columnas del eje 9 del edificio 3 (armado 2 a armado7)

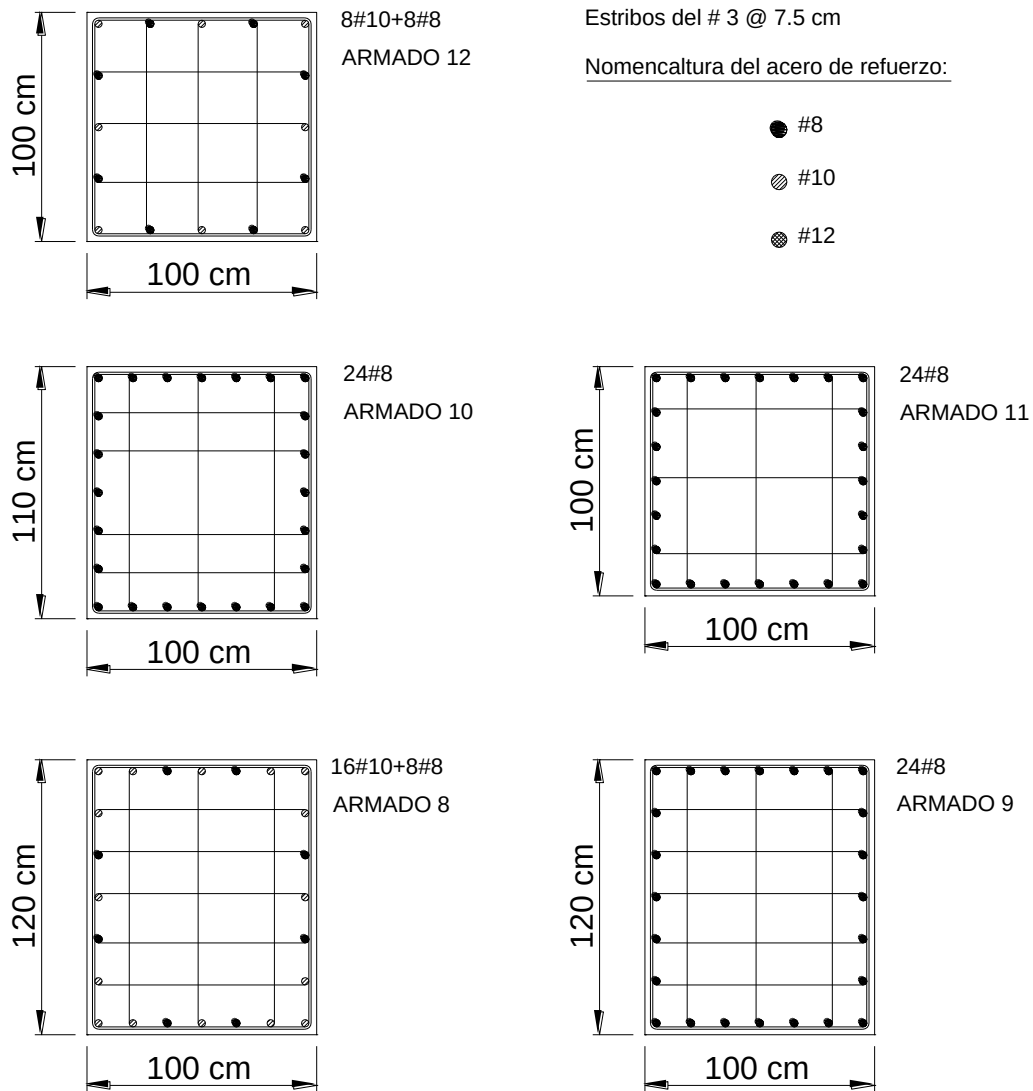


Figura 3.84 Vista de los armados de las columnas del eje 9 del edificio 3 (armado 8 a armado12)

4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Por lo general, en la práctica se realizan diseños estructurales de edificios como el que se planteo en el capítulo anterior, preparando un modelo tridimensional con comportamiento elástico-lineal, con efectos de las cargas gravitacionales y accidentales tipo sismo; se asume que la estructura tendrá un comportamiento inelástico al reducir las fuerzas sísmicas a las que será sometida. Pero, esta manera práctica y convencional de diseño para incluir los efectos inelásticos no permite conocer cómo es la historia de dicho comportamiento más allá del rango elástico.

En este capítulo se presentan los resultados de las respuestas sísmicas elásticas e inelástica de los ejes seleccionados y diseñados de los tres edificios en estudio, mostrados en el capítulo anterior. Se utilizó el método de análisis sísmico dinámico de integración directa paso a paso, descrito en el cap 2, apoyándose en el programa de computadora DRAIN-2DX. Se hicieron los análisis con los registros descritos a continuación:

- a)** Acelerograma del sismo de Chile de febrero de 2010, componente Norte-Sur 60°, registrado en campo libre en Concepción, Chile (CCH-NS60°); duración de 0 a 140 s, digitizado a un intervalo de tiempo de 0.02 s (ver fig 4.1).
- b)** Acelerograma del sismo de México de septiembre de 1985, componente Este- Oeste registrado en campo libre en el Distrito Federal, en las instalaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT-EW); intervalo de tiempo utilizado de 30 a 80 s, a cada 0.02 s (ver fig 4.2).

4.1 Características del programa DRAIN – 2DX

El programa utilizado para calcular la respuesta sísmica inelástica de los casos de estudio fue el programa DRAIN-2DX. Este programa analiza estructuras bidimensionales de elementos barra unidos por nudos con zonas rígidas. Los elementos barra utilizados en este trabajo fueron tipo “viga-columna”; con este tipo de elemento se modelaron las vigas, columnas y muros. Para columnas y muros se utilizó una superficie de resistencia que representa la curva de interacción unidireccional de la carga axial y el momento flexionante (ver fig 4.3.a); para las vigas la superficie de resistencia son dos rectas constantes que representan la resistencia a los momentos flexionantes positivo y negativo, respectivamente (ver fig 4.3.b). El elemento “viga-columna” está conformado por un elemento elásto-plástico con comportamiento histerético bilineal y un elemento elástico que proporciona el efecto de endurecimiento por deformación, unidos por un nudo con zonas rígidas que representan la participación del nudo (ver fig 4.4).

Por cada nudo se tienen tres grados de libertad, dos de traslación (horizontal y vertical) y un tercer grado de libertad de rotación en el plano. La masa de la estructura se concentra en los nudos del modelo. Los grados de libertad de traslación horizontal en los nudos de cada nivel están ligados con el fin de considerar la hipótesis de diafragma rígido. Las masas de cada nivel están asociadas a un nudo con lo que la matriz de masas resulta ser diagonal.

La respuesta sísmica dinámica inelástica se calculó con el método de integración directa paso a paso, utilizando el método β de Newmark para un valor de $\beta=1/4$, es decir, para una aceleración constante en cada paso de tiempo como se definió en el cap 2.

El amortiguamiento viscoso del sistema es proporcionado por una matriz de amortiguamiento viscoso $[C]$, que es proporcional a la matriz de rigidez elástica $[K]$, y a la matriz de masas $[M]$ del sistema. La asociación entre la matriz de amortiguamiento viscoso y las matrices de rigideces y masas se muestra a continuación:

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

Los factores α y β son factores de proporcionalidad y se definen a continuación:

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

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

donde,

T_1, T_2 son los periodos del primer y segundo modo de vibración de la estructura

λ es el amortiguamiento crítico considerado igual al 5% del crítico

4.2 Casos de estudio para los análisis sísmicos dinámicos paso a paso

Para calcular la respuesta inelástica de las estructuras se eligieron tres ejes en la dirección transversal de cada edificio. Los ejes seleccionados fueron dos ejes extremos y un eje central, como se mencionó en el capítulo anterior. Los modelos matemáticos de los ejes 1, 6 y 10 del edificio 1 (caso real con muros de concreto) se muestran en las figs 4.5 a 4.7, respectivamente. Los modelos matemáticos de los ejes 1, 6 y 9 de los edificios 2 y 3, a base de marcos de concreto, se tienen en las figs 4.8 a 4.10, respectivamente. La tabla 4.1 presenta el resumen de los análisis sísmicos paso a paso realizados en el estudio de este trabajo.

Además de estudiar la respuesta global del comportamiento sísmico de cada uno de los ejes estructurales mencionados, también se revisó el comportamiento local de algunos elementos estructurales. Para el edificio 1 se calculó la respuesta sísmica del extremo inferior de los muros de planta baja de los ejes 1, 6 y 10 (ver fig 4.21). En los casos de los edificios 2 y 3, a base de marcos de concreto, se determinó la respuesta sísmica del extremo inferior de la columna 7 y el extremo i de la viga 4 del nivel 1 de los ejes 1, 6 y 9 (ver fig 4.21).

4.3 Modelado de los casos de estudio en el programa DRAIN – 2DX

La respuesta sísmica inelástica para cada eje en estudio se obtuvo ante los efectos de las aceleraciones de los registros CCH-NS60° y SCT-EW (ver figs 4.1 y 4.2).

Los modelos matemáticos de los ejes 1, 6 y 10 del edificio 1 (caso real con muros de concreto) se muestran en las figs 4.5 a 4.7, respectivamente. Los modelos matemáticos de los ejes 1,6 y 9 de los edificios 2 y 3, a base de marcos de concreto, se presentan en las figs 4.8 a 4.10, respectivamente.

4.3.1 Calibración de los modelos matemáticos

La calibración de los modelos matemáticos de cada eje en estudio se realizó ajustando las masas, rigideces y cargas verticales correspondientes, de forma tal que la respuesta elástica calculada con el programa DRAIN-2DX fuera similar a la respuesta elástica del eje correspondiente en el modelo elástico tridimensional analizado con el programa ETABS. Para ello se calibraron los siguientes parámetros:

- Elementos mecánicos en vigas y columnas bajo los efectos de cargas verticales.
- Periodos de vibración de los tres primeros modos de vibración de traslación.
- Desplazamientos laterales máximos del análisis dinámico modal con el espectro que le corresponde a cada caso en estudio.
- Elementos mecánicos resultantes del análisis sísmico elástico dinámico modal espectral.

En el caso del modelo del edificio 1, se utilizó el método de la columna ancha para representar los paneles de los muros como columnas.

4.4 Resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias

Las figs 4.11 a 4.13 presentan los diferentes tipos de resistencias en vigas y muros de los ejes 1, 6 y 10, respectivamente, del edificio 1. Las tablas 4.2 a 4.7 y 4.8 a 4.11 muestran las resistencias nominales y sobre-resistencias de muros y vigas, respectivamente.

En las figs 4.14 a 4.16 se describen los tipos de las resistencias en vigas y columnas de los ejes 1,6 y 9 del edificio 2, respectivamente. Las tablas 4.12 a 4.17 y tablas 4.18 a 4.23 tienen las resistencias nominales y sobre-resistencias de columnas y vigas, respectivamente.

Las figs 4.17 a 4.19 muestran la asignación de las resistencias en vigas y columnas de los ejes 1,6 y 9 del edificio 3, respectivamente. Las tablas 4.24 a 4.29 y tablas 4.30 a 4.35 presentan los resultados de las resistencias nominales y sobre-resistencias de columnas y vigas, respectivamente.

4.4.1 Efectos de sobre-resistencias

Con el fin de incluir los efectos de las sobre-resistencias, en los análisis sísmicos dinámicos inelásticos de las tres estructuras de interés, se consideró un incremento del 20% en la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) y un incremento del 25% en el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y).

4.5 Respuestas inelásticas

4.5.1 Edificio 1: edificio de muros de concreto

4.5.1.1 Envolventes de respuestas sísmicas

a) Desplazamientos horizontales máximos

Las envolventes de desplazamientos horizontales de los ejes 1, 6 y 10, calculados con el espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y con el acelerograma CCH-NS60°, se muestran en las figs 4.22, 4.28 y 4.34, respectivamente. En general puede observarse que la respuesta calculada con el espectro inelástico de diseño, con análisis dinámico modal espectral, resulta menor que la respuesta calculada con el acelerograma CCH-NS60°, con análisis sísmico paso a paso. También, se observa que los tres ejes incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico, siendo más importante en el eje 10, seguido del eje 6 y 1. La respuesta del caso inelástico con sobre-resistencia cae entre el caso de resistencias nominales y el caso elástico.

Las envolventes de desplazamientos laterales calculadas con el espectro de diseño del apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s = 2$ s y el acelerograma SCT-EW se muestran en las figs 4.65, 4.71 y 4.77. Las respuestas inelásticas de los tres ejes resultaron ser muy parecidas a las del caso elástico, lo que indica que no incursionaron de forma importante en el intervalo de comportamiento inelástico.

b) Distorsiones angulares máximas de entrepiso

Las envolventes de distorsiones angulares de entrepiso de los ejes 1, 6 y 10, calculadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y con el acelerograma CCH-NS60°, se tienen en las figs 4.23, 4.29 y 4.35, respectivamente. Las

respuestas presentan un comportamiento similar al observado en los desplazamientos horizontales máximos.

Las distorsiones angulares máximas de entrepiso, calculadas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s = 2$ s y el acelerograma SCT-EW, se tienen en las figs 4.66, 4.72 y 4.88. Las respuestas inelásticas tienden a ser similares a las del caso elástico.

c) Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

Las envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso de los ejes 1, 6 y 10 del edificio 1, obtenidas con el espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y con el acelerograma CCH-NS60°, se describen en las figs 4.24, 4.30 y 4.36, respectivamente. Las fuerzas cortantes con el espectro inelástico de diseño y con análisis sísmico modal espectral son menores que con el acelerograma CCH-NS60°. El eje 1 tiene incursión moderada en el intervalo de comportamiento inelástico; las fuerzas cortantes de los casos inelásticos tienden a ser similares a las del caso elástico; el eje 6 tiene una respuesta similar al eje 1 y el eje 10 tiene una importante incursión en el intervalo inelástico, con fuerzas cortantes considerablemente menores que las del caso elástico.

Las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso, calculadas con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s = 2$ s y el acelerograma SCT-EW, se presentan en las figs 4.67, 4.73 y 4.87. Las respuestas inelásticas se mantuvieron muy similares a la respuesta del caso elástico.

4.5.1.2 Historias de respuestas sísmicas

a) Desplazamientos laterales de azotea

Las historias de desplazamientos en azotea de los ejes 1, 6 y 10 del edificio 1, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se tienen en las figs 4.25, 4.31 y 4.37, respectivamente. Los desplazamientos horizontales tienden a ser superiores para el eje 10, con un máximo de -16.65 cm, seguido por el eje 6 con 11.37 cm y el eje 1 con 9.19 cm. Las historias de desplazamientos laterales de azotea de cada eje presentan dos picos máximos de desplazamientos, alrededor de los 14 segundos y 20 segundos.

Los desplazamientos horizontales inelásticos presentan una deformación permanente, mayor en el eje 10, seguida de los ejes 6 y 1; los desplazamientos laterales máximos y la deformación permanente son menores para los casos inelásticos con los efectos de sobre-resistencias.

Ante la influencia del acelerograma SCT-EW, los resultados de las historias de desplazamientos laterales de azotea de los tres ejes de interés no mostraron diferencias entre las respuestas elásticas e inelásticas, lo que indica que la estructura no presentó fluencias (ver figs 4.68, 4.74 y 4.88).

b) Coeficientes sísmicos

Las historias de coeficientes sísmicos de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se presentan en las figs 4.26, 4.32 y 4.38, respectivamente. Los coeficientes sísmicos elásticos son mayores que los inelásticos; al fluir la estructura, los valores máximos que pueden alcanzar los coeficientes sísmicos estarán limitados por la resistencia de la estructura, tal que no podrá absorber mas cortante del que su resistencia le permite. Los coeficientes sísmicos son mayores para el eje 10, después los del eje 6 y el eje 1; en el eje 1, este efecto se da porque cuenta con solo 12 niveles y los ejes 6 y 10 tienen 15 niveles. El eje 10 consta de un muro ciego de extremo con una rigidez importante. Los coeficientes sísmicos de los casos inelásticos con sobre-resistencias son mayores, como era de esperarse, por lo mencionado anteriormente.

Los resultados calculados con el acelerograma SCT-EW se describen en las figs 4.69, 4.75 y 4.89. Los coeficientes sísmicos inelásticos de los tres ejes resultaron ser iguales a los del caso elástico lo que indica que no hubo fluencias.

c) Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los ejes 1, 6 y 10, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se muestran en las figs 4.27, 4.33 y 4.39, respectivamente. Las curvas muestran claramente el nivel de incursión en el intervalo de comportamiento inelástico; cuando la estructura tiene una incursión importante, las curvas se ensanchan aumentando el área de histéresis, lo que indica, además de que está incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico que se está disipando parte de la energía inducida por el sismo. Las curvas de los casos elásticos se mantienen prácticamente describiendo una

línea recta, cuya pendiente resulta ser la rigidez lateral de la estructura. El eje 1 tiene una incursión moderada en el intervalo de comportamiento inelástico, similar a lo que ocurre con el eje 6; en eje 10 se observa un ensanchamiento importante de la curva, lo que indica una incursión severa en el rango no-lineal. Las fuerzas cortantes máximas y mínimas de los casos inelásticos siempre resultan menores o iguales que las de los casos elásticos; sin embargo, los desplazamientos laterales máximos de azotea pueden resultar mayores o menores, aunque la tendencia es que los desplazamientos inelásticos sean mayores o iguales cuando el periodo fundamental de vibración de la estructura es menor que el periodo dominante del suelo y tienden a ser menores cuando el periodo de vibración de la estructura cae cerca del periodo dominante del suelo. Los desplazamientos laterales máximos inelásticos del eje 1 son menores que los del caso elástico, igual que para el eje 6; para el eje 10, los desplazamientos inelásticos son mayores que los del caso elástico.

Los resultados obtenidos con el acelerograma SCT-EW se tienen en las figs 4.70, 4.76 y 4.90. Las curvas de los casos inelásticos de los tres ejes están prácticamente sobrepuestas a las curvas de sus respectivos casos elásticos; esto es, los ejes estructurales del edificio 1 (caso real con muros de concreto) no presentan incursionamiento en el rango no-lineal ante los efectos del registro mexicano de aceleraciones SCT-EW.

d) Elementos mecánicos en muros

Las historias de las combinaciones momento flexionante – carga axial de los extremos inferiores de los muros 3, 28, 42 y 56 de planta baja del eje 1, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se presentan en las figs 4.40 a 4.43, respectivamente. Las graficas muestran la superficie de resistencia, para fines comparativos. Cuando una combinación de momento flexionante-carga axial, para un determinado Δt , cae en la frontera de dicha curva, se alcanza la fluencia y forma una articulación plástica en la sección transversal del muro. Los muros de extremo (muros 3 y 56) presentan varios ciclos en los que se llega a la resistencia del elemento a flexo-tensión, lo que indica que dichos muros de extremo tuvieron concentraciones importantes de esfuerzos a tensión en los bordes exteriores. El muro 28 también presenta varios ciclos a flexo-compresión que llegaron al límite de su resistencia; el muro 42 no tuvo esfuerzos importantes ya que se trata de un muro de poca longitud y además se encuentra prácticamente al centro del eje, con lo cual el sismo no lo dañó ante los efectos de los ciclos reversibles de flexo-compresión. Los resultados de los muros 3, 28, 42 y 56, obtenidos con el acelerograma SCT-EW se muestran en las figs 4.87 a 4.90, respectivamente; los muros no fluyeron.

Las historias de fuerzas cortantes actuantes de los muros 3, 28, 42 y 56 de planta baja del eje 1 del edificio 1, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se tienen en las figs 4.91 a 4.94, respectivamente; las historias de fuerzas cortantes determinadas con el acelerograma SCT-EW se muestran en las figs 4.48 a 4.51. Las resistencias disponibles al cortante resultan ser superiores a las fuerzas demandadas; esto es, no se observan fallas del tipo frágil por escasez de resistencia al corte.

Las historias de combinaciones momento flexionante – carga axial de los extremos inferiores de los muros 3, 34 y 38 de planta baja del eje 6, obtenidas con el acelerograma CCH-NS60°, se presentan en las figs 4.44 a 4.46, respectivamente; en los tres muros se detectan varios ciclos en que se alcanza la fluencia. En los muros extremos del eje 1 se tiene una concentración importante de esfuerzos a tensión en los bordes de frontera; el eje central prácticamente se comporta a flexión. Los resultados determinados con el acelerograma SCT-EW se describen en las figs 4.87 a 4.89, respectivamente; los muros 3 y 34 desarrollan una fluencia moderada.

Las historias de fuerzas cortantes calculadas con el acelerograma CCH-NS60° se muestran en las figs 4.52 a 4.54 y con el registro SCT-EW en las figs 4.95 a 4.97. En general, la resistencia a cortante resulta ser adecuada para resistir las demandas de fuerza cortante.

Las historias de combinaciones momento flexionante – carga axial del extremo inferior del muro 3 de planta baja del eje 10, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se muestra en la fig 4.47. Este caso no presenta variaciones en las combinaciones de carga axial ya que se trata de un muro que tiende a trabajar en cantiléver, sin embargo, si desarrolla fluencia por flexión. En este muro se espera que en sus extremos se presenten esfuerzos importantes a compresión y tensión. Los resultados obtenidos con el acelerograma SCT-EW, se tienen en la fig 4.90, sin llegar a la fluencia dicho muro.

La historia de fuerzas cortantes actuantes determinadas con el acelerograma CCH-NS60° se tiene en la fig 4.55; ante los efectos del registro SCT-EW, se describe en la fig 4.98. La resistencia al corte resulta adecuada para evitar fallas del tipo frágil.

e) Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros

Las demandas máximas de ductilidad local de los muros de los entresijos de planta baja a azotea de los ejes 1, 6 y 10, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se muestran en las

figs 4.56 a 4.58, respectivamente. Las demandas máximas de ductilidad resultan mayores en el nivel 1 del eje 1. En el eje 6 se presenta la ductilidad local máxima en la base del eje, al igual que en el eje 10, pero con valores pequeños.

Las respuestas de los muros de los entresijos de planta baja a azotea de los eje 1, 6 y 10, obtenidas con el acelerograma SCT-EW, se describen en las figs 4.99 a 4.101, respectivamente. Los ejes 1 y 10 no muestran fluencias, con demandas igual a 1; en el eje 6 sólo se desarrolla una pequeña fluencia con una demanda de ductilidad local de 1.56.

4.5.1.3 Distribución global de articulaciones plásticas

Las distribuciones globales de articulaciones plásticas de los ejes 1, 6 y 10 con resistencias nominales, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se presentan en las figs 4.59 a 4.61, respectivamente. Con efectos de sobre-resistencias se tienen en las figs 4.60 a 4.62. Las articulaciones plásticas del eje 1 se forman primero en algunas vigas y después en los muros de planta baja, siguiendo una secuencia hacia arriba. En las vigas que unen los muros extremos, desde el nivel 2 hasta el nivel de azotea, se tomó en cuenta la rigidez y resistencia del balcón de fachada del edificio; debido a ello no ocurrió un agrietamiento importante en dichas vigas. En el eje 6 se articularon primero todas las vigas equivalentes interiores que simulan la losa de entrepiso y posteriormente ocurre la fluencia de los muros de planta baja, con una secuencia de articulaciones hacia los niveles superiores, hasta el nivel 5. El eje 10 desarrolla fluencias en el extremo inferior de los muros de planta baja, hasta el nivel 3. Con los efectos de las sobre-resistencias se disminuye la cantidad de rotulas plásticas en todos los casos, pero con presencia de fluencias en los muros de planta baja de los tres ejes.

Ante la influencia del acelerograma SCT-EW, solamente el eje 6 observa articulaciones plásticas en la mayoría de las vigas y en las columnas de planta baja, las cuales son menores para el caso de sobre-resistencias; los ejes 1 y 10 no presentan formación de articulaciones plásticas (ver figs 4.102 a 4.104 y figs 4.105 a 4.107).

4.5.2 Edificio 2: edificio de marcos de concreto diseñado con la normativa chilena

4.5.2.1 Envolventes de las respuestas sísmicas

a) Desplazamientos horizontales máximos

Las envolventes de desplazamientos horizontales de los ejes 1, 6 y 9, determinadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y con el registro CCH-NS60°, se describen en las figs 4.108, 4.114 y 4.120, respectivamente. Las respuestas del análisis dinámico modal espectral son inferiores a las calculadas con el análisis sísmico dinámicos paso a paso. En general, las respuestas sísmicas del eje 1 tienden a ser inferiores, por tratarse de un eje de 12 niveles; en los ejes 6 y 9, de 15 niveles, los resultados son mayores. Los desplazamientos laterales superiores se desarrollan en el eje 9 seguido por el eje 6 y el eje 1. Los tres ejes presentan una incursión importante en el intervalo de comportamiento inelástico.

Las envolventes de desplazamientos determinadas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo para $T_s = 2$ s y el registro SCT-EW se muestran en las figs 4.150, 4.156 y 4.162.

b) Distorsiones angulares máximas de entrepiso

Las distorsiones angulares máximas de entrepiso de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y con el acelerograma CCH-NS60°, se presentan en las figs 4.109, 4.115 y 4.121, respectivamente. Se llega a conclusiones semejantes a las descritas anteriormente de desplazamientos horizontales; solamente el eje 9 cumple con el estado límite de servicio de 0.002, debido a que los desplazamientos inelásticos resultan menores que los elásticos; en los ejes 1 y 6 sucede lo contrario.

Las envolventes de distorsiones angulares de entrepiso, obtenidas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s = 2$ s y el acelerograma SCT-EW se describen en las figs 4.151, 4.157 y 4.163.

c) Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

Las envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso de los ejes 1, 6 y 9, determinadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y con el acelerograma CCH-NS60°, se observan en las figs 4.110, 4.116 y 4.122, respectivamente. Las fuerzas cortantes inelásticas de los tres ejes resultan menores, con respecto de las respuestas elásticas; en el eje 9 es más evidente la reducción anterior por ser este eje el que presenta una mayor fluencia y, también, el eje con periodo fundamental de vibración más largo.

Las envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, calculadas con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s = 2s$ y el acelerograma SCT-EW se muestran en las figs 4.152, 4.158 y 4.164.

4.5.2.2 Historias de las respuestas sísmicas

a) Desplazamientos laterales de azotea

Las historias de desplazamientos laterales de azotea de los ejes 1, 6 y 9, obtenidas con el acelerograma CCH-NS60°, se tienen en las figs 4.111, 4.117 y 4.123, respectivamente. Las respuestas máximas para los tres ejes se desarrollan cerca de los 20 segundos, mostrándose al final una deformación permanente. Los casos con efectos de sobre-resistencias tienden a comportarse en el rango elástico.

Las historias de los desplazamientos horizontales de azotea, calculadas con el acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.153, 4.159 y 4.165. Las respuestas inelásticas resultan mayores que las de los casos elásticos; el eje 9 tiene los desplazamientos laterales superiores. Los desplazamientos laterales inelásticos de los ejes 1 y 6 están por arriba del caso elástico; en el eje 9 ocurre lo contrario.

b) Coeficientes sísmicos

Las historias de coeficientes sísmicos de los ejes 1, 6 y 9, determinadas con el registro CCH-NS60°, se presentan en las figs 4.112, 4.118 y 4.124, respectivamente. Las respuestas inelásticas tienden a ser menores, con varios ciclos en que se alcanza la resistencia. Entre más compacta sea la franja de los coeficientes sísmicos de los casos inelásticos con respecto a la

de los casos elásticos, indica que mayor es la energía que se disipa y se tiene una demanda de ductilidad superior.

Los resultados calculados con el acelerograma SCT-EW se describen en las figs 4.154, 4.160 y 4.166. Las respuestas inelásticas tienden a estar por debajo de los casos elásticos; es más evidente lo que ocurre en el eje 9, con una reducción considerable en la banda de coeficientes sísmicos y una disipación importante de energía.

c) Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se describen en las figs 4.113, 4.119 y 4.125, respectivamente. Las curvas de los casos inelásticos de los ejes 1 y 6 tienden a ser ensanchadas, con un área considerablemente mayor que las de los casos elásticos; en ambos ejes se observa que el cortante basal máximo resulta ser menor que el de los casos elásticos y los desplazamientos de los casos inelásticos resultan ser mayores. En el eje 9, tanto las fuerzas cortantes máximas como los desplazamientos laterales de azotea inelásticos tienden a ser menores que los del caso elástico, debido al periodo largo que presenta este eje y al nivel de ductilidad demandada.

Los resultados obtenidos con el acelerograma SCT-EW se muestran en las figs 4.155, 4.161 y 4.167. Las respuestas inelásticos son menores que las de los casos elásticos, debido a la fluencia que presenta cada estructura. Las curvas de la respuesta inelástica tienen un ensanchamiento considerable, indicando una disipación de energía y una incursión importante en el intervalo de comportamiento sísmico no-lineal.

d) Elementos mecánicos en columnas y vigas

Las historias de combinaciones momento flexionante – carga axial de los extremos inferiores de la columna 4 de planta baja de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se describen en las figs 4.126 a 4.128, respectivamente. Las columnas de los tres ejes muestran ciclos en que se alcanza la fluencia; los resultados se presentan para los casos de resistencias nominales y sobre-resistencias. Las respuestas obtenidas con el acelerograma SCT-EW se tienen en las figs 4.168 a 4.170. Las tres columnas presentan varios ciclos de combinaciones de carga que llegan a la fluencia, provocando la formación de articulaciones plásticas.

Las historias de fuerzas cortantes actuantes, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se presentan en las figs 4.129 a 4.131. Los resultados ante la influencia del acelerograma SCT-EW se muestran en las figs 4.171 a 4.173. Las tres columnas presentan resistencia a corte suficiente, con lo que se comprueba que el mecanismo de falla será regido por flexión.

Las historias de momentos flexionantes del extremo i de la viga 7 del nivel 1 de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se observan en las figs 4.132 a 4.134, respectivamente. En los tres ejes se presentan varios ciclos que alcanzan la resistencia máxima a flexión tanto para momento positivo como negativo. Los primero ciclos que alcanzan dicha fluencia se encuentran cerca de los 7 segundos para las vigas los tres ejes.

Los resultados determinados con el acelerograma SCT-EW se tienen en las figs 4.174 a 4.176. Las tres vigas describen varios ciclos que alcanzan las resistencias máximas a momento positivo y negativo, provocando la formación de articulaciones plásticas.

Las historias de fuerzas cortantes actuantes, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se muestran en las figs 4.135 a 4.137. Las historias de fuerzas cortantes calculadas con el acelerograma SCT-EW se presentan en las figs 4.177 a 4.179. La resistencia al corte es suficiente ante las demandas de acción inducidas por el sismo y así evitar fallas del tipo frágil, con lo que se verifica que el mecanismo será dominado por flexión.

e) Demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

Las historias de demandas de ductilidad local del extremo i de la viga 7 del nivel 1 de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se tienen en las figs 4.138 a 4.140, respectivamente. Las demandas de ductilidad local de las tres vigas ocurren cerca de los 20 segundos, siendo mayor para el eje1 con un valor cercano a 6, seguido del eje 6 con 4.45 y para la viga del eje 9 con 4.13.

Los resultados determinados con el acelerograma SCT-EW se presentan en las figs 4.180 a 4.182. Las demandas máximas de ductilidad local en vigas se encuentran dentro del rango detrmnado en pruebas de laboratorio.

Las historias de demandas de ductilidad local de los extremos inferiores de la columna 4 de planta baja de los ejes 1, 6 y 9, obtenidas con el acelerograma CCH-NS60°, se muestran en

las figs 4.141 a 4.143, respectivamente. Las demandas máximas de ductilidad local en las columnas resultan adecuadas.

Las respuestas obtenidos con el acelerograma SCT-EW se describen en las figs 4.183 a 4.185; en el eje 9 se llega a una demanda de 11.14 con resistencias nominales y 9.30 con los efectos de sobre-resistencia, manejables desde el punto de vista práctico y dentro del intervalo normal de demandas de ductilidad local desarrolladas en columnas, según resultados reportados de pruebas de laboratorio.

4.5.2.3 Distribución global de articulaciones plásticas

Las distribuciones globales de articulaciones plásticas de los ejes 1, 6 y 10 con efectos de las resistencias nominales, determinadas con el acelerograma CCH-NS60°, se tienen en las figs 4.144 a 4.146, respectivamente. Para el caso con efectos de sobre-resistencias se presentan en las figs 4.147 a 4.149. La formación de articulaciones plásticas en los tres ejes, corresponde a un patrón esperado; primero se articulan las vigas y al final se desarrolla la fluencia en la base de las columnas de planta baja, obedeciendo al mecanismo de falla de columna fuerte-viga débil. Sin embargo, se llegan a presentar algunas articulaciones plásticas en los extremos inferiores de varios niveles superiores, debido a la intensidad severa del sismo. Este efecto se ve controlado con la influencia de las sobre-resistencias, con excepción del eje 9, por haber sido el eje más esforzado.

Las distribuciones globales de articulaciones plásticas de los ejes 1, 6 y 10 con resistencias nominales, obtenidas con el acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.186 a 4.188, respectivamente. Para el caso con efectos de sobre-resistencias se tienen en las figs 4.189 a 4.191. En los ejes 1 y 6 se describe el patrón común de formación de articulaciones plásticas en la mayoría de las vigas y el nudo inferior de las columnas de planta baja; en el eje 9 se tienen, además, algunas articulaciones plásticas en los extremos de columnas de niveles superiores.

4.5.3 Edificio 3: edificio de marcos de concreto diseñado con la normativa mexicana

4.5.3.1 Envolventes de las respuestas sísmicas

a) Desplazamientos horizontales máximos

Las envolventes de desplazamientos horizontales de los ejes 1, 6 y 9, calculados con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s = 2$ s y con el acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.192, 4.198 y 4.204, respectivamente. El eje 1 presenta desplazamientos inelásticos menores que los elásticos y una fluencia considerable. Los ejes 6 y 9 presentan respuestas inelásticas mayores que los elásticos, con una fluencia moderada para los casos de resistencias nominales y sobre-resistencias. Los desplazamientos calculados con el análisis sísmico dinámico modal espectral resultaron menores que los calculados con los análisis sísmicos paso a paso.

Los desplazamientos laterales máximos determinados con el espectro chileno de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y el acelerograma CCH-NS60°, se muestran en las figs 4.234, 4.240 y 4.246. La respuesta de los tres ejes presenta incursión en el intervalo de comportamiento inelástico, con desplazamientos mayores en el eje 9.

b) Distorsiones angulares máximas de entrepiso

Las envolventes de distorsiones angulares de entrepiso de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s = 2$ s y con el acelerograma SCT-EW, se describen en las figs 4.193, 4.199 y 4.205, respectivamente. Las respuestas máximas resultan ligeramente mayores que el límite permisible de 0.002.

Las distorsiones angulares máximas de entrepiso, calculadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y el acelerograma CCH-NS60°, se presentan en las figs 4.235, 4.241 y 4.247; dichas respuestas máximas tienden a ser superiores a 0.002.

c) Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

Las envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s = 2$ s y con el

acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.194, 4.200 y 4.206, respectivamente. En el eje 1 se tienen mayores diferencias entre las respuestas inelásticas y las elásticas. Las fuerzas cortantes de entrepiso de los ejes 6 y 9 presentan valores inelásticos resultaron similares a los de los casos elásticos.

Las fuerzas cortantes máximas de entrepiso de dichos ejes, calculadas con el espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para suelo tipo III y el acelerograma CCH-NS60°, se tienen en las figs 4.236, 4.242 y 4.247. Los tres ejes presenta una disminución importante de las respuestas inelásticas con respecto de las de los casos elásticos. Este efecto es mayor en el eje 1, seguido de los ejes 6 y 9.

4.5.3.2 Historias de las respuestas sísmicas

a) Desplazamientos laterales de azotea

Las historias de desplazamientos laterales en azotea de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.195, 4.201 y 4.207, respectivamente. Los desplazamientos máximos se presentan en el eje 9 con un valor de 10.39 cm, 7.14 cm en el eje 6 y el eje 1 con 4.69 cm. Los valores máximos se tienen cerca de los 28 segundos. En los tres ejes se observa un desfase entre los desplazamientos de los casos inelásticos y los elásticos, debido a una deformación permanente, siendo más notorio en el eje 1.

Las historias de los desplazamientos horizontales de azotea de dichos ejes estructurales, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se describen en las figs 4.237, 4.243 y 4.248. Las respuestas máximas se observan alrededor de los 12 y 20 segundos, presentándose una deformación permanente en los ejes 6 y 9.

b) Coeficientes sísmicos

Las historias de coeficientes sísmicos de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.196, 4.202 y 4.208, respectivamente. El eje 1 presenta una reducción considerable con respecto de los coeficientes sísmicos elásticos, después de los 30 segundos. Las respuestas inelásticas de los ejes 6 y 9 presentan un patrón de comportamiento muy similar a los coeficientes sísmicos de los casos elásticos.

Las figs 4.238, 4.244 y 4.249 tienen los resultados determinados con el acelerograma CCH-NS60°. Los coeficientes sísmicos inelásticos del eje 1 son considerablemente menores que los del caso elástico, lo que indica una incursión importante en el intervalo de comportamiento inelástico. Los ejes 6 y 9 sólo presentan una pequeña reducción con respecto de la respuesta elástica.

c) Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las historias de las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.197, 4.203 y 4.209, respectivamente. El eje 1 presenta una reducción de desplazamientos laterales y fuerzas cortantes del caso inelástico, con un ensanchamiento discreto del área de histéresis. Las respuestas inelásticas de los ejes 6 y 9 tienen un comportamiento similar a los casos elásticos, lo que indica una incursión moderada en el intervalo inelástico.

Las figs 4.239, 4.245 y 4.250 tienen los resultados de los mismos ejes estructurales, pero obtenidos con el acelerograma CCH-NS60°. La respuesta del eje 1 muestra un ensanchamiento importante del área de histéresis; los desplazamientos laterales máximos de azotea y las fuerzas cortantes basales resultan inferiores que las del caso elástico. Los ejes 6 y 9 presenta un ensanchamiento moderado del área de las curvas, pero no tan importante como lo que ocurre con el eje 1.

d) Elementos mecánicos en columnas y vigas

Las historias de combinaciones momento flexionante – carga axial de los extremos inferiores de la columna 4 de planta baja de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.210 a 4.212, respectivamente. Las respuestas de la columna del eje 1 no alcanza el límite de la resistencia de la columna; en las columnas de los ejes 6 y 9 se presentan algunos ciclos de momentos negativos que llegan a la resistencia, pero con los efectos de sobre-resistencia dicha respuesta se mantiene por debajo del nivel de fluencia. Los resultados obtenidos con el acelerograma CCH-NS60° se tienen en las figs 4.252 a 4.254. Las tres columnas presentan respuestas que llegan a la resistencia disponible, generando articulaciones plásticas.

Las historias de fuerzas cortantes actuantes calculadas con el acelerograma SCT-EW se muestran en las figs 4.213 a 4.215. Las historias de fuerzas cortantes calculadas con el

acelerograma CCH-NS60° se presentan en las figs 4.255 a 4.257. En general, las resistencias al corte son mayores que las demandas de fuerza cortante inducidas por el sismo; esto es, es de esperarse que no ocurran fallas frágiles y que la falla quede regida por los efectos dúctiles de flexión.

Las historias de momentos flexionantes del extremo i de la viga 7 del nivel 1 de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma SCT-EW, se tienen en las figs 4.216 a 4.218, respectivamente; las vigas de los tres ejes presentan varios ciclos en que se llega a la fluencia ante momentos positivos y negativos. Los resultados obtenidos con el acelerograma CCH-NS60° se muestran en las figs 4.258 a 4.260; las tres vigas de los tres ejes tienen varios ciclos en se que llega a la resistencia disponible a momento flexionante positivo y negativo, lo que genera la formación de articulaciones plásticas.

Las historias de fuerzas cortantes calculadas con el acelerograma SCT-EW se muestran en las figs 4.219 a 4.221. Las historias de fuerzas cortantes calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se muestran en las figs 4.261 a 4.263. Las resistencias a fuerza cortante son mayores que las demandas de fuerza cortante inducidas por el sismo, por lo que se determina que la falla está regida por flexión.

e) Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

Las historias de demandas de ductilidad local del extremo i de la viga 7 del nivel 1 de los ejes 1, 6 y 9, calculadas con el acelerograma SCT-EW, se muestran en las figs 4.222 a 4.224, respectivamente; las respuestas máximas se mantienen por debajo de 2.0. Los resultados obtenidos con el acelerograma CCH-NS60° se tienen en las figs 4.264 a 4.266, con respuestas máximas por debajo de 5.0.

Las demandas máximas de ductilidad local de los extremos inferiores de la columna 4 del primer entepiso de los ejes 1, 6 y 9, determinadas con el acelerograma SCT-EW, se describen en las figs 4.225 a 4.227, respectivamente. Las columnas de los ejes 1 y 6 prácticamente se conservan en el rango elástico; en el eje 9 se presenta una ductilidad local máxima de 1.34. Los resultados obtenidos con el acelerograma CCH-NS60° se tienen en las figs 4.267 a 4.269. Las demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 1 son de 1.55, 4.27 en el eje 6, y 2.06 en el eje 9; todos estas respuestas son aceptables desde el punto de vista práctico. Con los efectos de sobre-resistencias dichas demandas máximas de ductilidad local son menores.

4.5.3.3 Distribución global de articulaciones plásticas

La distribución global de articulaciones plásticas de los ejes 1, 6 y 10, calculadas con el acelerograma SCT-EW con resistencias nominales se muestran en las figs 4.228 a 4.230, respectivamente. La distribución de articulaciones plásticas con efectos de sobre-resistencias se presentan en las figs 4.231 a 4.233. Las articulaciones plásticas en los tres ejes se presentan primero en los extremos de vigas y en la base de las columnas de planta baja; esto es, la distribución anterior de fluencias favorece al mecanismo de falla conocido por columnas fuerte-viga débil. En los casos de sobre-resistencias el numero de articulaciones plásticas se ve disminuido al punto en donde ya no se presentan articulaciones plásticas en columnas, solamente en vigas.

La distribución global de articulaciones plásticas de los ejes 1, 6 y 10 con resistencias nominales, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, se tienen en las figs 4.270 a 4.272, respectivamente; con efectos de sobre-resistencias se muestran en las figs 4.273 a 4.275. La formación de articulaciones plásticas en los tres ejes tiende al patrón de comportamiento esperado de viga débil-columna fuerte; se articulan los extremos de la mayoría de todas las vigas y después el extremo inferior de las columnas de planta baja.

Tabla 4.1 Resumen de los tres casos de estudio y tipos de análisis dinámicos paso a paso

Modelo Elástico Tridimensional	Ejes de los modelos bidimensionales para análisis dinámico paso a paso en el programa DRAIN-2DX	Acelerograma CCH-NS60°			Acelerograma SCT-EW		
		Análisis elástico dinámico paso a paso	Análisis inelástico dinámico paso a paso con resistencias nominales	Análisis inelástico dinámico paso a paso con sobre-resistencias	Análisis elástico dinámico paso a paso	Análisis inelástico dinámico paso a paso con resistencias nominales	Análisis inelástico dinámico paso a paso con sobre-resistencias
		Caso de estudio					
Edificio 1	Eje 1	1	2	3	4	5	6
	Eje 6	7	8	9	10	11	12
	Eje 10	13	14	15	16	17	18
Edificio 2	Eje 1	19	20	21	22	23	24
	Eje 6	25	26	27	28	29	30
	Eje 9	31	32	33	34	35	36
Edificio 3	Eje 1	37	38	39	40	41	42
	Eje 6	43	44	45	46	47	48
	Eje 9	49	50	51	52	53	54

Tabla 4.2 Resistencias nominales de los muros del eje 1 del edificio 1

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	155.86	-201.95	1528	-136	4.65	0.40	3.71	0.38
3	339.71	-320.19	2219	-169	4.59	0.36	4.83	0.34
4	100.92	-74.74	990	-106	3.20	0.36	4.14	0.37
5	214.02	-132.95	1368	-152	2.94	0.38	4.59	0.40
6	28.76	-39.85	512	-93	2.67	0.38	2.10	0.29
7	33.70	-28.49	504	-84	2.23	0.35	2.61	0.38
8	0.93	-0.93	83	-8	2.09	0.34	2.09	0.34
9	39.39	-48.27	594	-100	2.50	0.37	2.17	0.35
10	28.20	-39.07	428	-93	2.34	0.38	1.86	0.27
11	33.14	-27.94	420	-84	2.04	0.28	2.27	0.37
12	0.96	-0.96	68	-8	1.68	0.33	1.68	0.33
13	38.22	-47.22	496	-100	2.21	0.35	1.89	0.33
14	57.64	-31.36	558	-115	1.81	0.26	2.90	0.40
15	42.12	-29.83	448	-93	1.90	0.27	2.45	0.40
16	35.86	-29.40	440	-84	2.08	0.29	2.39	0.37

Tabla 4.3 Sobre-resistencias de los muros del eje 1 del edificio 1

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	193.84	-251.66	1840	-170	4.37	0.36	3.49	0.36
3	423.33	-398.89	2671	-211	4.32	0.34	4.55	0.33
4	125.54	-92.88	1193	-132	3.02	0.32	3.89	0.35
5	266.27	-164.93	1649	-190	2.77	0.35	4.35	0.36
6	35.56	-49.37	619	-116	2.47	0.33	1.96	0.25
7	41.80	-35.30	609	-104	2.16	0.32	2.43	0.32
8	1.10	-1.10	100	-11	2.06	0.30	2.06	0.30
9	48.71	-59.79	718	-125	2.37	0.32	2.02	0.31
10	34.74	-48.24	519	-116	2.15	0.35	1.73	0.23
11	40.98	-34.46	508	-104	1.89	0.25	2.11	0.33
12	1.10	-1.10	82	-11	1.70	0.30	1.70	0.30
13	47.03	-58.39	600	-125	2.15	0.32	1.76	0.30
14	71.32	-38.68	676	-144	1.62	0.21	2.64	0.37
15	52.03	-36.75	543	-116	1.78	0.24	2.25	0.35
16	44.37	-36.29	532	-104	1.94	0.26	2.22	0.34

Tabla 4.4 Resistencias nominales de los muros del eje 6 del edificio 1

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	387.19	-474.40	2810	-170	6.53	0.41	5.44	0.40
3	41.75	-42.00	760	-64	4.55	0.41	4.53	0.41
4	451.06	-416.93	2625	-186	4.72	0.41	5.09	0.38
5	561.24	-517.04	2899	-212	4.68	0.39	5.05	0.40
6	212.33	-261.22	1700	-126	5.23	0.40	4.34	0.40
7	40.36	-39.30	636	-59	4.02	0.40	4.12	0.39
8	367.10	-529.57	2328	-176	5.45	0.40	3.95	0.37
9	144.58	-177.52	1108	-143	3.67	0.40	2.79	0.33
10	499.01	-576.36	2899	-212	5.40	0.41	4.77	0.38
11	117.76	-177.66	1096	-130	2.73	0.41	3.81	0.33

Tabla 4.5 Sobre-resistencias de los muros del eje 6 del edificio 1

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	482.61	-591.20	3380	-212	6.17	0.37	5.14	0.36
3	52.12	-52.45	915	-80	4.40	0.38	4.37	0.38
4	562.35	-519.87	3159	-233	4.46	0.36	4.80	0.34
5	698.86	-644.53	3490	-265	4.43	0.36	4.75	0.36
6	264.59	-325.54	2046	-158	4.93	0.35	4.11	0.35
7	50.40	-49.00	766	-73	3.80	0.36	3.86	0.36
8	457.37	-661.16	2803	-221	5.12	0.36	3.73	0.35
9	176.22	-151.84	1306	-147	3.20	0.35	3.39	0.28
10	622.41	-718.67	3490	-265	5.07	0.39	4.49	0.36
11	143.90	-152.14	1291	-131	3.58	0.36	3.45	0.32

Tabla 4.6 Resistencias nominales de los muros del eje 10 del edificio 1

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	99999999	-99999999	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	3400	-3400	6697	-617	3.88	0.33	3.88	0.33
3	3400	-3400	6697	-617	3.88	0.33	3.88	0.33
4	3266	-3266	5350	-596	3.31	0.34	3.31	0.34
5	2929	-2929	5298	-537	3.54	0.34	3.54	0.34

Tabla 4.7 Sobre-resistencias de los muros del eje 10 del edificio 1

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	99999999	-99999999	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	4300	-4300	7988	-772	3.58	0.30	3.58	0.30
3	4300	-4300	7988	-772	3.58	0.30	3.58	0.30
4	4100	-4100	6372	-746	3.14	0.34	3.14	0.34
5	3700	-3700	6312	-671	3.33	0.34	3.33	0.34

Tabla 4.8 Resistencias nominales de las vigas del eje 1 del edificio 1

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	108.23	-110.19
3	100.50	-103.83
4	31.80	-28.25
5	31.17	-27.80
6	27.50	-24.30

Tabla 4.9 Sobre-resistencias de las vigas del eje 1 del edificio 1

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	135.00	-139.38
3	130.00	-136.32
4	39.63	-35.12
5	38.91	-35.21
6	33.80	-30.24

Tabla 4.10 Resistencias nominales de las vigas del eje 6 del edificio 1

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	1.80	-1.80
3	1.71	-1.71
4	38.00	-33.76

Tabla 4.11 Sobre resistencias de las vigas del eje 6 del edificio 1

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	1.88	-1.88
3	1.78	-1.78
4	46.85	-42.00

Tabla 4.12 Resistencias nominales de las columnas del eje 1 del edificio 2

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	252.04	-252.07	2354.84	-510.68	1.92	0.37	1.92	0.37
3	198.06	-198.09	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
4	177.74	-177.74	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
5	161.90	-161.90	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
6	143.86	-143.84	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
7	129.74	-129.72	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37

Tabla 4.13 Sobre-resistencias de las columnas del eje 1 del edificio 2

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	311.85	-311.89	2354.84	-510.68	1.92	0.37	1.92	0.37
3	245.52	-245.55	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
4	219.93	-219.93	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
5	200.67	-200.67	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
6	178.11	-178.08	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
7	160.95	-160.93	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37

Tabla 4.14 Resistencias nominales de las columnas del eje 6 del edificio 2

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	198.06	-198.09	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
3	177.74	-177.74	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
4	161.90	-161.90	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
5	143.86	-143.84	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
6	129.74	-129.72	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
7	113.52	-113.54	1399.44	-324.58	1.88	0.36	1.88	0.36
8	93.9245	-93.9245	1343.22	-265.99	2.02	0.39	2.02	0.39

Tabla 4.15 Sobre-resistencias de las columnas del eje 6 del edificio 2

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	245.52	-245.55	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
3	219.93	-219.93	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
4	200.67	-200.67	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
5	178.11	-178.08	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
6	160.95	-160.93	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
7	142.25	-142.28	1399.44	-324.58	1.88	0.36	1.88	0.36
8	116.7474	-116.7474	1343.22	-265.99	2.02	0.39	2.02	0.39

Tabla 4.16 Resistencias nominales de las columnas del eje 9 del edificio 2

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	252.04	-252.07	2354.84	-510.68	1.92	0.37	1.92	0.37
3	216.91	-216.93	2284.18	-436.25	2.12	0.38	2.12	0.38
4	198.06	-198.09	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
5	177.74	-177.74	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
6	161.90	-161.90	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
7	143.86	-143.84	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
8	129.74	-129.72	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
9	113.52	-113.54	1399.44	-324.58	1.88	0.36	1.88	0.36
10	93.92	-93.92	1343	-266	2.02	0.39	2.02	0.39

Tabla 4.17 Sobre-resistencias de las columnas del eje 9 del edificio 2

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	311.85	-311.89	2354.84	-510.68	1.92	0.37	1.92	0.37
3	269.08	-269.11	2284.18	-436.25	2.12	0.38	2.12	0.38
4	245.52	-245.55	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
5	219.93	-219.93	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
6	200.67	-200.67	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
7	178.11	-178.08	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
8	160.95	-160.93	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
9	142.25	-142.28	1399.44	-324.58	1.88	0.36	1.88	0.36
10	116.75	-116.75	1343	-266	2.02	0.39	2.02	0.39

Tabla 4.18 Resistencias nominales de las vigas del eje 1 del edificio 2

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	37.01	-41.00
3	47.99	-60.59
4	47.99	-55.08
5	22.46	-39.16
6	26.46	-29.66

Tabla 4.19 Sobre-resistencias de las vigas del eje 1 del edificio 2

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	46.20	-51.17
3	59.90	-75.50
4	59.88	-68.69
5	28.03	-48.84
6	33.03	-37.02

Tabla 4.20 Resistencias nominales de las vigas del eje 6 del edificio 2

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	37.02	-48.13
3	51.98	-77.01
4	55.13	-60.65
5	26.45	-54.79
6	39.21	-36.83
7	22.46	-39.16
8	22.46	-22.46

Tabla 4.21 Sobre-resistencias de las vigas del eje 6 del edificio 2

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	46.21	-60.06
3	64.91	-95.73
4	68.80	-75.61
5	33.02	-68.19
6	48.94	-45.97
7	28.03	-48.84
8	28.04	-28.04

Tabla 4.22 Resistencias nominales de las vigas del eje 9 del edificio 2

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	52.16	-64.79
3	53.75	-60.86
4	80.61	-91.53
5	91.65	-91.65
6	51.99	-73.13
7	60.68	-60.68
8	29.66	-43.93
9	36.83	-36.83

Tabla 4.23 Sobre resistencias nominales de las vigas del eje 9 del edificio 2

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	65.11	-80.78
3	67.08	-75.91
4	100.53	-113.92
5	114.20	-114.20
6	64.90	-90.99
7	75.69	-75.69
8	37.02	-54.78
9	45.97	-45.97

Tabla 4.24 Resistencias nominales de las columnas del eje 1 del edificio 3

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	526.46	-526.48	2354.84	-510.68	1.92	0.37	1.92	0.37
3	337.66	-337.66	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
4	331.76	-331.76	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
5	352.11	-352.06	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
6	303.82	-303.78	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
7	277.56	-277.53	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
8	252.20	-252.24	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37

Tabla 4.25 Sobre resistencias de las columnas del eje 1 del edificio 3

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	648.80	-650.83	2354.84	-510.68	1.92	0.37	1.92	0.37
3	418.64	-418.64	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
4	411.34	-411.34	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
5	436.39	-436.35	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
6	376.46	-376.41	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
7	343.96	-343.92	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
8	312.05	-312.09	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37

Tabla 4.26 Resistencias nominales de las columnas del eje 6 del edificio 3

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	331.76	-331.76	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
3	303.82	-303.78	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
4	277.56	-277.53	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
5	252.20	-252.24	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
6	226.53	-226.53	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
7	196.07	-196.07	1399.44	-324.58	1.88	0.36	1.88	0.36

Tabla 4.27 Sobre-resistencias de las columnas del eje 6 del edificio 3

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	411.34	-411.34	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
3	376.46	-376.41	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
4	343.96	-343.92	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
5	312.05	-312.09	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
6	280.16	-280.16	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
7	243.35	-243.35	1399.44	-324.58	1.88	0.36	1.88	0.36

Tabla 4.28 Resistencias nominales de las columnas del eje 9 del edificio 3

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	695.57	-695.57	2354.84	-510.68	1.92	0.37	1.92	0.37
3	410.68	-410.68	2284.18	-436.25	2.12	0.38	2.12	0.38
4	496.33	-496.33	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
5	331.76	-331.76	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
6	453.46	-453.46	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
7	303.82	-303.78	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
8	375.66	-375.62	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
9	277.56	-277.53	1399.44	-324.58	1.88	0.36	1.88	0.36
10	252.20	-252.24	1343	-266	2.02	0.39	2.02	0.39
11	226.53	-226.53	1343	-266	2.02	0.39	2.02	0.39
12	196.07	-196.07	1343	-266	2.02	0.39	2.02	0.39

Tabla 4.29 Sobre-resistencias de las columnas del eje 9 del edificio 3

Tipo	M_{y+} (t-m)	M_{y-} (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b/M_{y+}	P_b/P_{yc}	M_b/M_{y-}	P_b/P_{yc}
1	999999.99	-999999.99	99999999	-99999999	1.50	0.50	1.50	0.50
2	859.36	-859.40	2354.84	-510.68	1.92	0.37	1.92	0.37
3	509.63	-509.66	2284.18	-436.25	2.12	0.38	2.12	0.38
4	615.78	-615.78	1971.34	-399.00	2.03	0.36	2.03	0.36
5	411.34	-411.34	1742.85	-399.00	1.87	0.35	1.87	0.35
6	557.95	-559.55	1707.10	-361.75	1.94	0.38	1.94	0.38
7	376.46	-376.41	1571.10	-361.75	1.83	0.37	1.83	0.37
8	465.67	-465.74	1535.44	-324.58	1.99	0.37	1.99	0.37
9	343.96	-343.92	1399.44	-324.58	1.88	0.36	1.88	0.36
10	312.05	-312.09	1343	-266	2.02	0.39	2.02	0.39
11	280.16	-280.16	1343	-266	2.02	0.39	2.02	0.39
12	243.35	-243.35	1343	-266	2.02	0.39	2.02	0.39

Tabla 4.30 Resistencias nominales de las vigas del eje 1 del edificio 3

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	54.17	-63.69
3	71.16	-80.64
4	35.02	-48.83
5	39.27	-39.27

Tabla 4.31 Sobre resistencias de las vigas del eje 1 del edificio 3

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	67.63	-79.48
3	88.83	-100.60
4	43.72	-60.95
5	49.04	-49.04

Tabla 4.32 Resistencias nominales de las vigas del eje 6 del edificio 3

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	71.16	-85.90
3	97.74	-123.88
4	107.19	-107.19
5	48.84	-80.45
6	68.98	-58.42
7	39.27	-52.01
8	39.27	-39.27

Tabla 4.33 Sobre-resistencias de las vigas del eje 6 del edificio 3

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	88.85	-107.13
3	122.00	-154.25
4	133.70	-133.70
5	61.00	-100.25
6	86.07	-72.94
7	49.04	-64.92
8	49.04	-49.04

Tabla 4.34 Resistencias nominales de las vigas del eje 9 del edificio 3

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	107.25	-119.81
3	107.23	-114.56
4	153.95	-170.61
5	155.95	-155.95
6	103.03	-123.95
7	114.61	-114.61
8	48.84	-63.66
9	54.16	-58.39

Tabla 4.35 Sobre-resistencias de las vigas del eje 9 del edificio 3

Tipo	M_{Y+} (t-m)	M_{Y-} (t-m)
1	999999.99	-999999.99
2	133.83	-149.33
3	133.79	-142.83
4	192.00	-212.40
5	194.38	-194.38
6	128.60	-154.39
7	142.95	-142.95
8	61.00	-79.44
9	67.63	-72.89

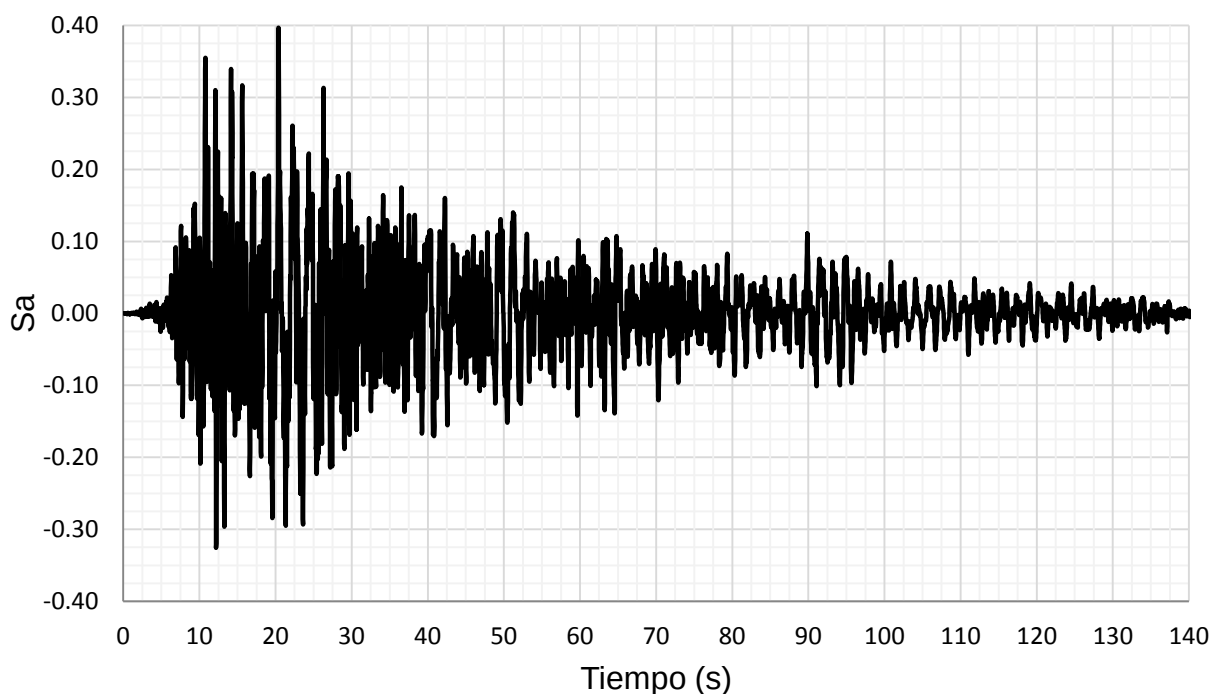


Figura 4.1 Acelerograma del sismo de Chile de febrero de 2010, componente Norte-Sur 60° registrada en campo libre en Concepción, Chile (CCH-NS60°)

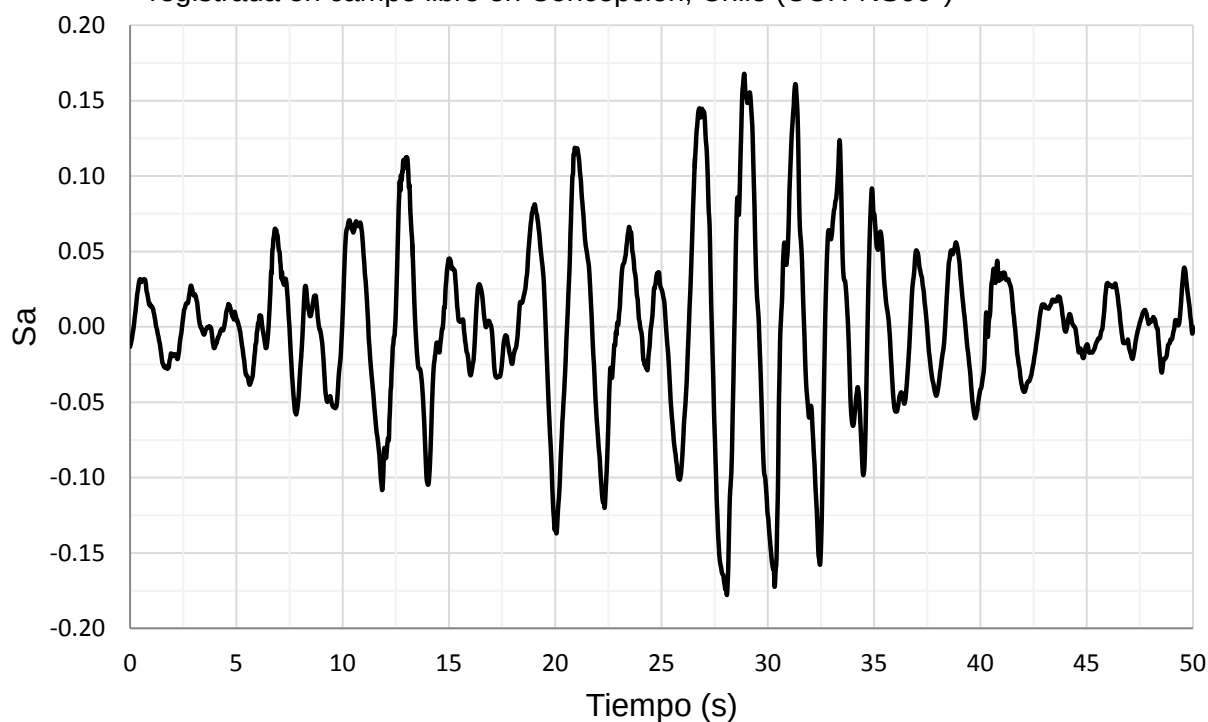


Figura 4.2 Acelerograma del sismo de México de septiembre de 1985, componente Este- Oeste registrada en campo libre en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT-EW), Distrito Federal (Intervalo de 30 a 80 segundos)

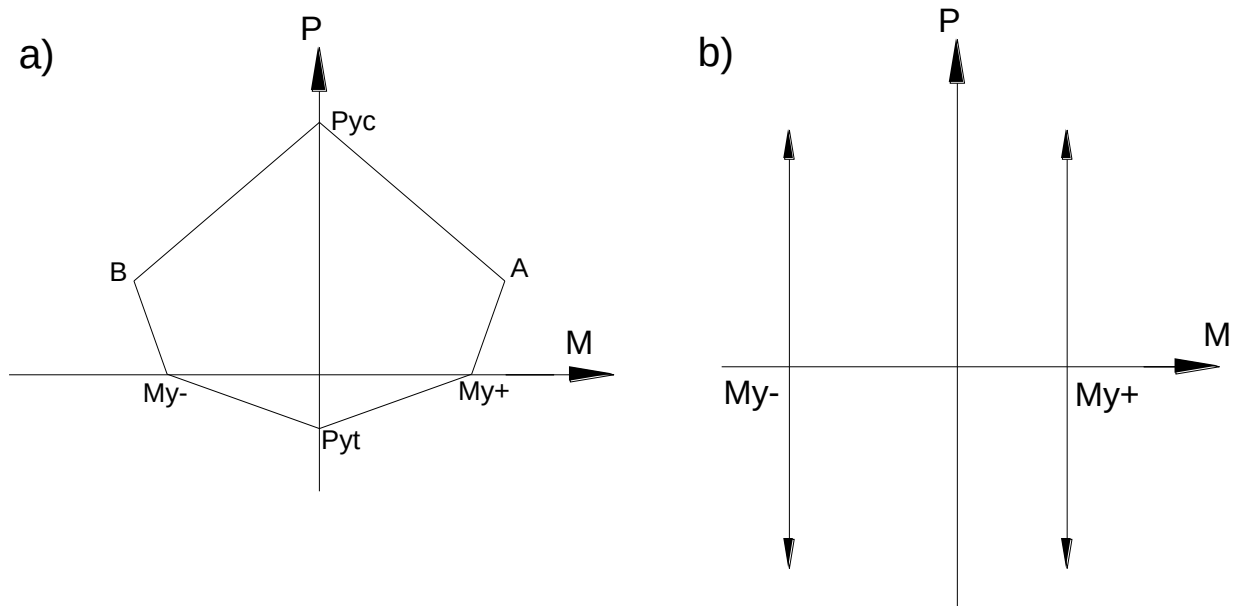


Figura 4.3 Superficies de fluencia del elemento tipo "viga-columna": a) columnas, b) vigas

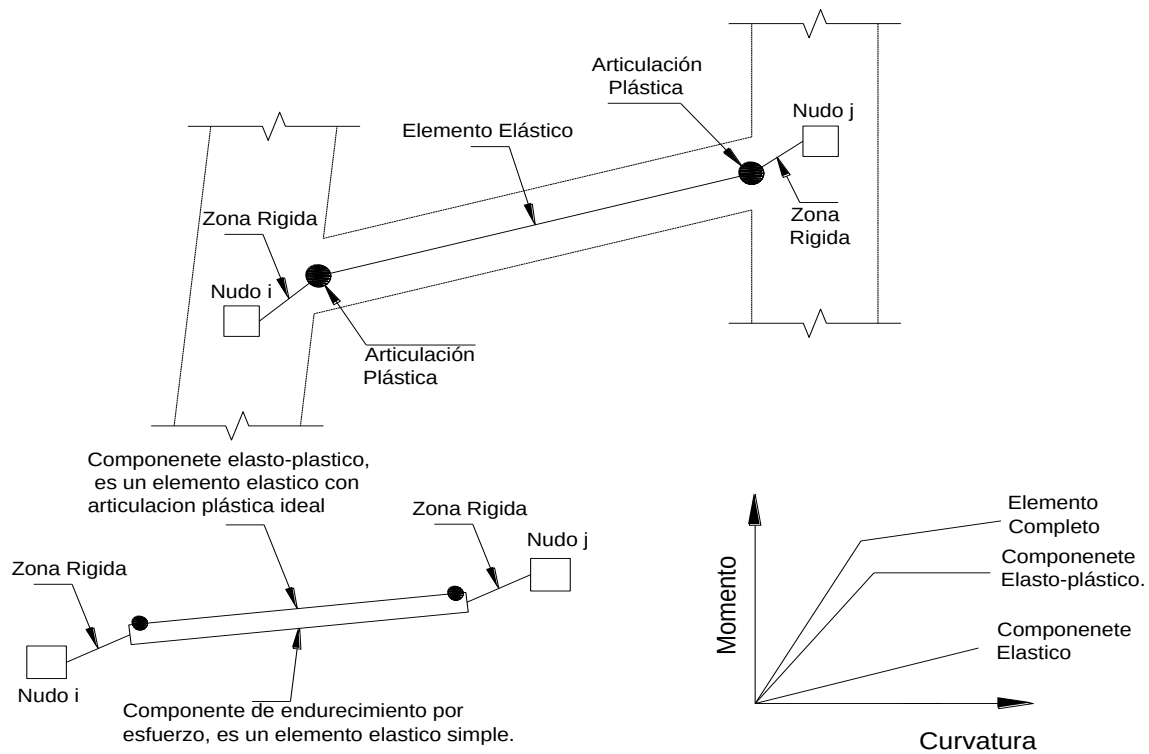


Figura 4.4 Elemento tipo "viga-columna" utilizado en los modelos del programa DRAIN-2DX para representar el comportamiento inelástico de vigas y columnas

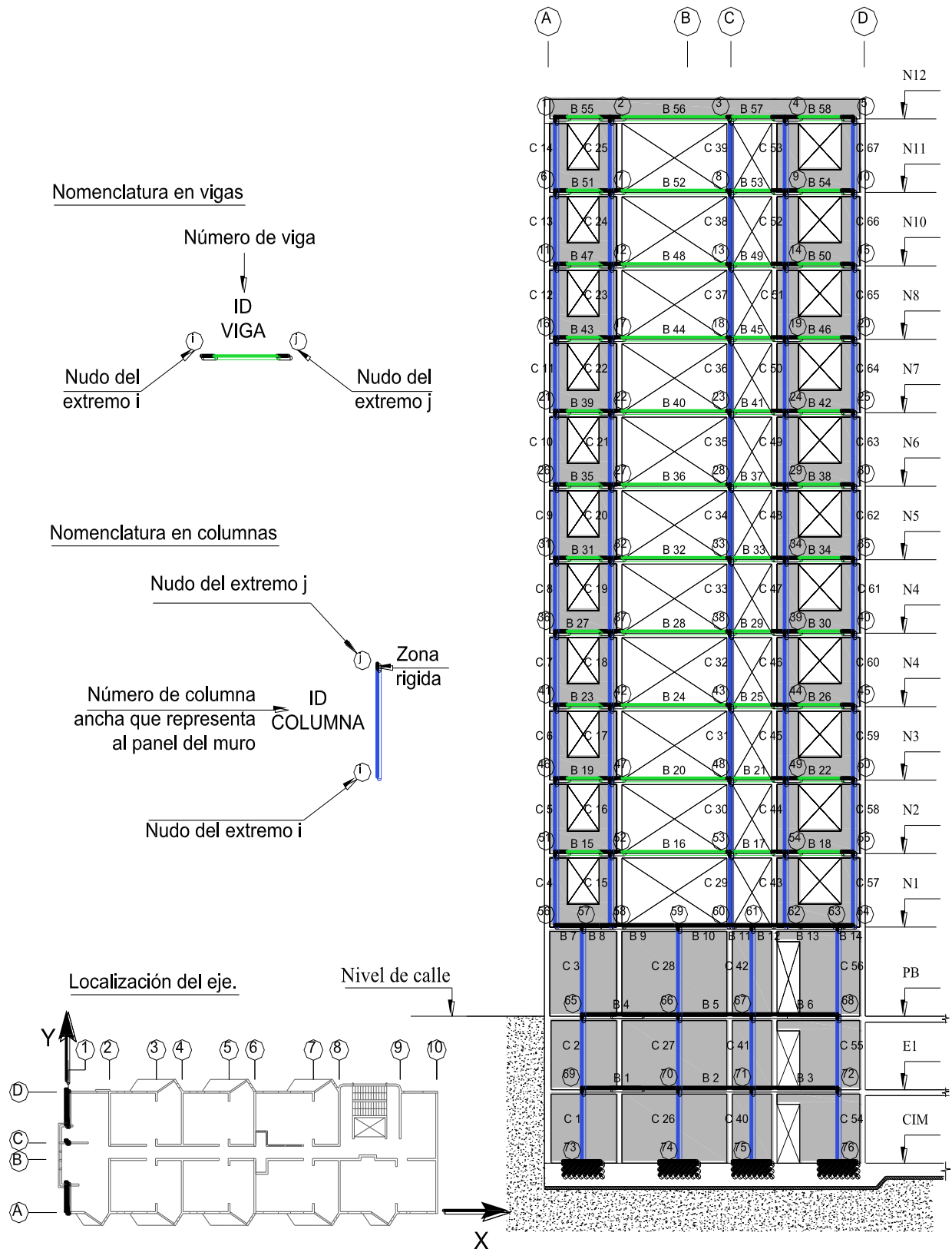


Figura 4.5 Modelo matemático bidimensional del eje 1 del edificio 1 para los análisis dinámicos paso a paso con el programa DRAIN-2DX

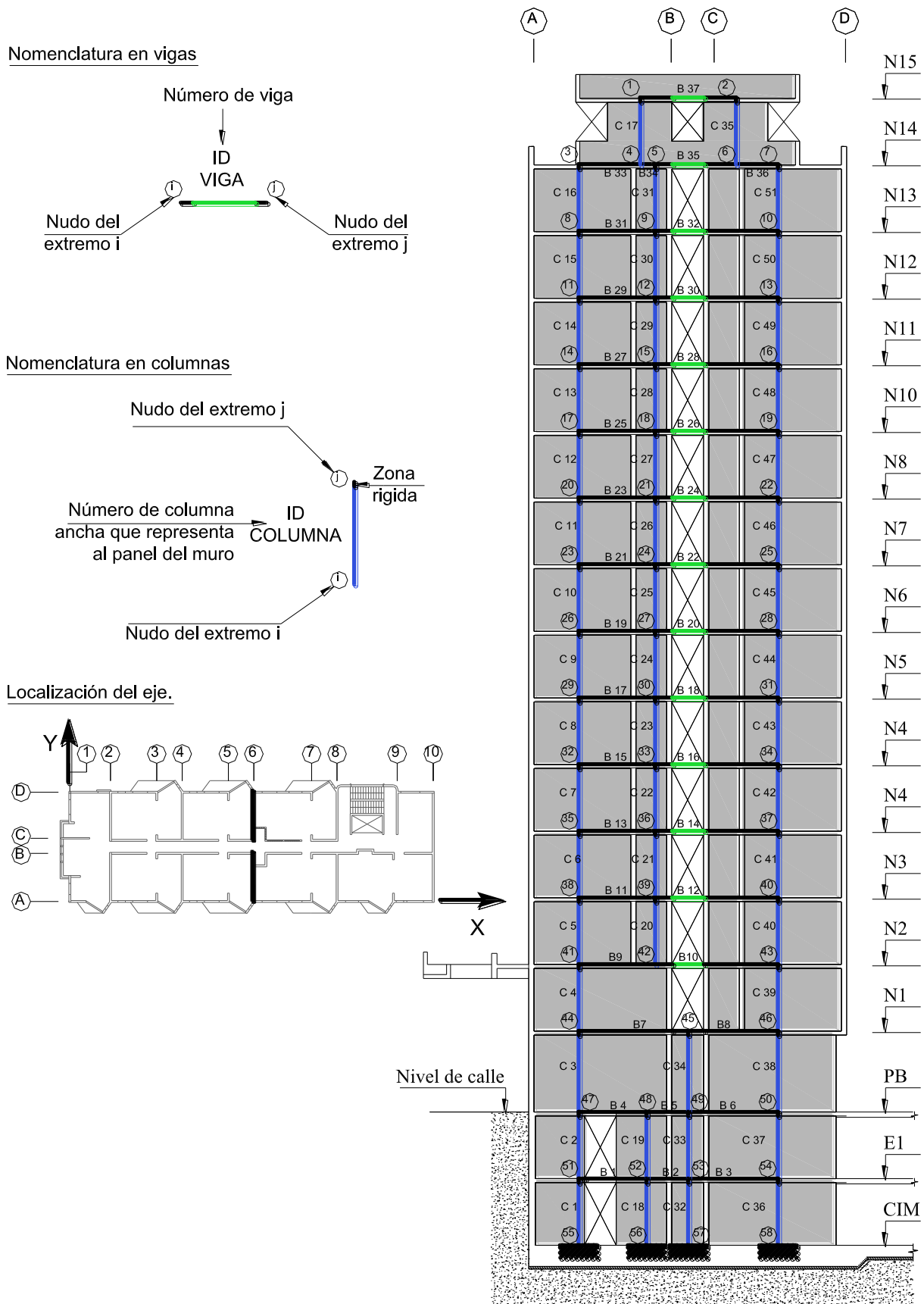


Figura 4.6 Modelo matemático bidimensional del eje 6 del edificio 1 para los análisis dinámicos paso a paso con el programa DRAIN-2DX

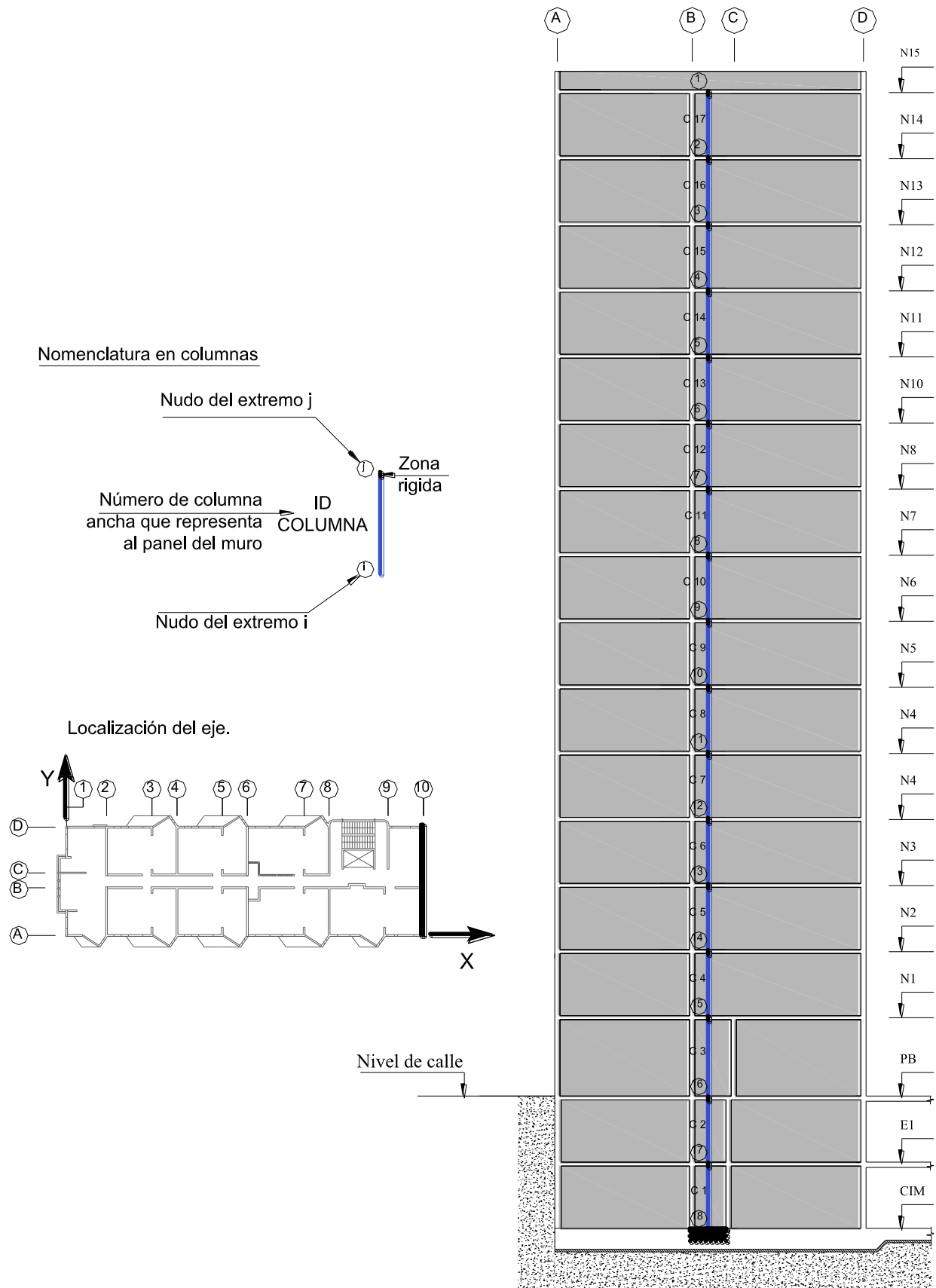


Figura 4.7 Modelo matemático bidimensional del eje 10 del edificio 1 para los análisis dinámicos paso a paso con el programa DRAIN-2DX

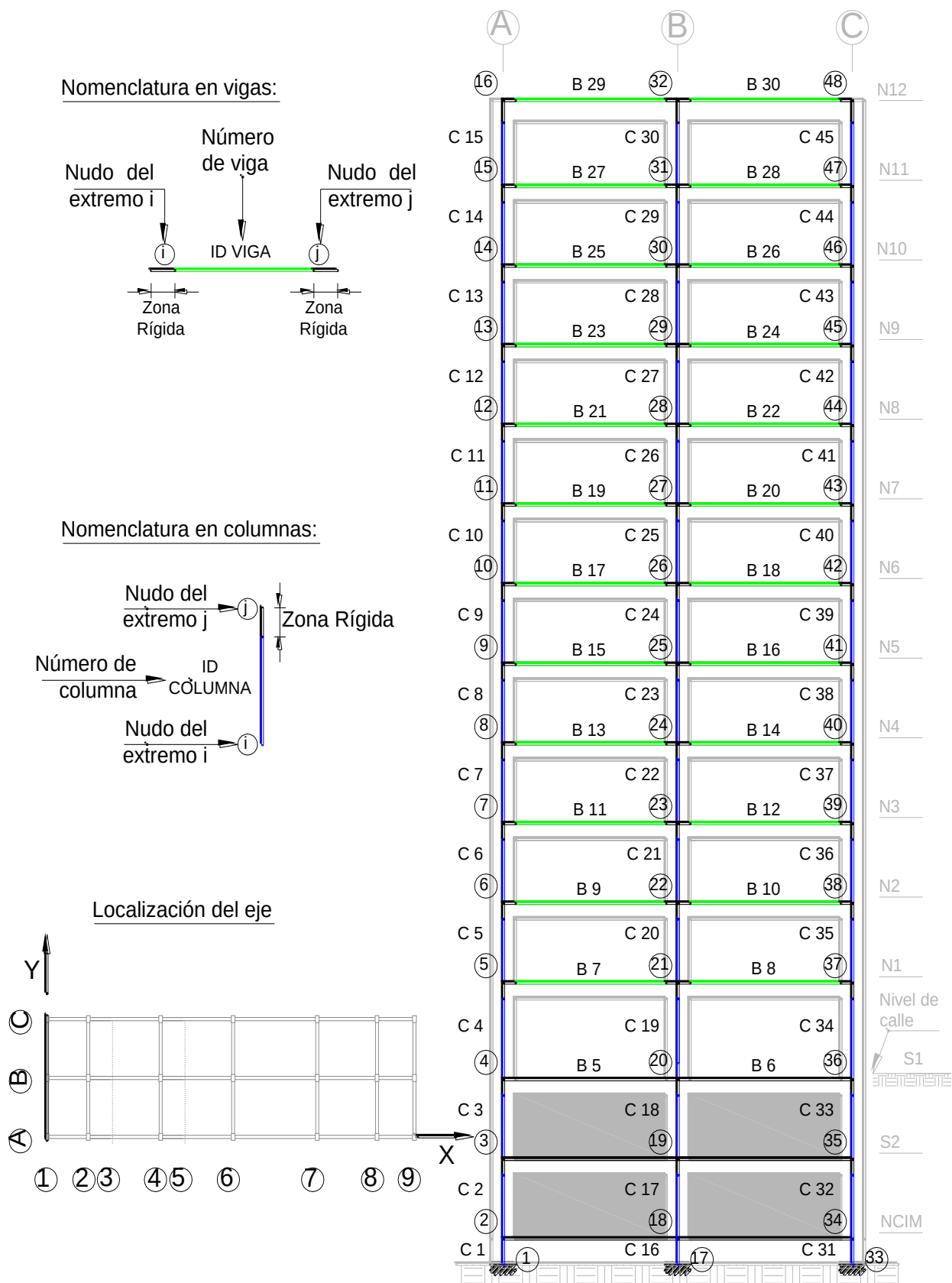


Figura 4.8 Modelo matemático bidimensional del eje 1 de los edificios 2 y 3 (marcos de concreto reforzado) para los análisis dinámicos paso a paso con el programa DRAIN-2DX

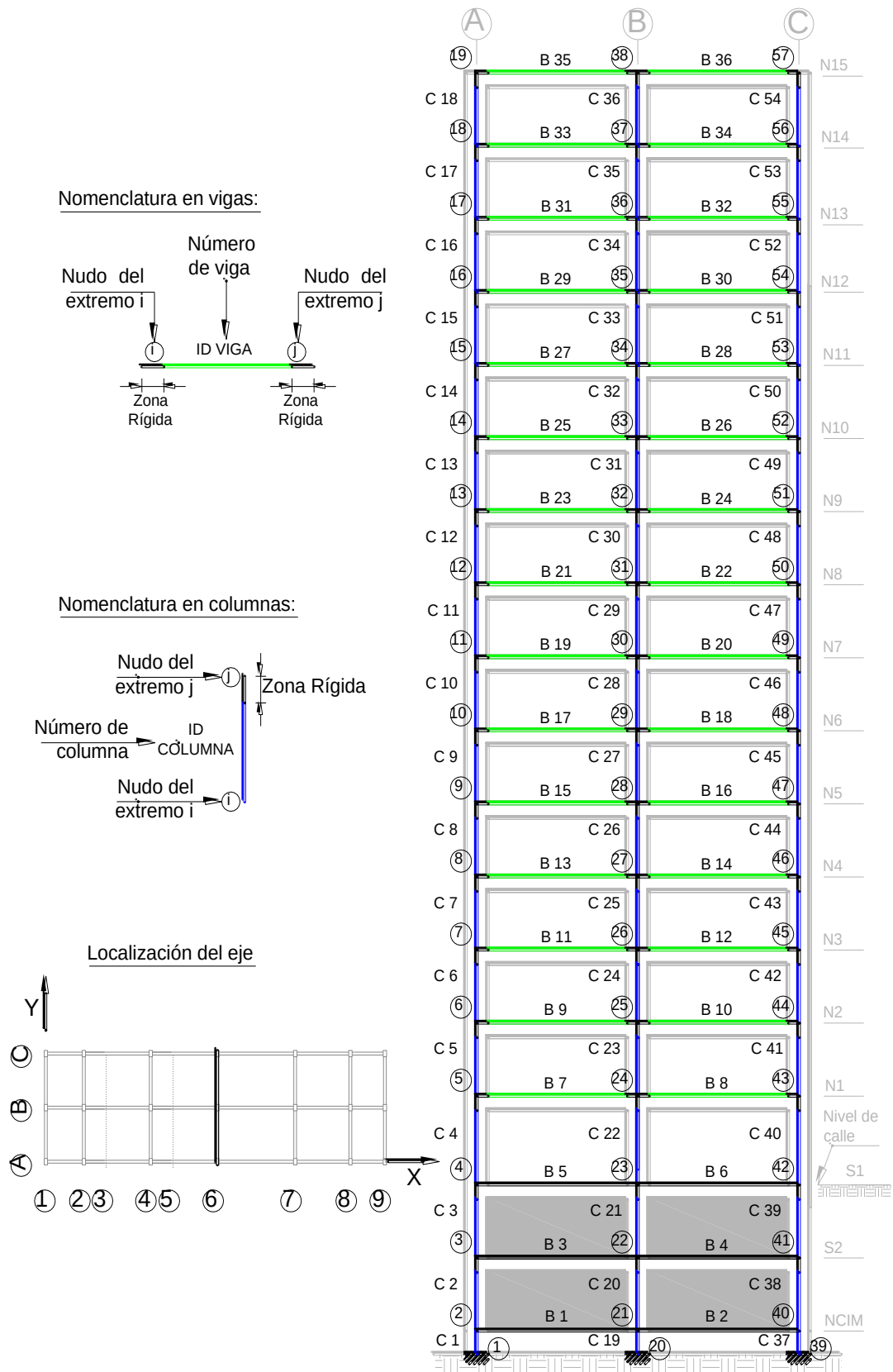


Figura 4.9 Modelo matemático bidimensional del eje 6 de los edificios 2 y 3 (marcos de concreto reforzado) para los análisis dinámicos paso a paso con el programa DRAIN-2DX

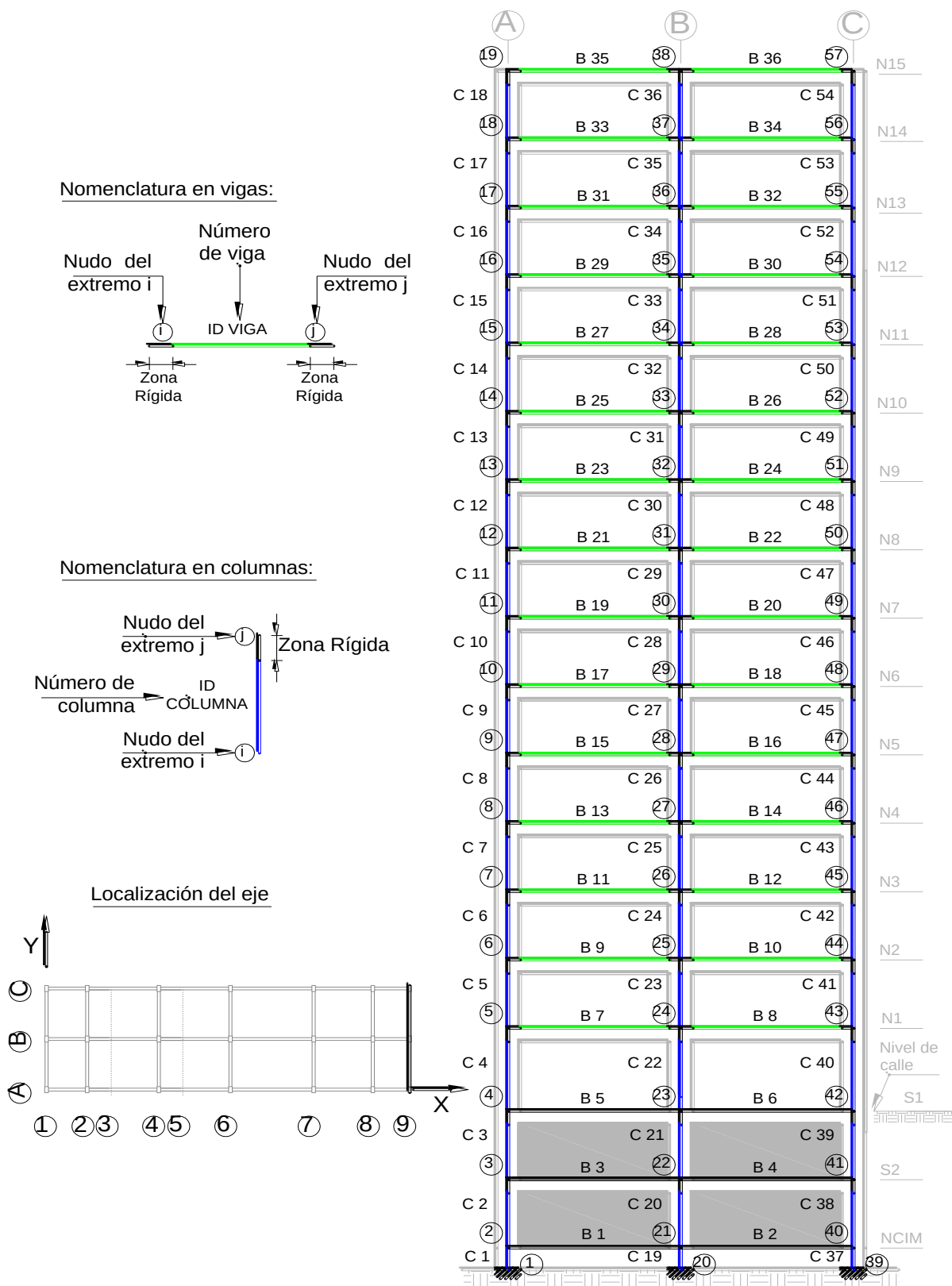


Figura 4.10 Modelo matemático bidimensional del eje 9 de los edificios 2 y 3 (marcos de concreto reforzado) para los análisis dinámicos paso a paso con el programa DRAIN-2DX

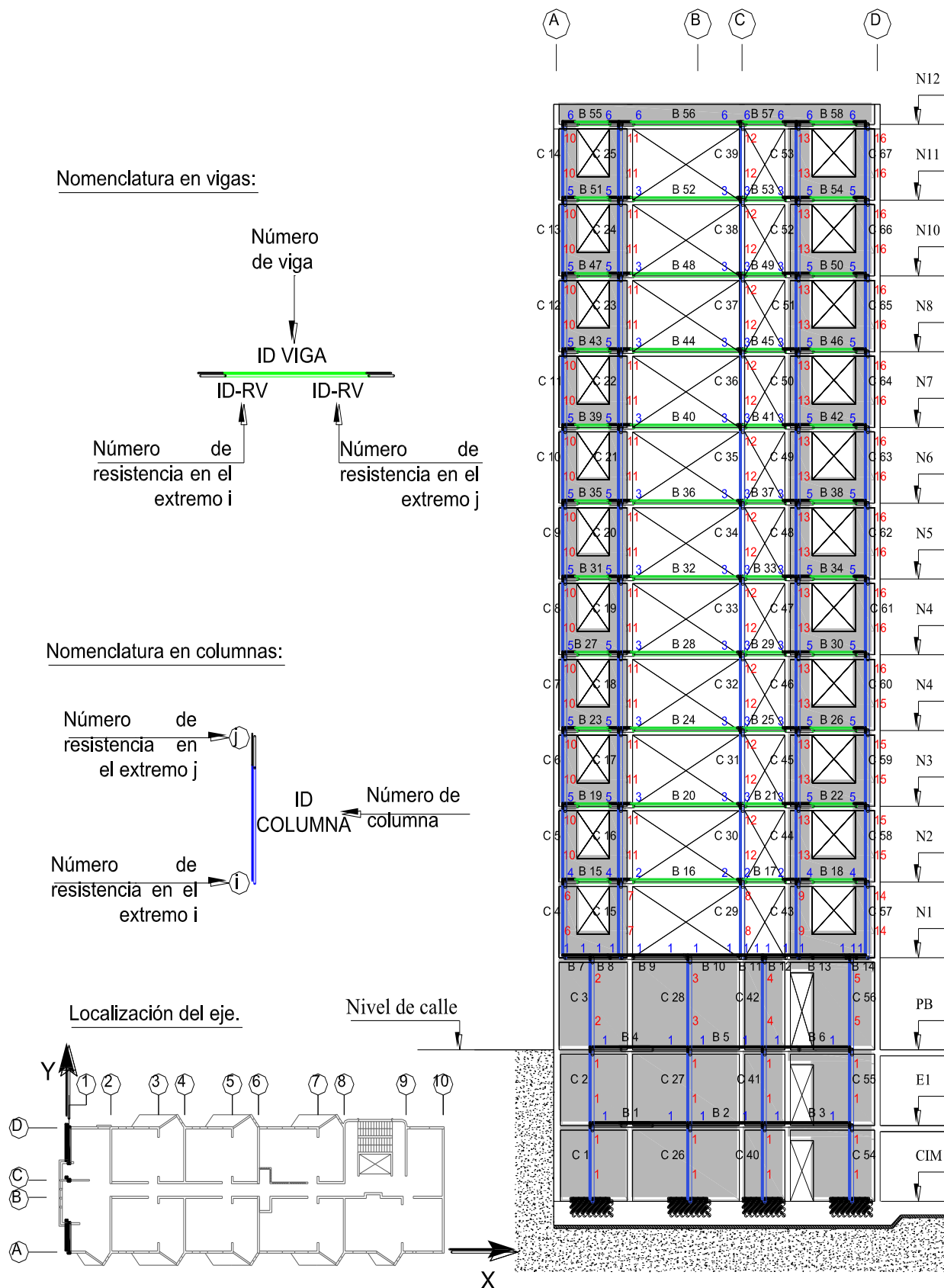
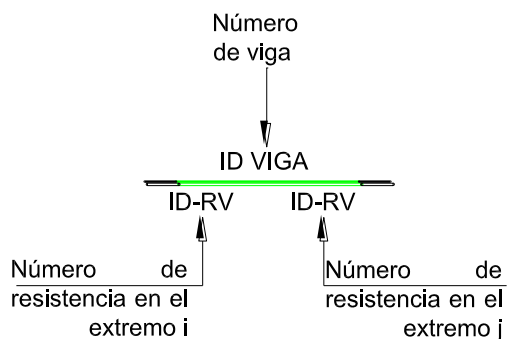
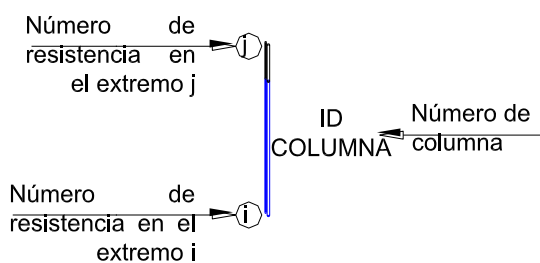


Figura 4.11 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y muros del eje 1 del edificio 1

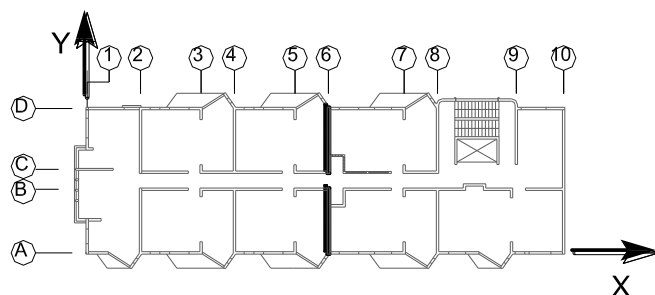
Nomenclatura en vigas:



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje.



Nivel de calle

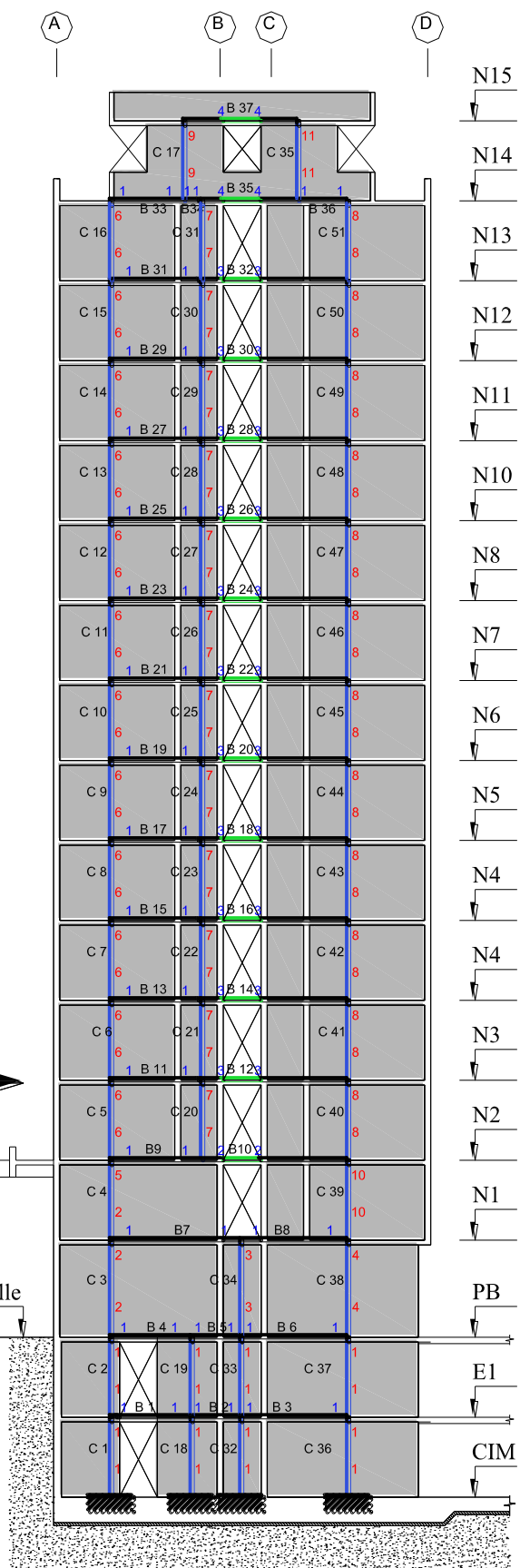


Figura 4.12 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y muros del eje 6 del edificio 1

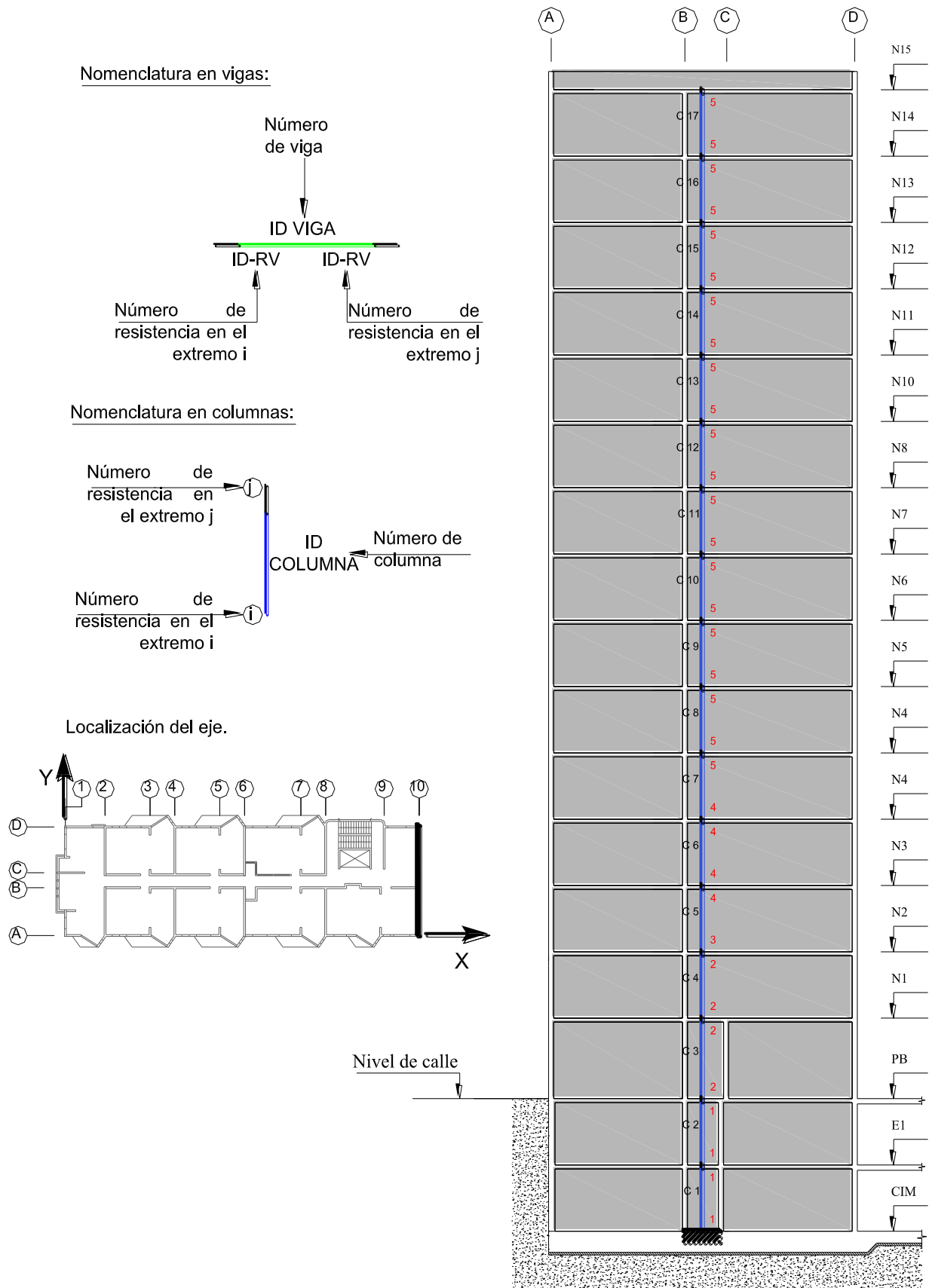


Figura 4.13 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y muros del eje 10 del edificio 1

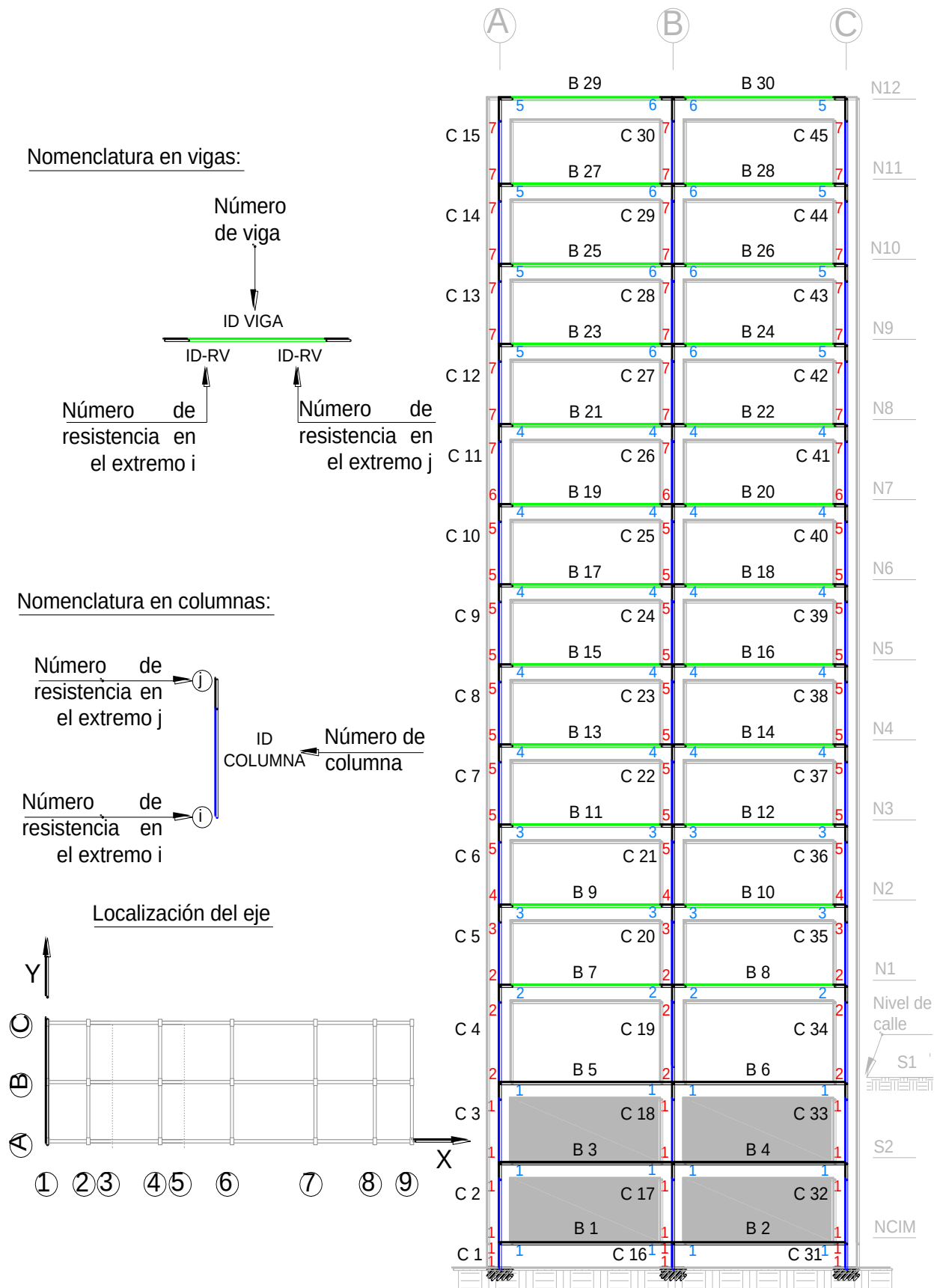
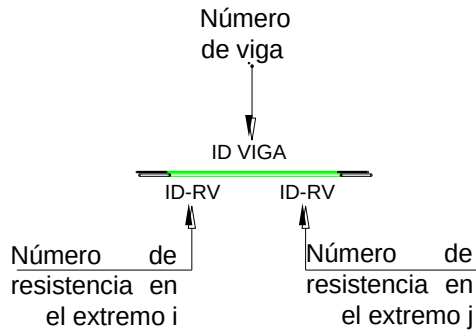
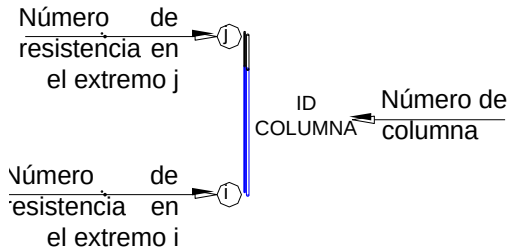


Figura 4.14 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 1 del edificio 2

Nomenclatura en vigas:



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

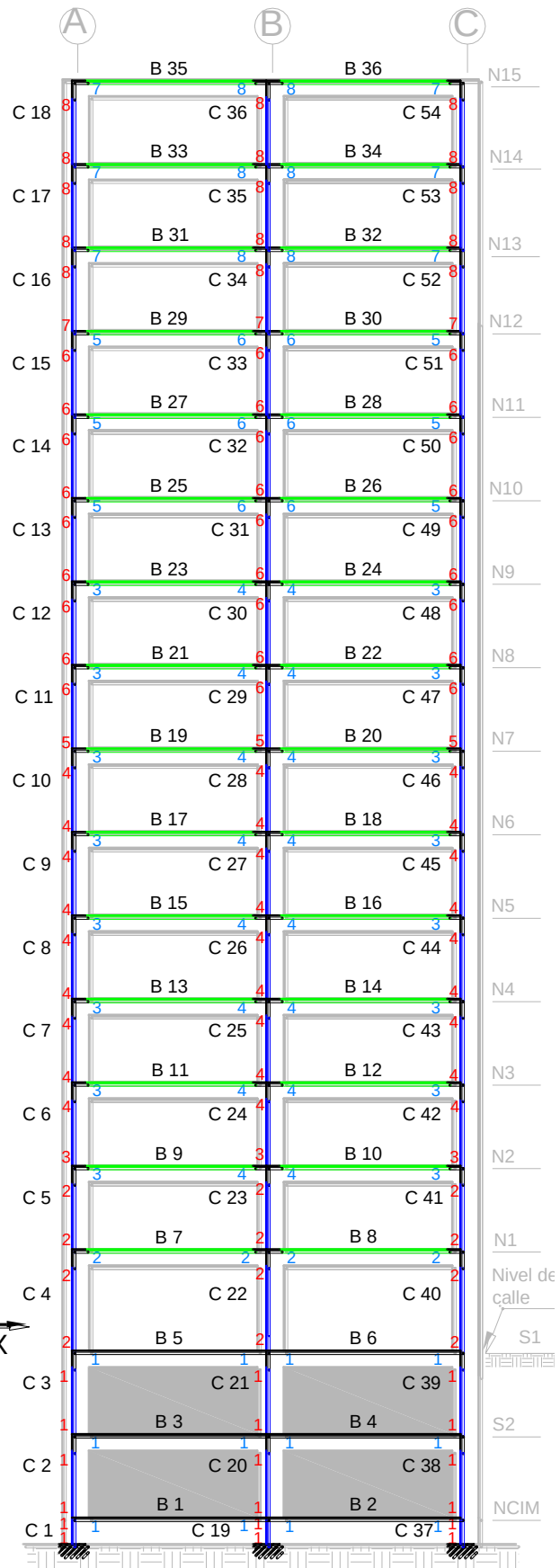
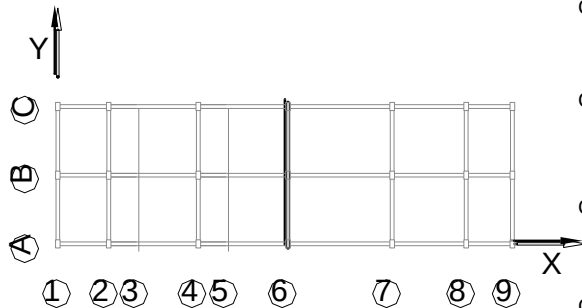


Figura 4.15 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 6 del edificio 2

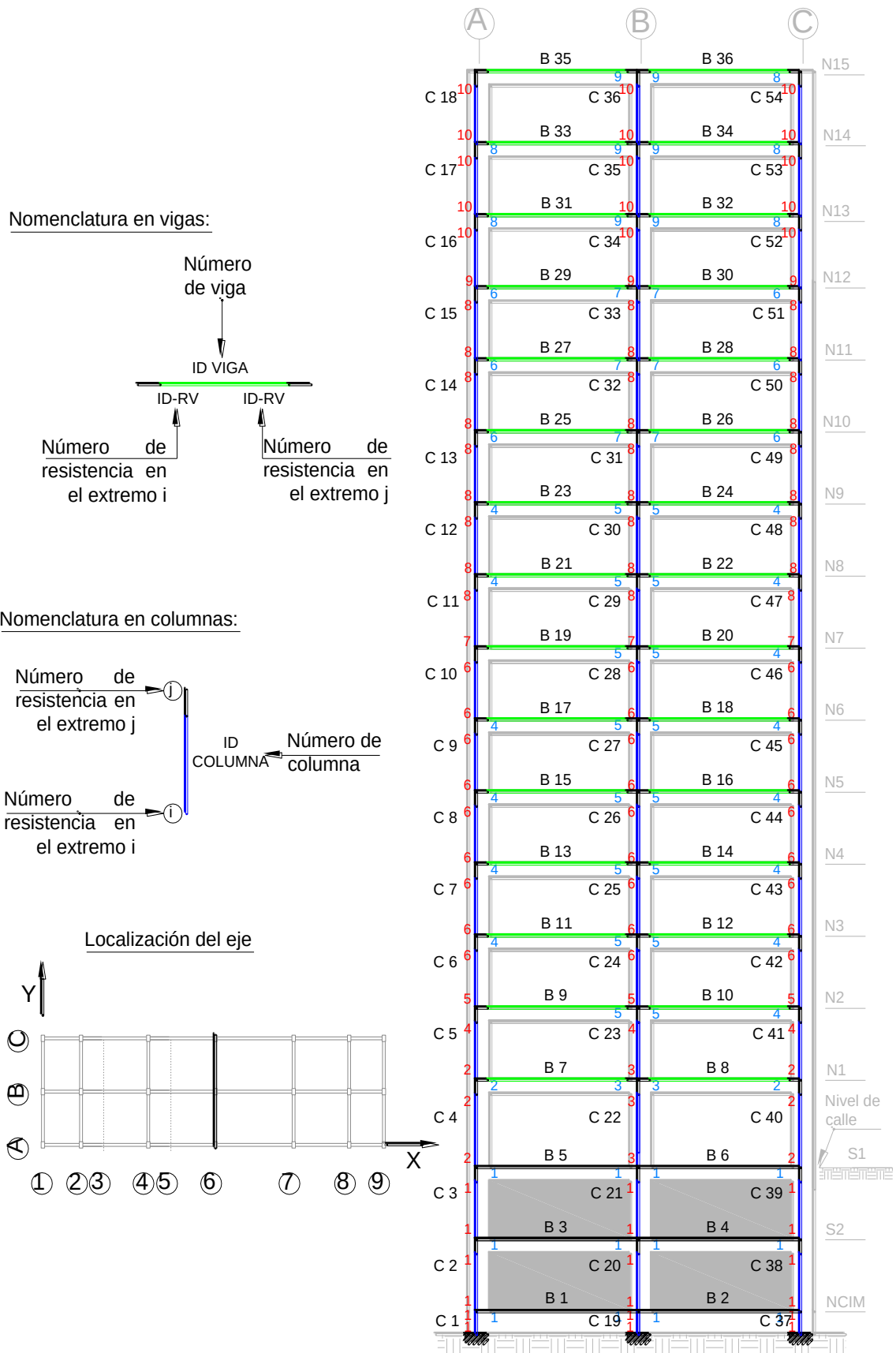
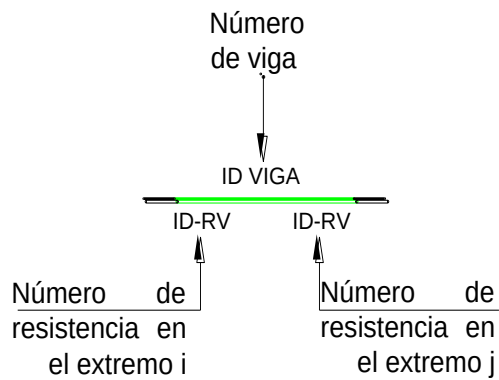
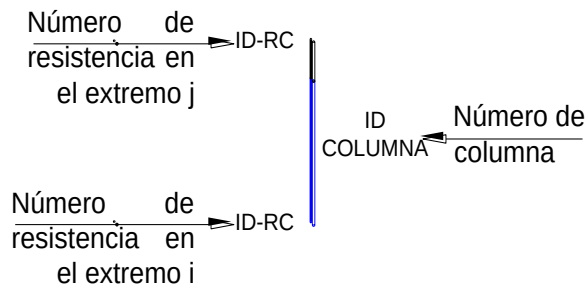


Figura 4.16 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 9 del edificio 2

Nomenclatura en vigas:



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

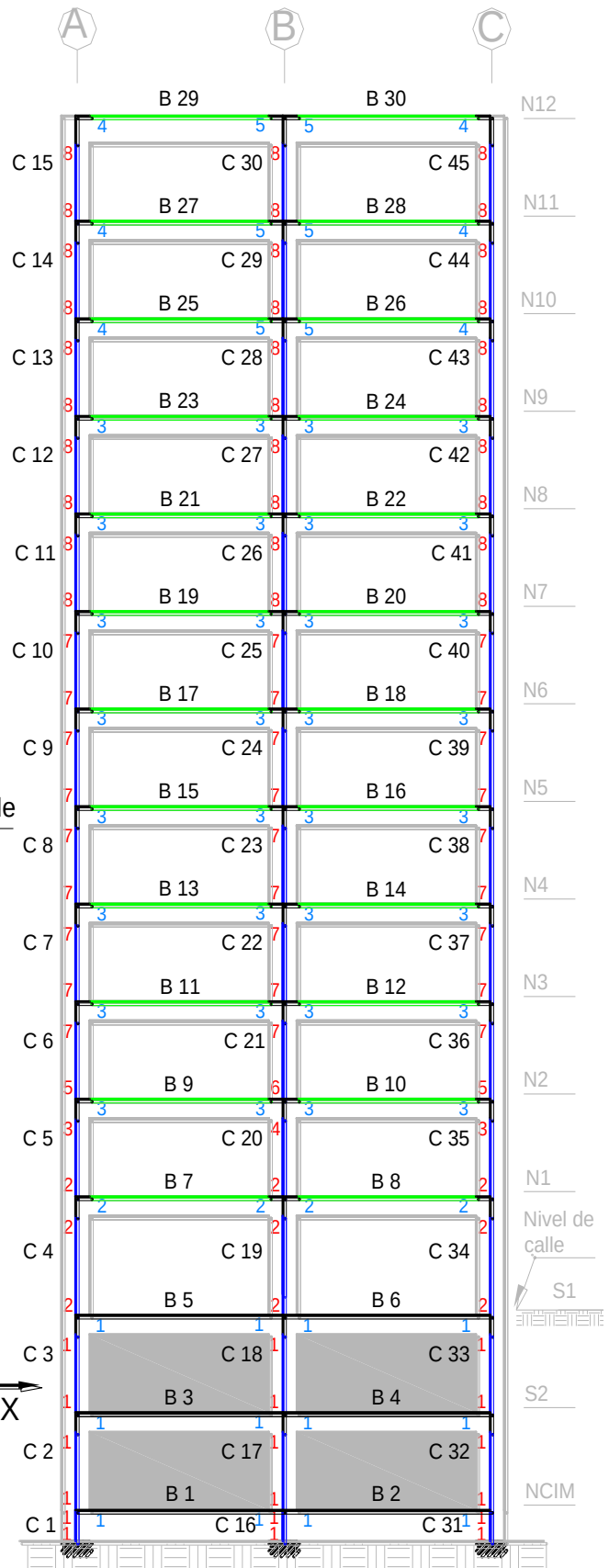
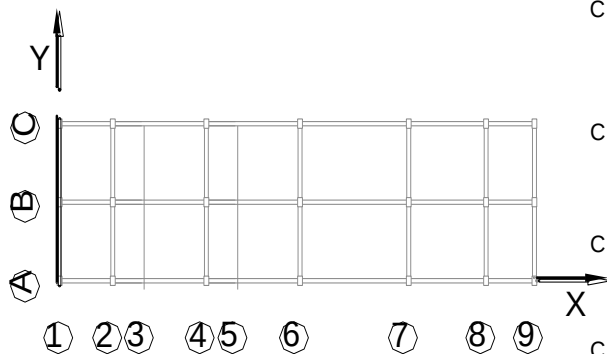


Figura 4.17 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 1 del edificio 3

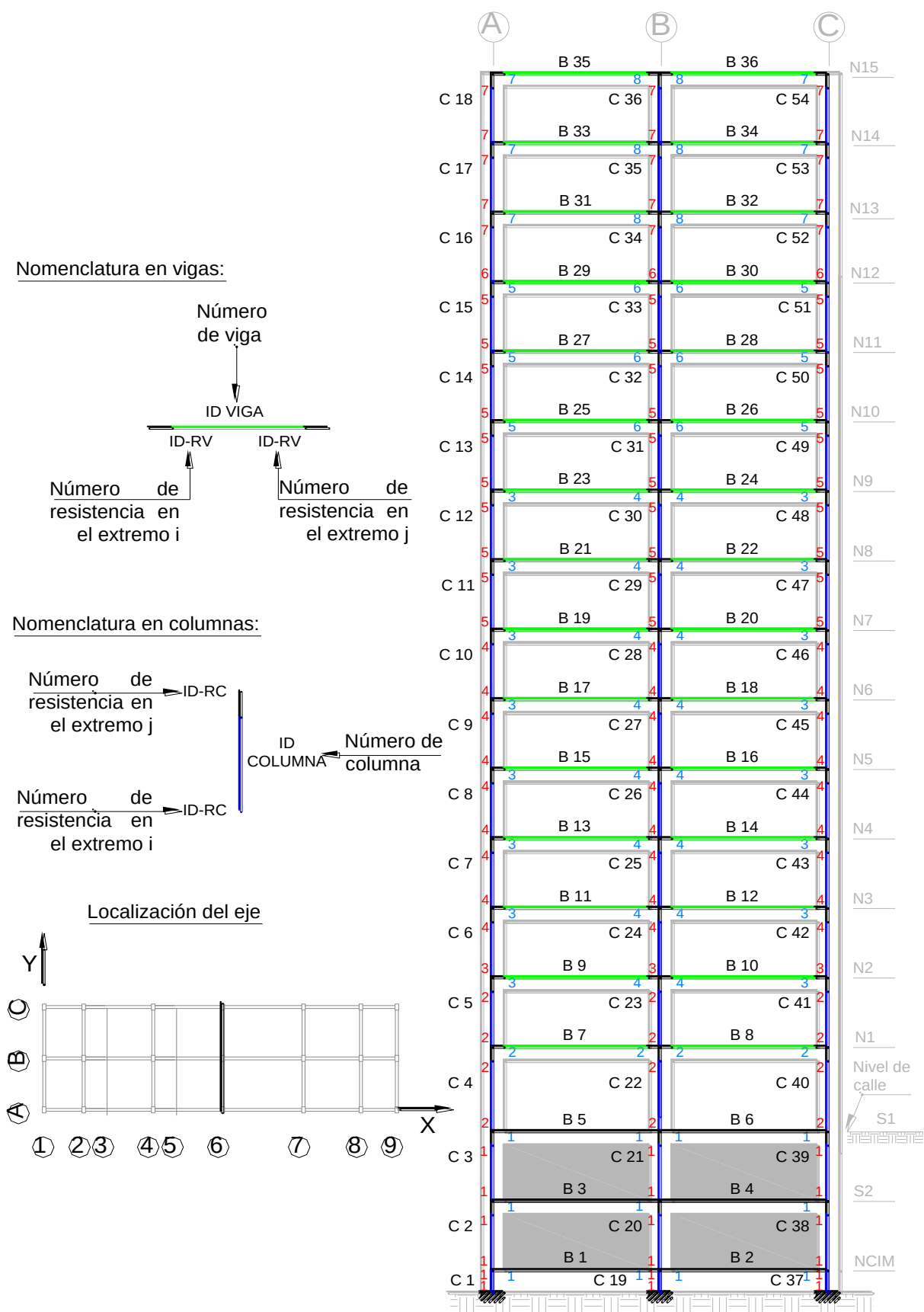


Figura 4.18 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 6 del edificio 3

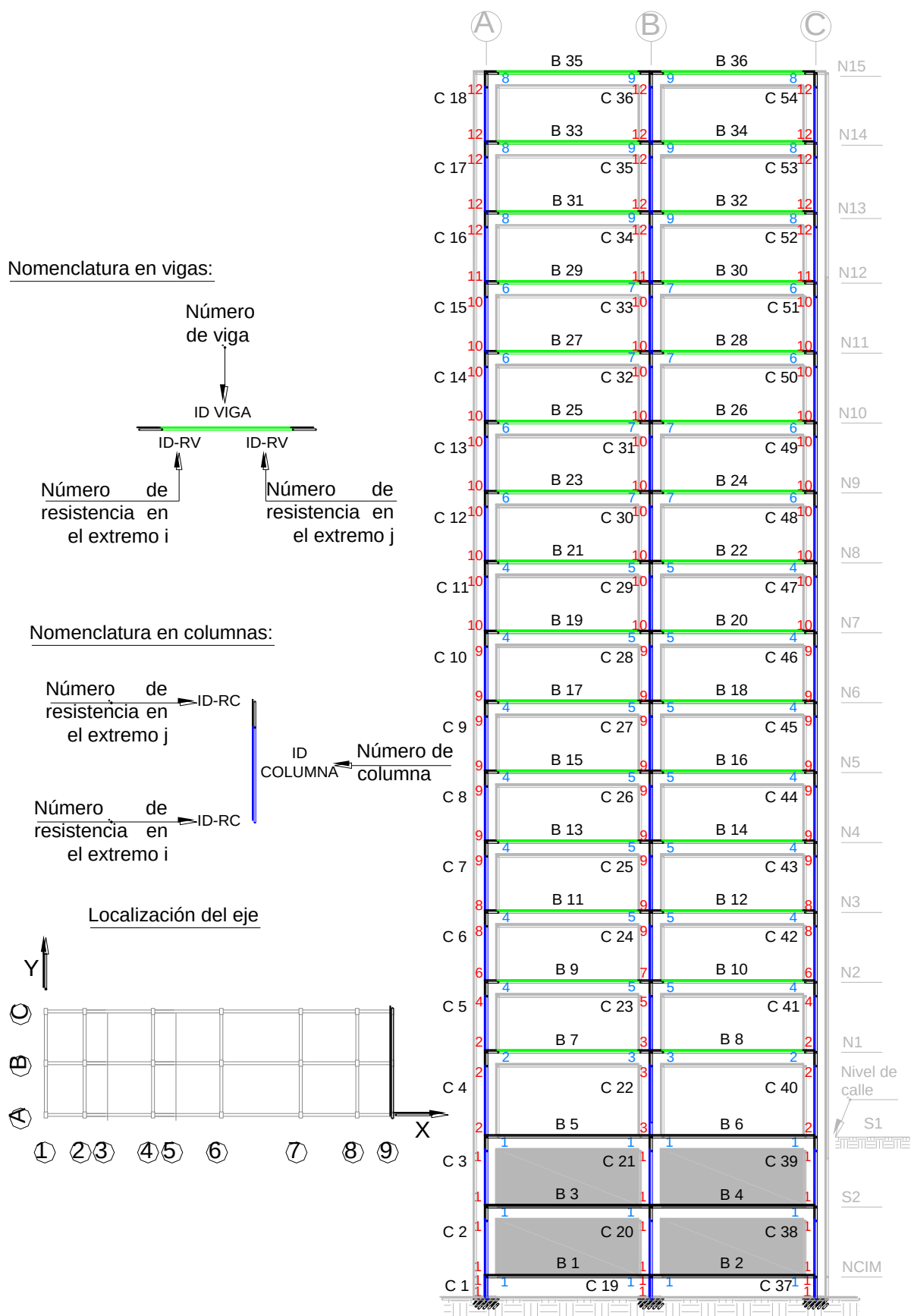


Figura 4.19 Asignación de los tipos de resistencias en vigas y columnas del eje 9 del edificio 3

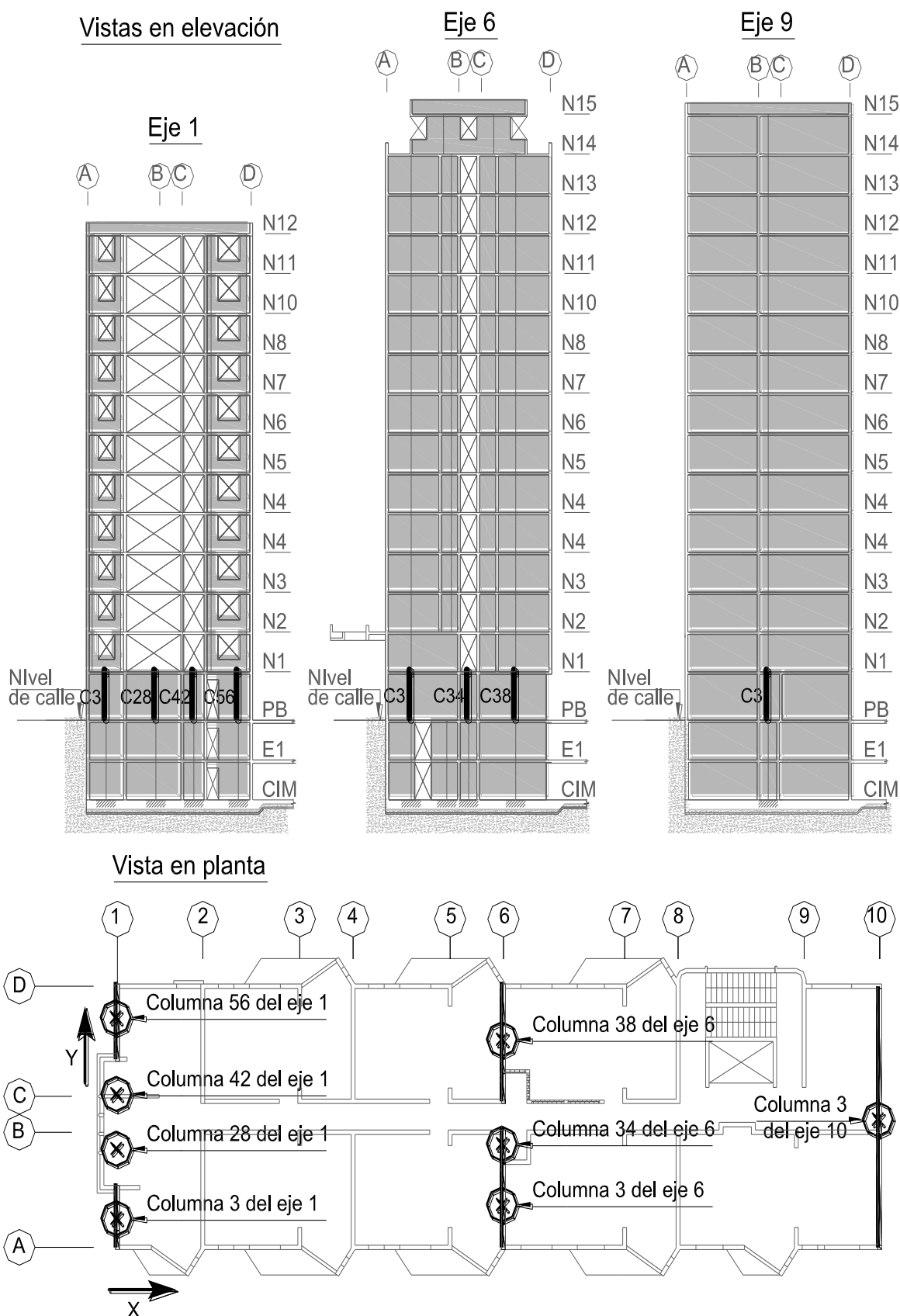
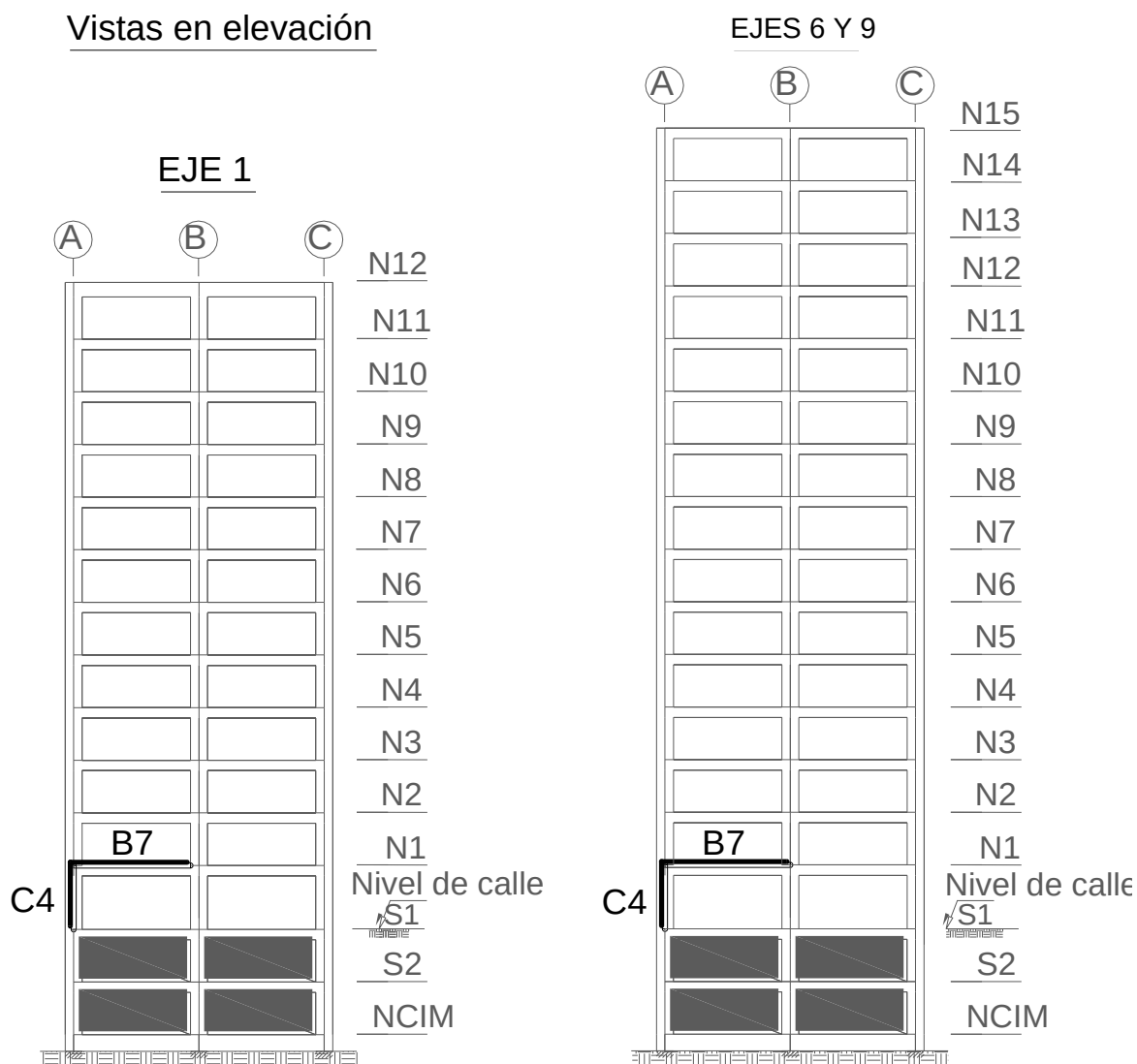


Figura 4.20 Localización y selección de vigas y muros (columnas anchas) de los ejes del modelo del edificio 1 estudiados con los análisis sísmicos paso a paso

Vistas en elevación



Vista en planta

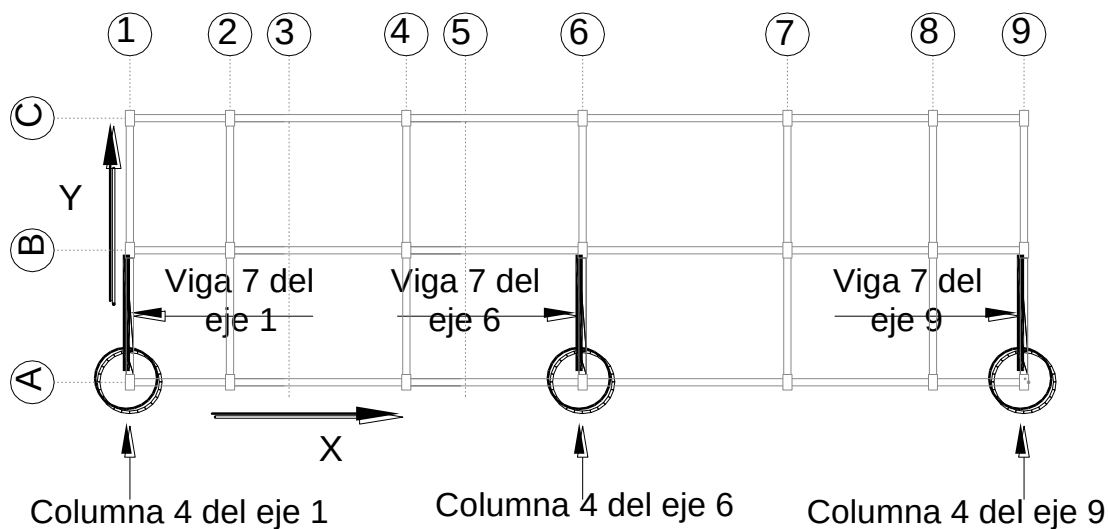


Figura 4.21 Localización y selección de vigas y columnas de los ejes de los modelos de los edificios 2 y 3 (marcos de concreto reforzado) estudiadas con los análisis sísmicos paso a paso

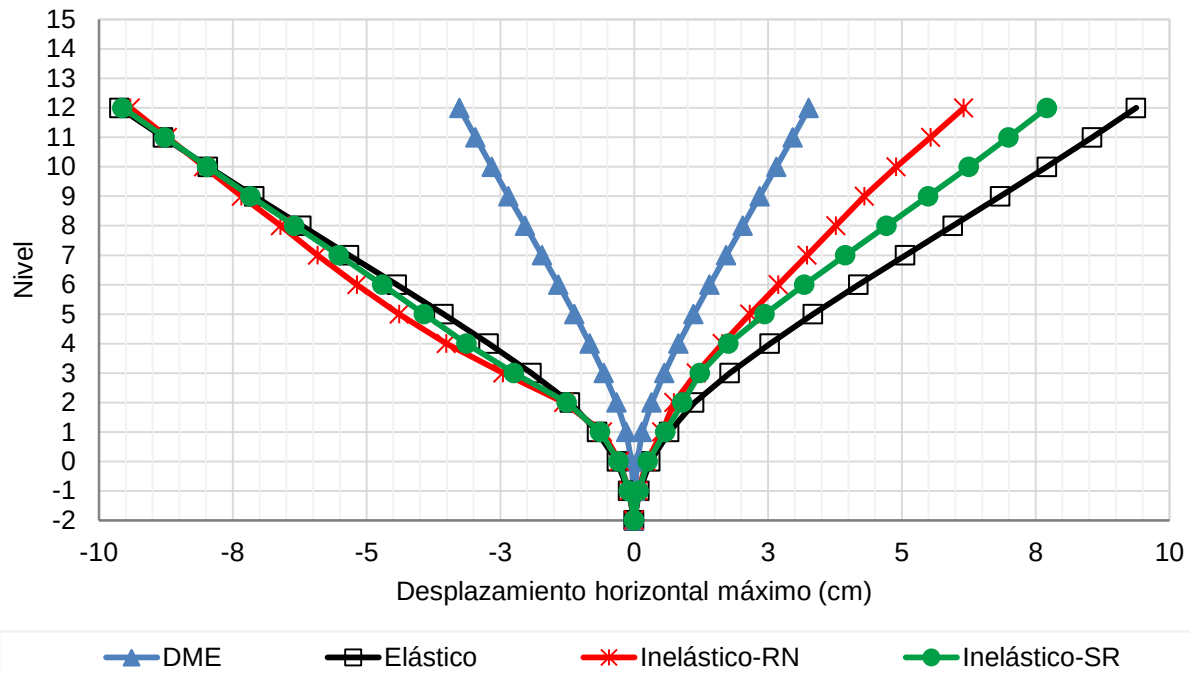


Figura 4.22 Desplazamientos horizontales máximos del eje 1 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

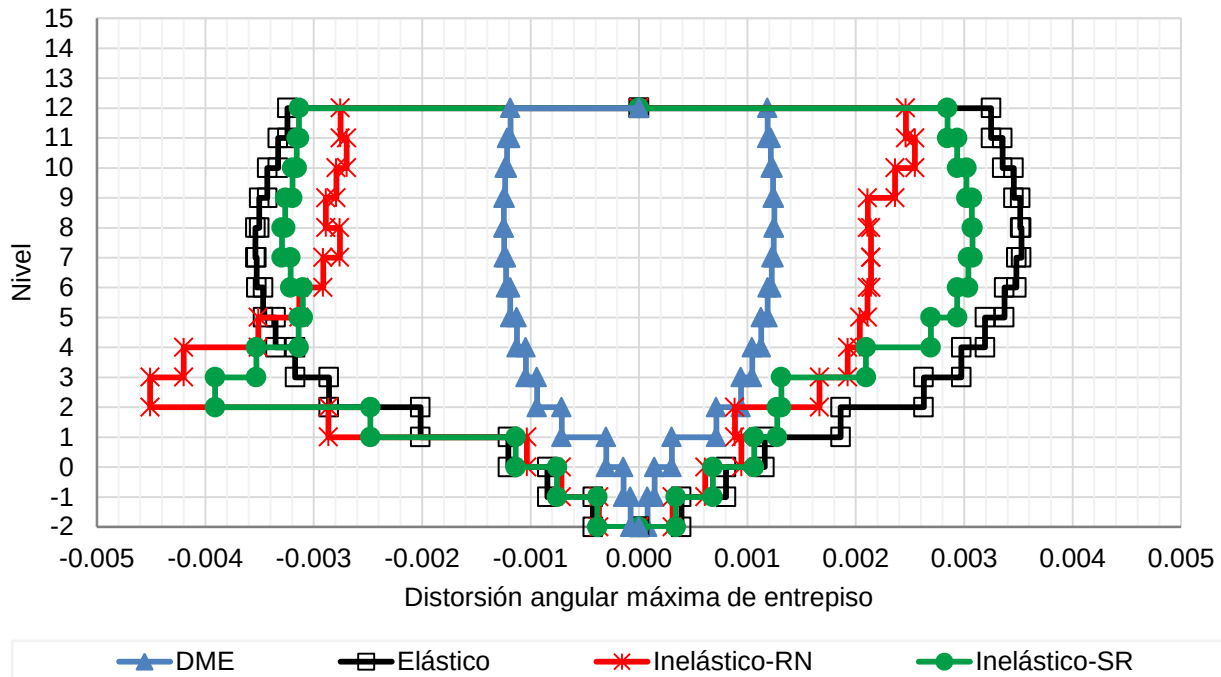


Figura 4.23 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 1 del edificio 1, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

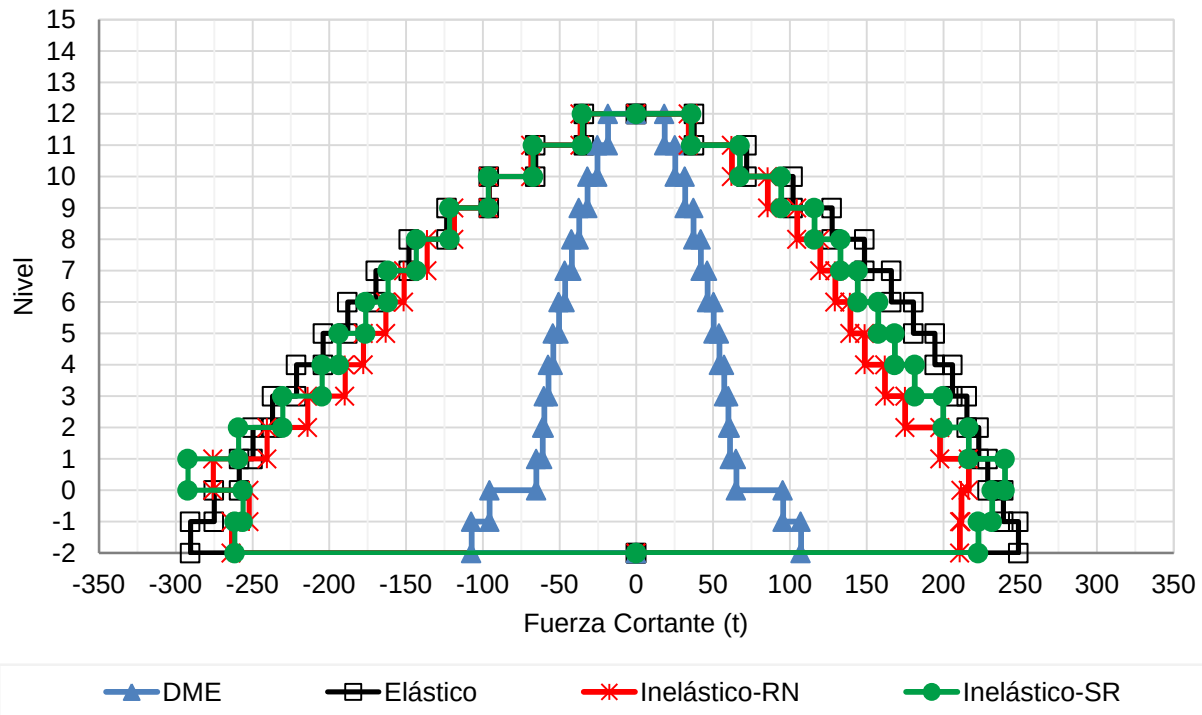


Figura 4.24 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 1 del edificio 1, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

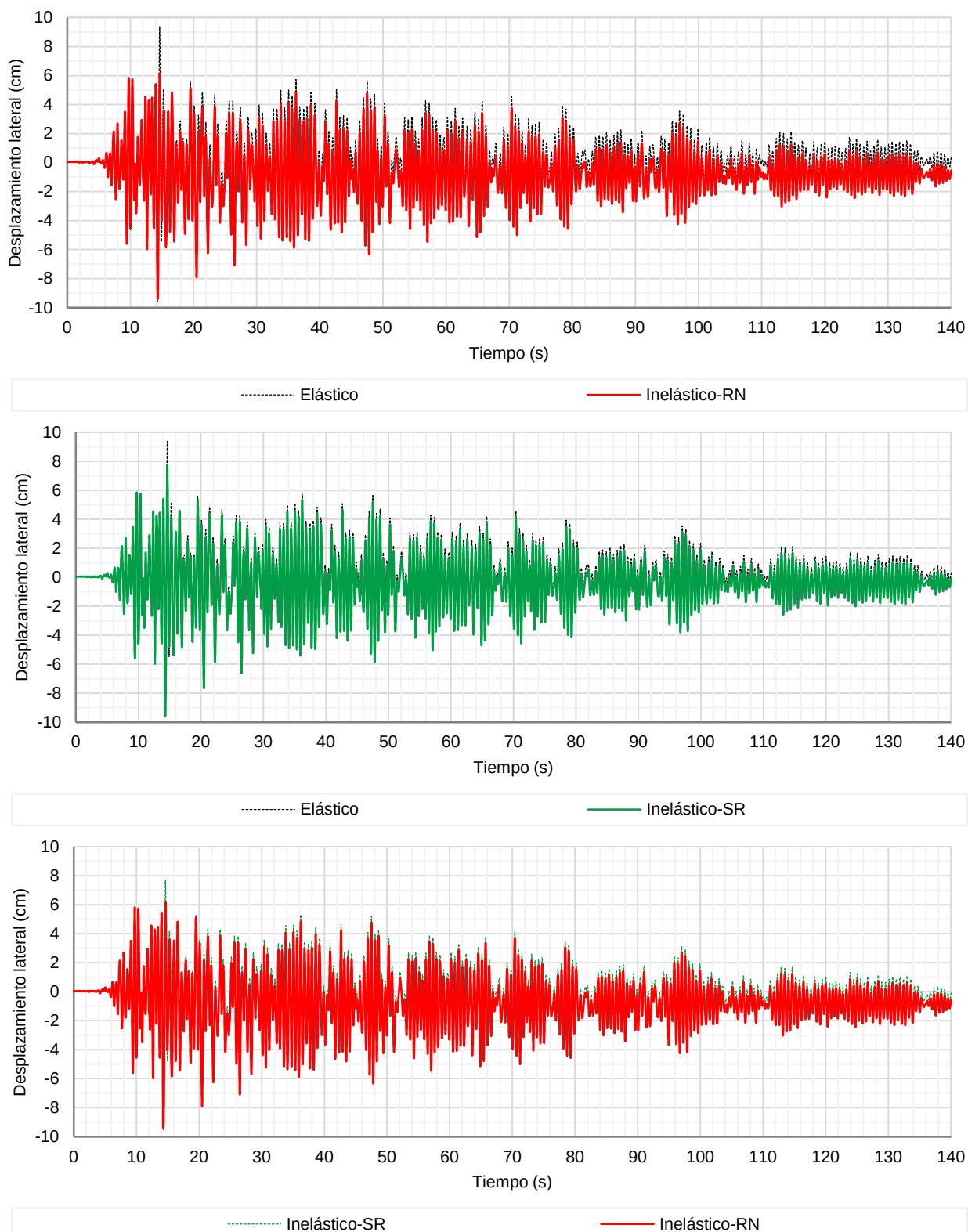


Figura 4.25 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 1 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

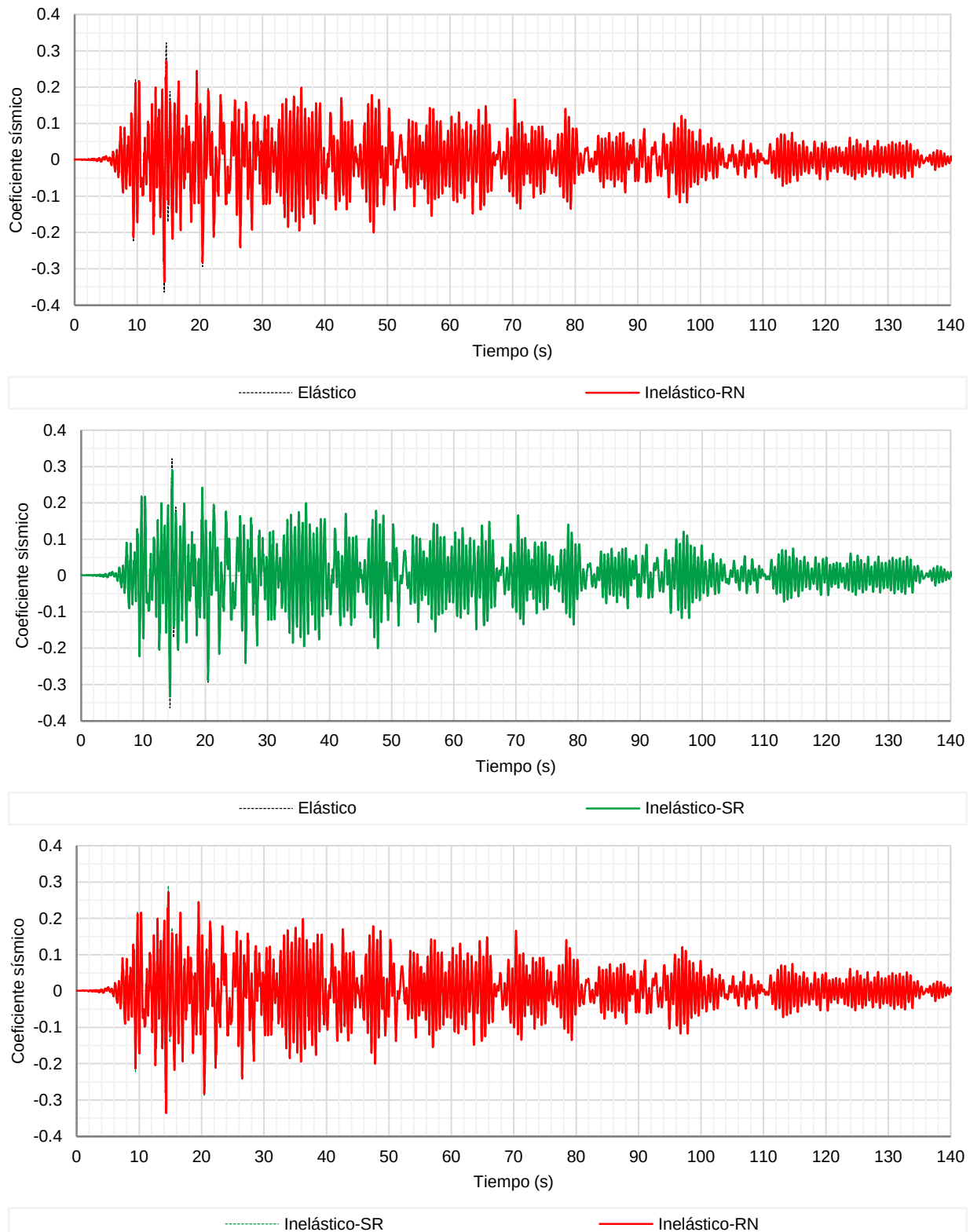


Figura 4.26 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 1 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

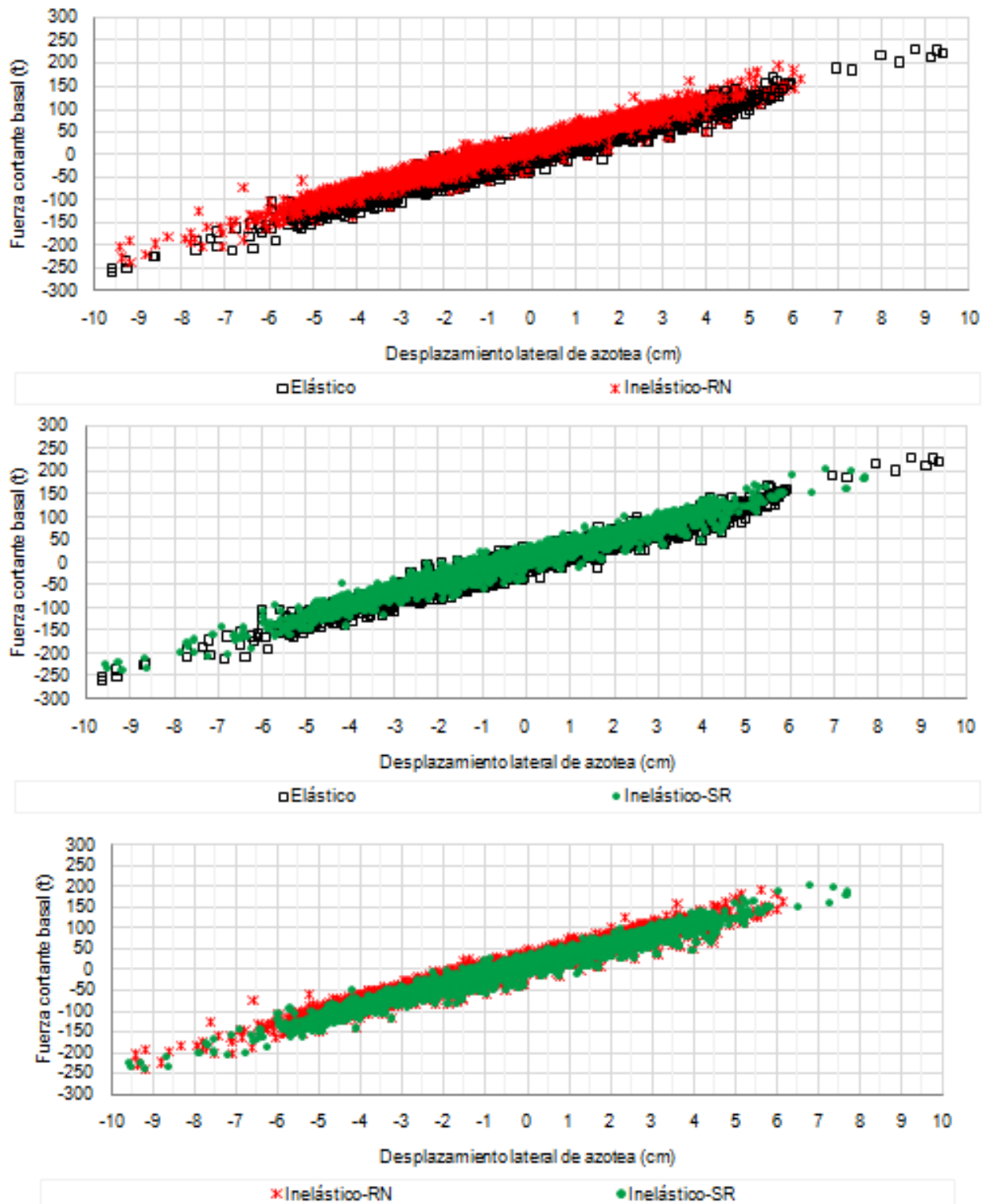


Figura 4.27 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

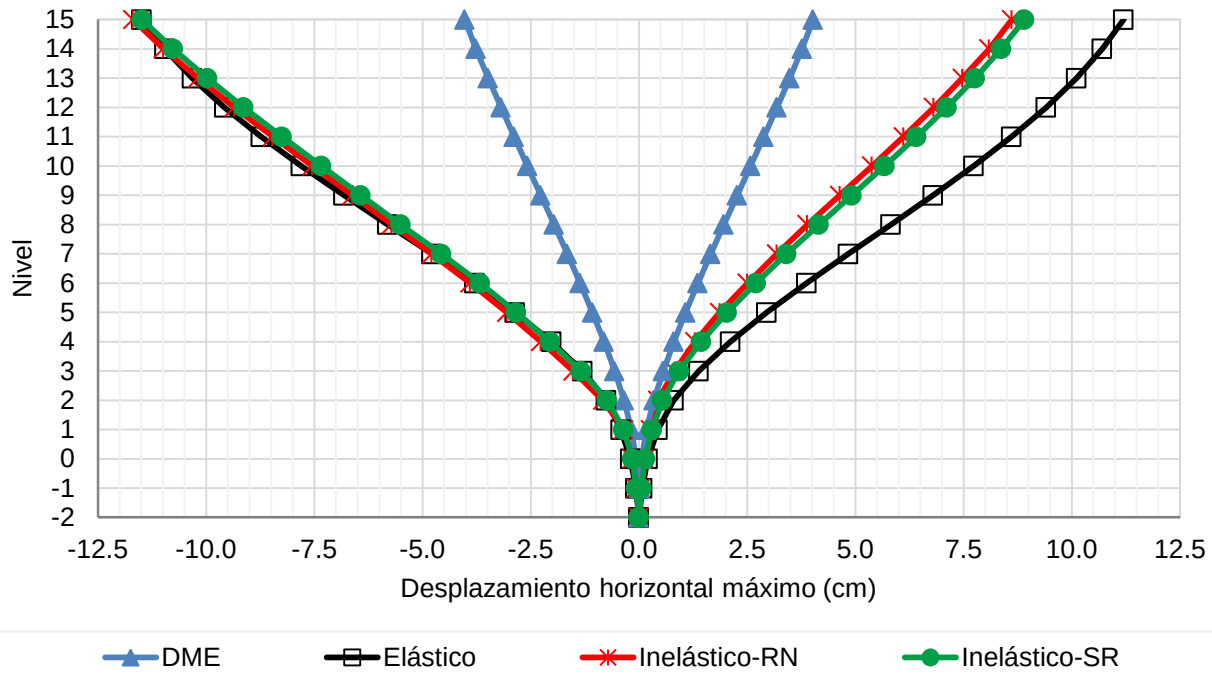


Figura 4.28 Desplazamientos horizontales máximos del eje 6 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

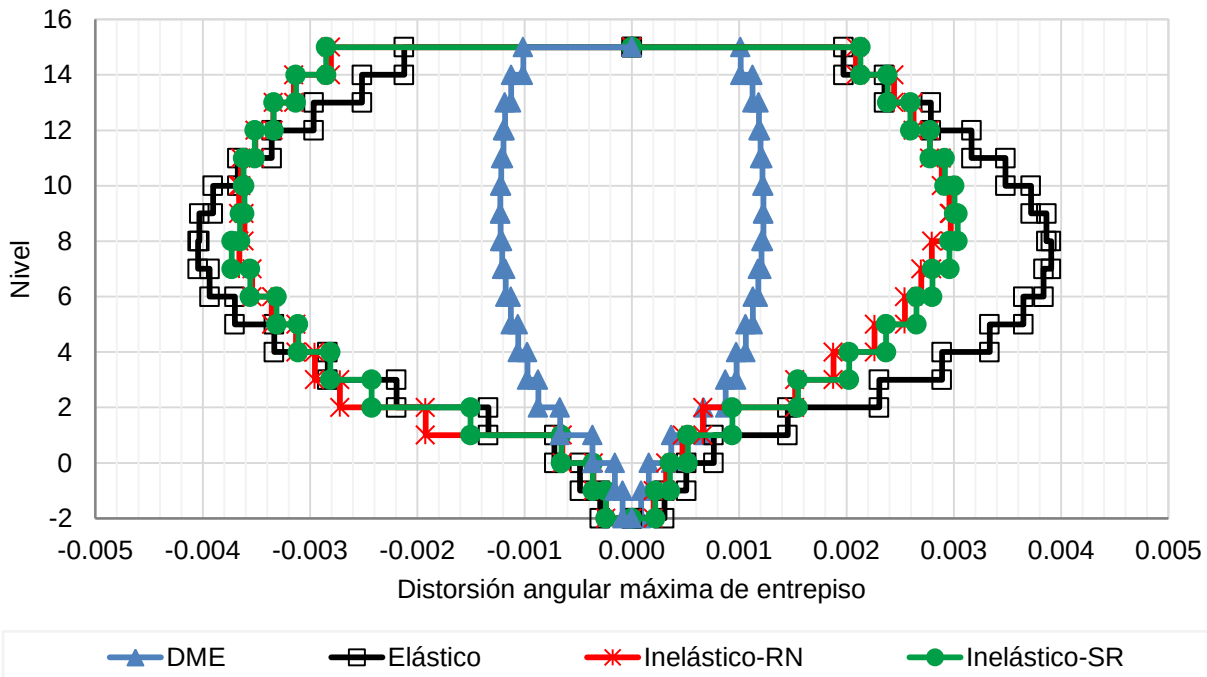


Figura 4.29 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 1, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

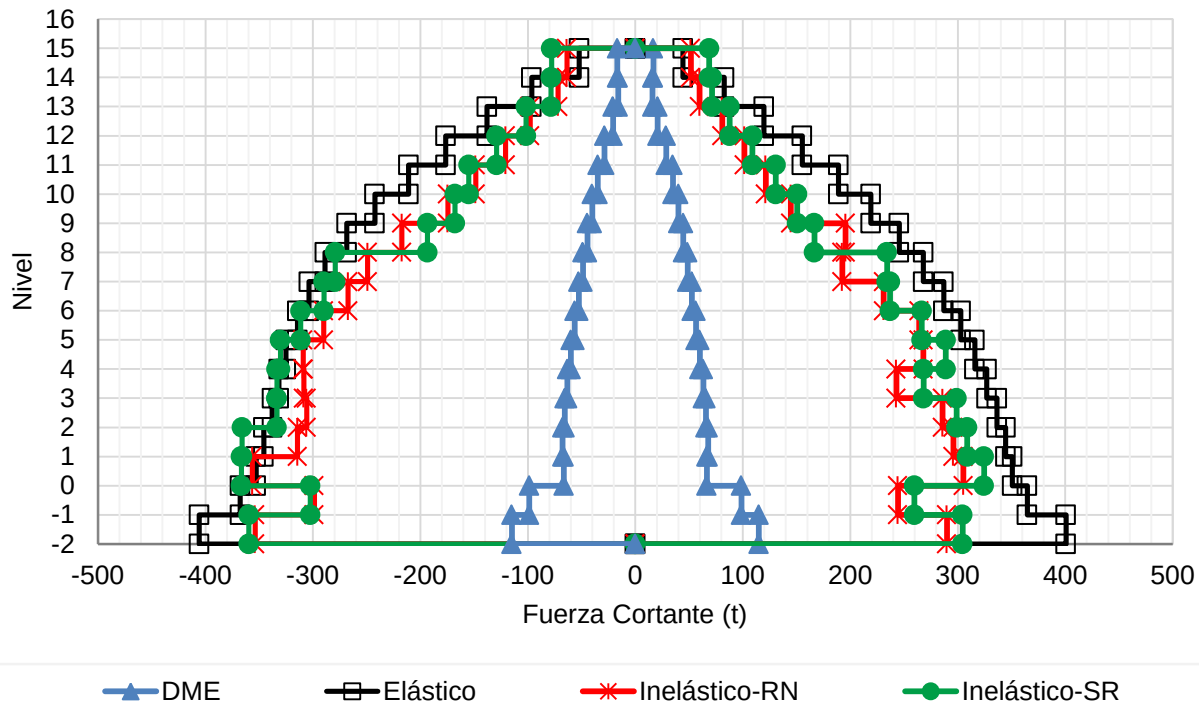


Figura 4.30 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 6 del edificio 1, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

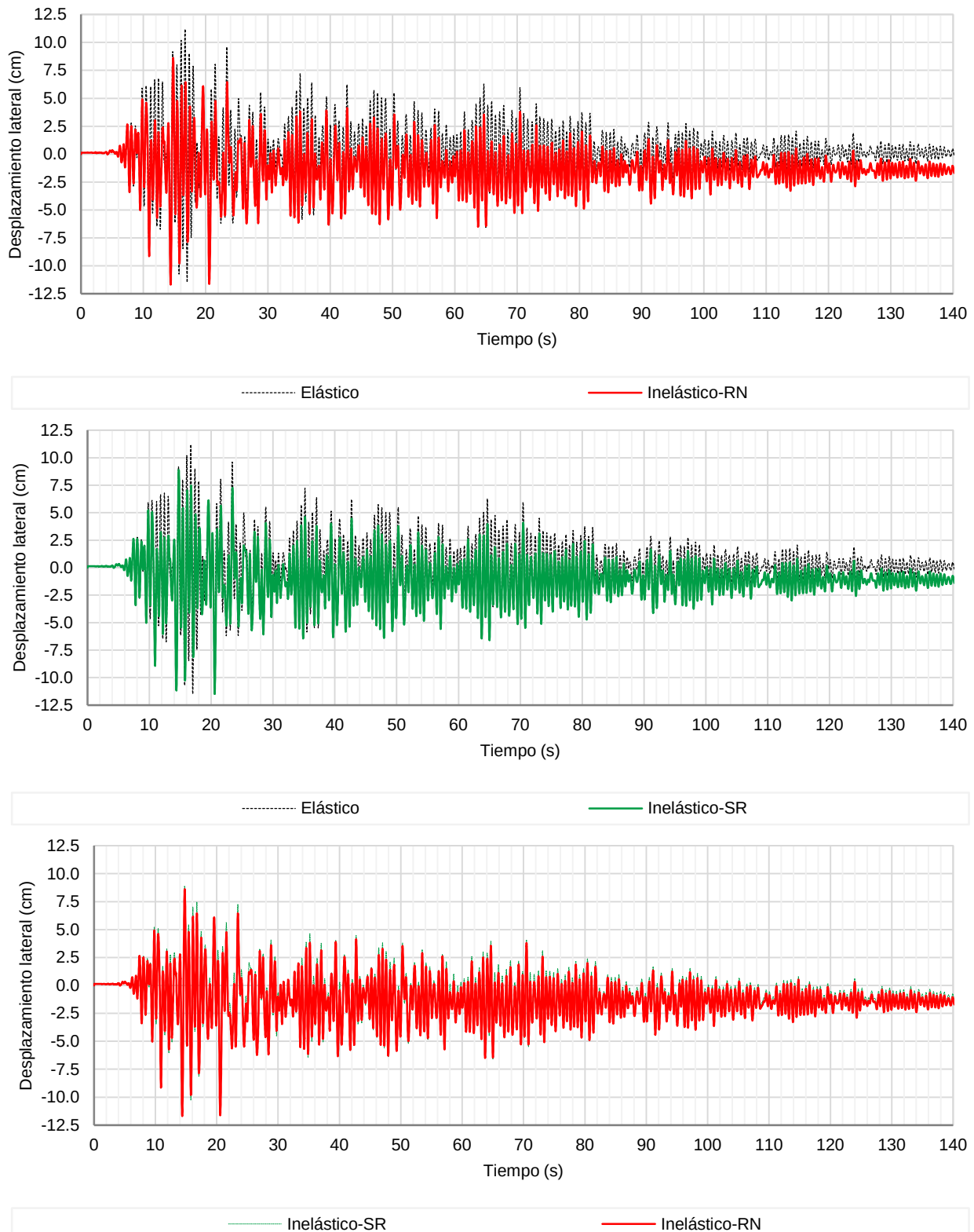


Figura 4.31 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 6 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

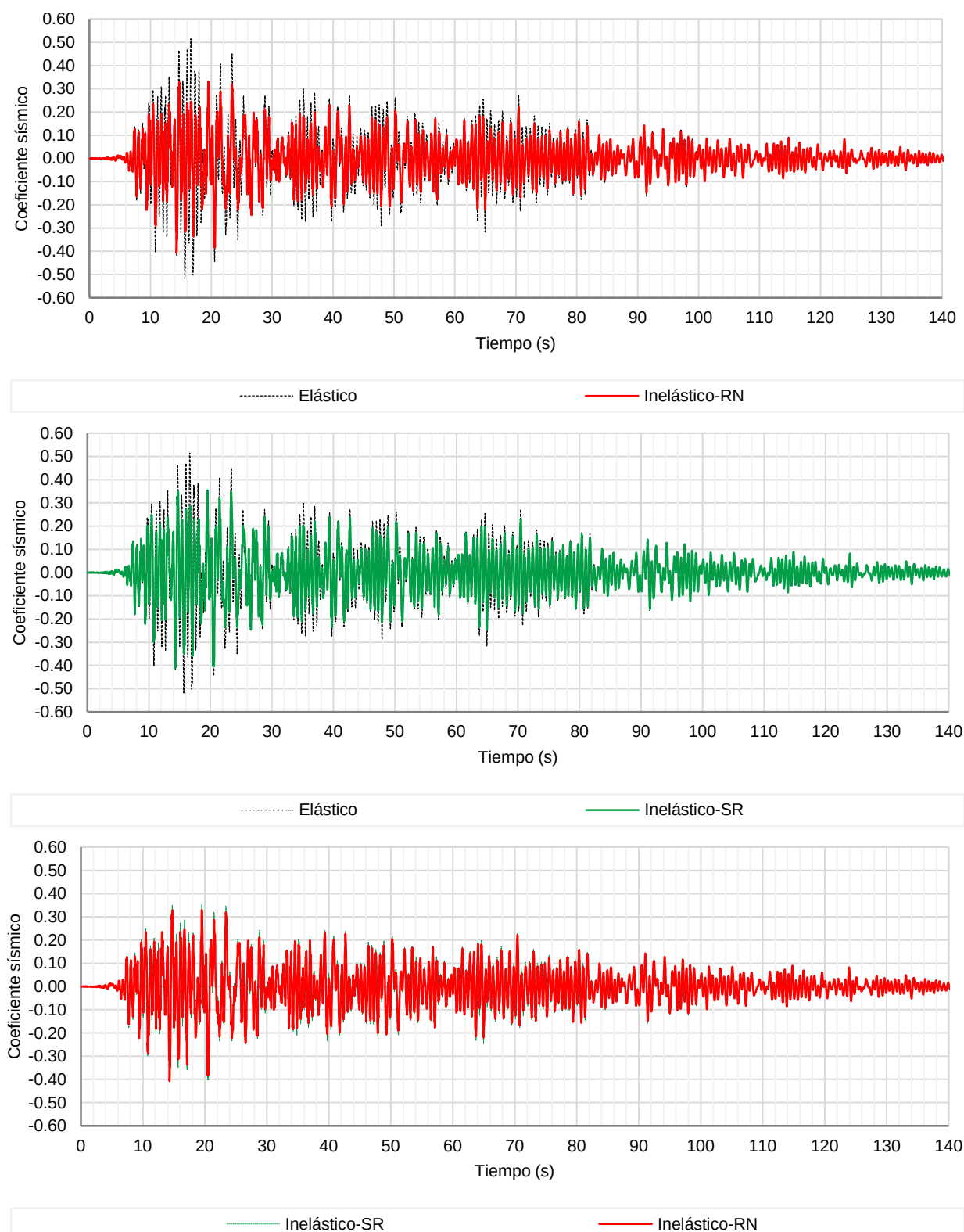


Figura 4.32 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 6 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

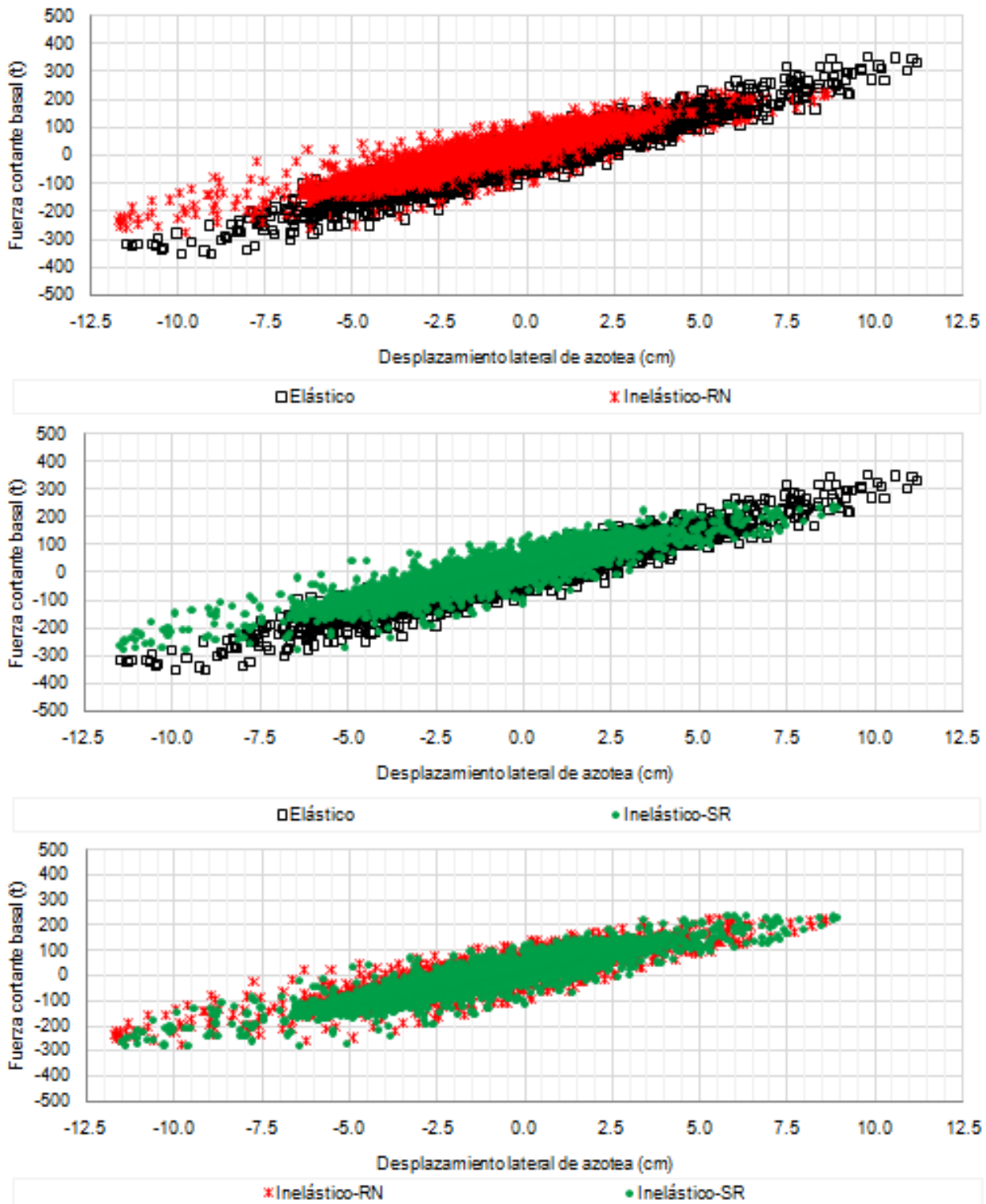


Figura 4.33 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

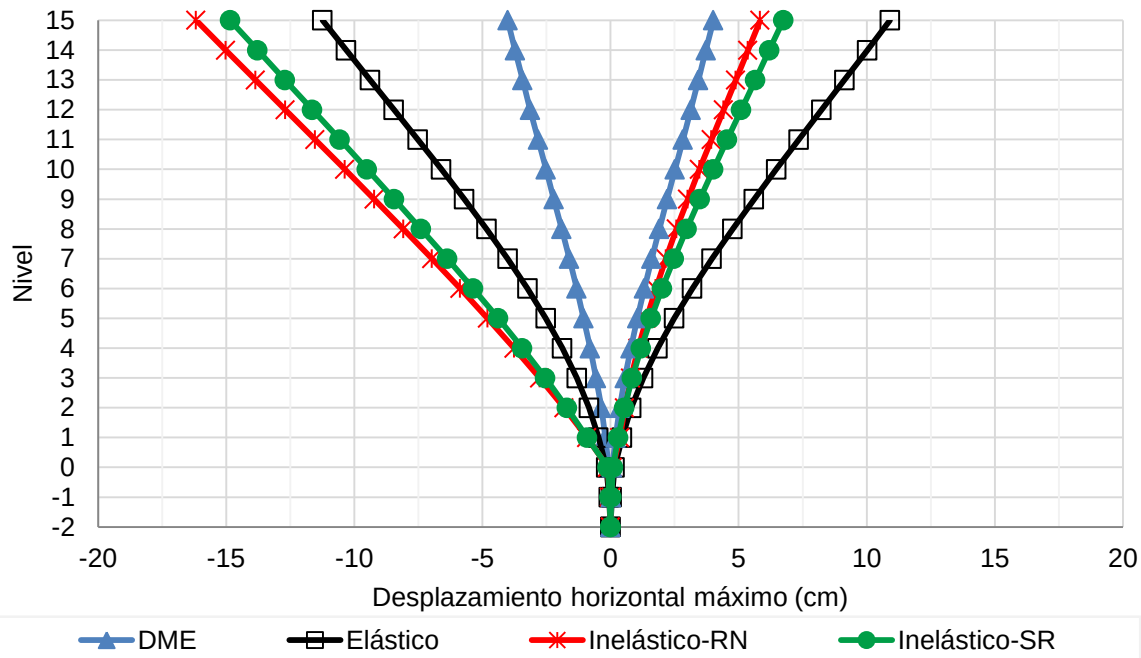


Figura 4.34 Desplazamientos horizontales máximos del eje 10 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

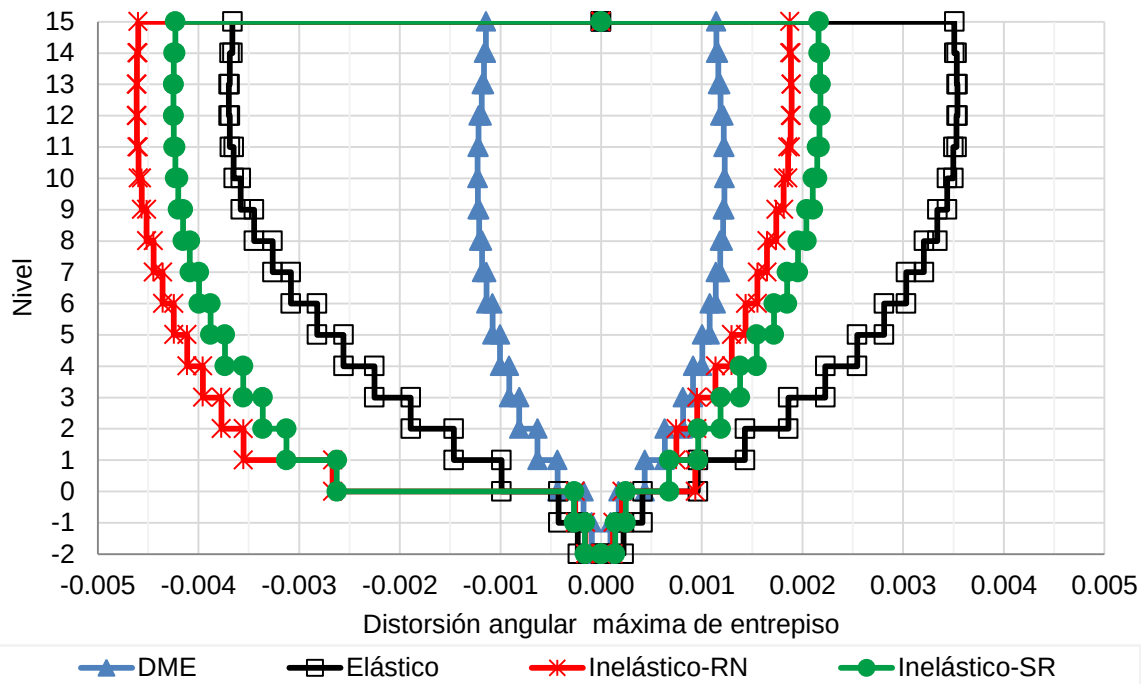


Figura 4.35 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 10 del edificio 1, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

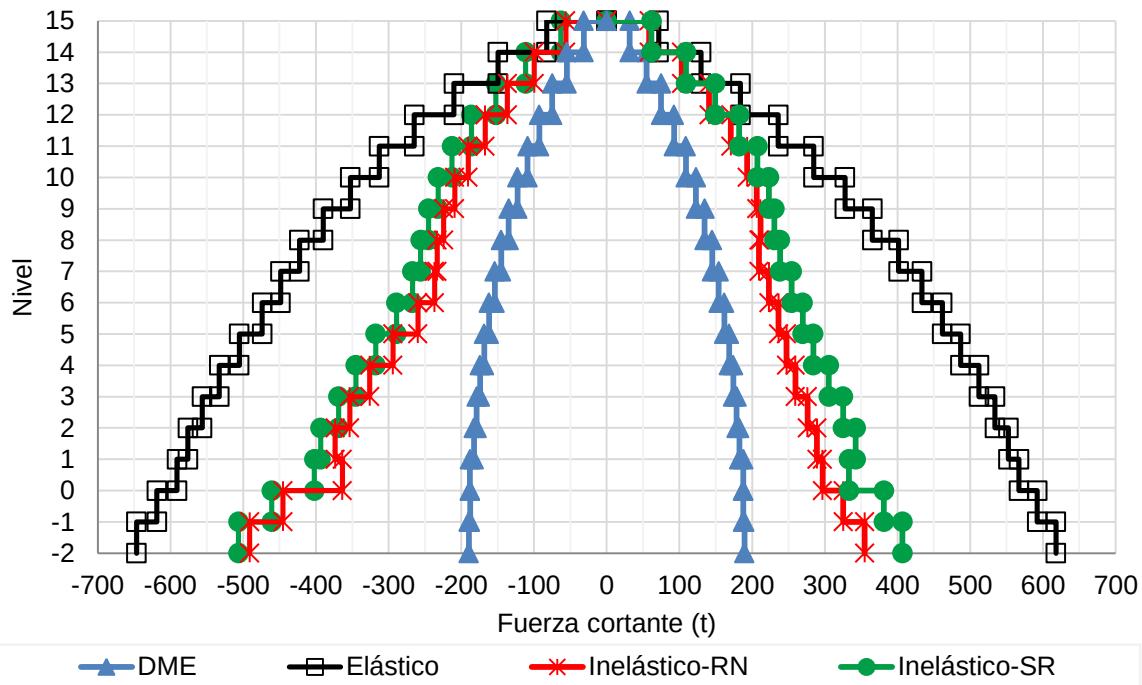


Figura 4.36 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 10 del edificio 1, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

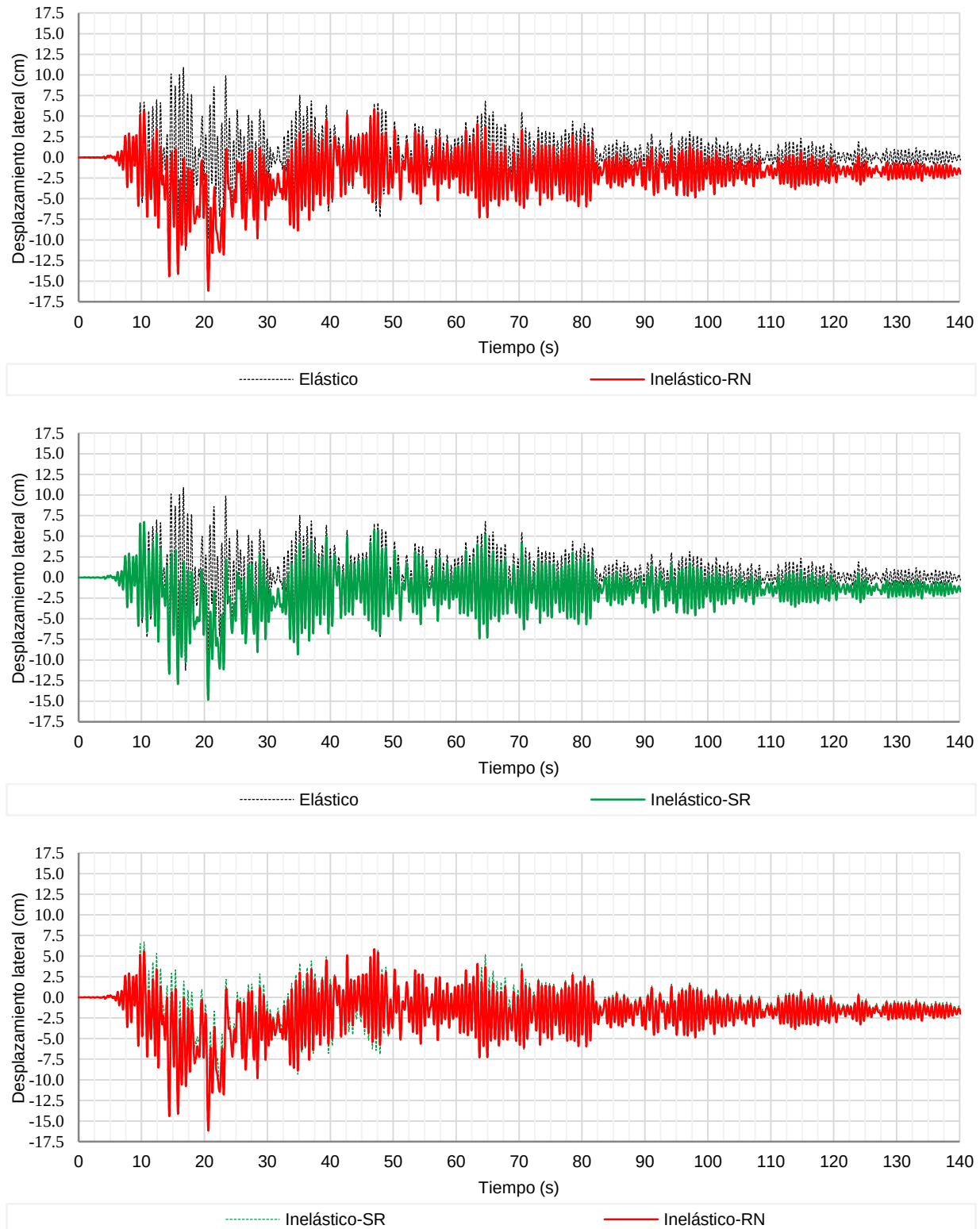


Figura 4.37 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 10 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

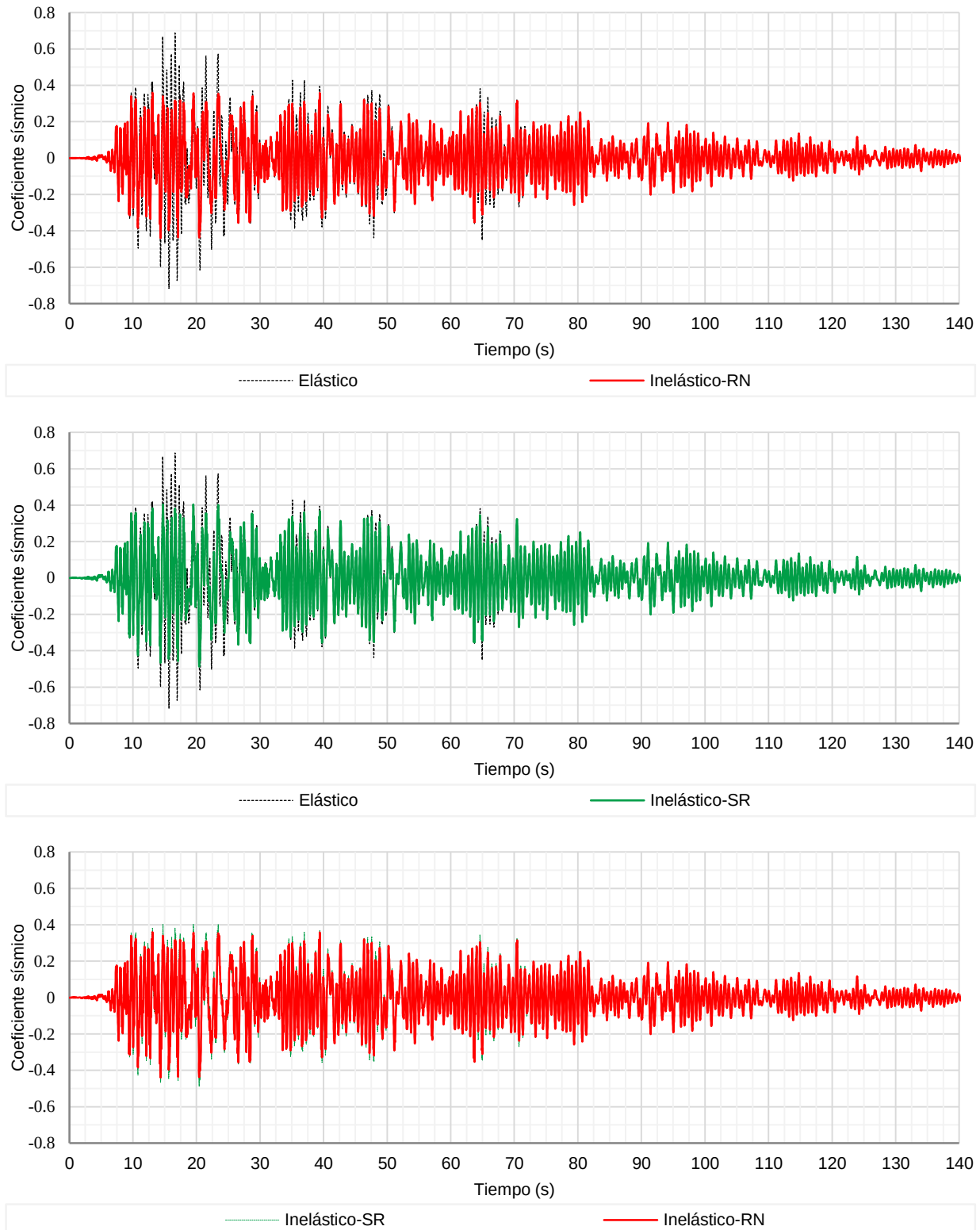


Figura 4.38 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 10 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

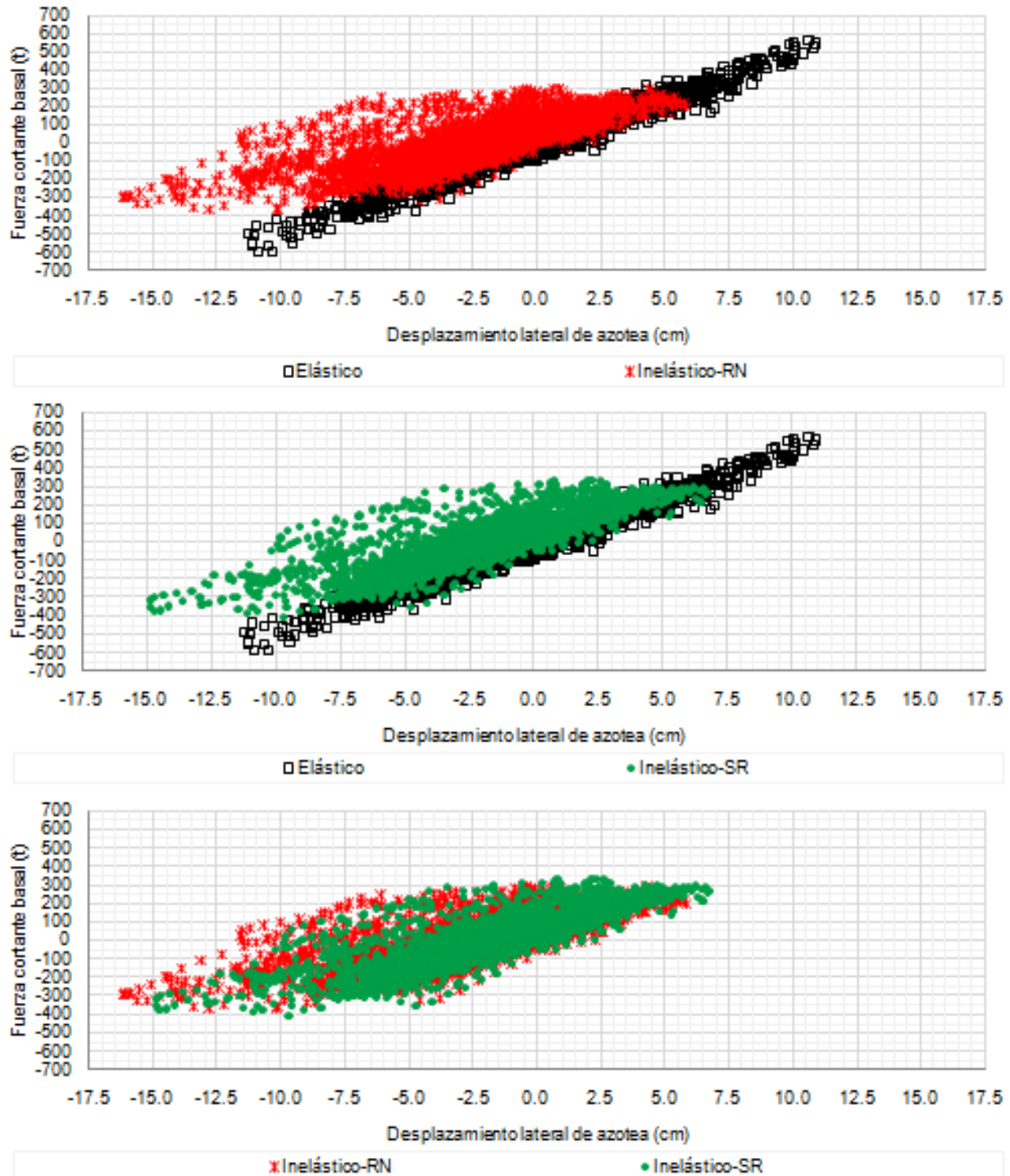
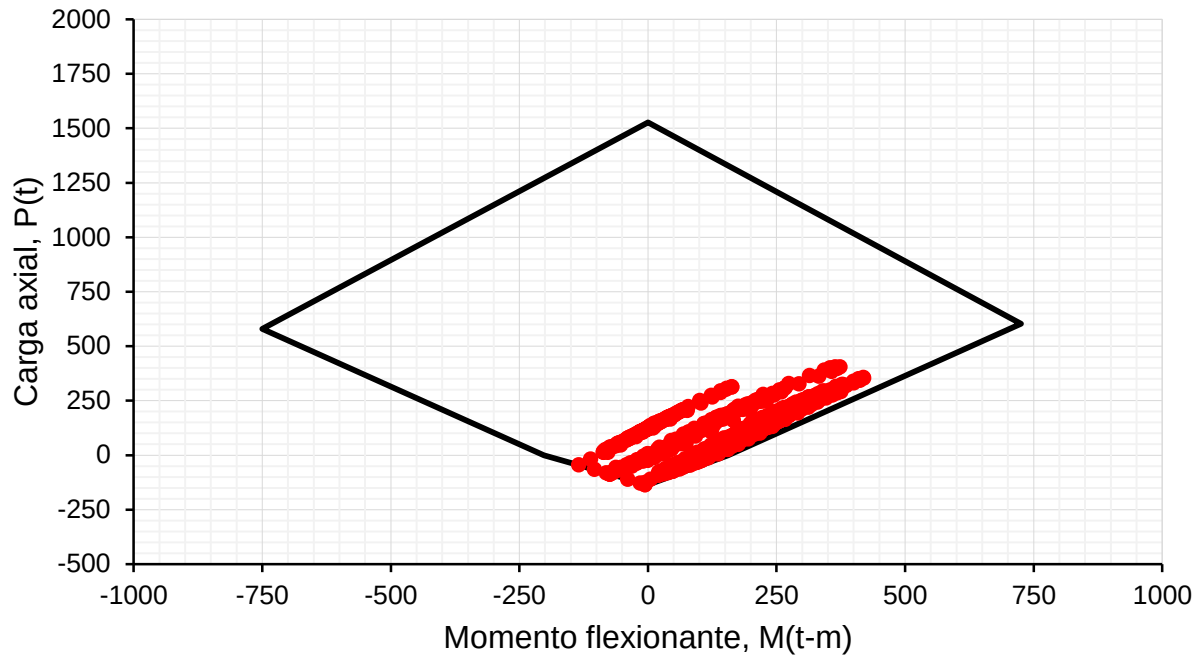
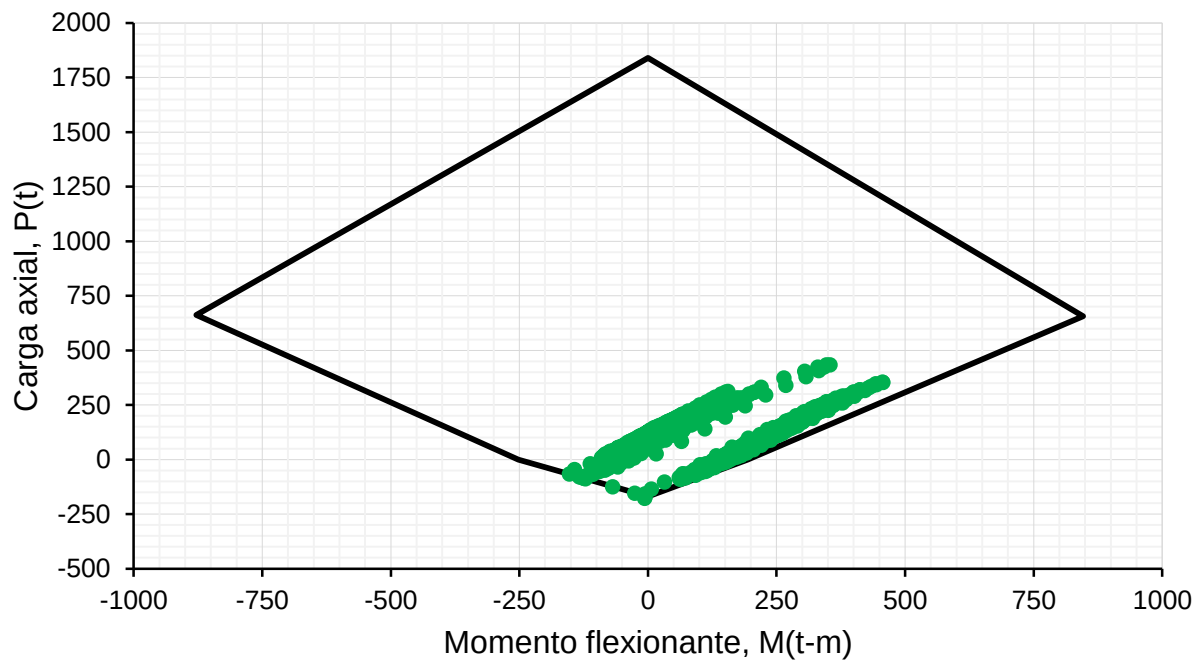


Figura 4.39 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)



● Inelástico-RN



● Inelástico-SR

Figura 4.40 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 3 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

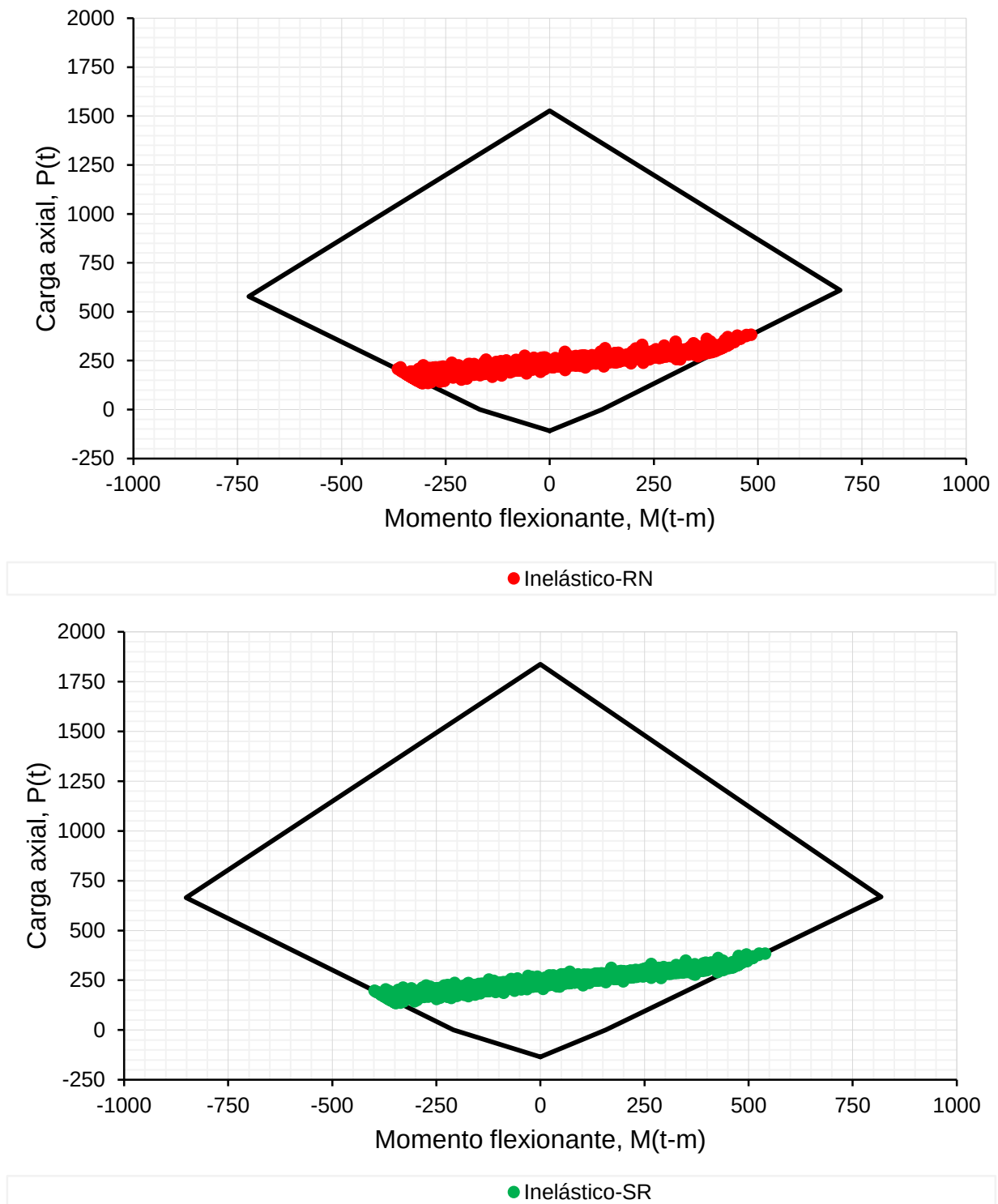
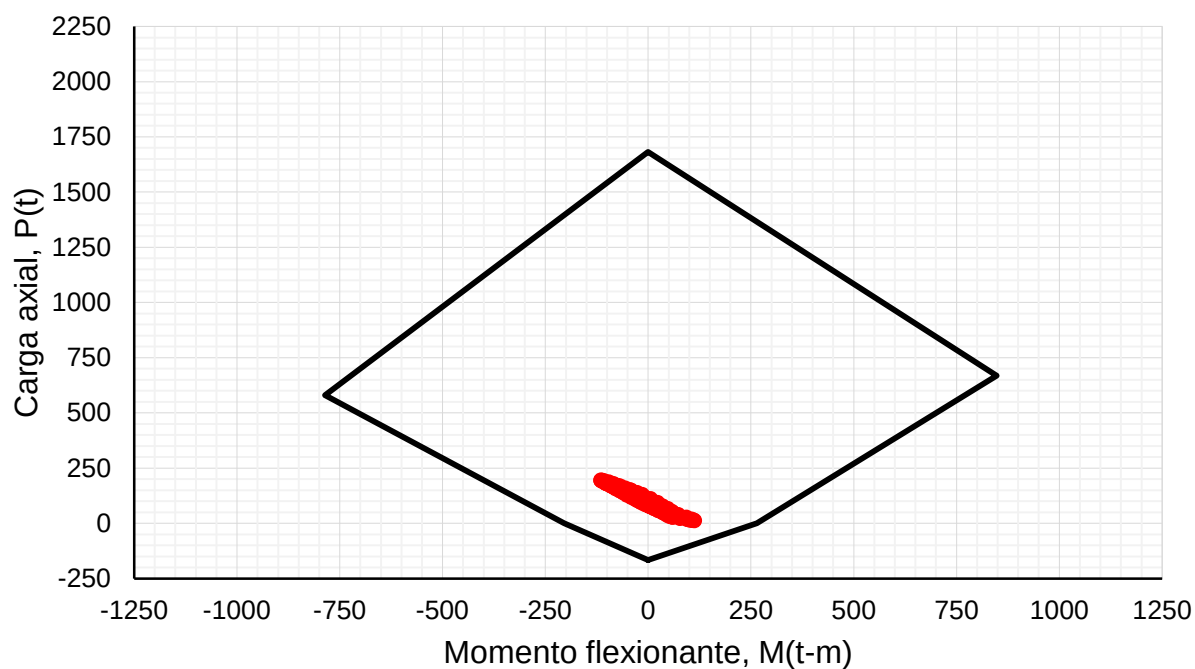
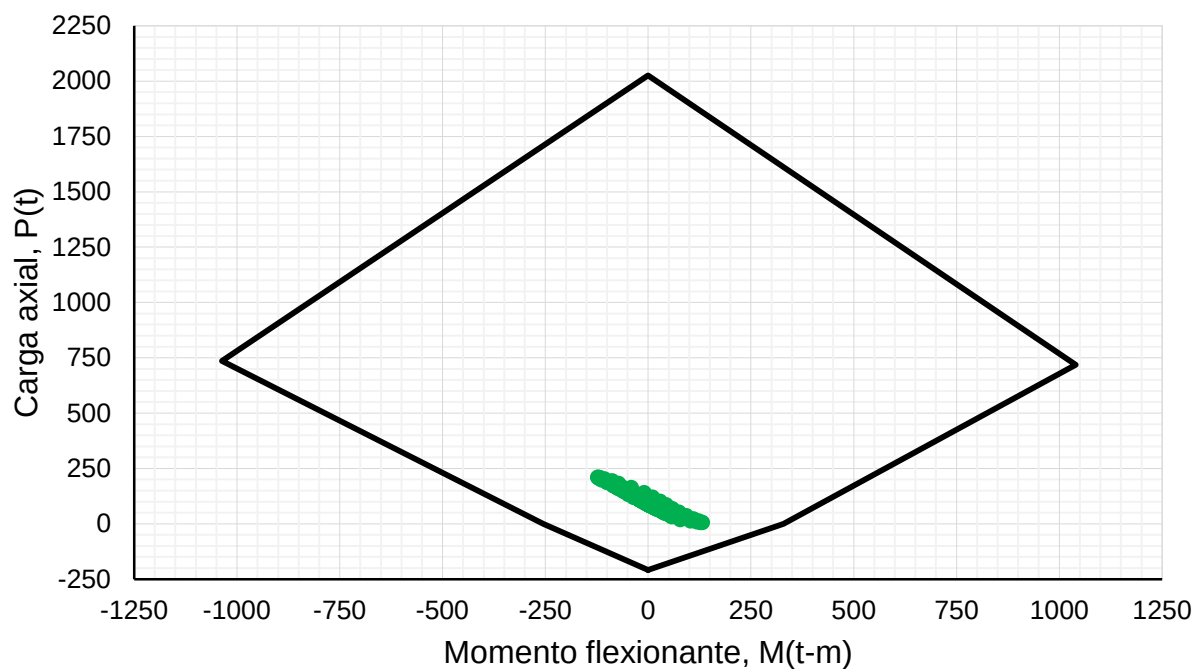


Figura 4.41 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 28 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

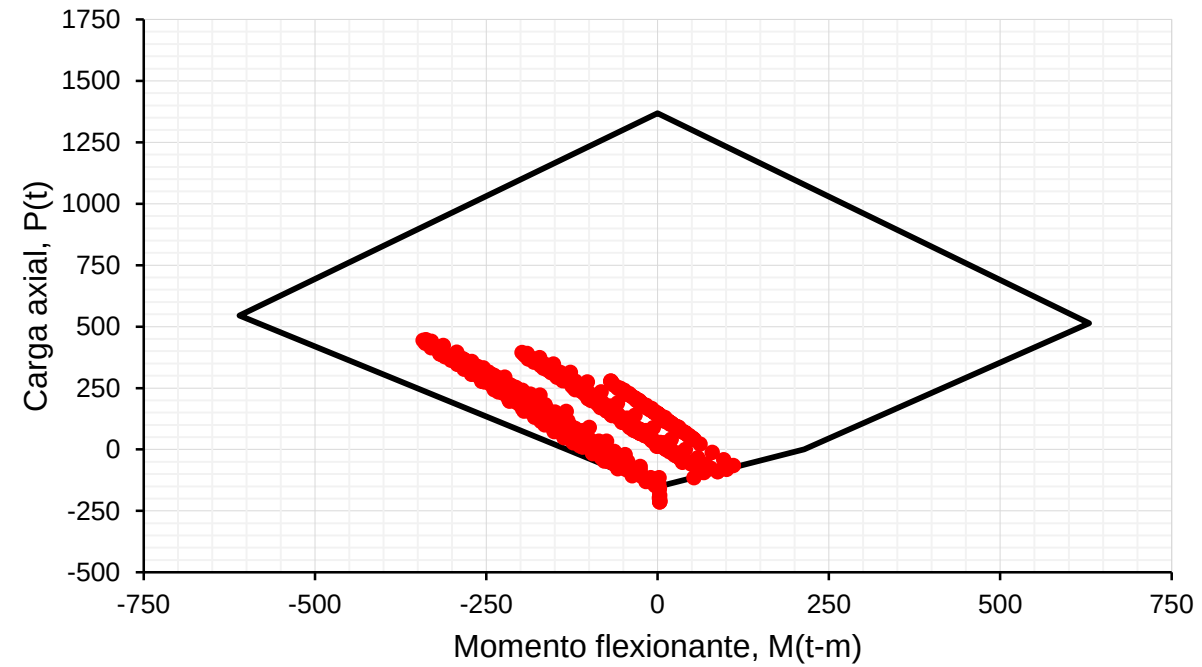


● Inelástico-RN

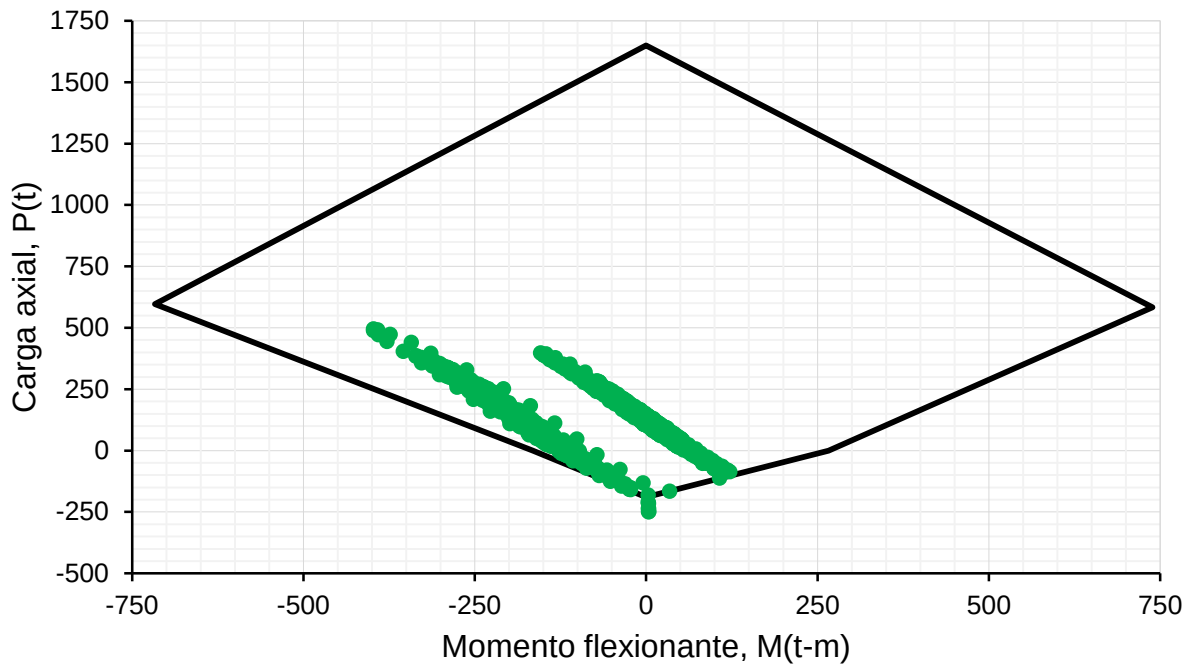


● Inelástico-SR

Figura 4.42 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 42 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

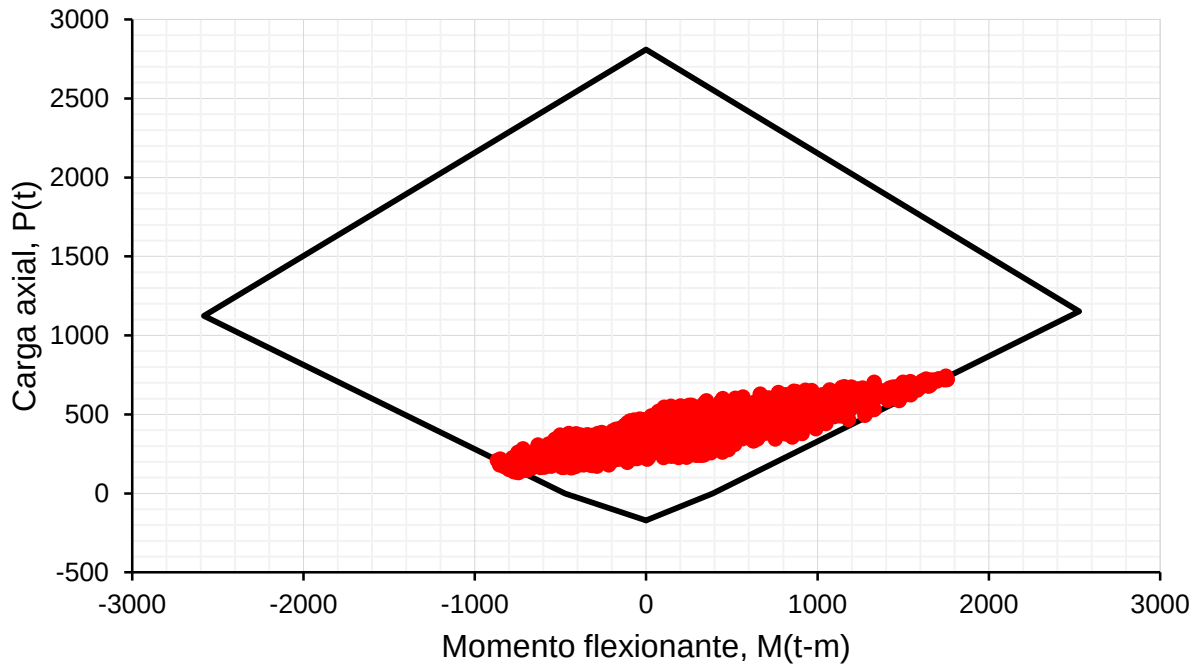


● Inelástico-RN

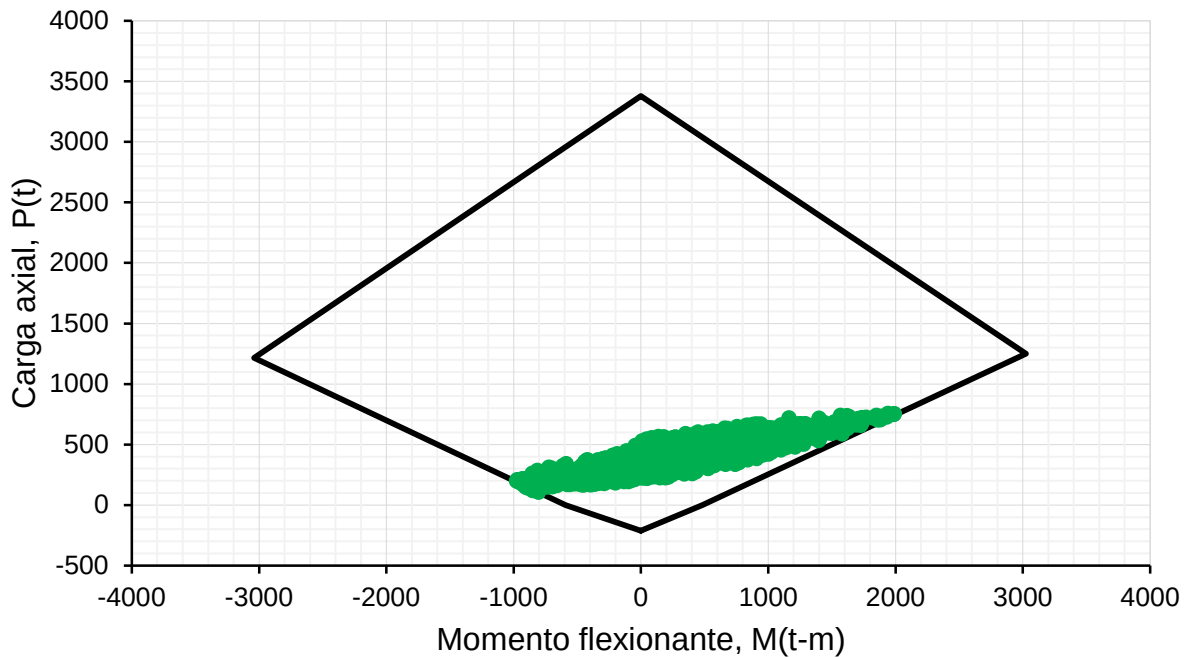


● Inelástico-SR

Figura 4.43 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 56 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

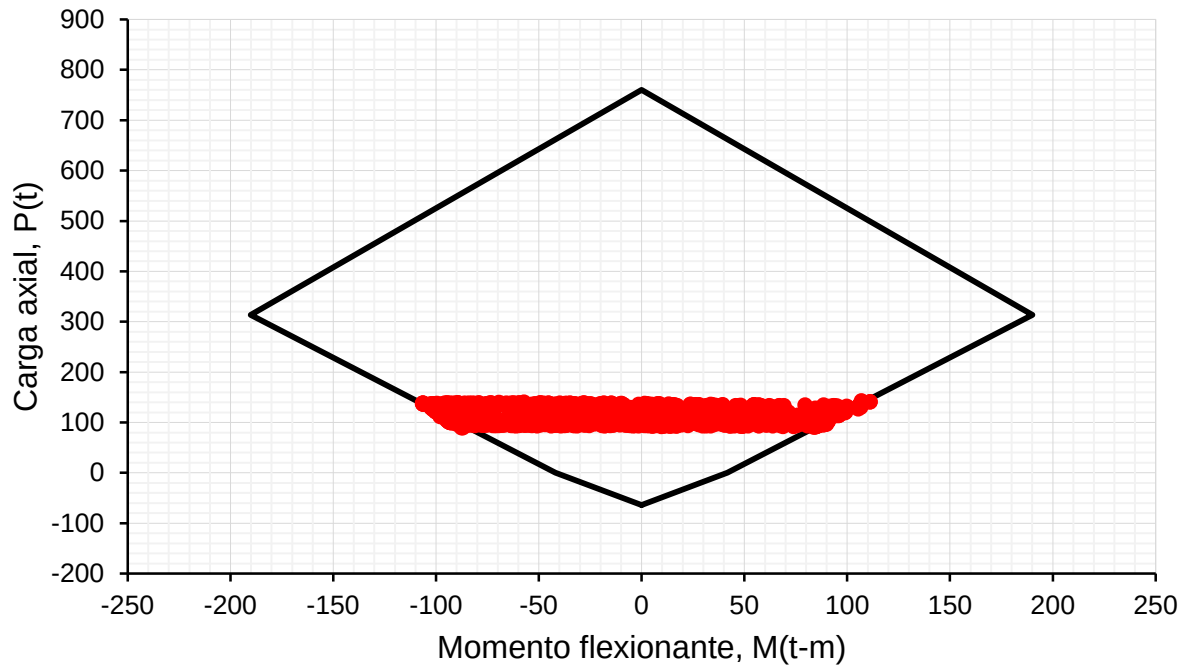


● Inelástico-RN

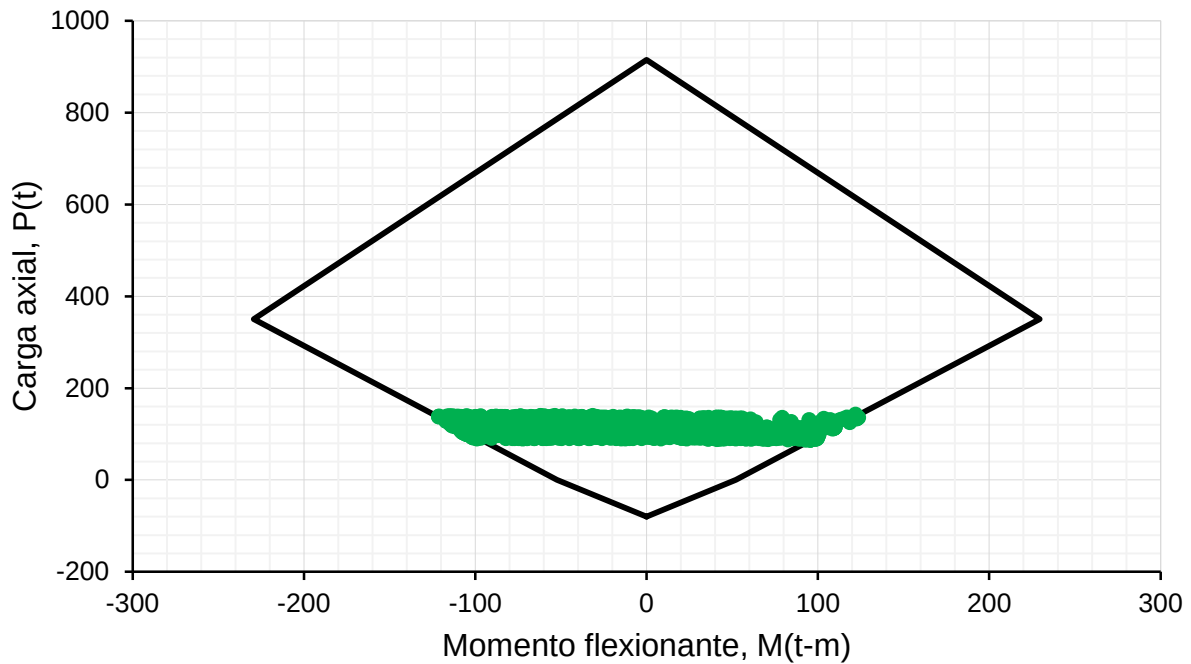


● Inelástico-SR

Figura 4.44 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 3 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

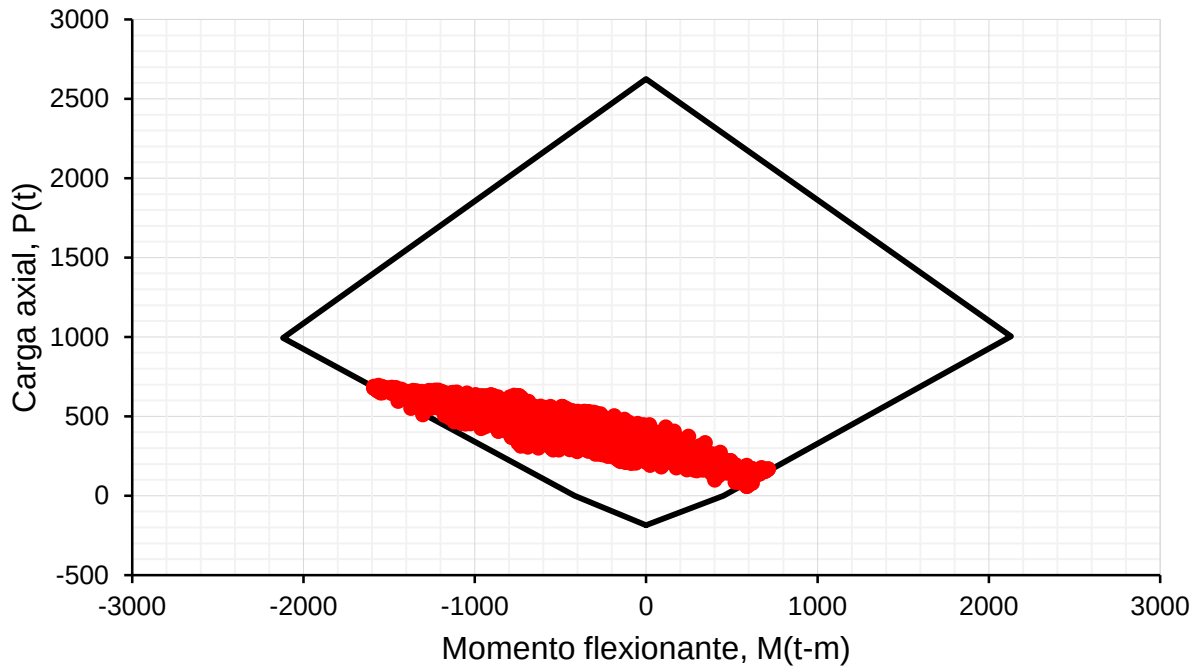


● Inelástico-RN

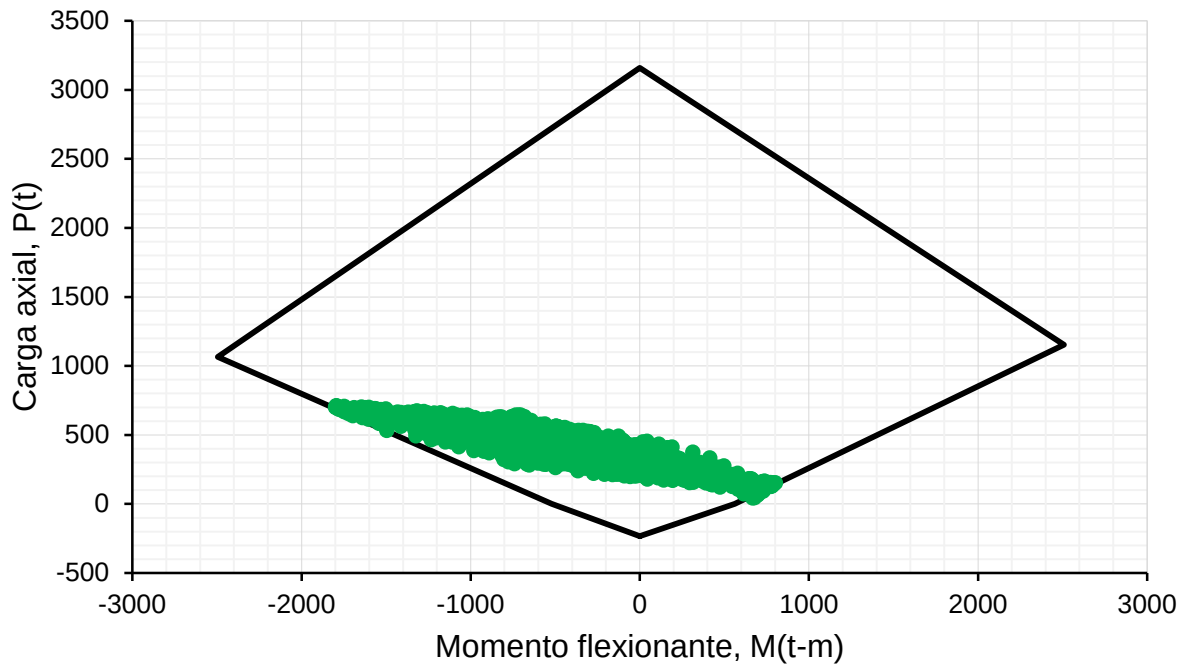


● Inelástico-SR

Figura 4.45 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 34 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

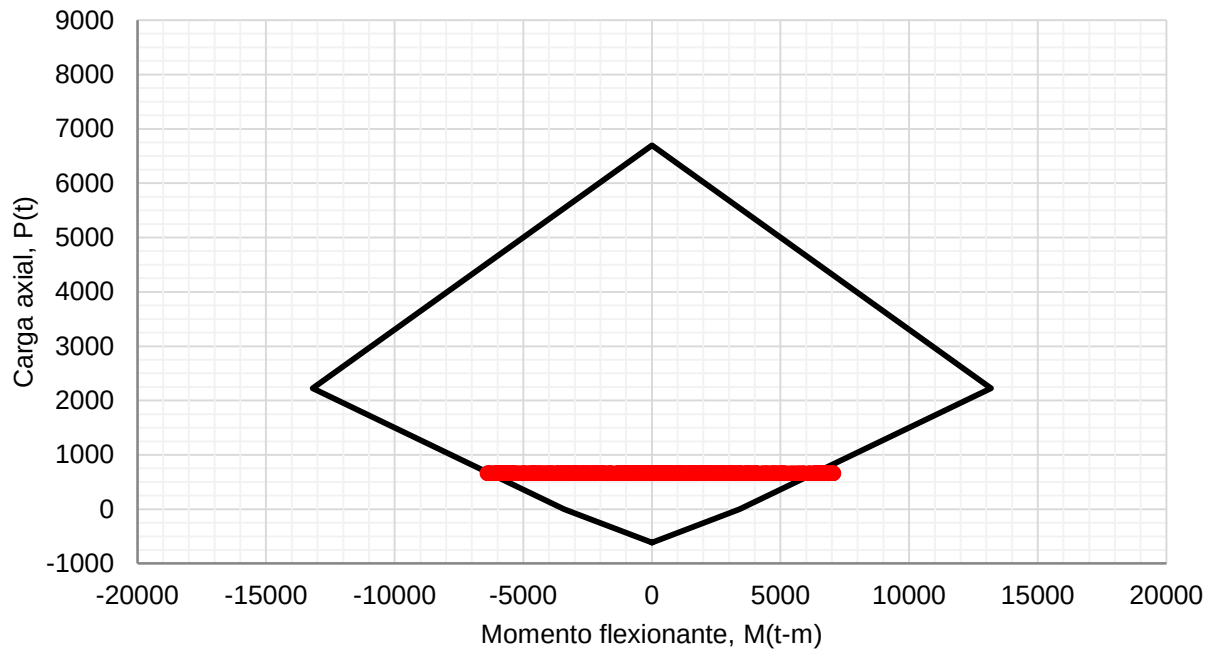


● Inelástico-RN

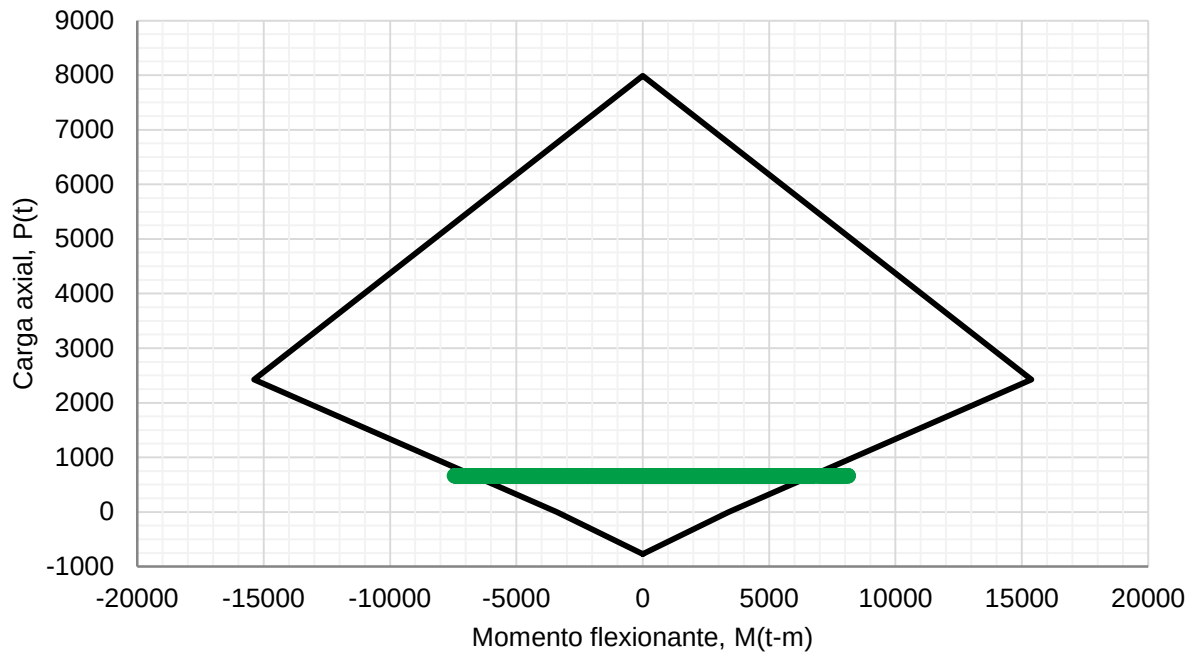


● Inelástico-SR

Figura 4.46 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 38 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°



● Inelástico-RN



● Inelástico-SR

Figura 4.47 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 3 del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

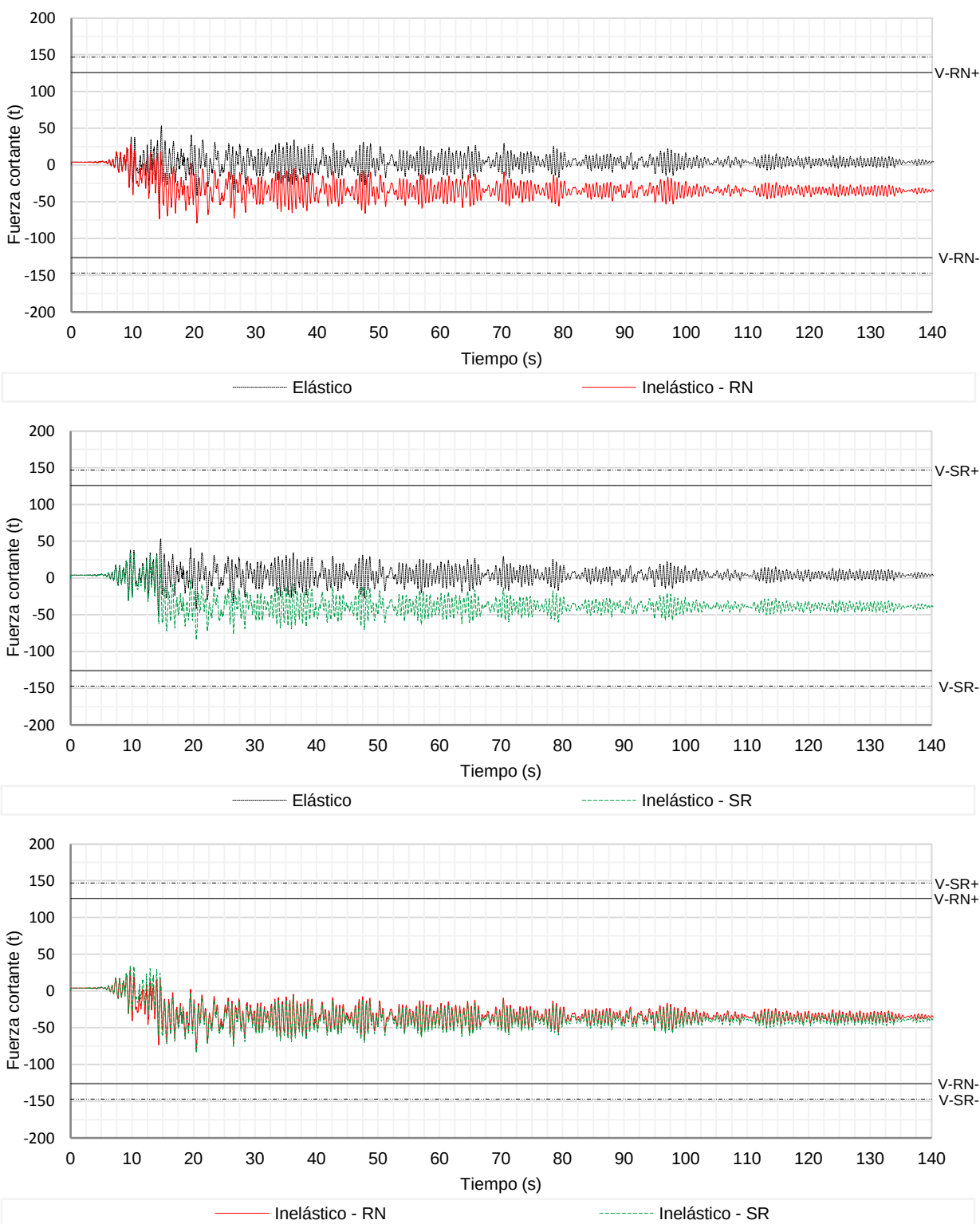


Figura 4.48 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 3 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

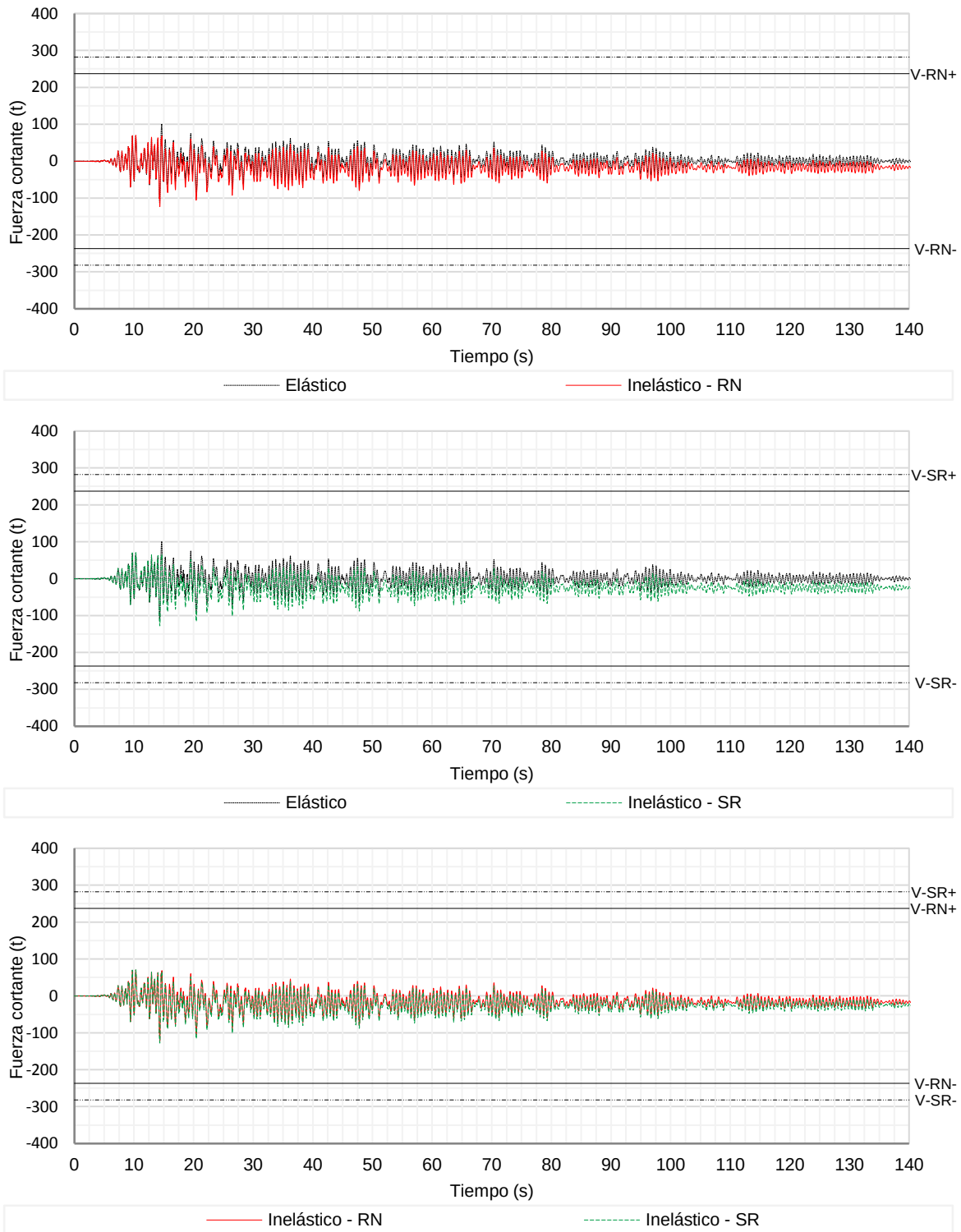


Figura 4.49 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 28 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

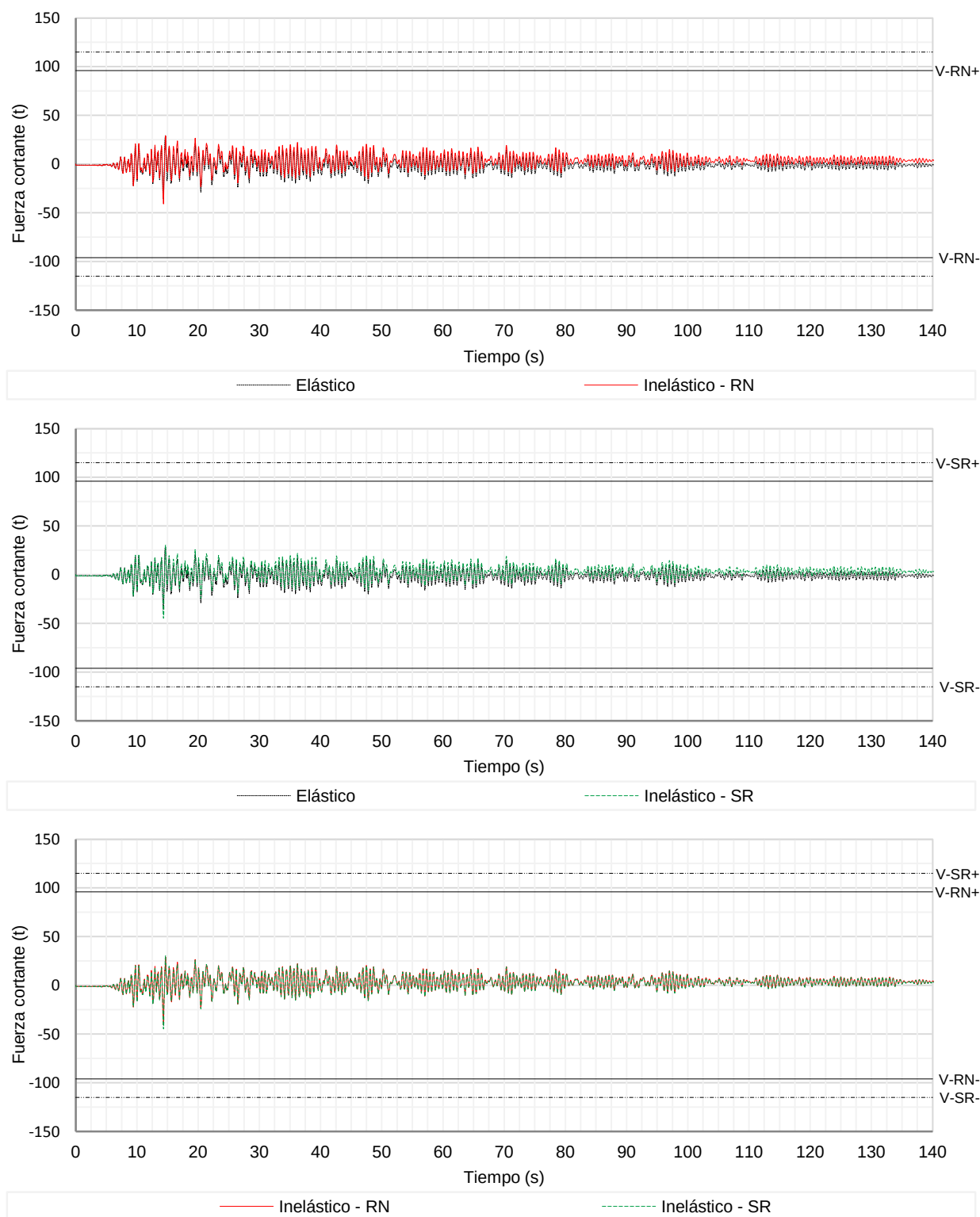


Figura 4.50 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 42 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

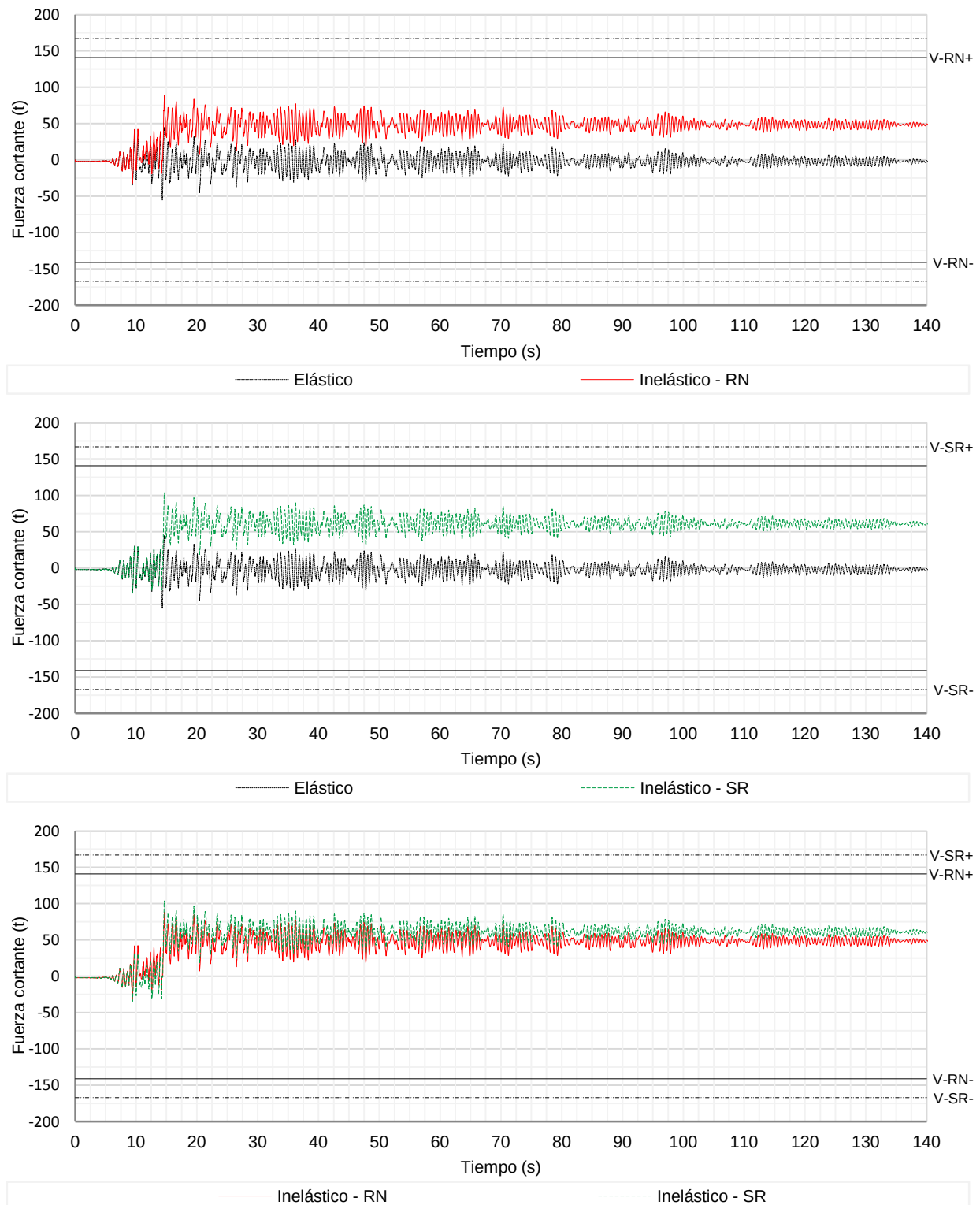


Figura 4.51 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 56 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

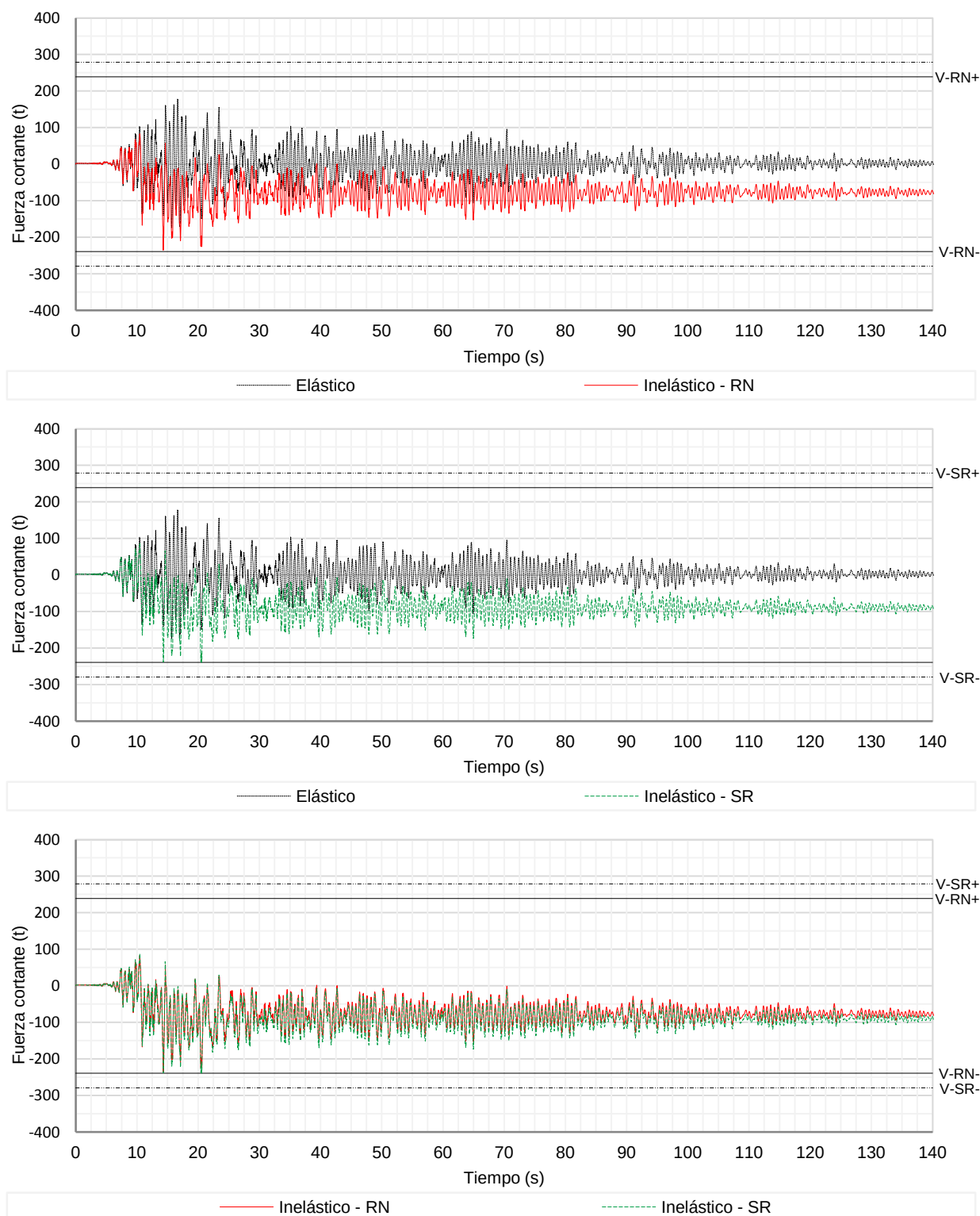


Figura 4.52 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 3 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

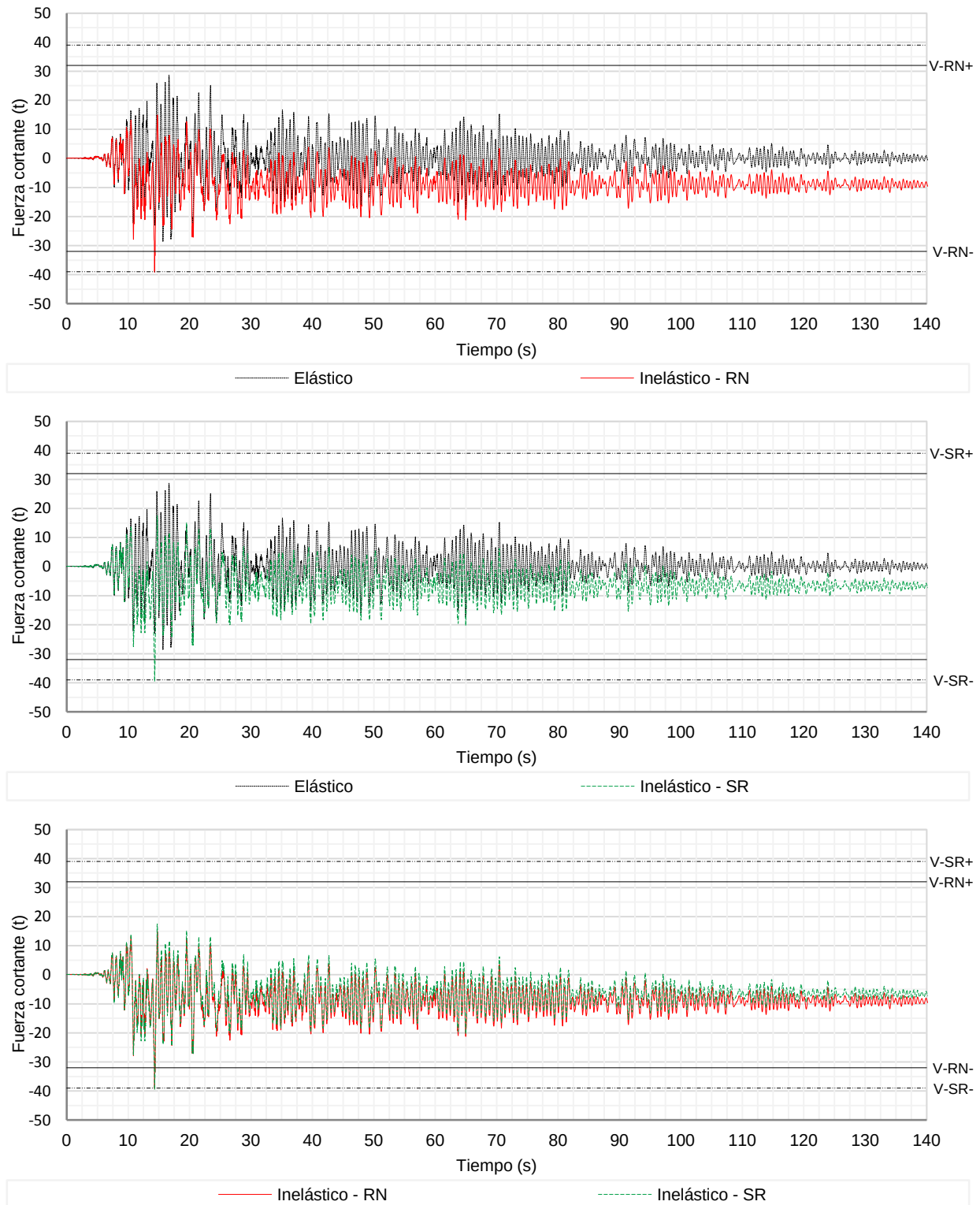


Figura 4.53 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 34 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

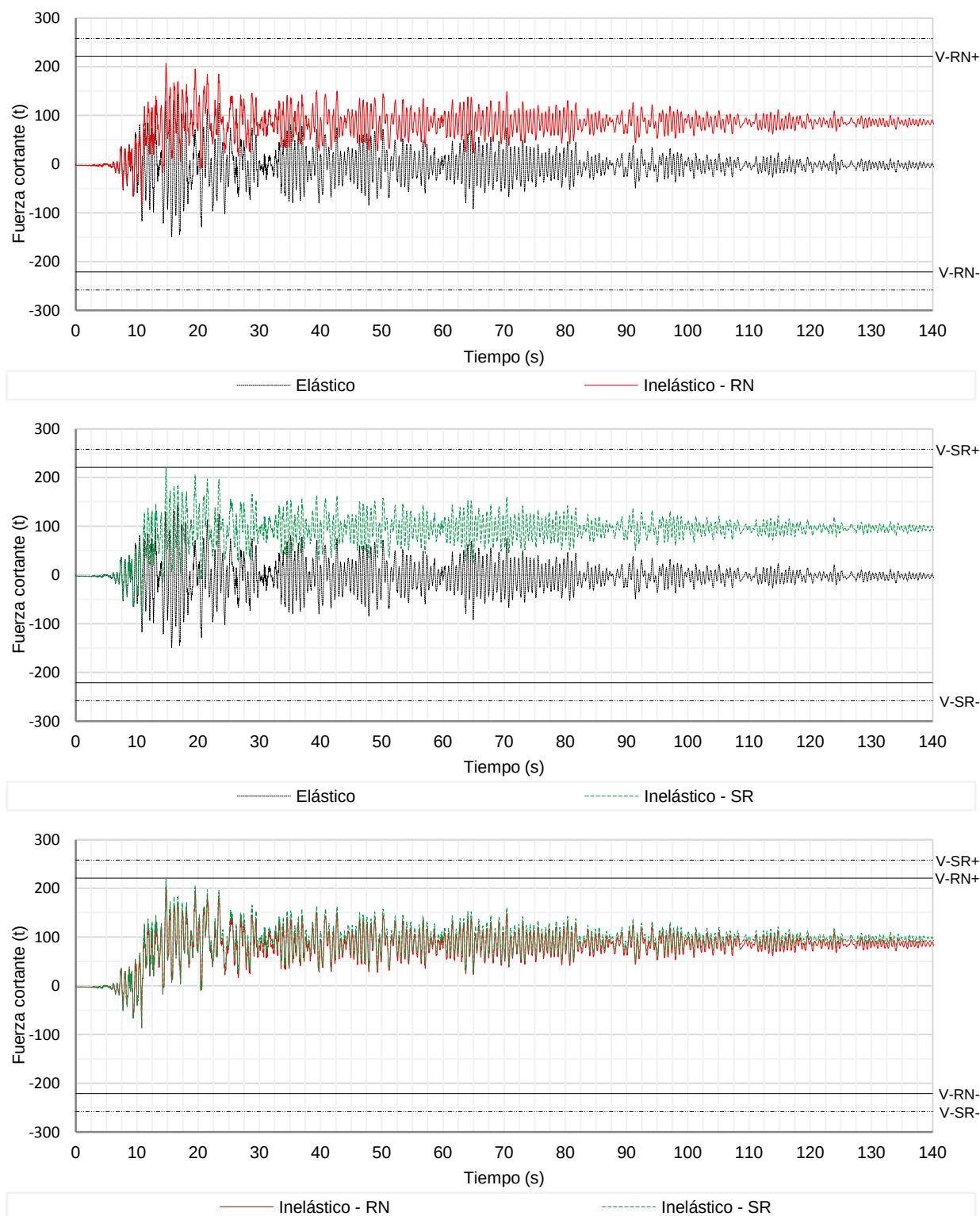


Figura 4.54 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 38 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

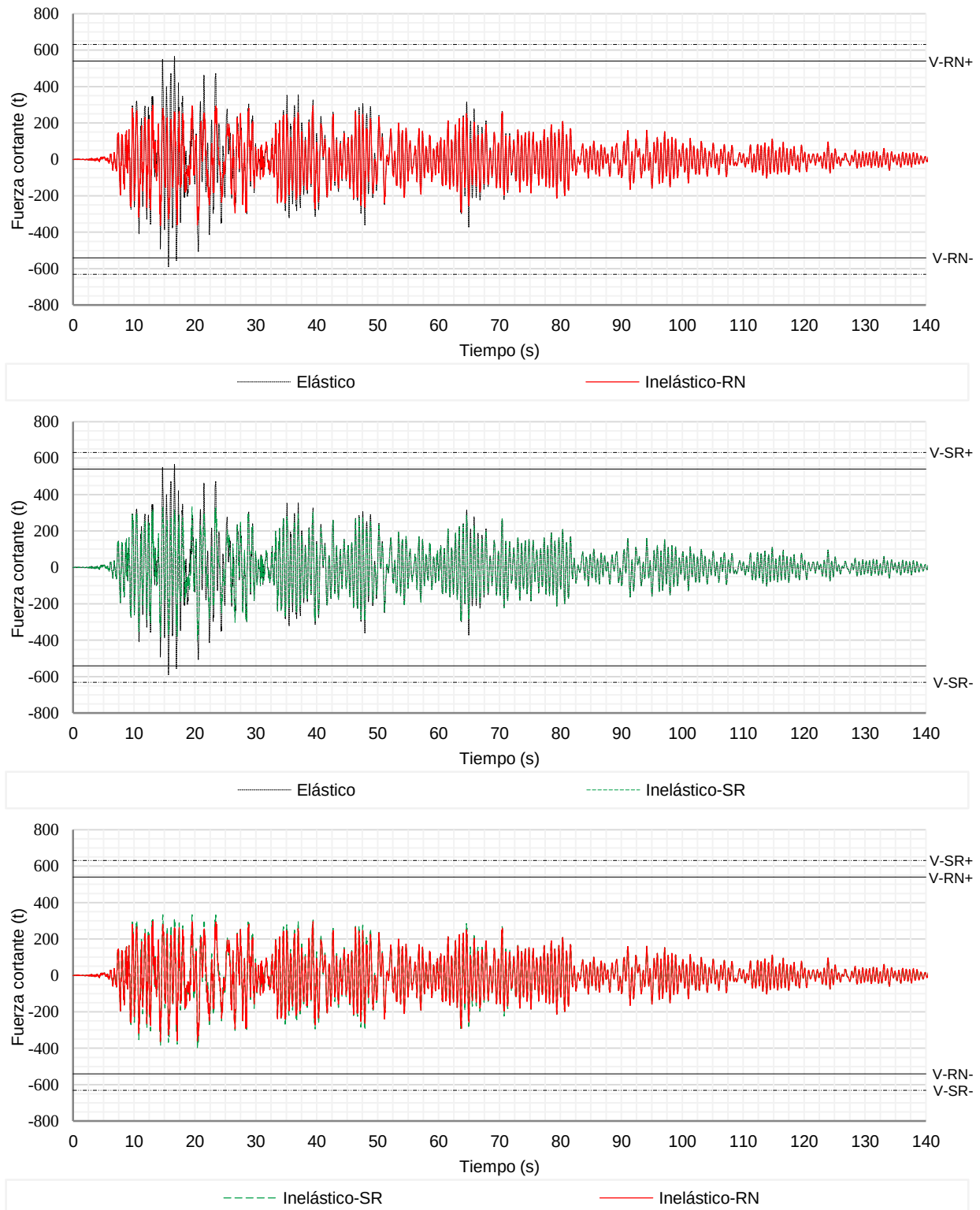


Figura 4.55 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 3 del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

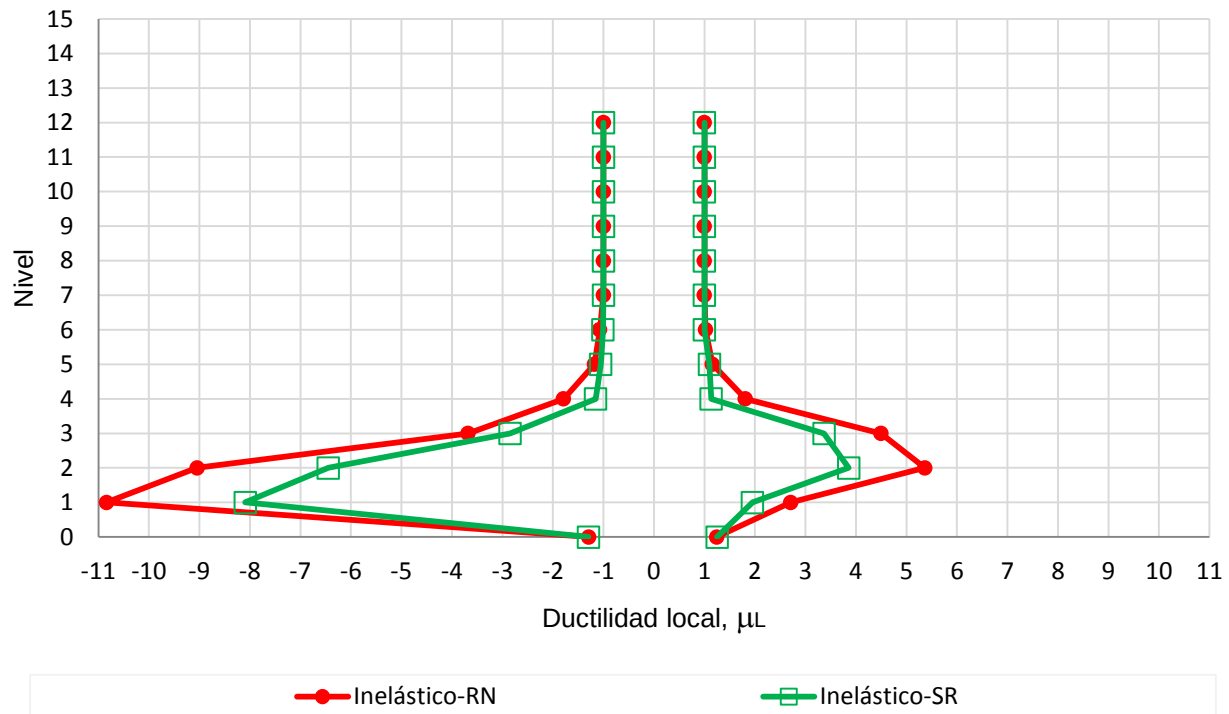


Figura 4.56 Demandas máximas de ductilidad local de los muros del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

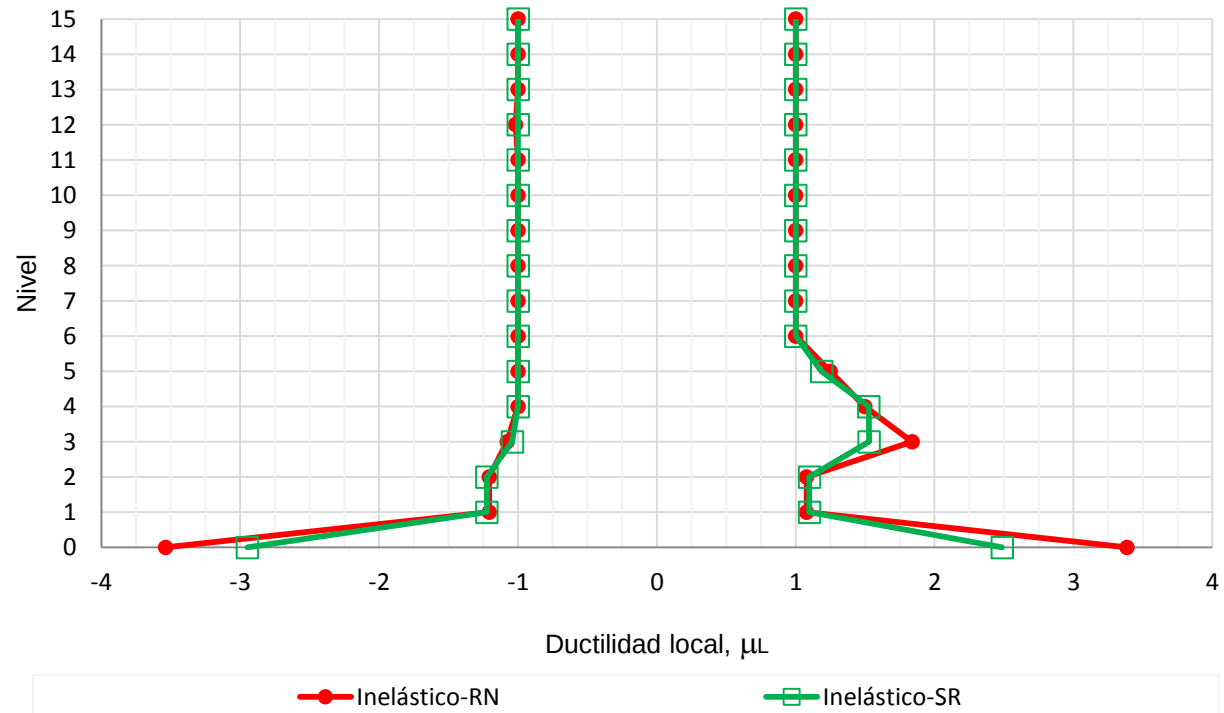


Figura 4.57 Demandas máximas de ductilidad local de los muros del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

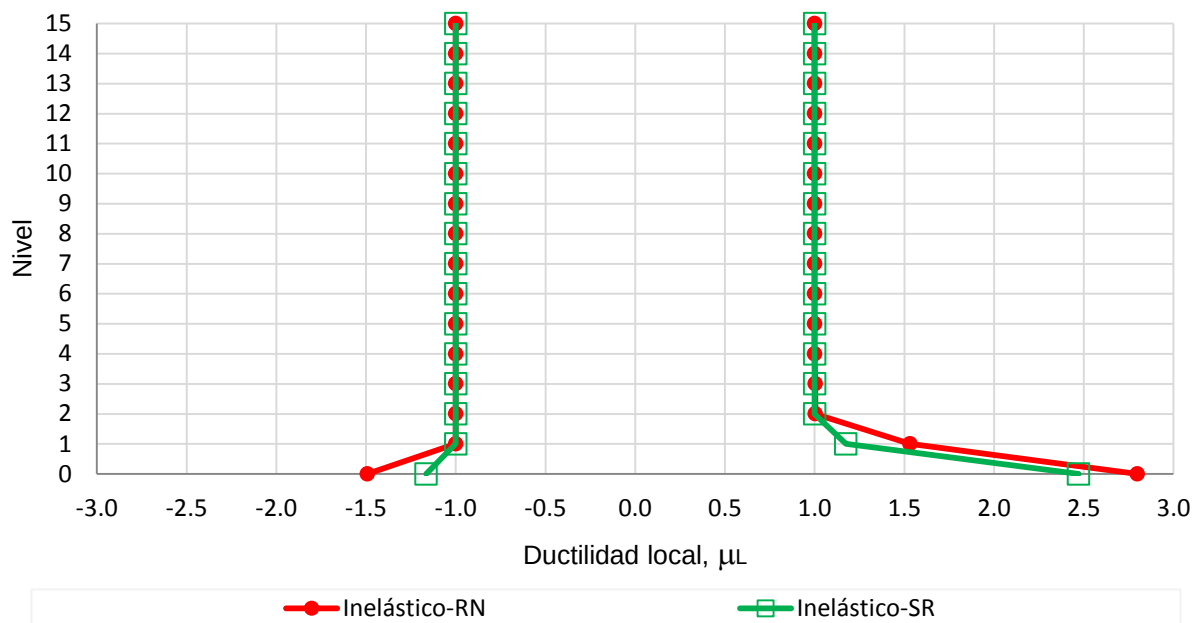
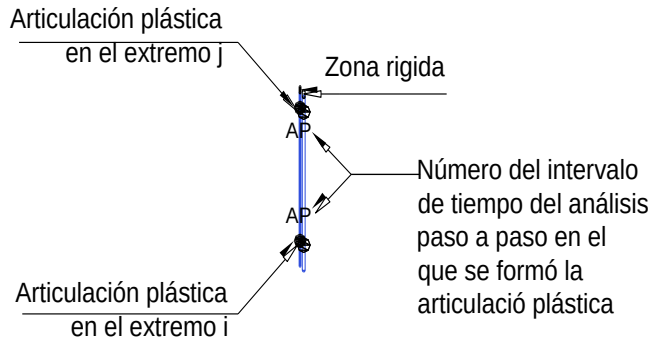


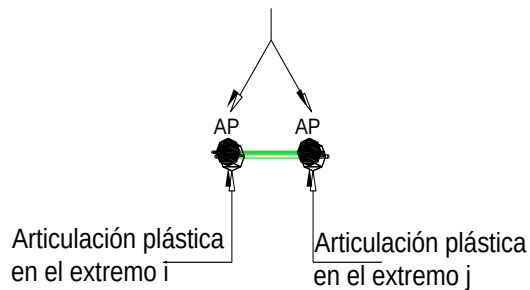
Figura 4.58 Demandas máximas de ductilidad local de los muros del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

Nomenclatura en muros:



Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Localización del eje

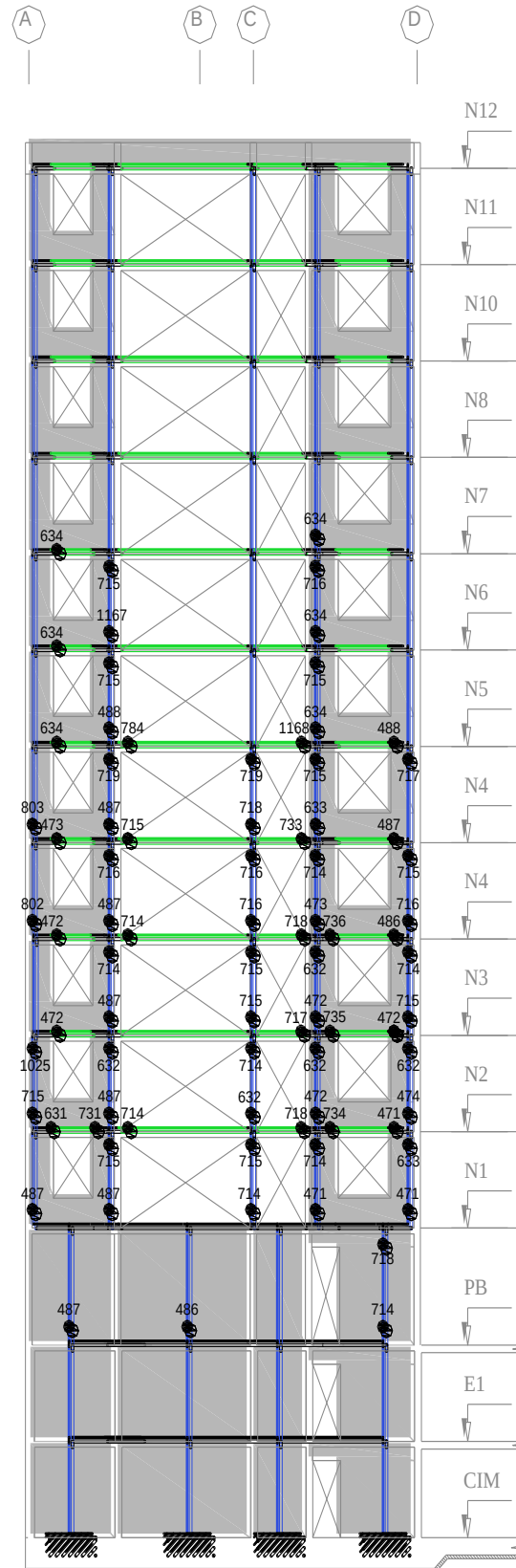
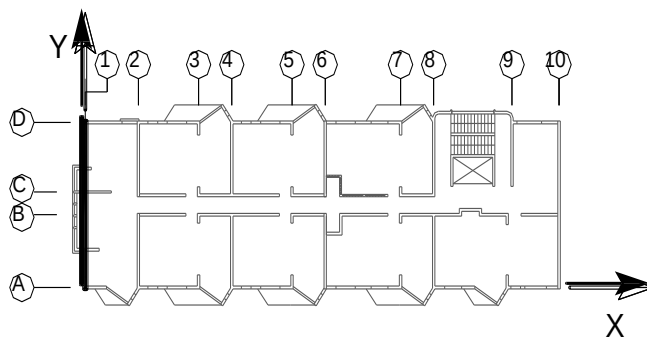
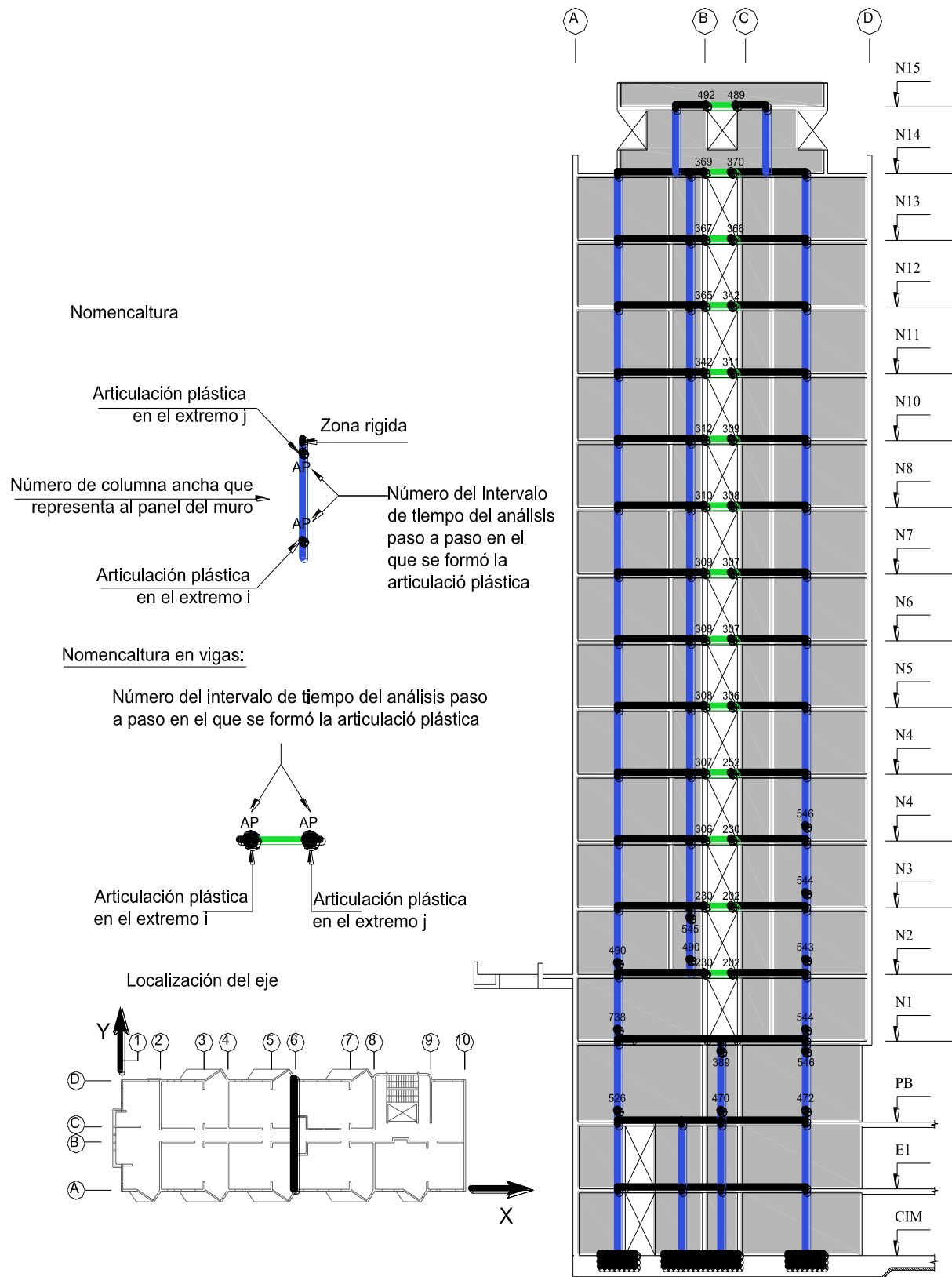


Figura 4.59 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma CCH-NS60°



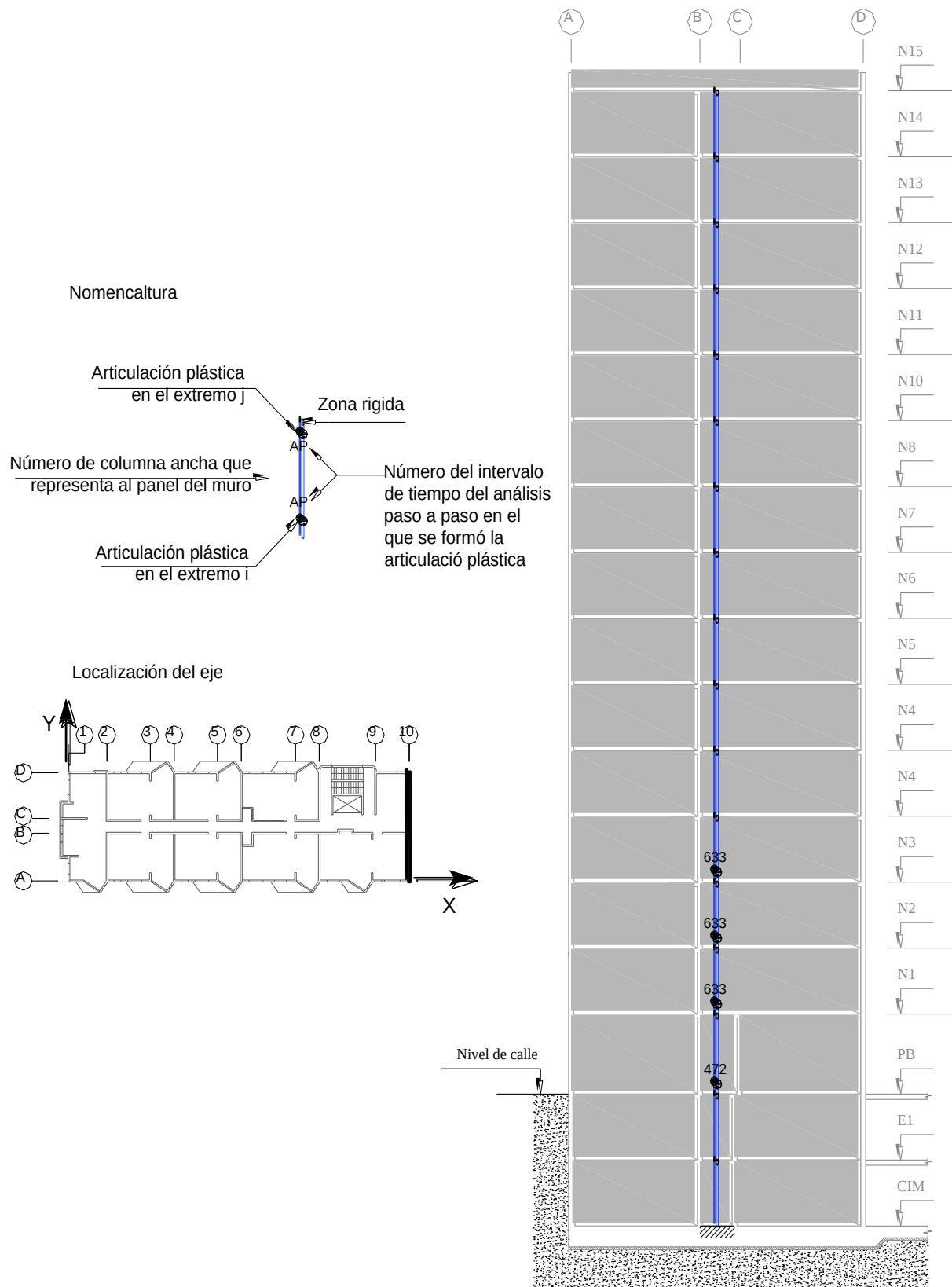
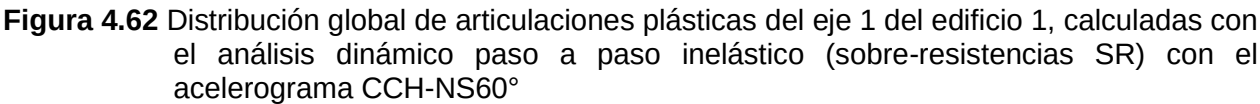


Figura 4.61 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma CCH-NS60°



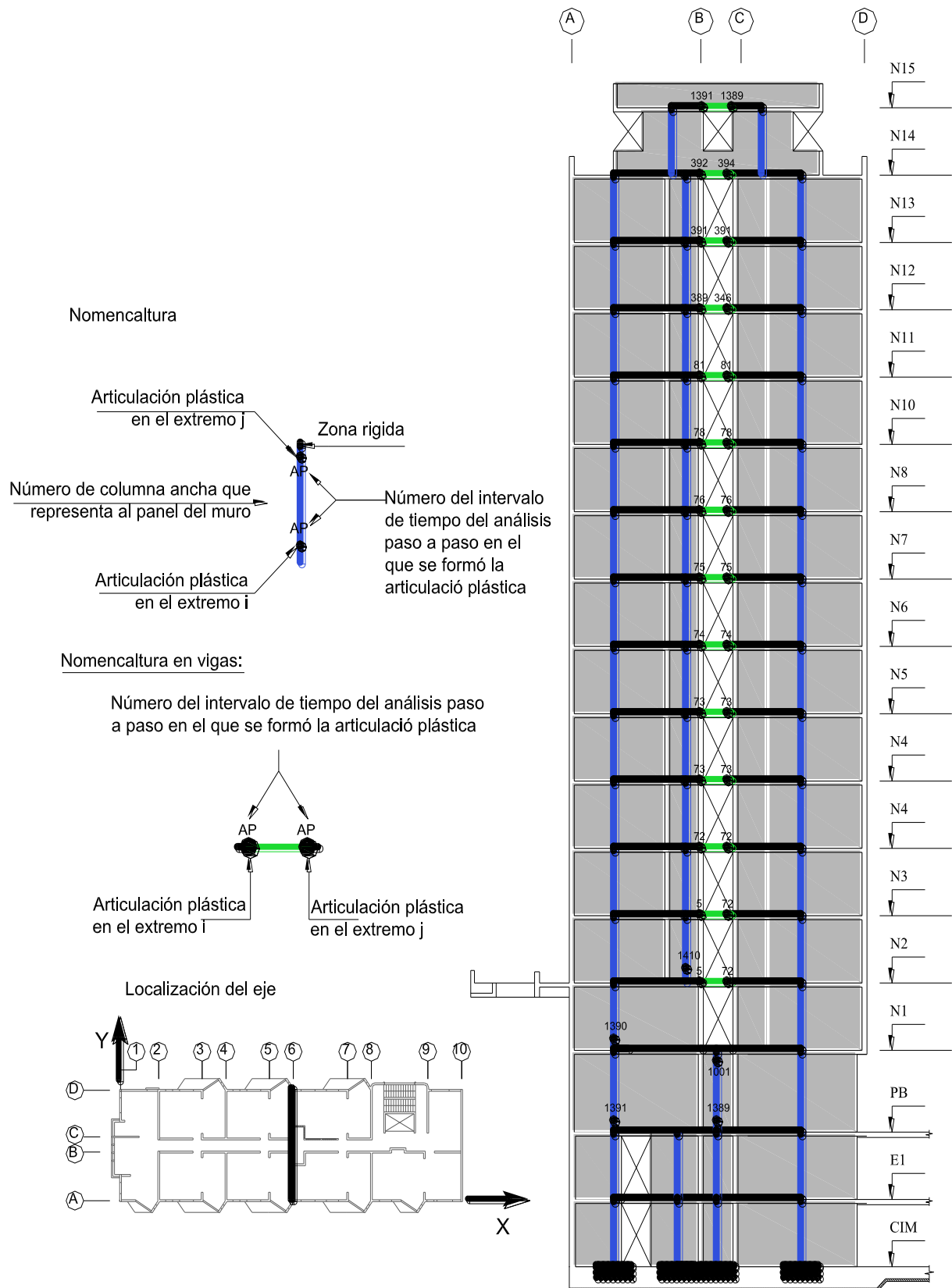


Figura 4.63 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

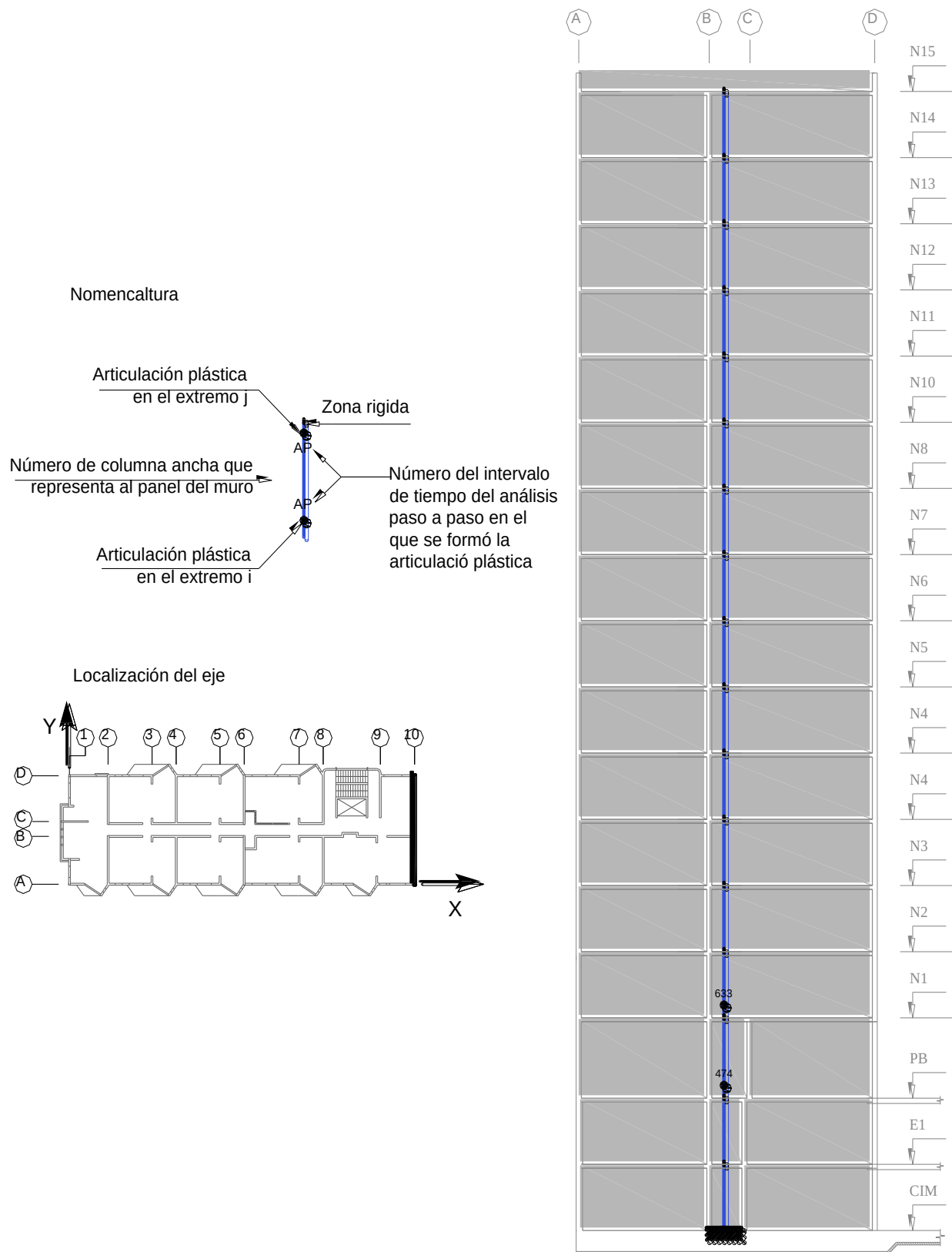


Figura 4.64 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

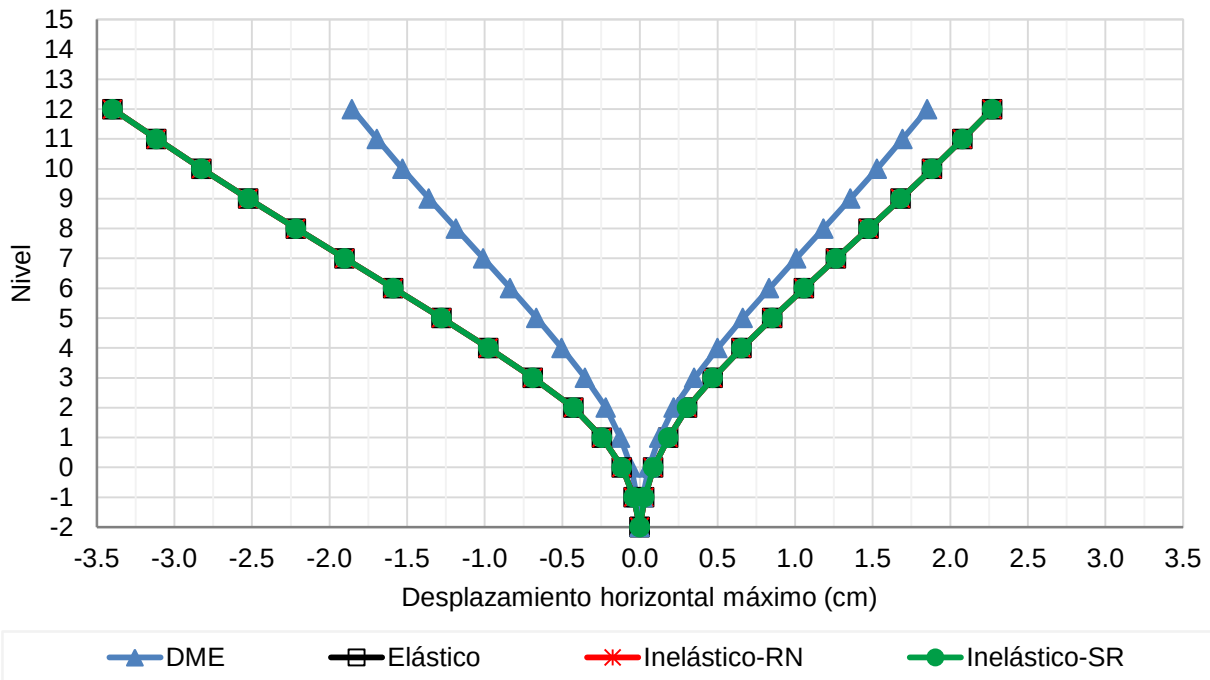


Figura 4.65 Desplazamientos horizontales máximos del eje 1 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

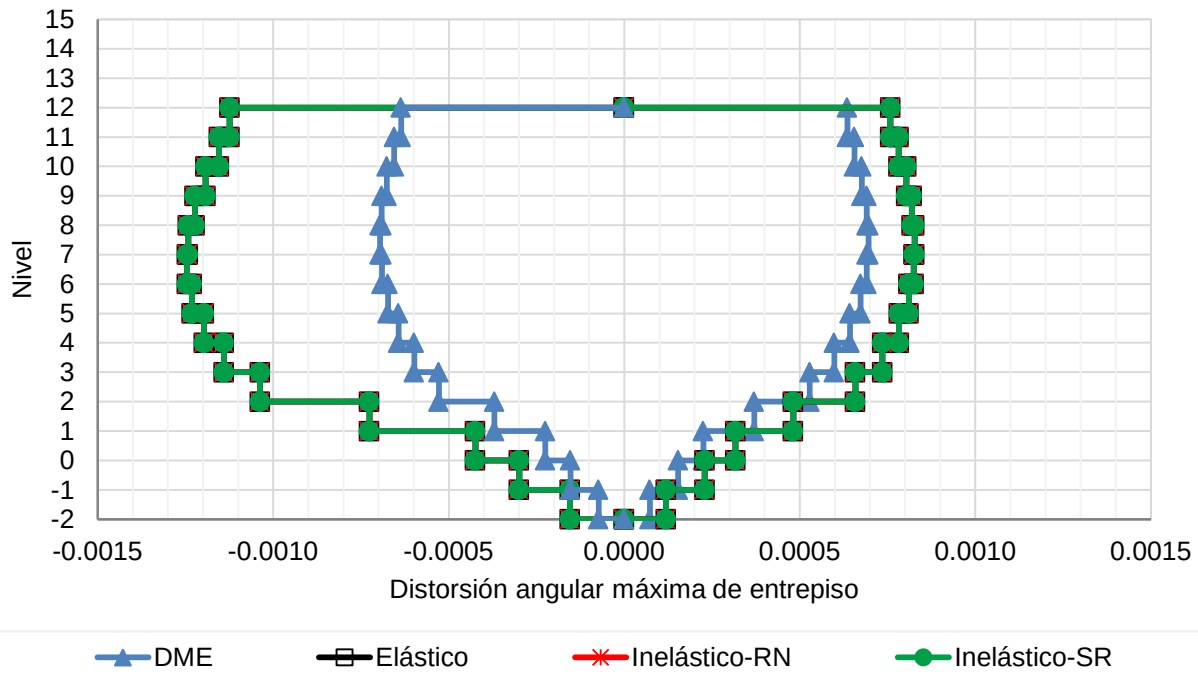


Figura 4.66 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 1 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

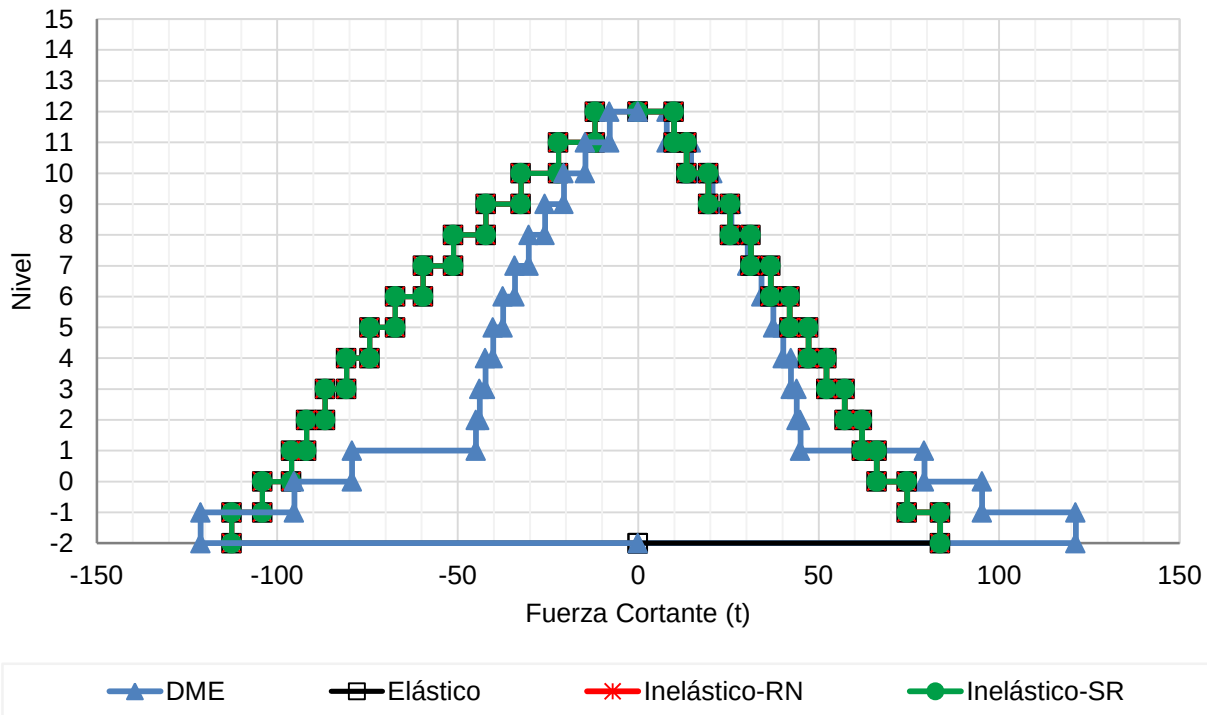


Figura 4.67 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 1 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

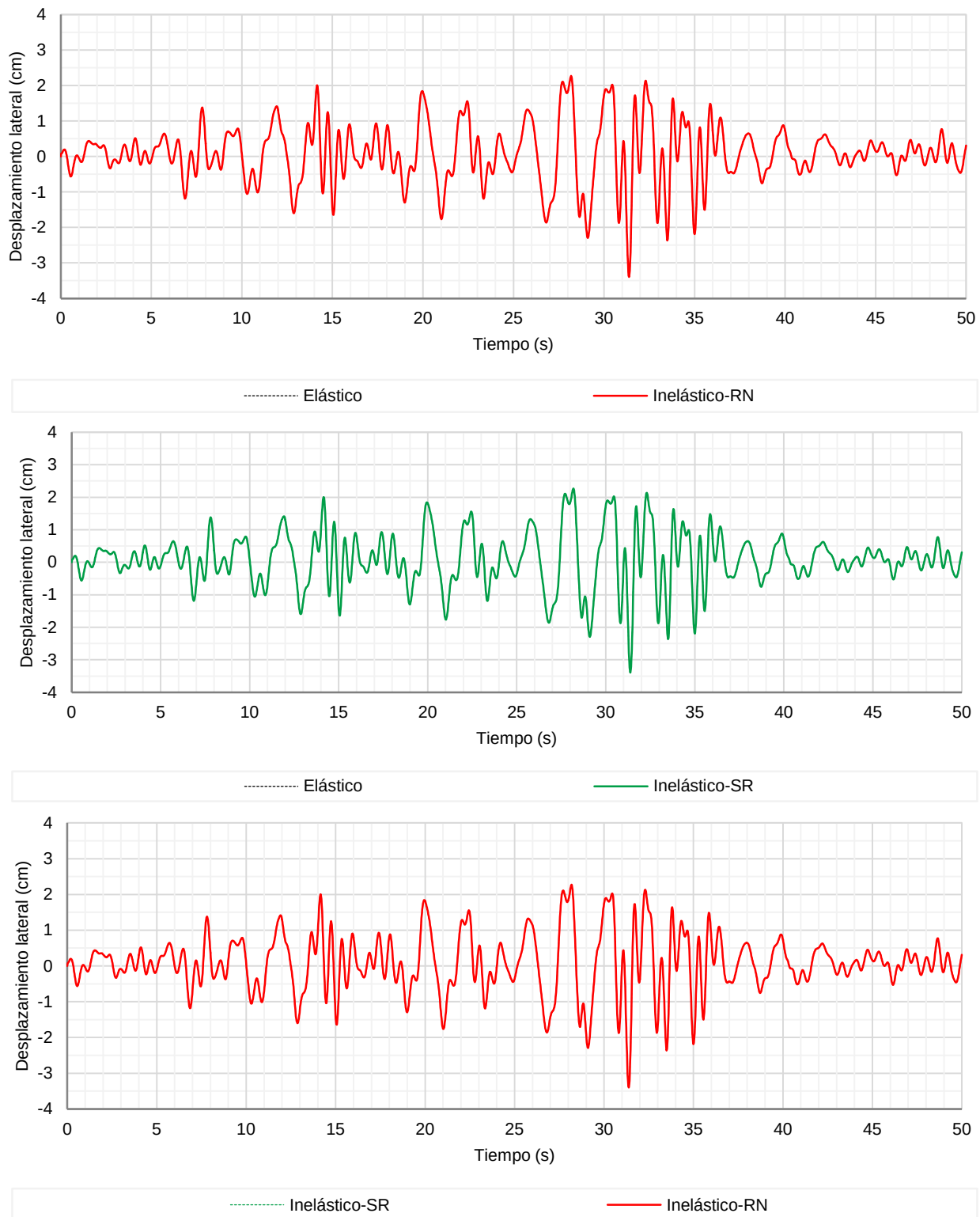


Figura 4.68 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 1 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

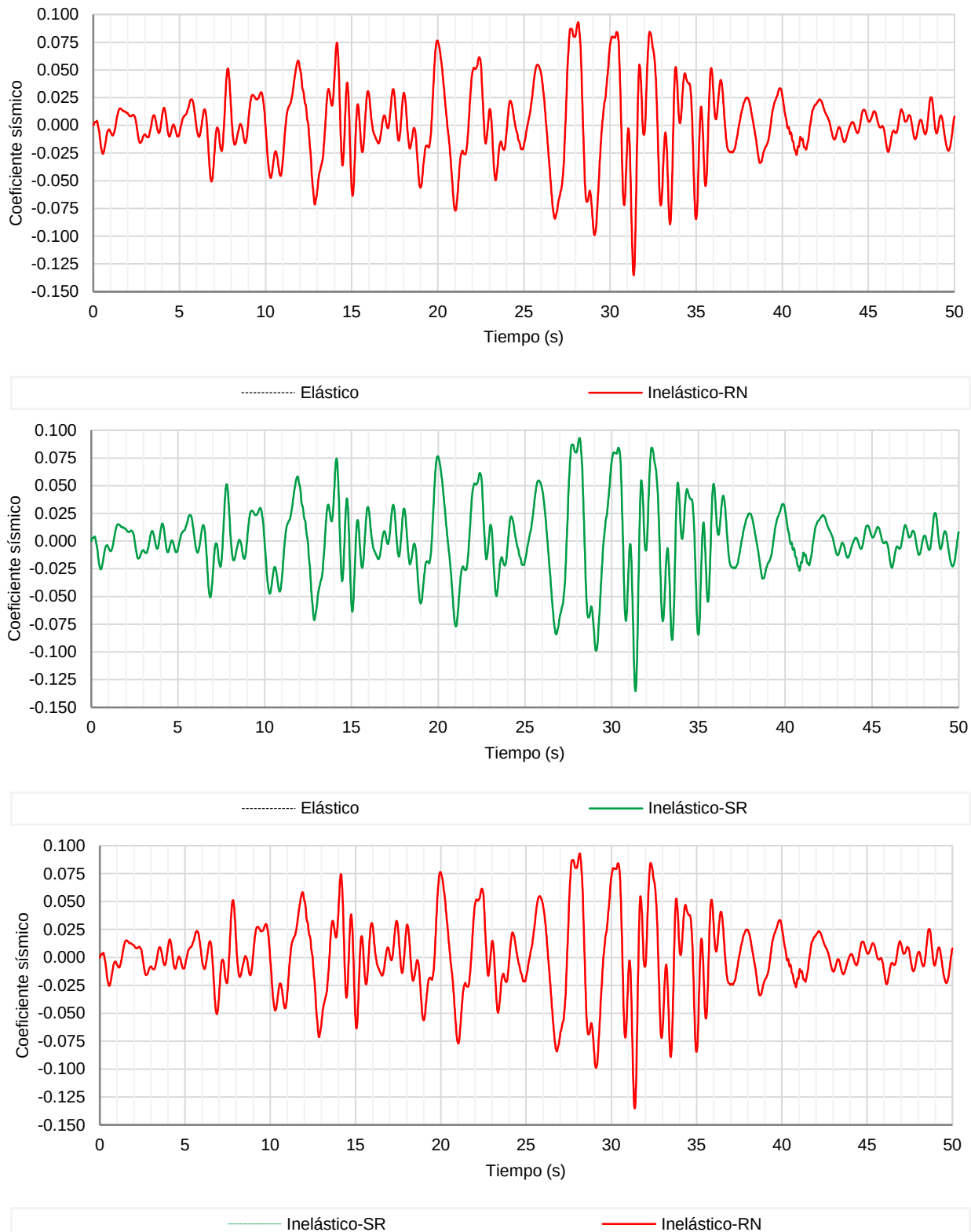


Figura 4.69 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 1 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

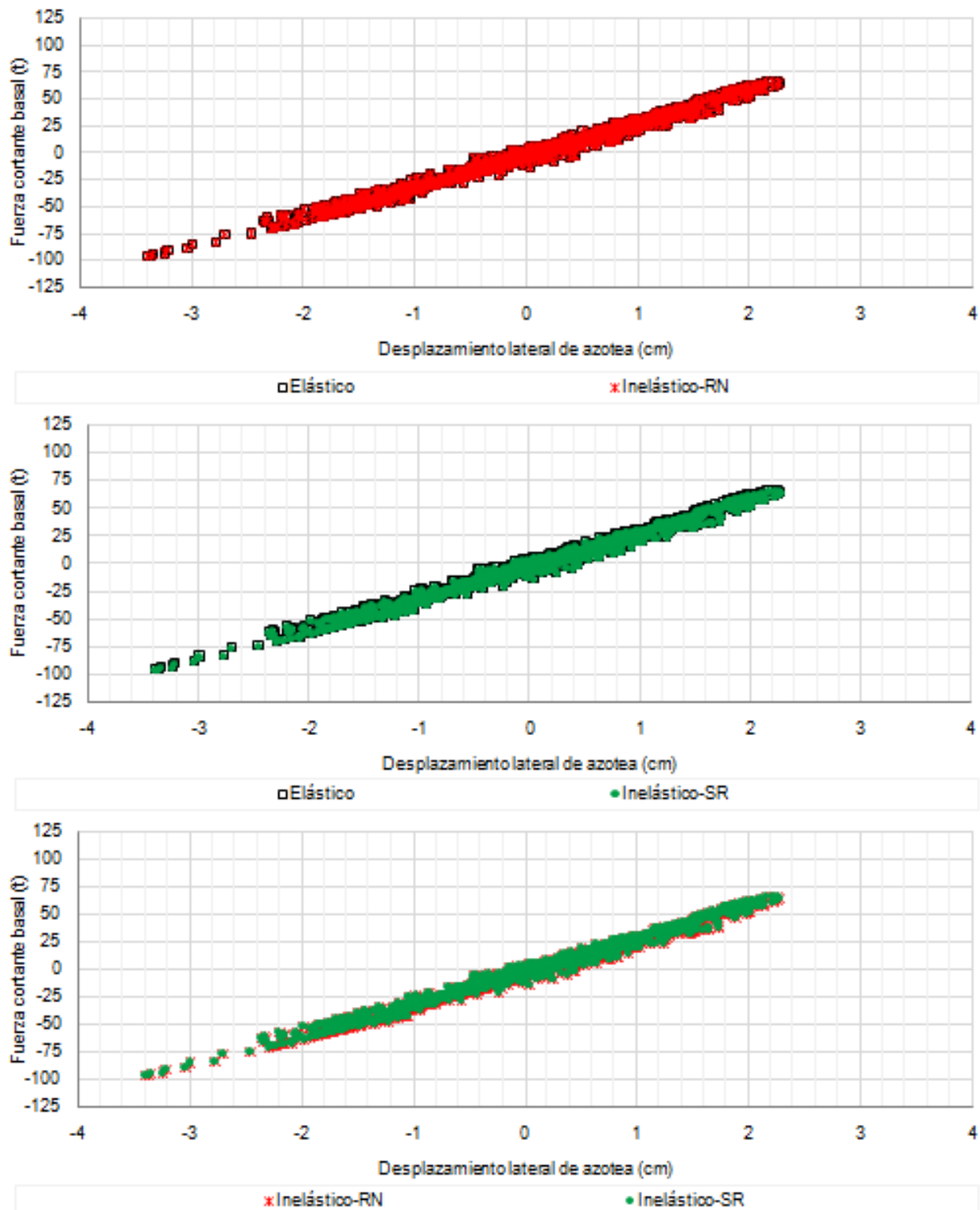


Figura 4.70 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

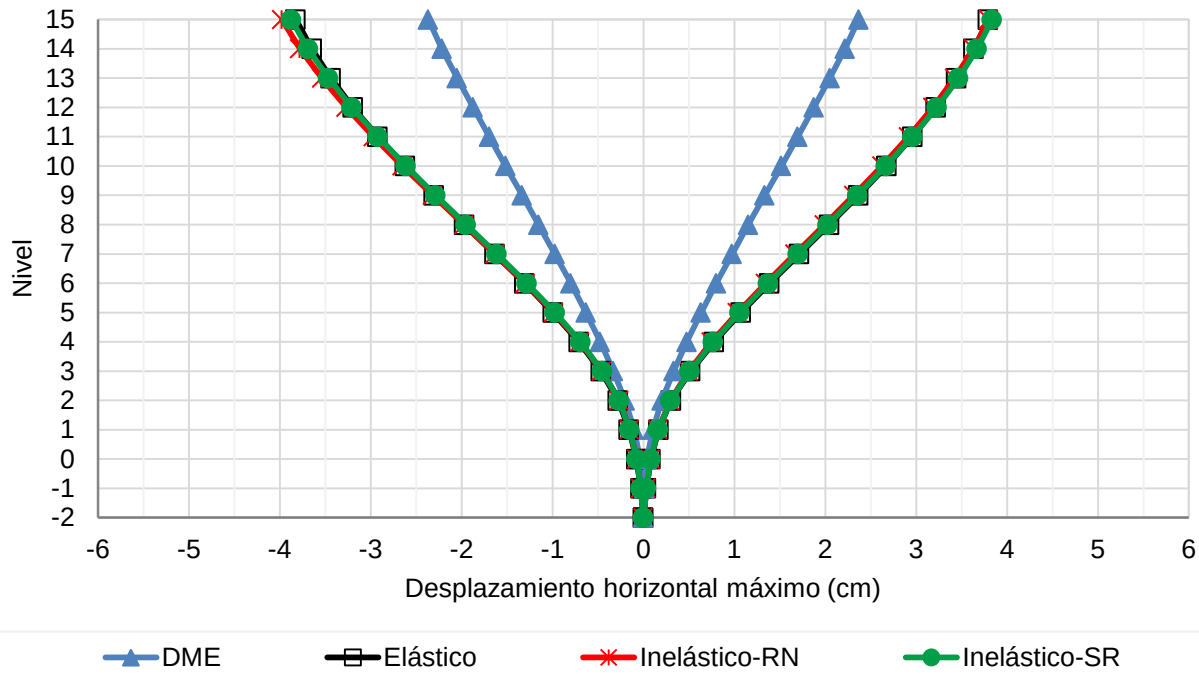


Figura 4.71 Desplazamientos horizontales máximos del eje 6 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s=2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

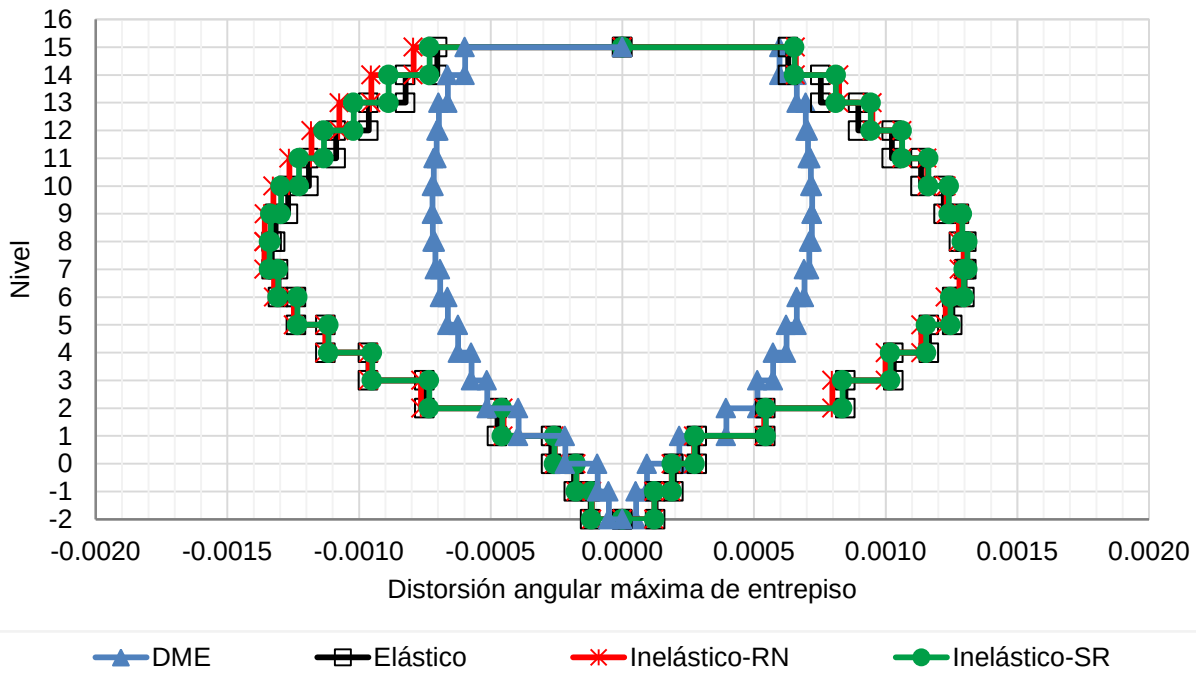


Figura 4.72 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s=2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

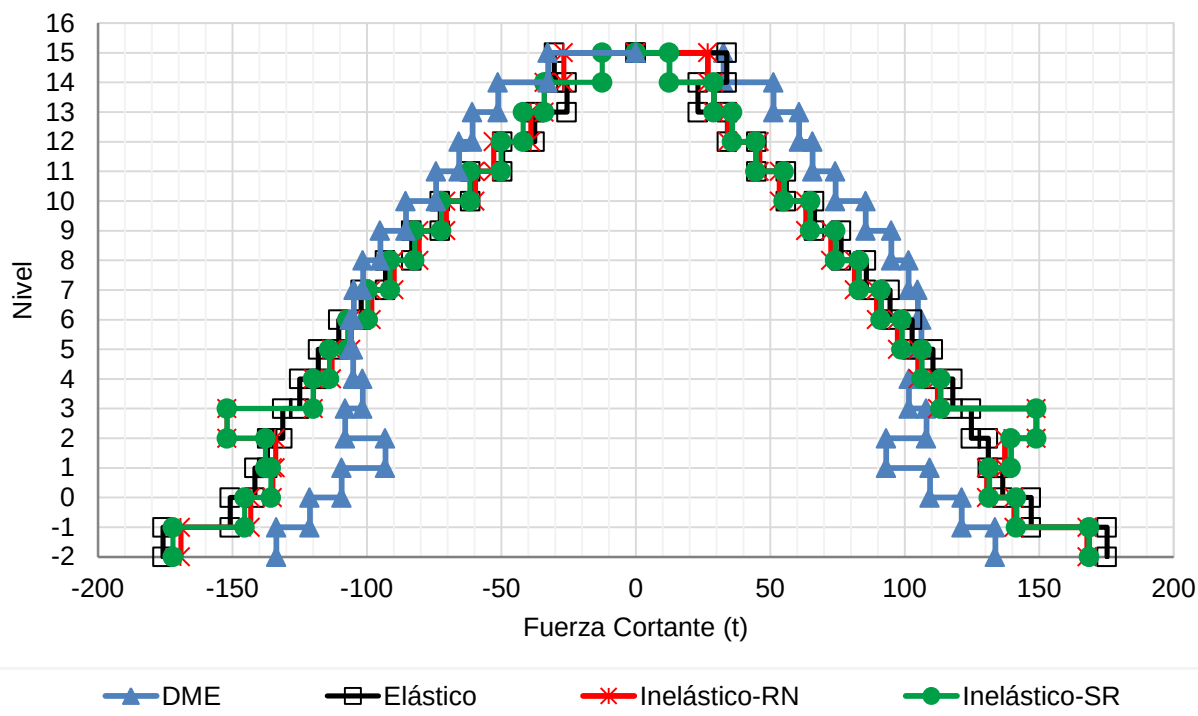


Figura 4.73 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 6 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma SCT-EW

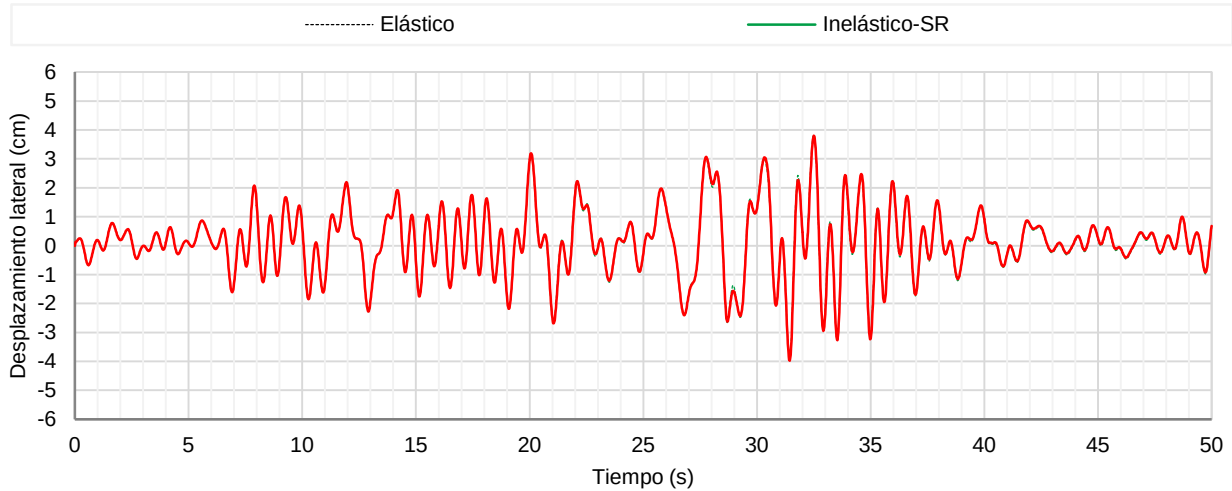
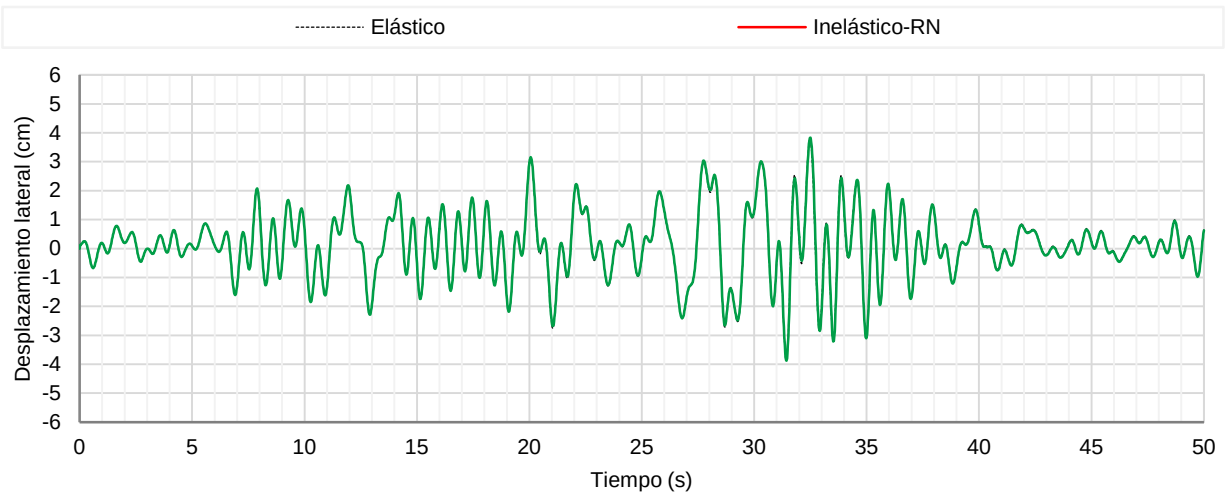
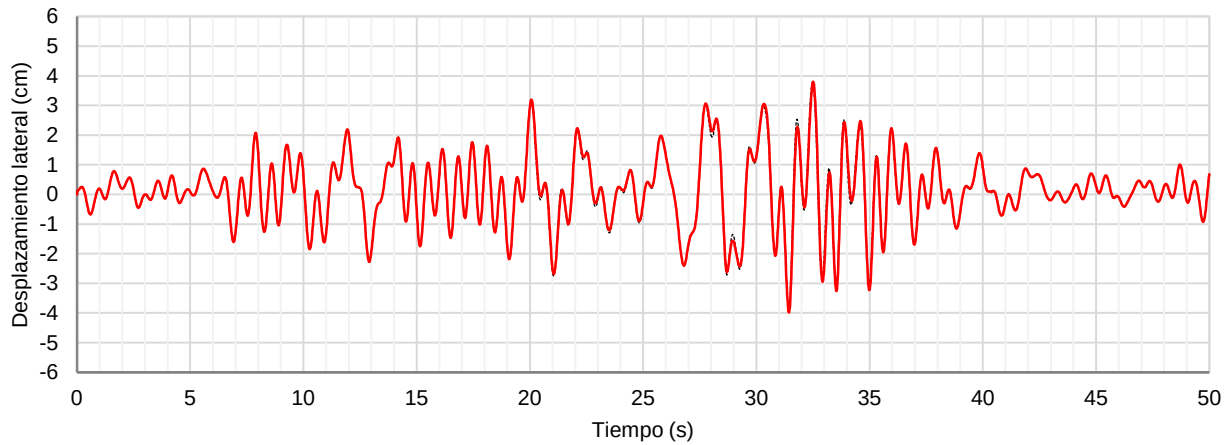


Figura 4.74 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 6 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

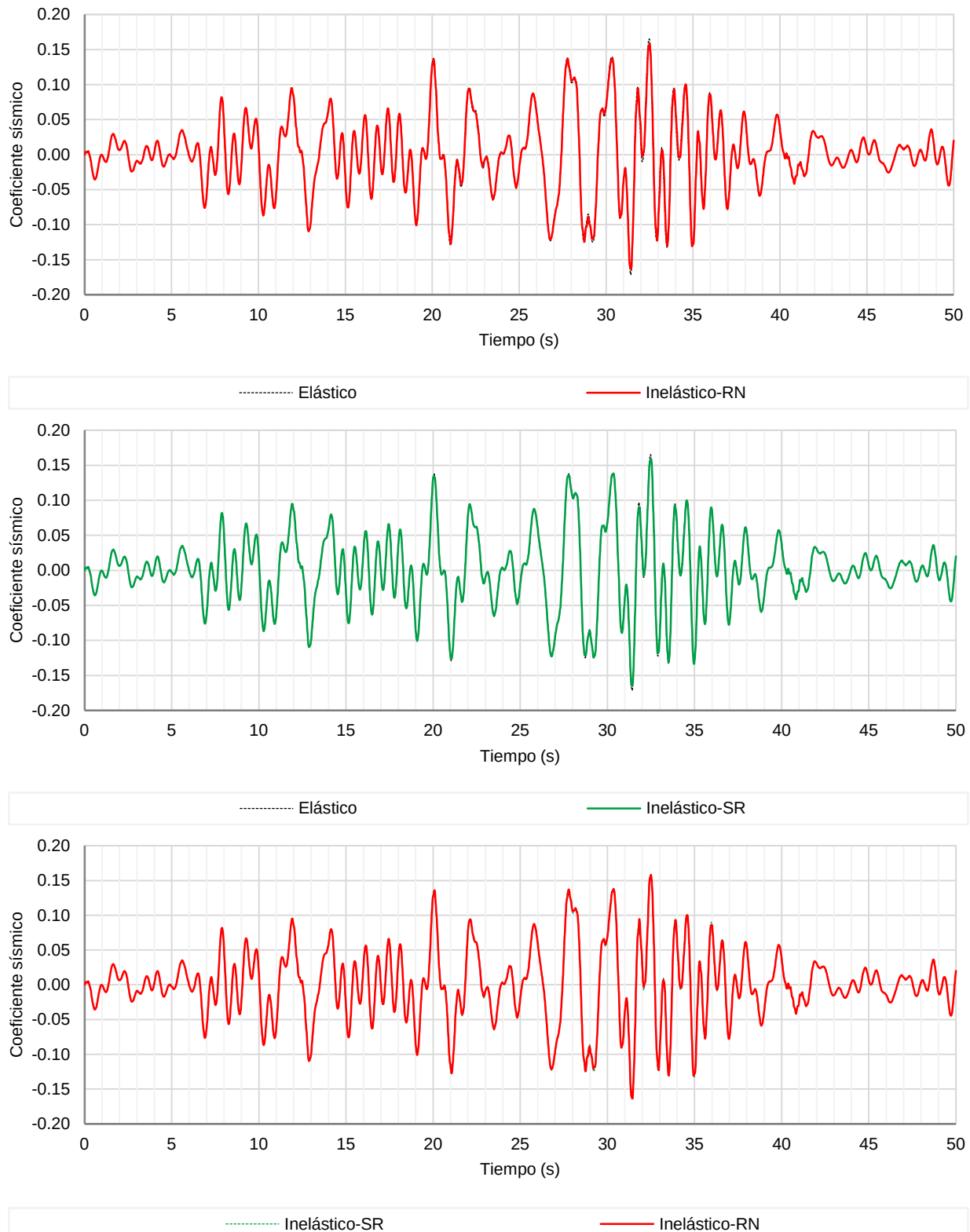


Figura 4.75 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 6 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

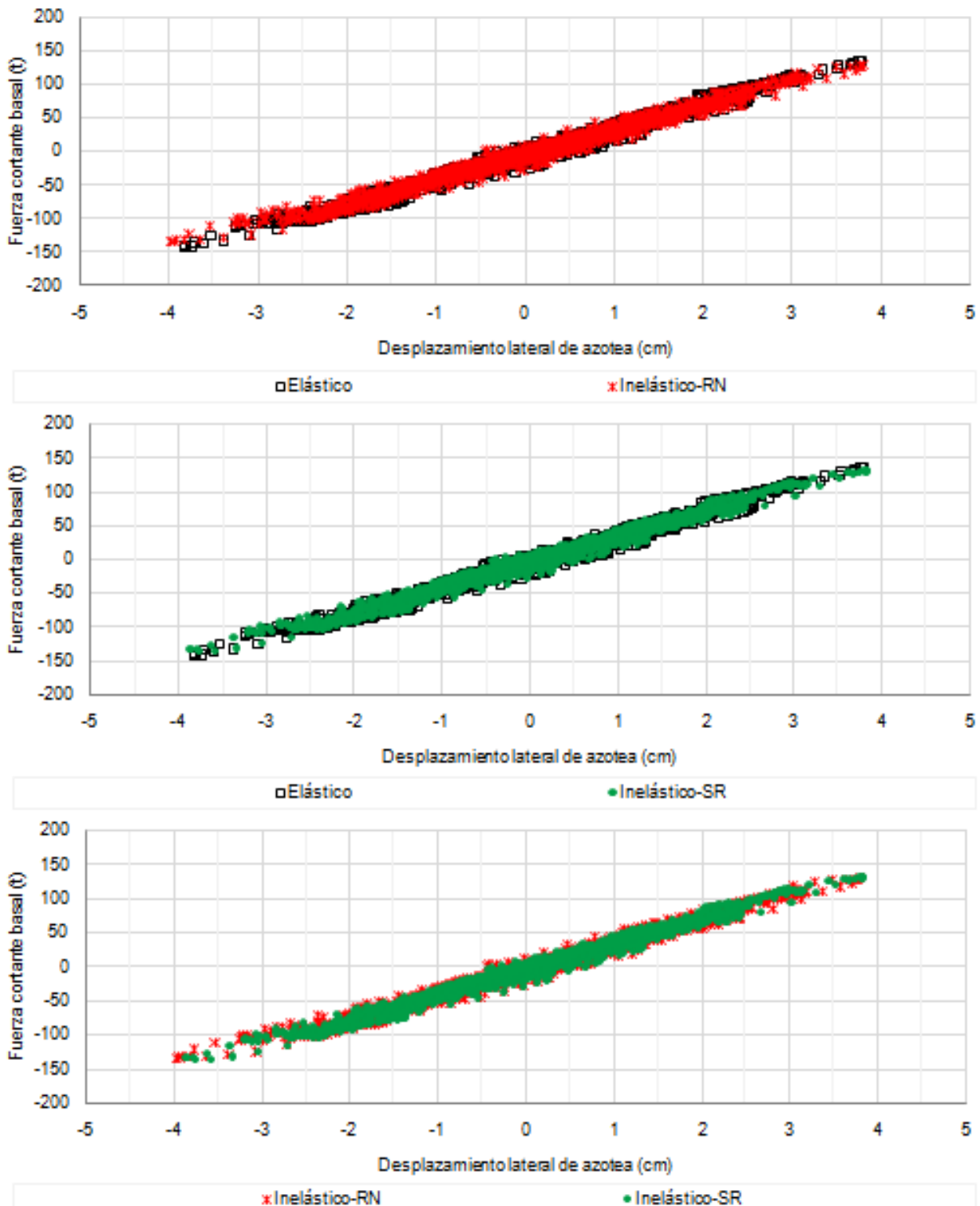


Figura 4.76 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

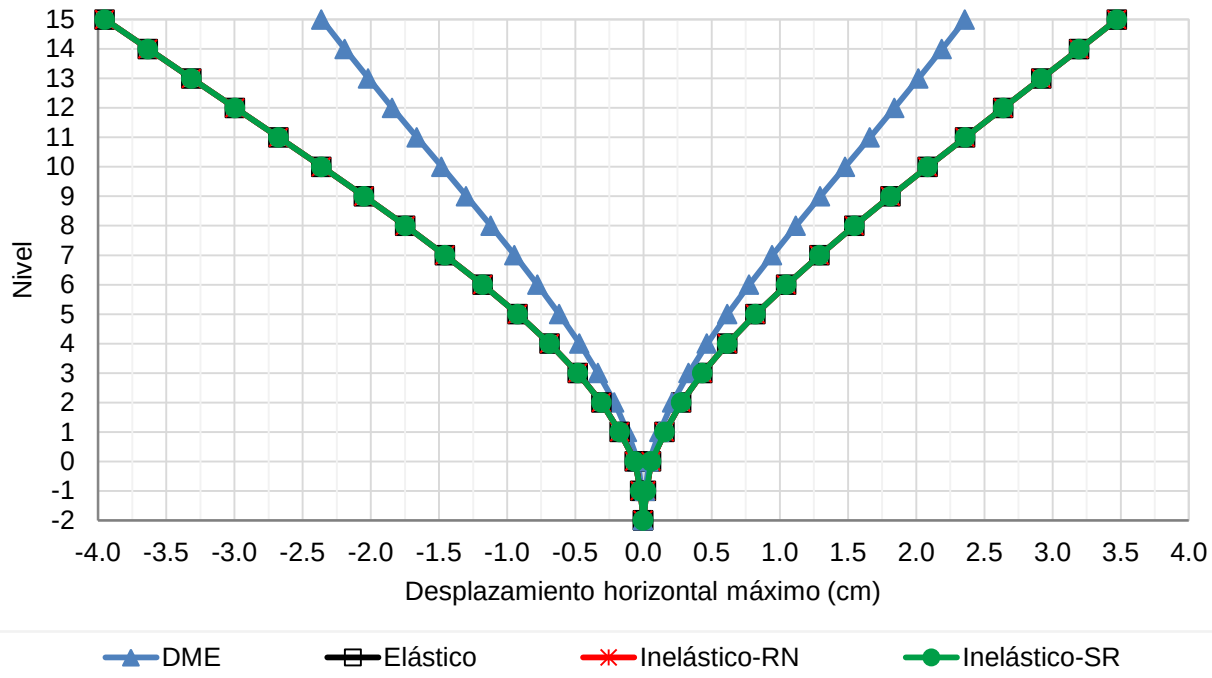


Figura 4.77 Desplazamientos horizontales máximos del eje 10 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

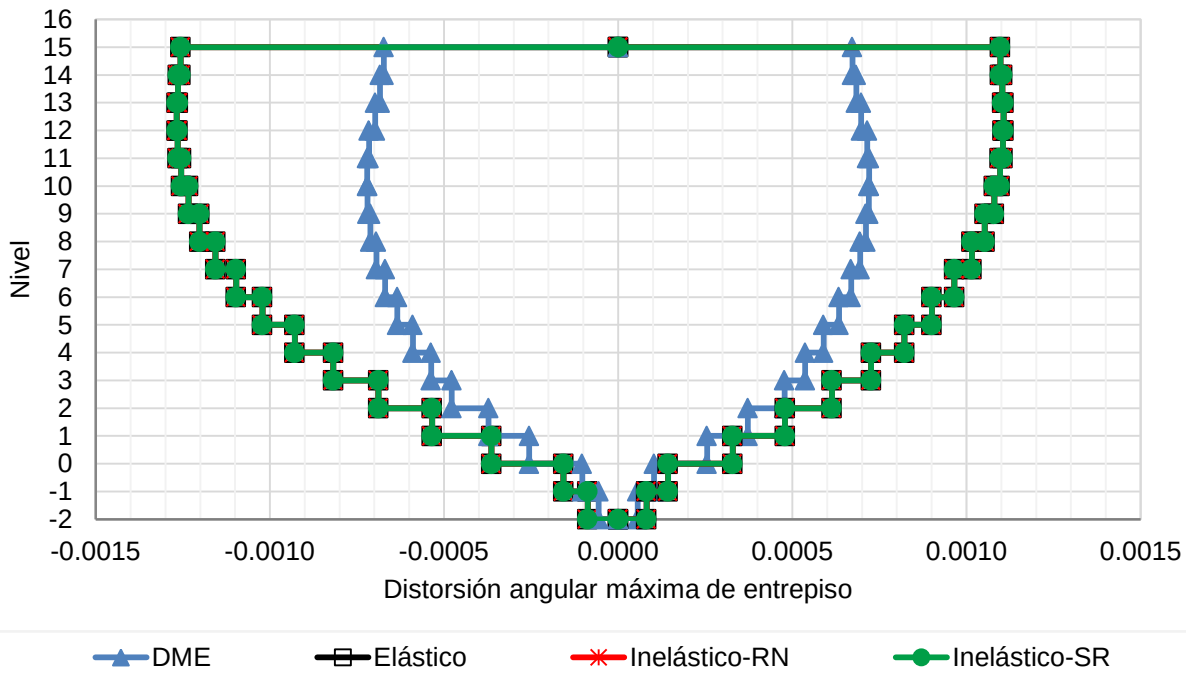


Figura 4.78 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 10 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

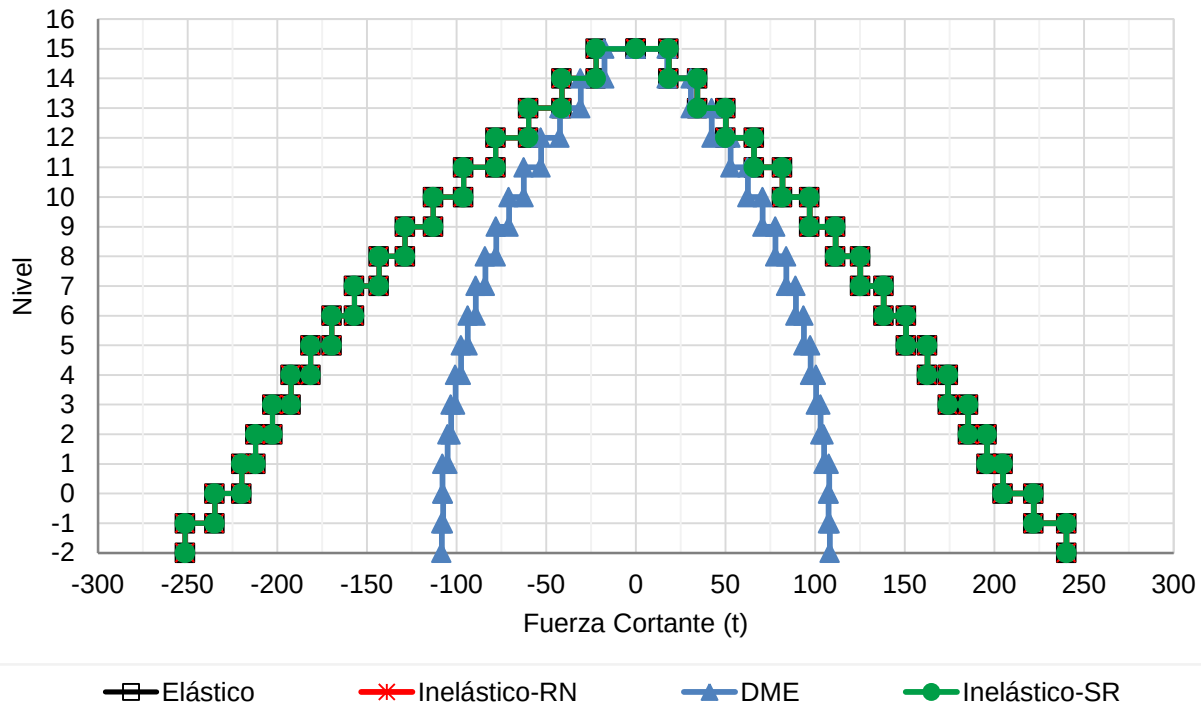


Figura 4.79 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 10 del edificio 1, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

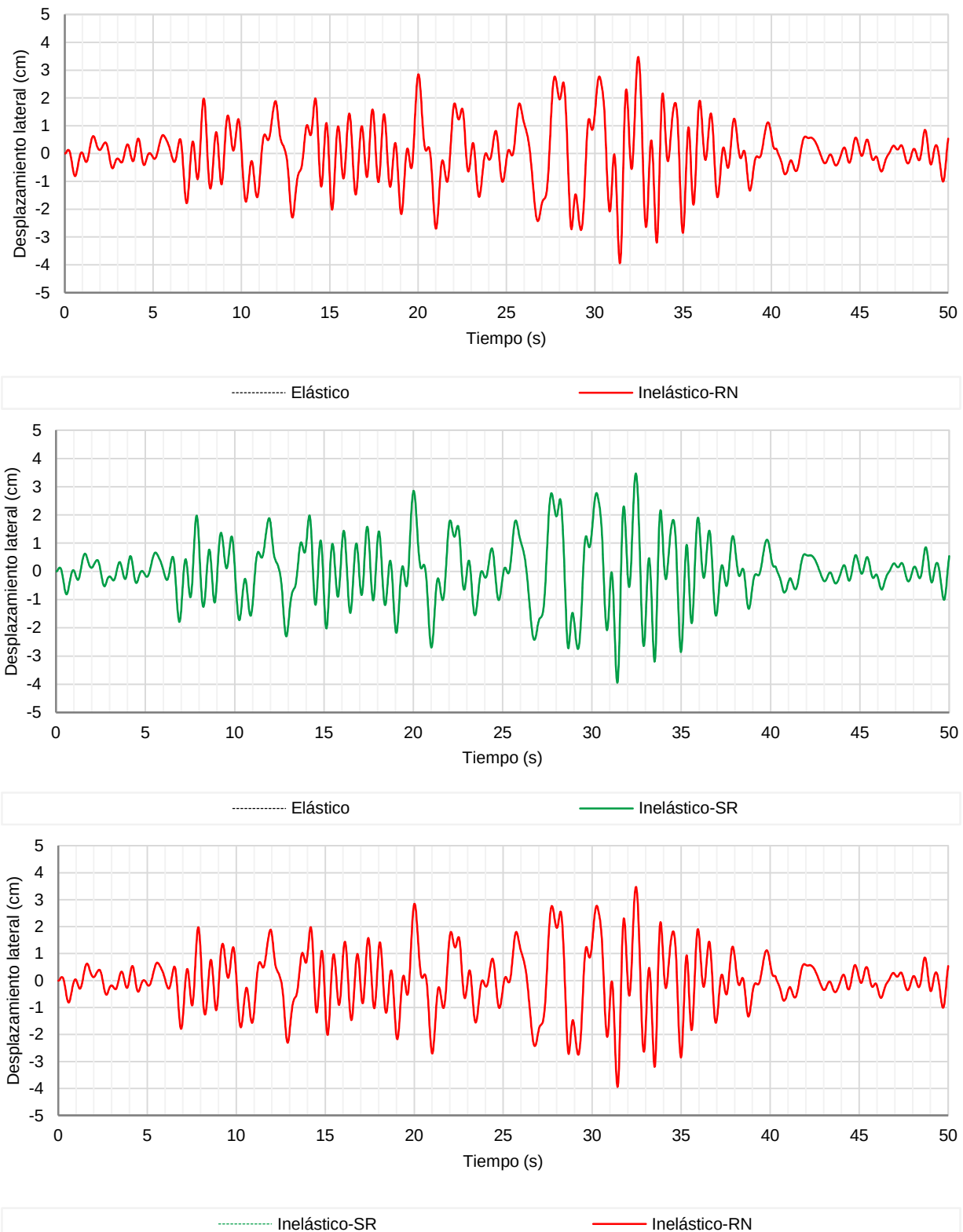


Figura 4.80 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 10 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

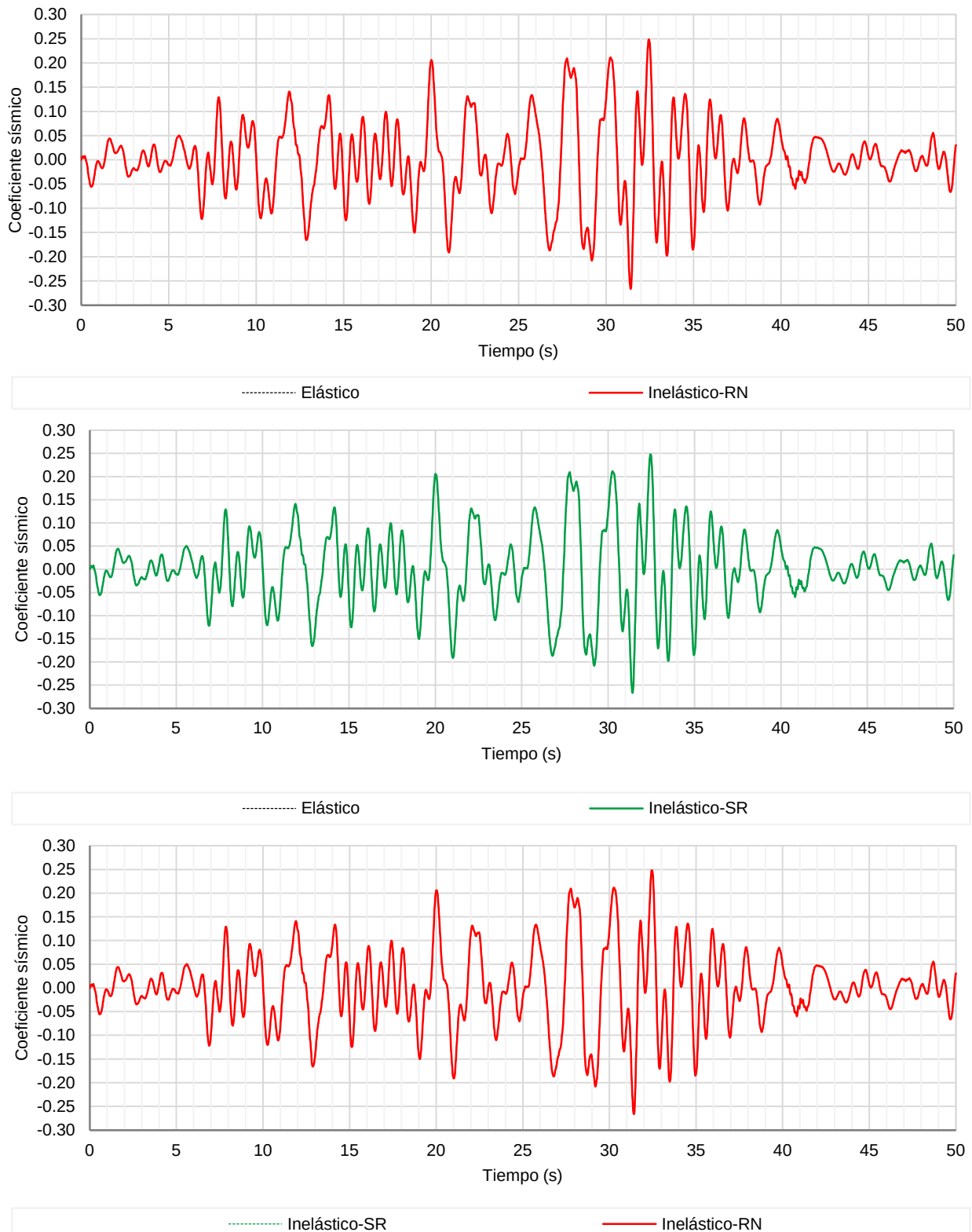


Figura 4.81 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 10 del edificio 1, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

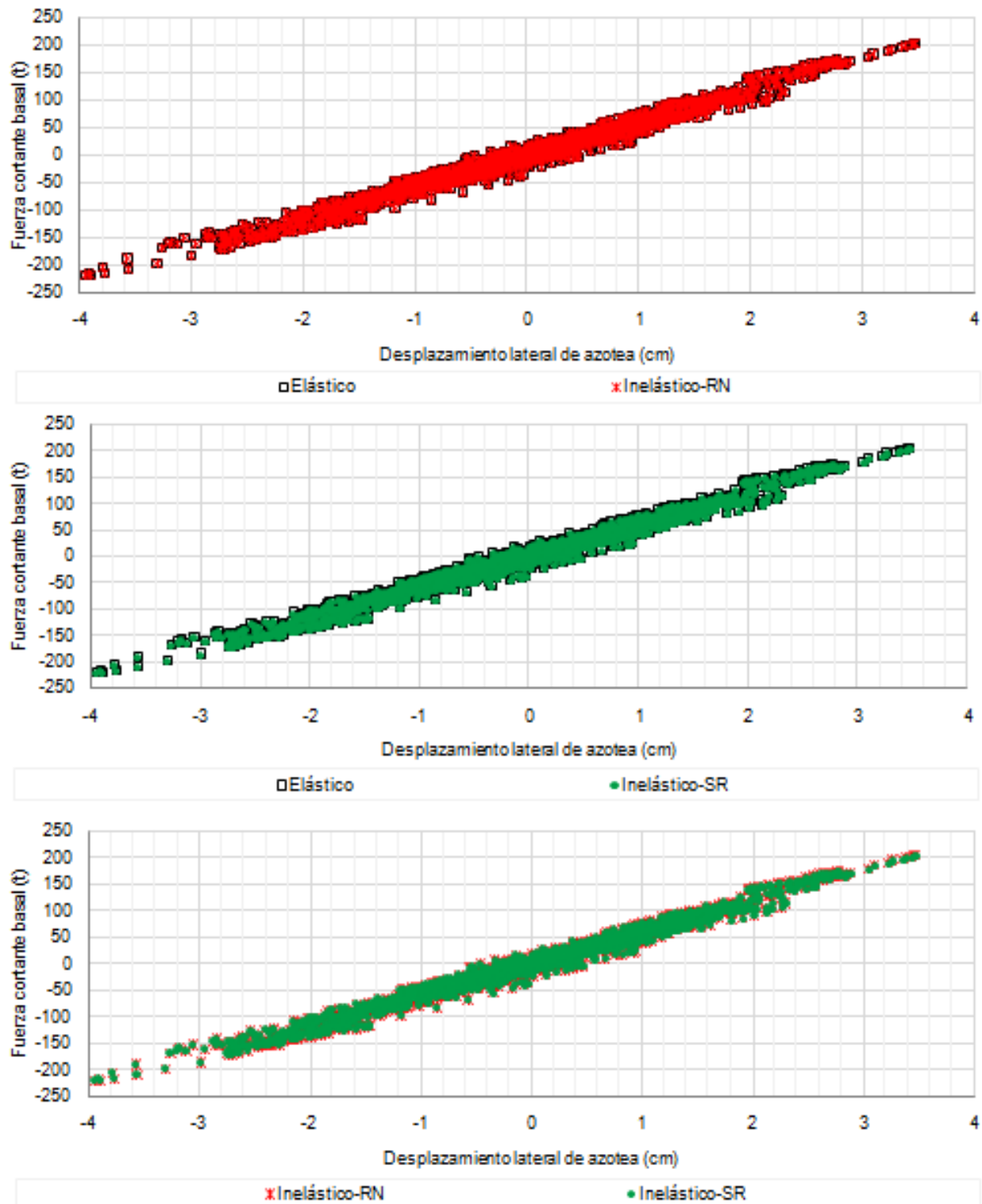
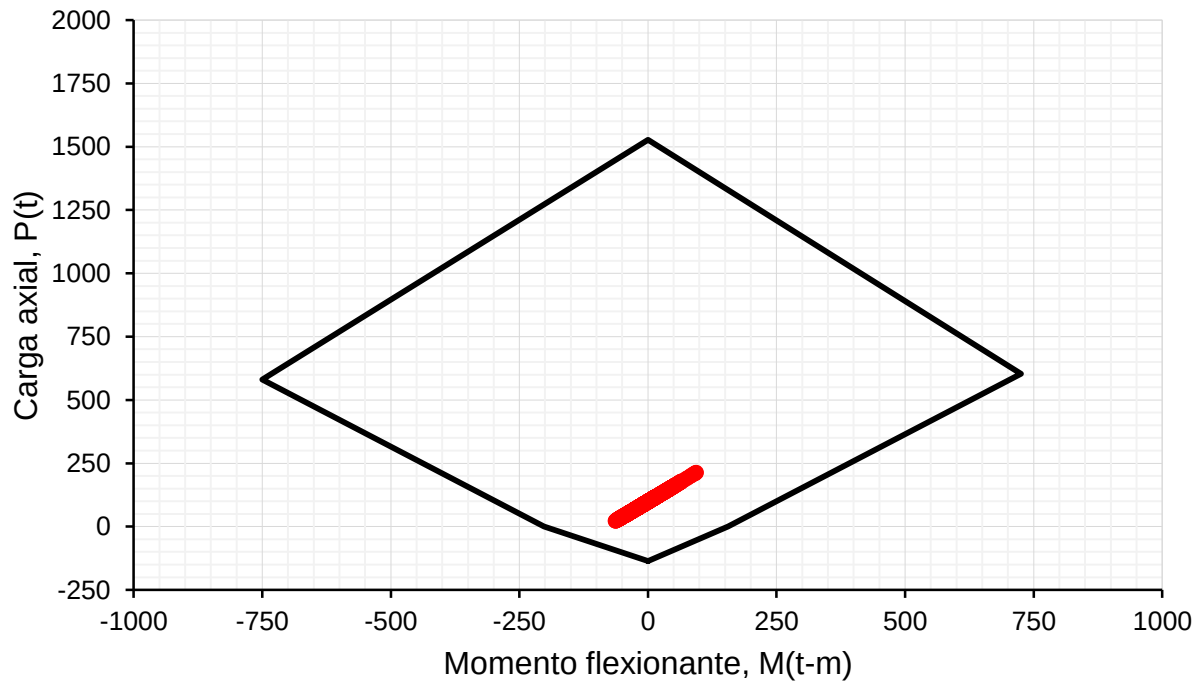
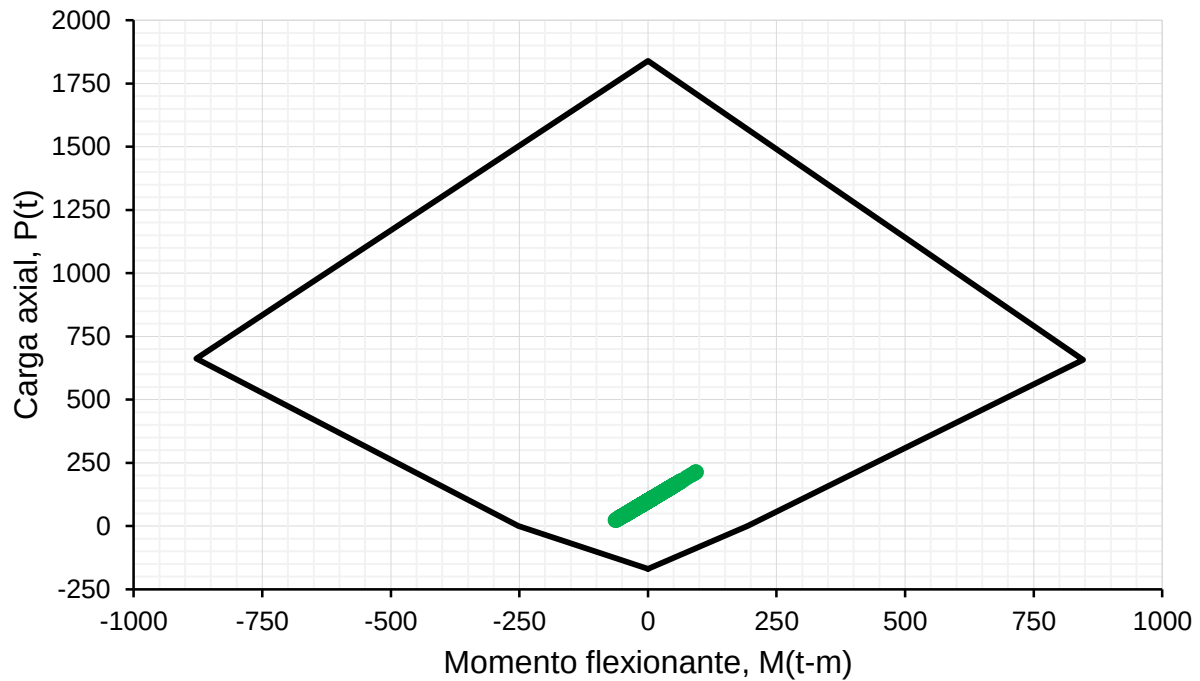


Figura 4.82 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)



● Inelástico-RN



● Inelástico - SR

Figura 4.83 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 3 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

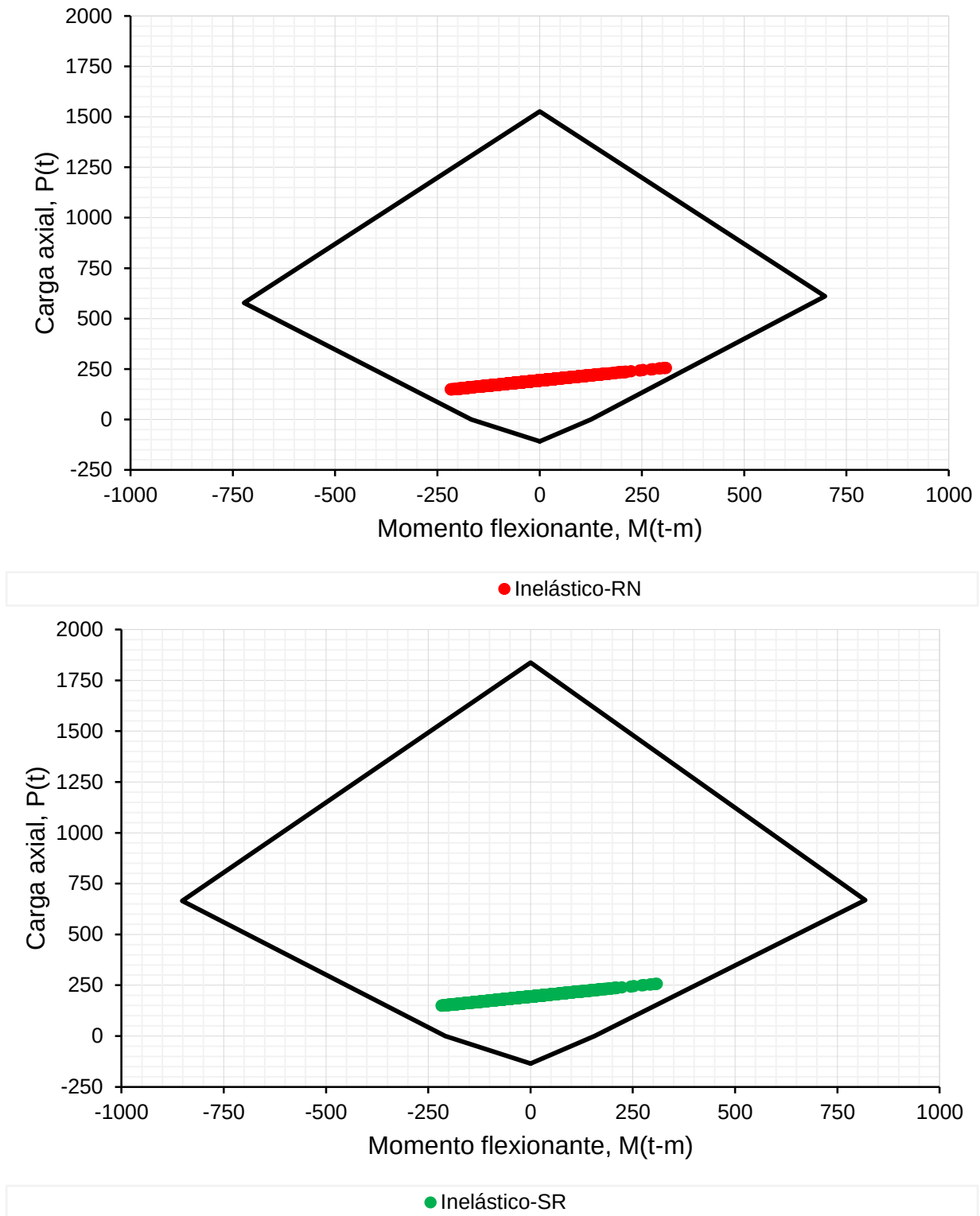
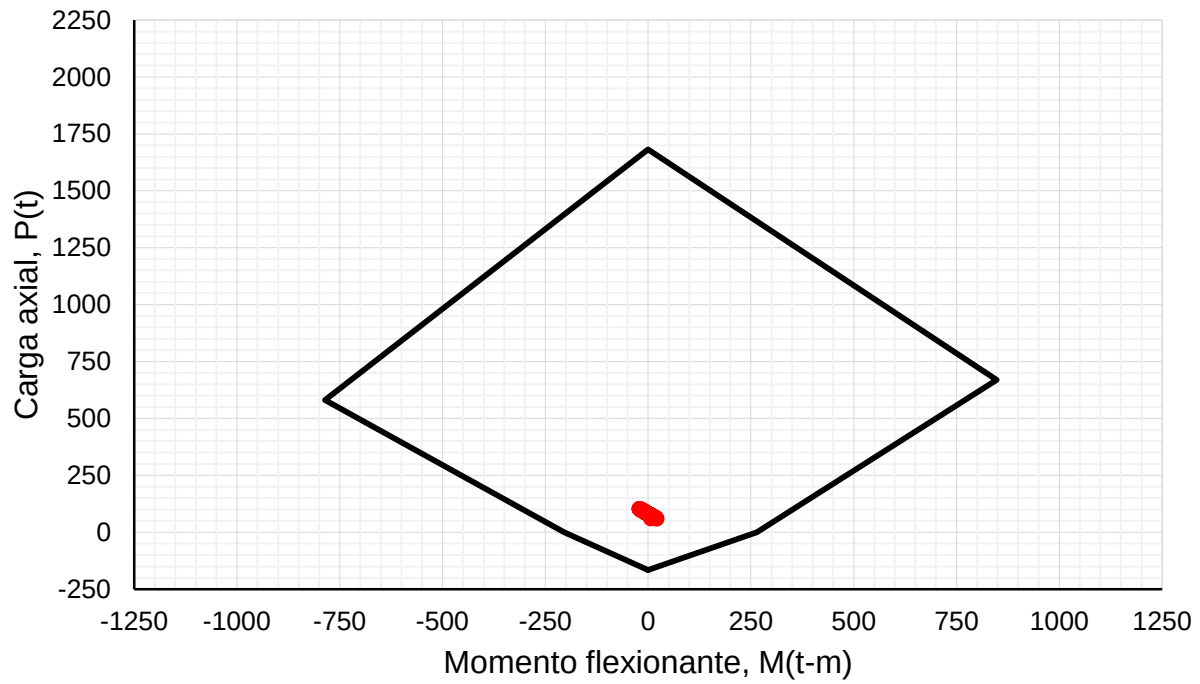
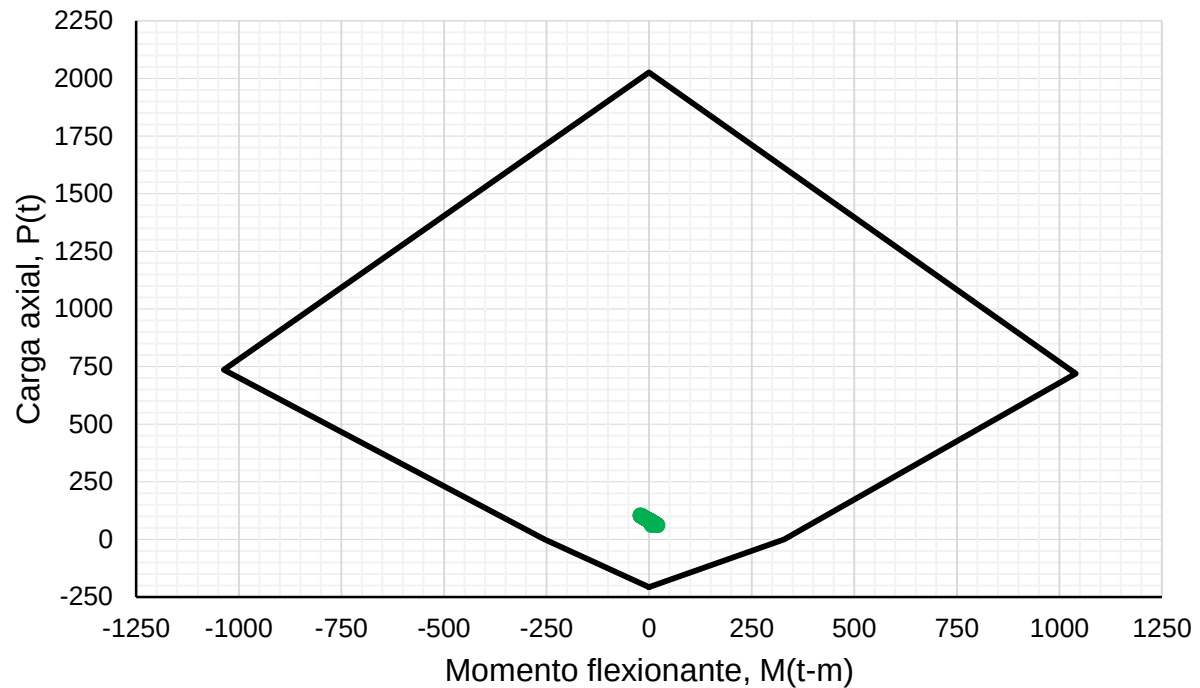


Figura 4.84 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 28 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW



● Inelástico-RN



● Inelástico-SR

Figura 4.85 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 42 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

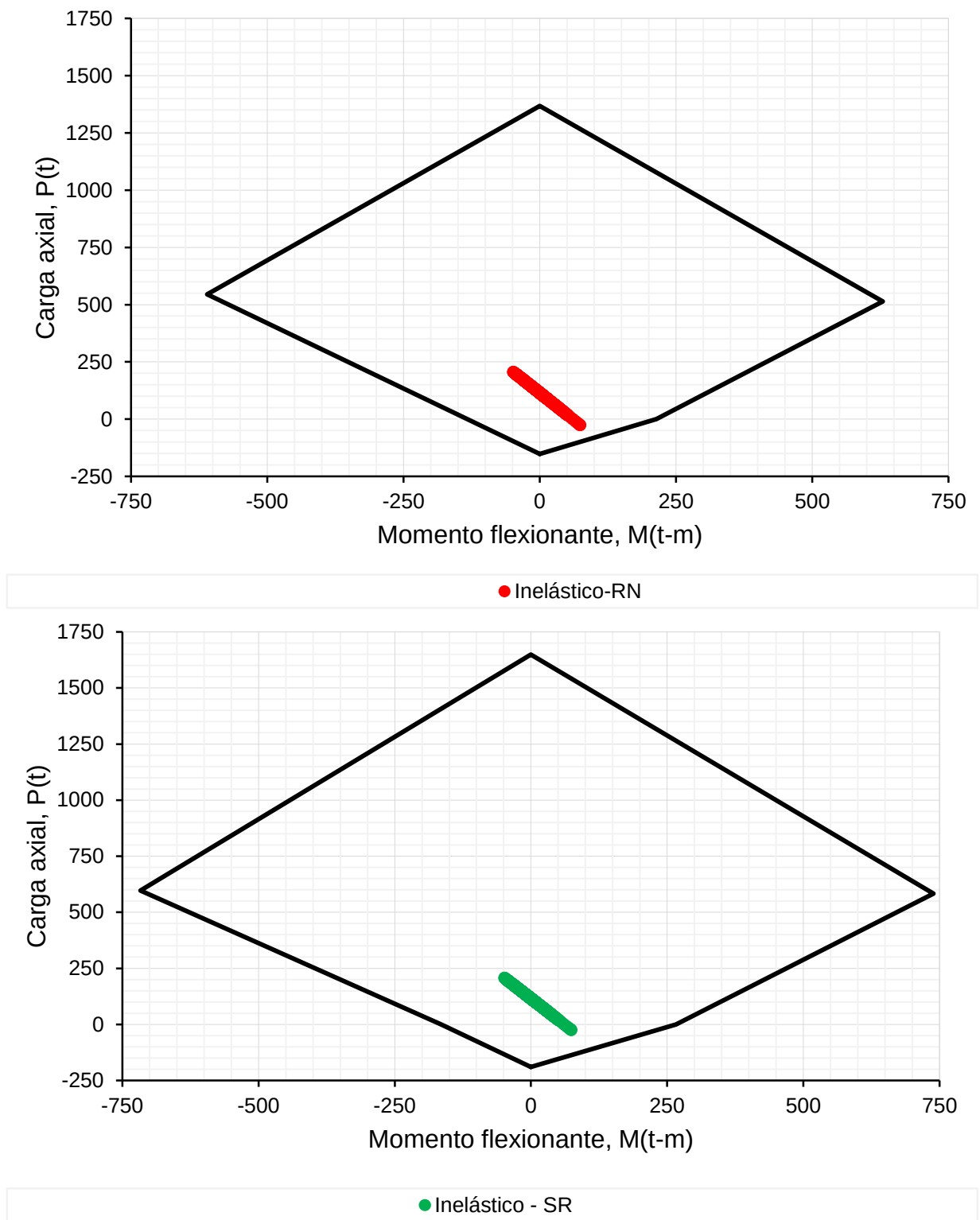


Figura 4.86 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 56 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

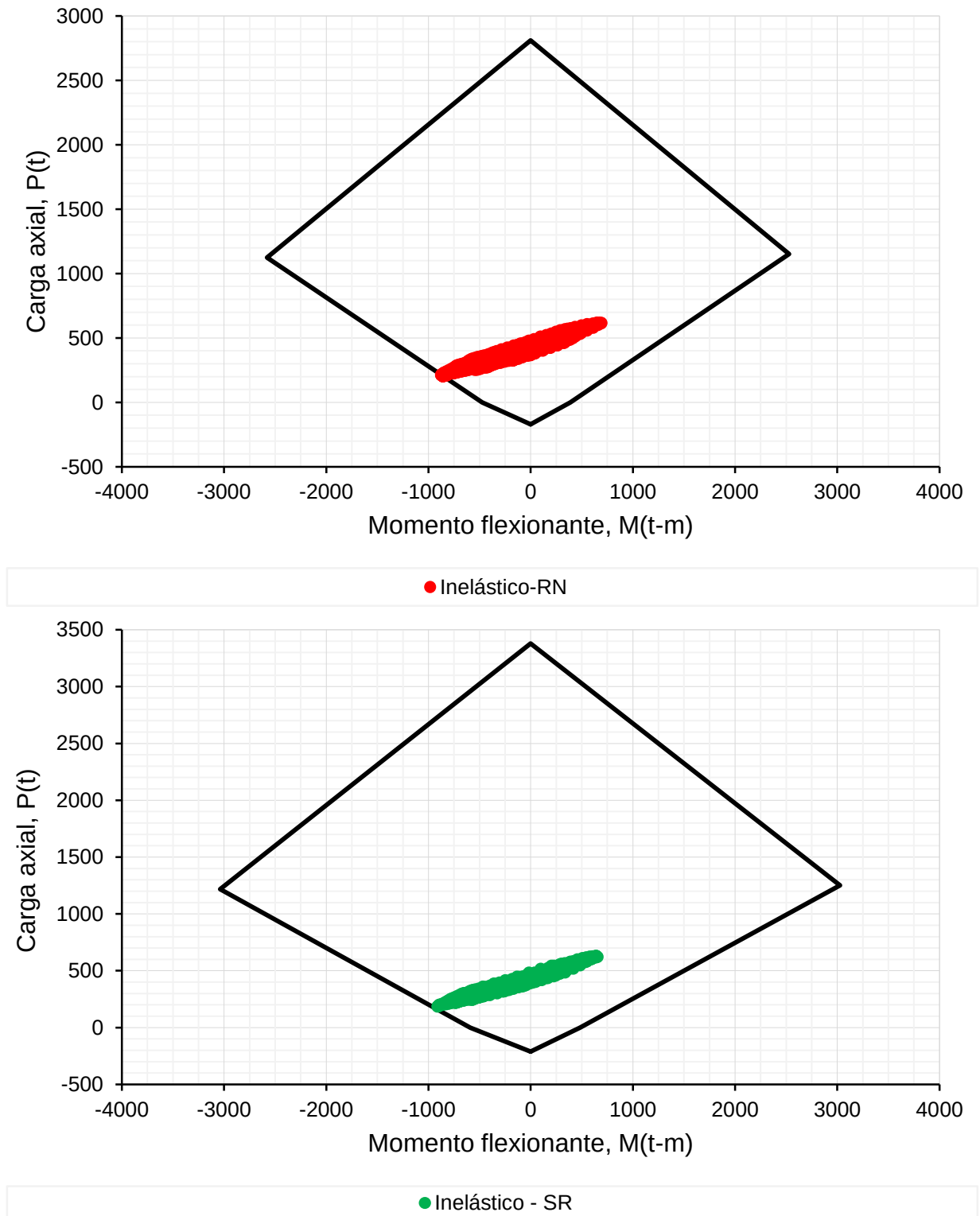


Figura 4.87 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 3 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

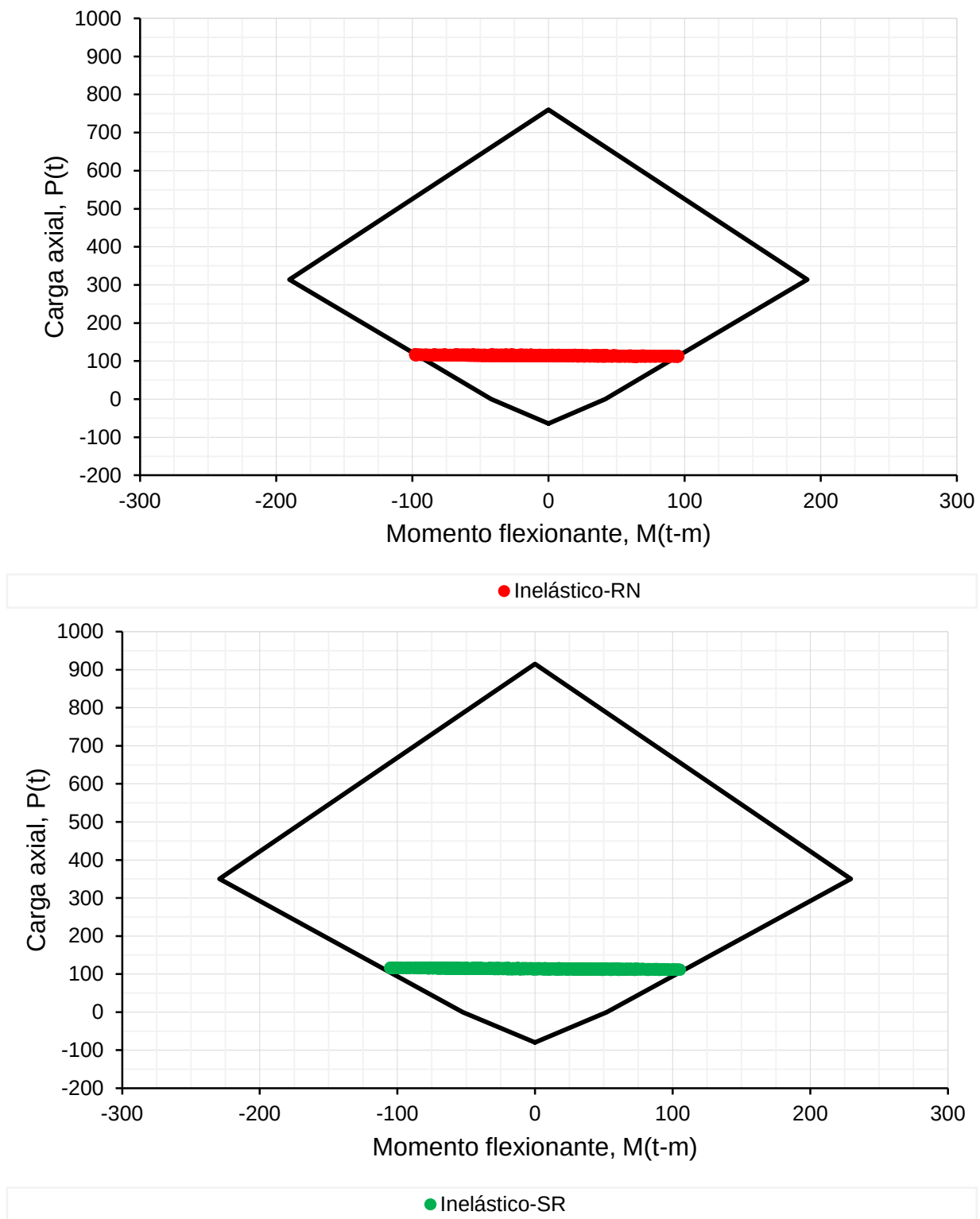


Figura 4.88 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 34 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

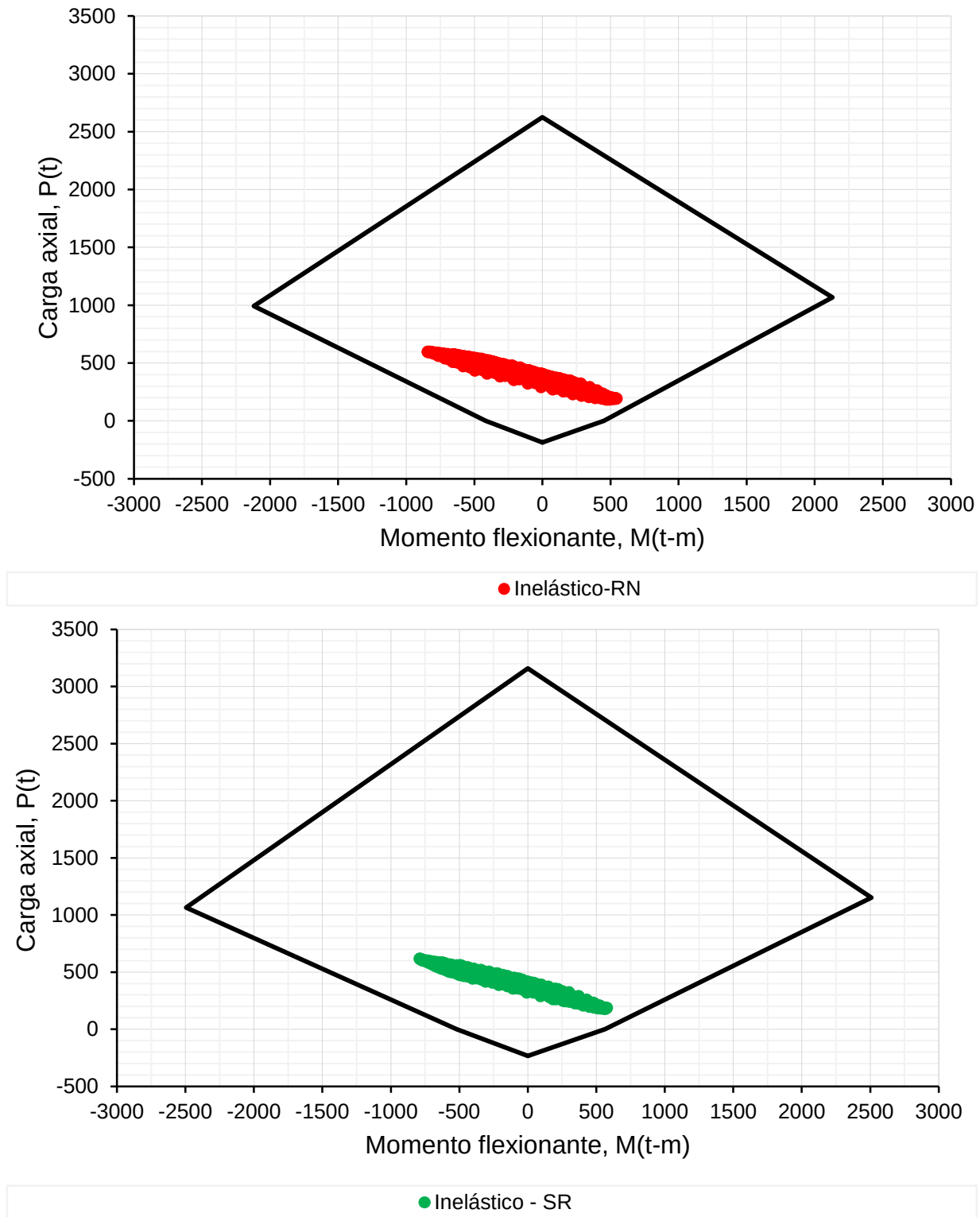
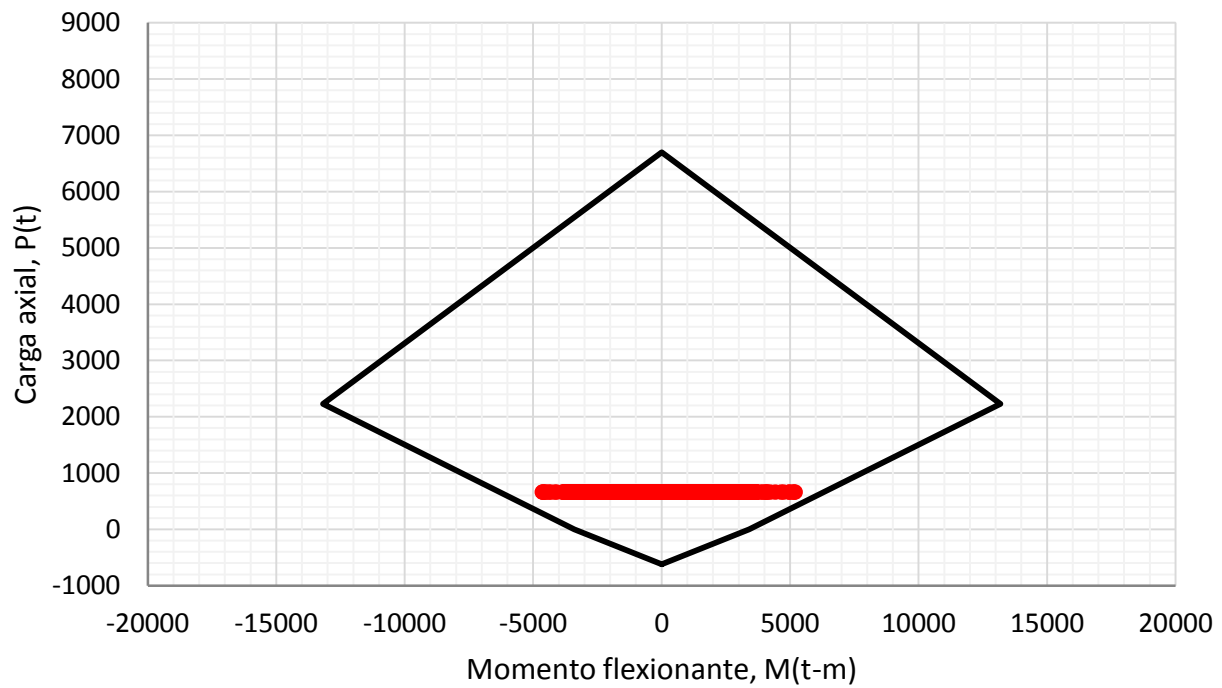
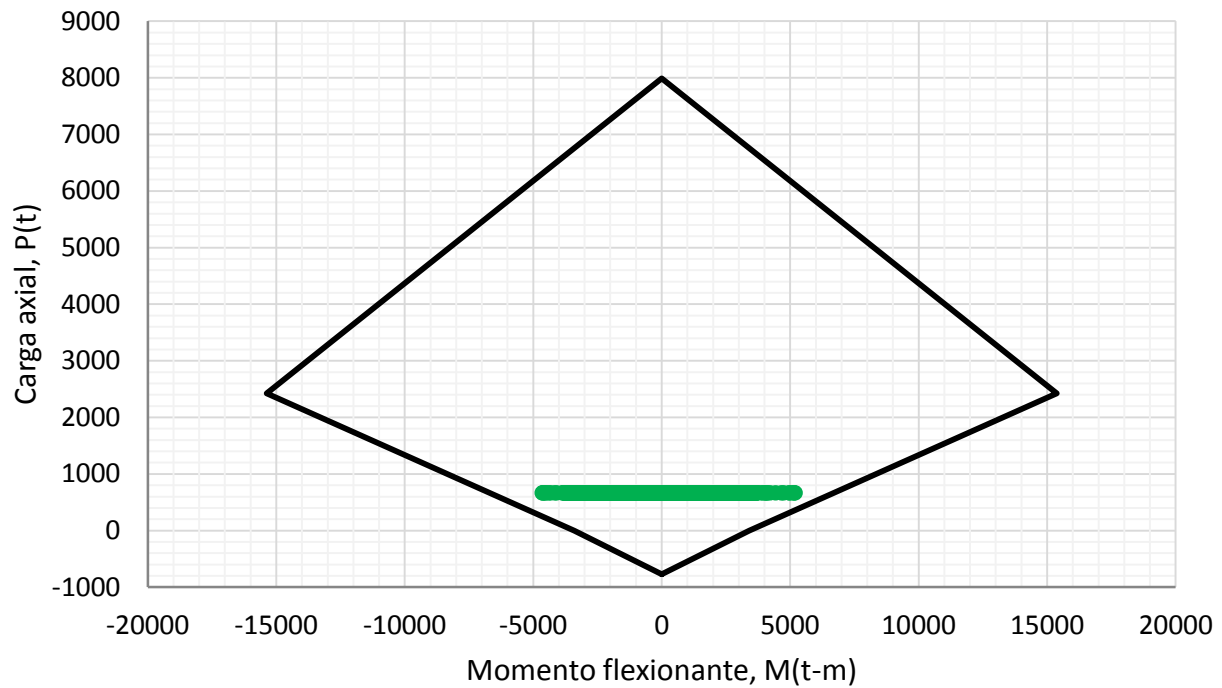


Figura 4.89 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 38 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW



● Inelástico-RN



● Inelástico-SR

Figura 4.90 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior del muro 3 del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

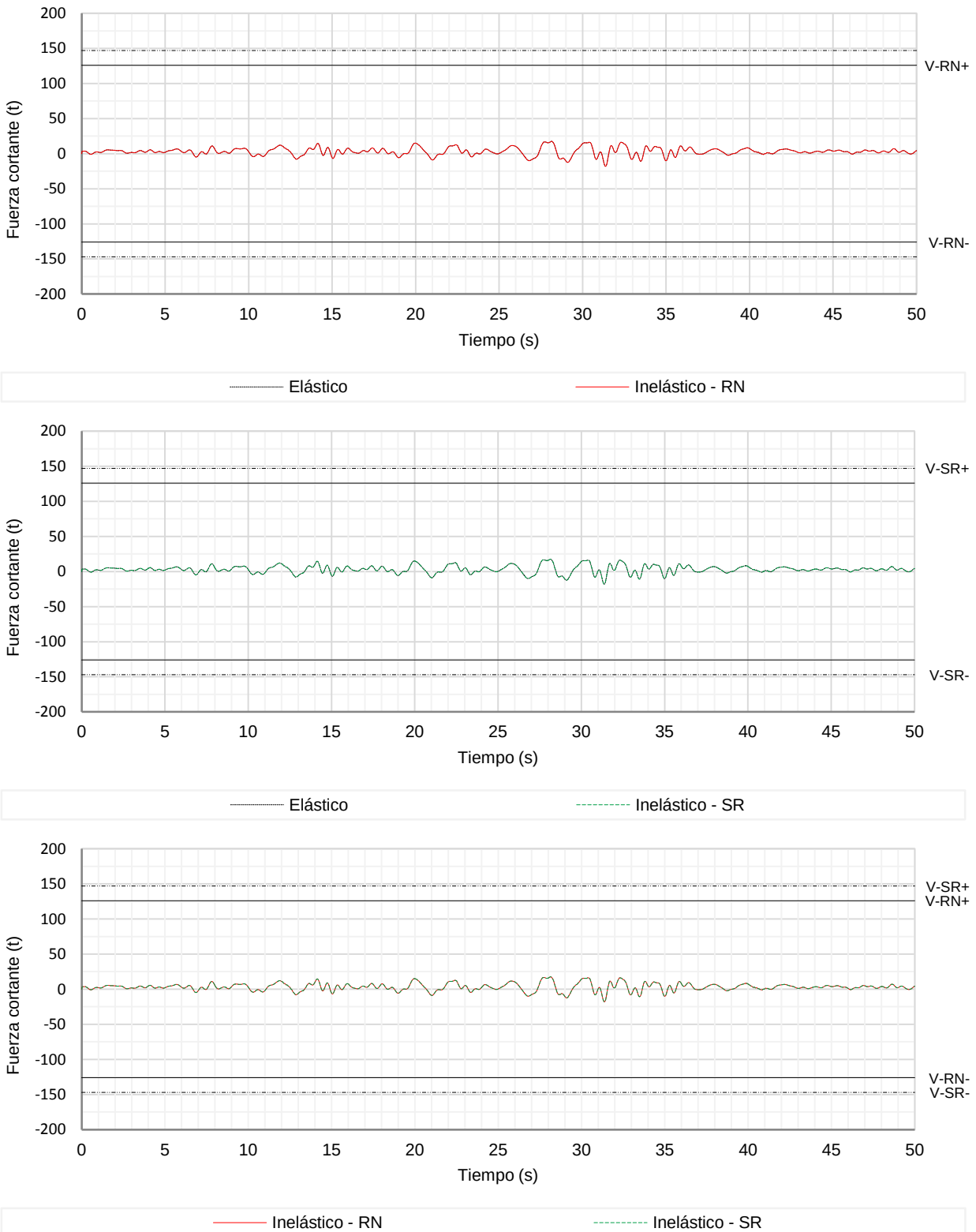


Figura 4.91 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 3 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

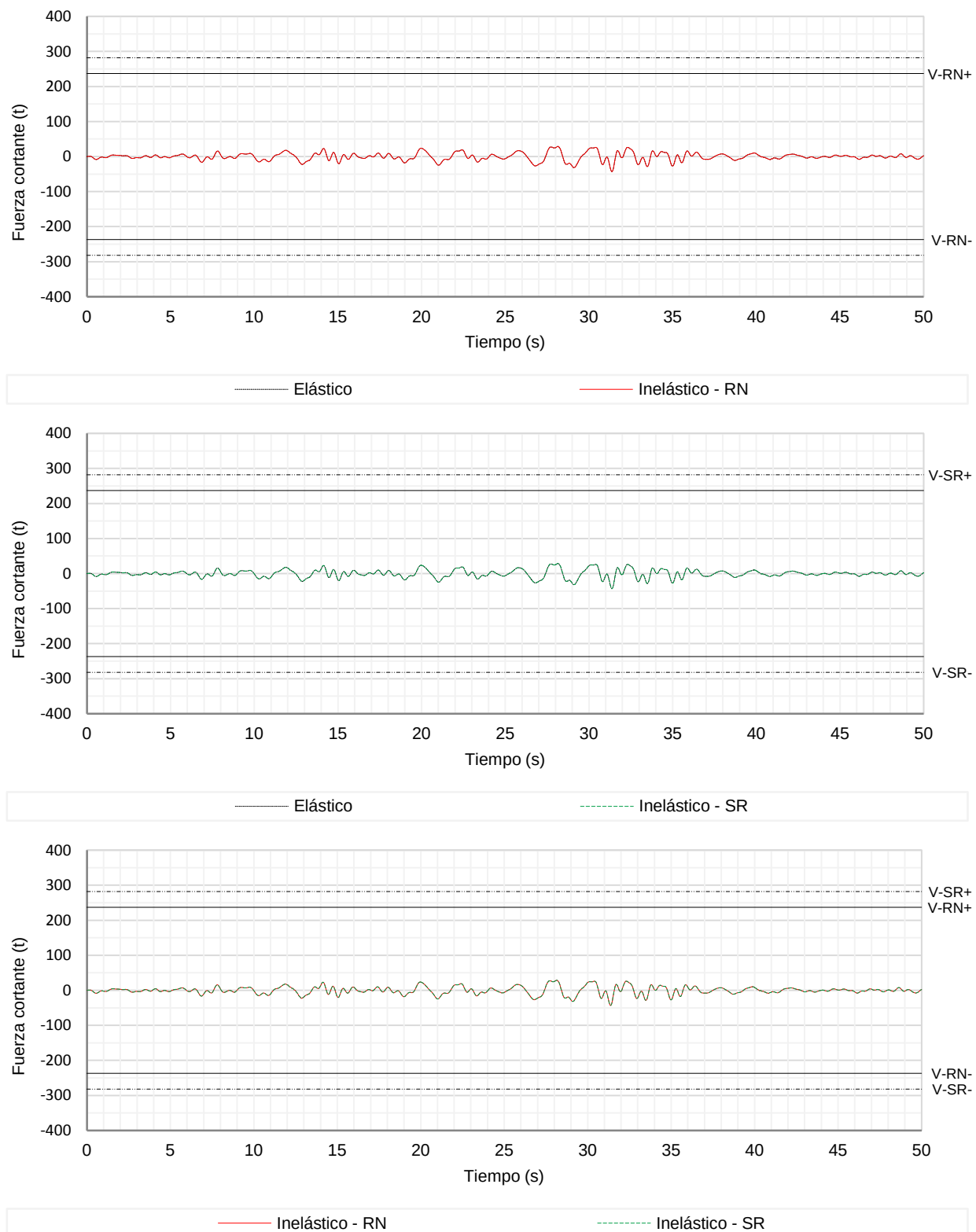


Figura 4.92 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 28 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

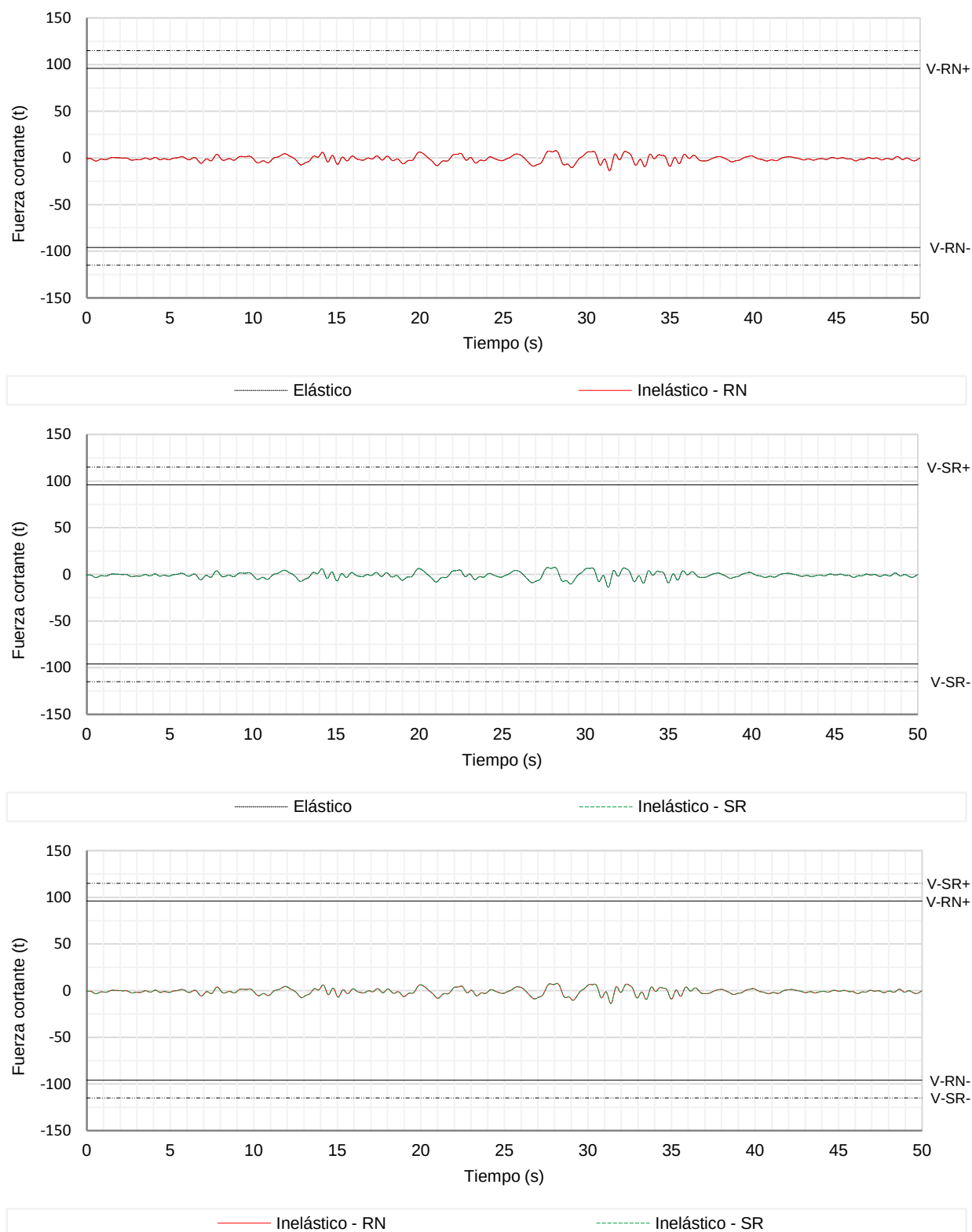


Figura 4.93 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 42 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

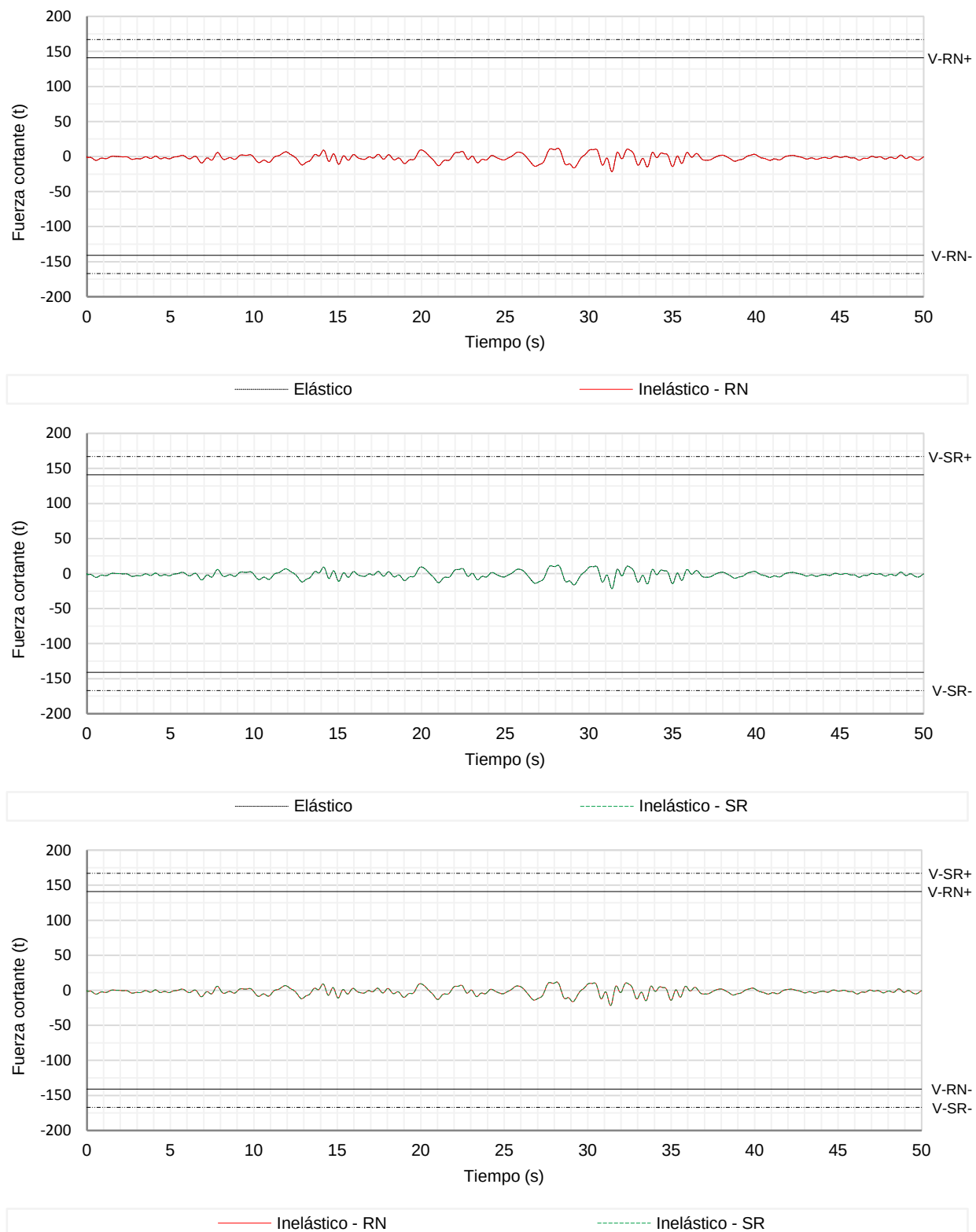


Figura 4.94 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 56 del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

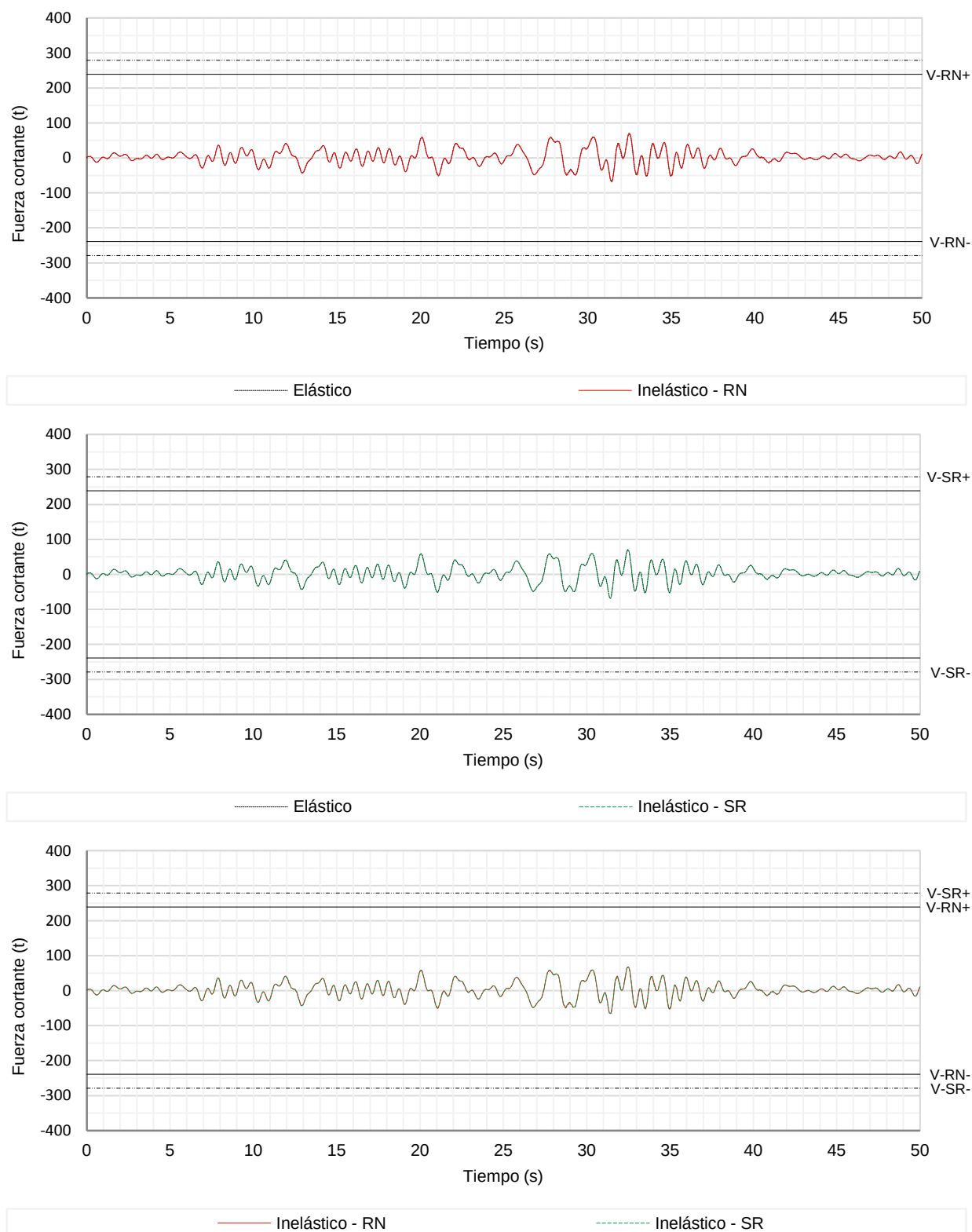


Figura 4.95 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 3 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

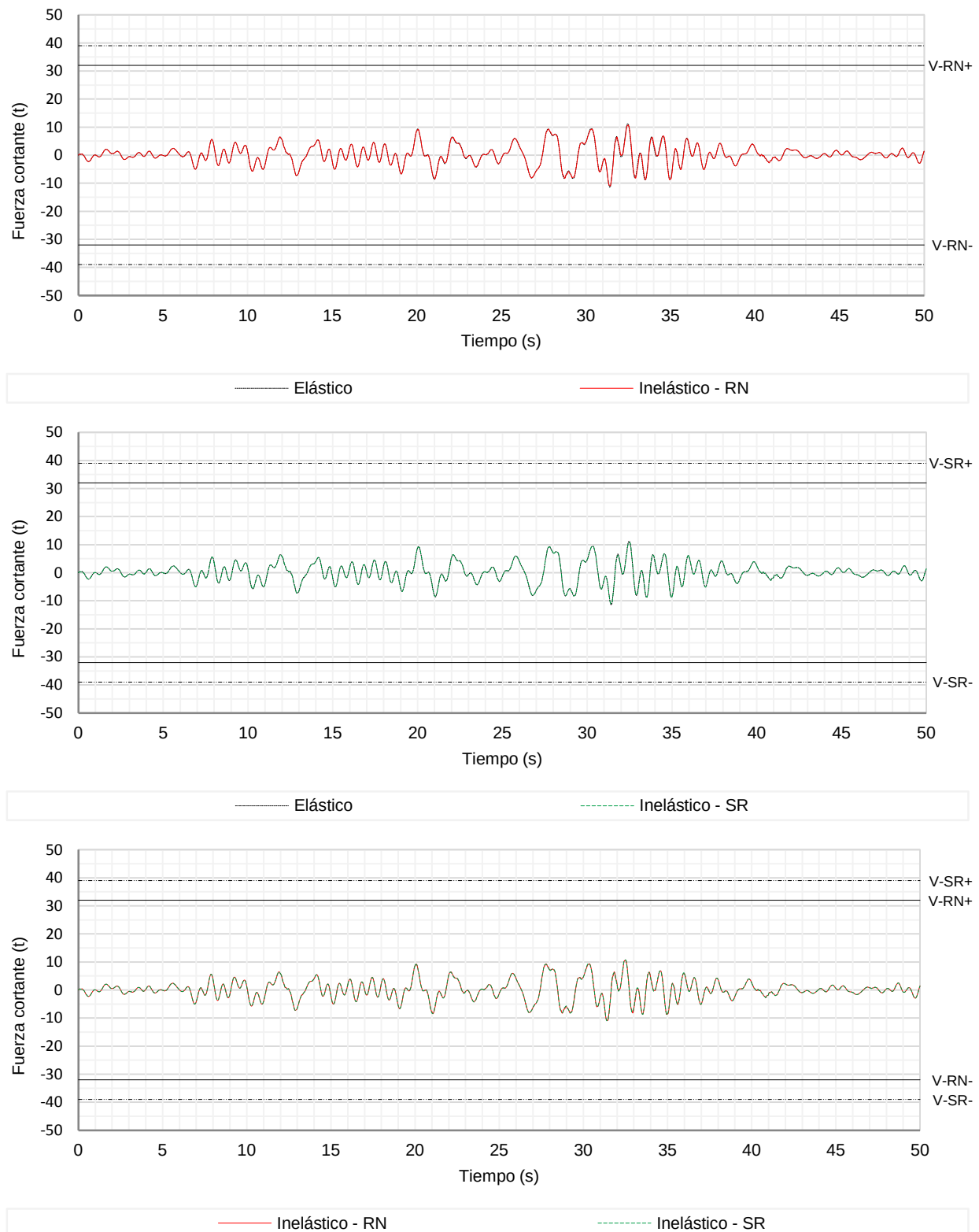


Figura 4.96 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 34 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

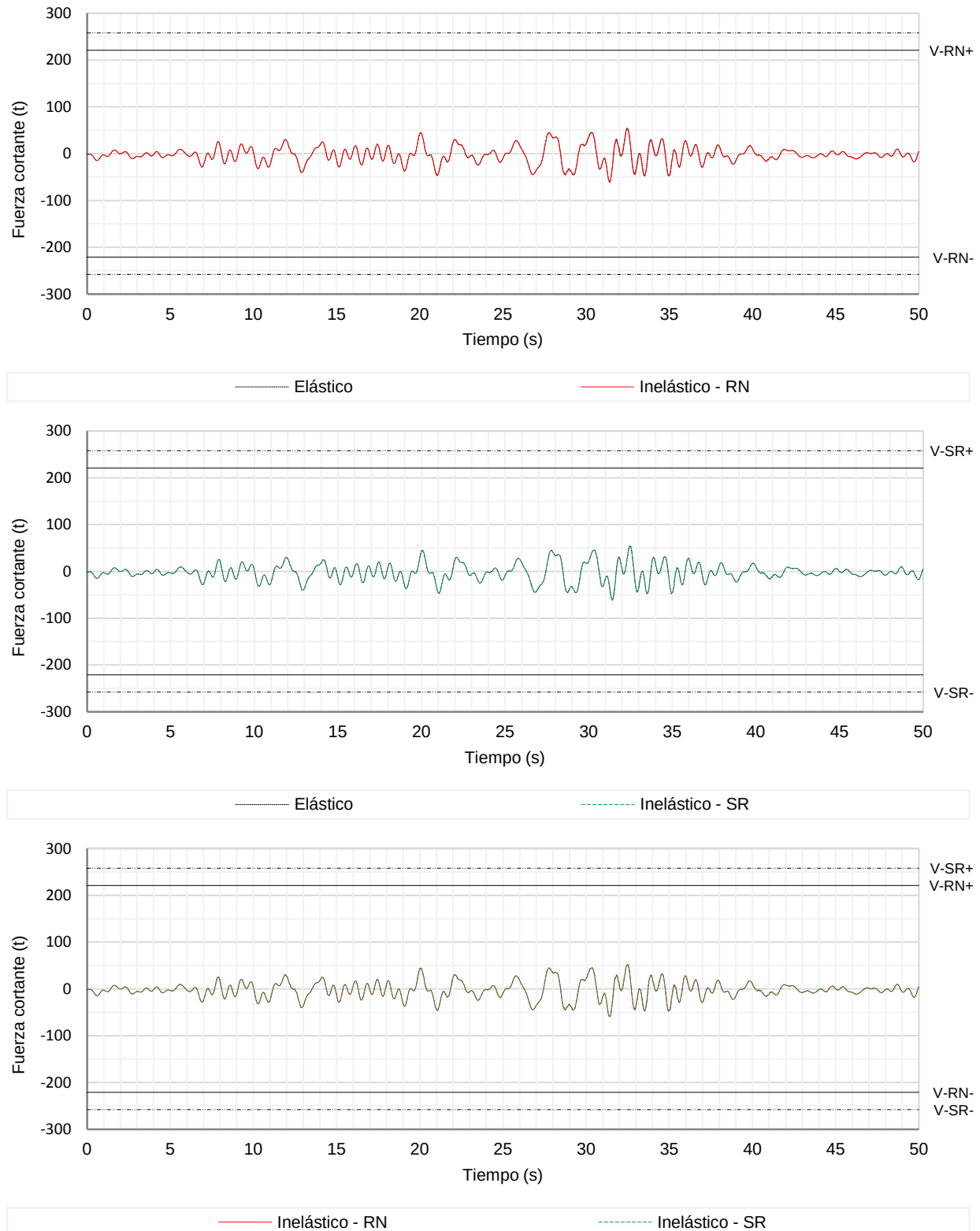


Figura 4.97 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 38 del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

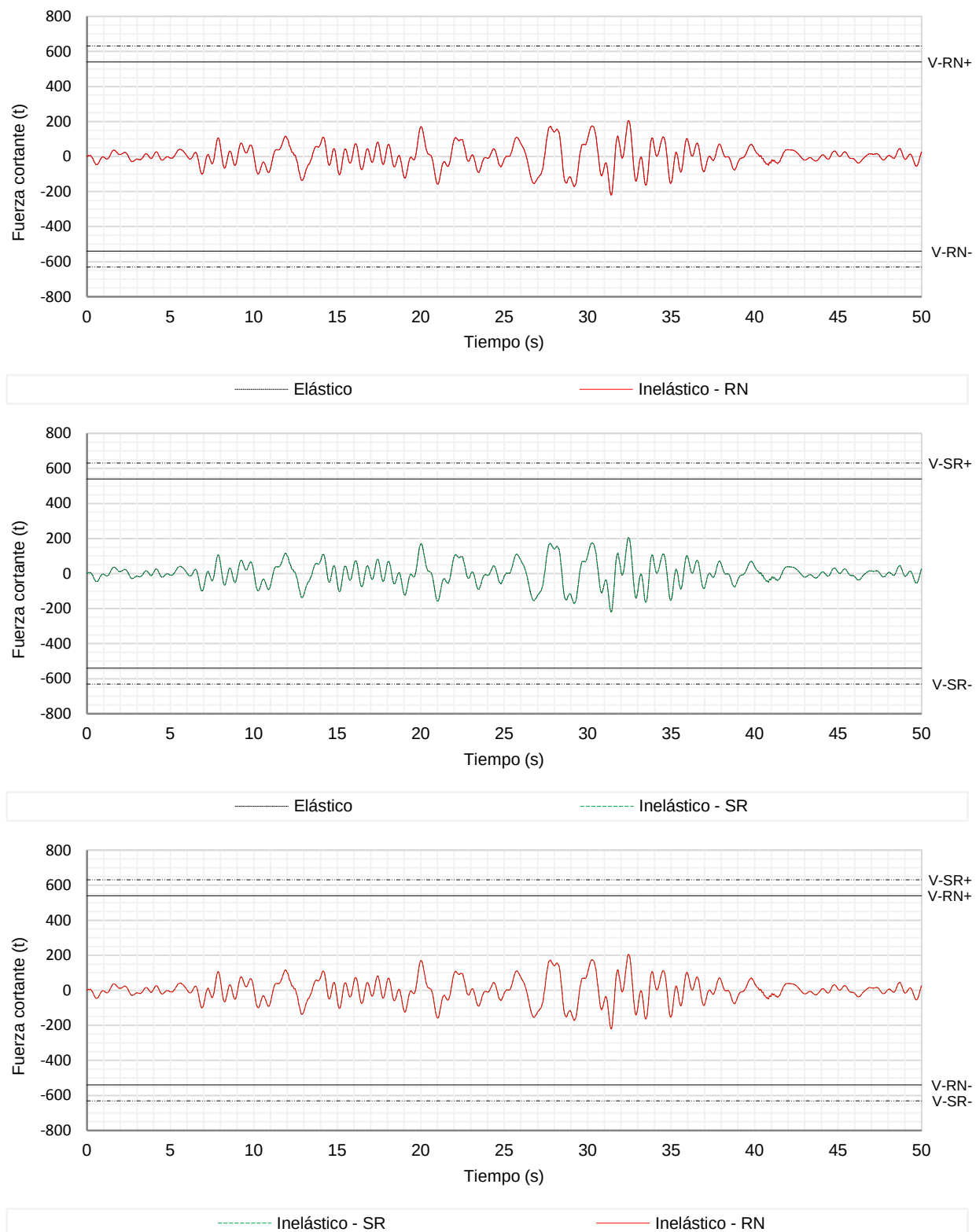


Figura 4.98 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior del muro 3 del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

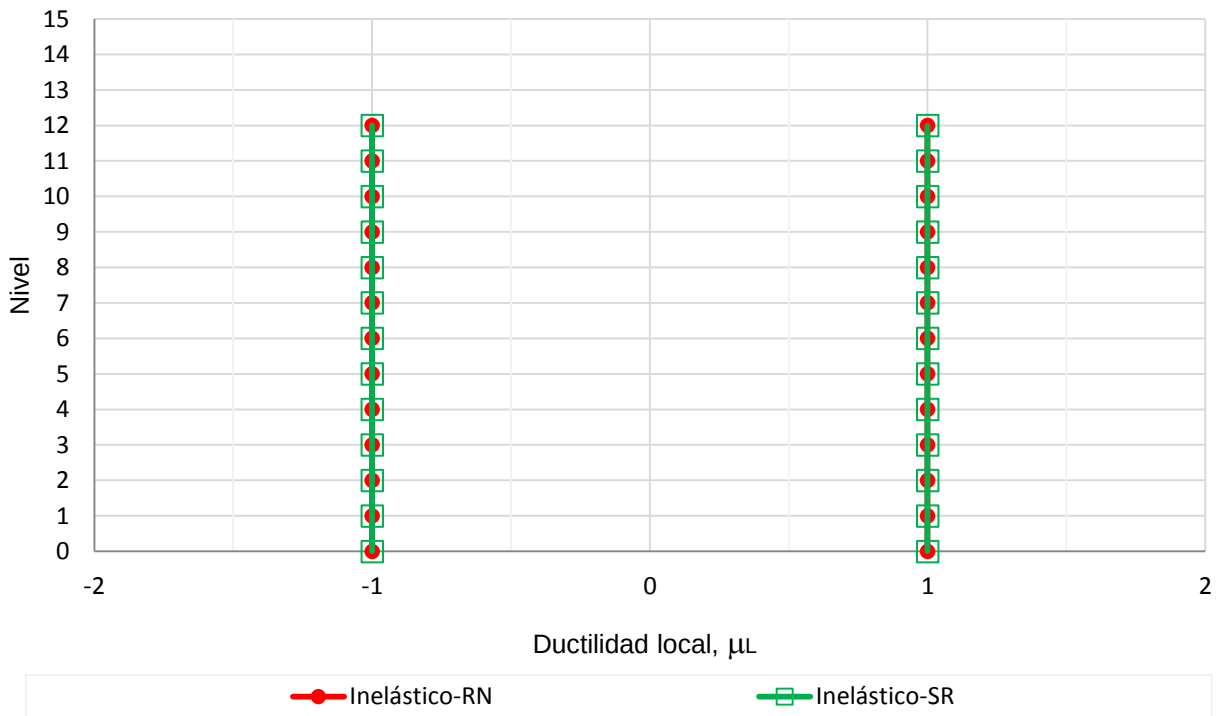


Figura 4.99 Demandas máximas de ductilidad local de los muros del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

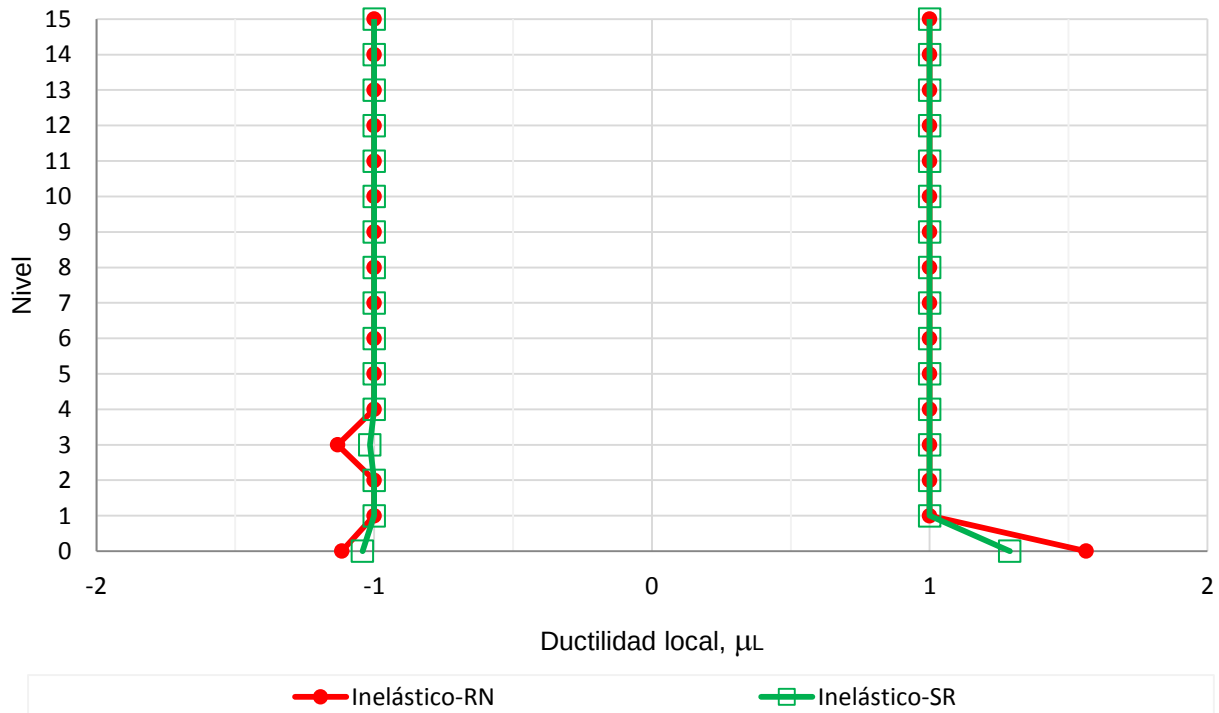


Figura 4.100 Demandas máximas de ductilidad local de los muros del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

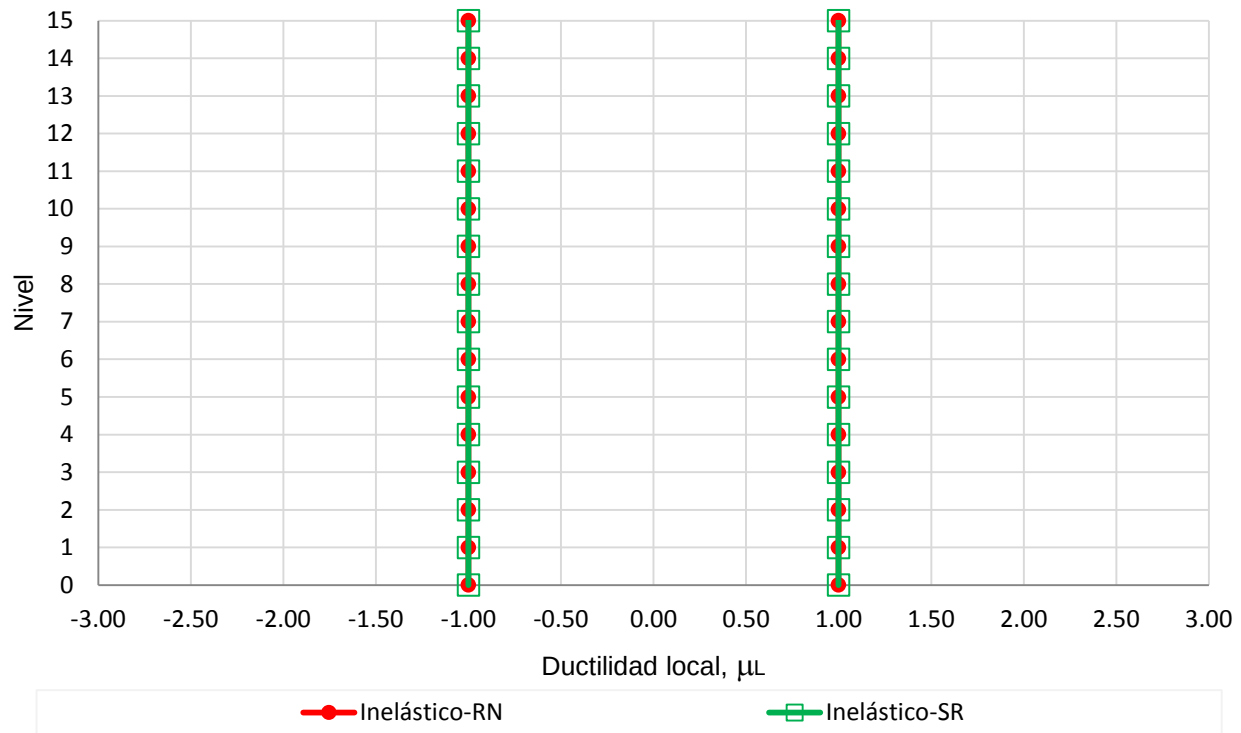


Figura 4.101 Demandas máximas de ductilidad local de los muros del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

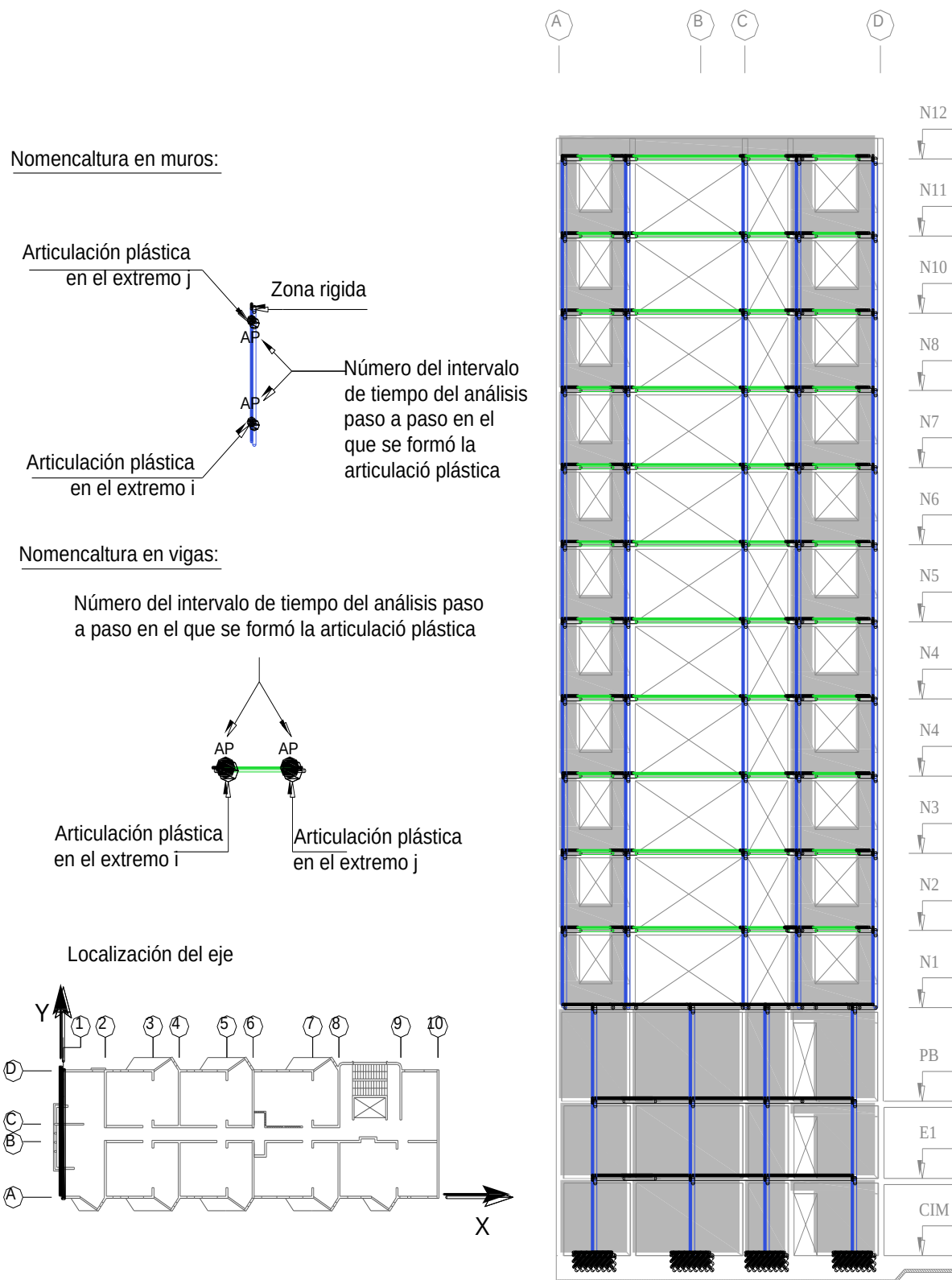


Figura 4.102 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

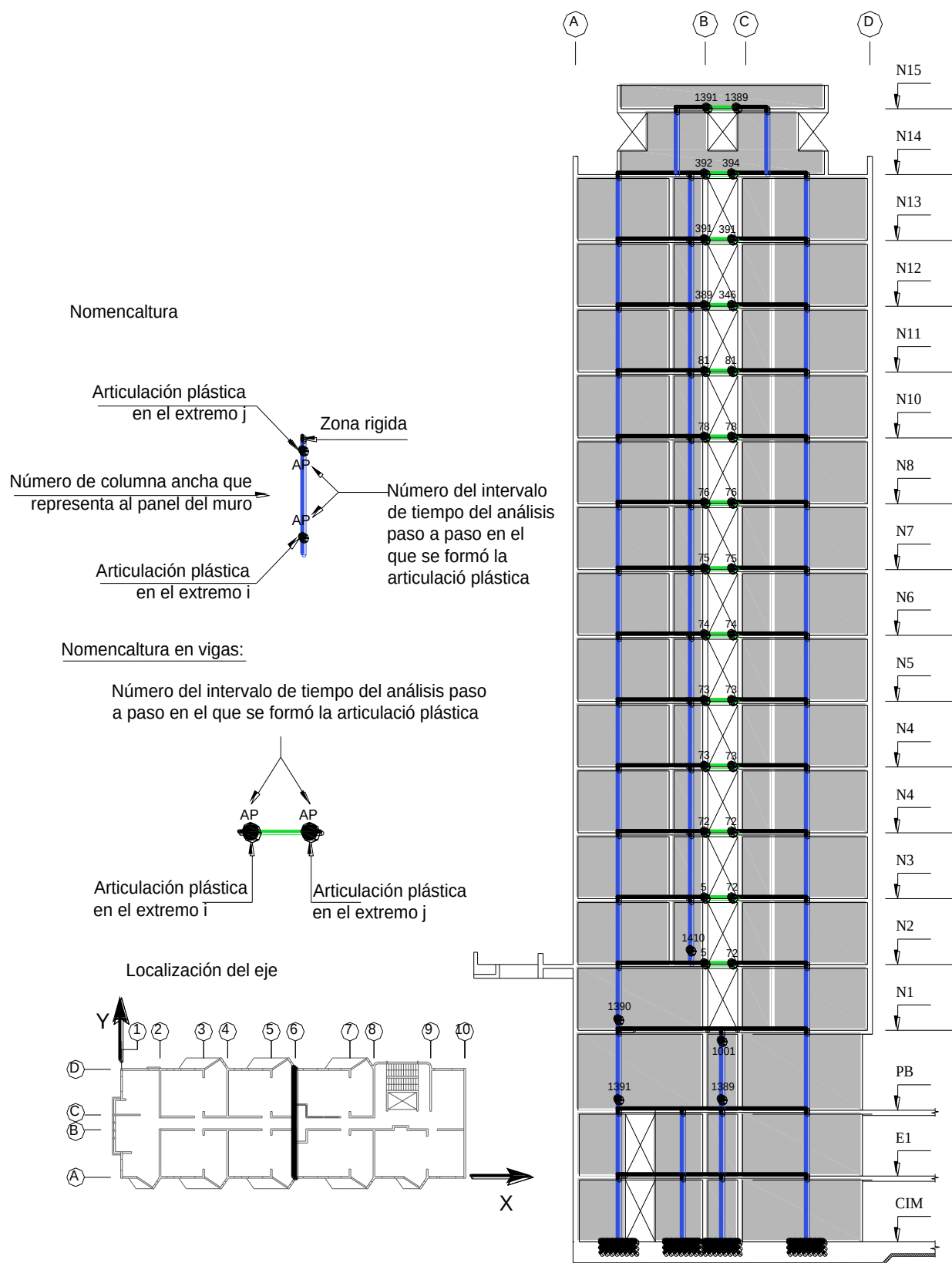


Figura 4.103 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

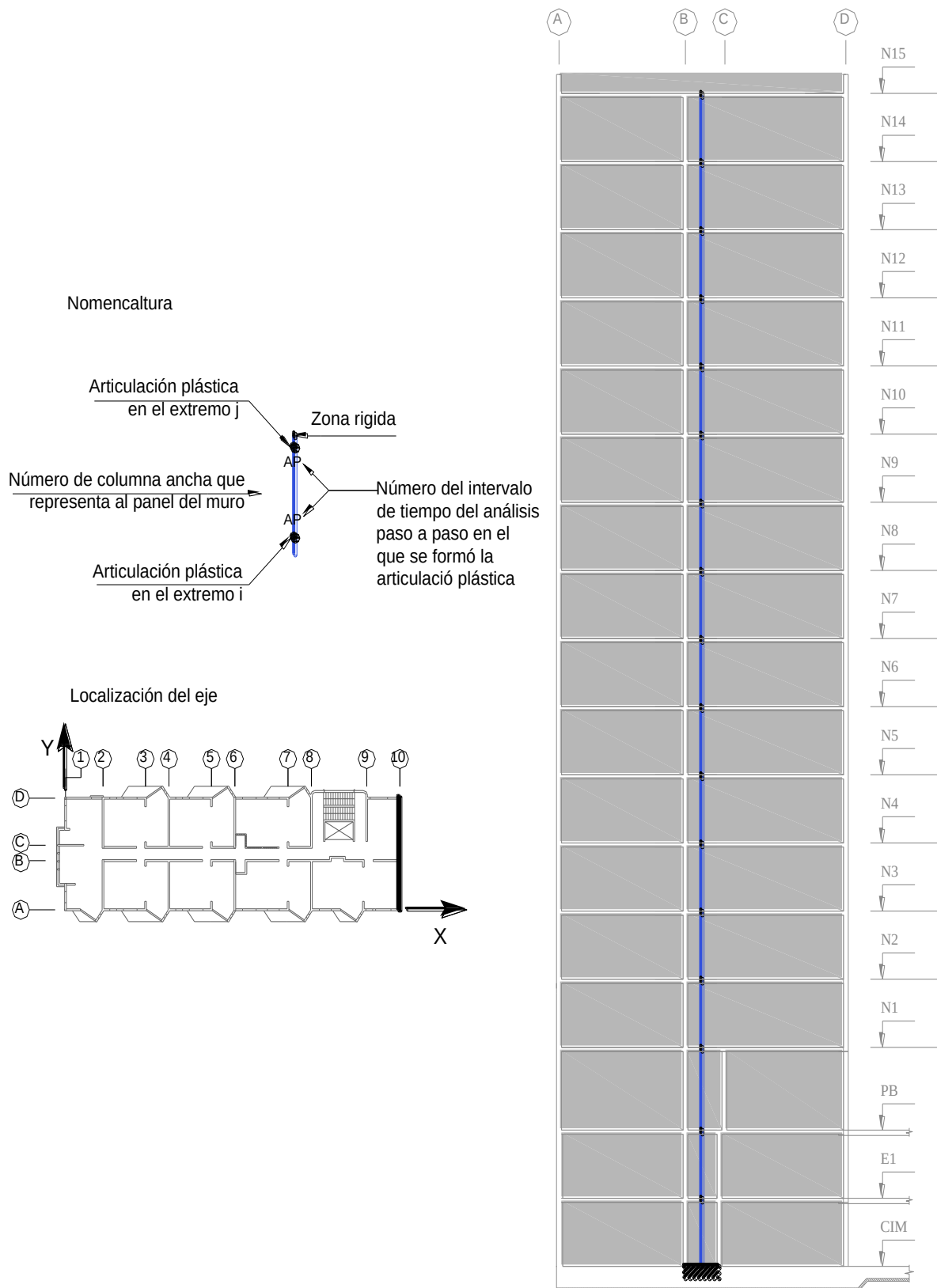


Figura 4.104 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

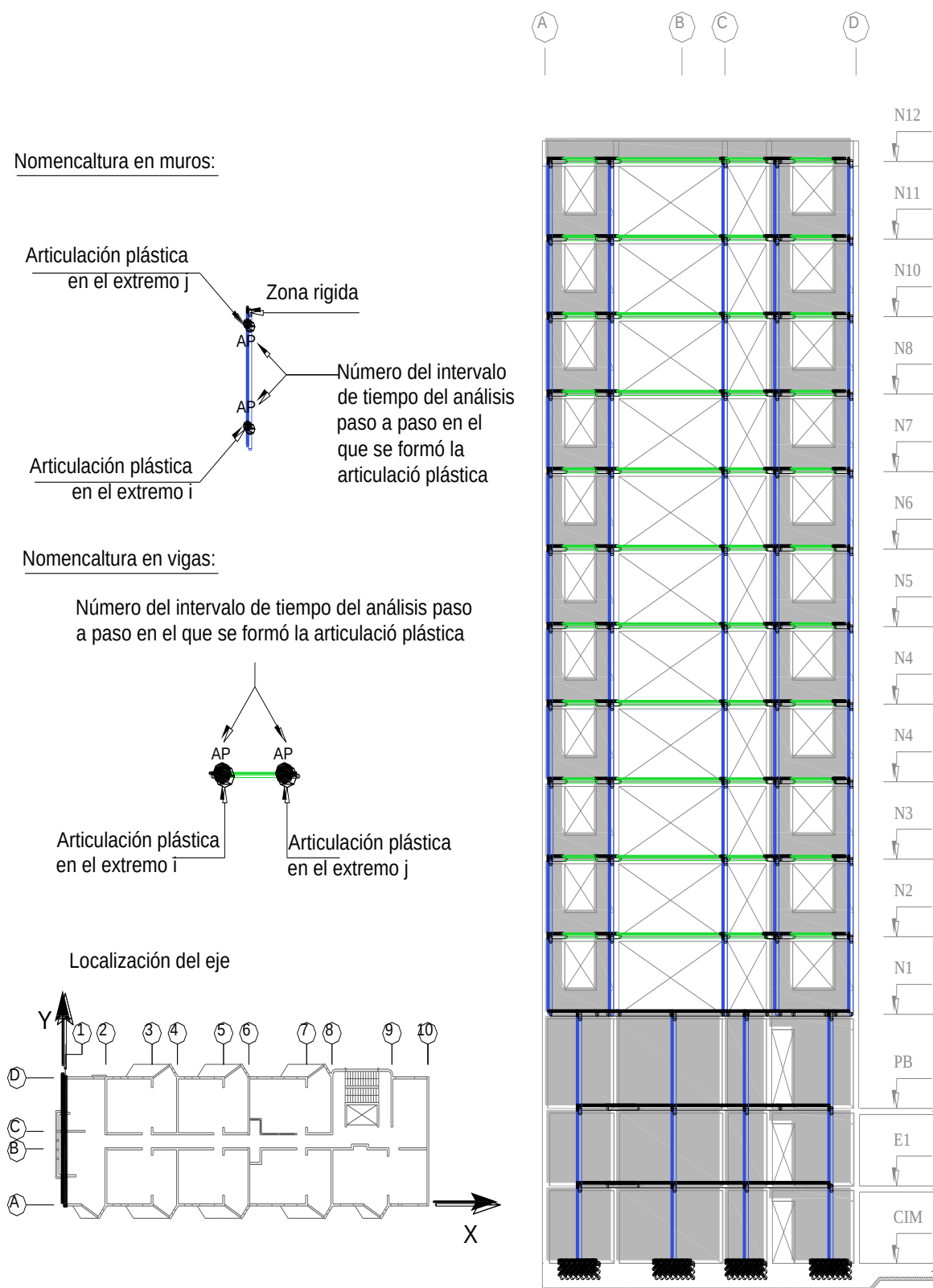


Figura 4.105 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

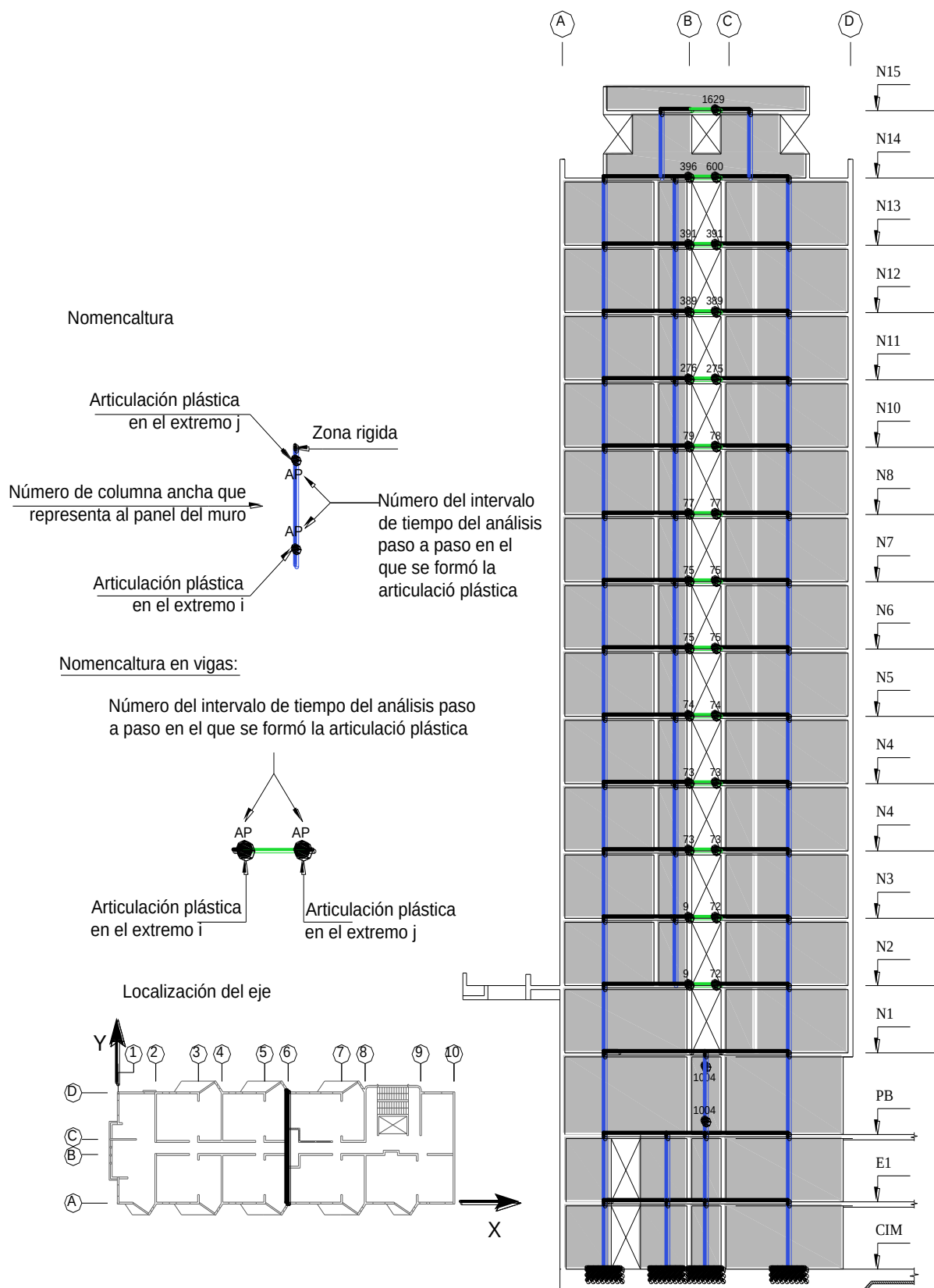


Figura 4.106 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

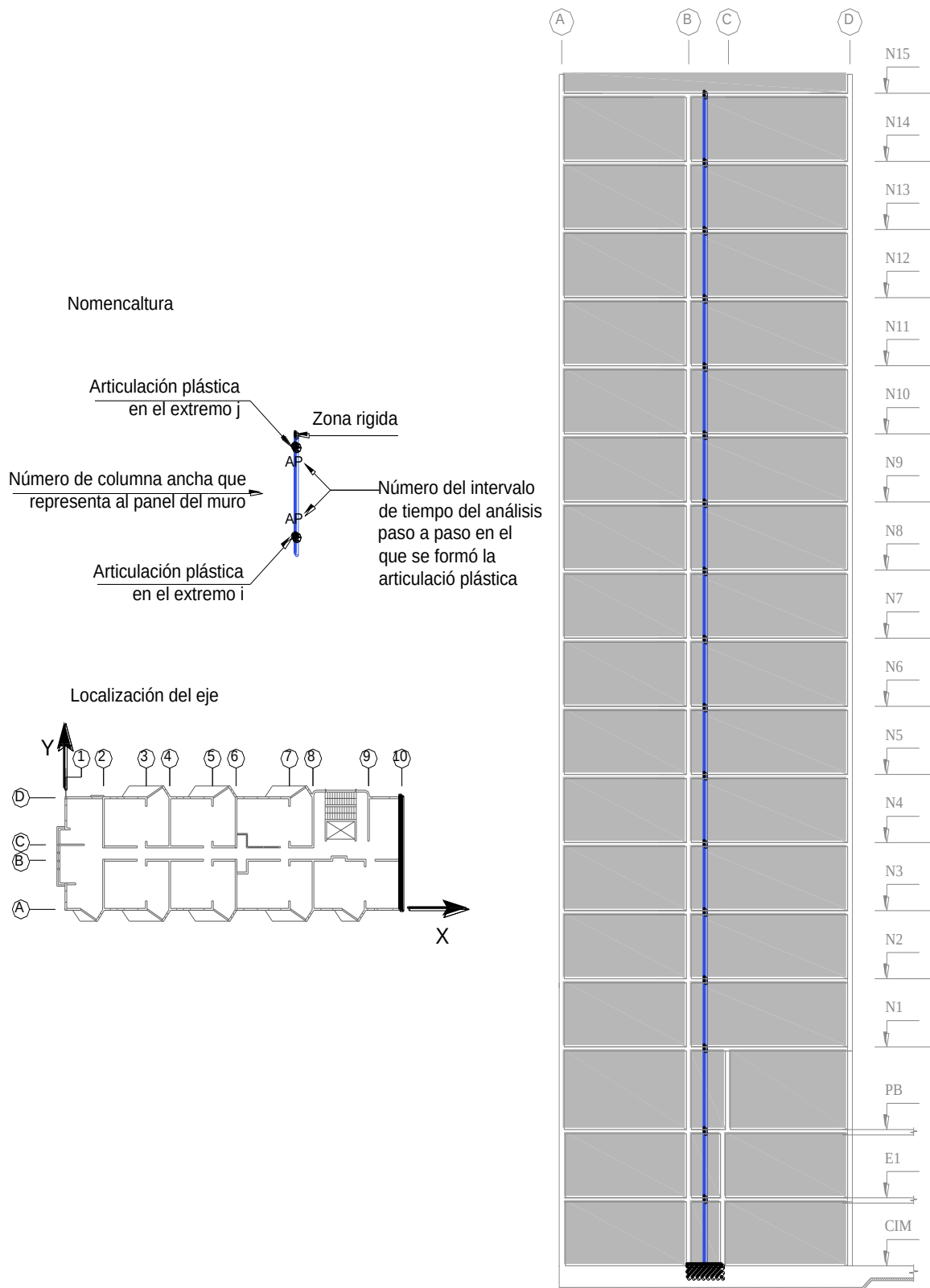


Figura 4.107 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 10 del edificio 1, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

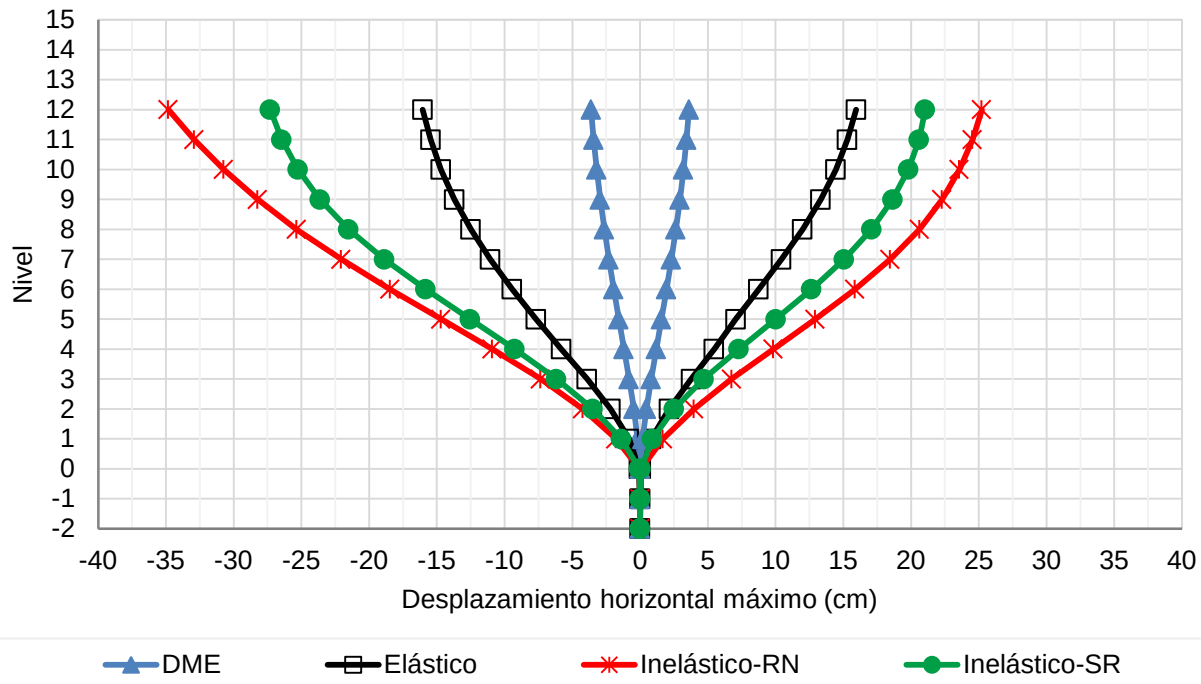


Figura 4.108 Desplazamientos horizontales máximos del eje 1 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

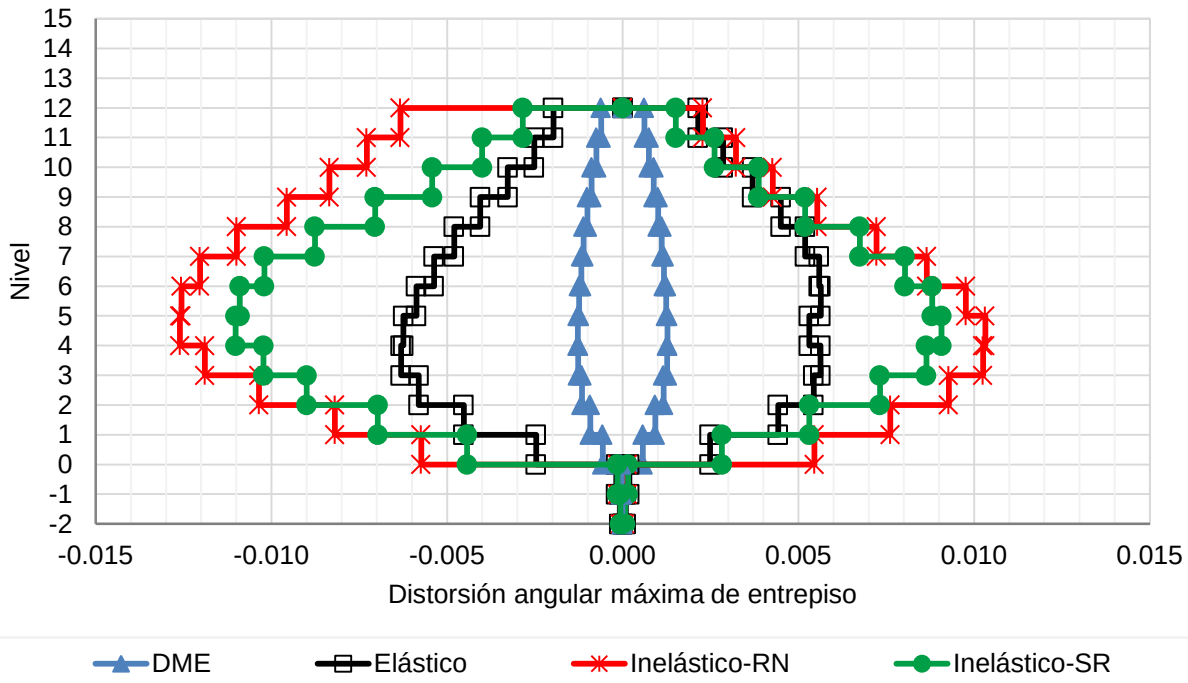


Figura 4.109 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 1 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

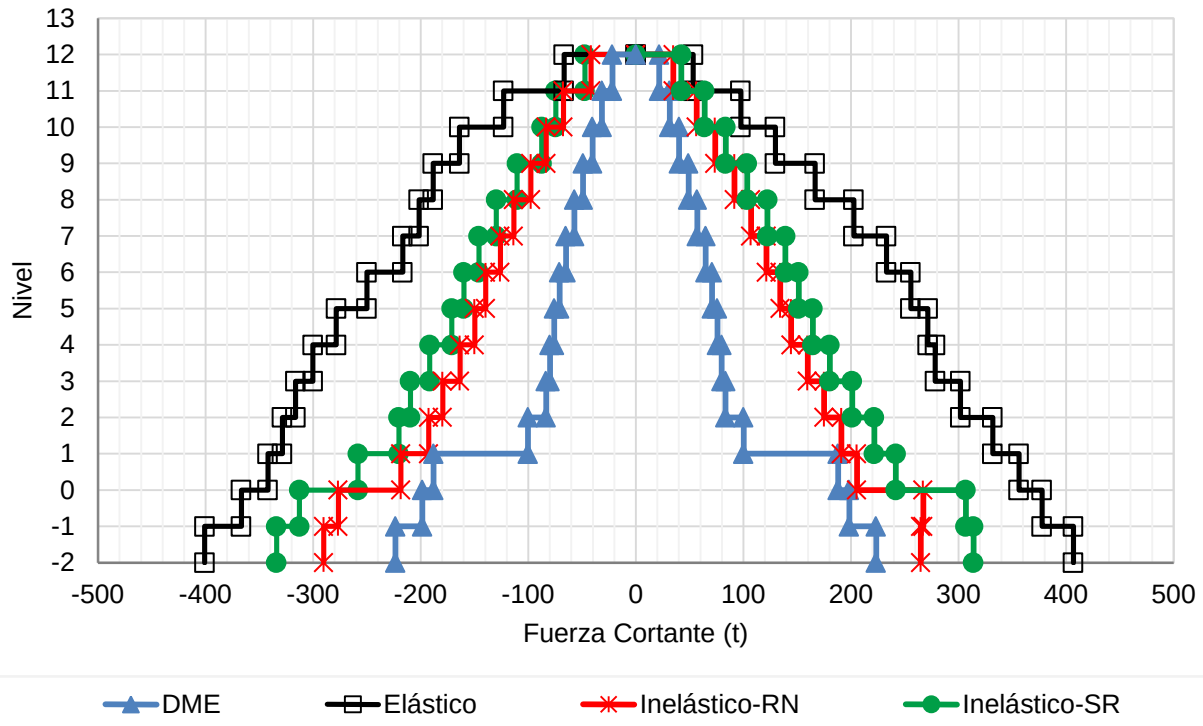


Figura 4.110 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 1 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

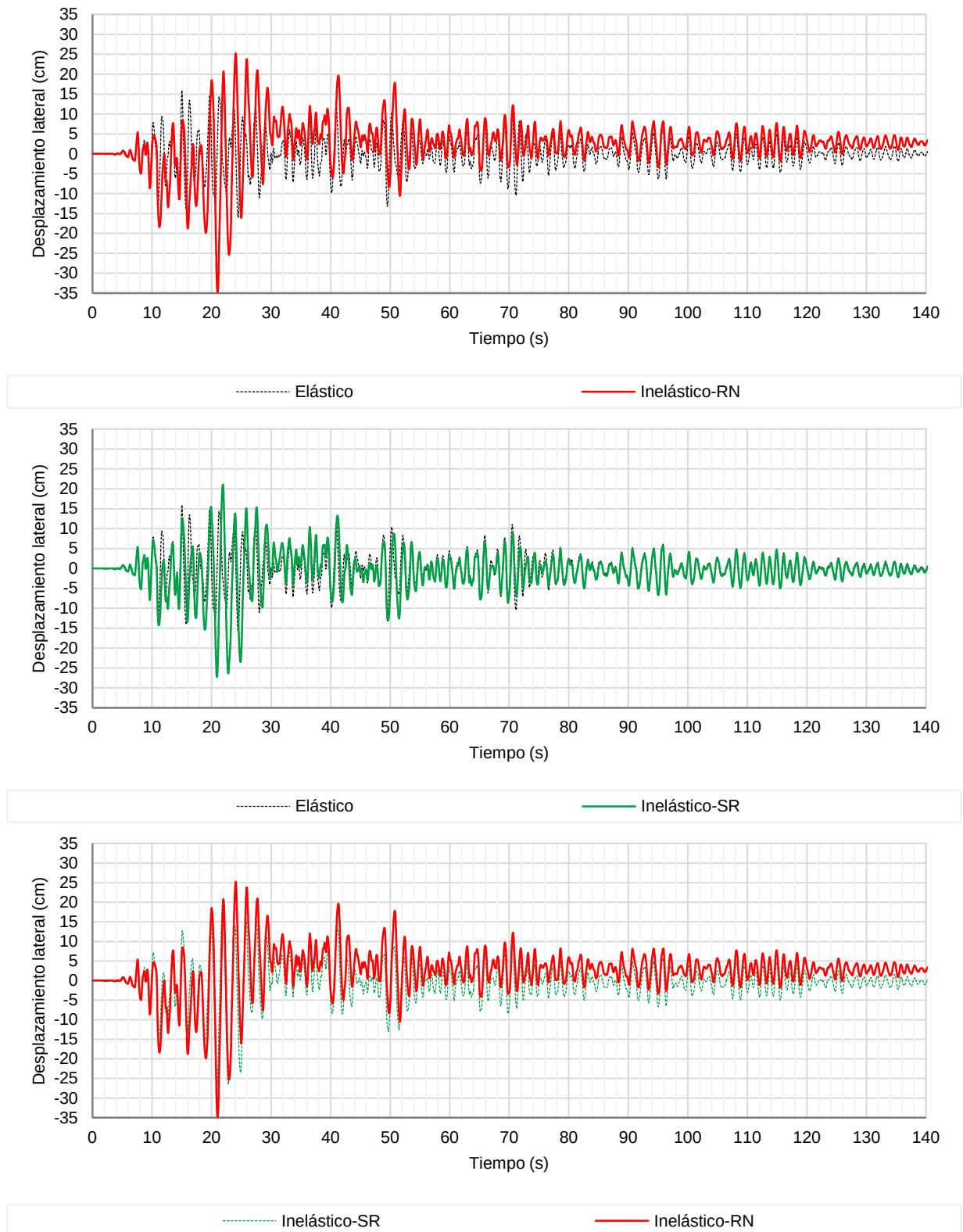


Figura 4.111 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 1 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

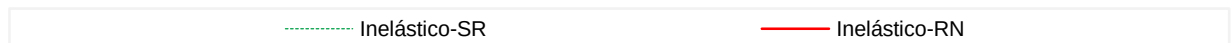
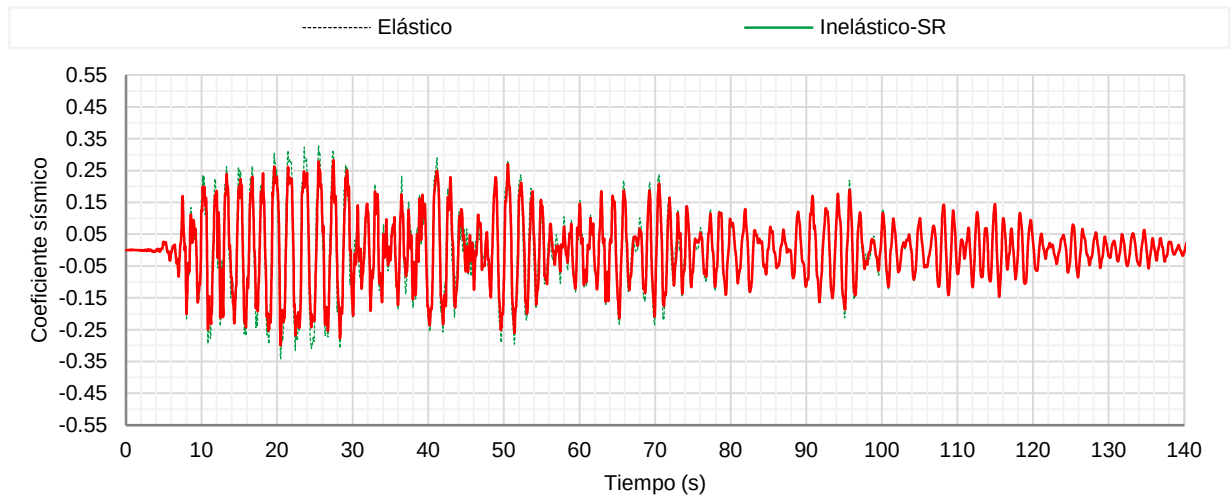
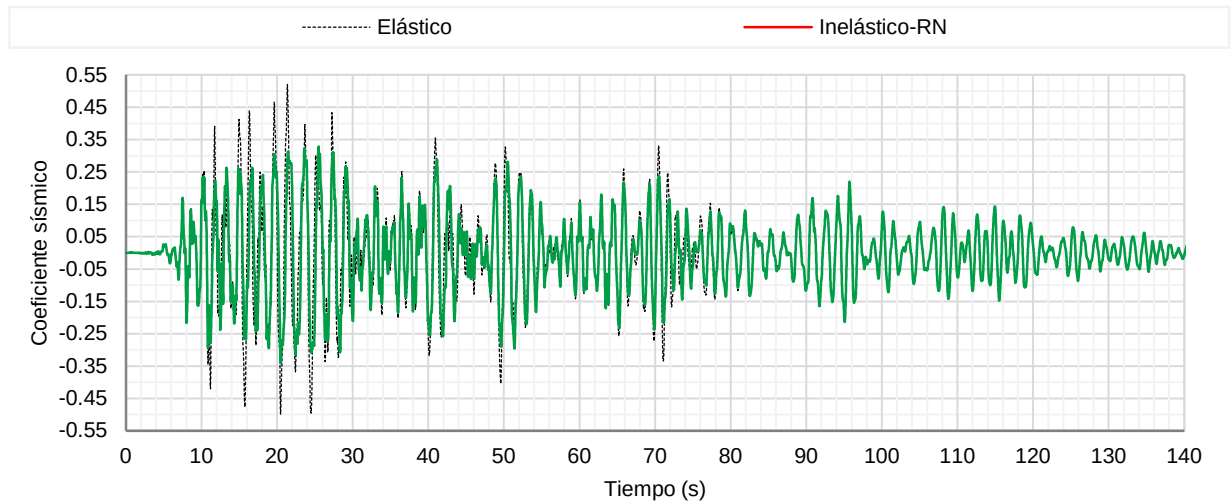
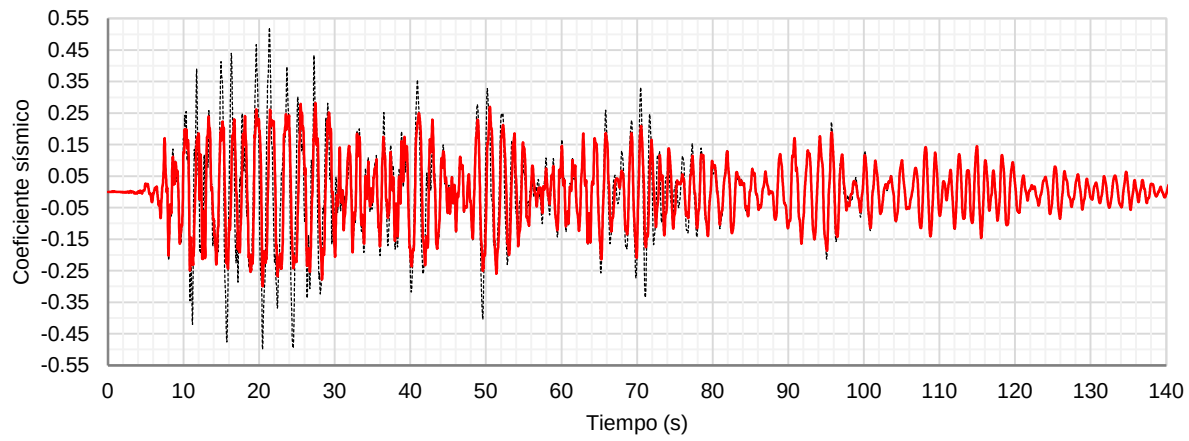


Figura 4.112 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 1 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencia SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR)

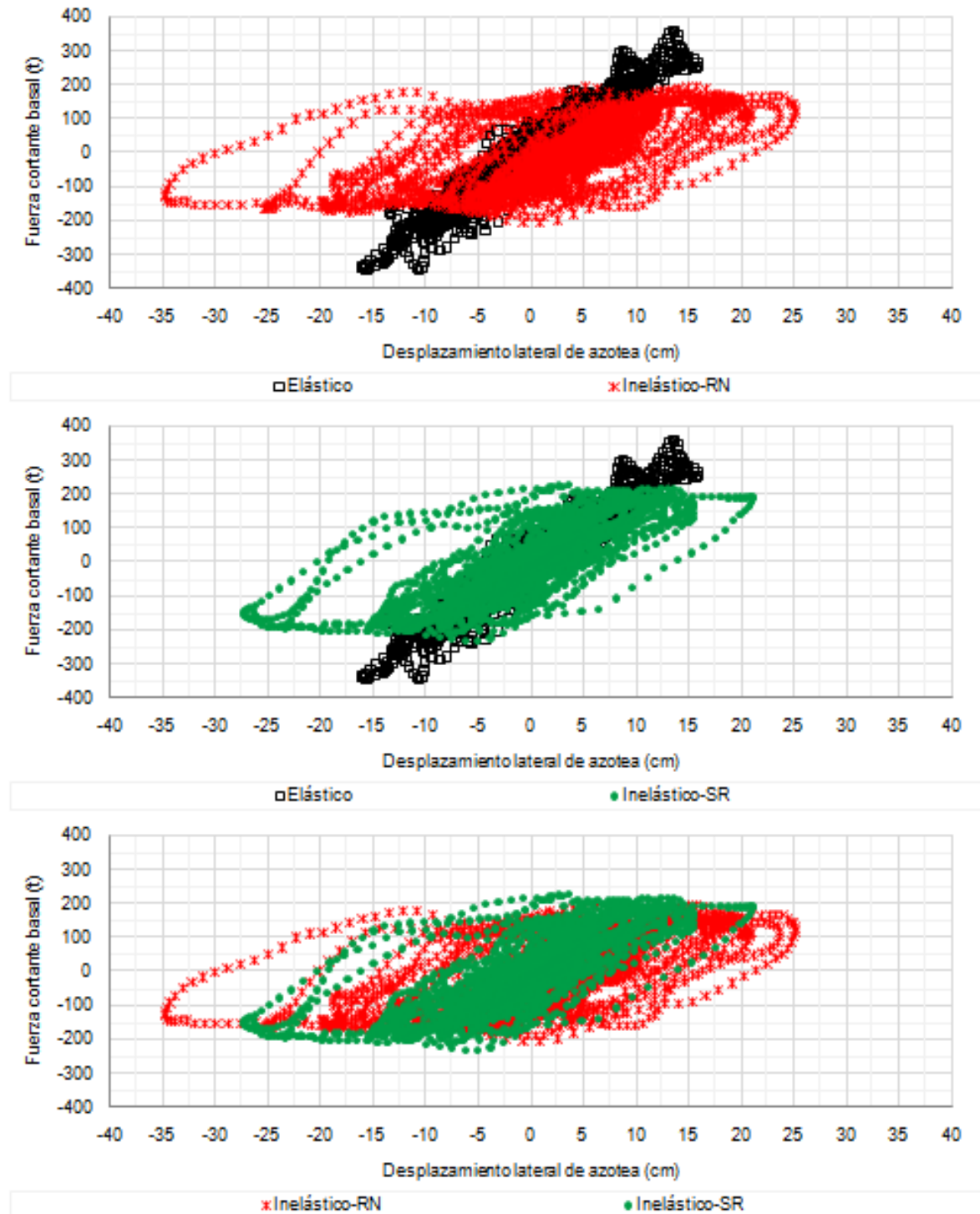


Figura 4.113 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

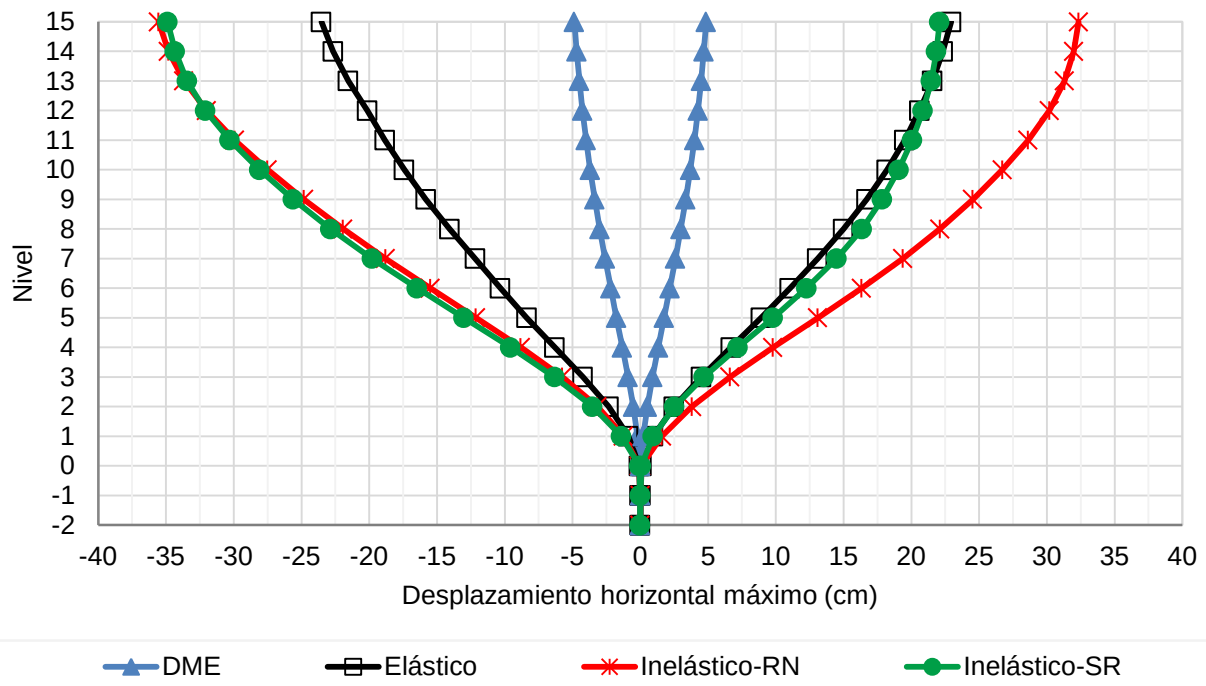


Figura 4.114 Desplazamientos horizontales máximos del eje 6 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

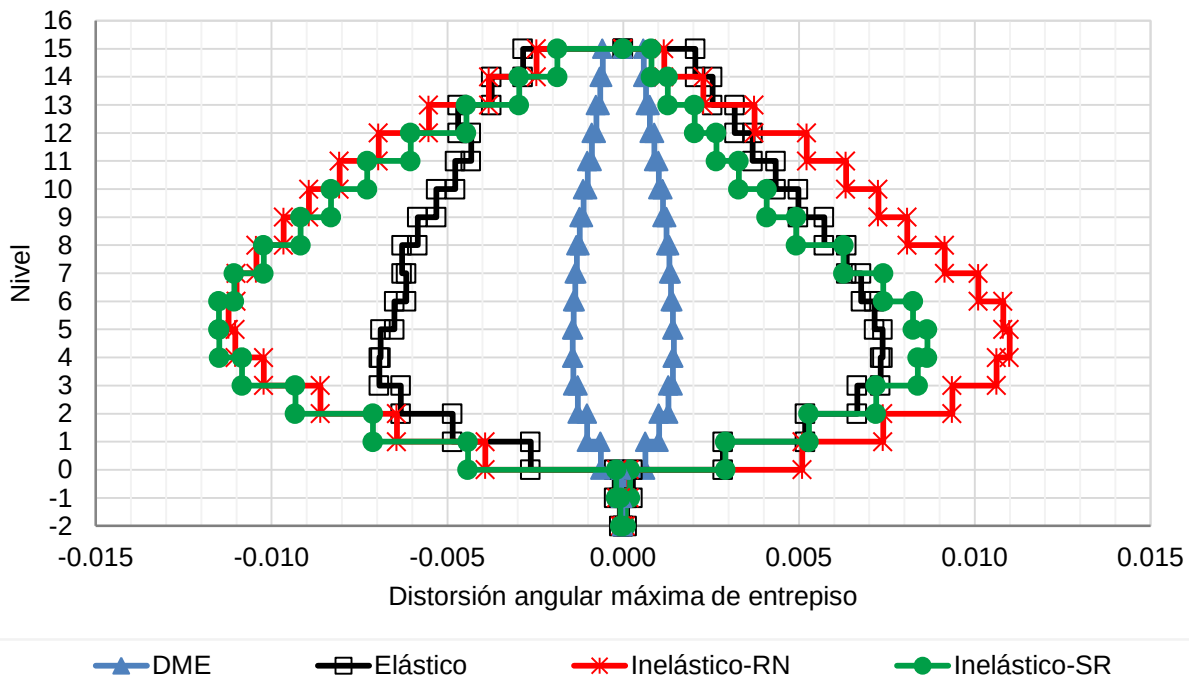


Figura 4.115 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

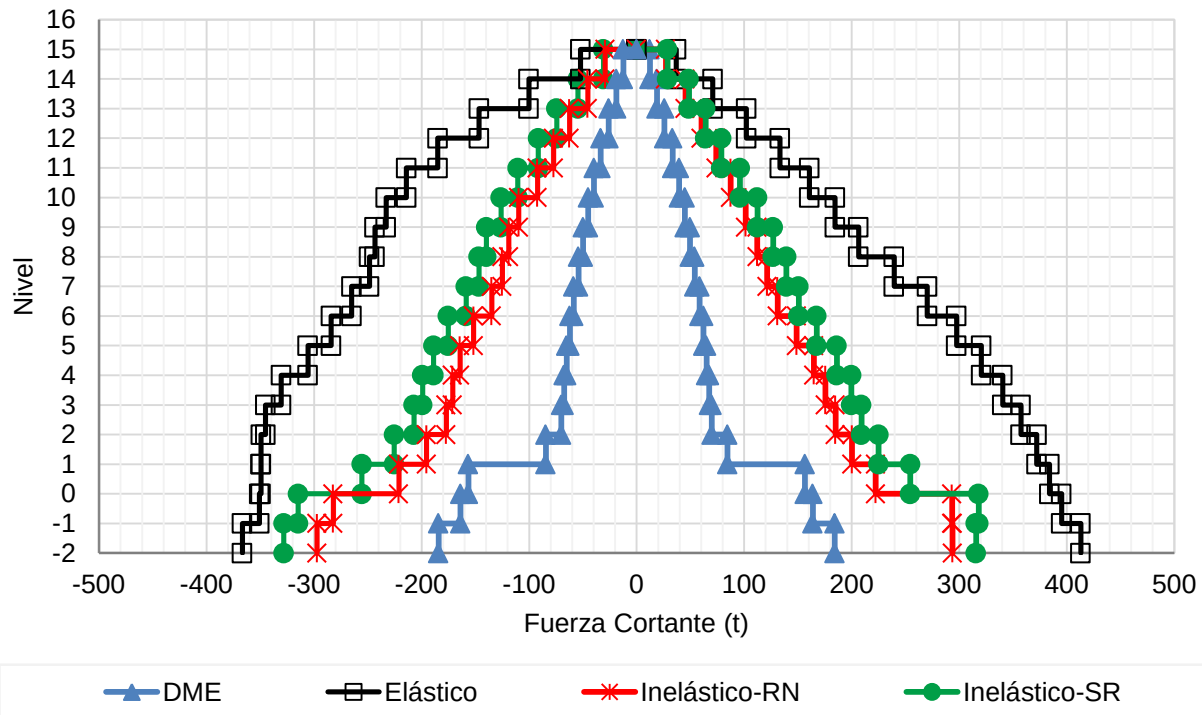


Figura 4.116 Fuerzas cortantes de entepiso del eje 6 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

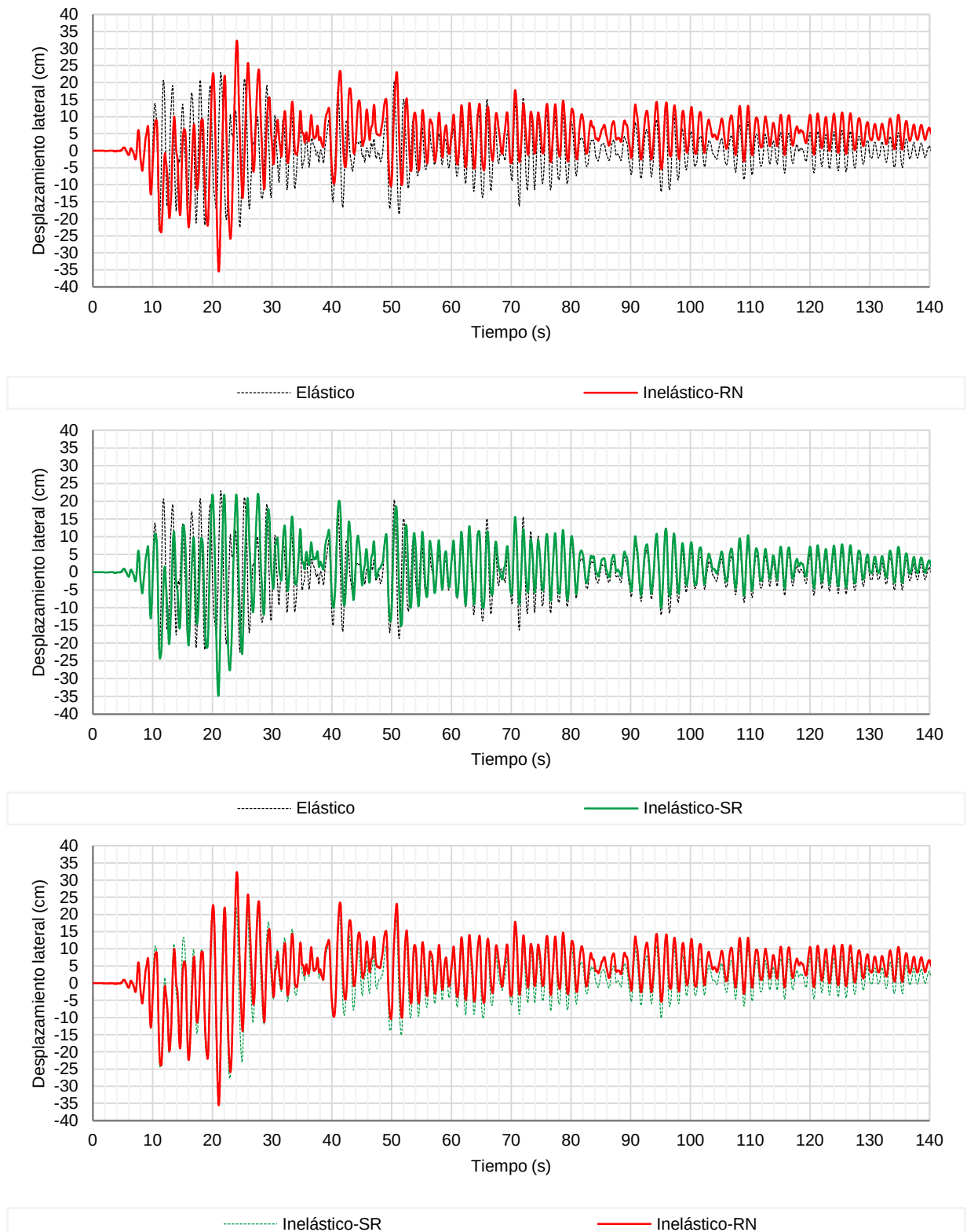


Figura 4.117 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 6 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

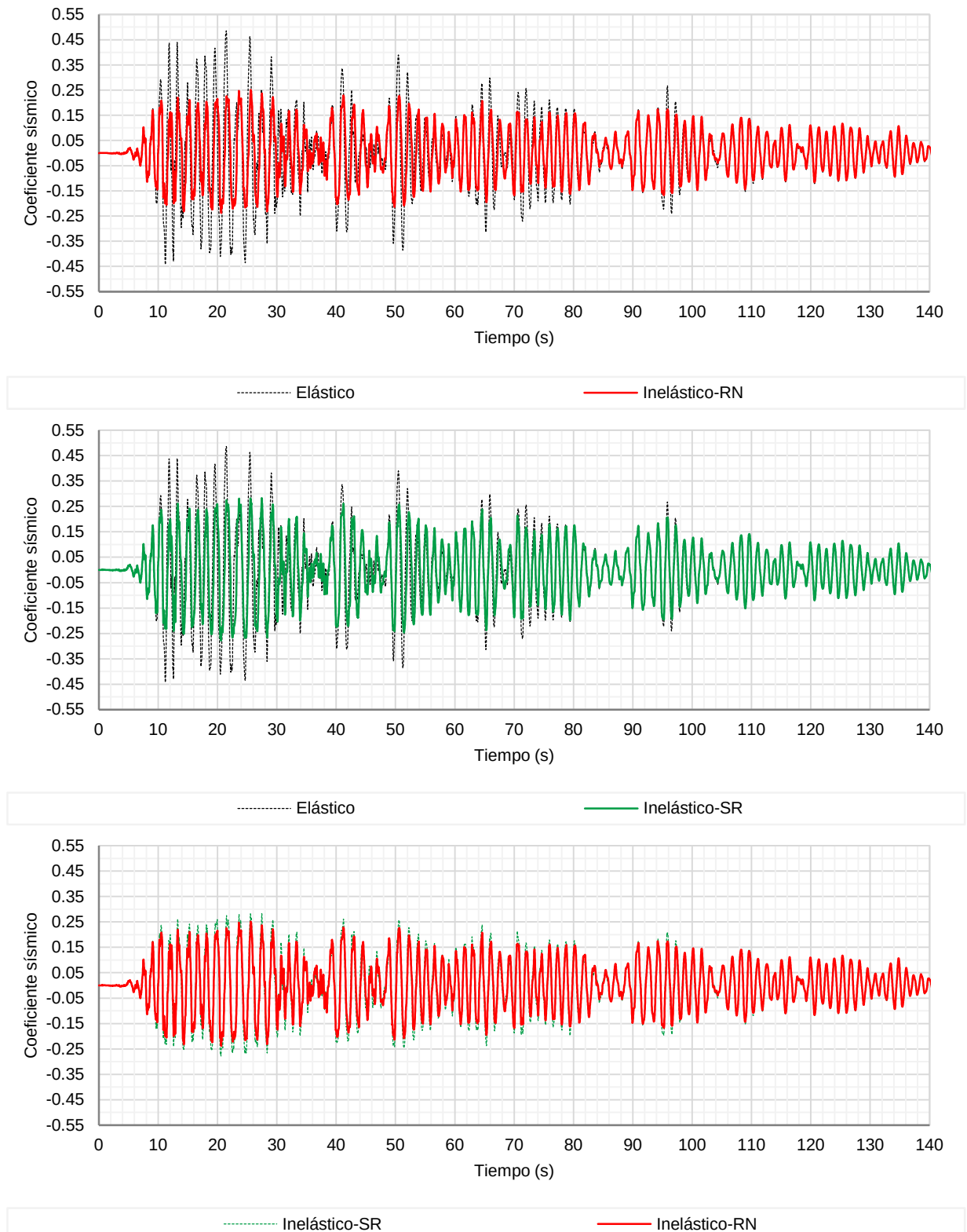


Figura 4.118 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 6 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

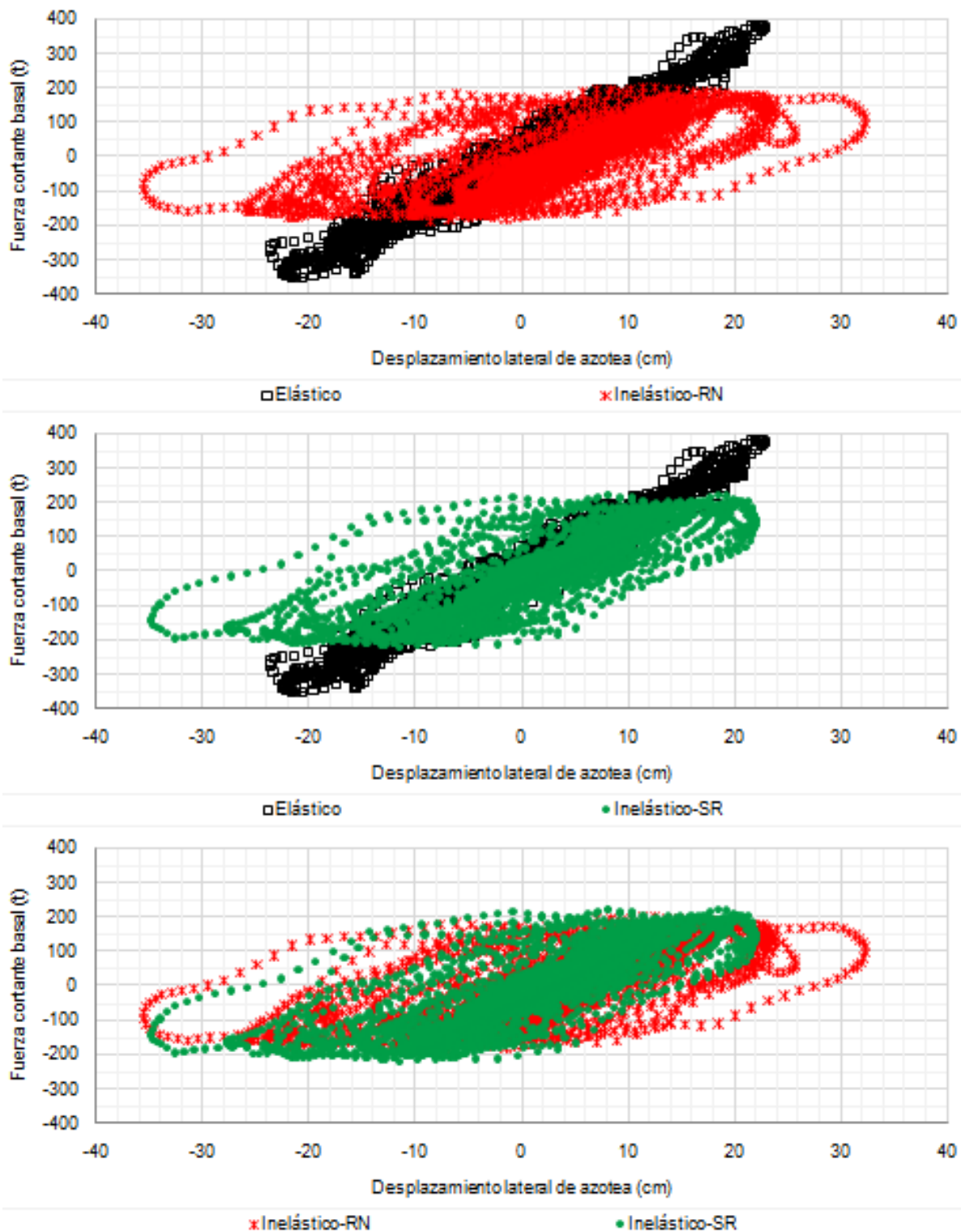


Figura 4.119 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

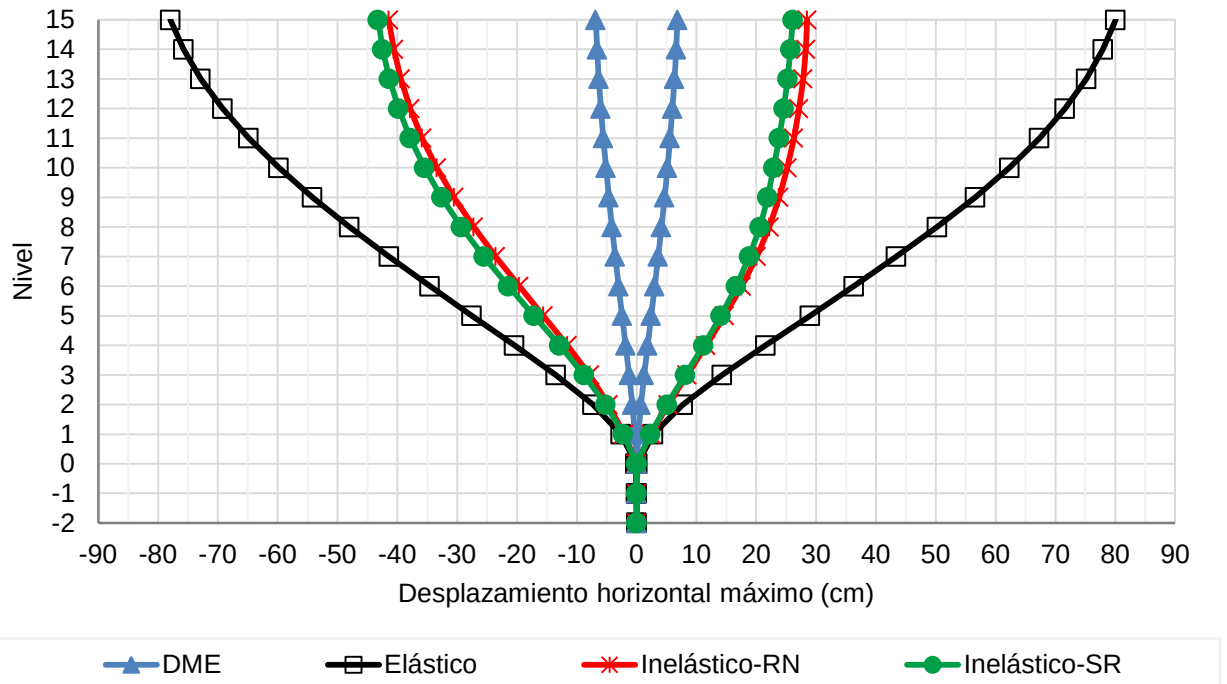


Figura 4.120 Desplazamientos horizontales máximos del eje 9 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

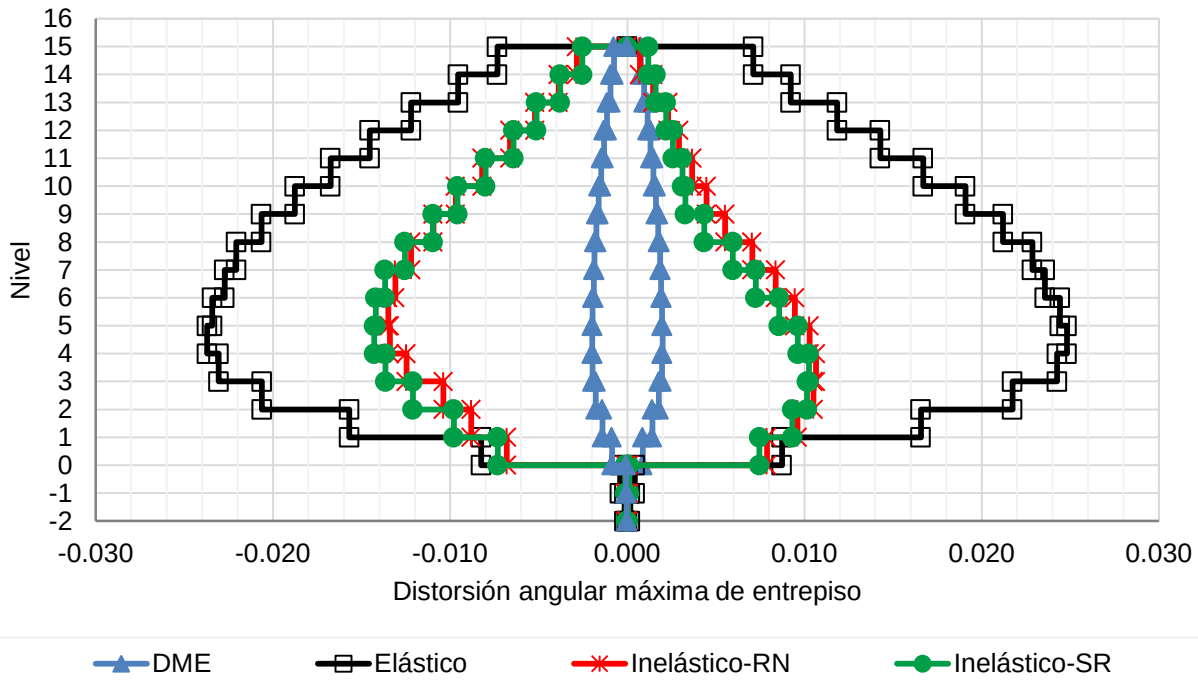


Figura 4.121 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 9 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

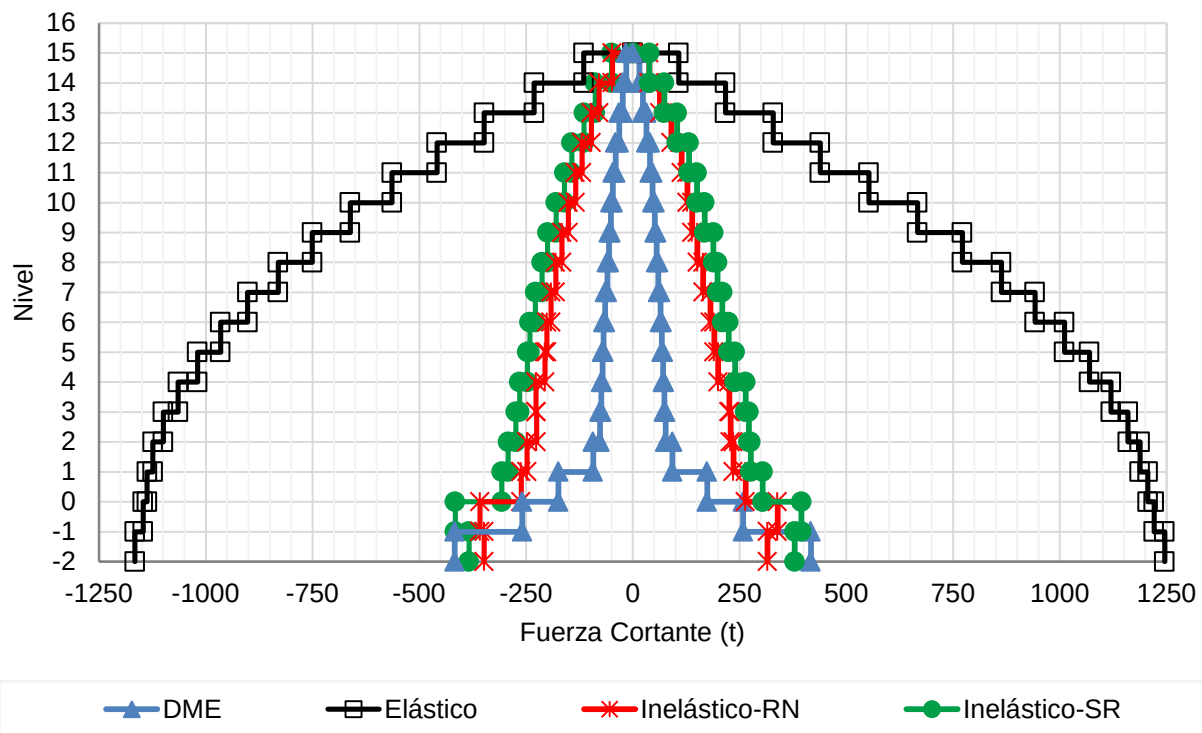


Figura 4.122 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 9 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

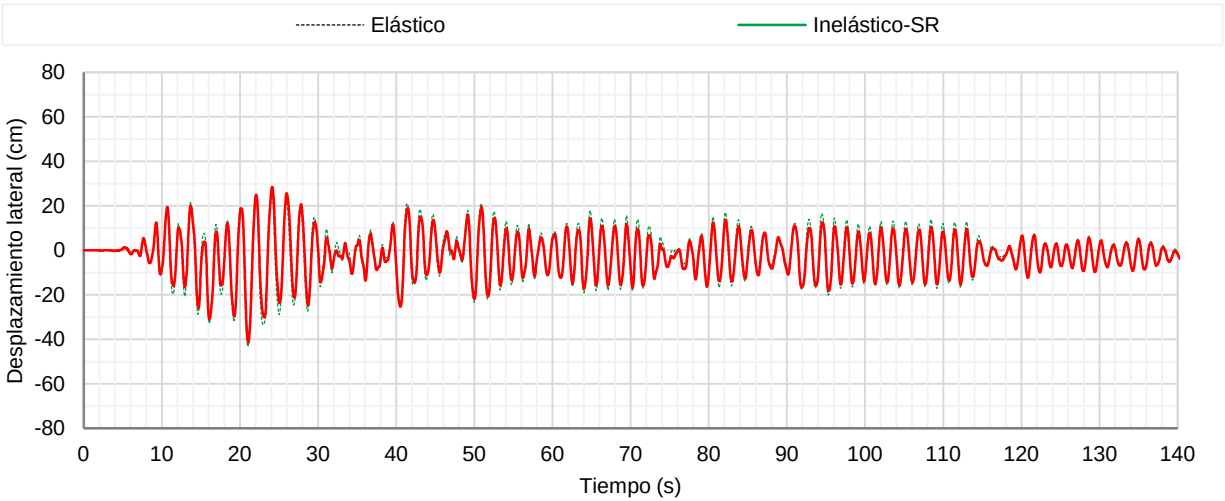
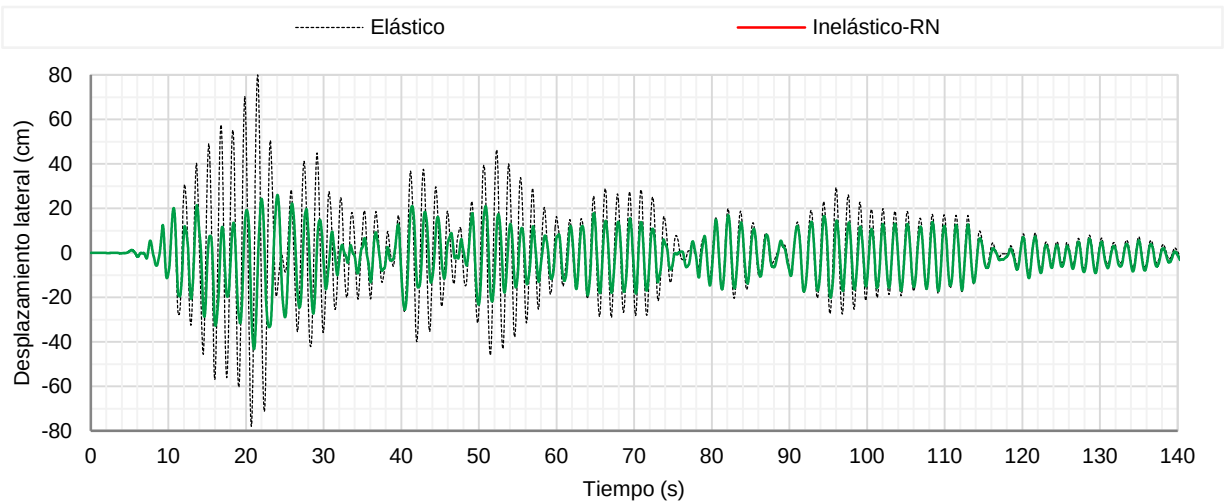
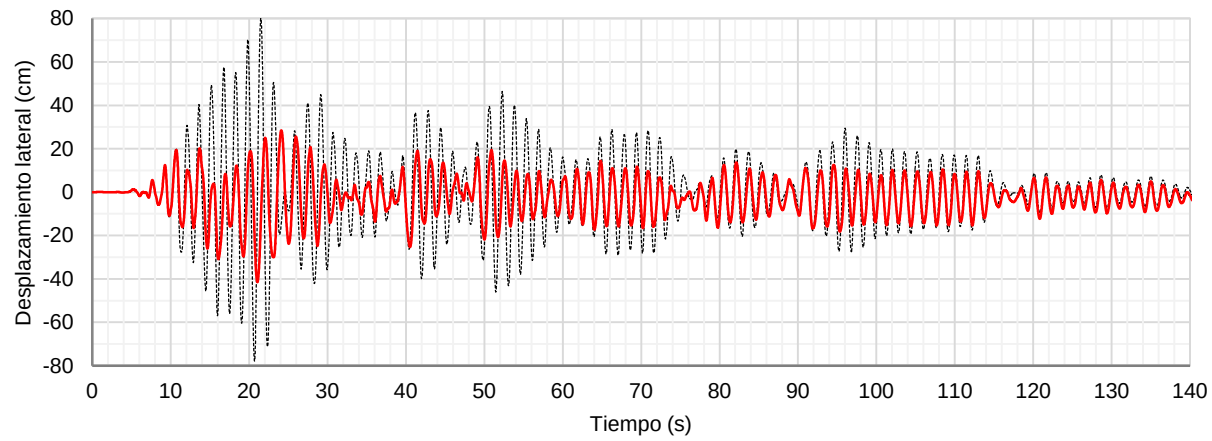


Figura 4.123 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 9 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

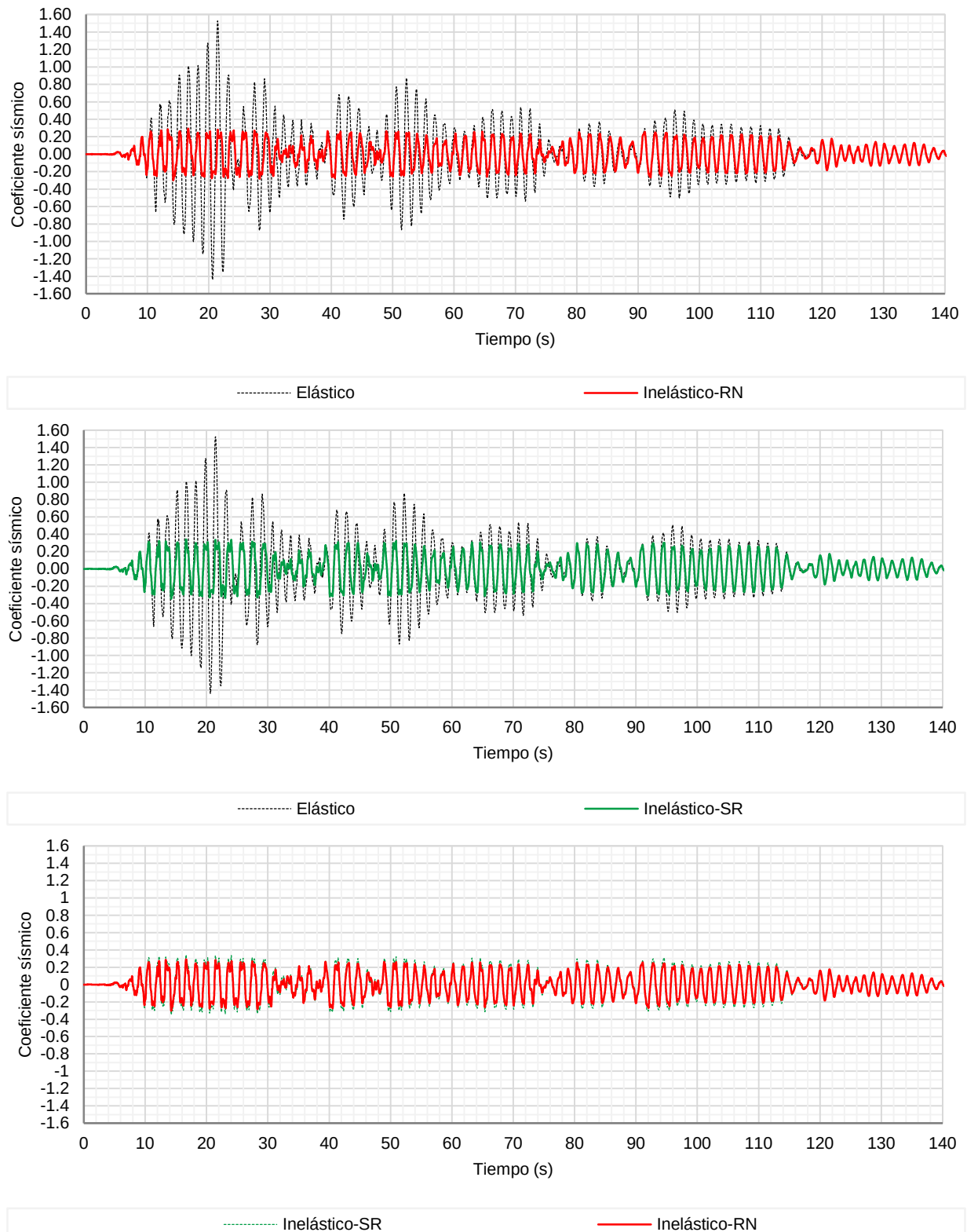


Figura 4.124 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 9 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

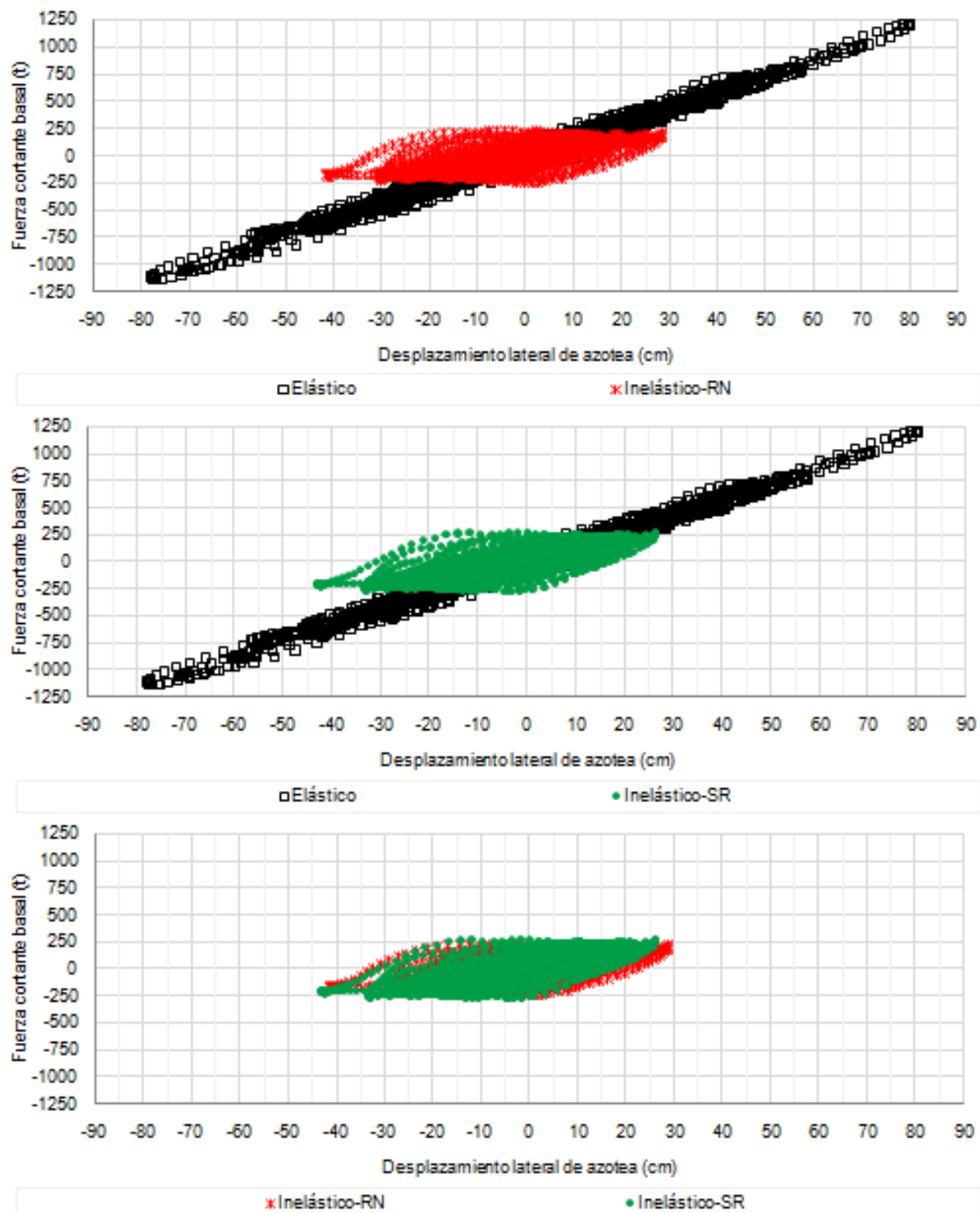
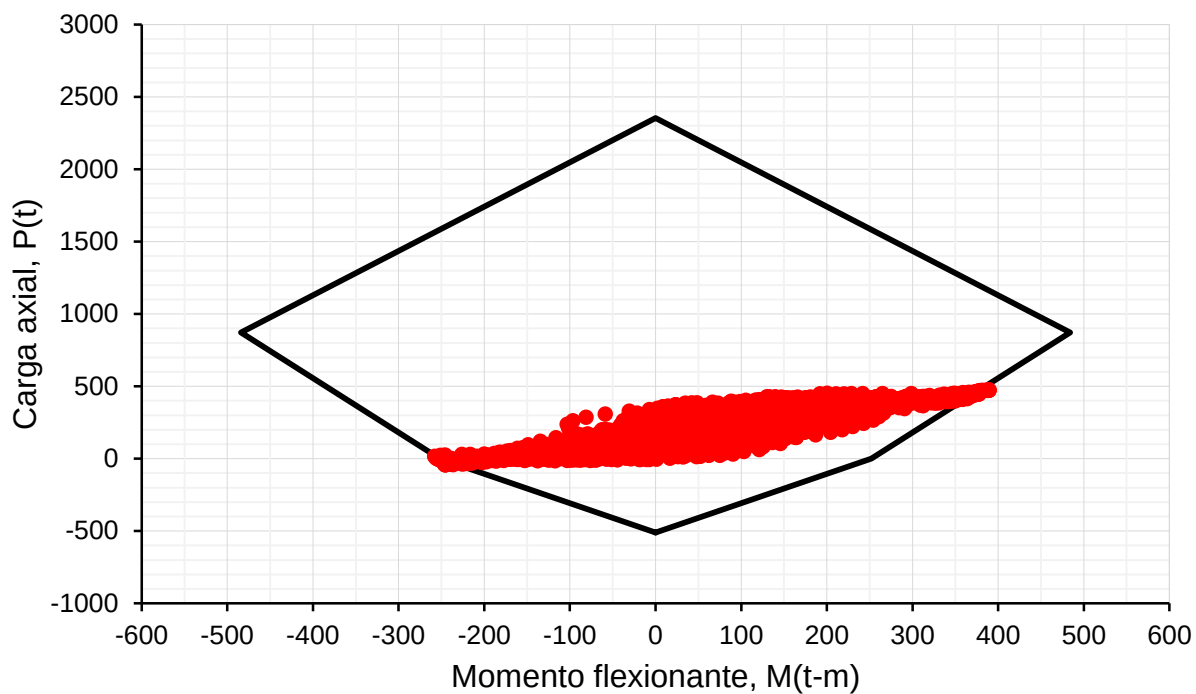
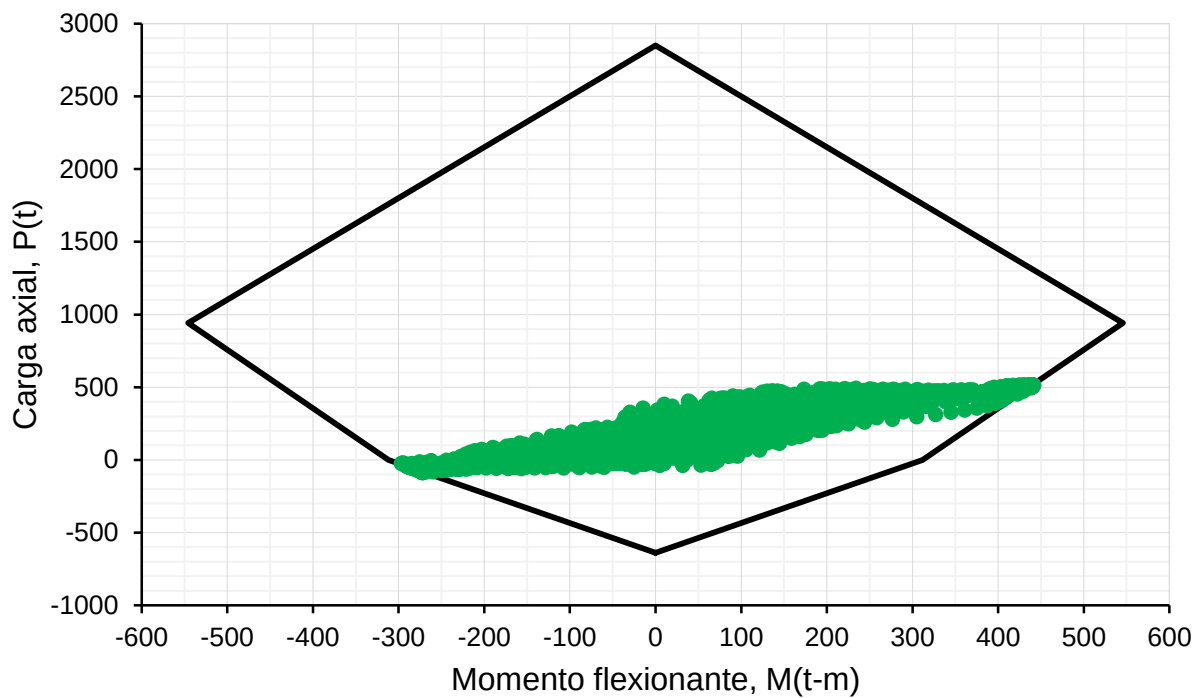


Figura 4.125 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)



● Inelástico - RN



● Inelástico - SR

Figura 4.126 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

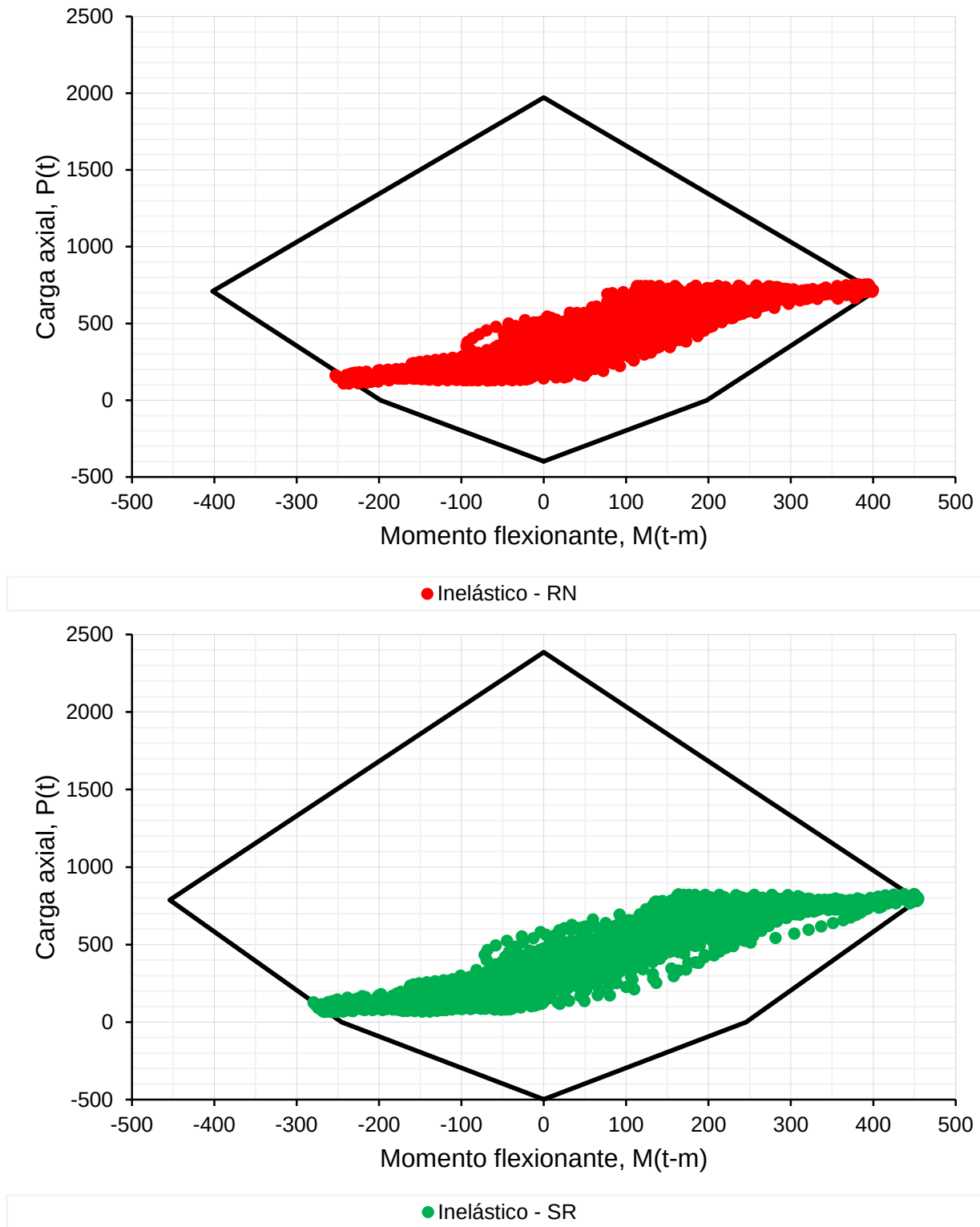
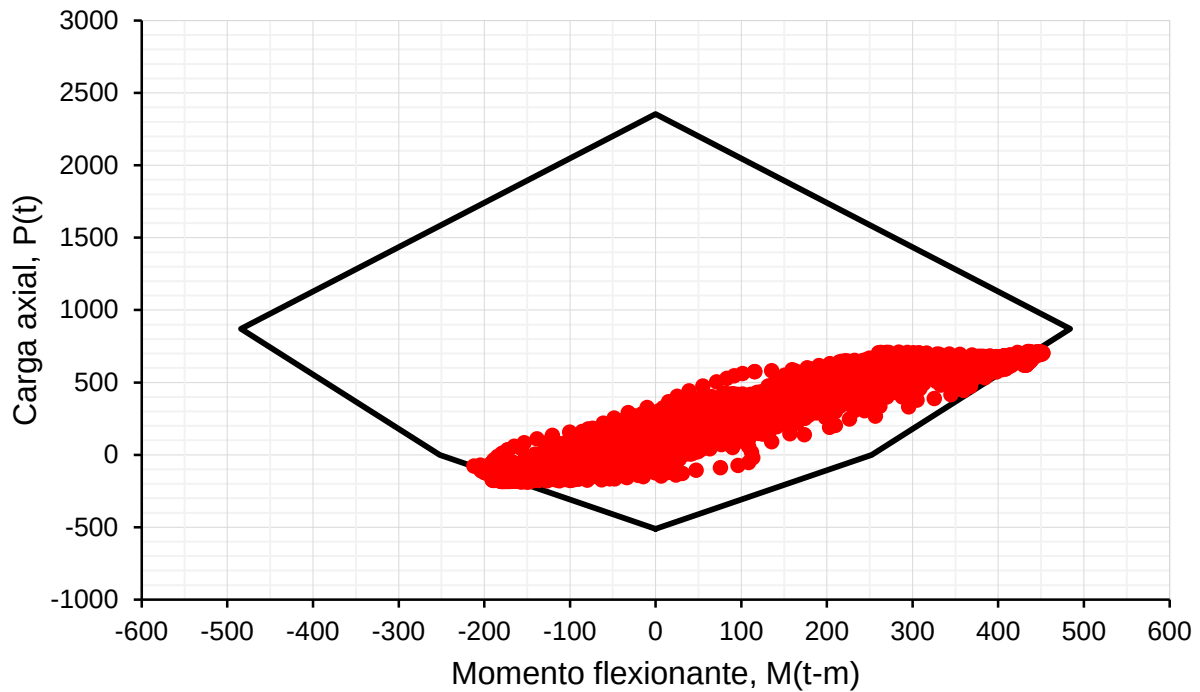
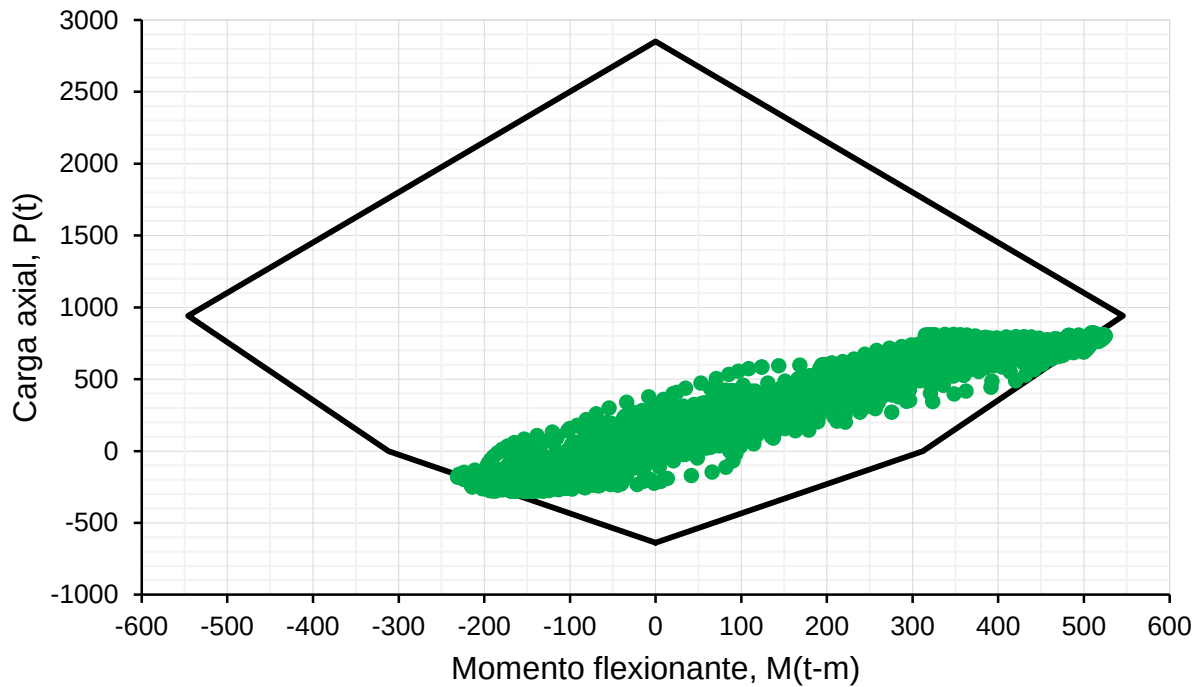


Figura 4.127 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°



● Inelástico - RN



● Inelástico - SR

Figura 4.128 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

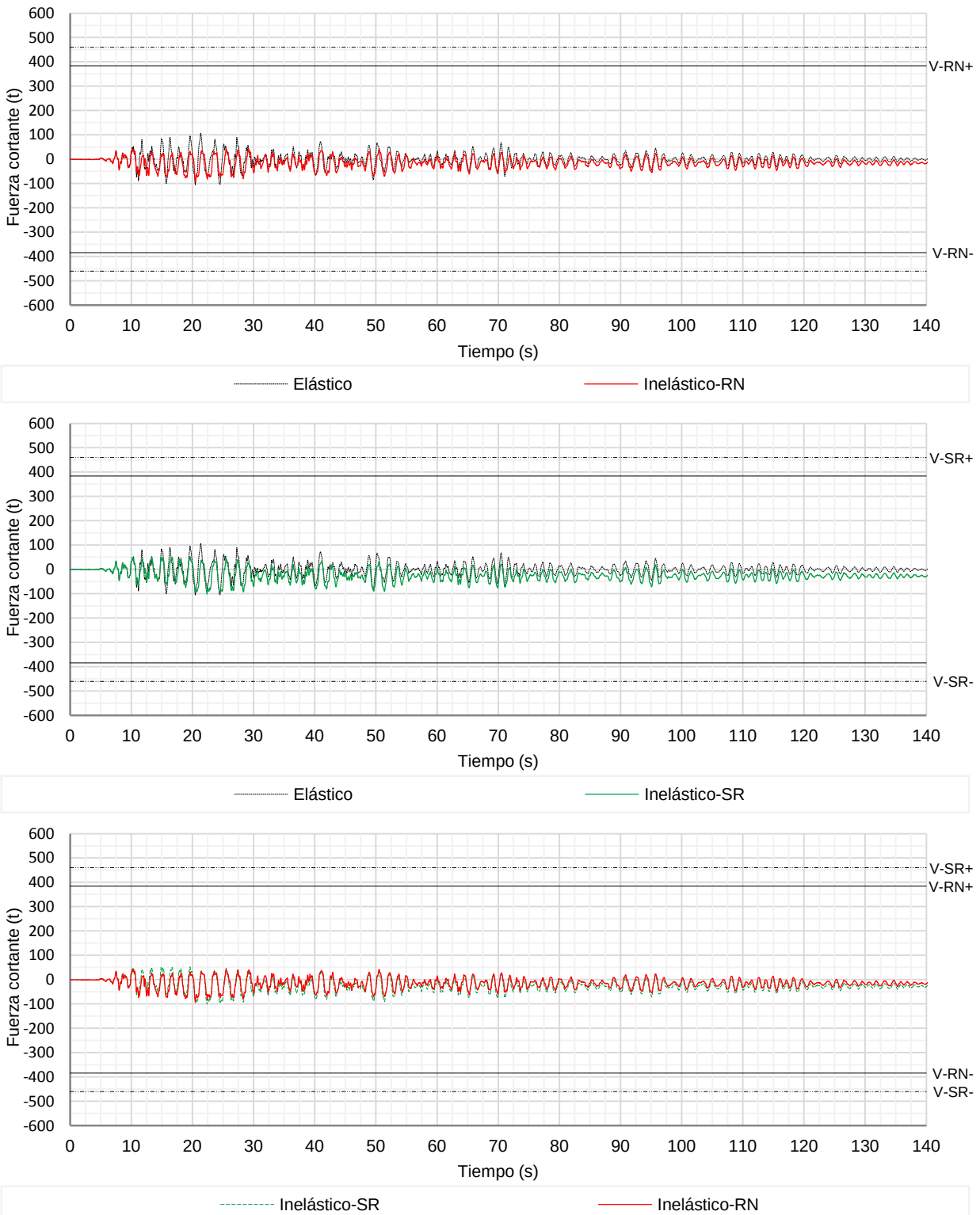


Figura 4.129 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

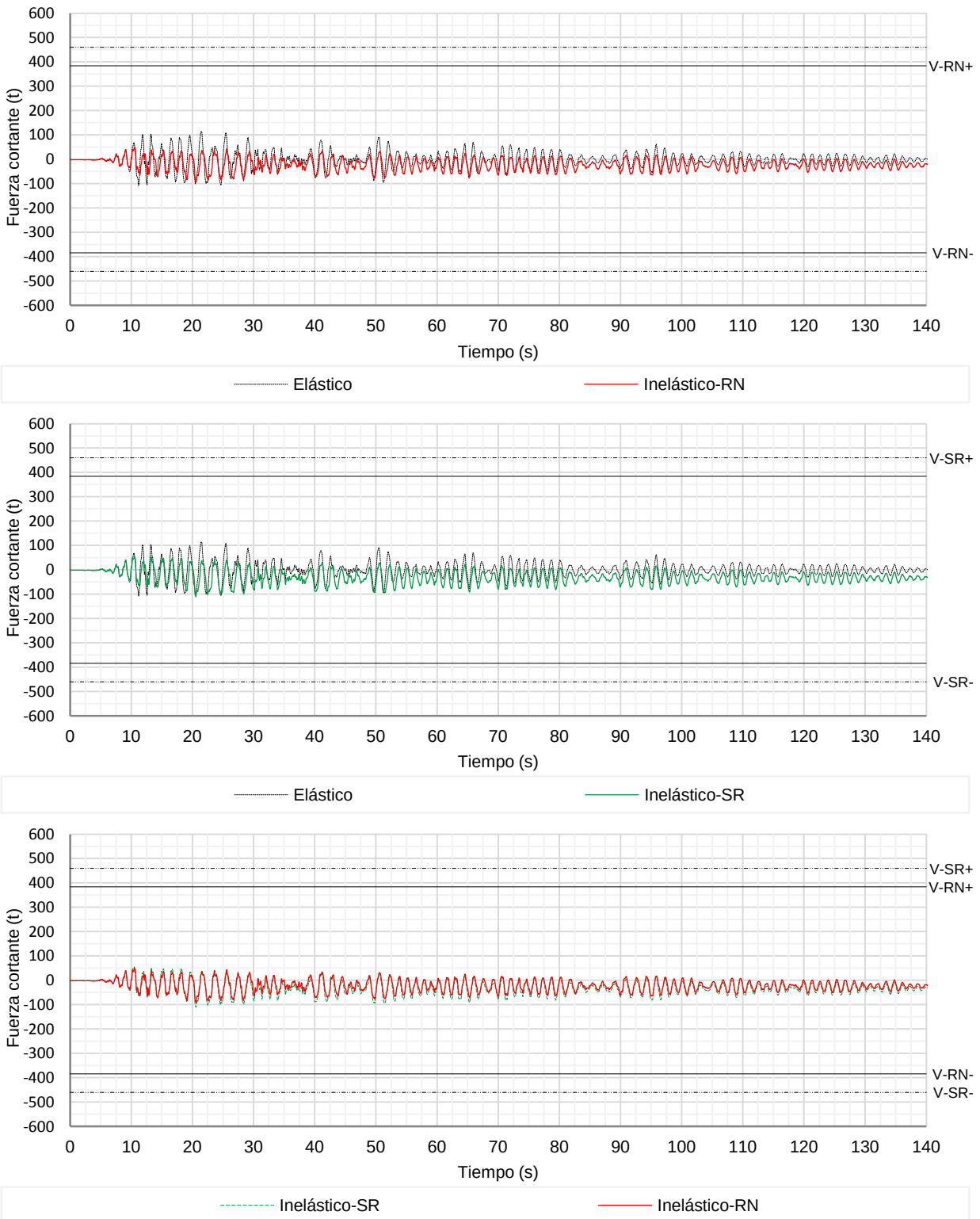


Figura 4.130 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

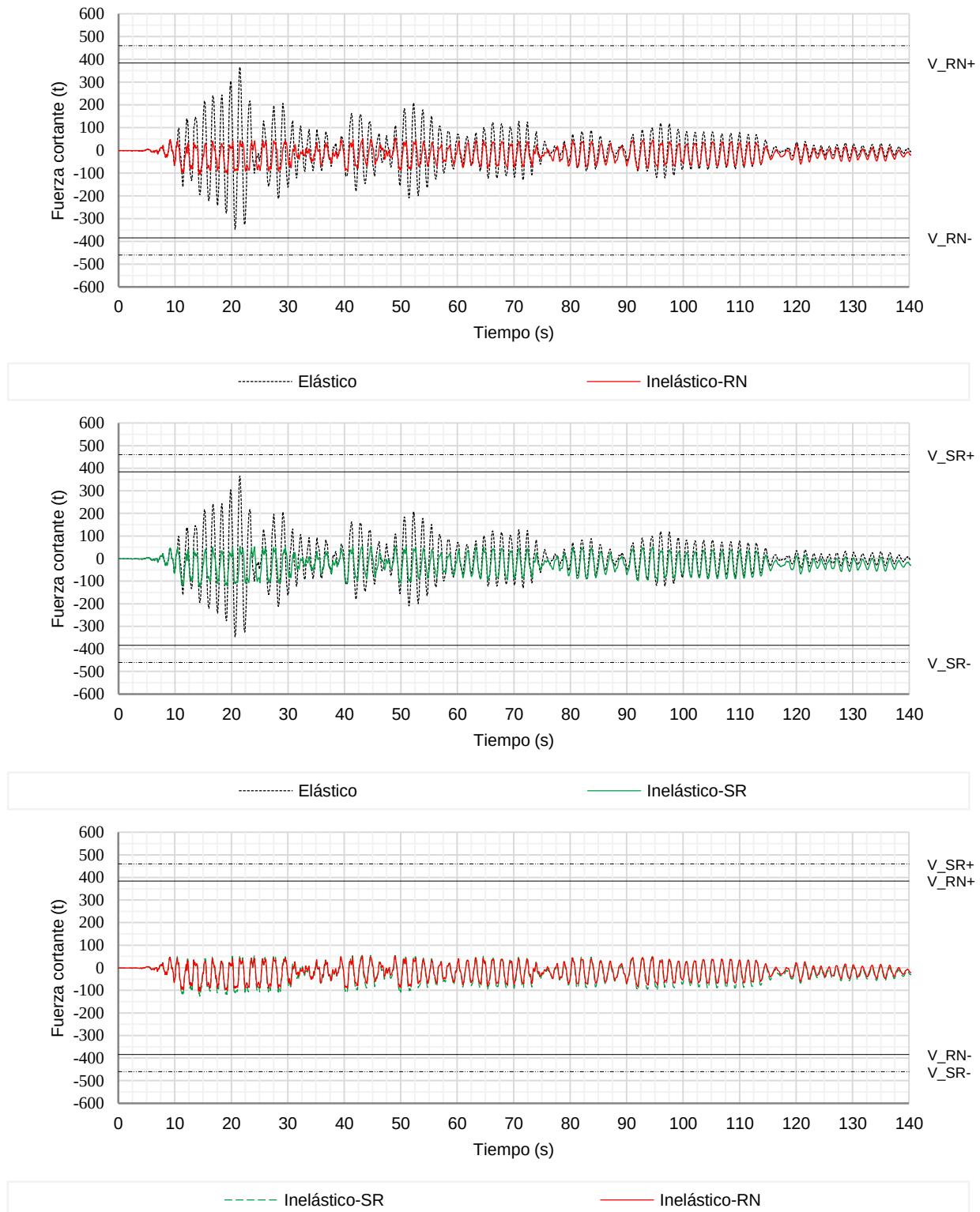


Figura 4.131 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

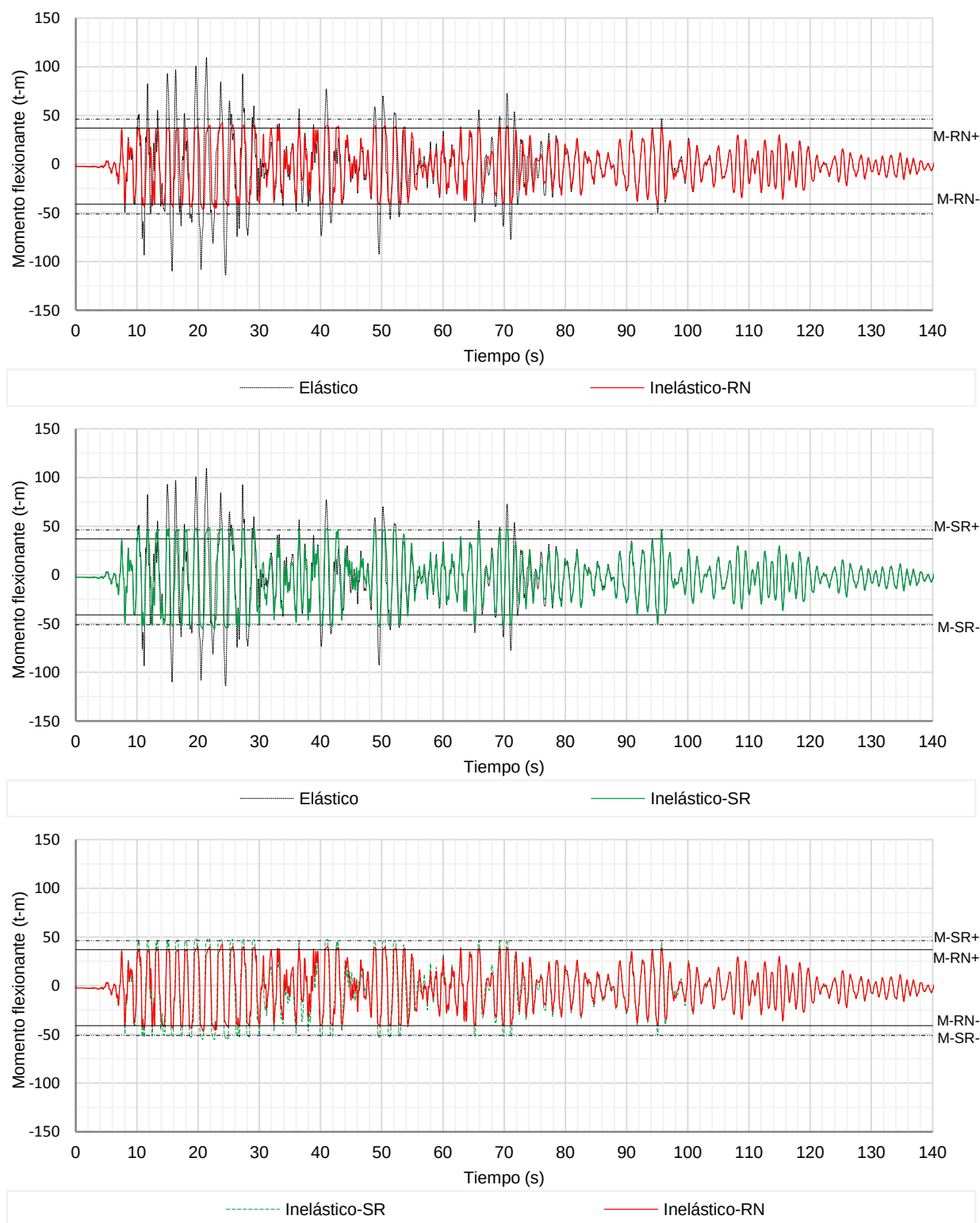


Figura 4.132 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

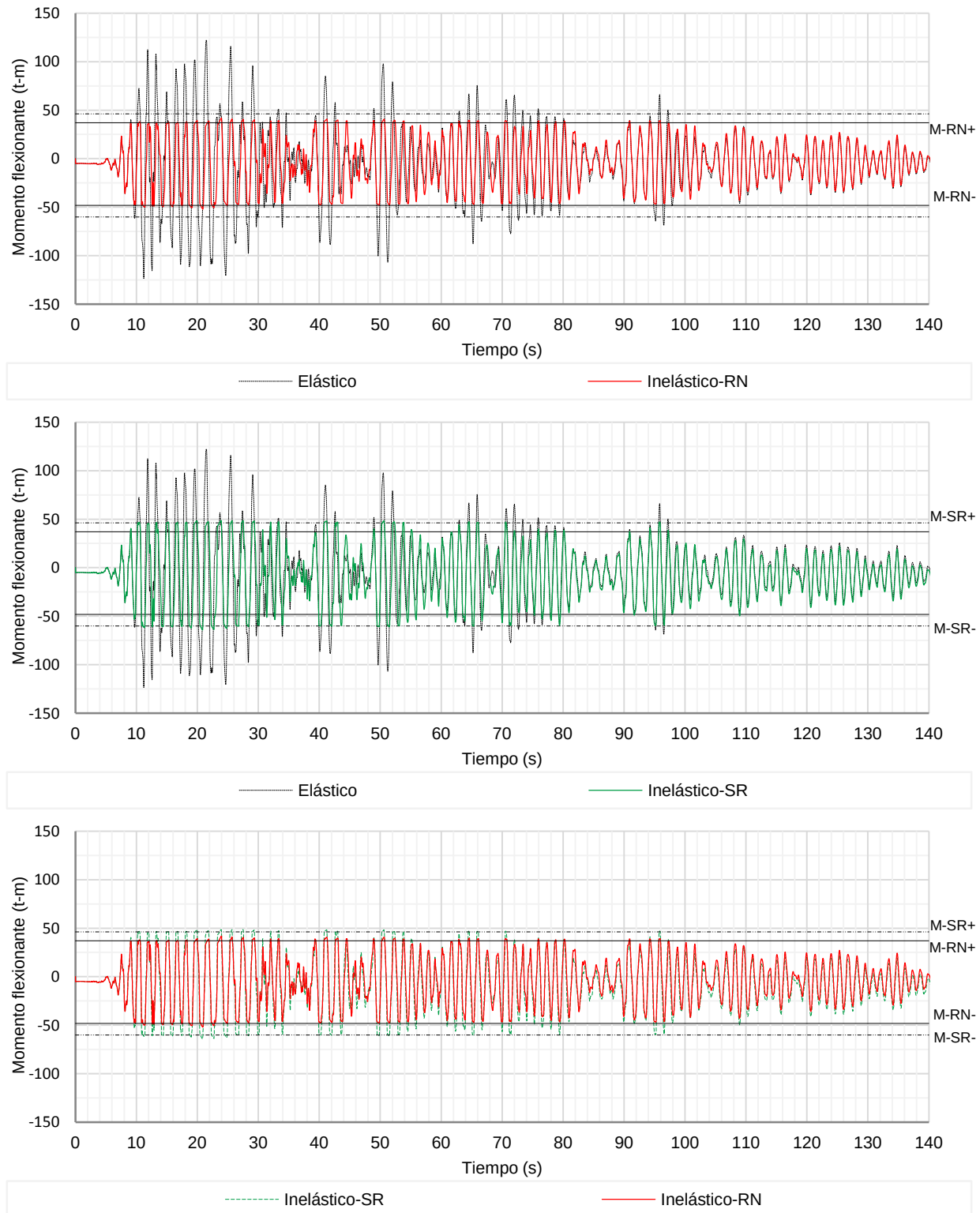


Figura 4.133 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

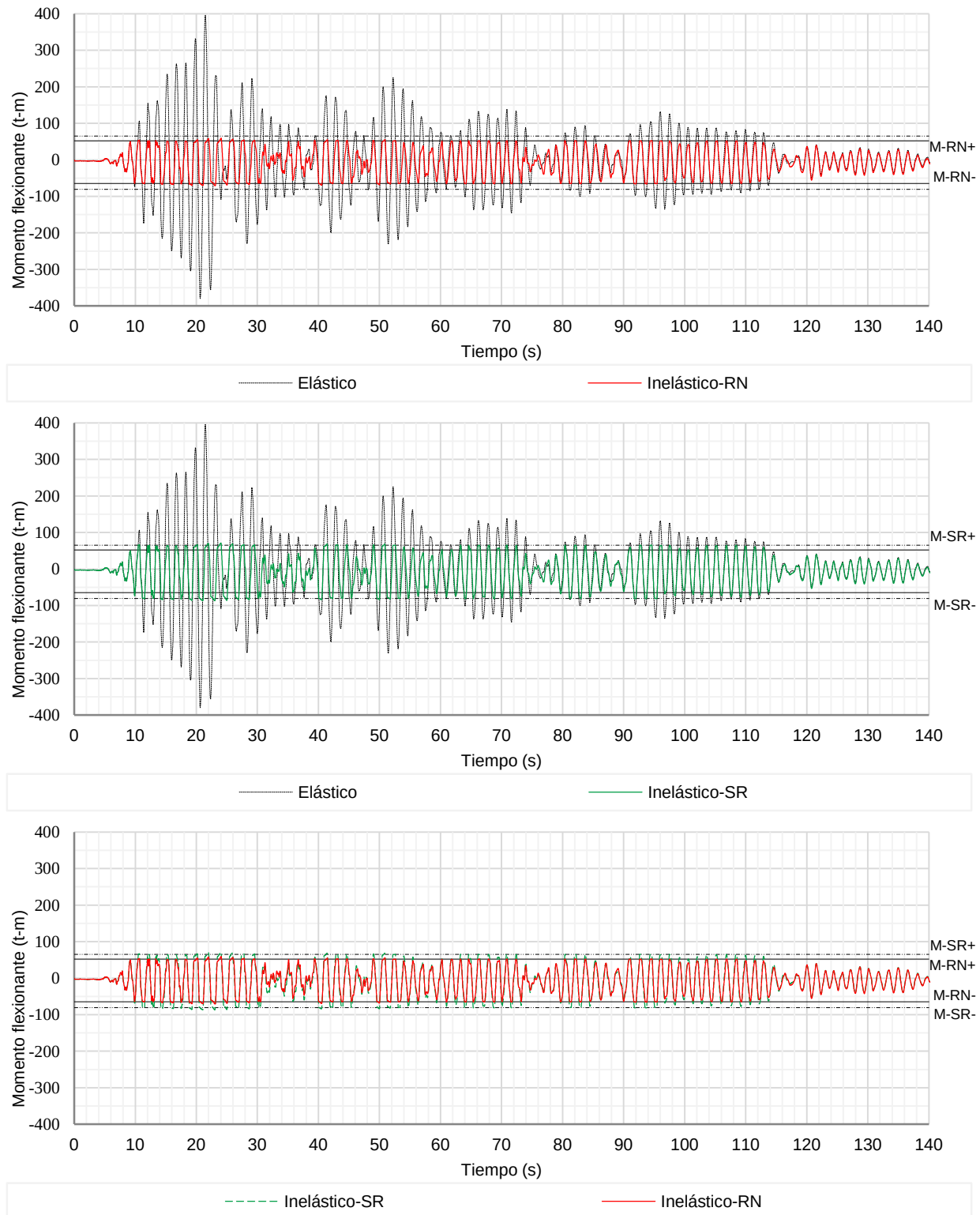


Figura 4.134 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

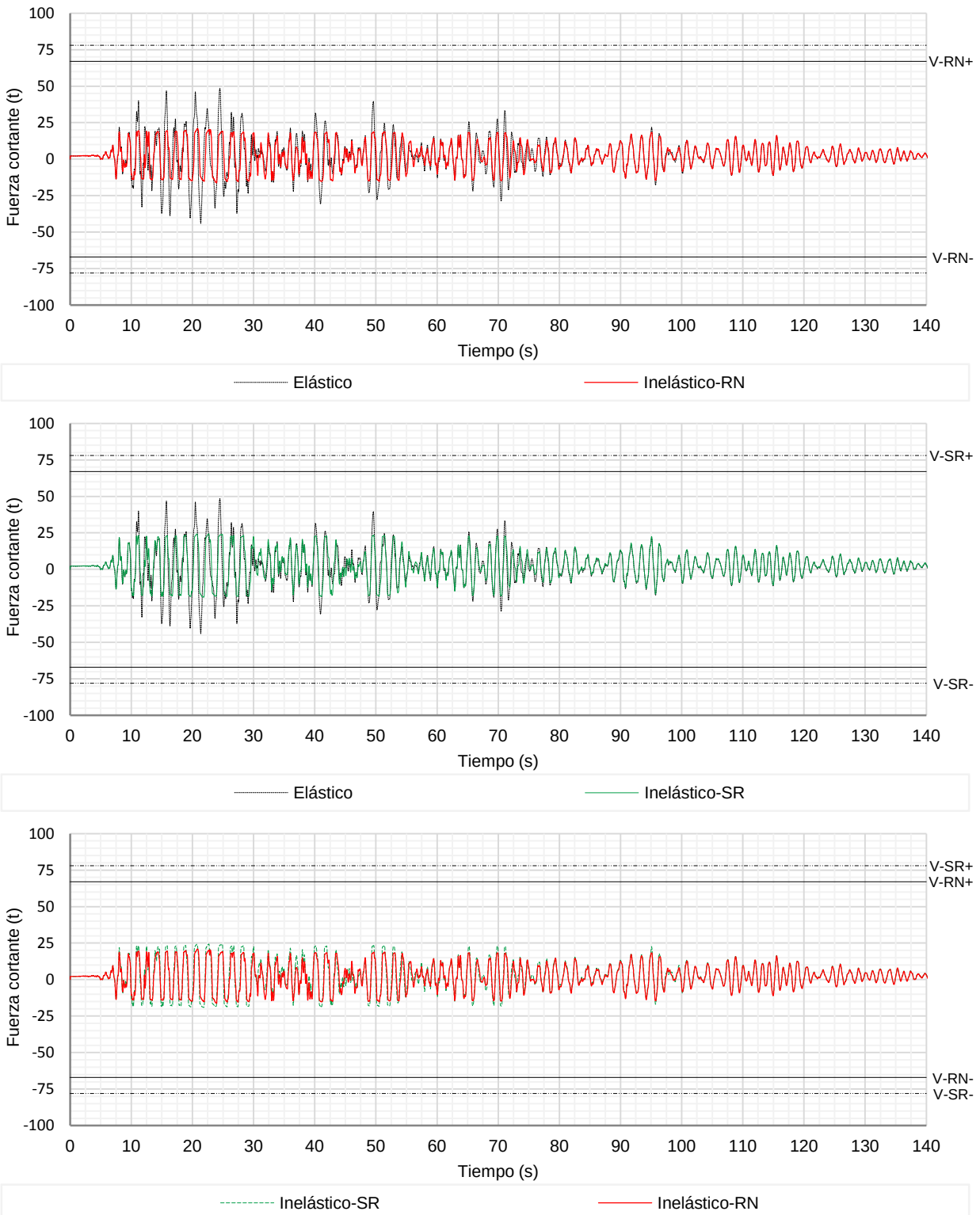


Figura 4.135 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

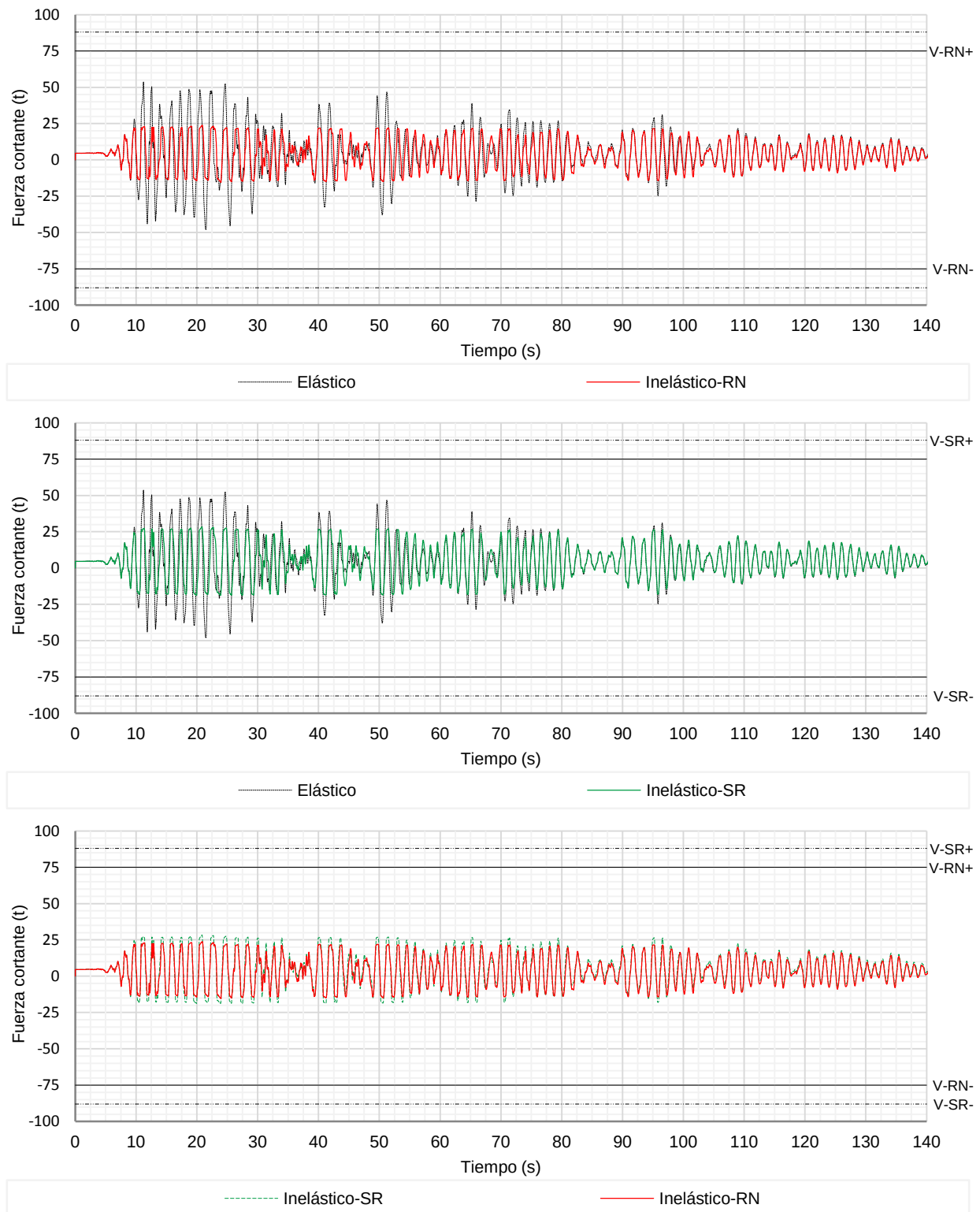


Figura 4.136 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

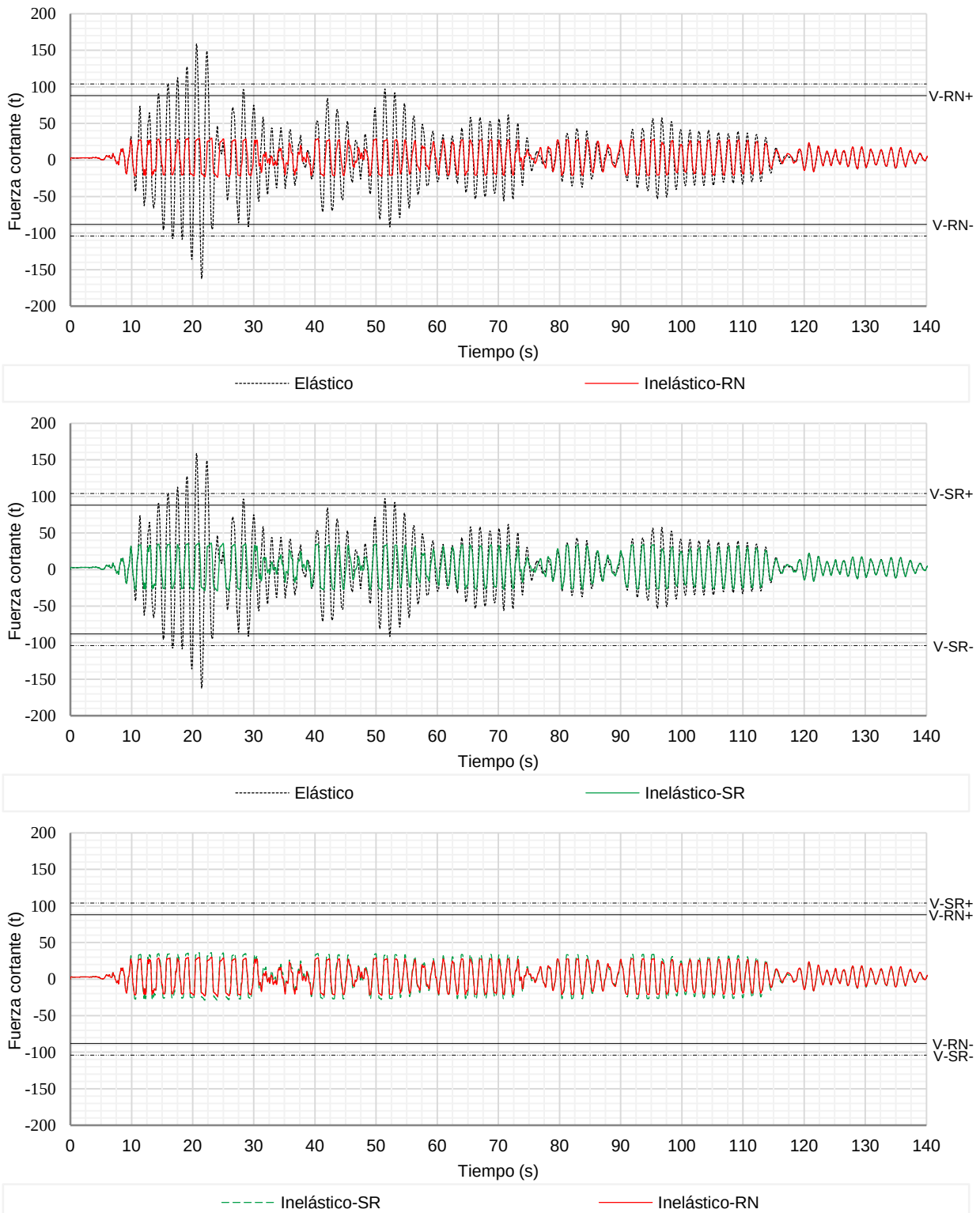


Figura 4.137 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

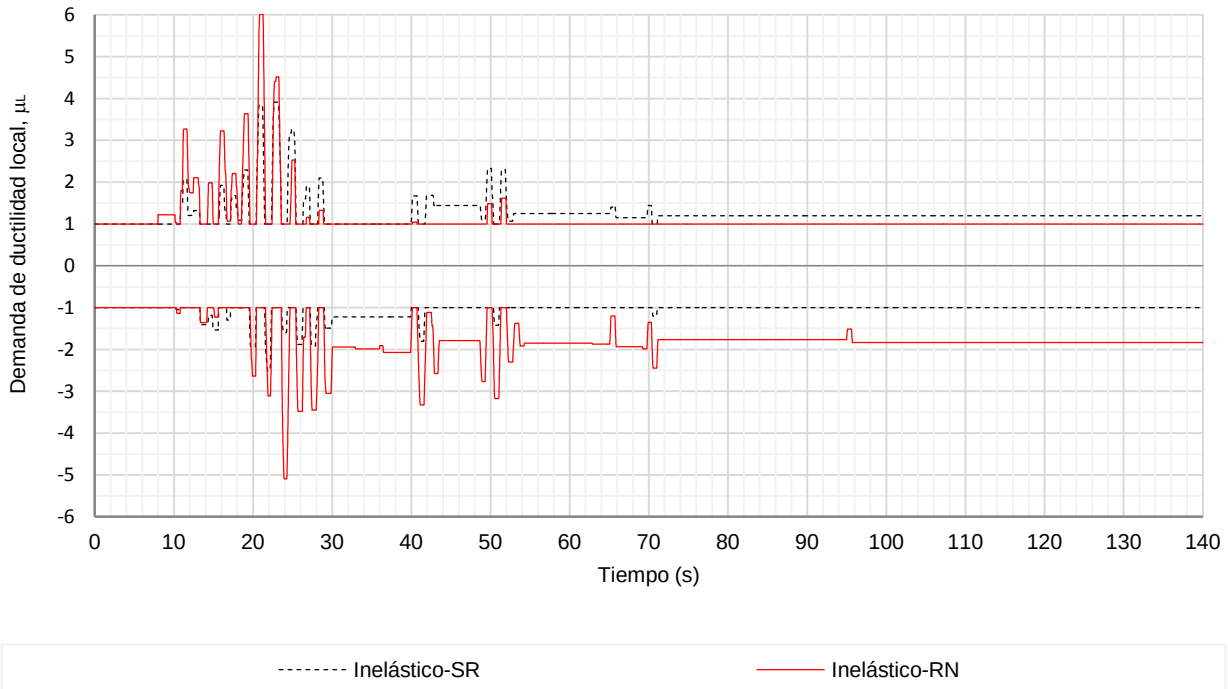


Figura 4.138 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

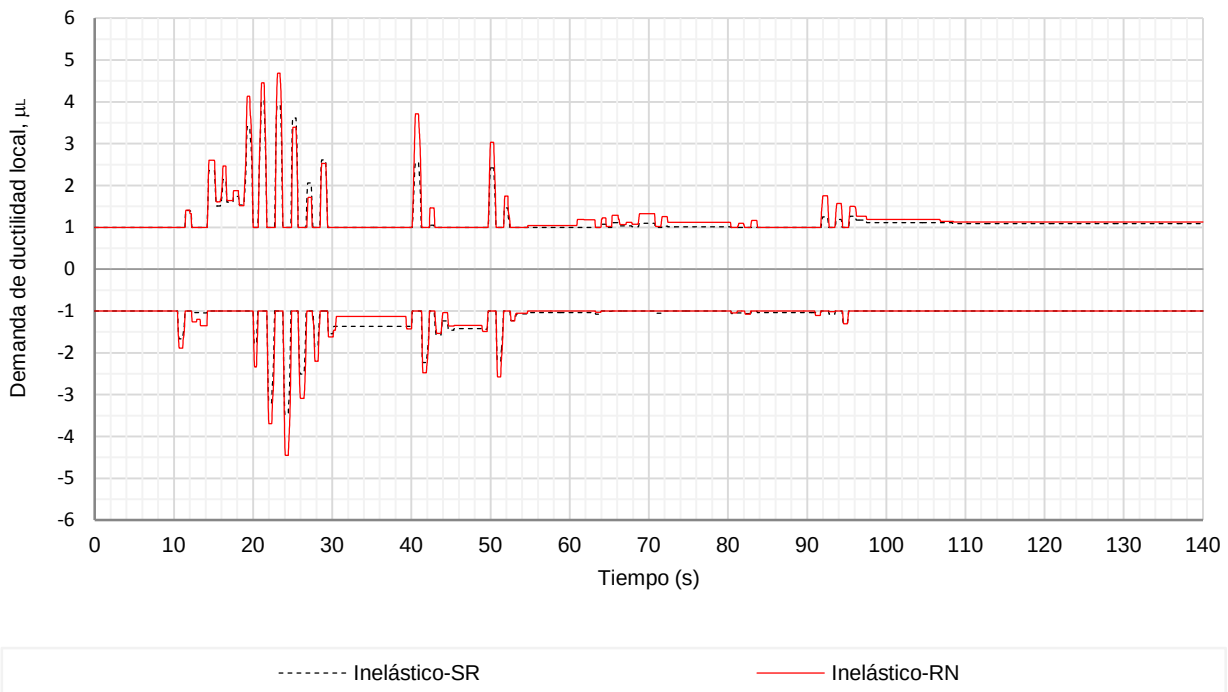


Figura 4.139 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

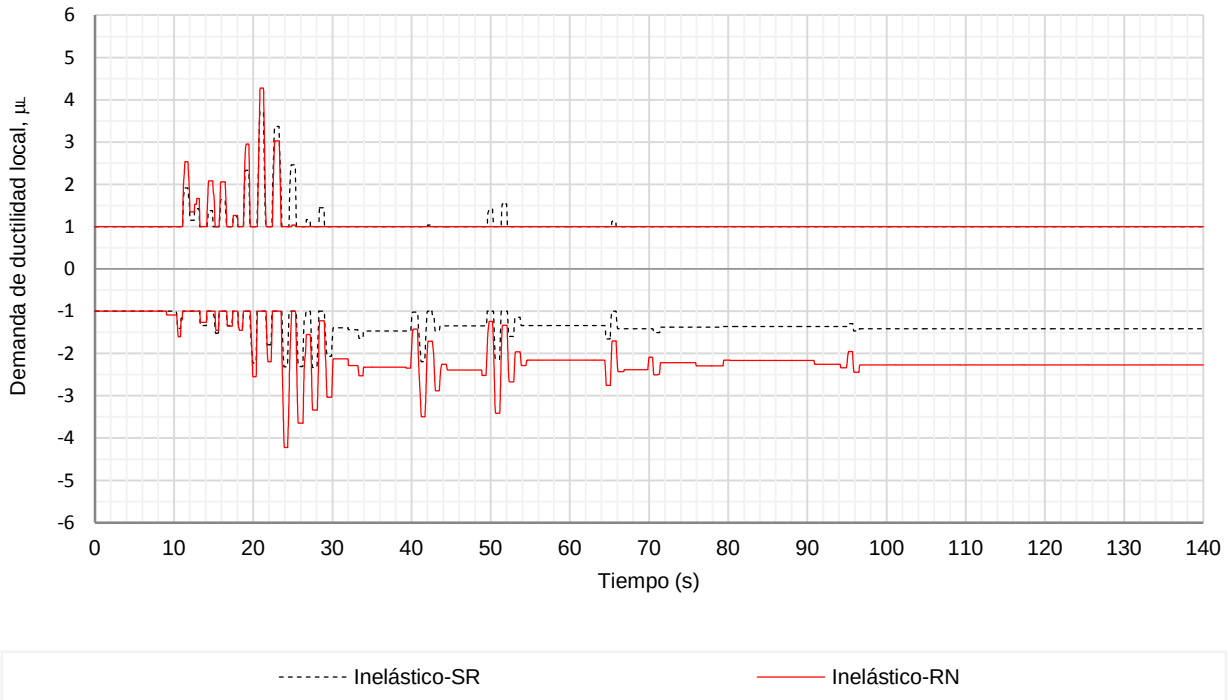


Figura 4.140 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

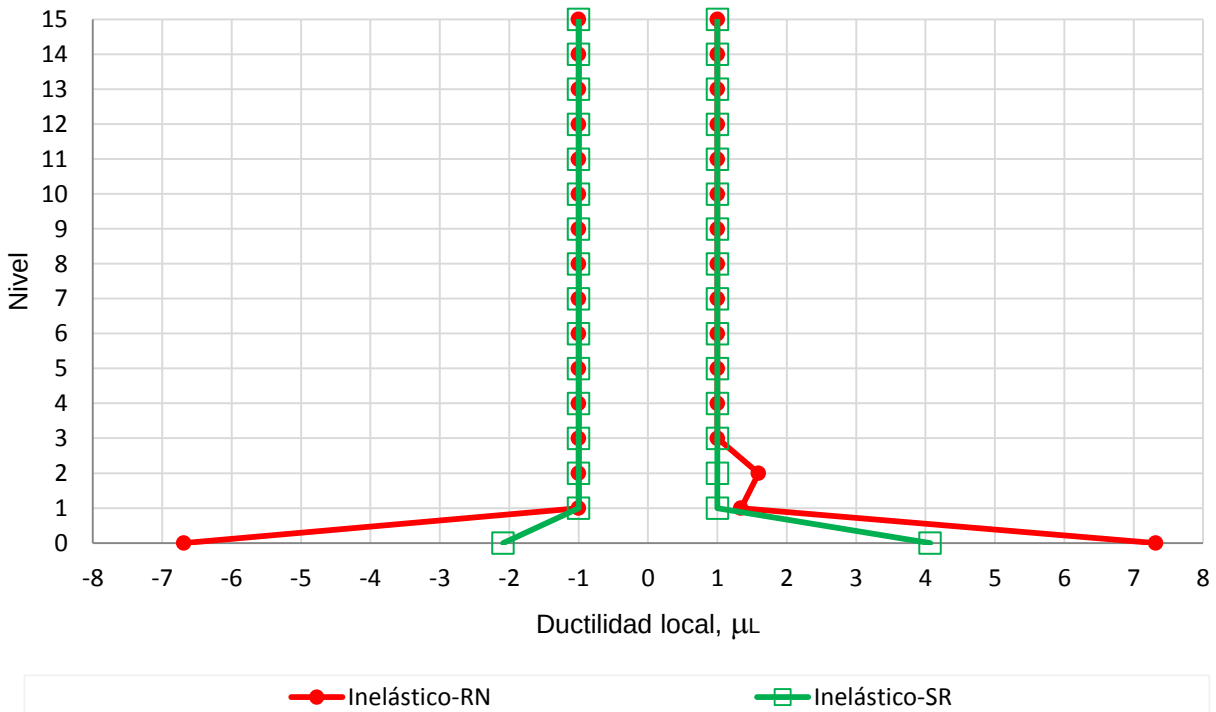


Figura 4.141 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

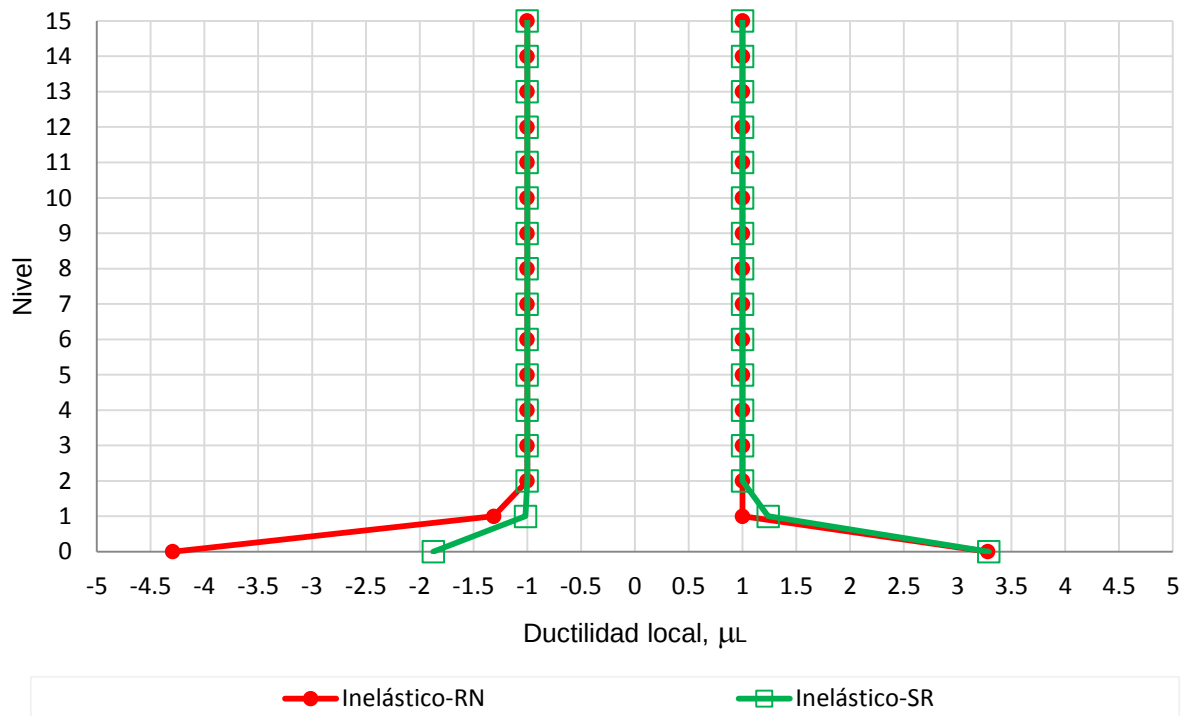


Figura 4.142 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

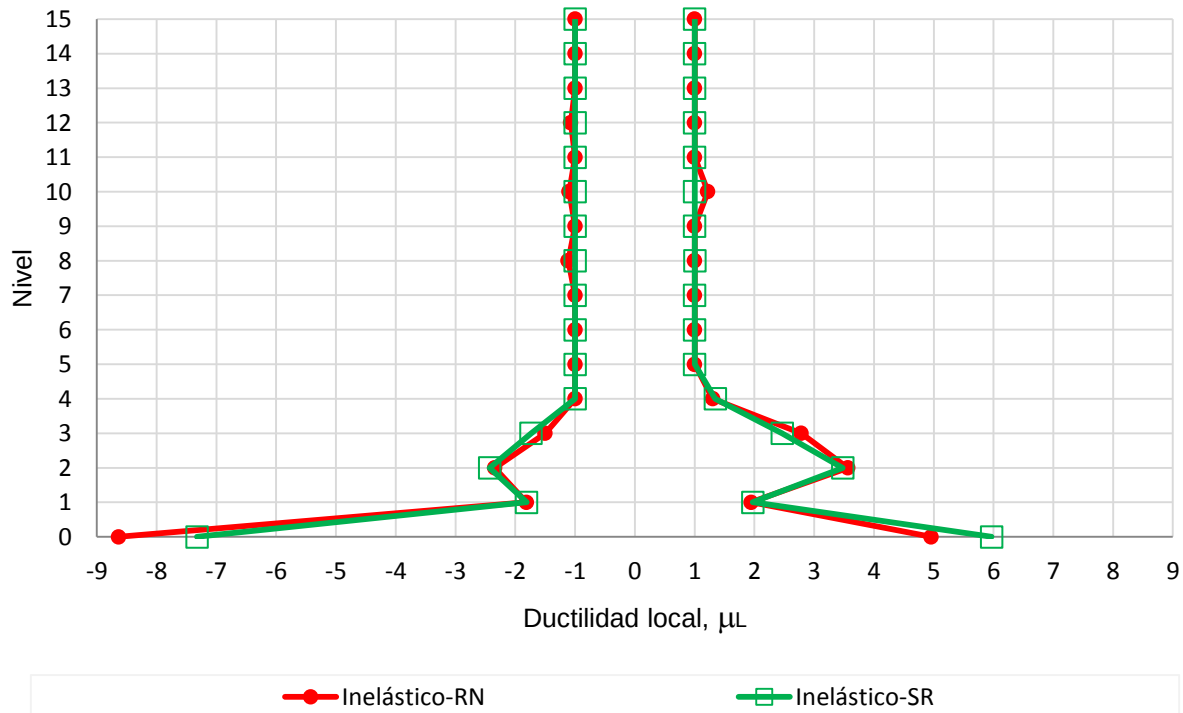
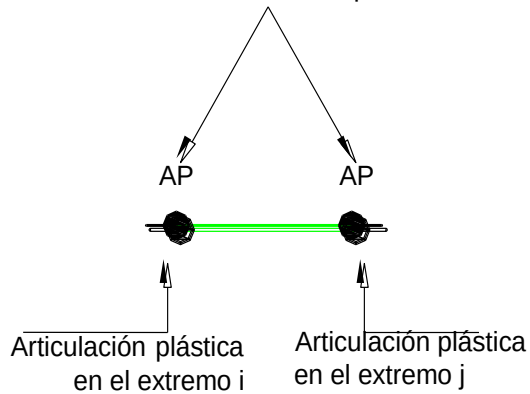


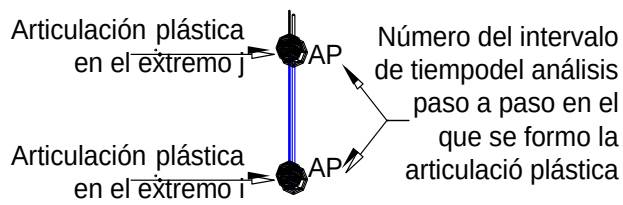
Figura 4.143 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

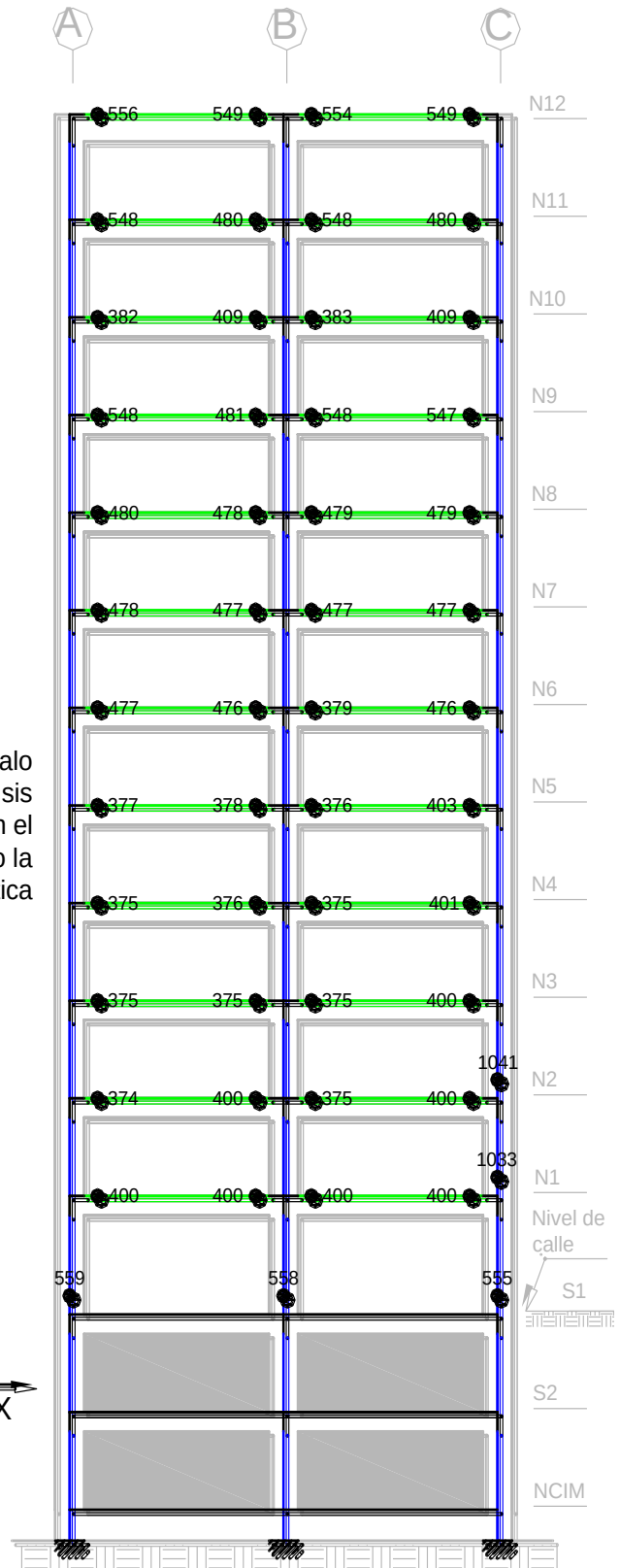
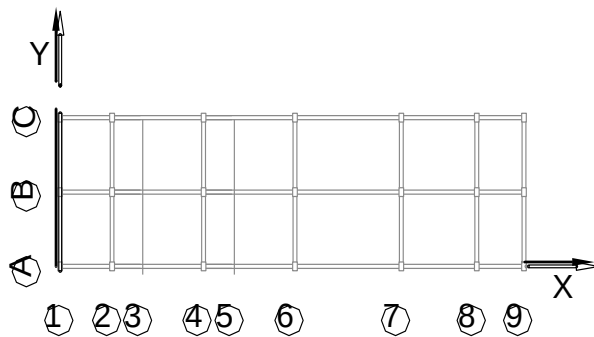


Figura 4.144 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma CCH-NS60°

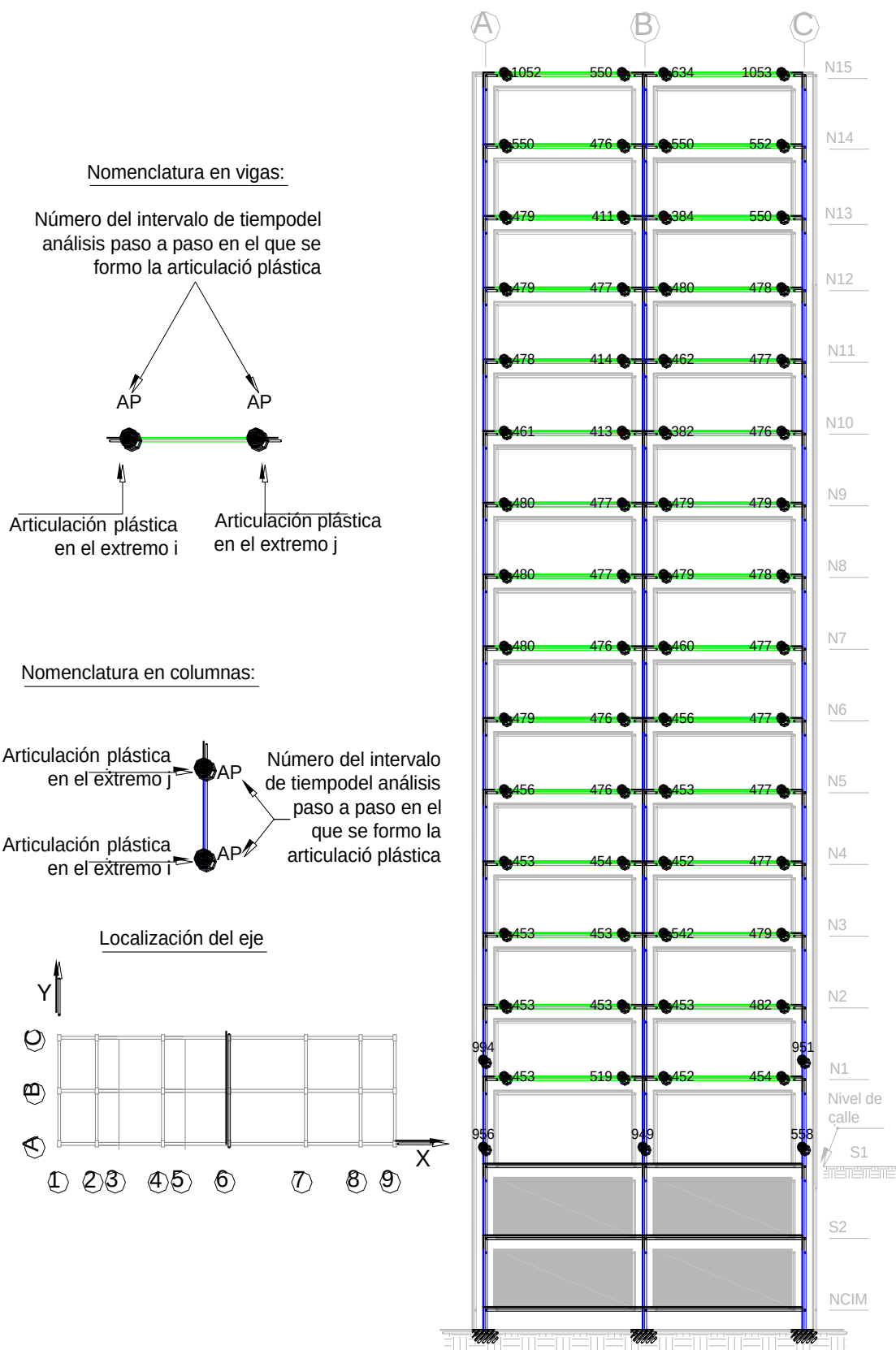
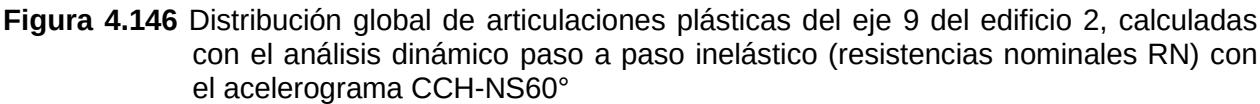
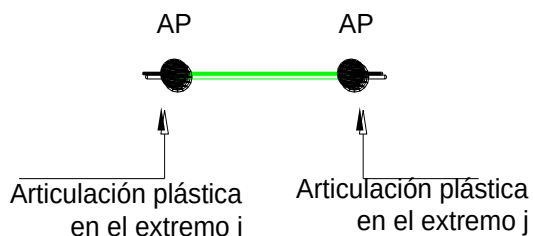


Figura 4.145 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma CCH-NS60°

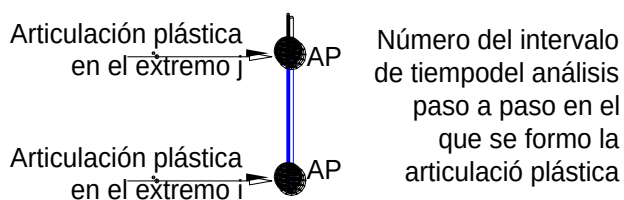


Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

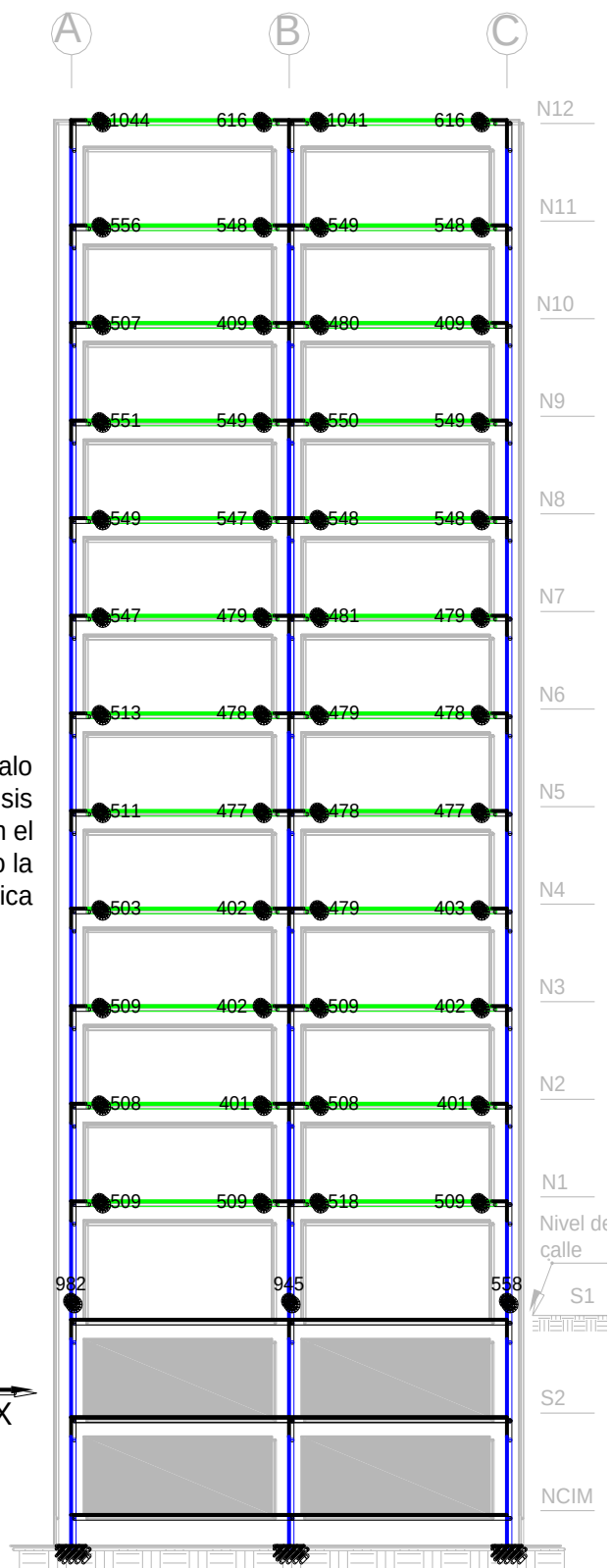
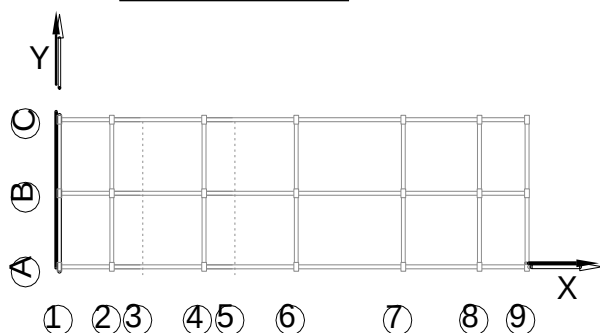


Figura 4.147 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

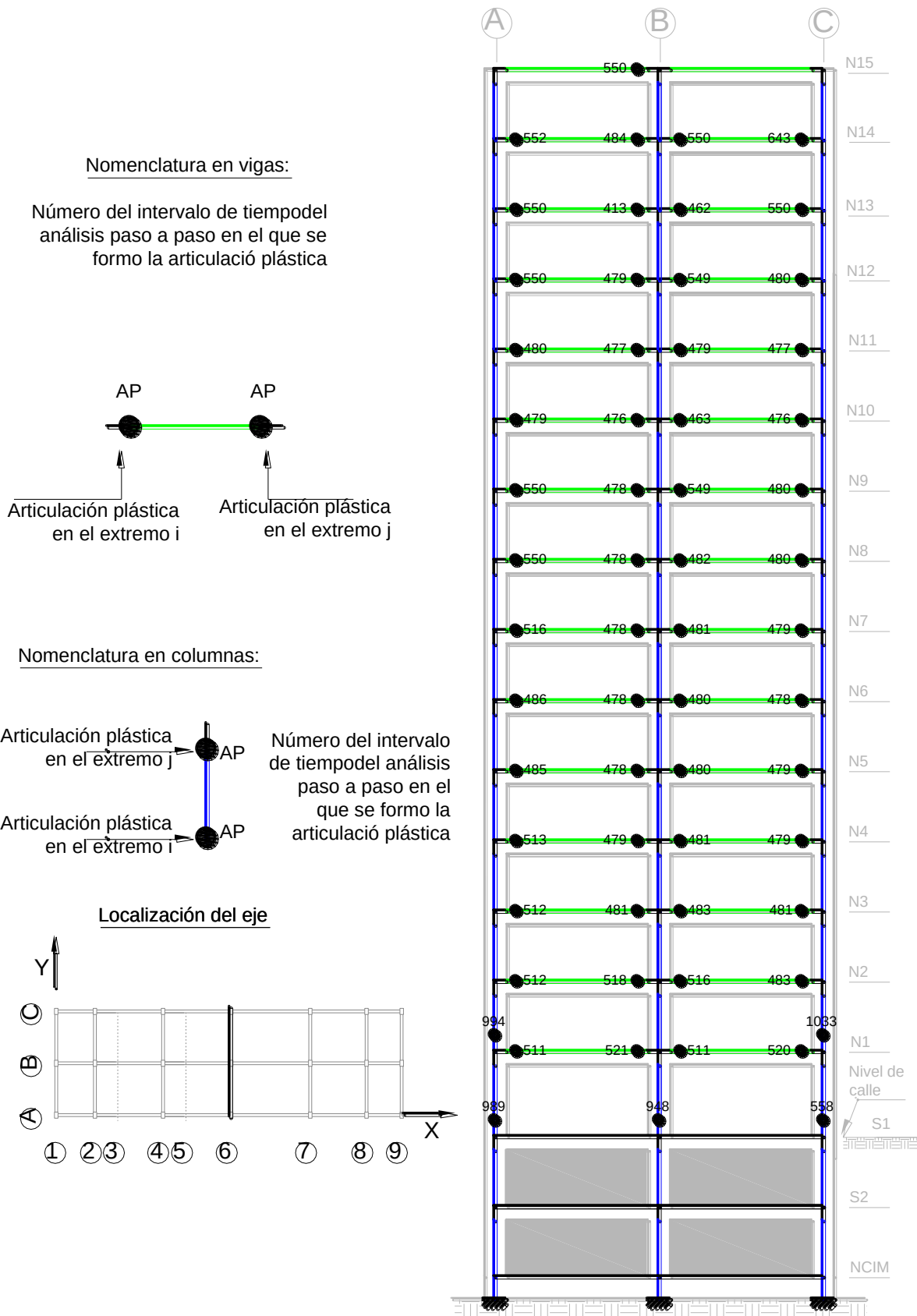


Figura 4.148 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

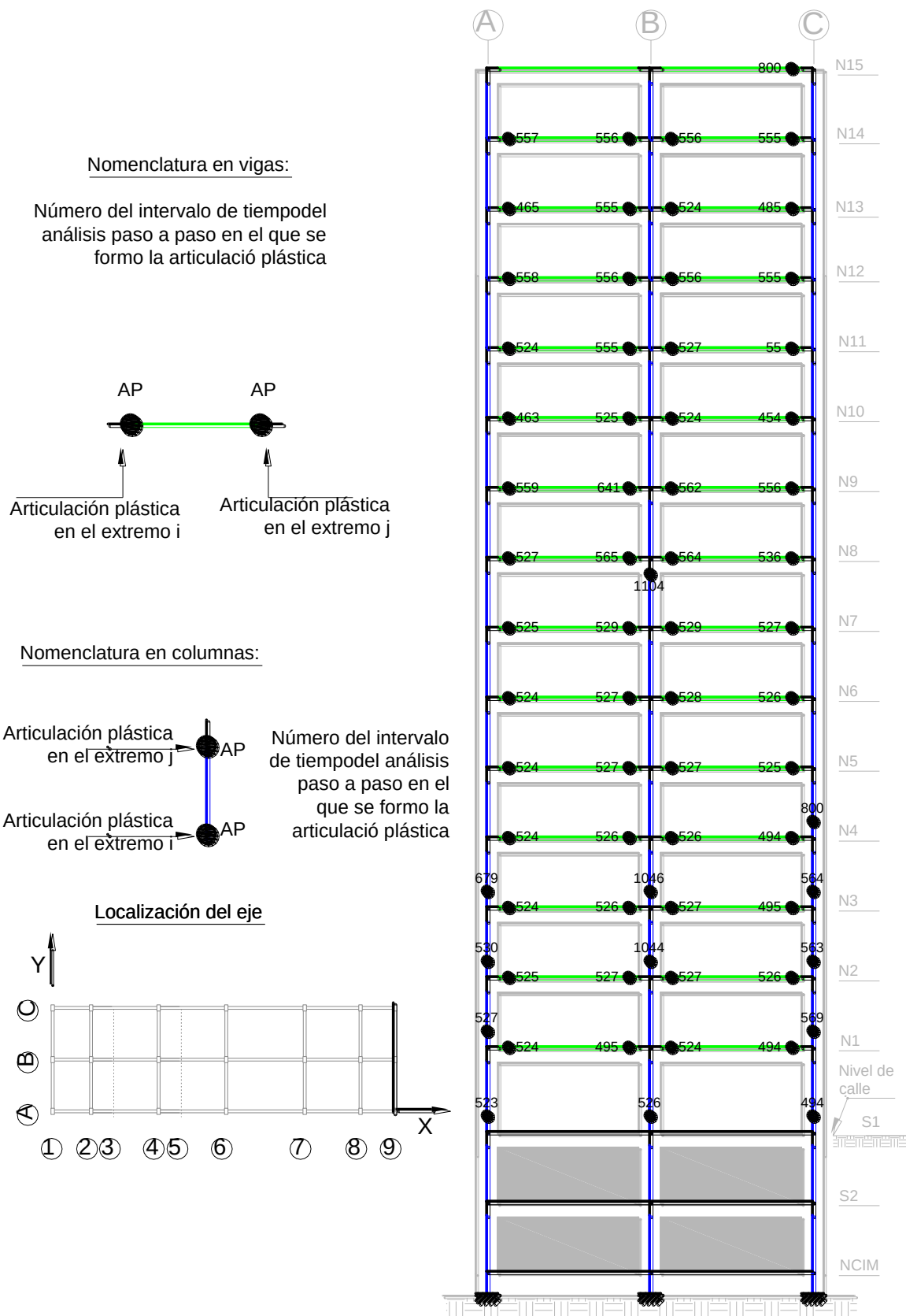


Figura 4.149 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

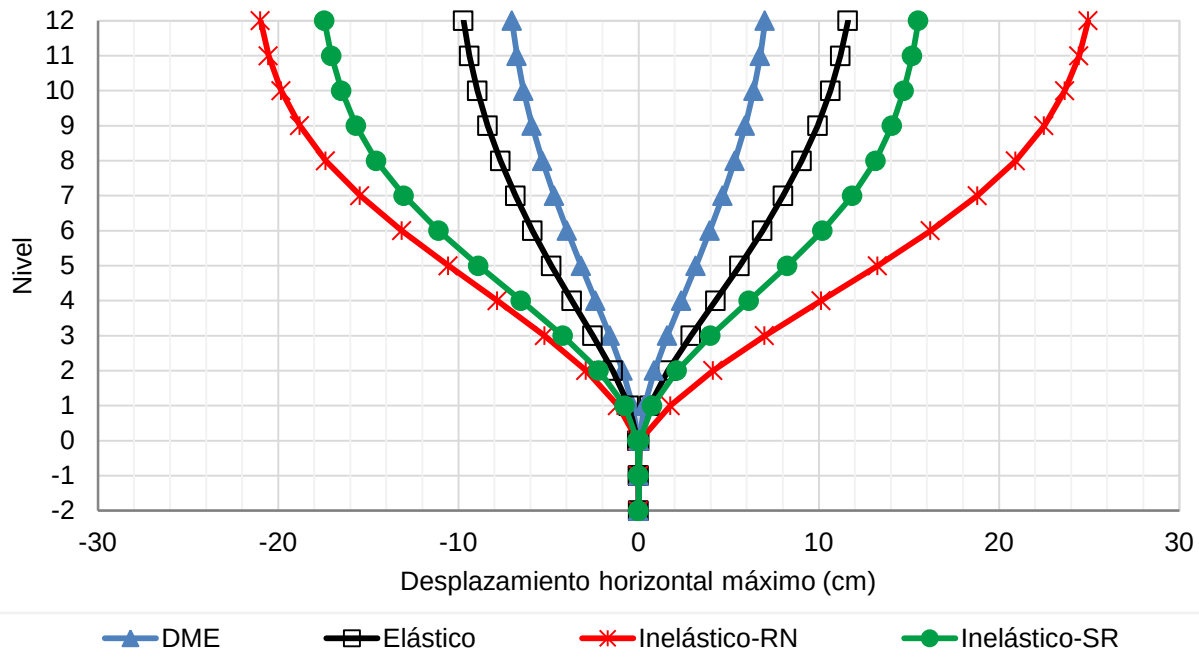


Figura 4.150 Desplazamientos horizontales máximos del eje 1 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s=2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma SCT-EW

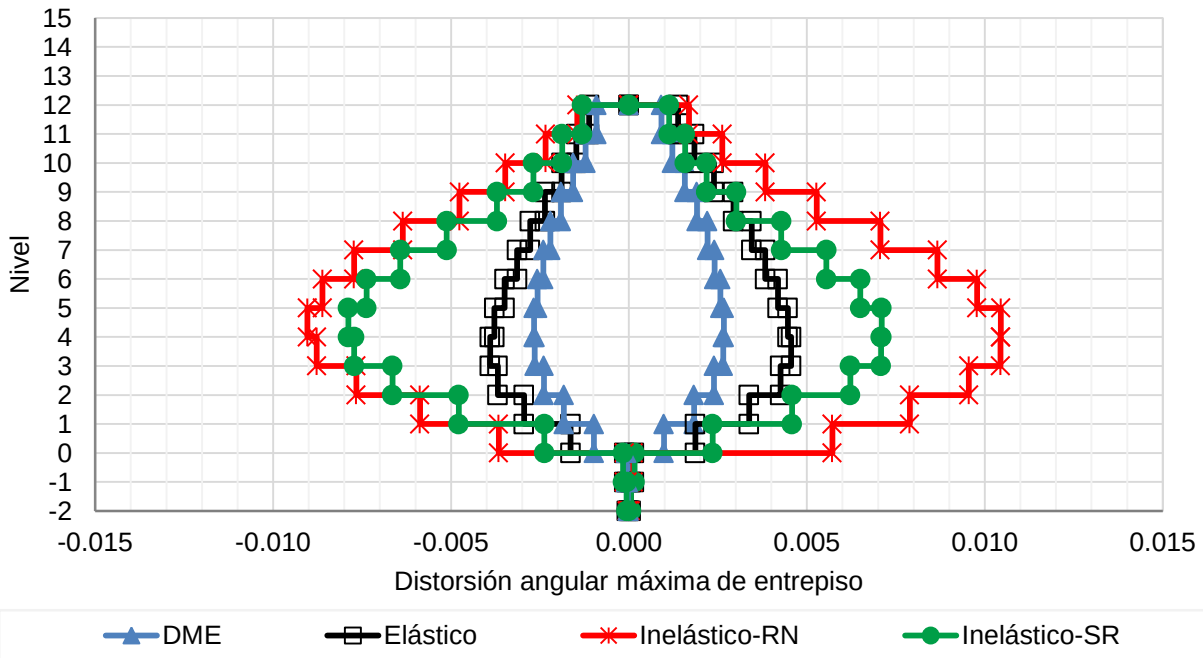


Figura 4.151 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 1 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s=2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma SCT-EW

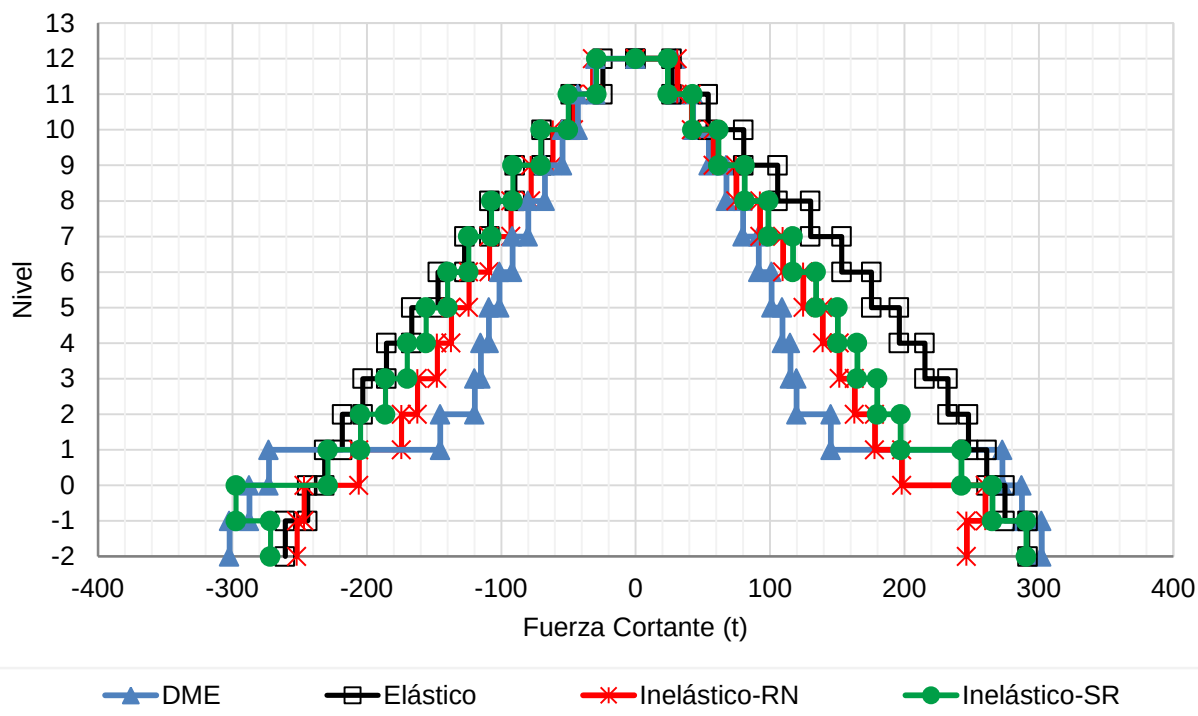


Figura 4.152 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 1 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

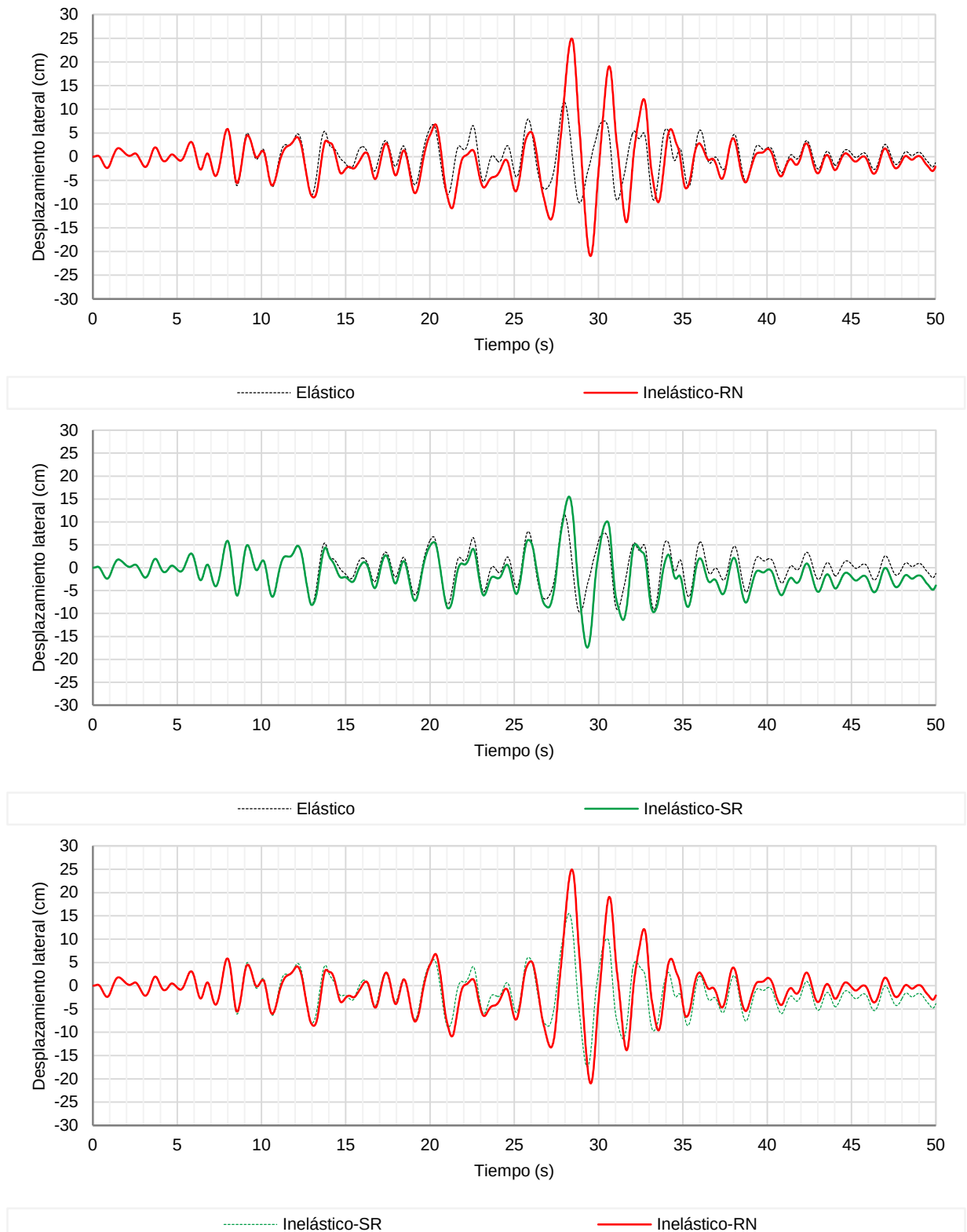


Figura 4.153 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 1 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

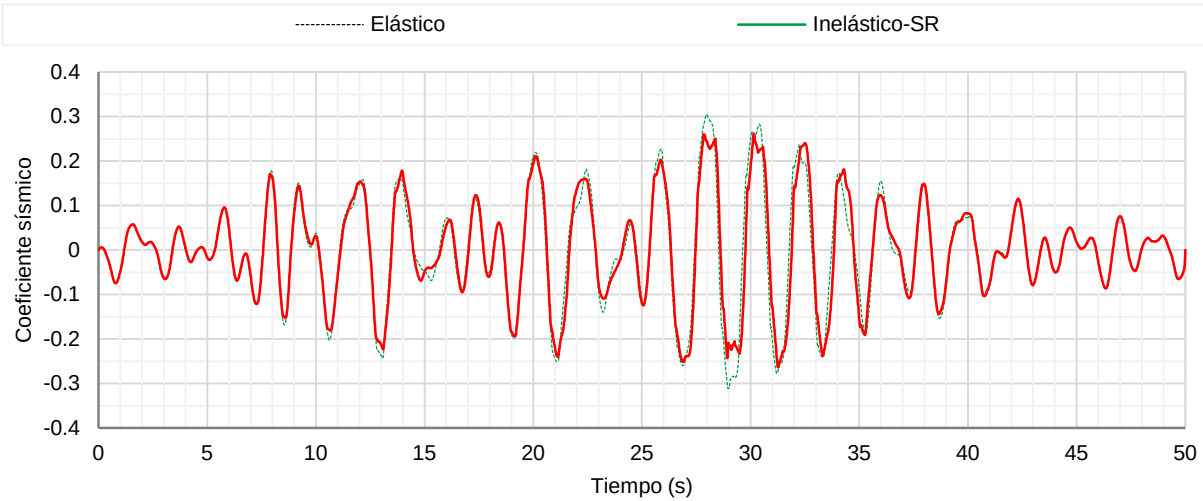
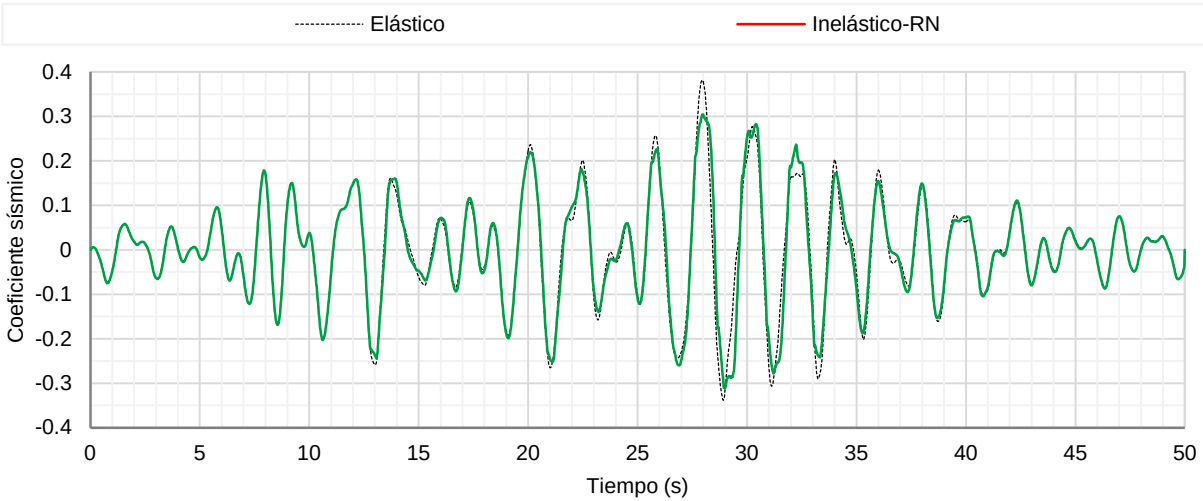
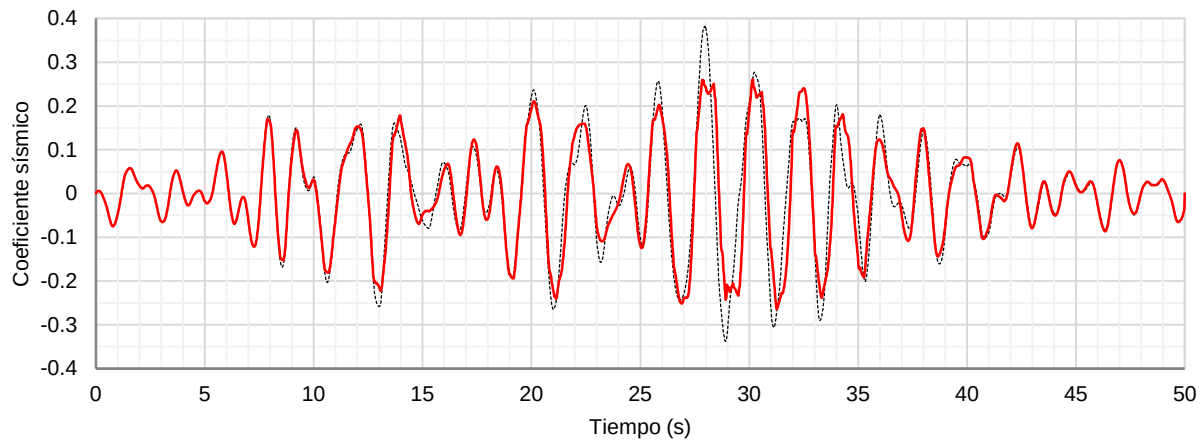


Figura 4.154 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 1 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

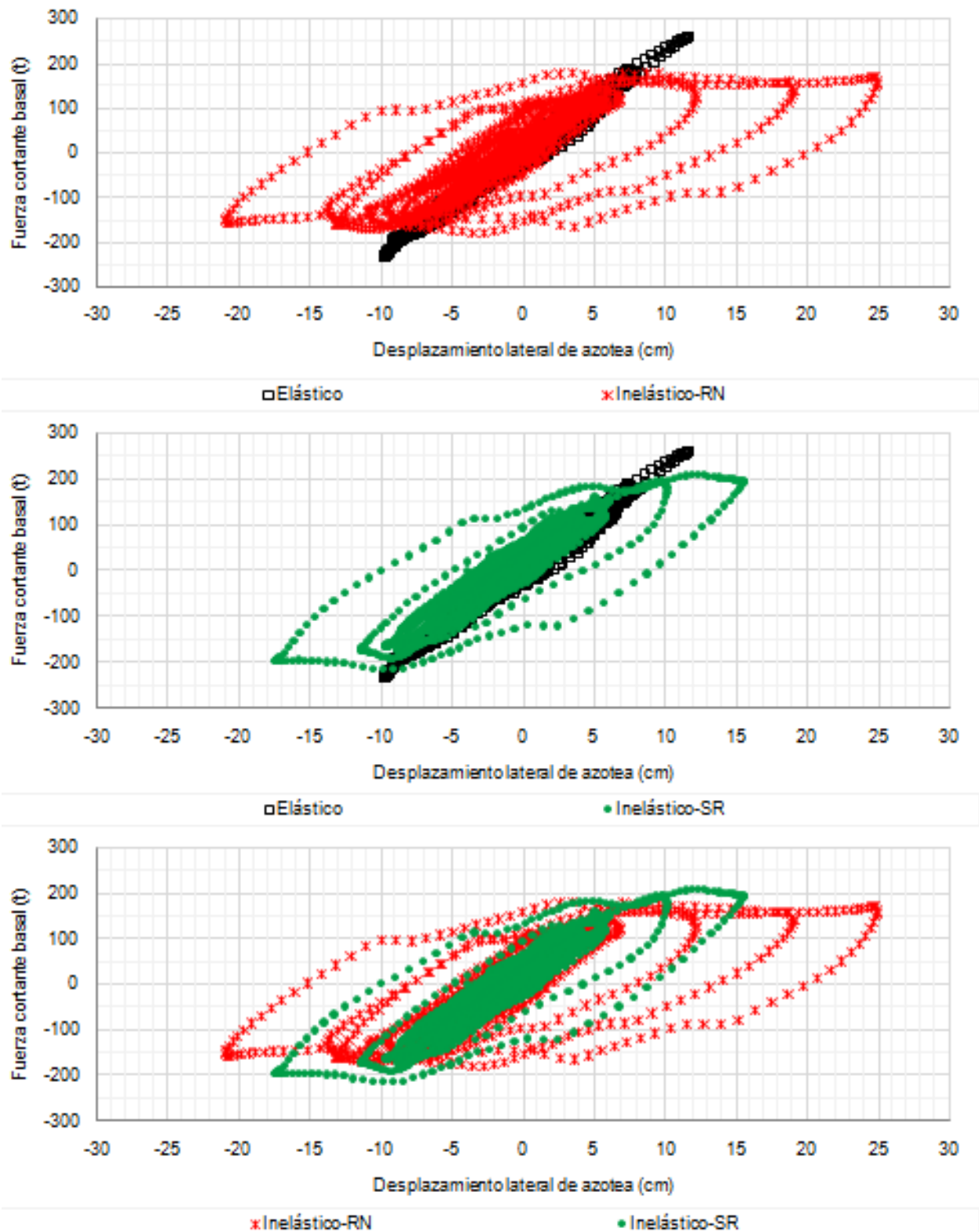


Figura 4.155 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

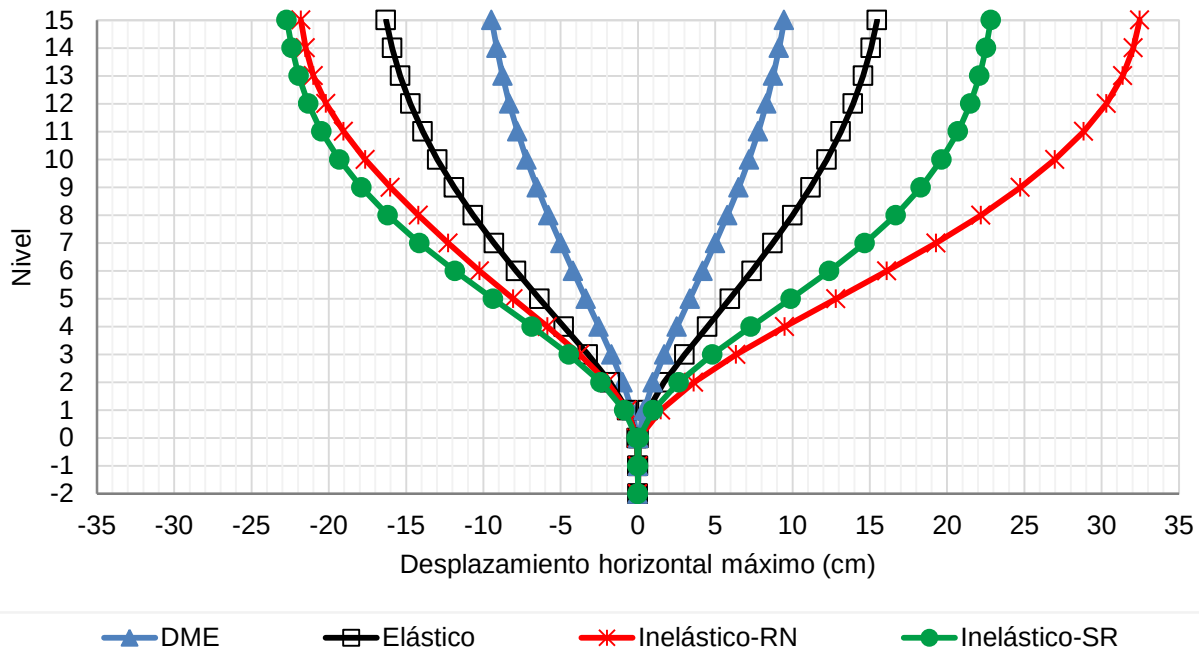


Figura 4.156 Desplazamientos horizontales máximos del eje 6 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

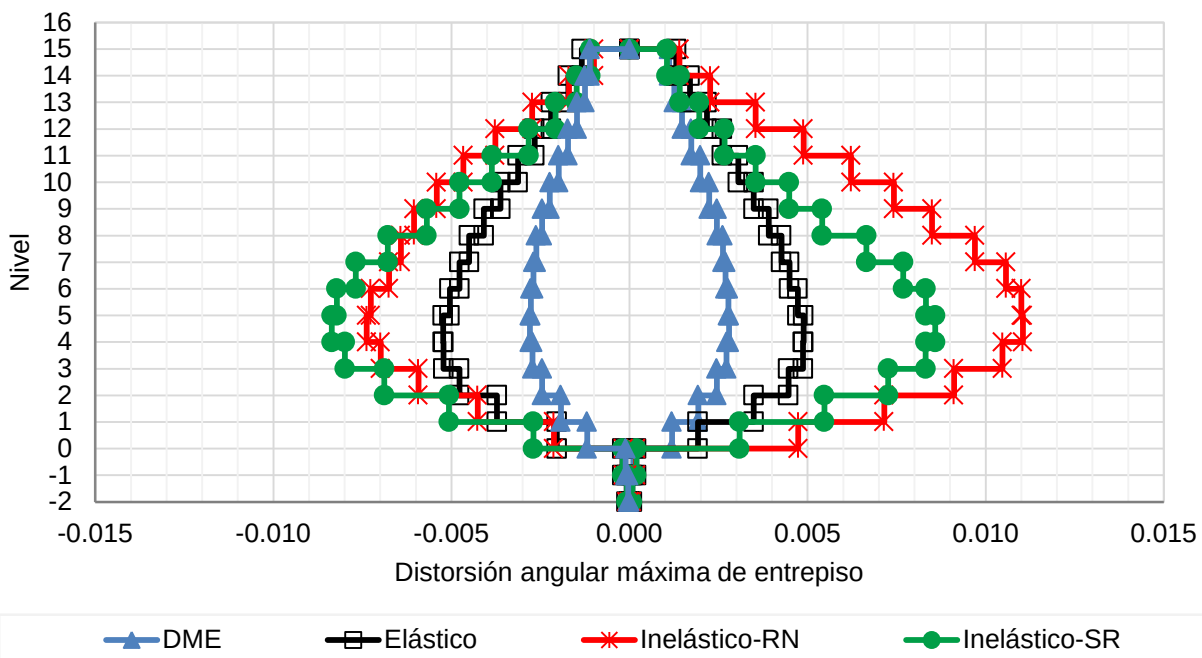


Figura 4.157 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

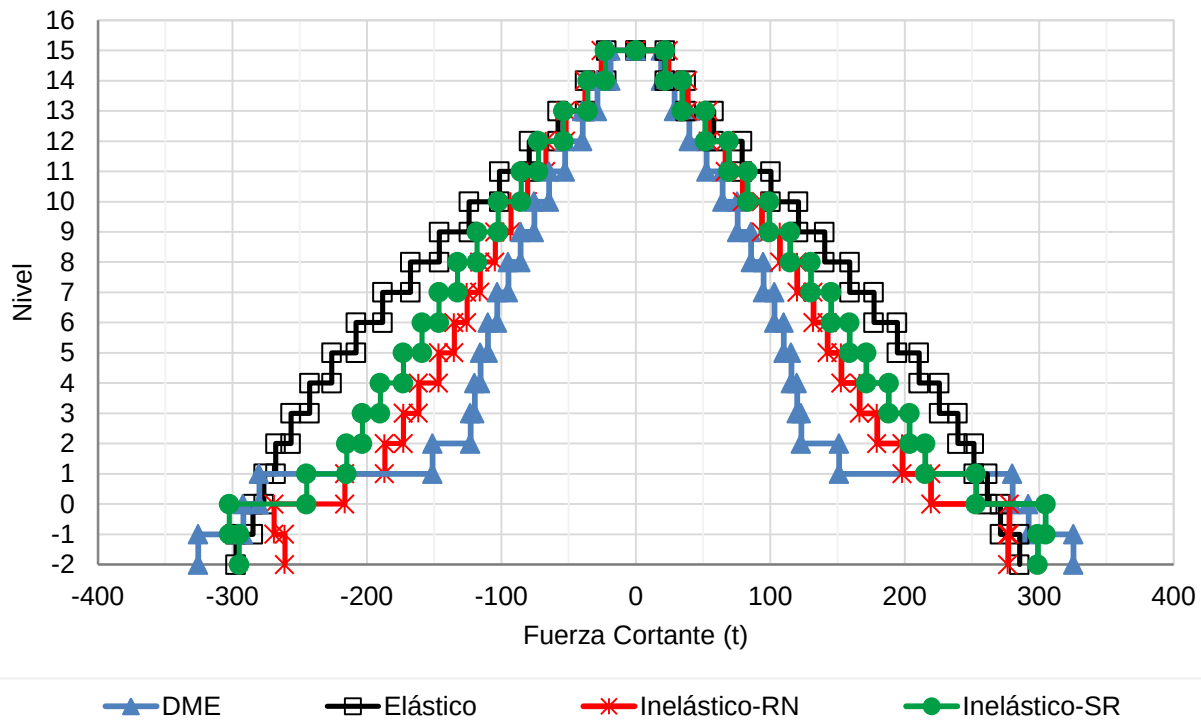


Figura 4.158 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 6 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

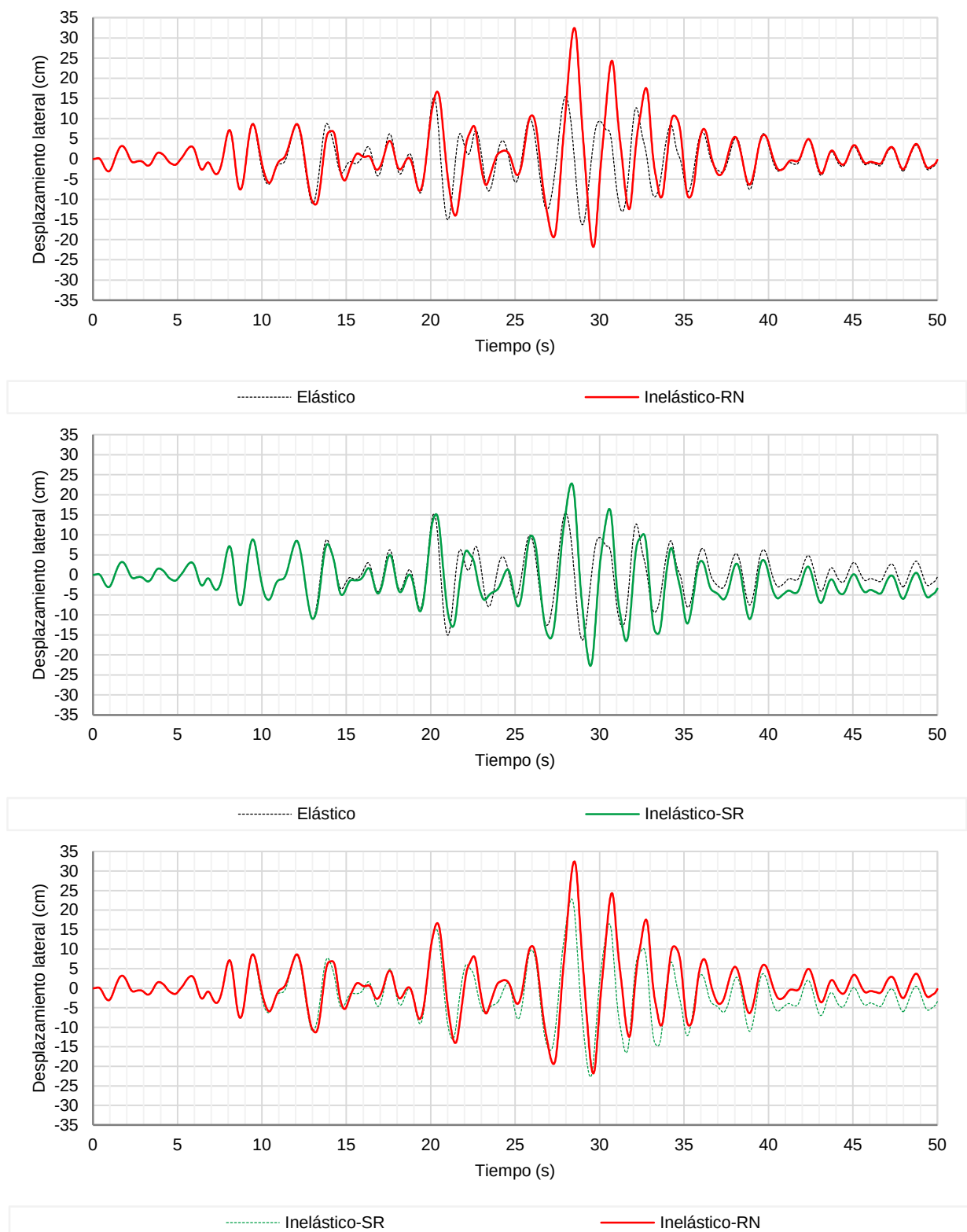


Figura 4.159 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 6 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

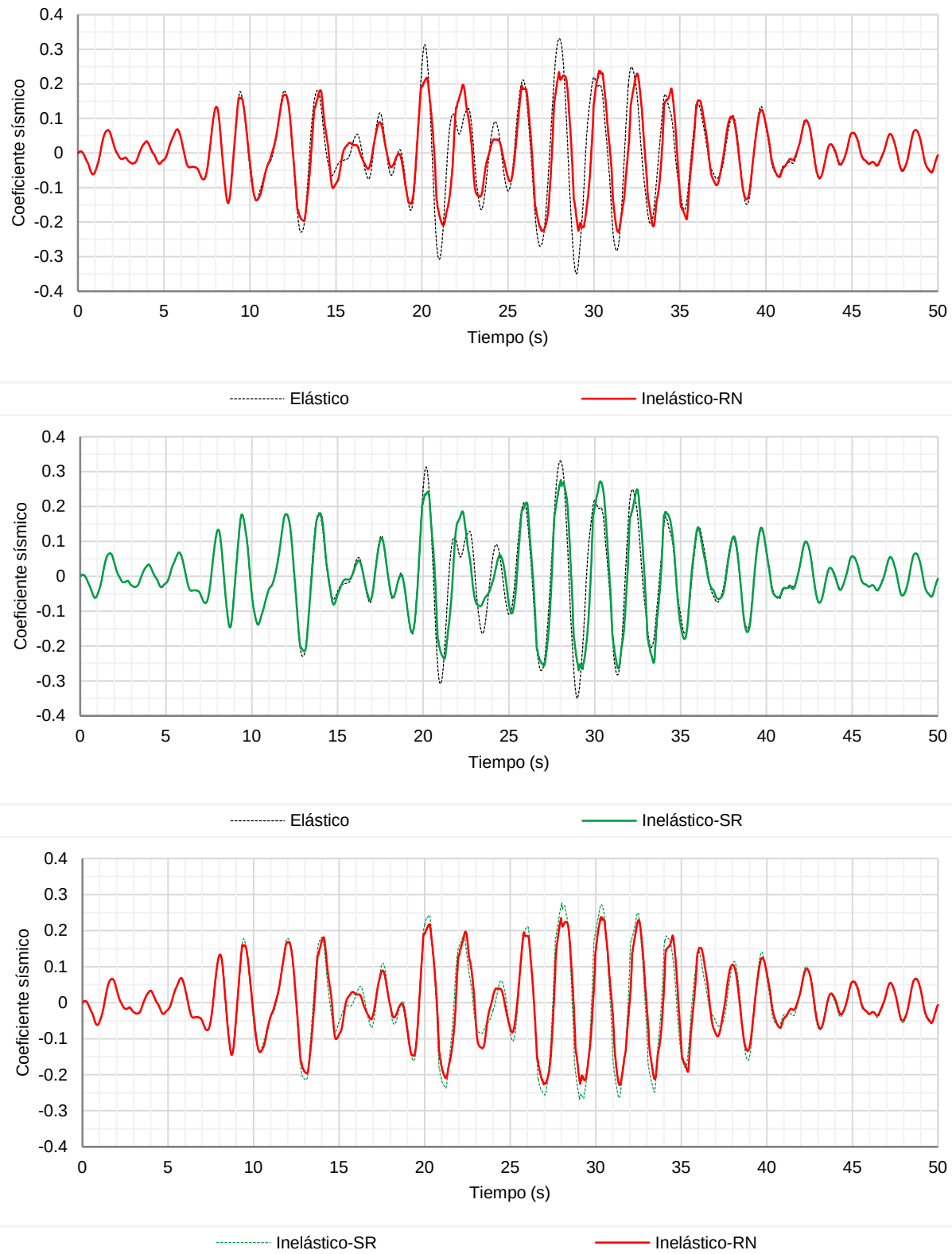


Figura 4.160 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 6 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

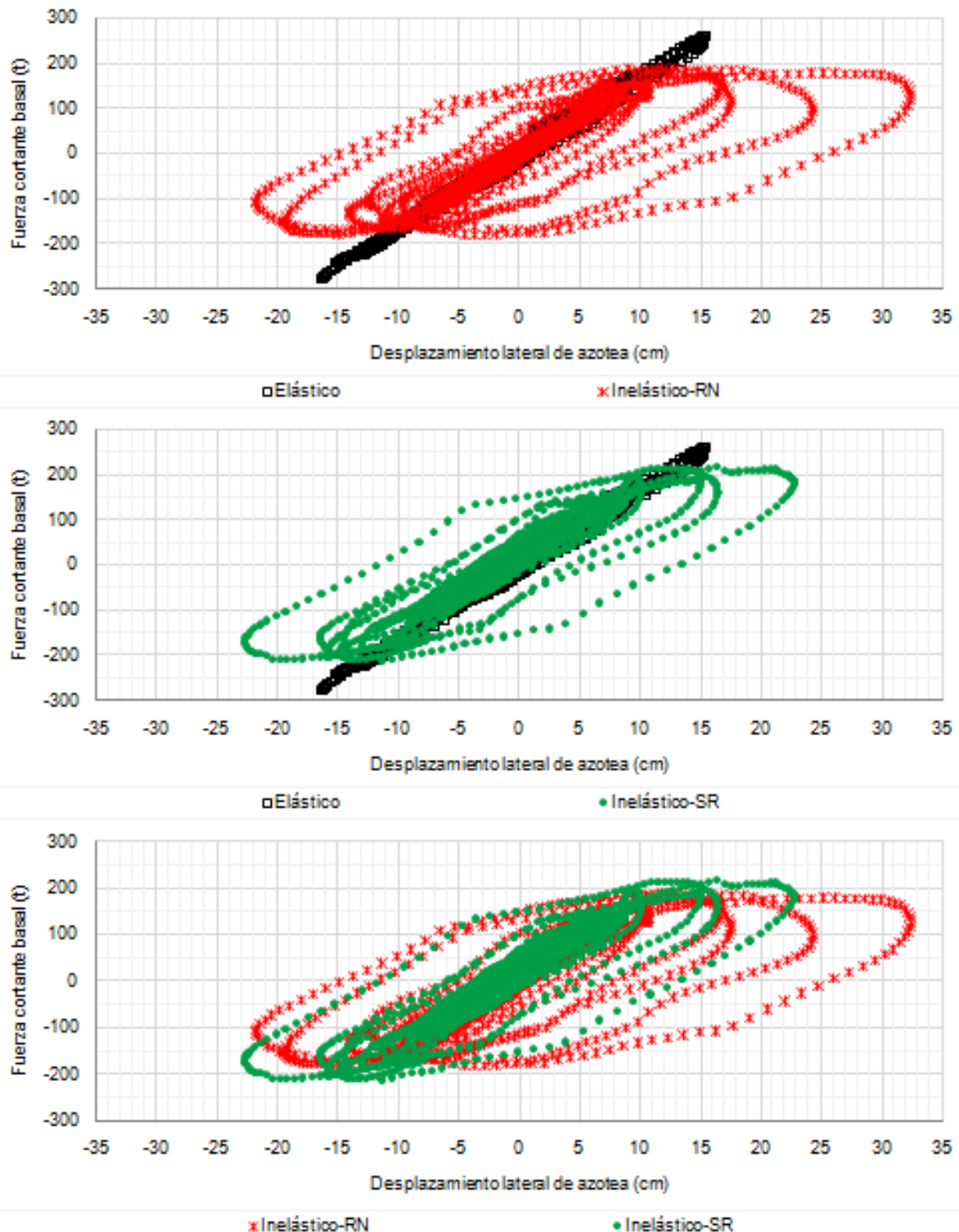


Figura 4.161 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

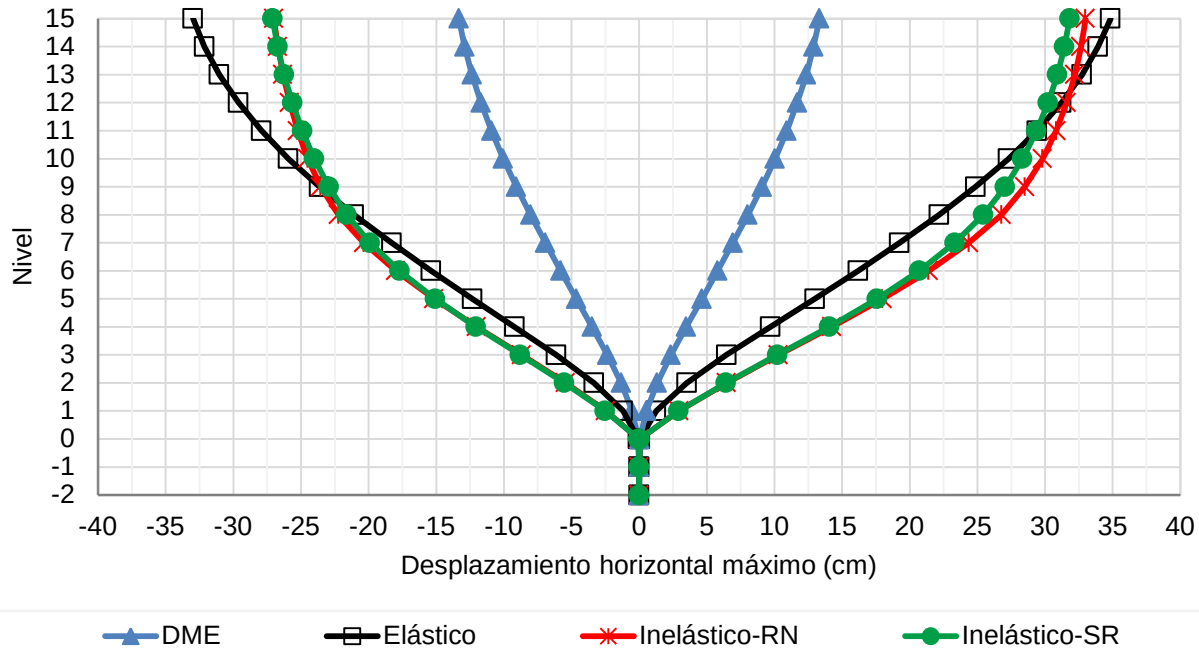


Figura 4.162 Desplazamientos horizontales máximos del eje 9 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

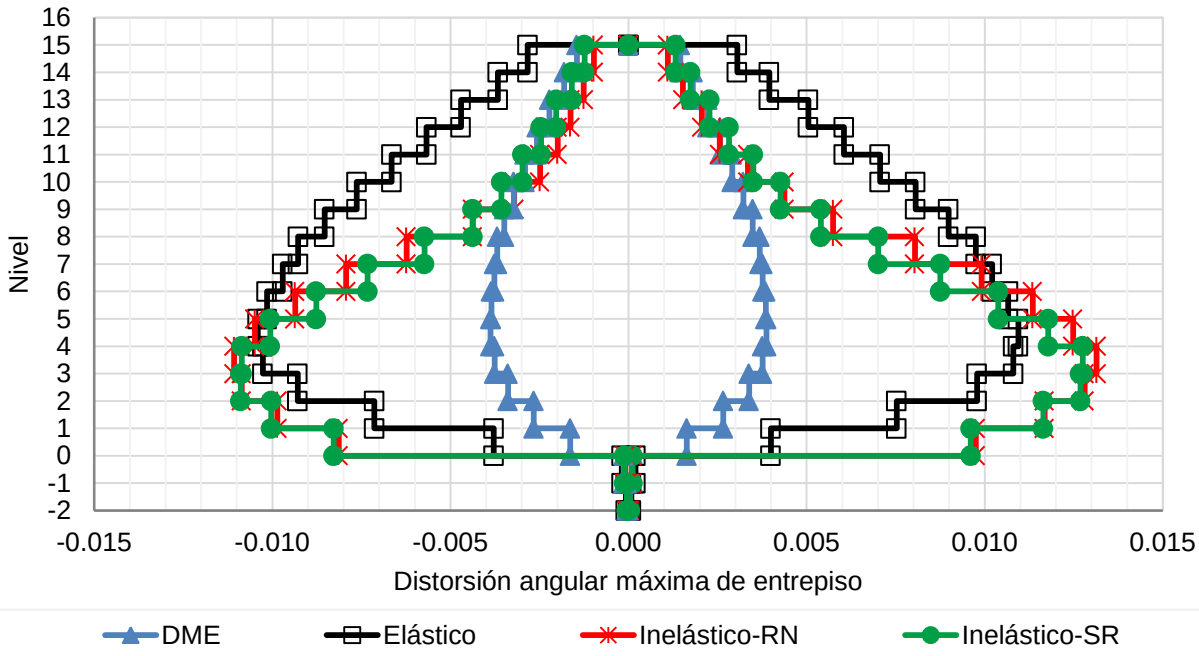


Figura 4.163 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 9 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

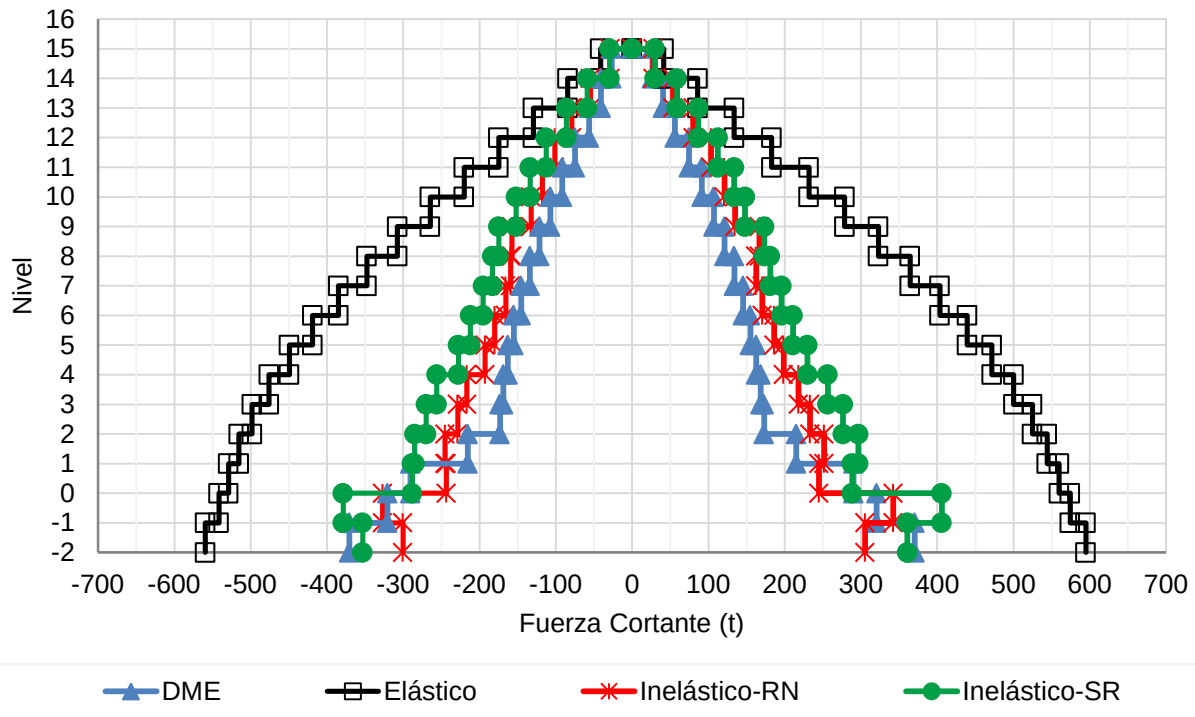


Figura 4.164 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 9 del edificio 2, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma SCT-EW

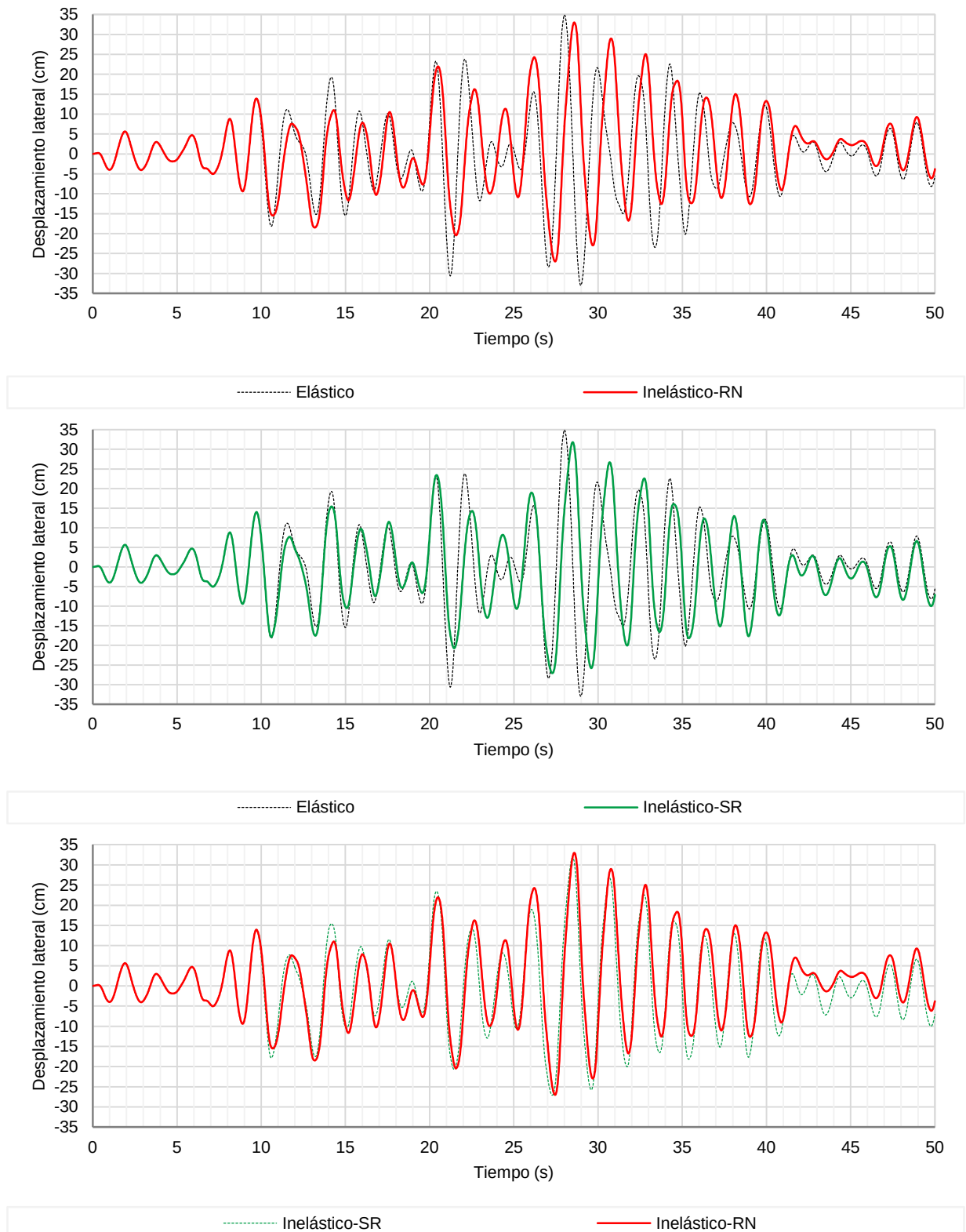


Figura 4.165 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 9 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

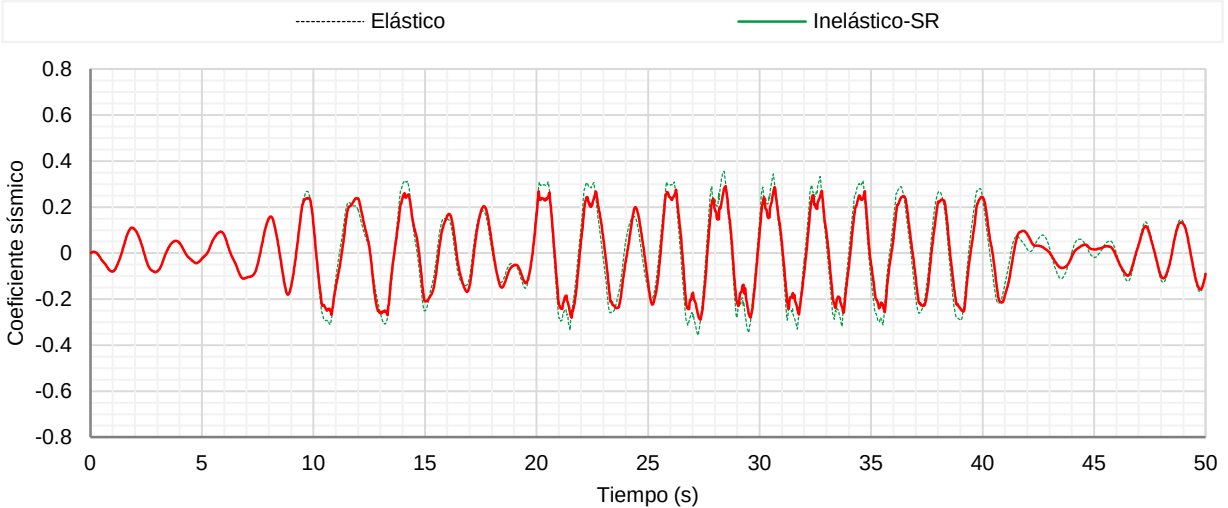
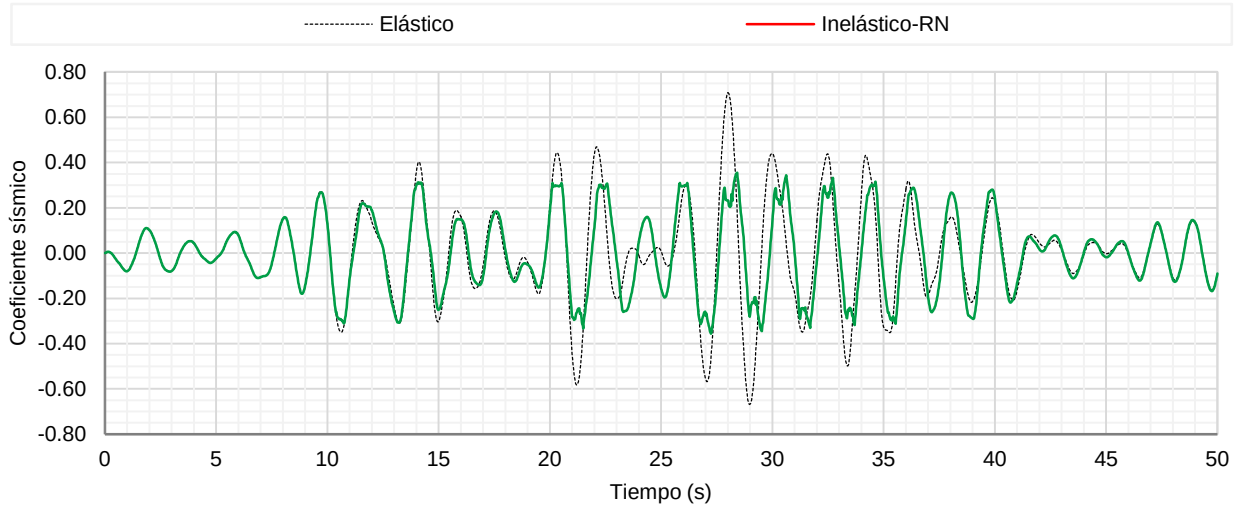
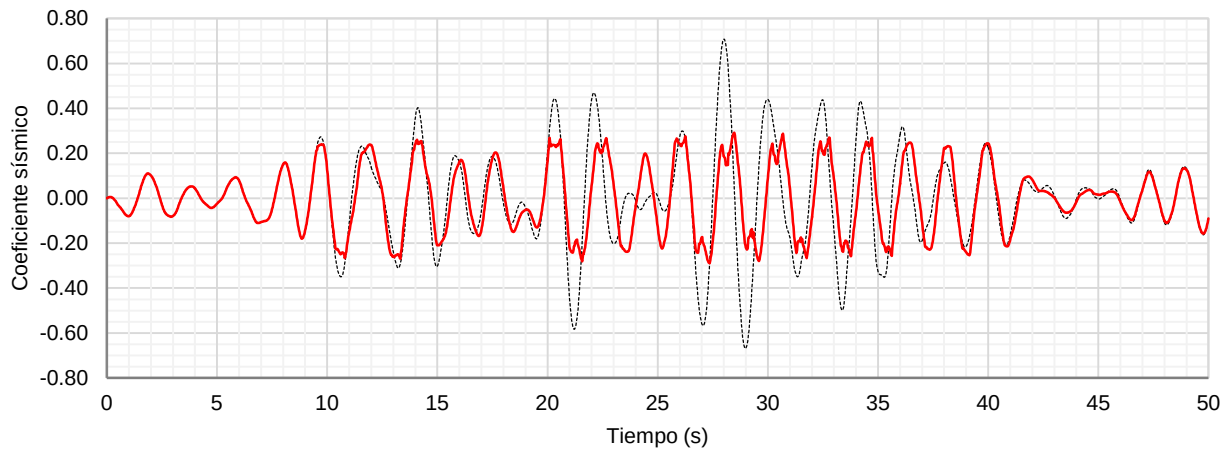


Figura 4.166 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 9 del edificio 2, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencia SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR)

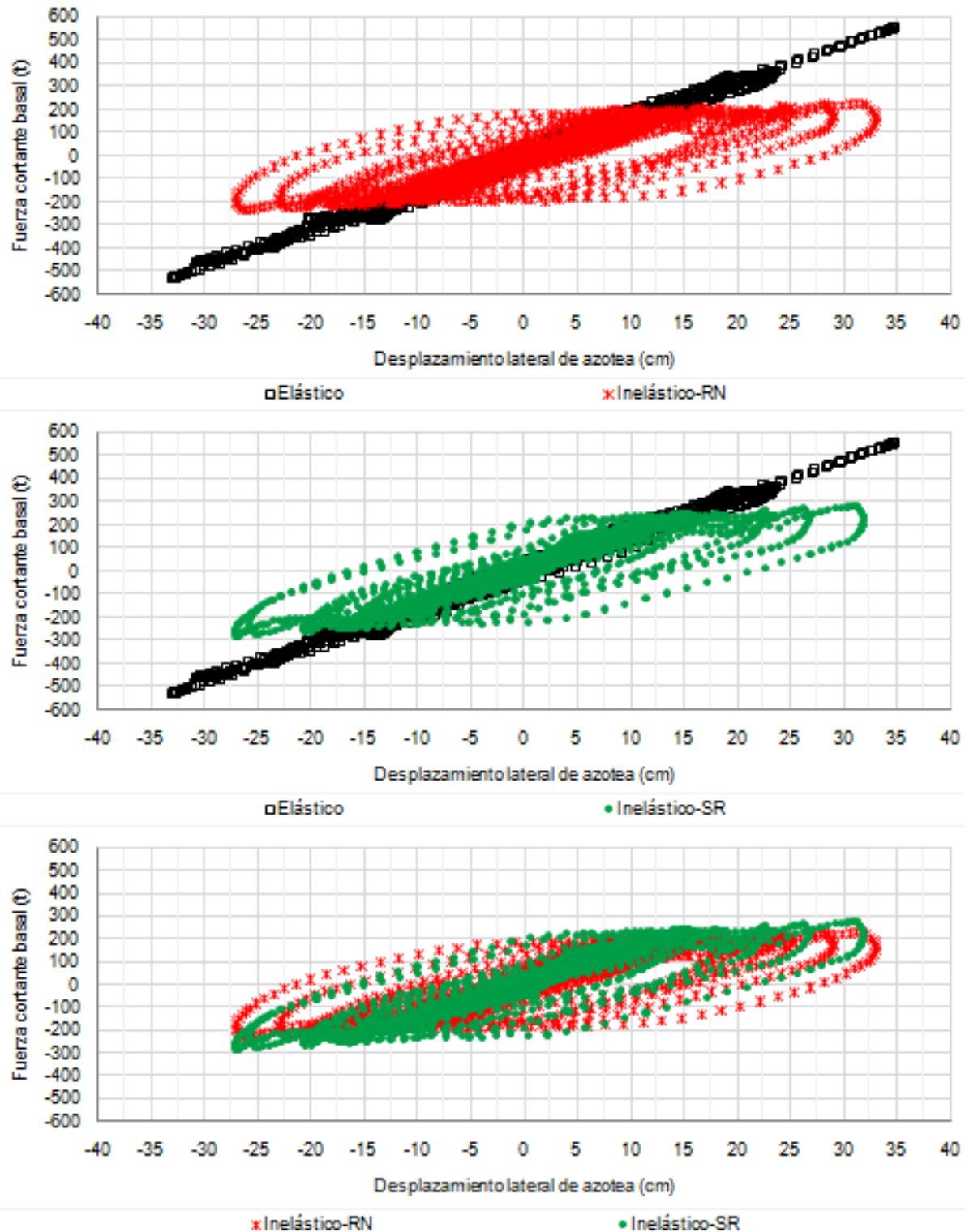
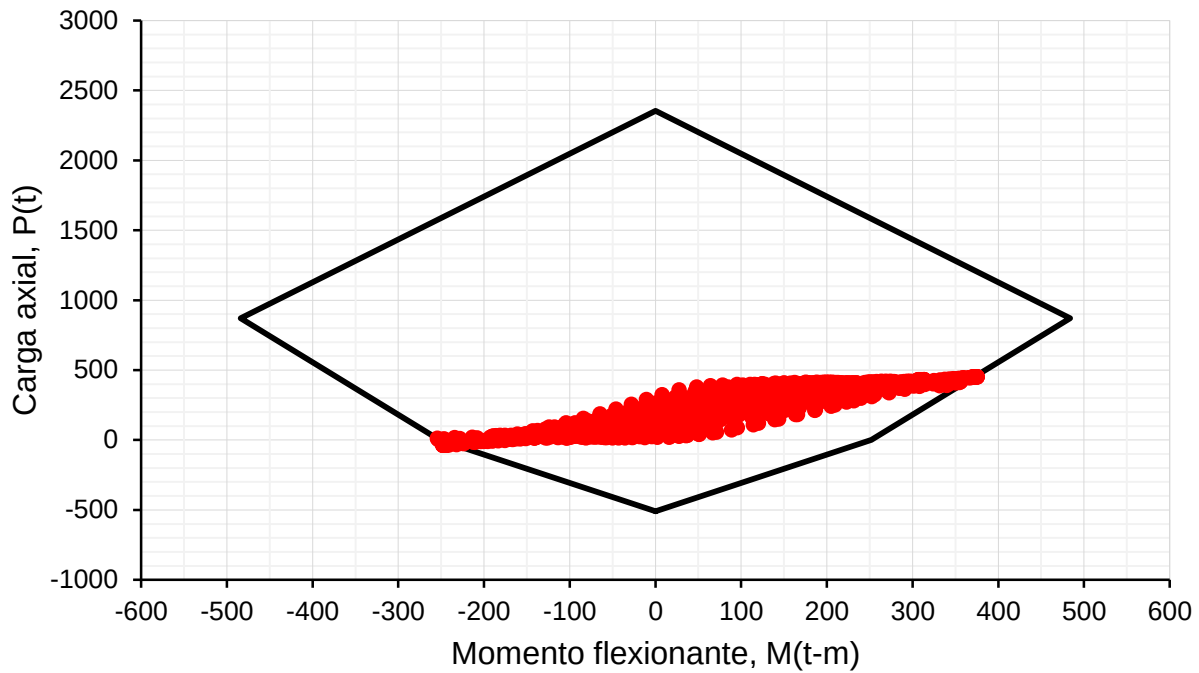
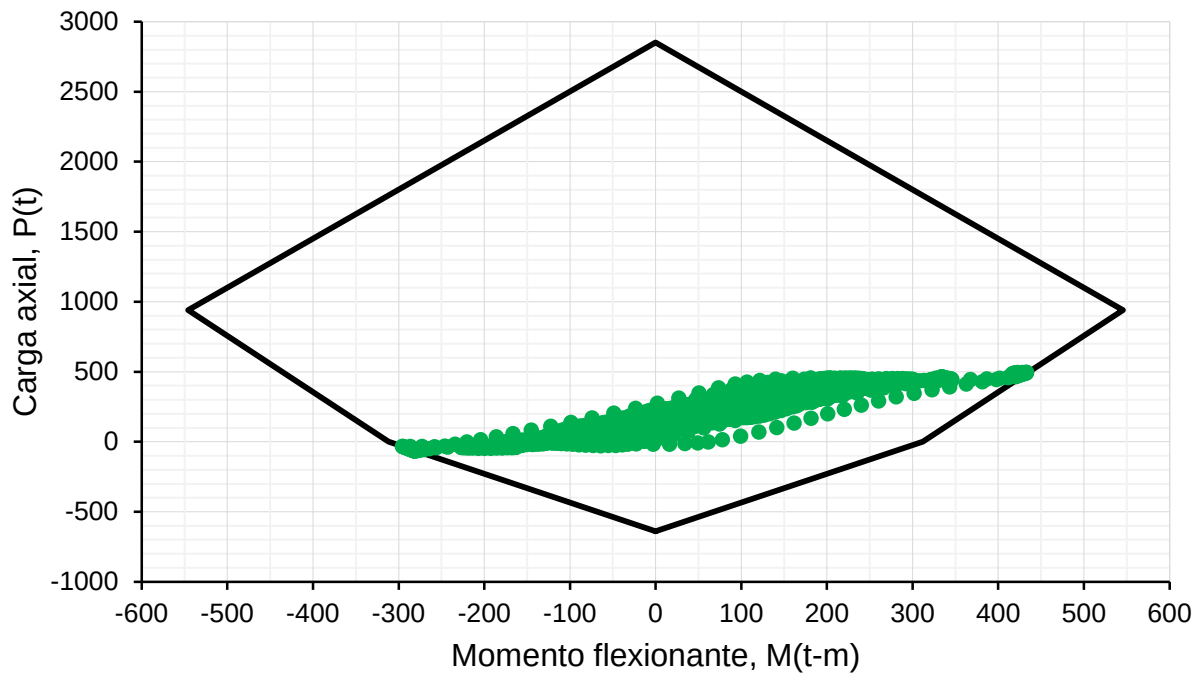


Figura 4.167 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

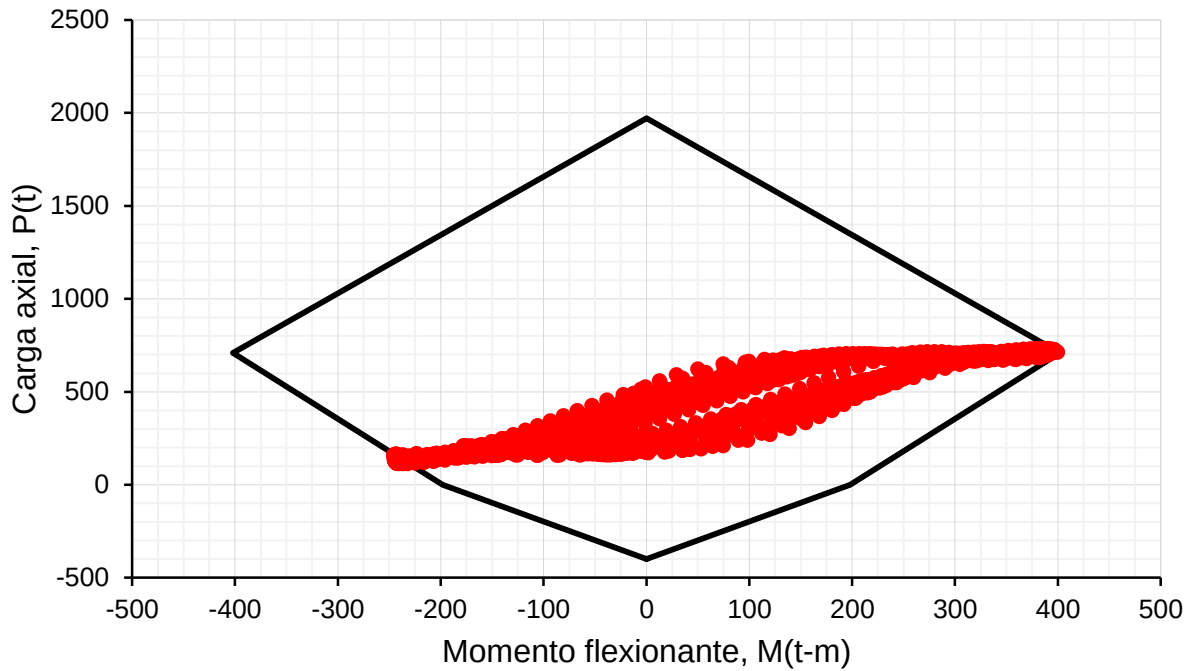


● Inelástico - RN

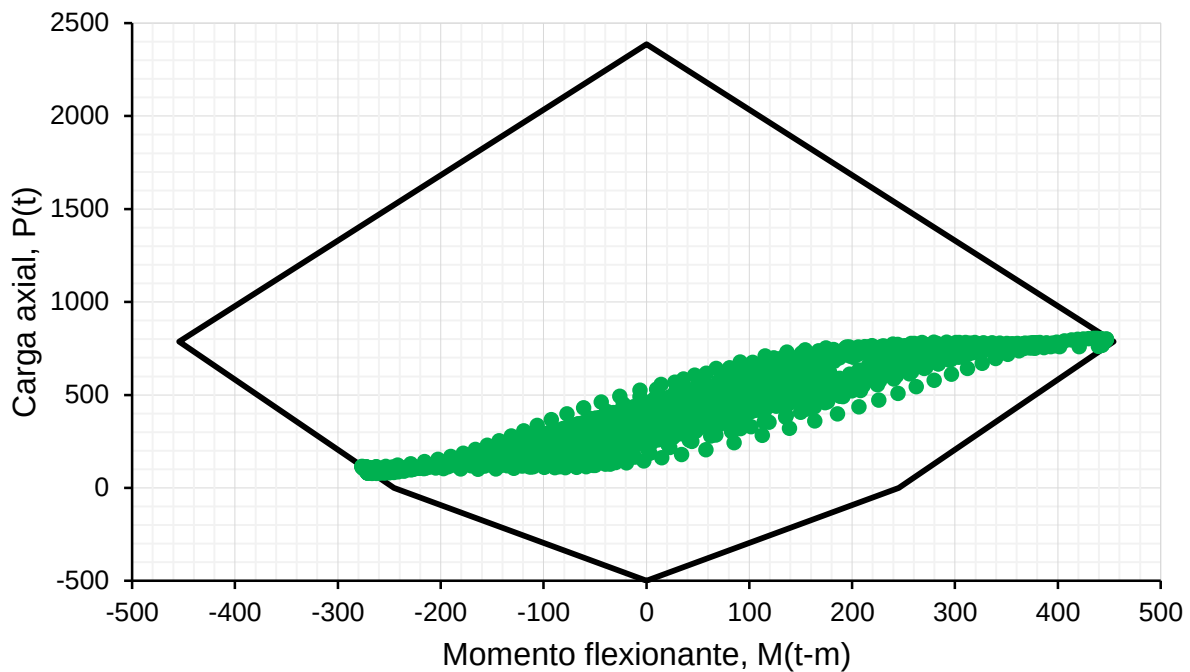


● Inelástico - SR

Figura 4.168 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

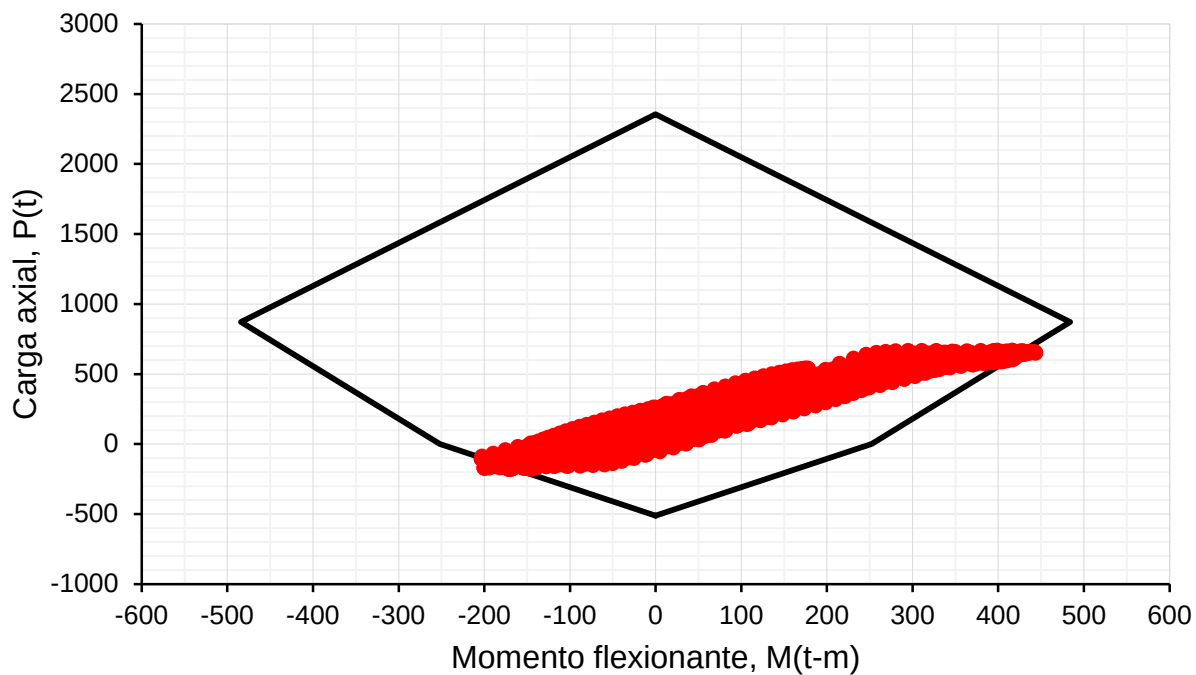


● Inelástico - RN

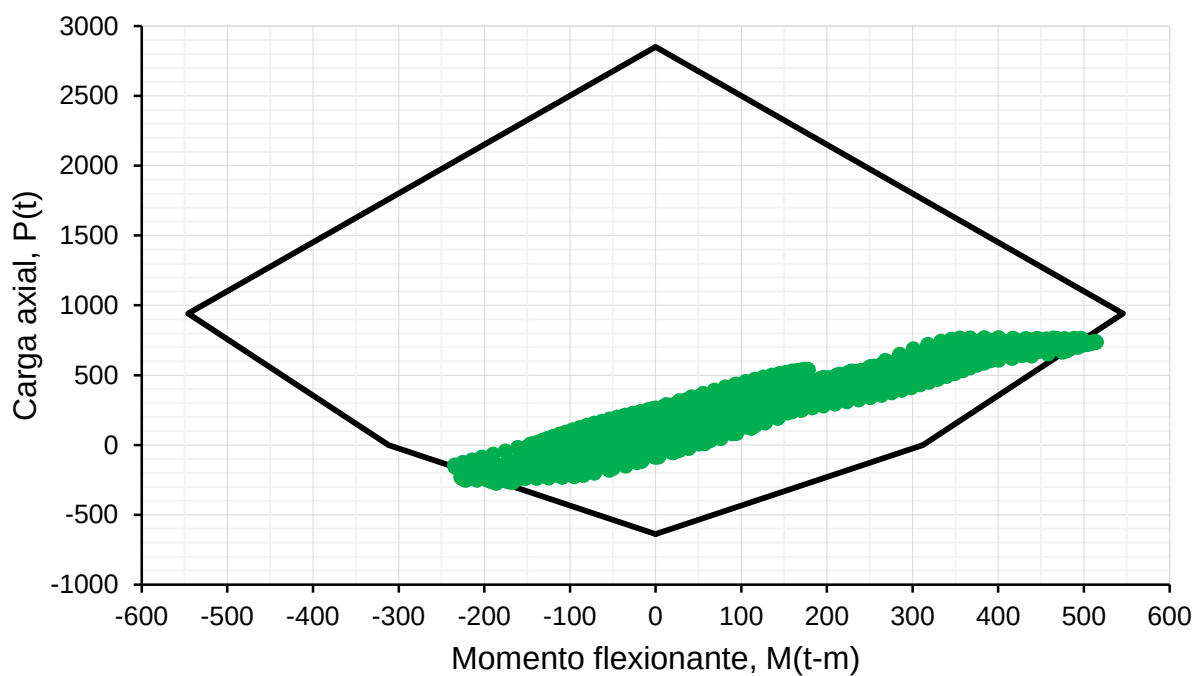


● Inelástico - SR

Figura 4.169 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW



● Inelástico - RN



● Inelástico - SR

Figura 4.170 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

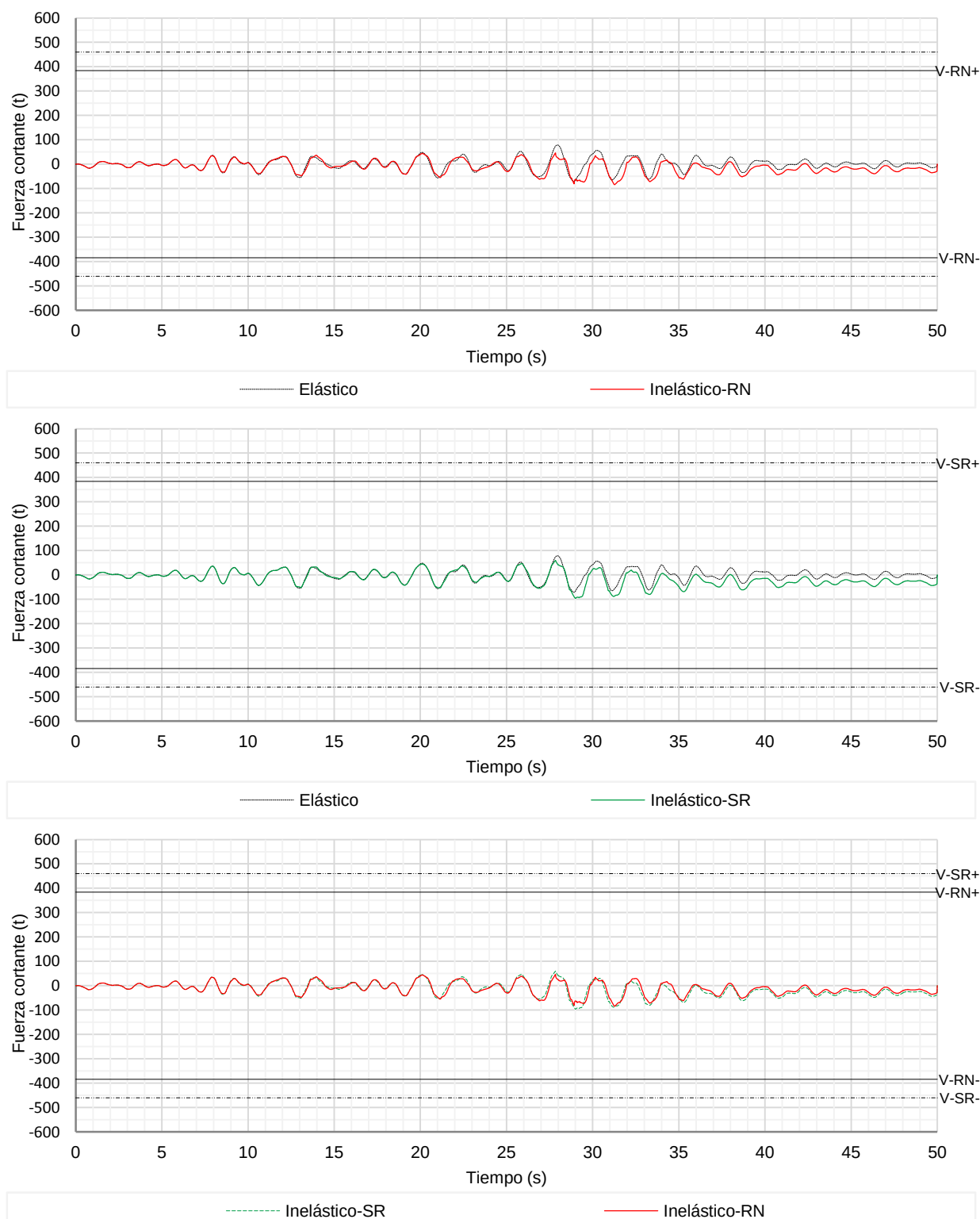


Figura 4.171 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

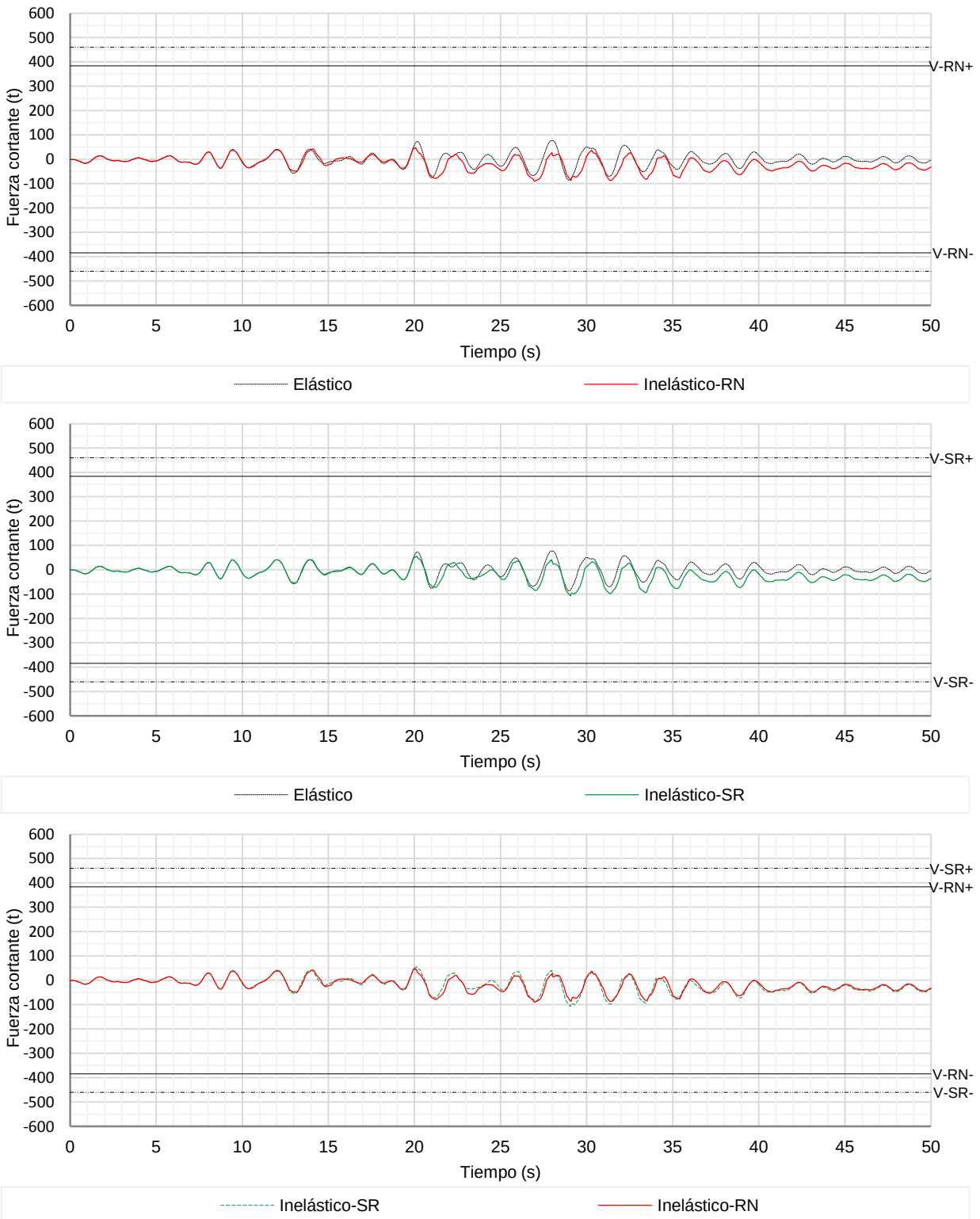


Figura 4.172 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

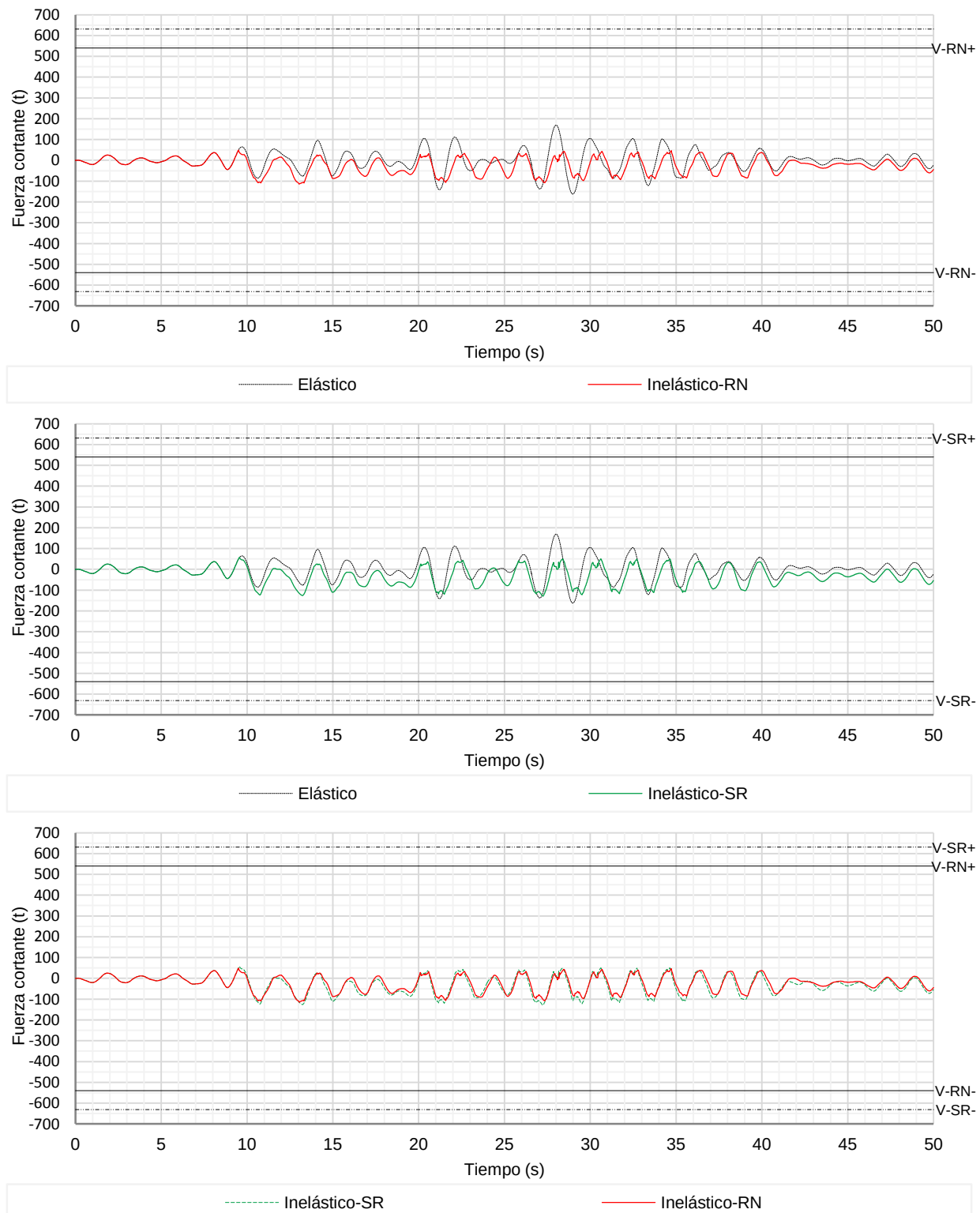


Figura 4.173 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

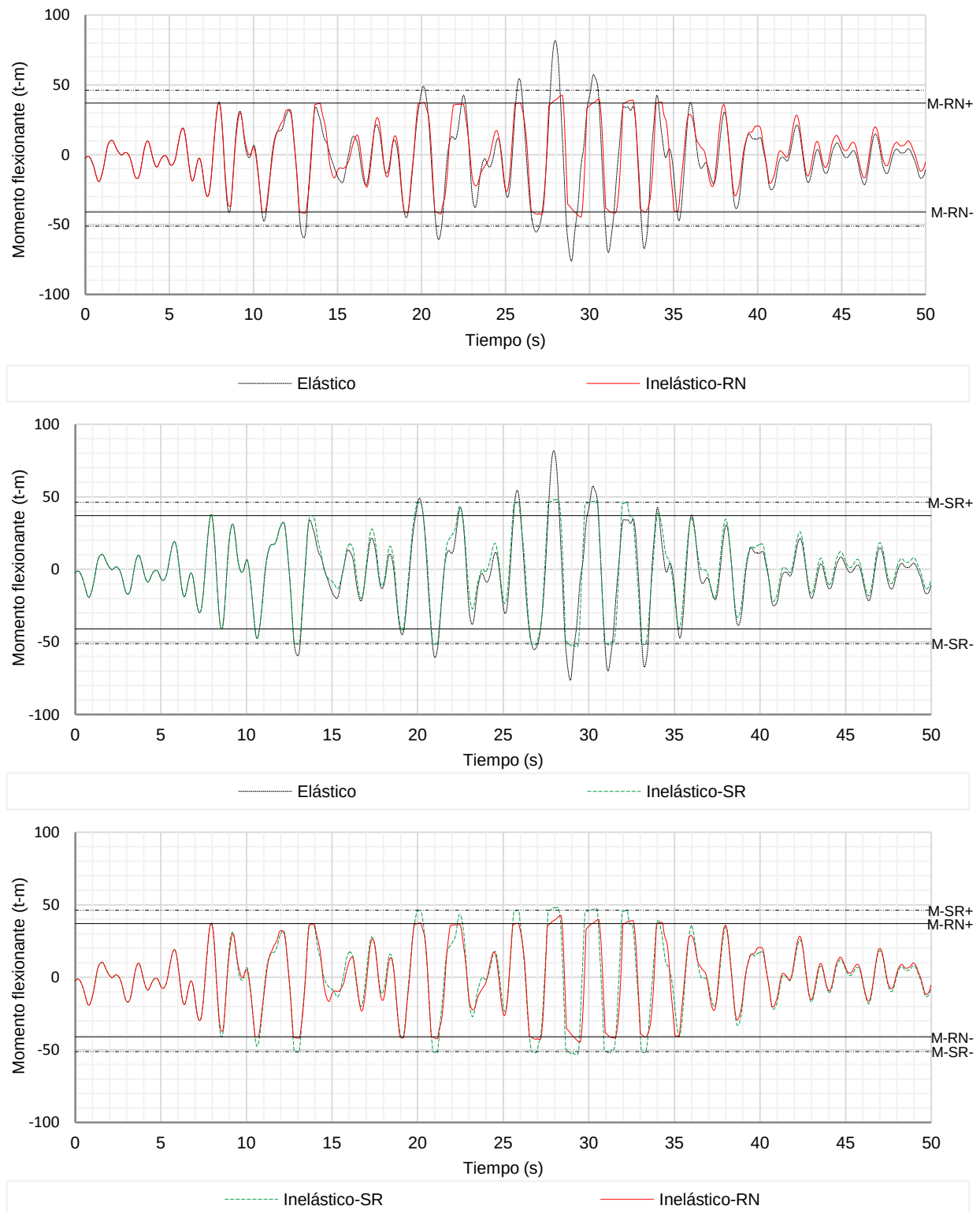


Figura 4.174 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

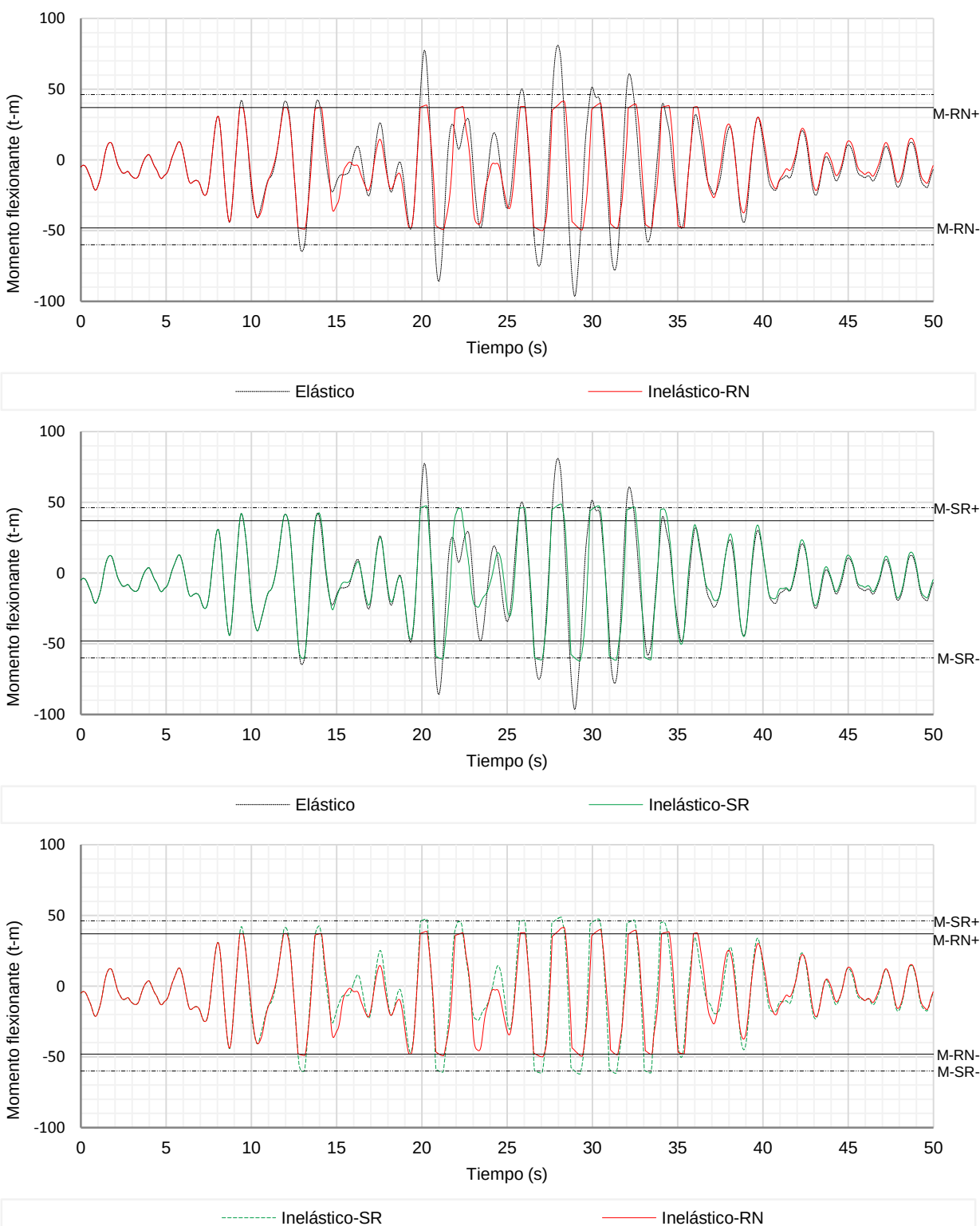


Figura 4.175 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

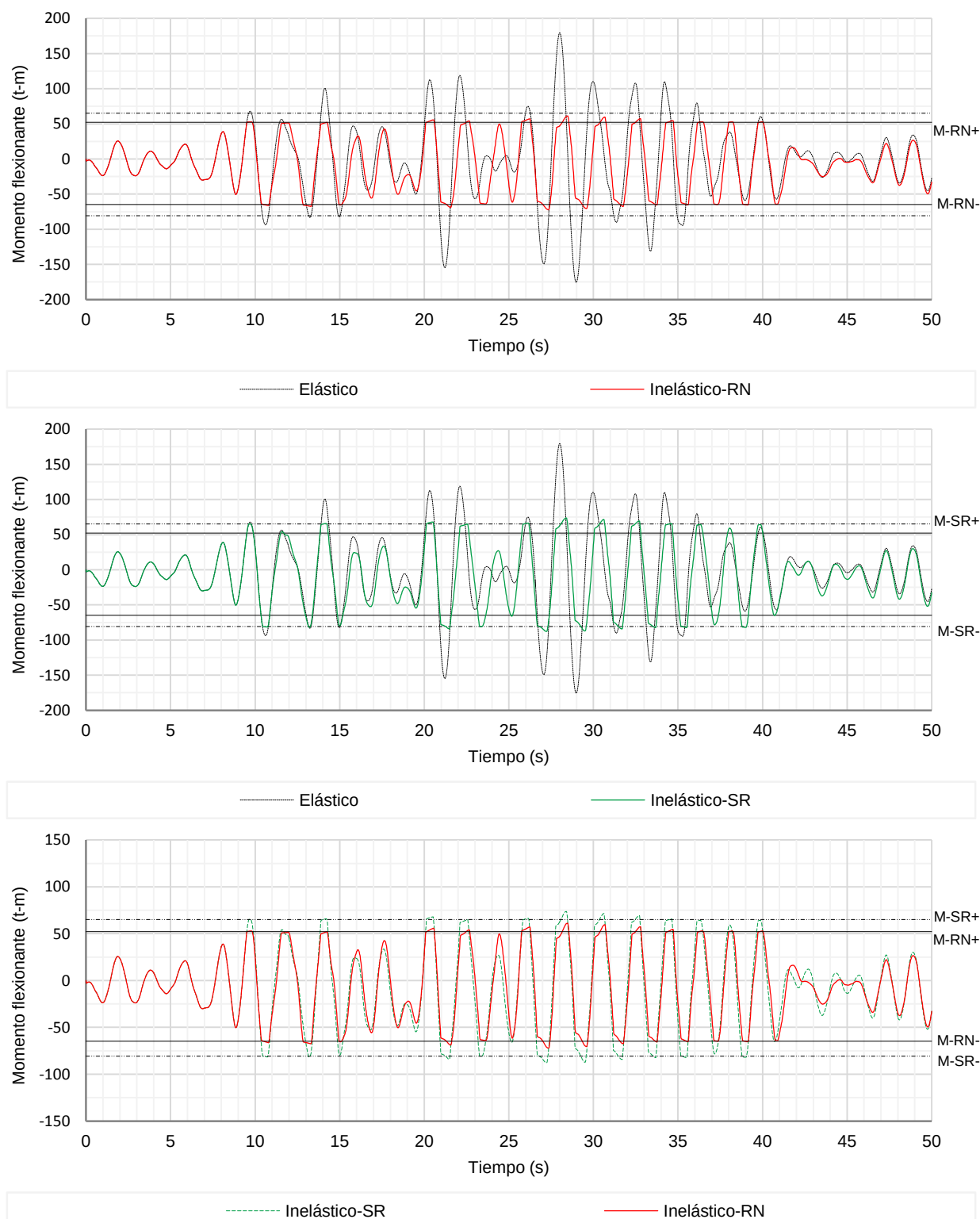


Figura 4.176 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

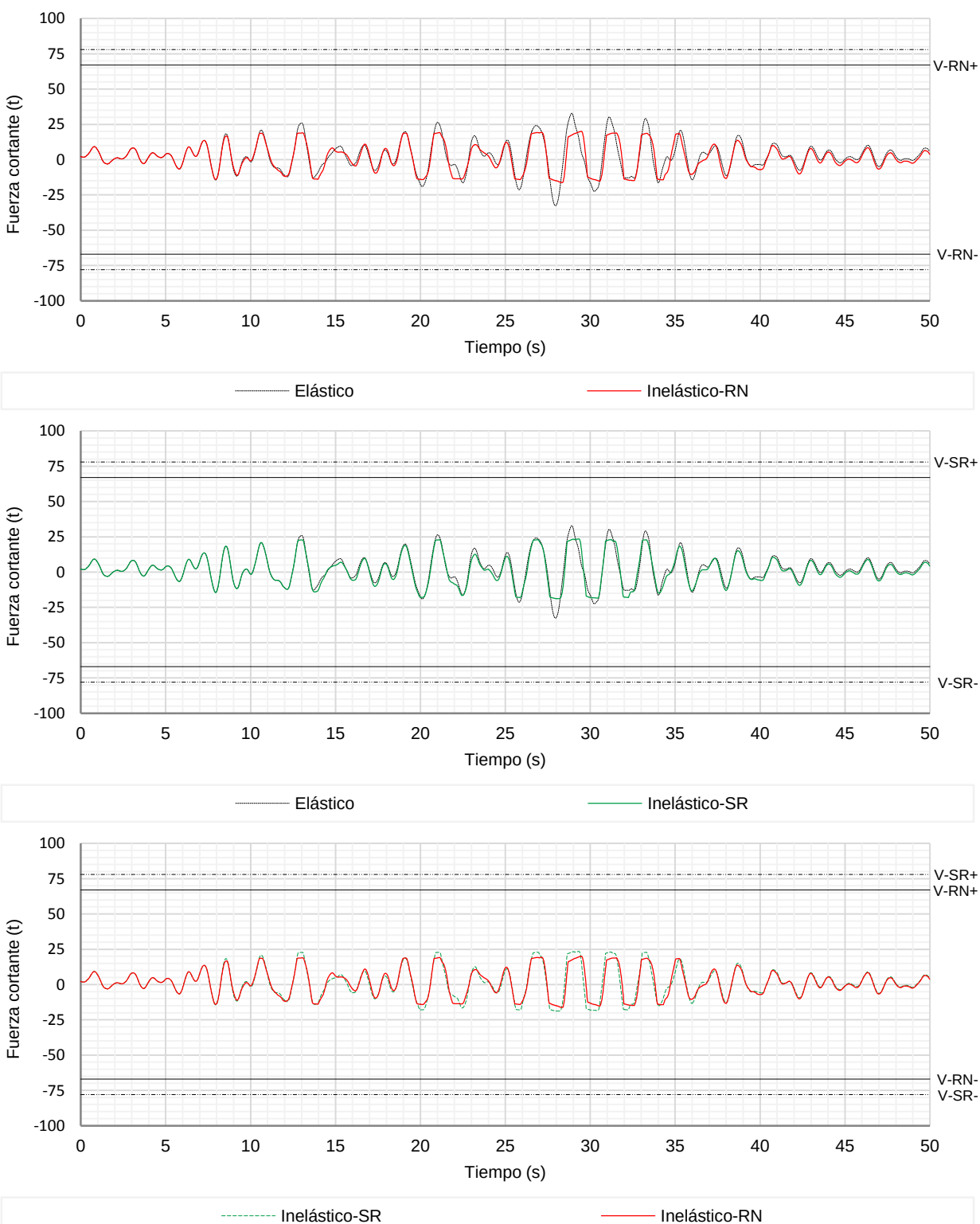


Figura 4.177 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

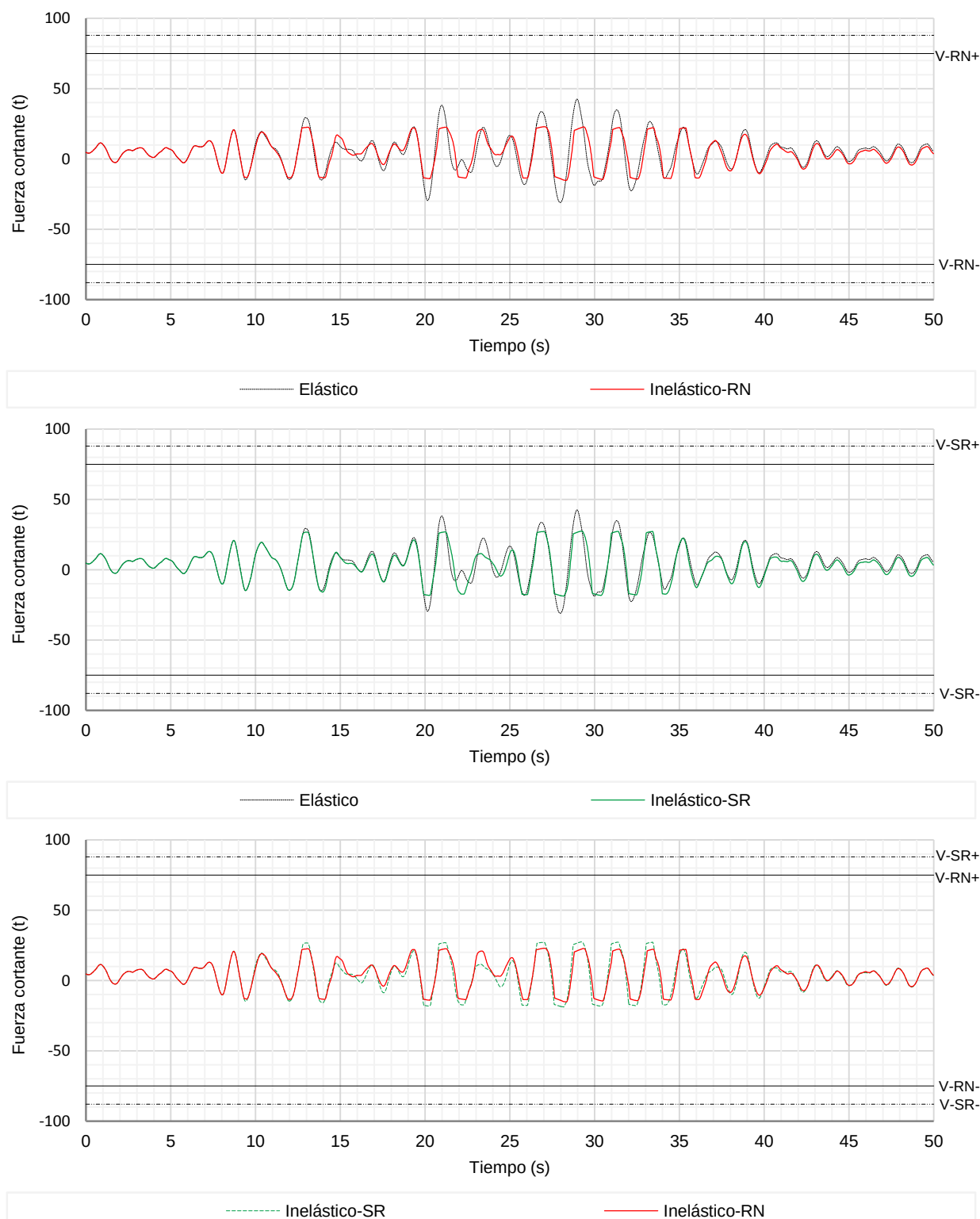


Figura 4.178 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

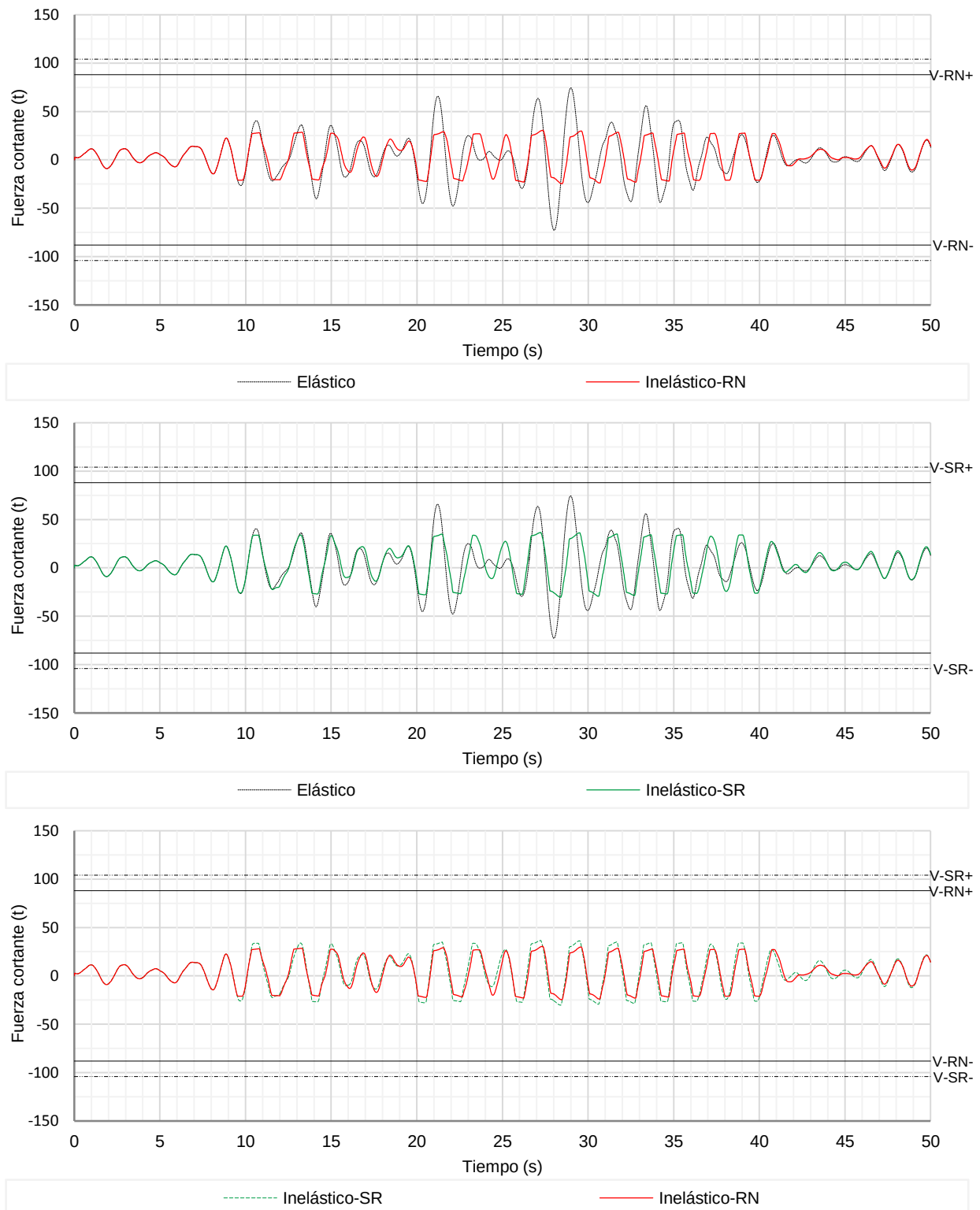


Figura 4.179 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

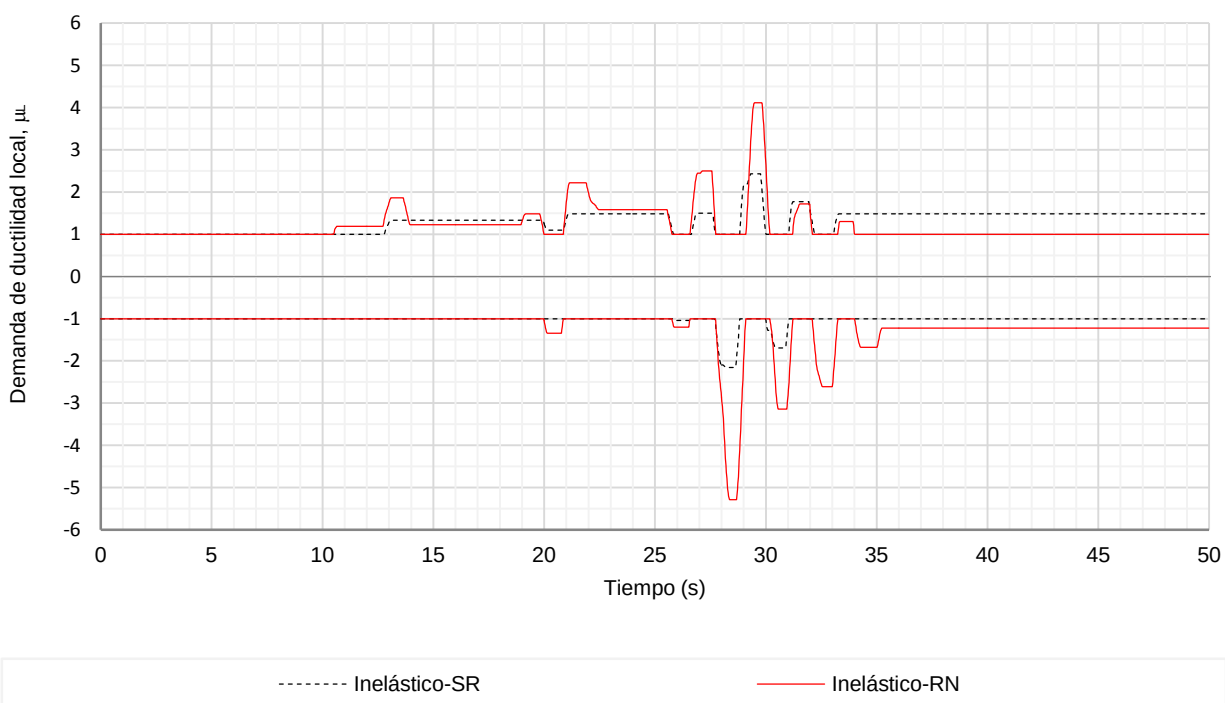


Figura 4.180 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

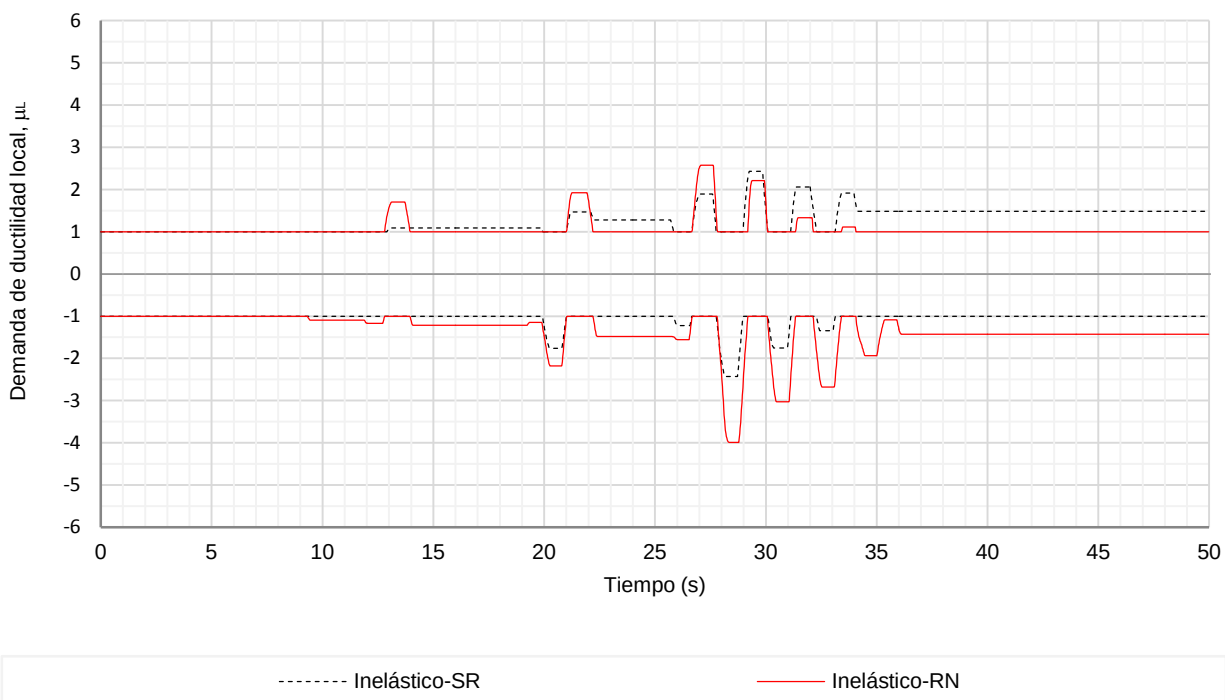


Figura 4.181 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

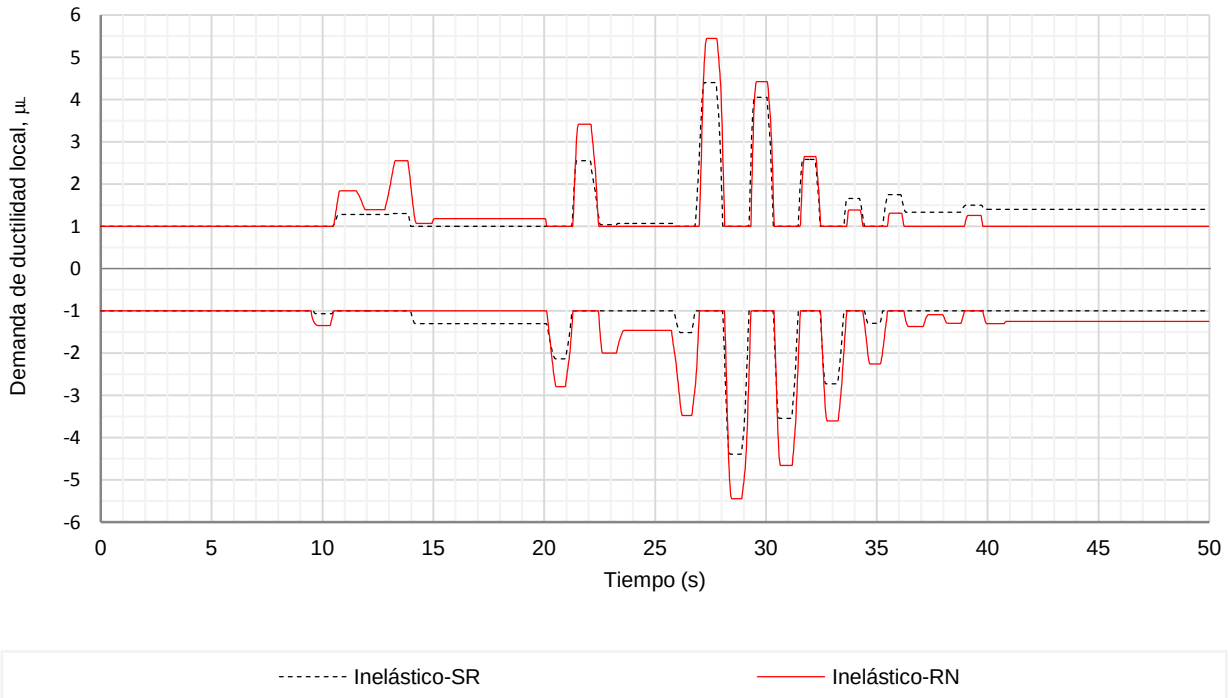


Figura 4.182 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

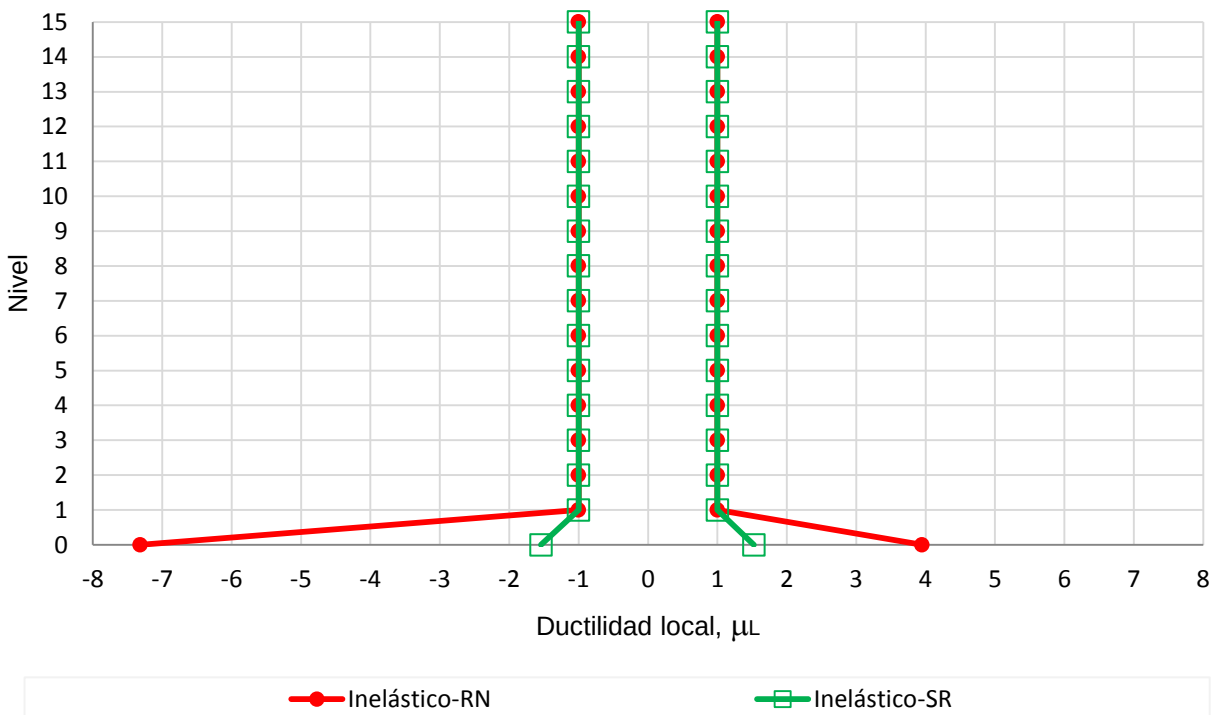


Figura 4.183 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 1 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

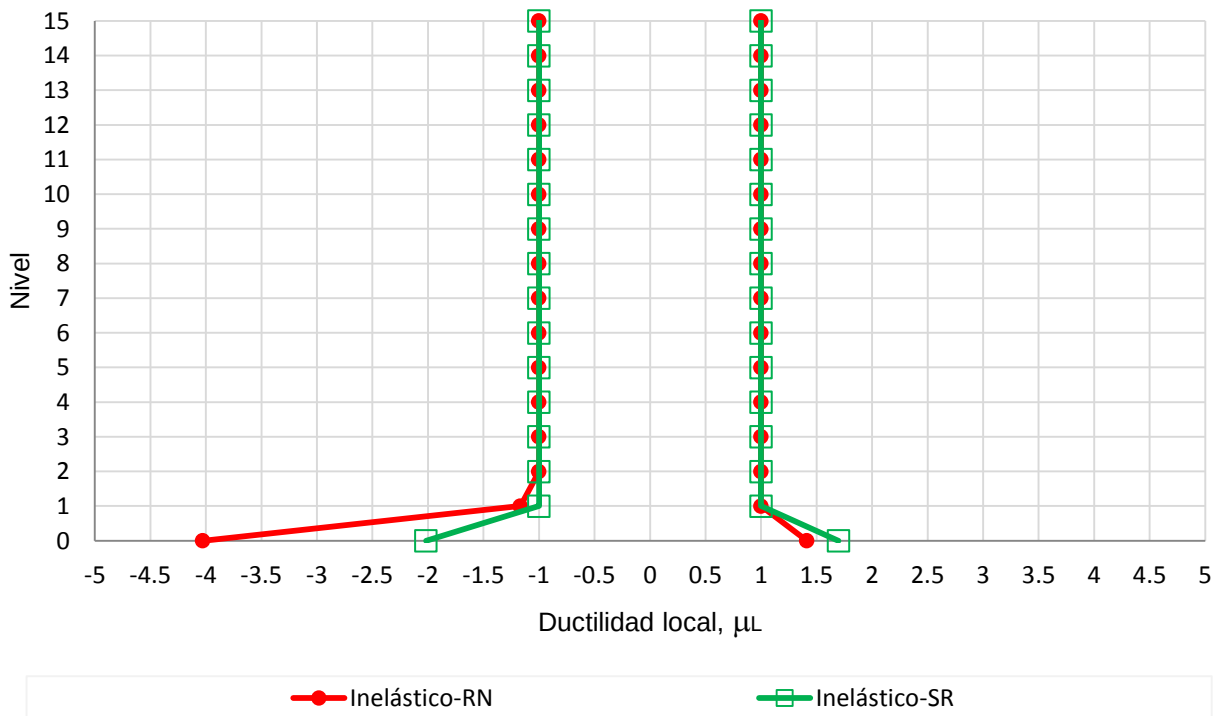


Figura 4.184 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 6 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

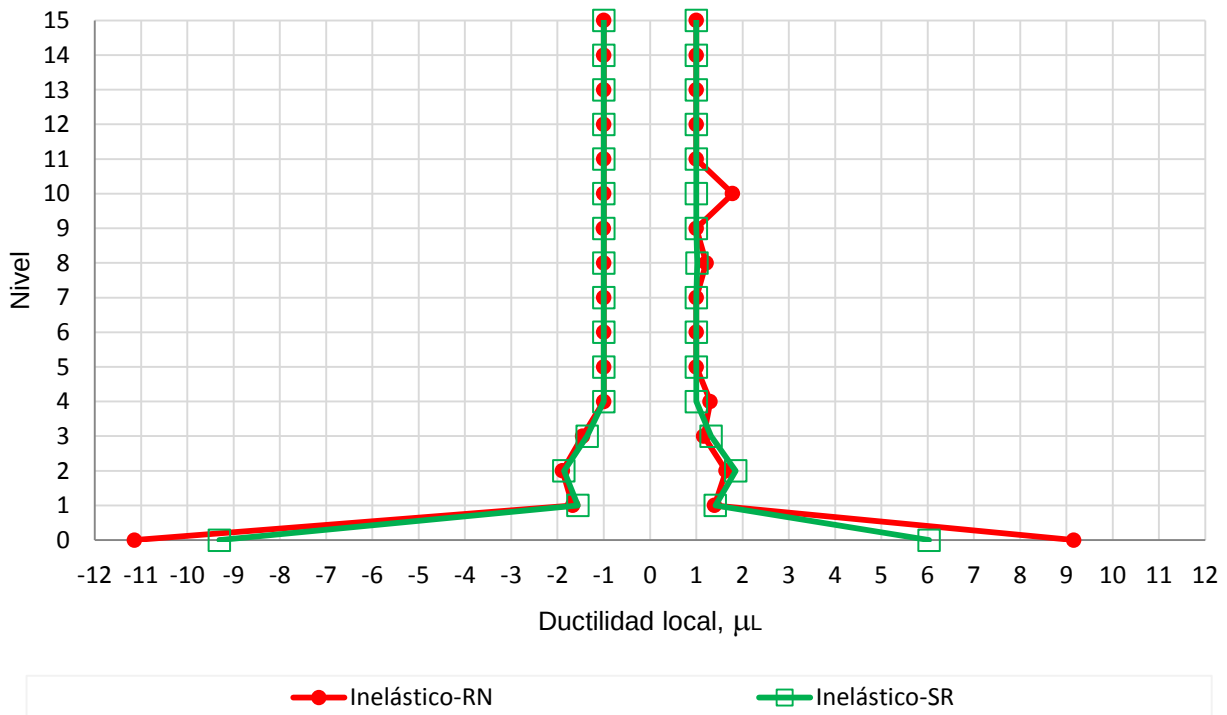
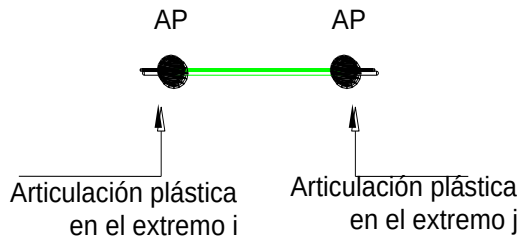


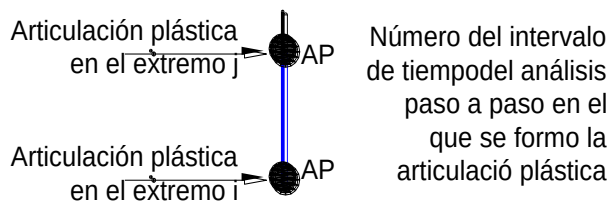
Figura 4.185 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 9 del edificio 2, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

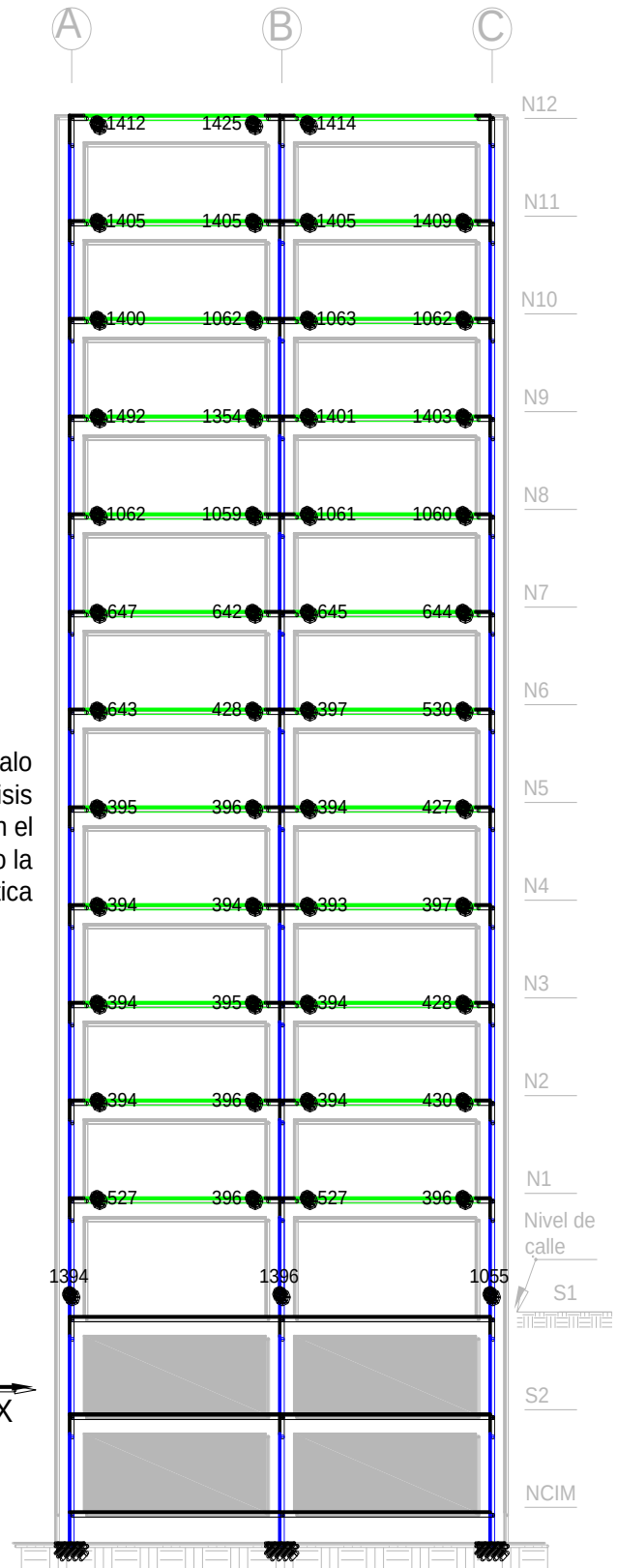
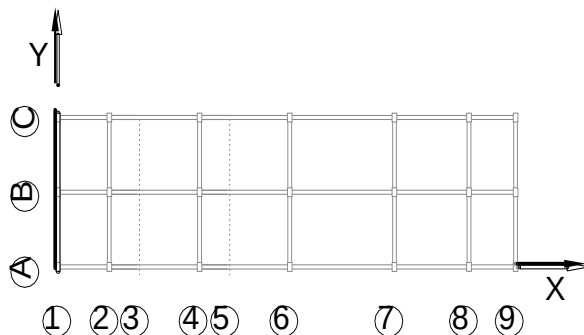


Figura 4.186 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

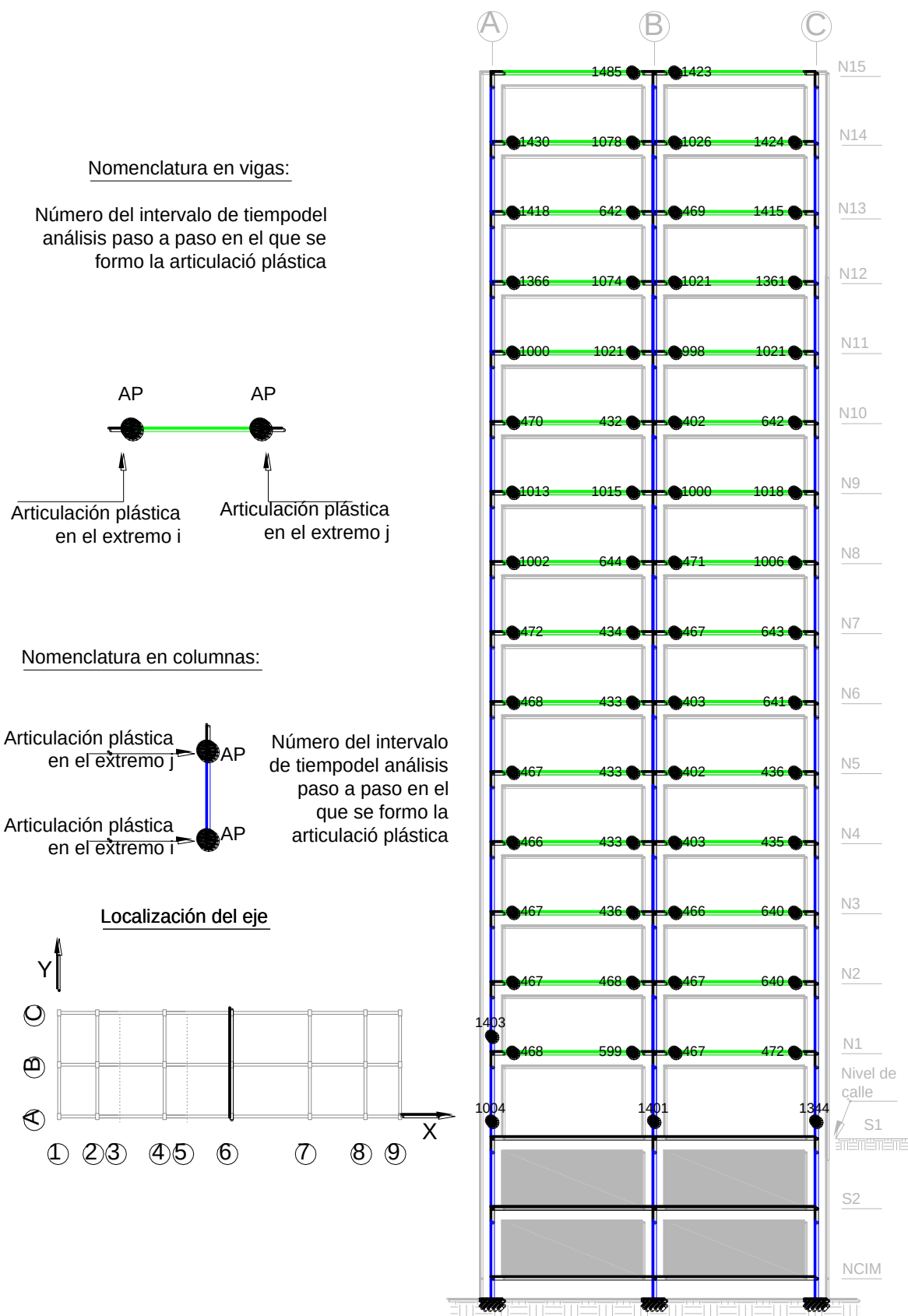


Figura 4.187 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

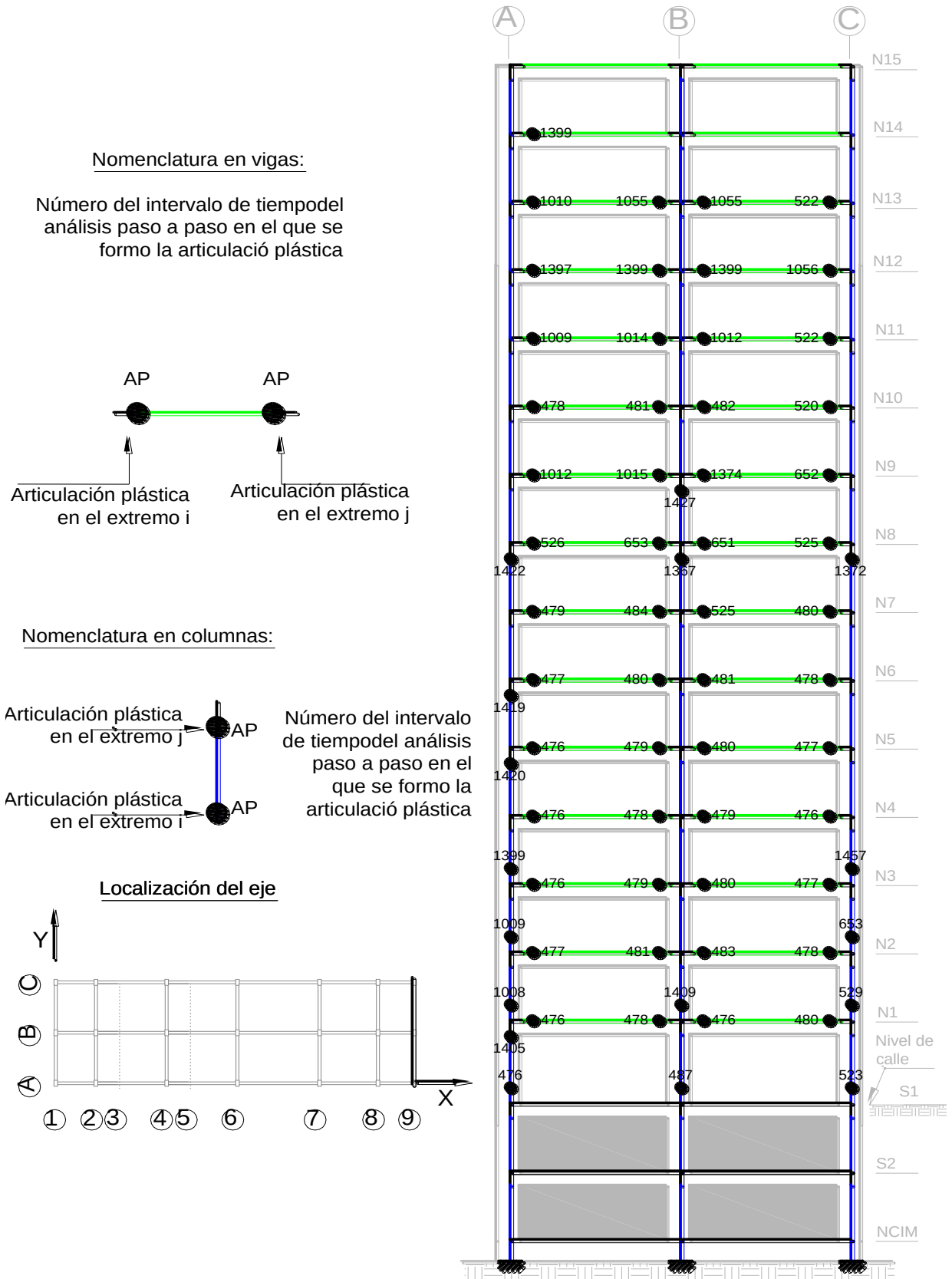
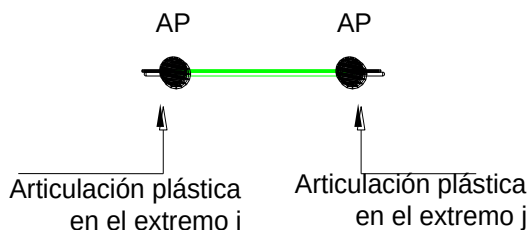


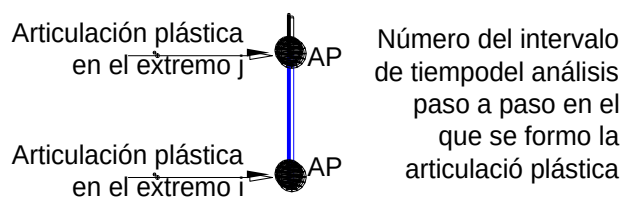
Figura 4.188 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

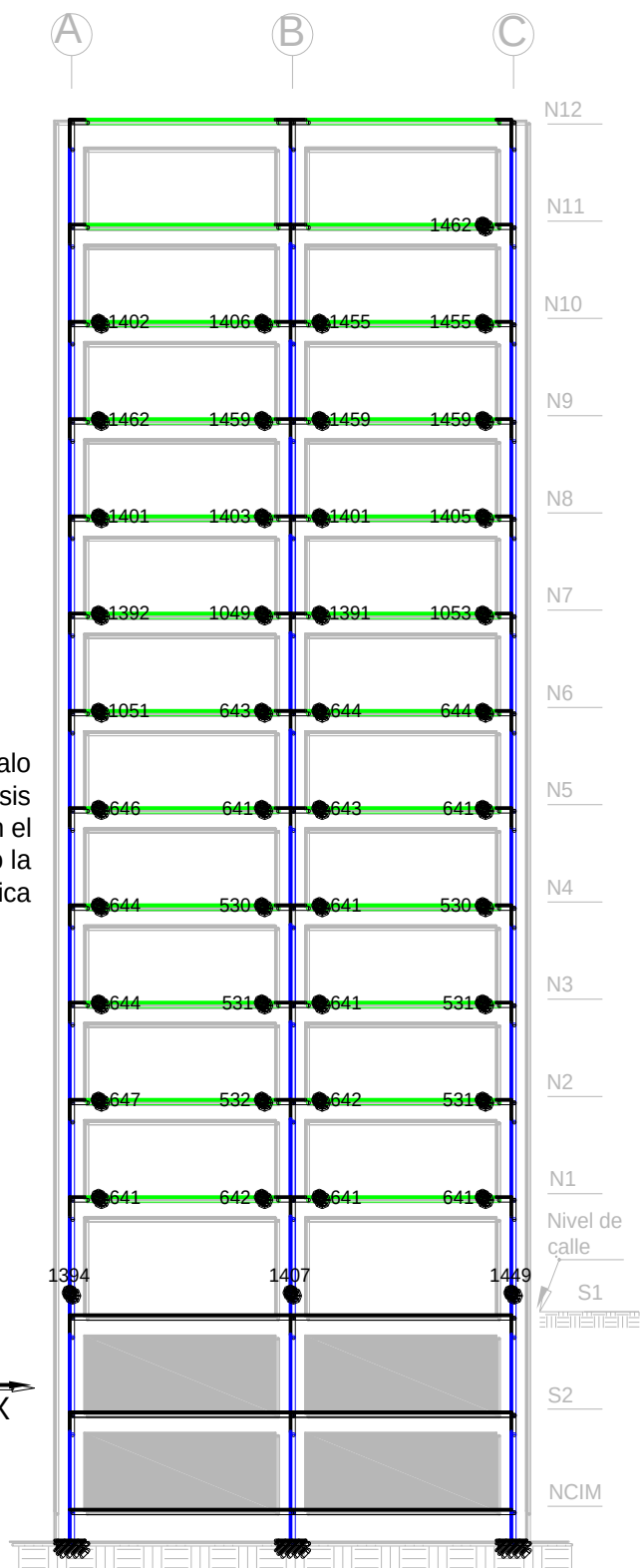
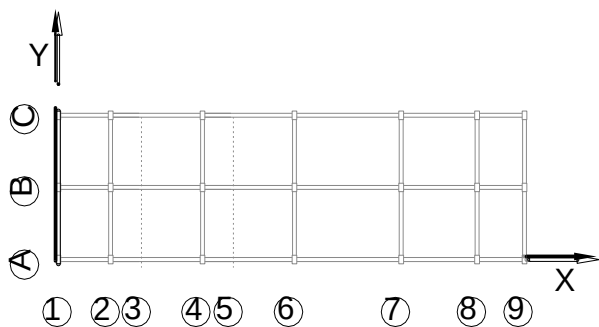


Figura 4.189 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

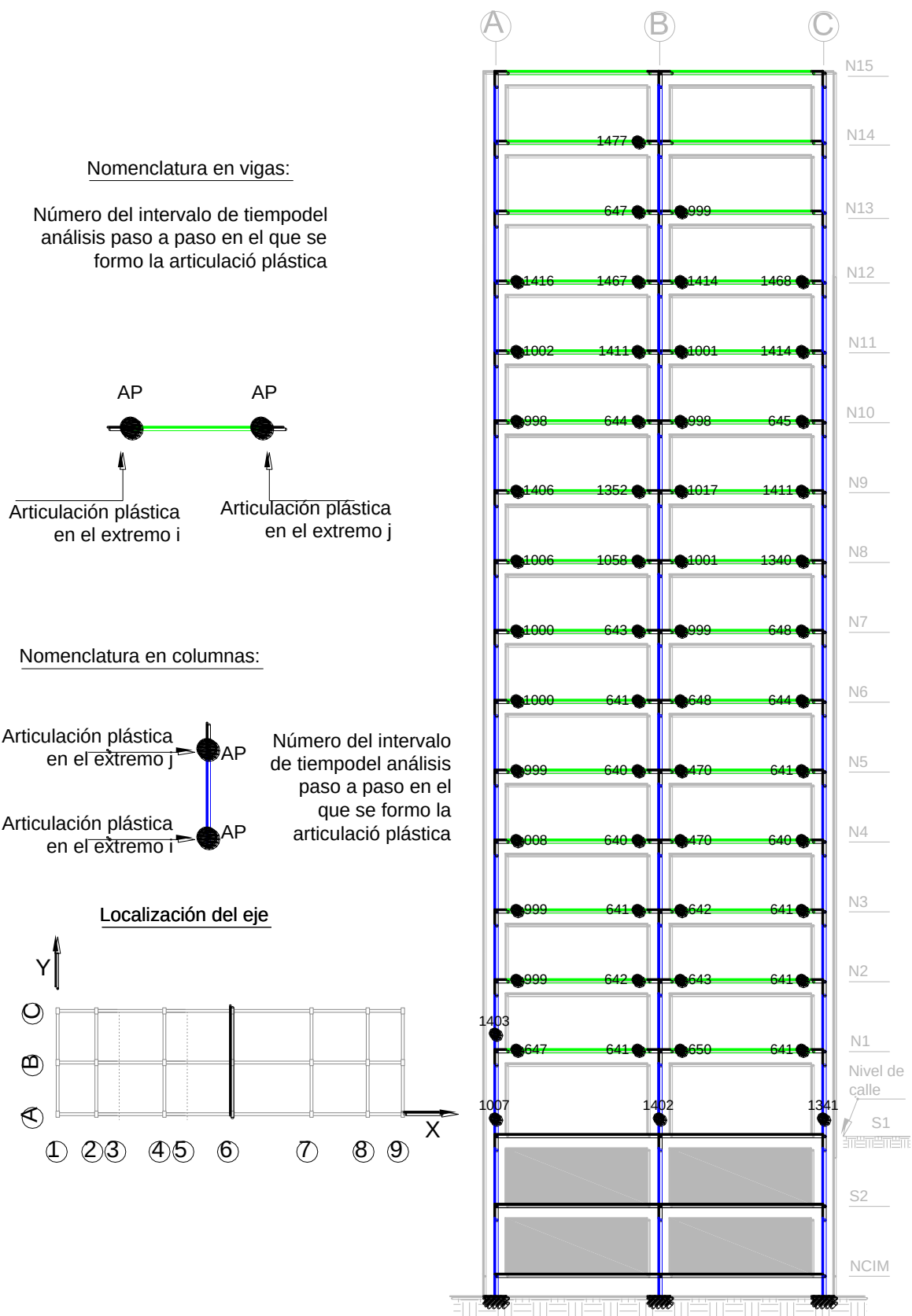


Figura 4.190 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

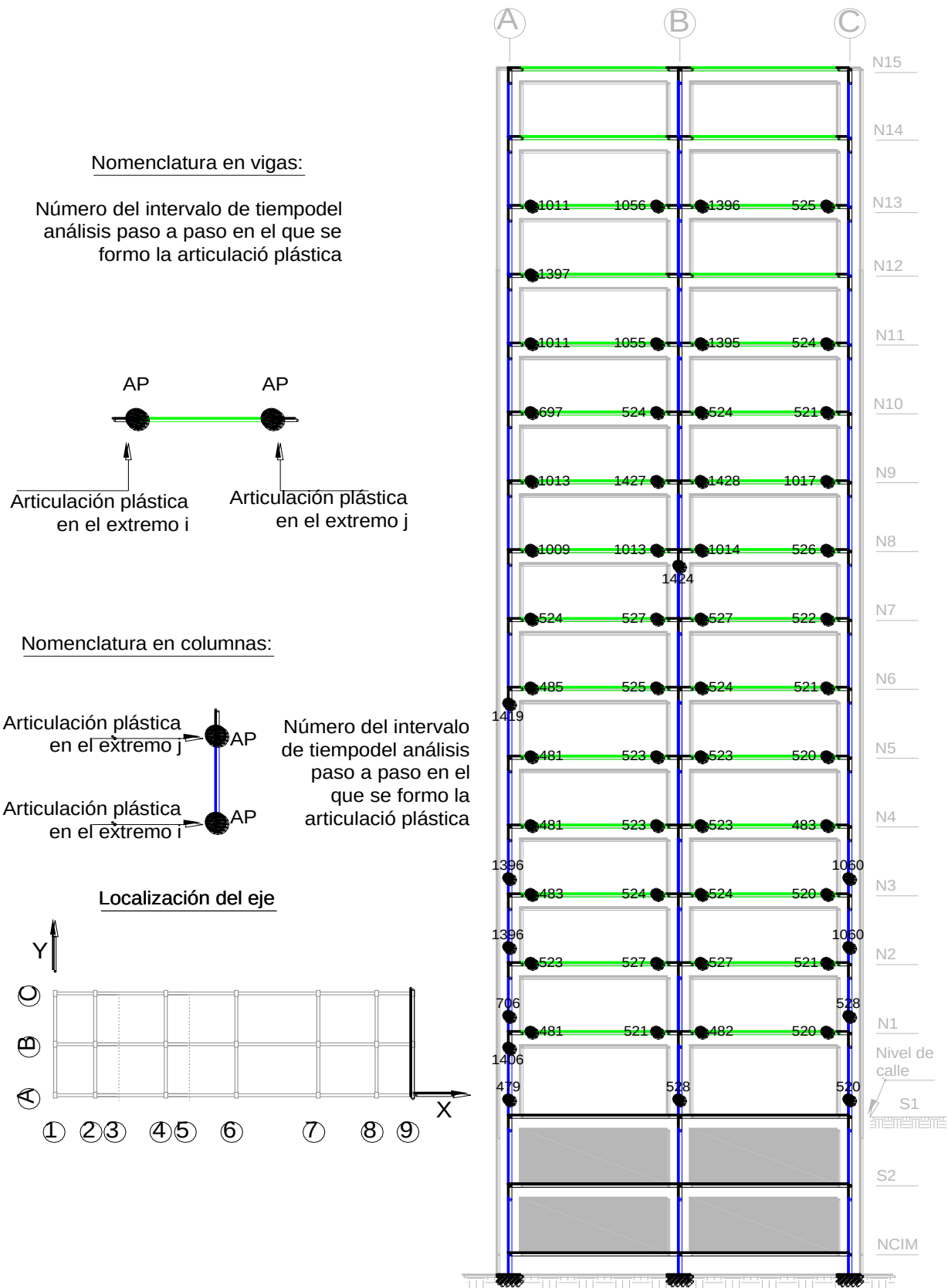


Figura 4.191 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 9 del edificio 2, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

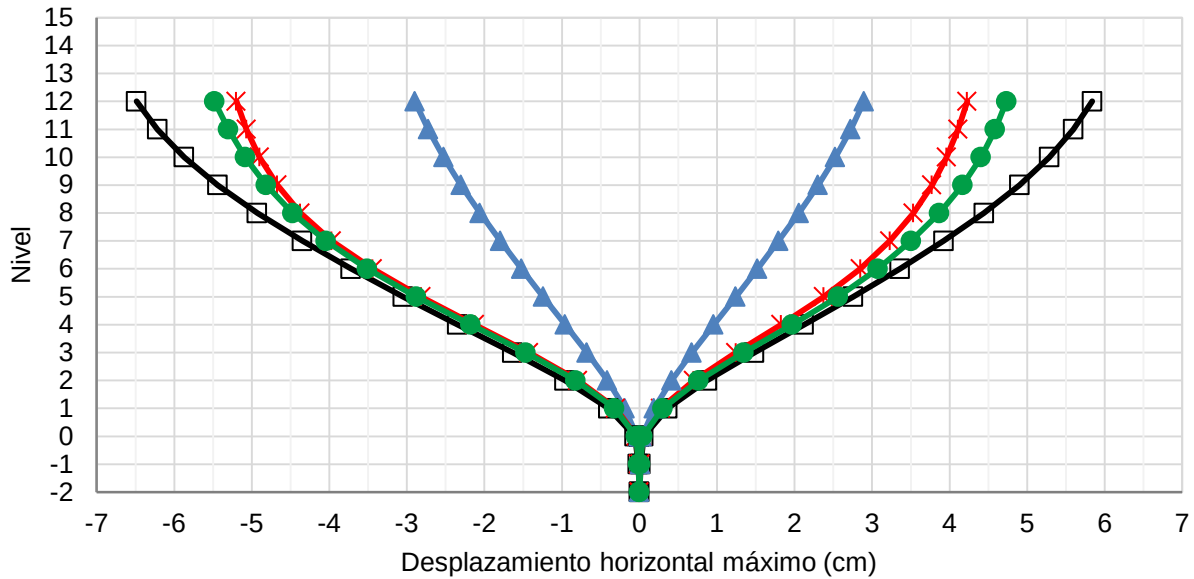


Figura 4.192 Desplazamientos horizontales máximos del eje 1 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

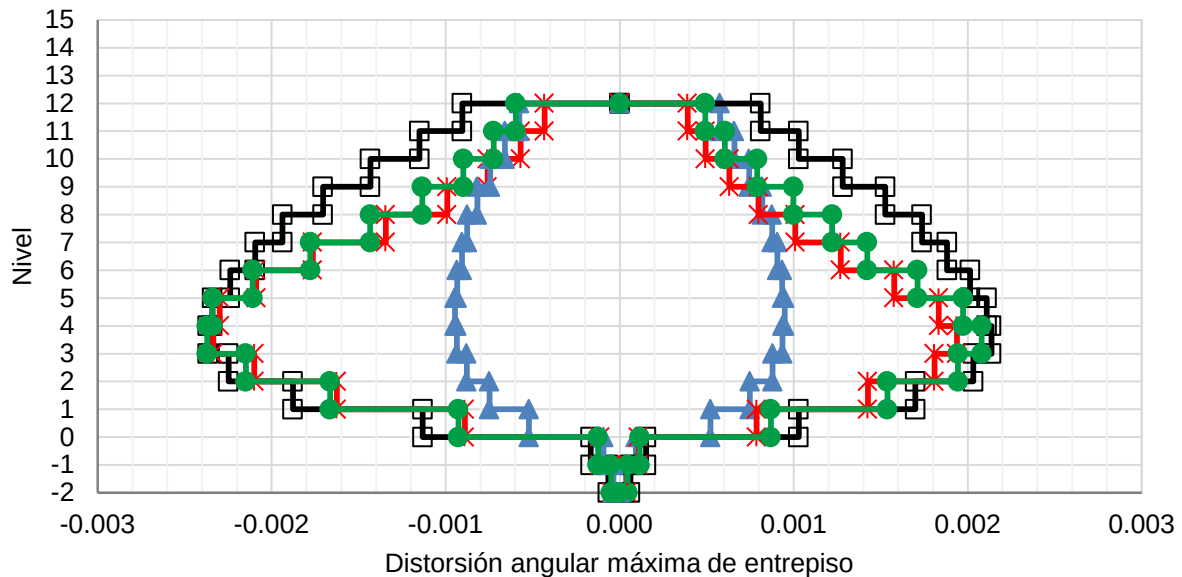


Figura 4.193 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 1 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

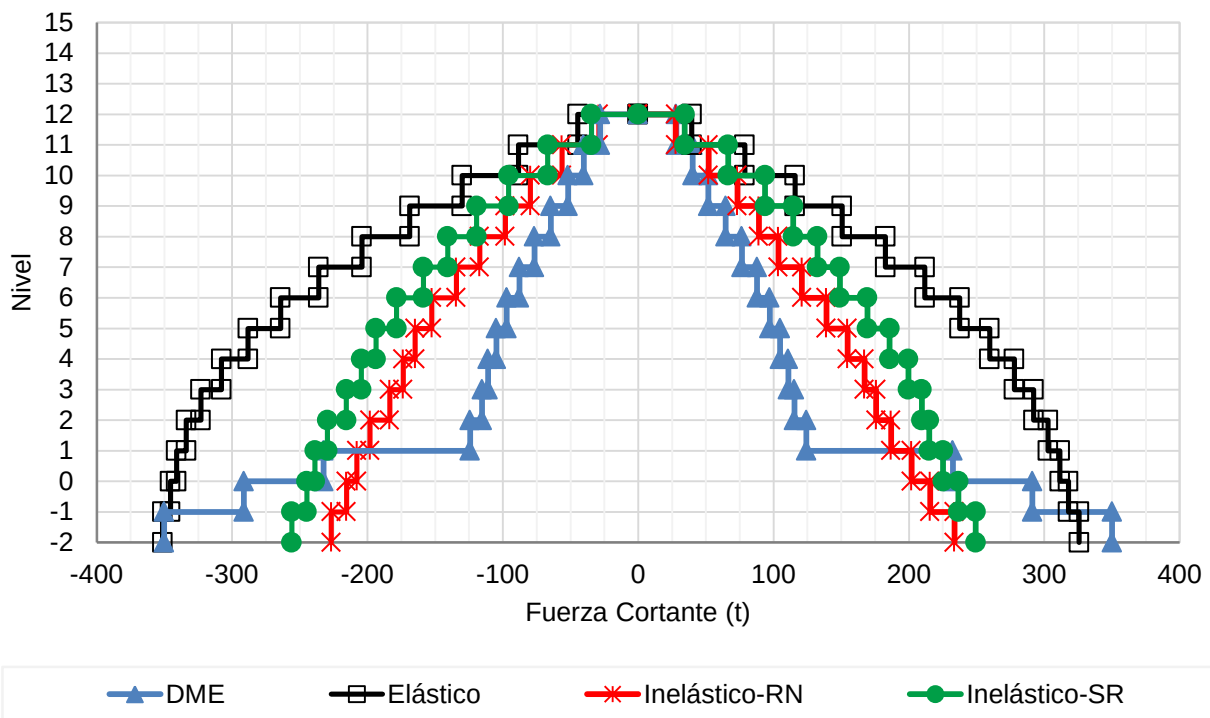


Figura 4.194 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 1 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

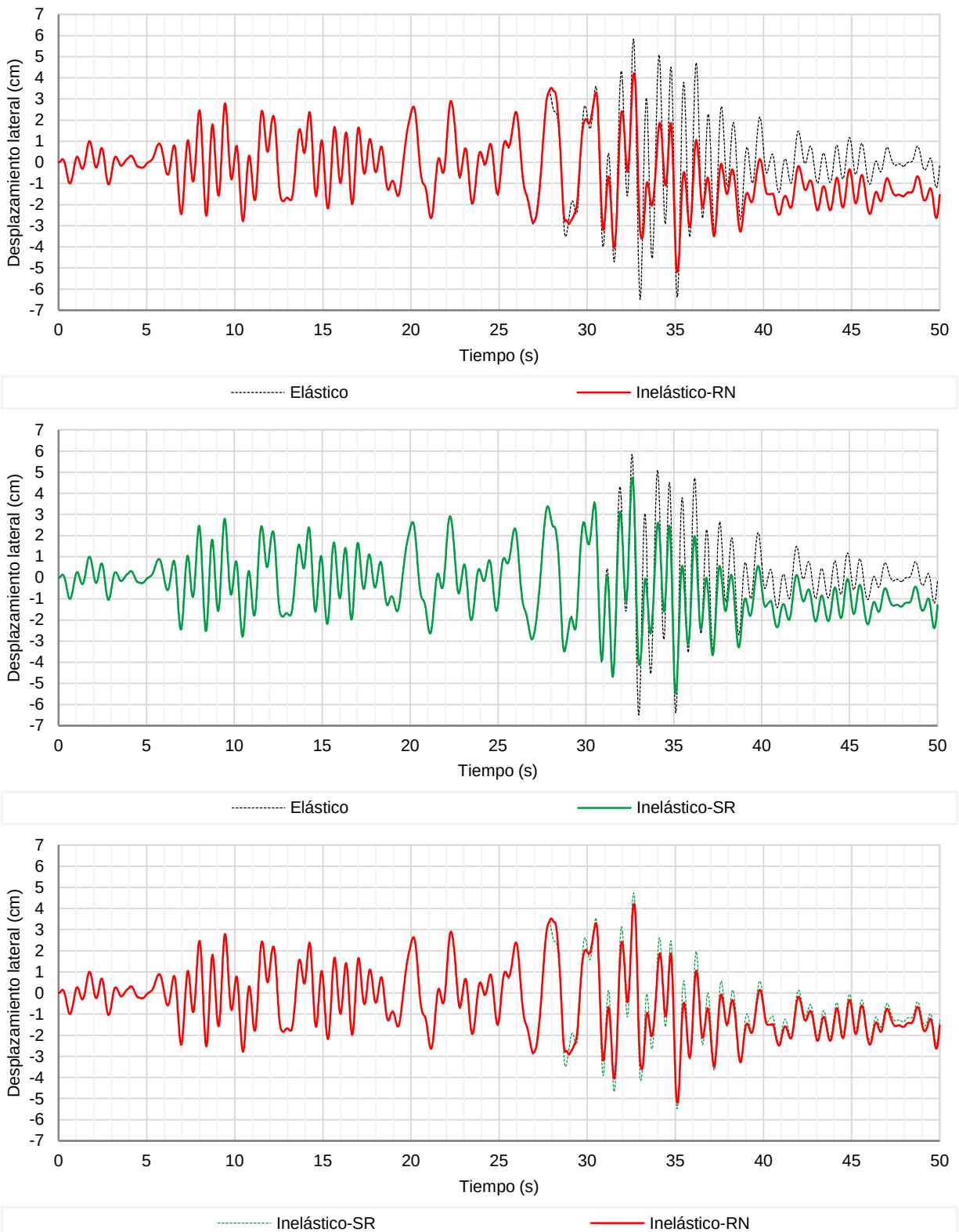


Figura 4.195 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 1 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

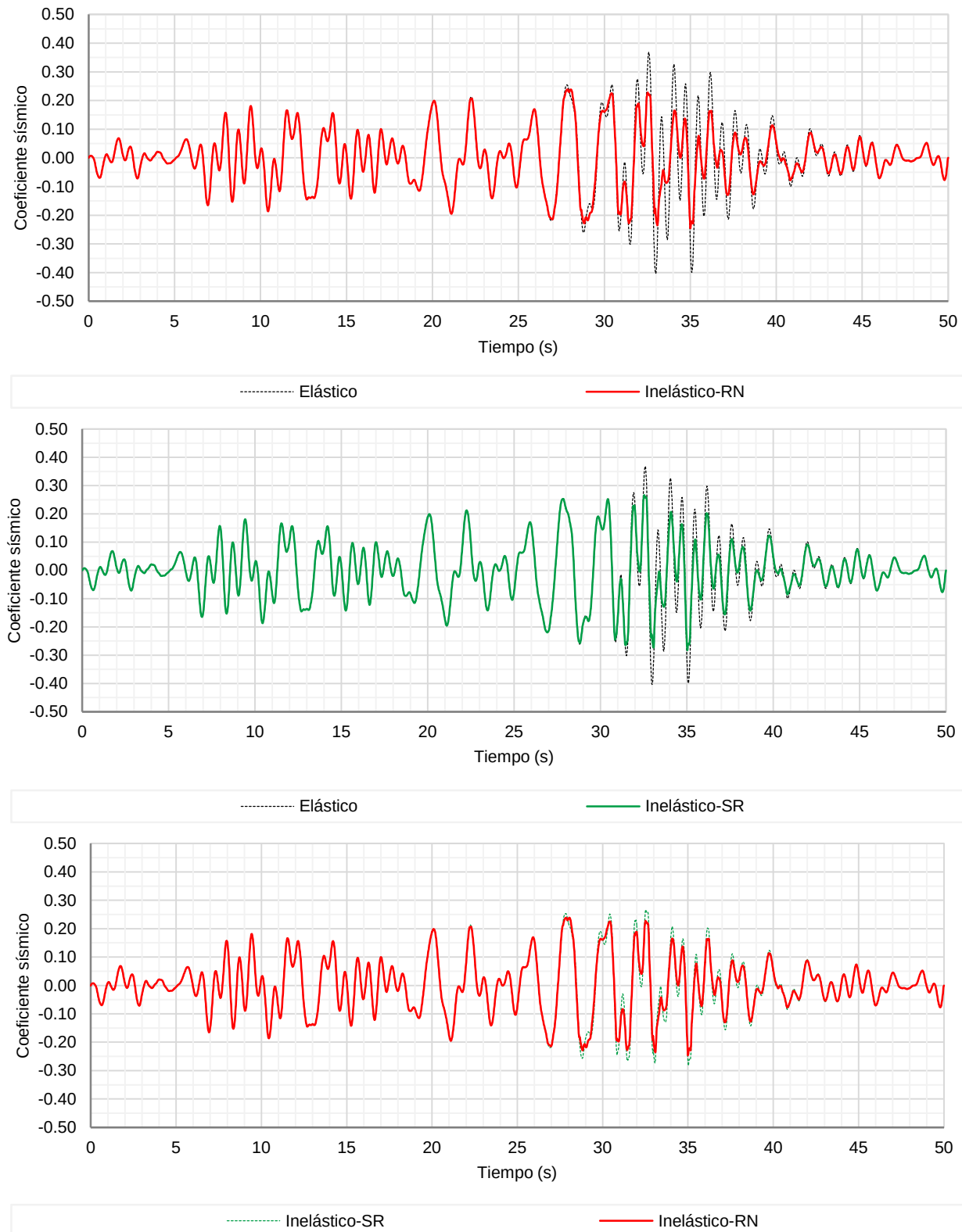


Figura 4.196 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 1 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

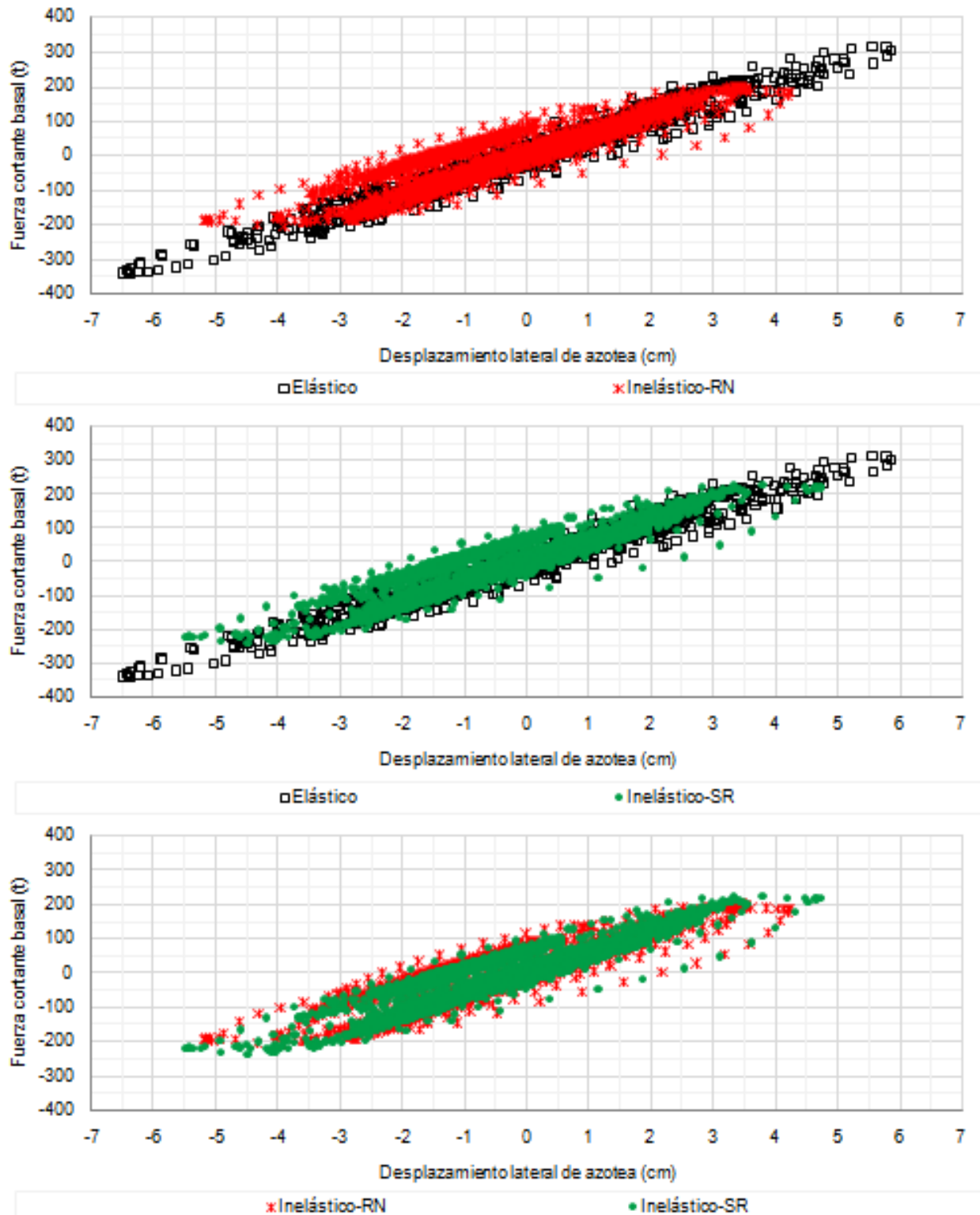


Figura 4.197 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

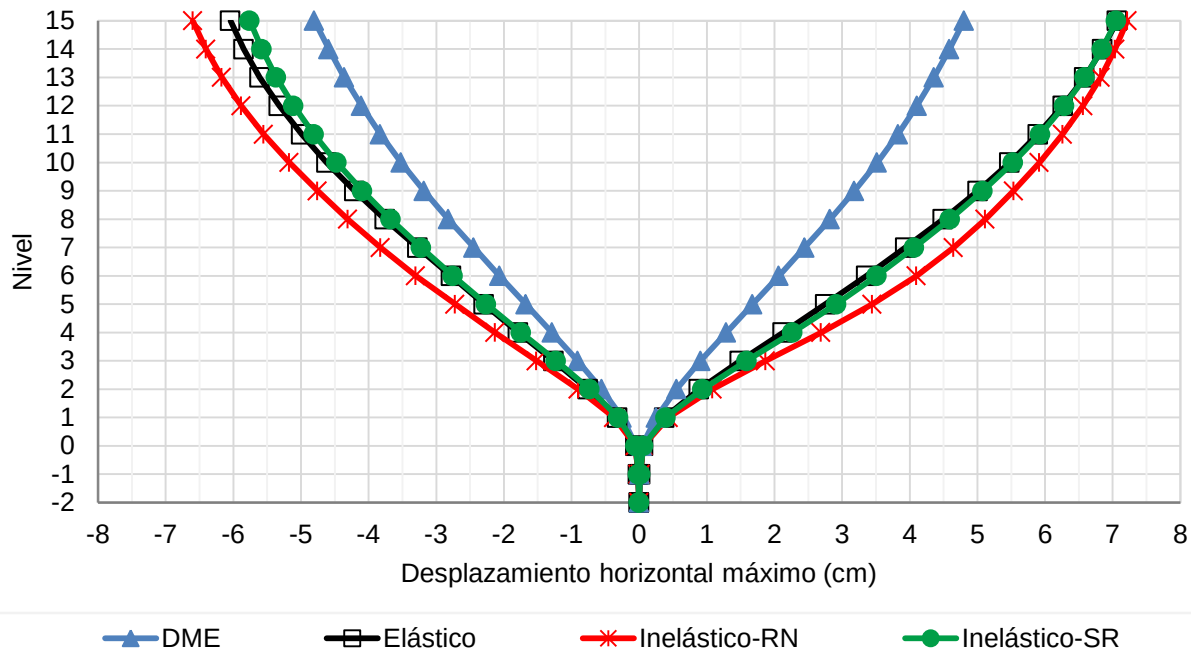


Figura 4.198 Desplazamientos horizontales máximos del eje 6 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma SCT-EW

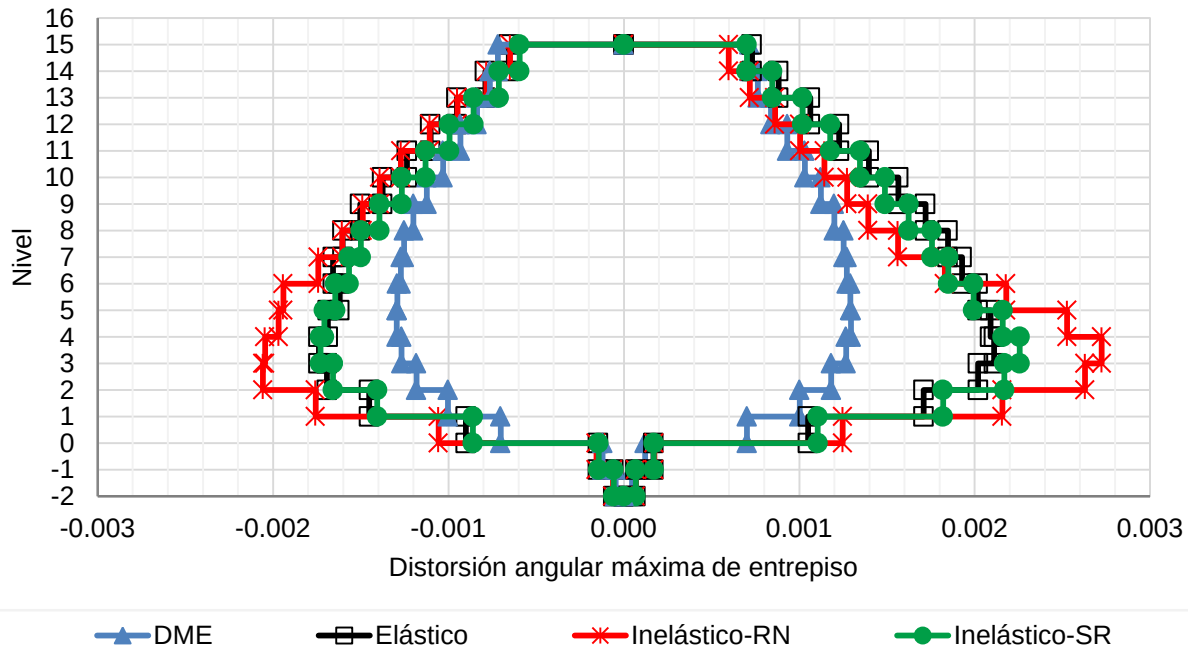


Figura 4.199 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma SCT-EW

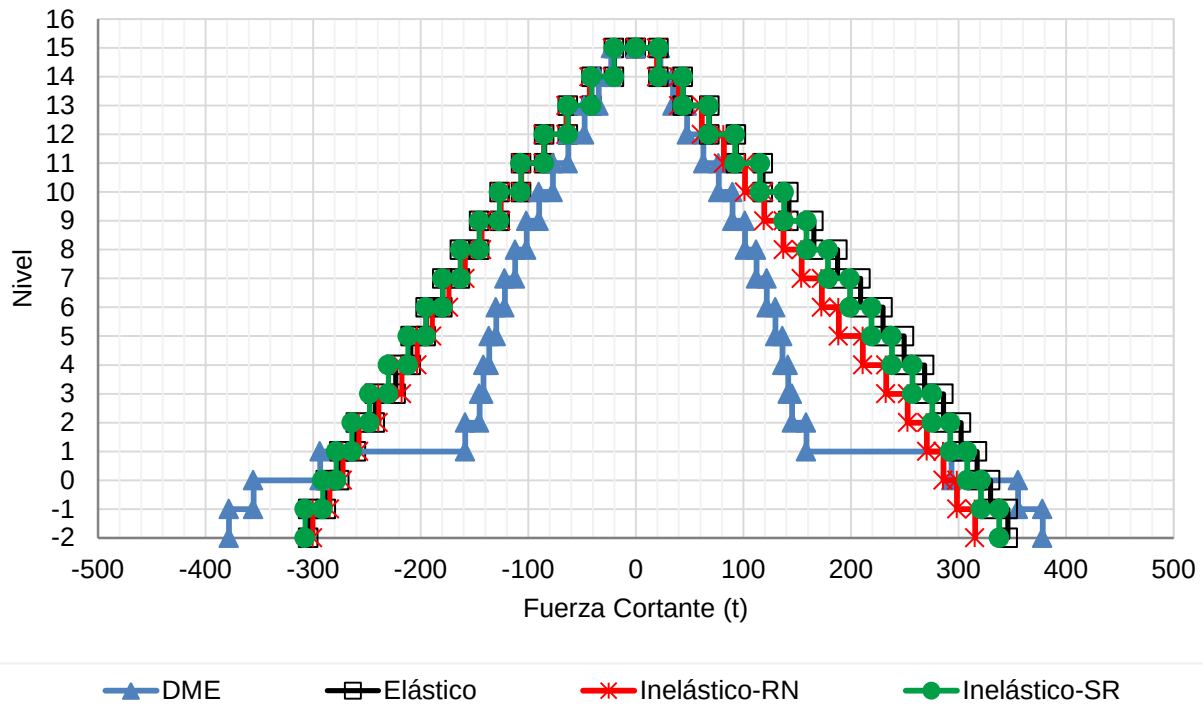


Figura 4.200 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 6 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

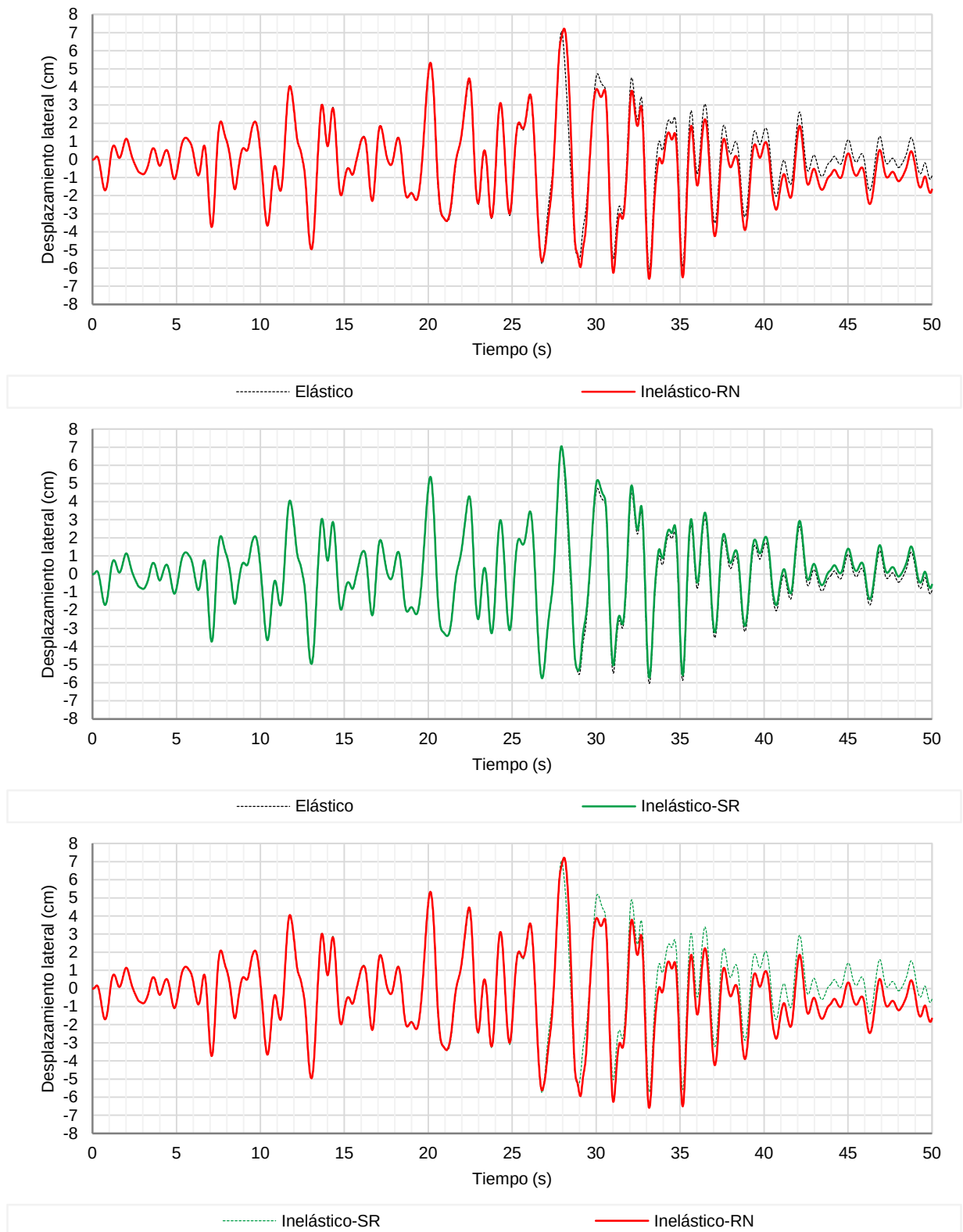


Figura 4.201 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 6 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

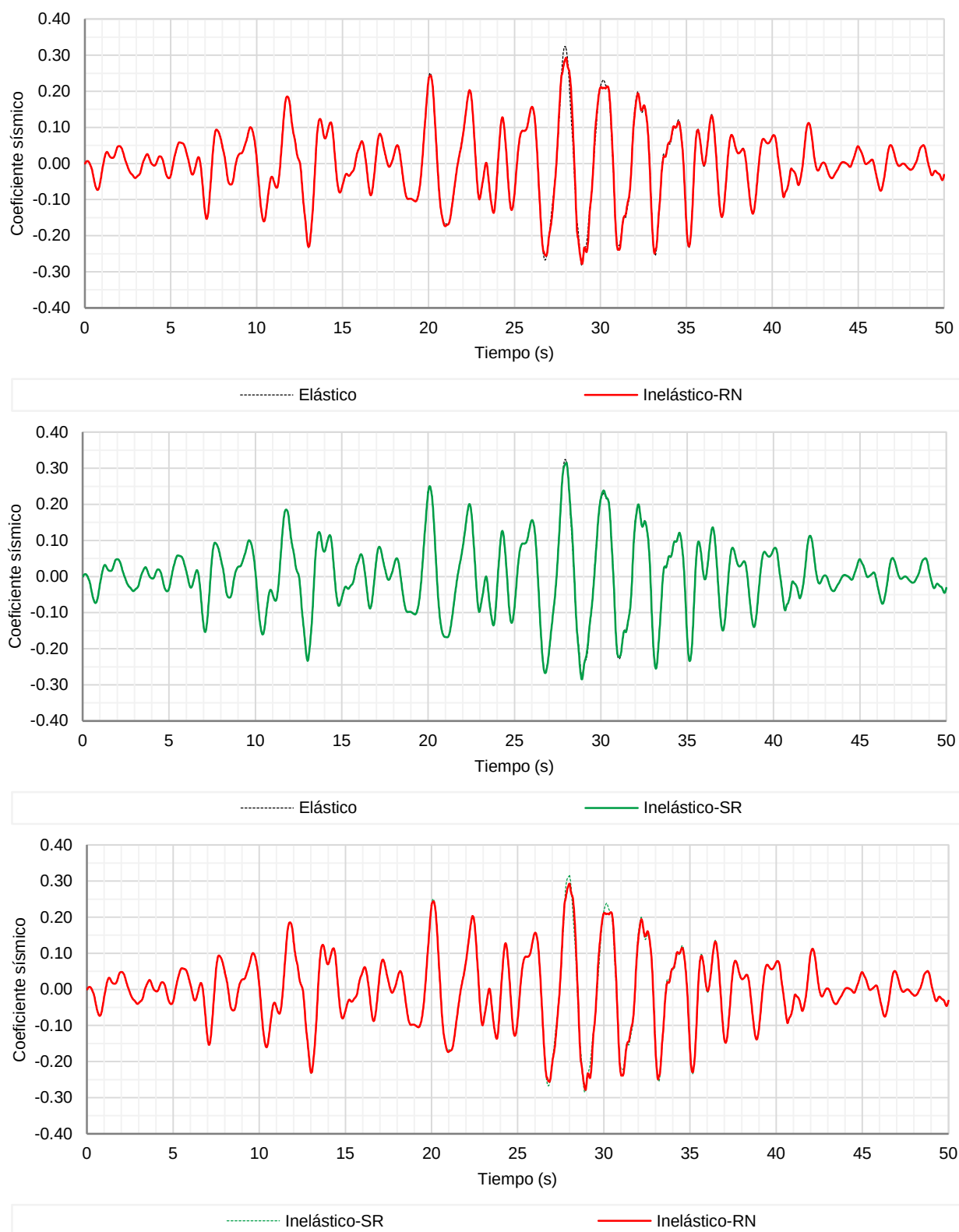


Figura 4.202 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 6 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

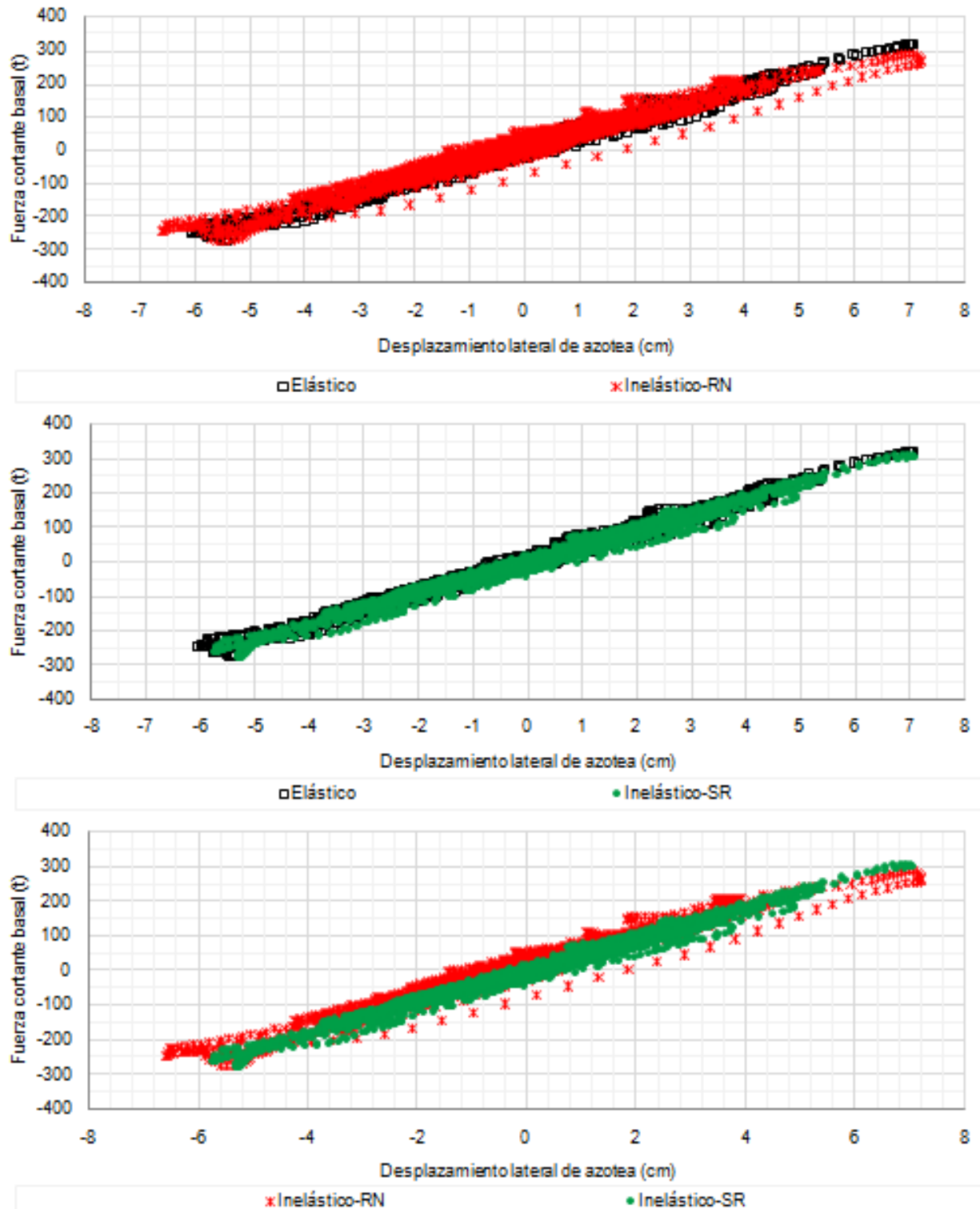


Figura 4.203 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

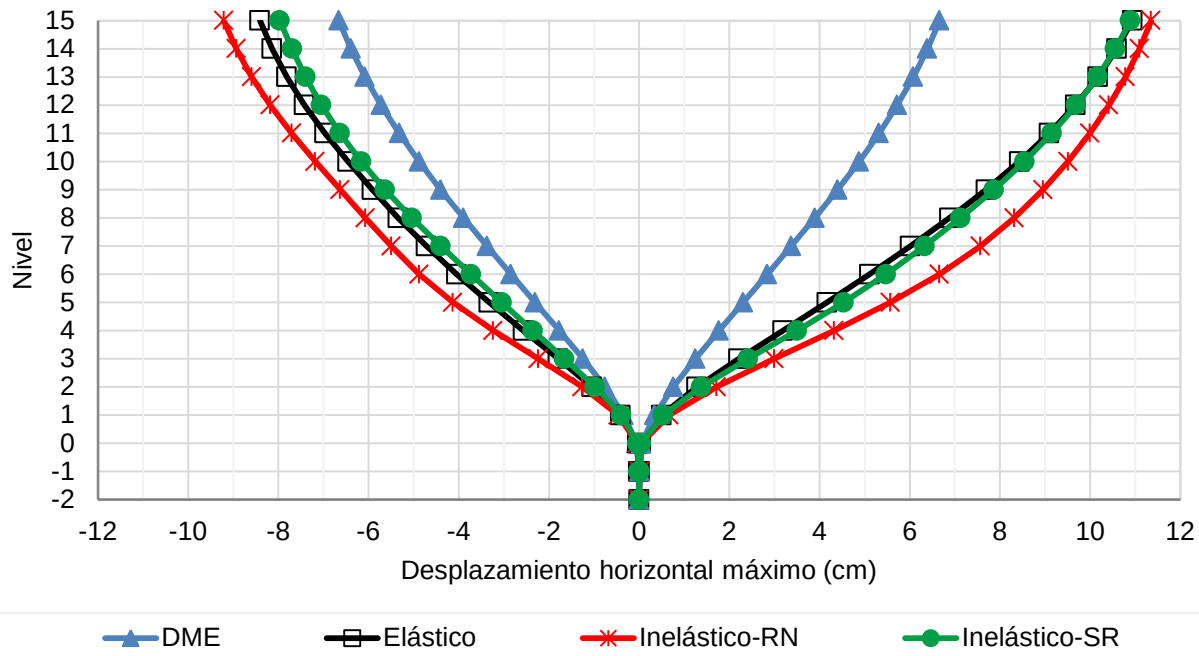


Figura 4.204 Desplazamientos horizontales máximos del eje 9 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

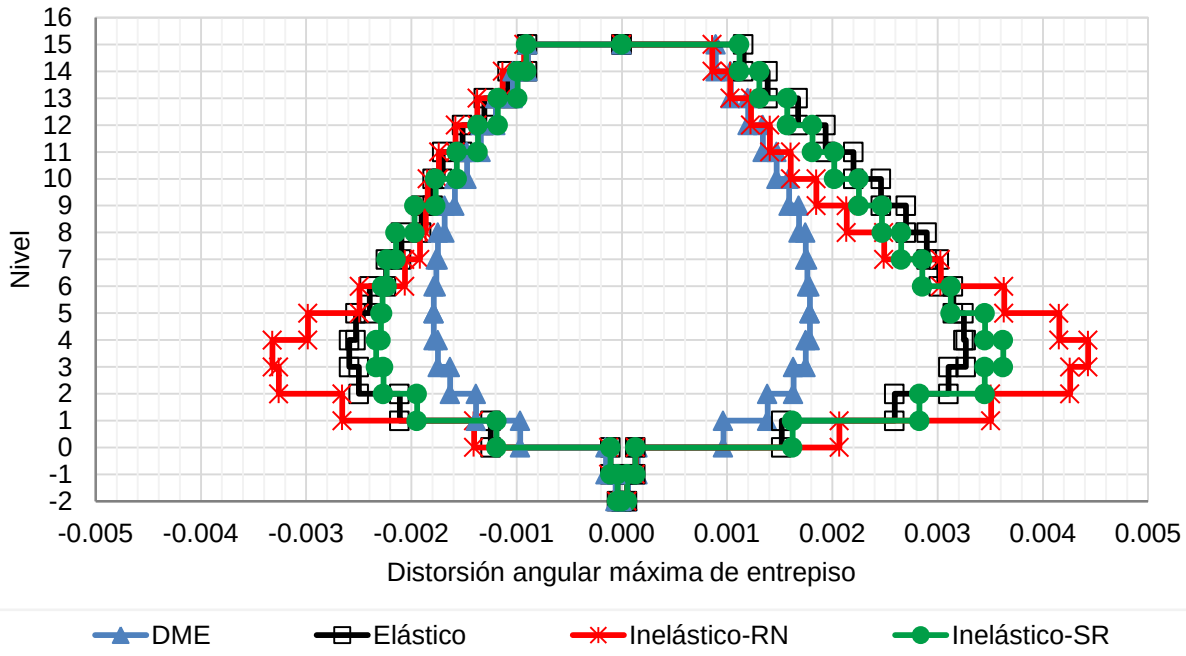


Figura 4.205 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 9 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

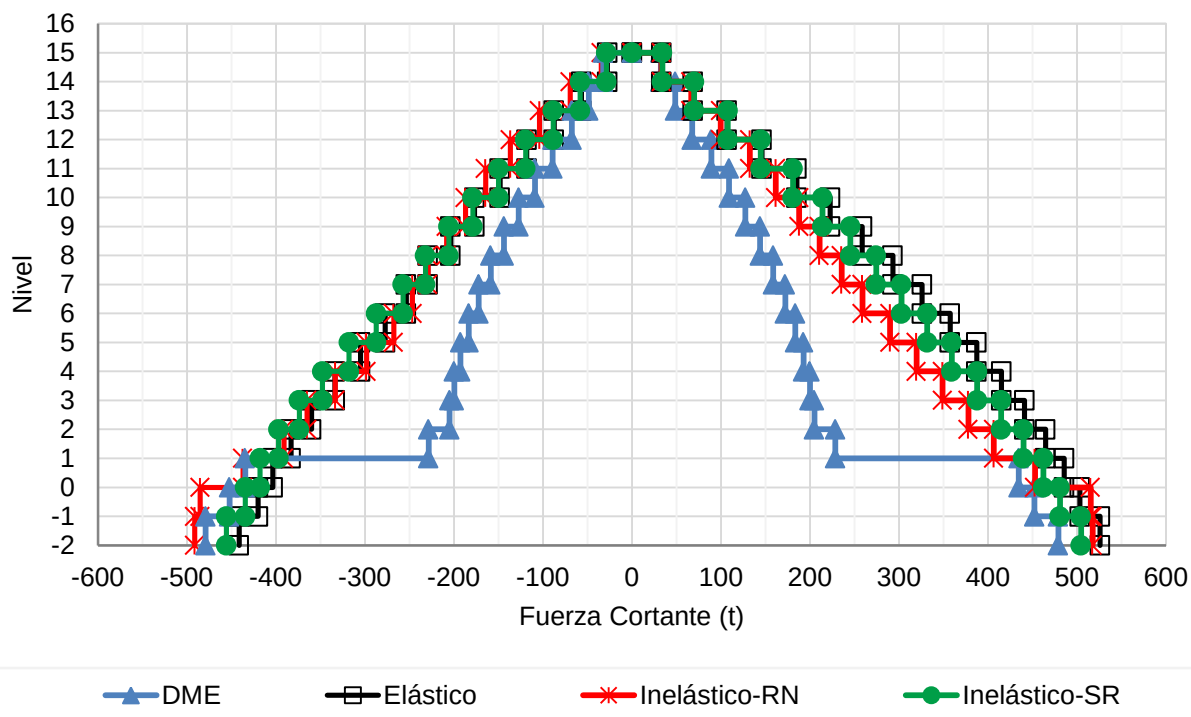


Figura 4.206 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 9 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

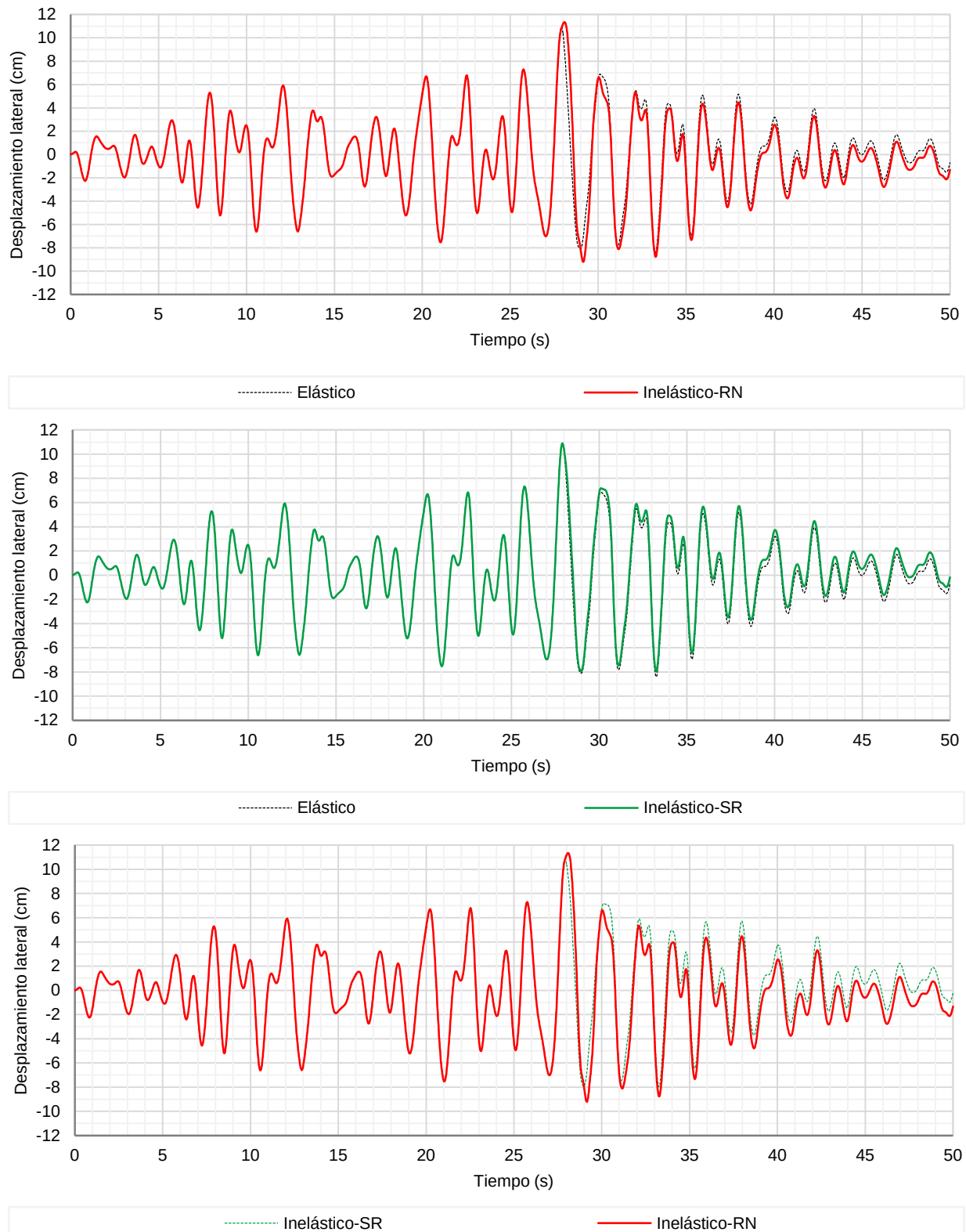


Figura 4.207 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 9 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

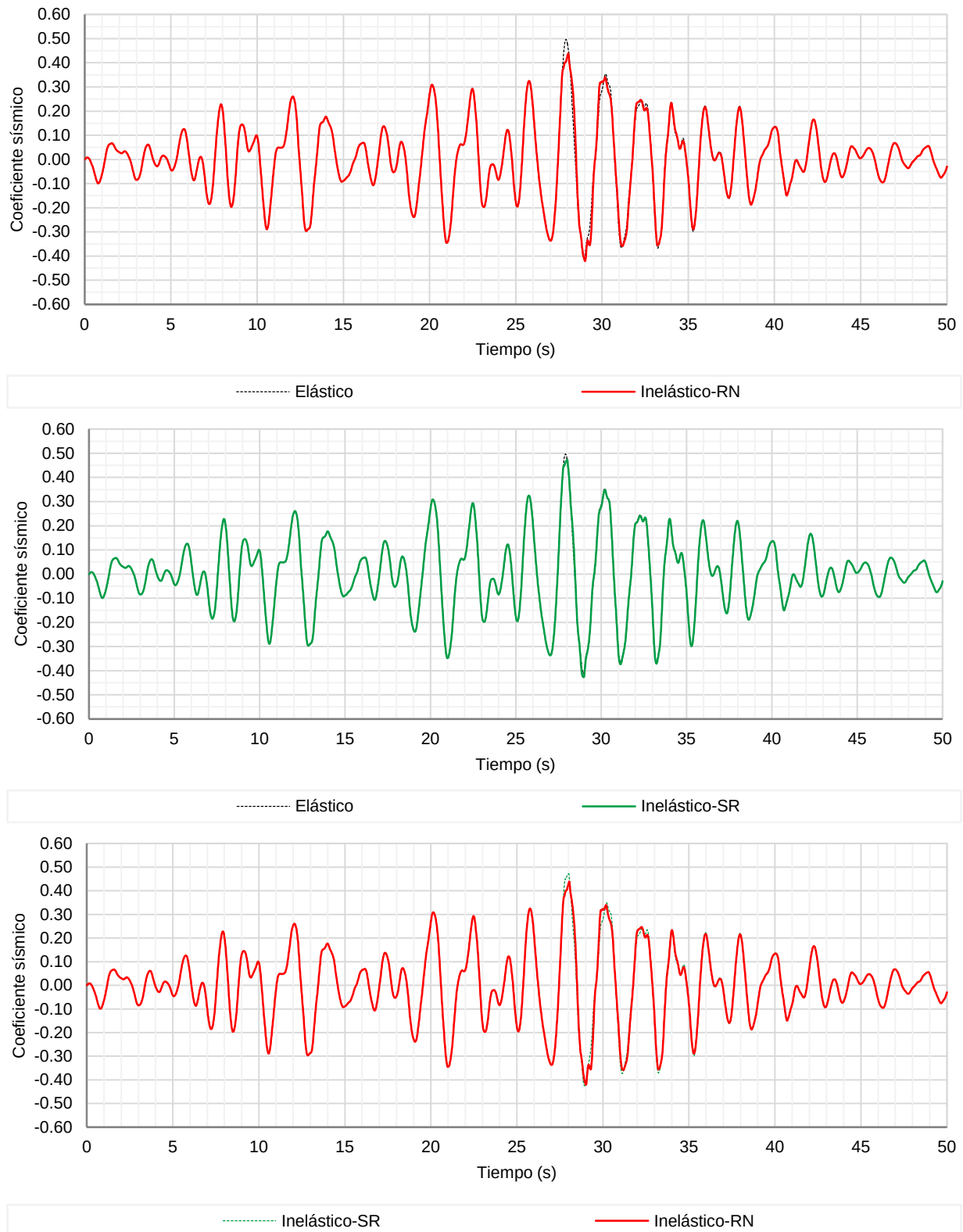


Figura 4.208 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 9 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

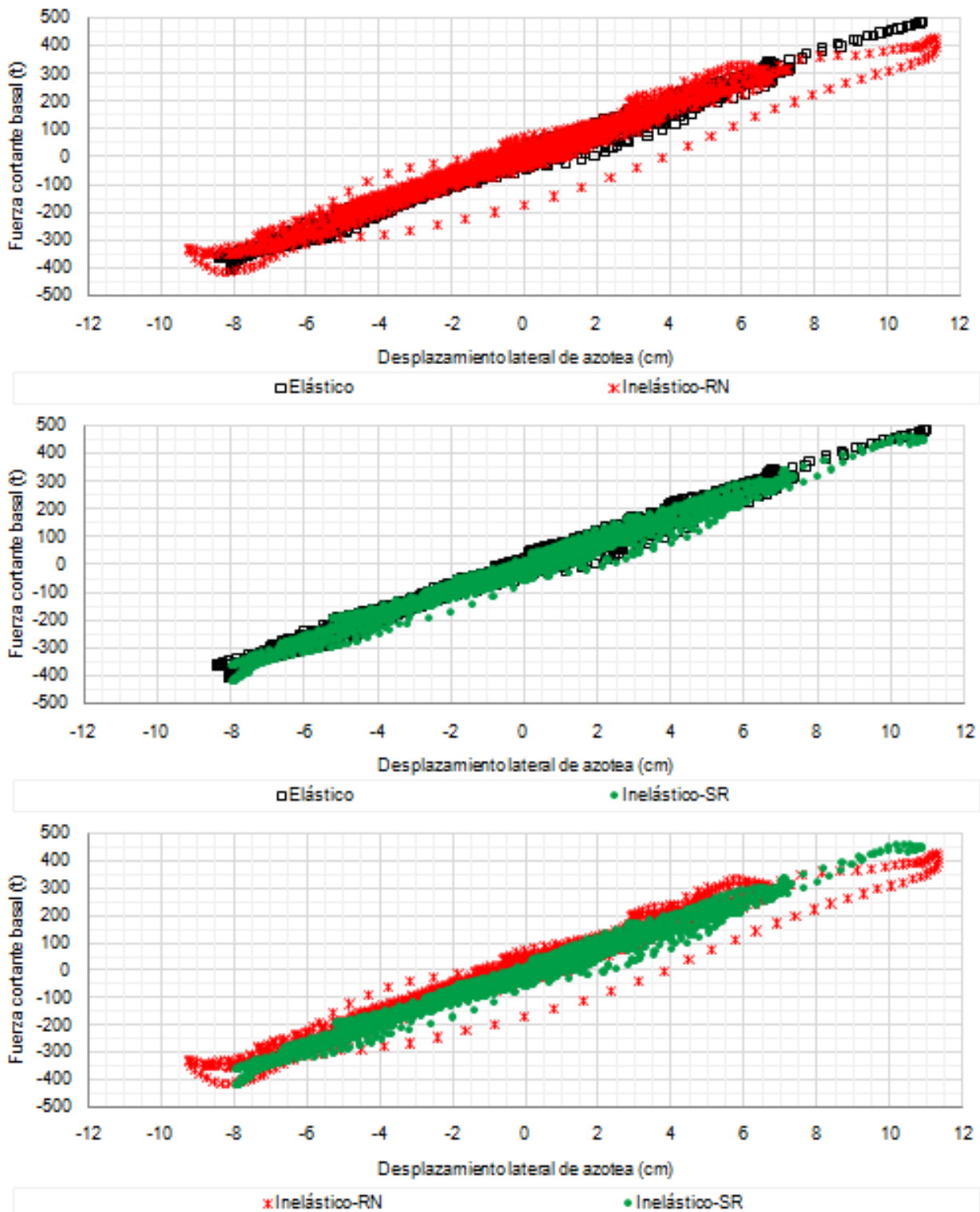
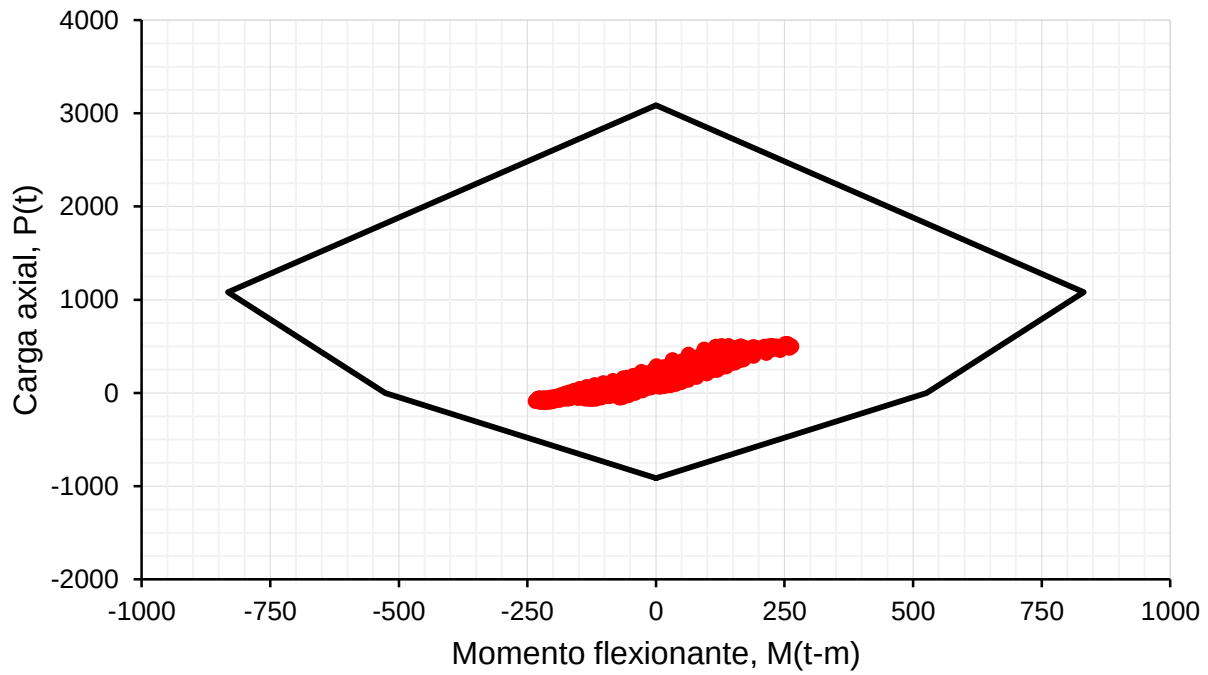
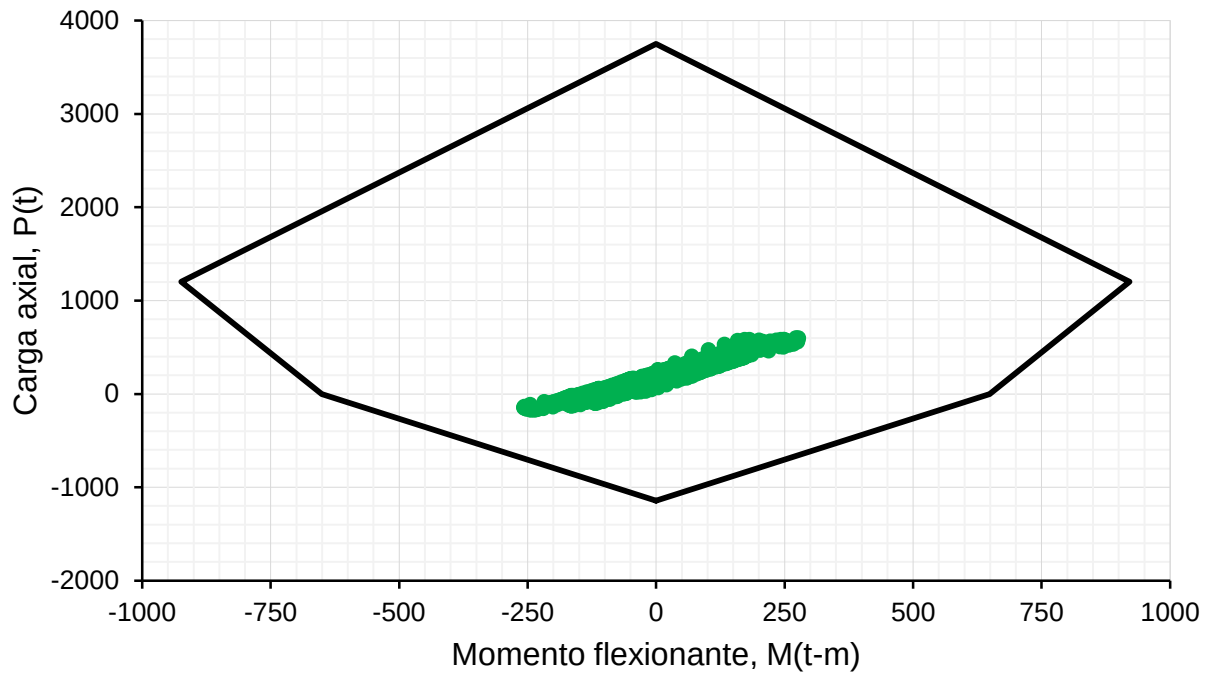


Figura 4.209 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

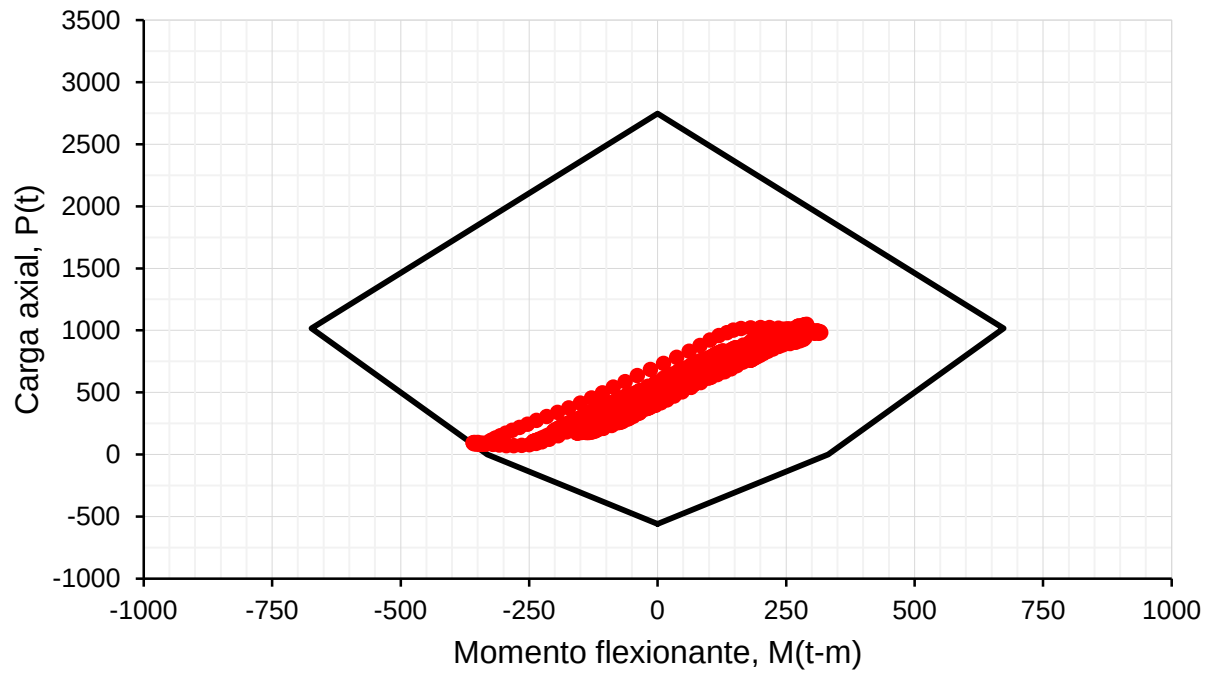


● Inelástico - RN

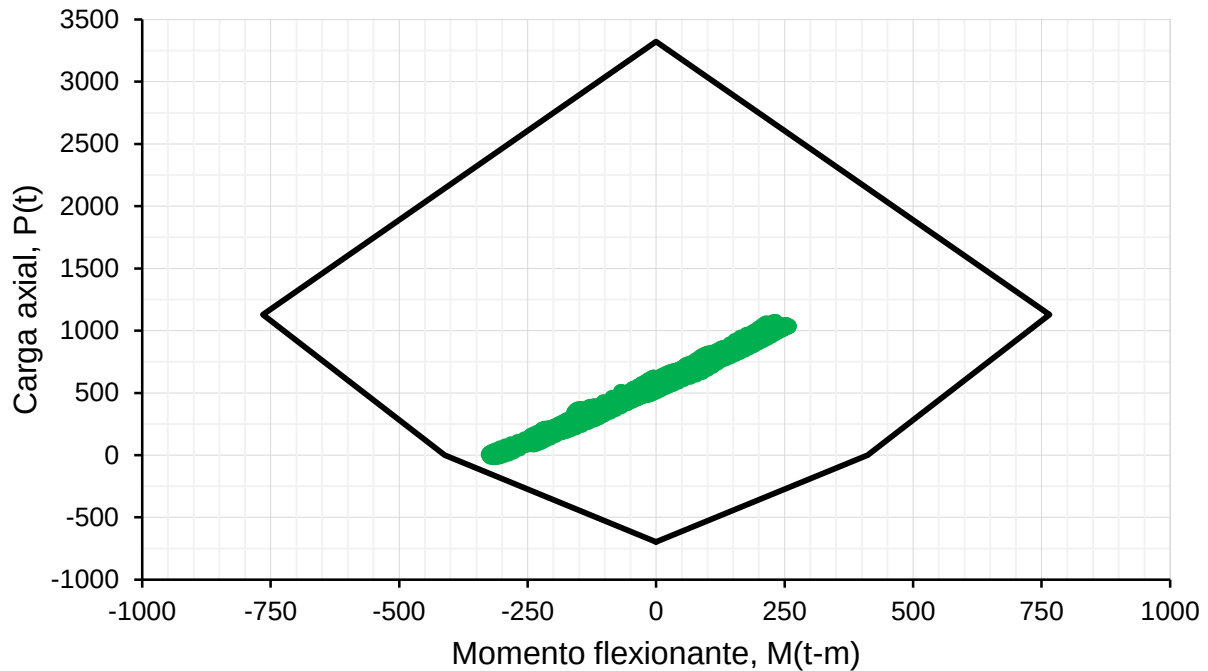


● Inelástico - SR

Figura 4.210 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

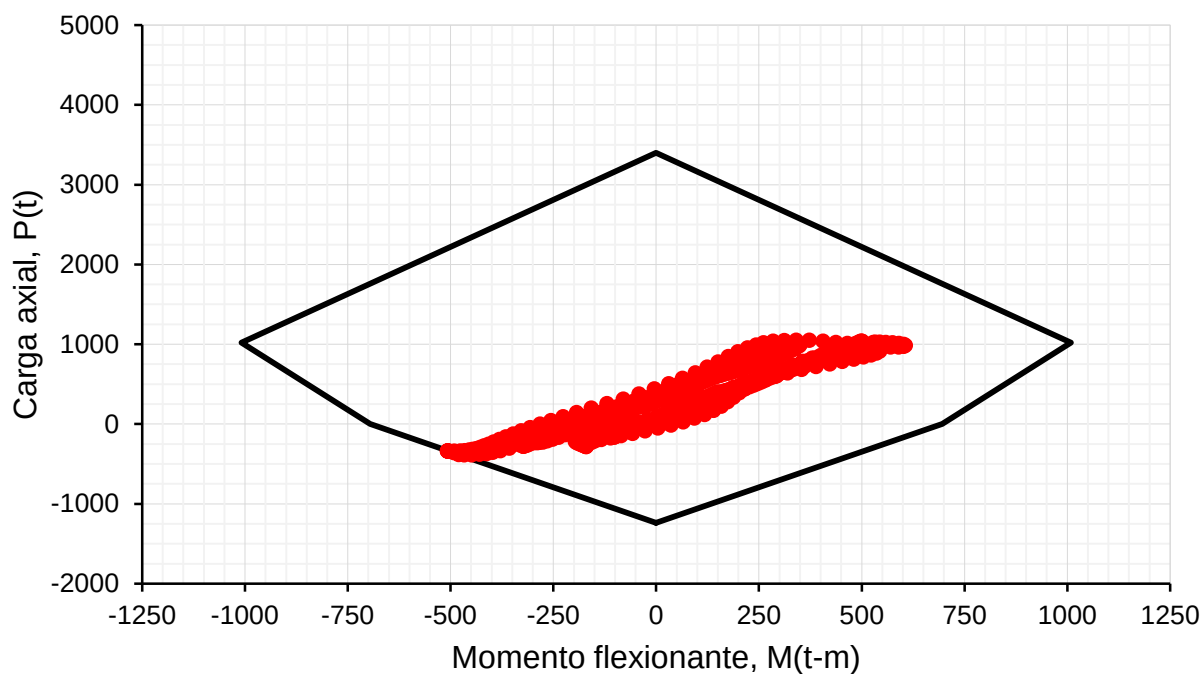


● Inelástico - RN

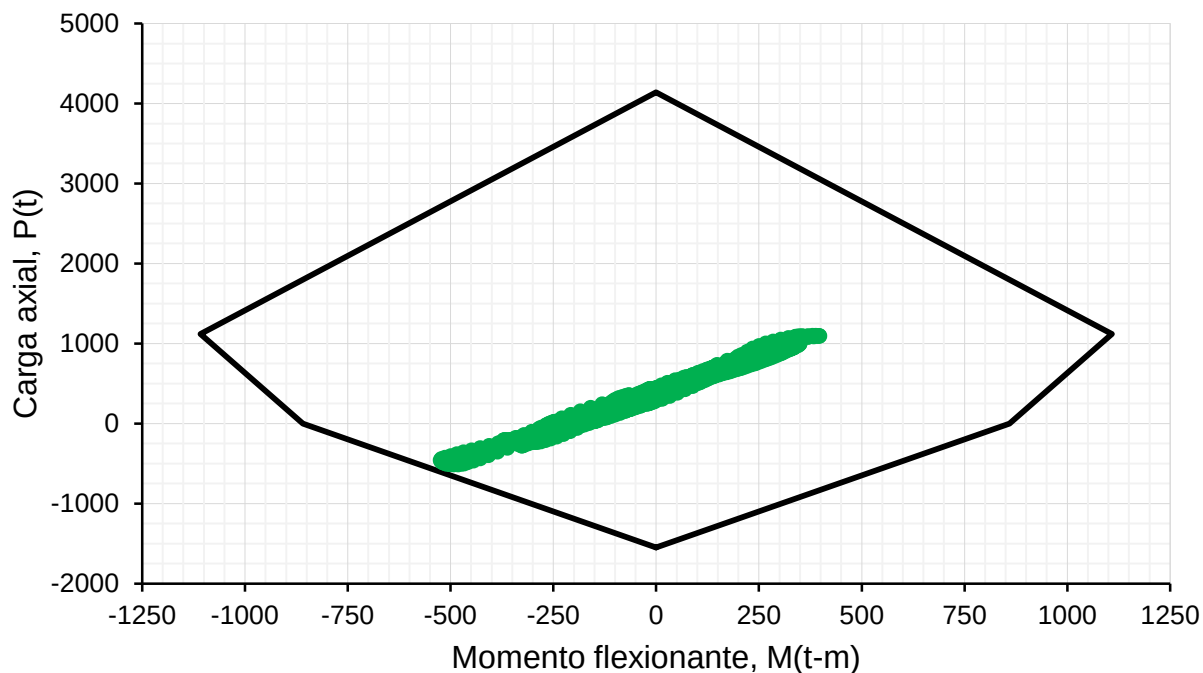


● Inelástico - SR

Figura 4.211 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW



● Inelástico - RN



● Inelástico - SR

Figura 4.212 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

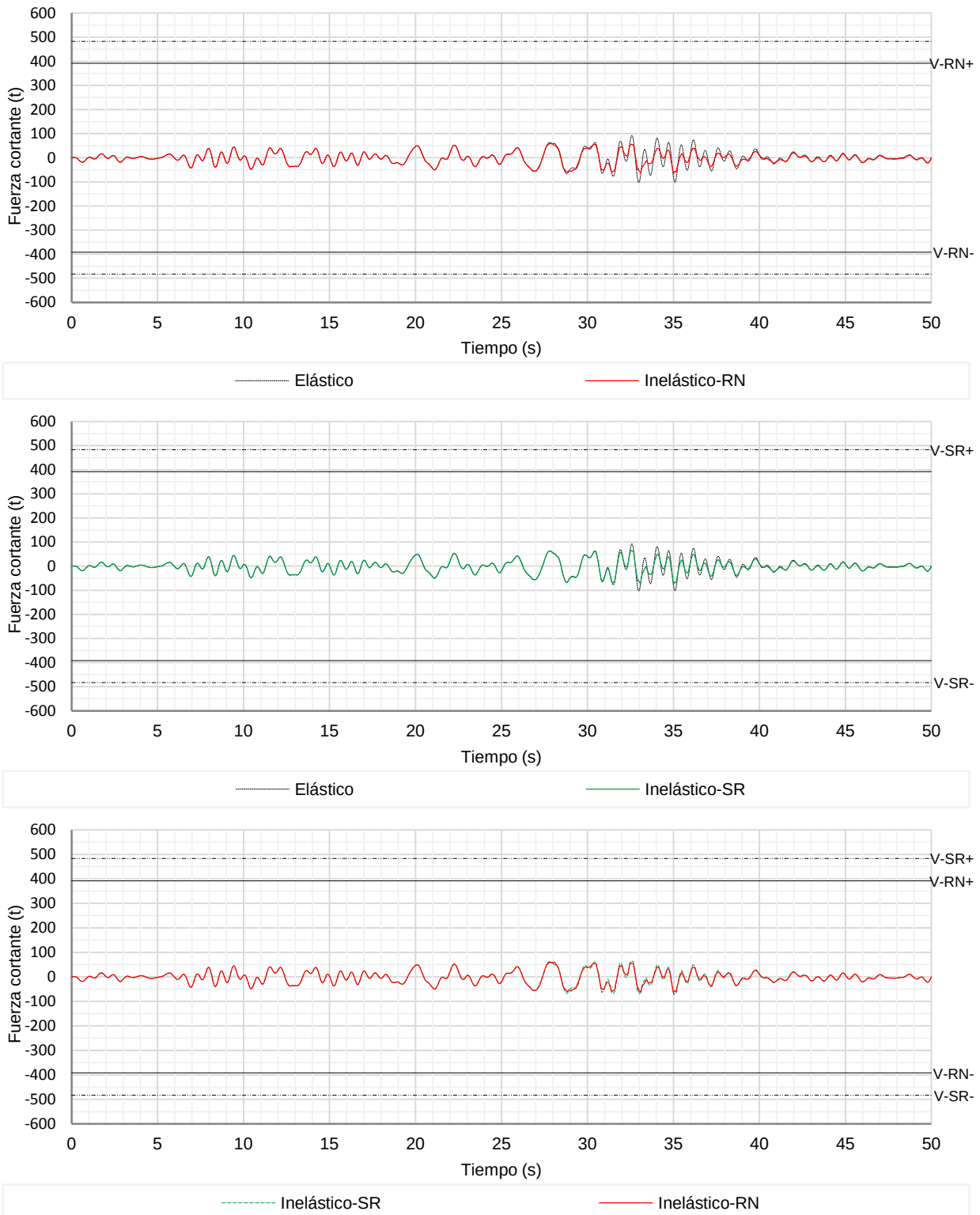


Figura 4.213 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

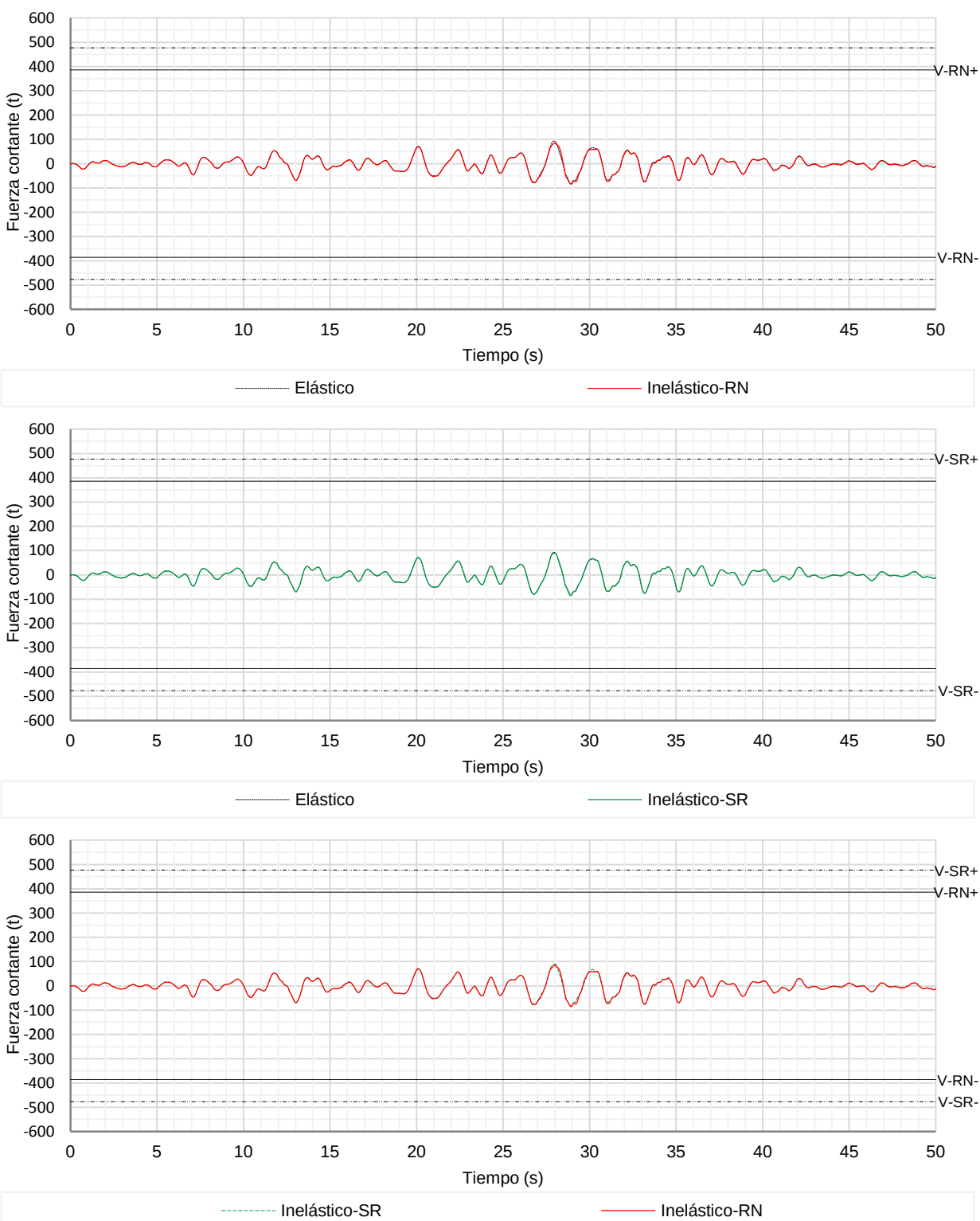


Figura 4.214 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

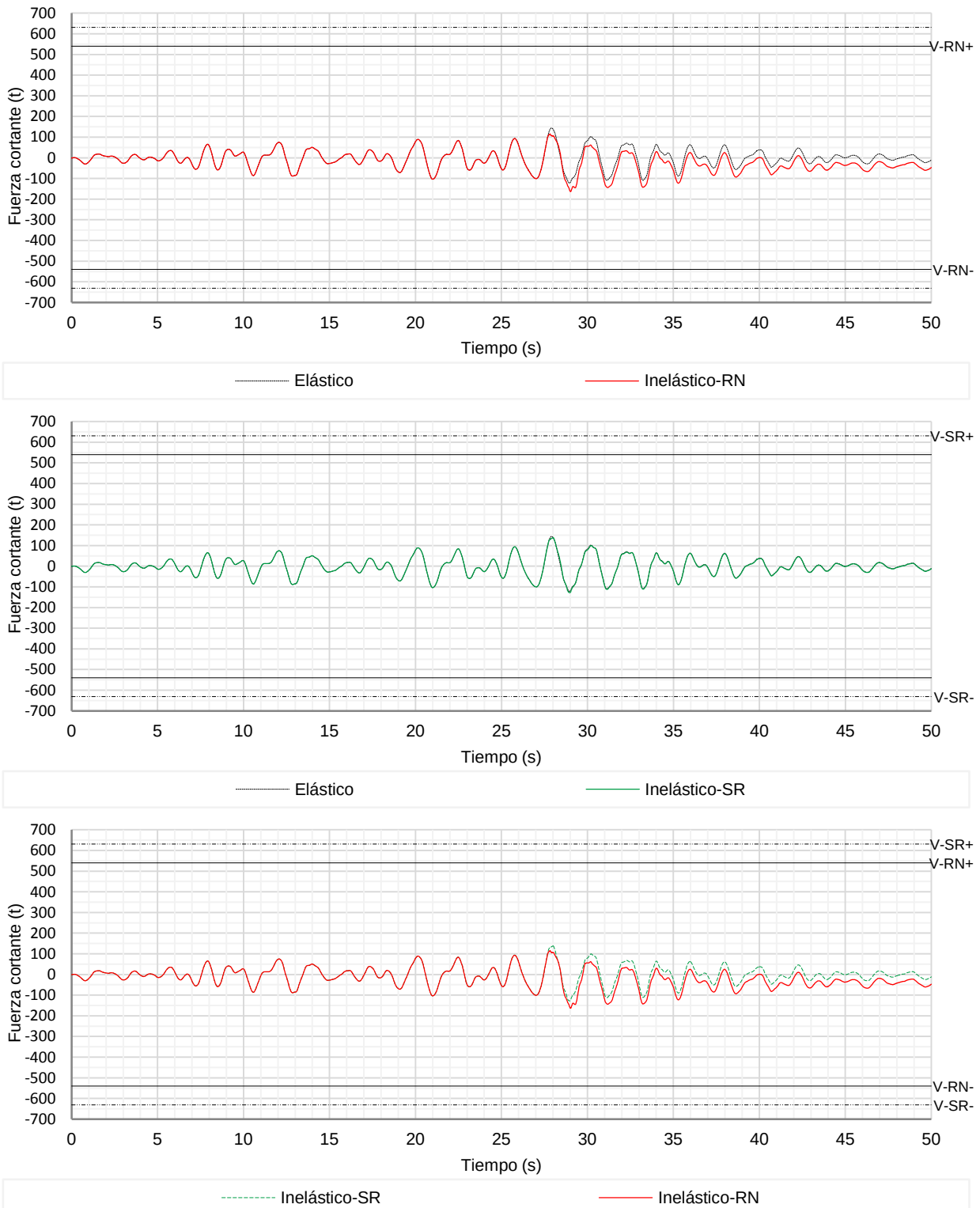


Figura 4.215 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

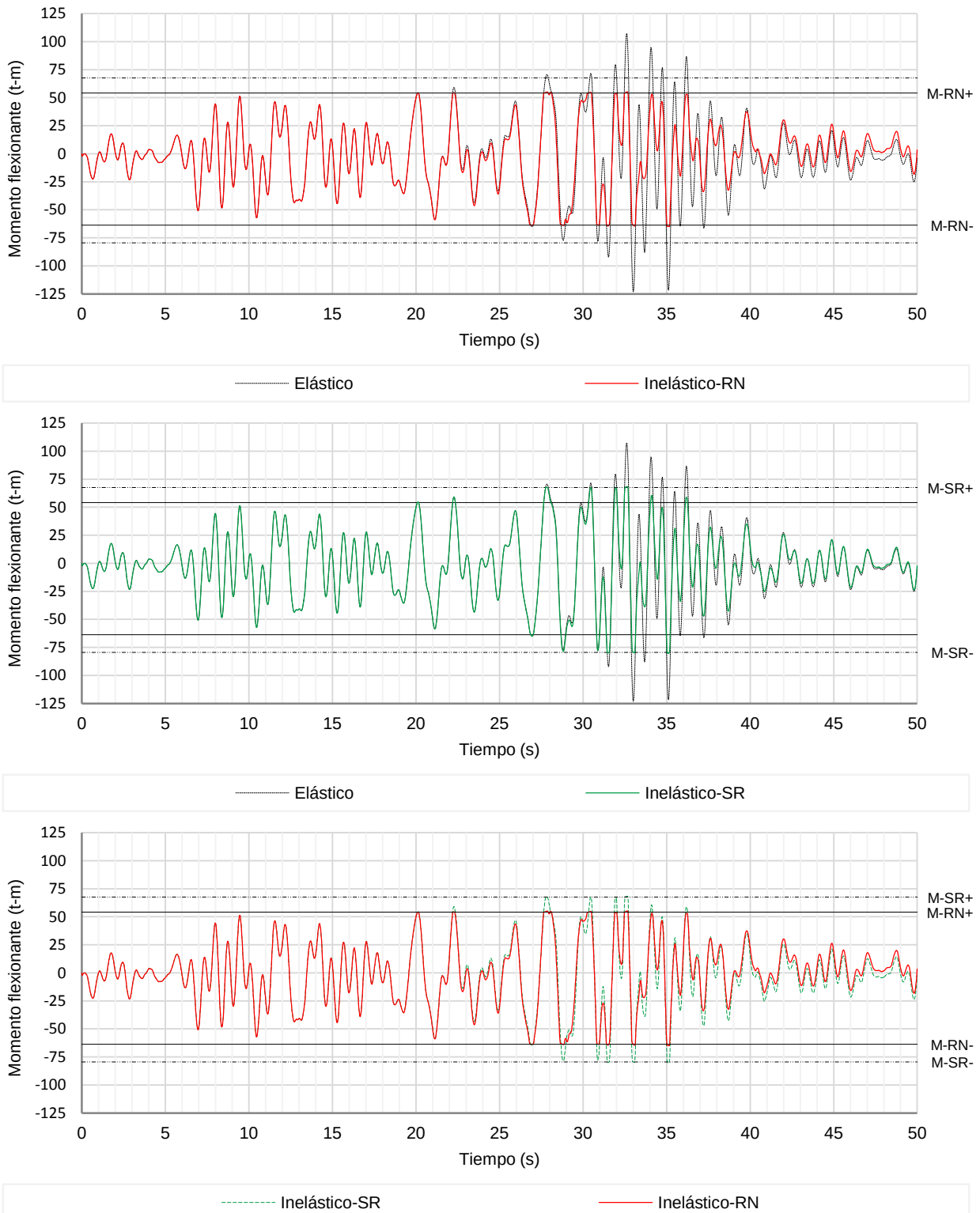


Figura 4.216 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

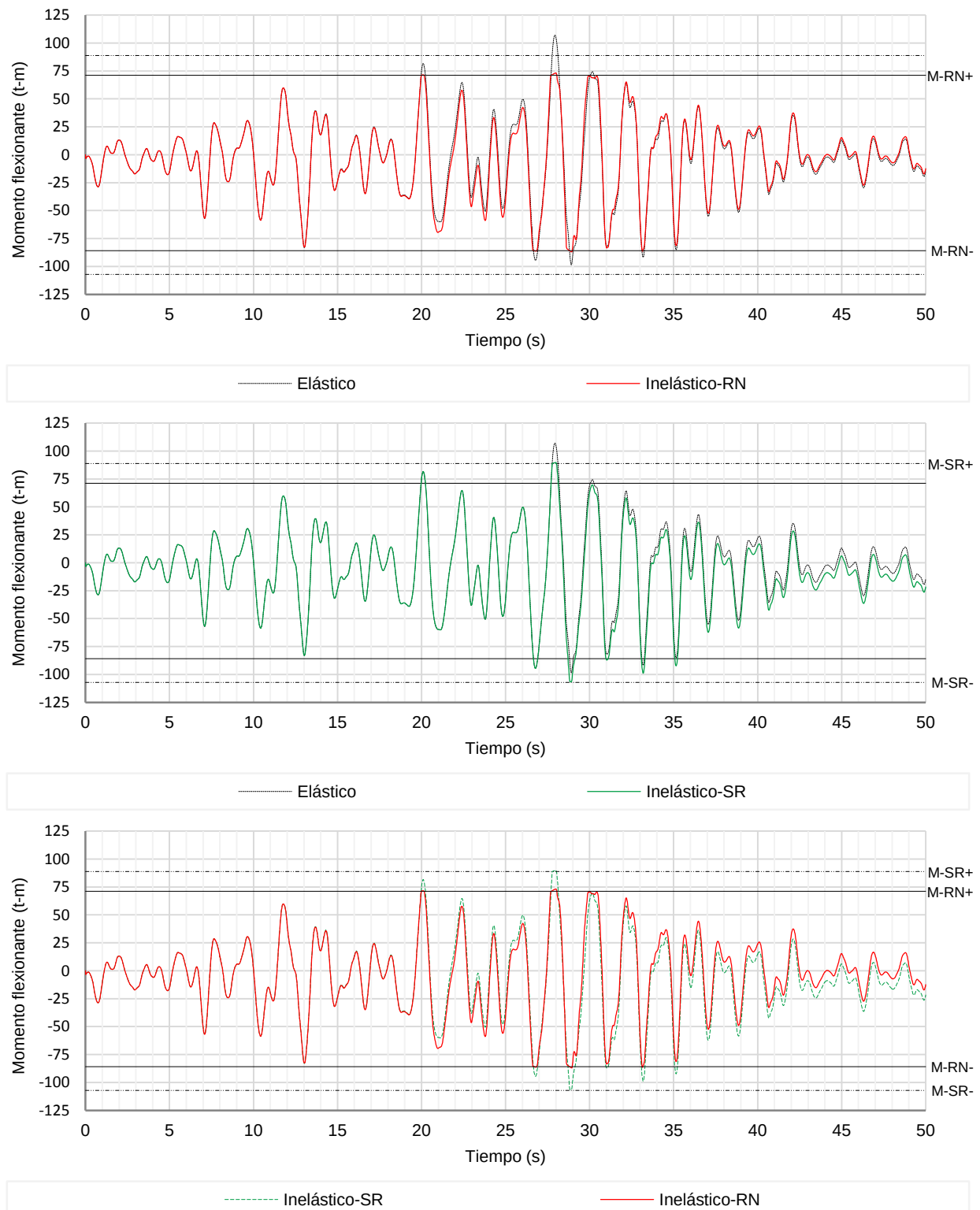


Figura 4.217 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

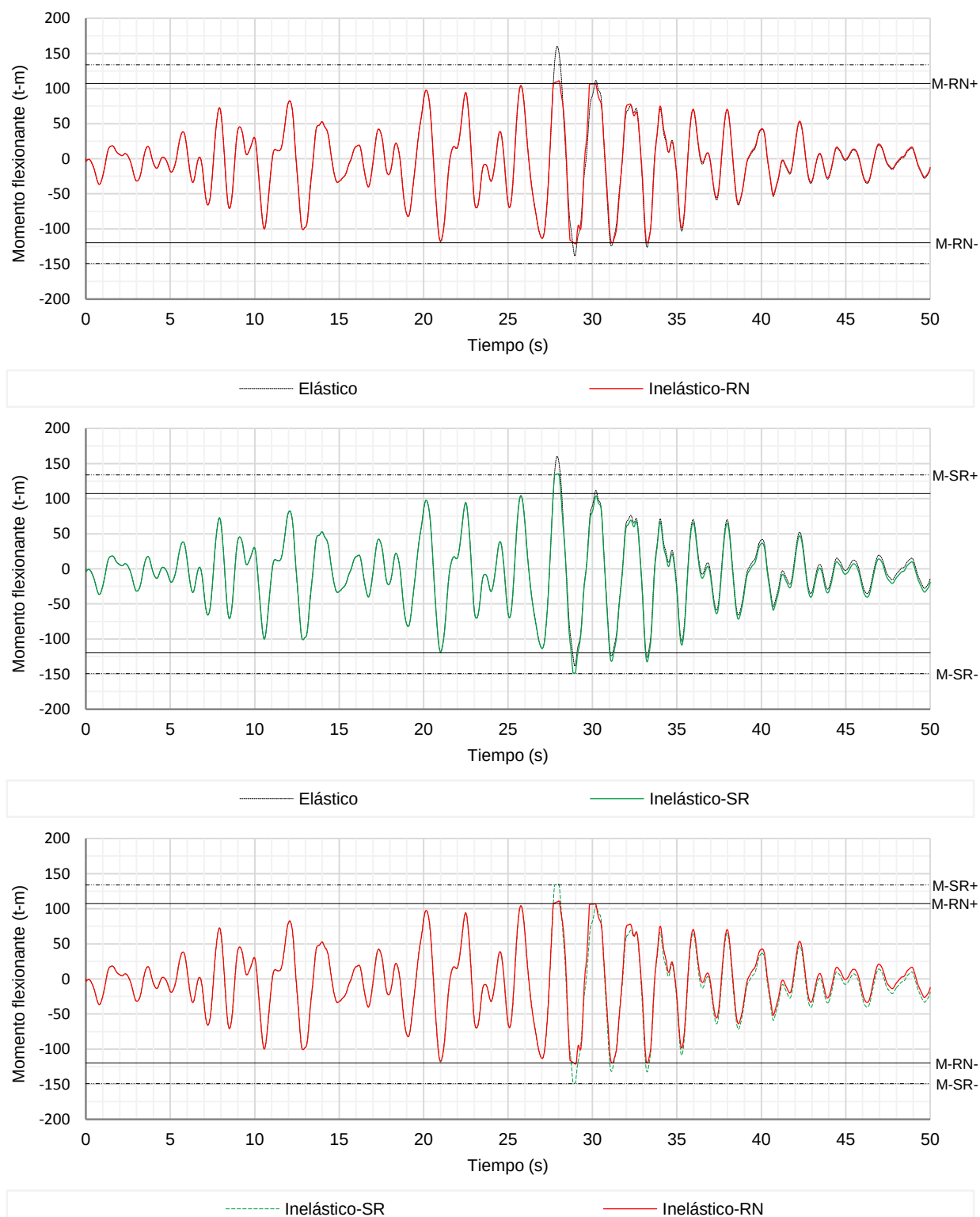


Figura 4.218 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

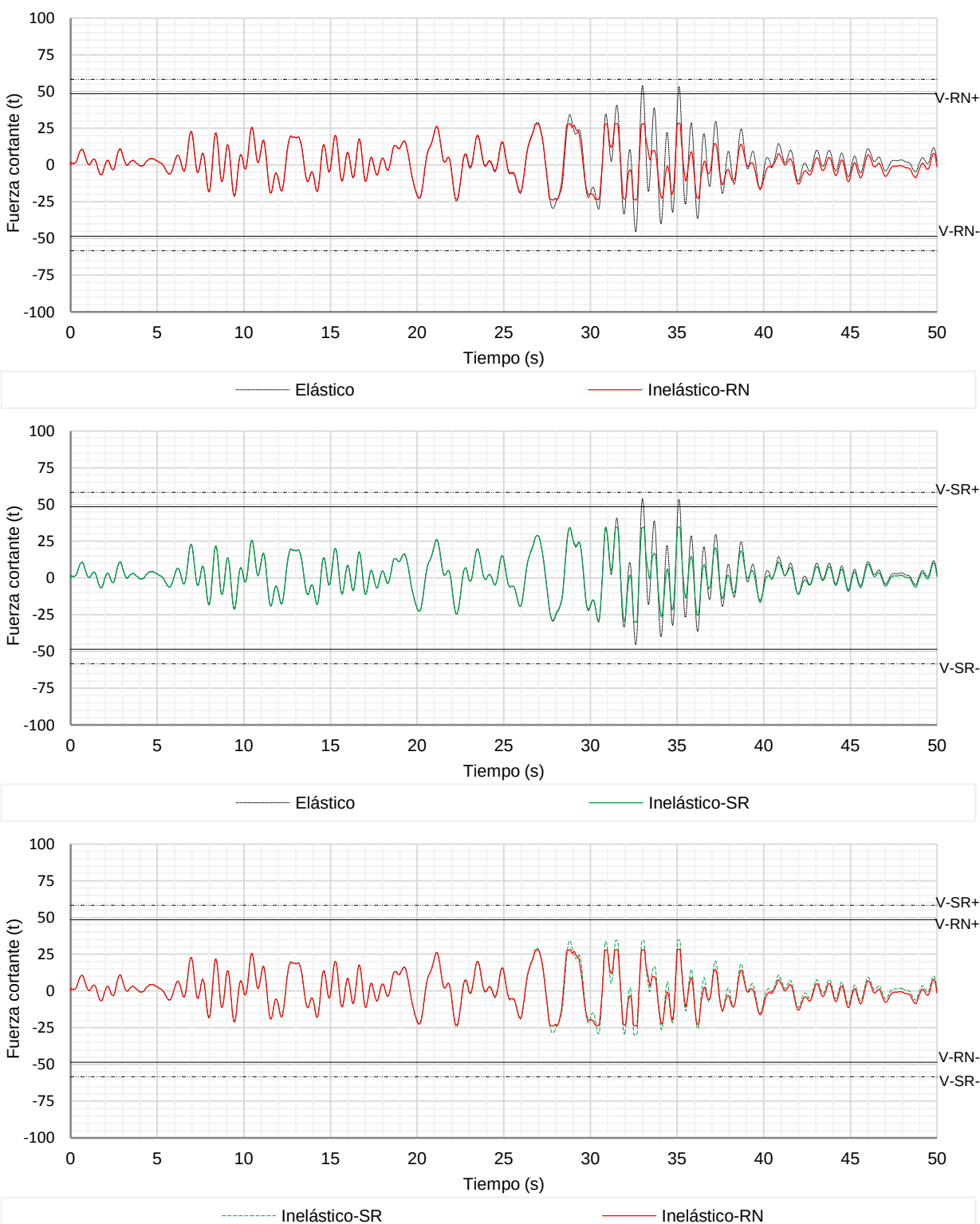


Figura 4.219 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

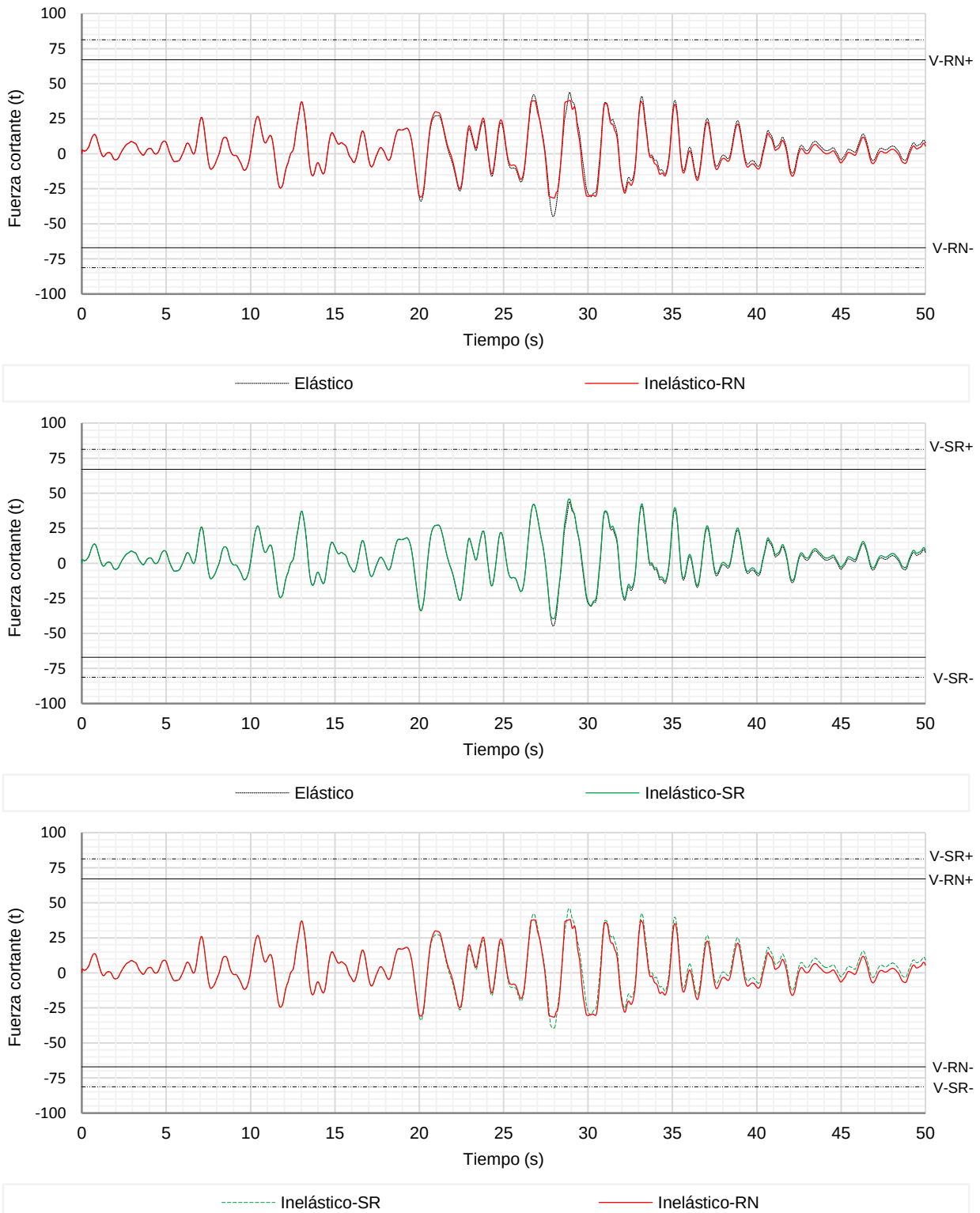


Figura 4.220 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

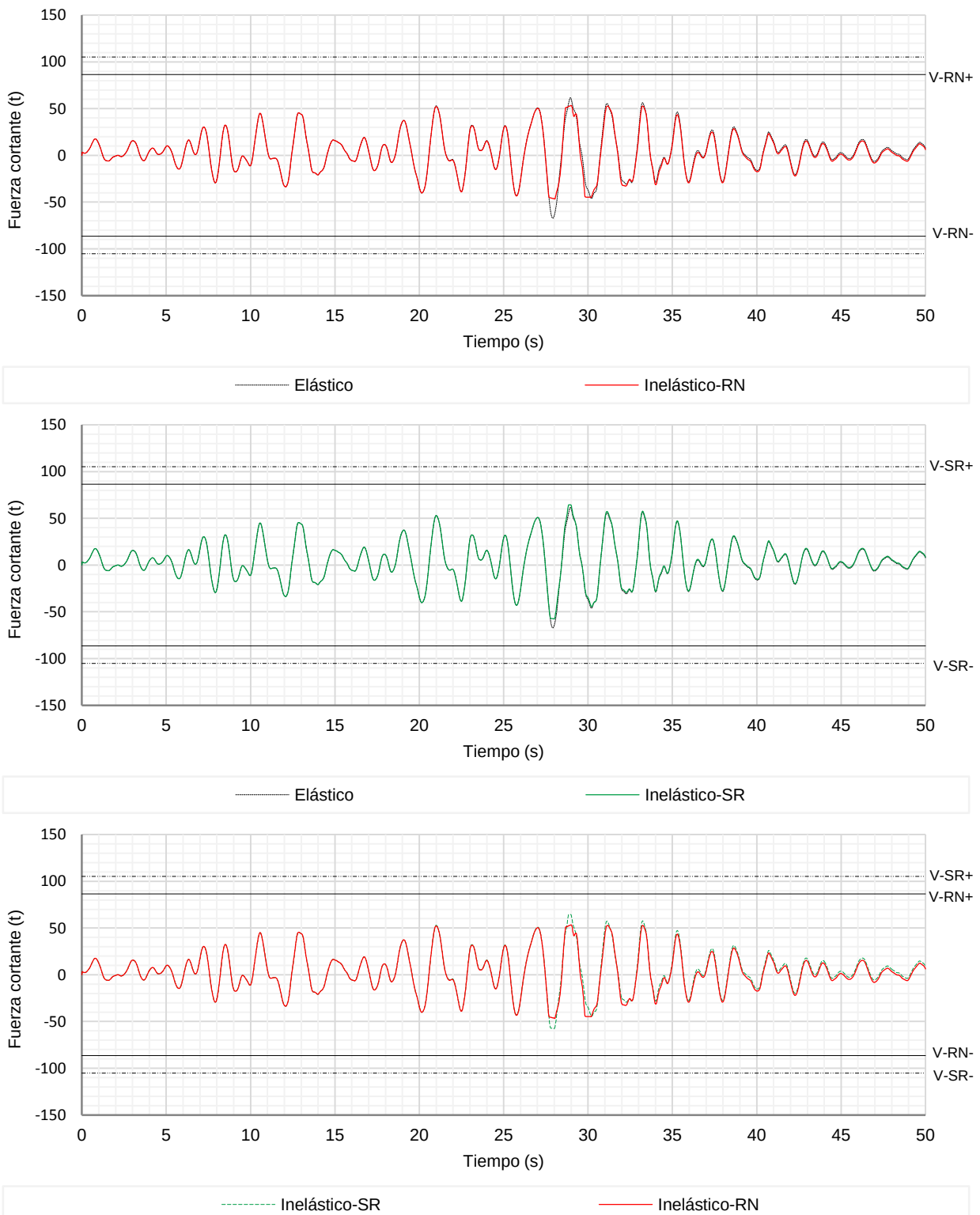


Figura 4.221 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

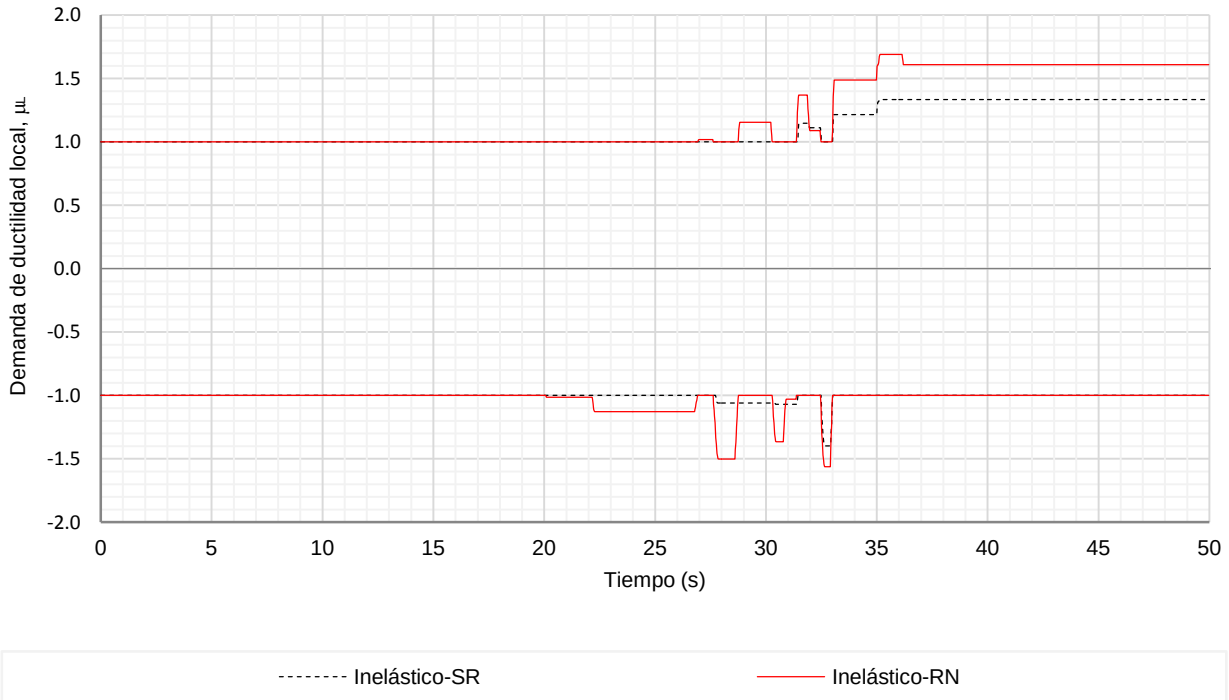


Figura 4.222 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

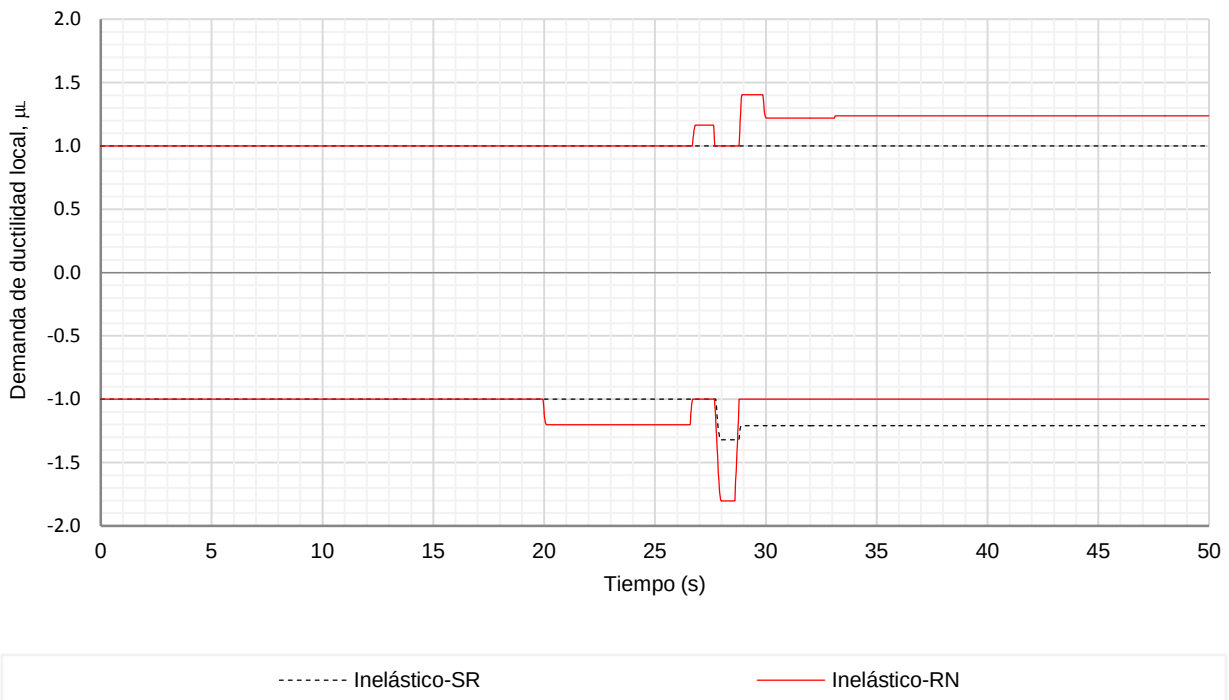


Figura 4.223 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

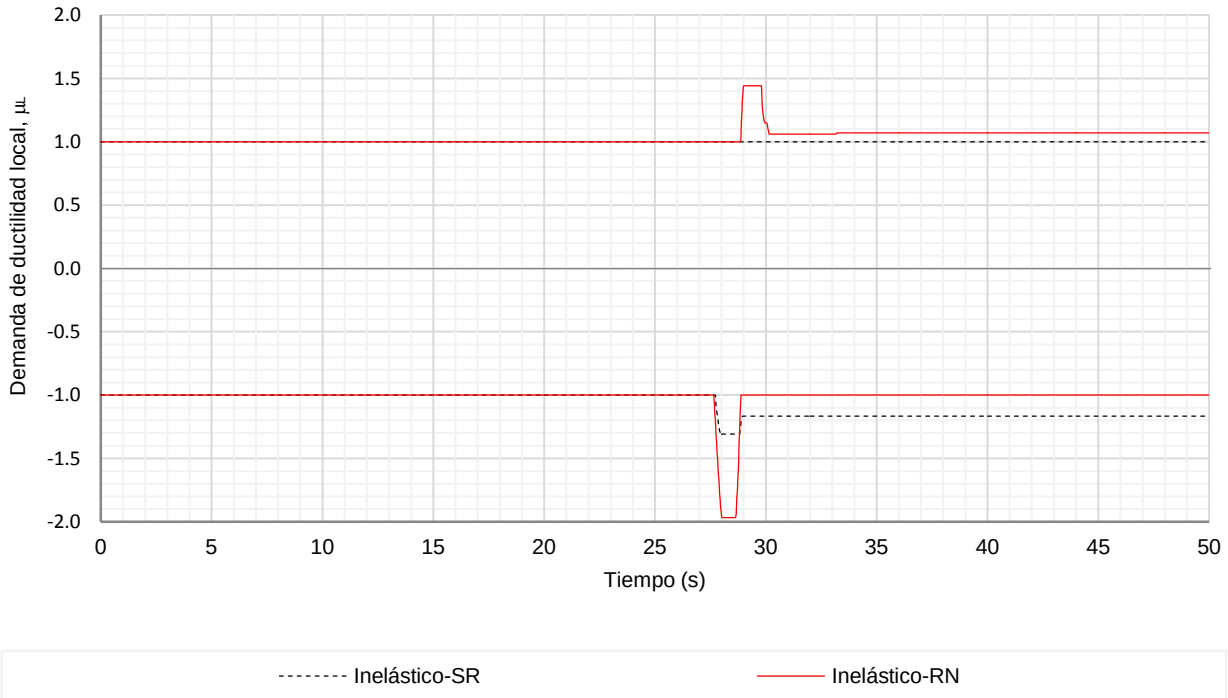


Figura 4.224 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

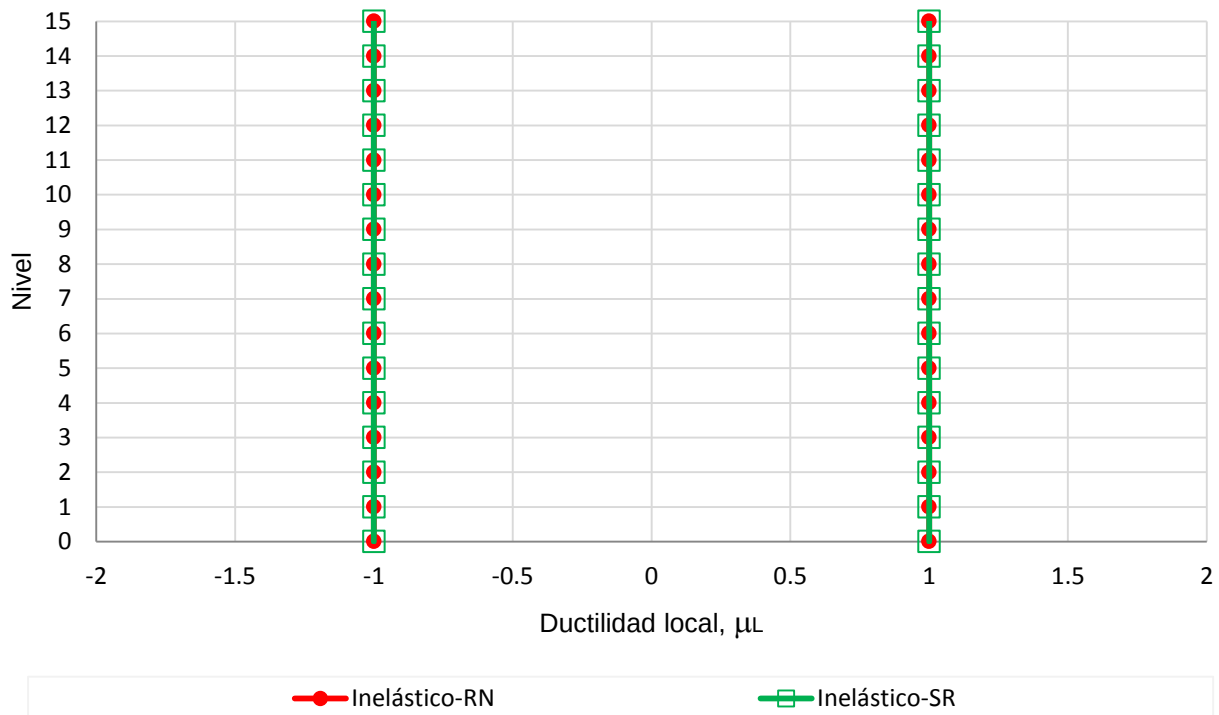


Figura 4.225 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 1 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

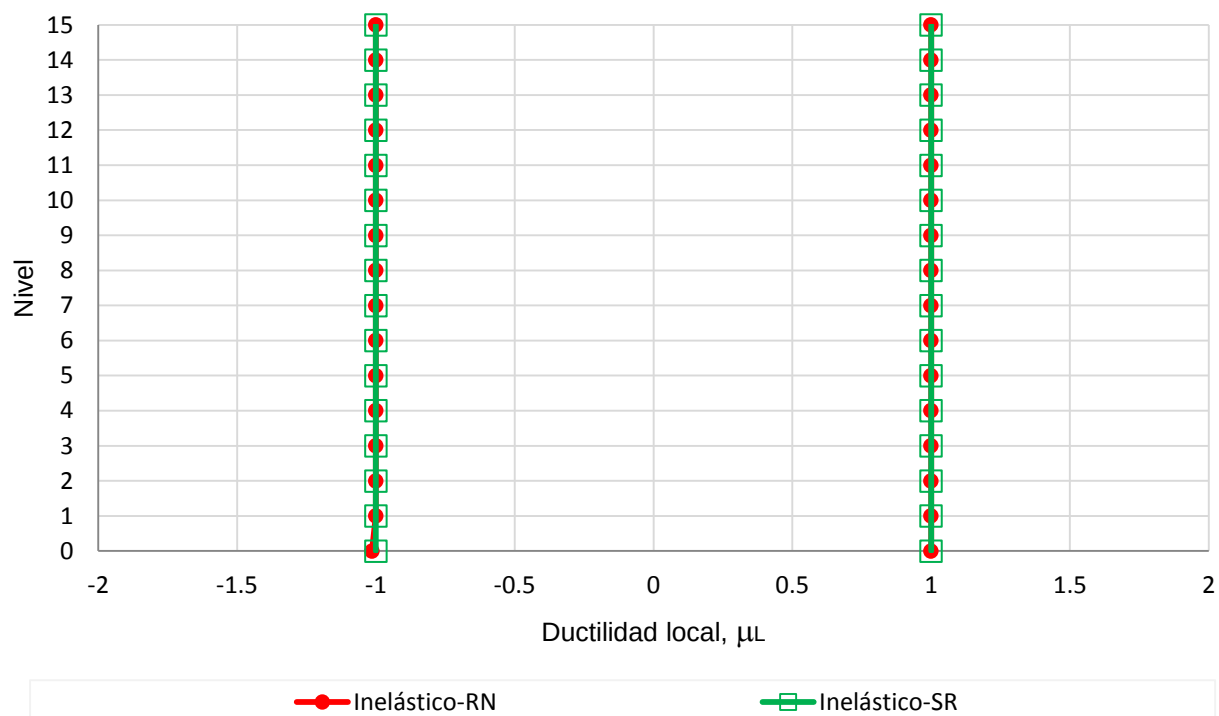


Figura 4.226 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 6 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

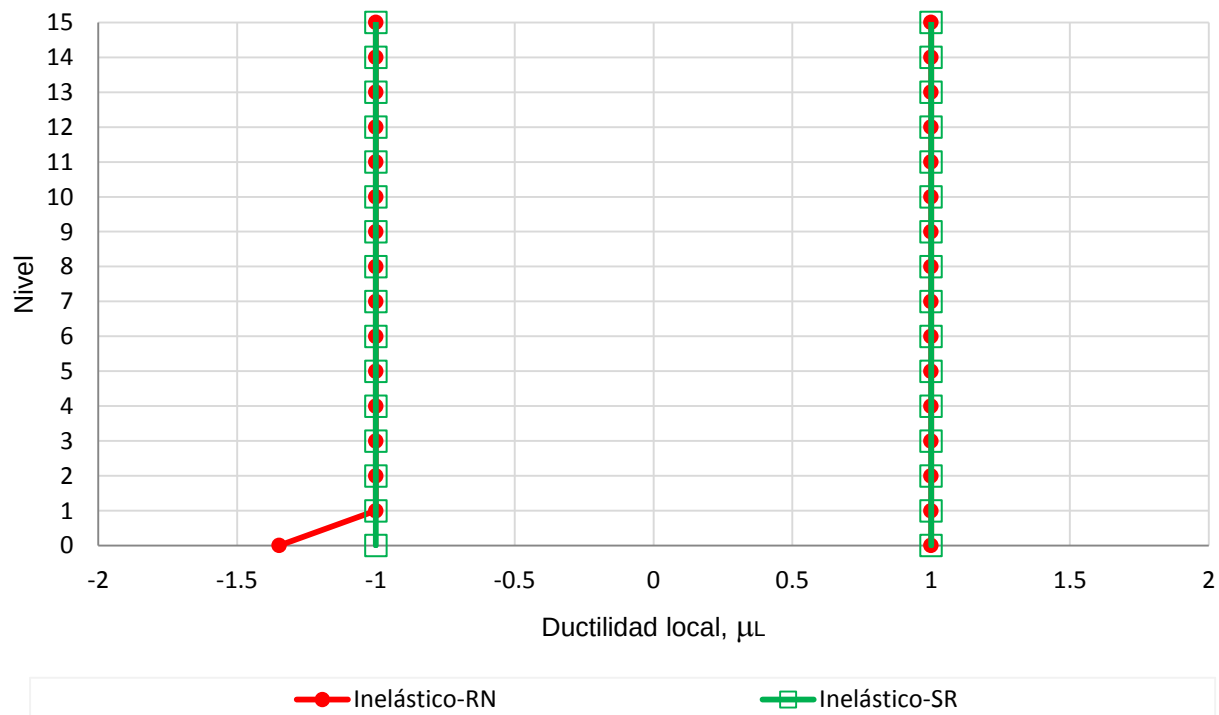
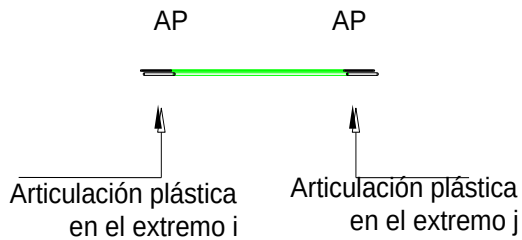


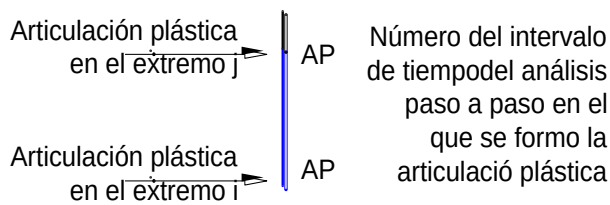
Figura 4.227 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 9 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

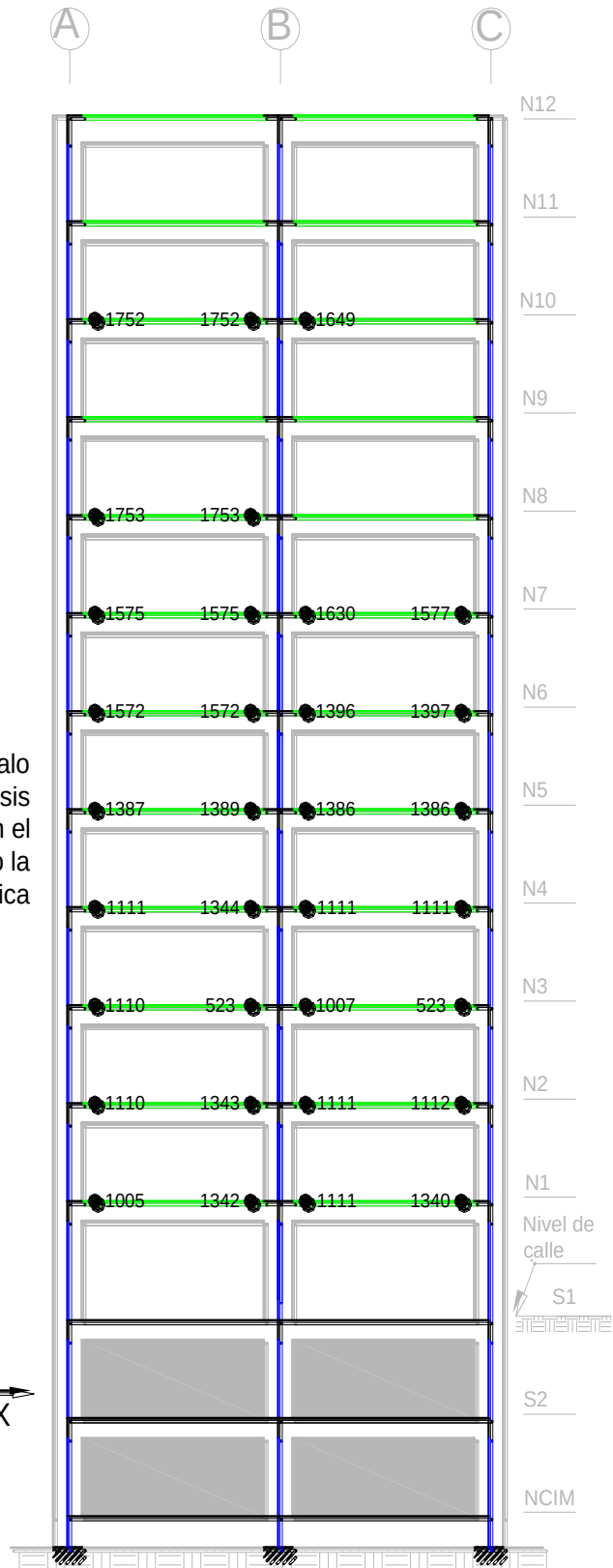
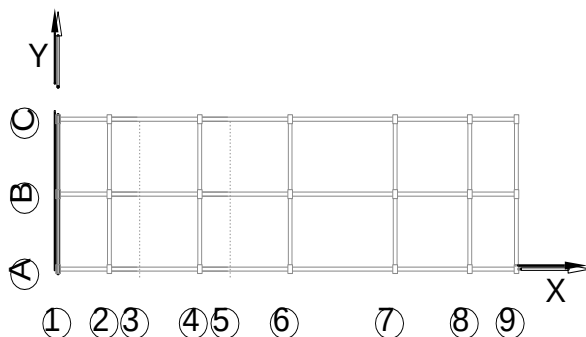


Figura 4.228 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

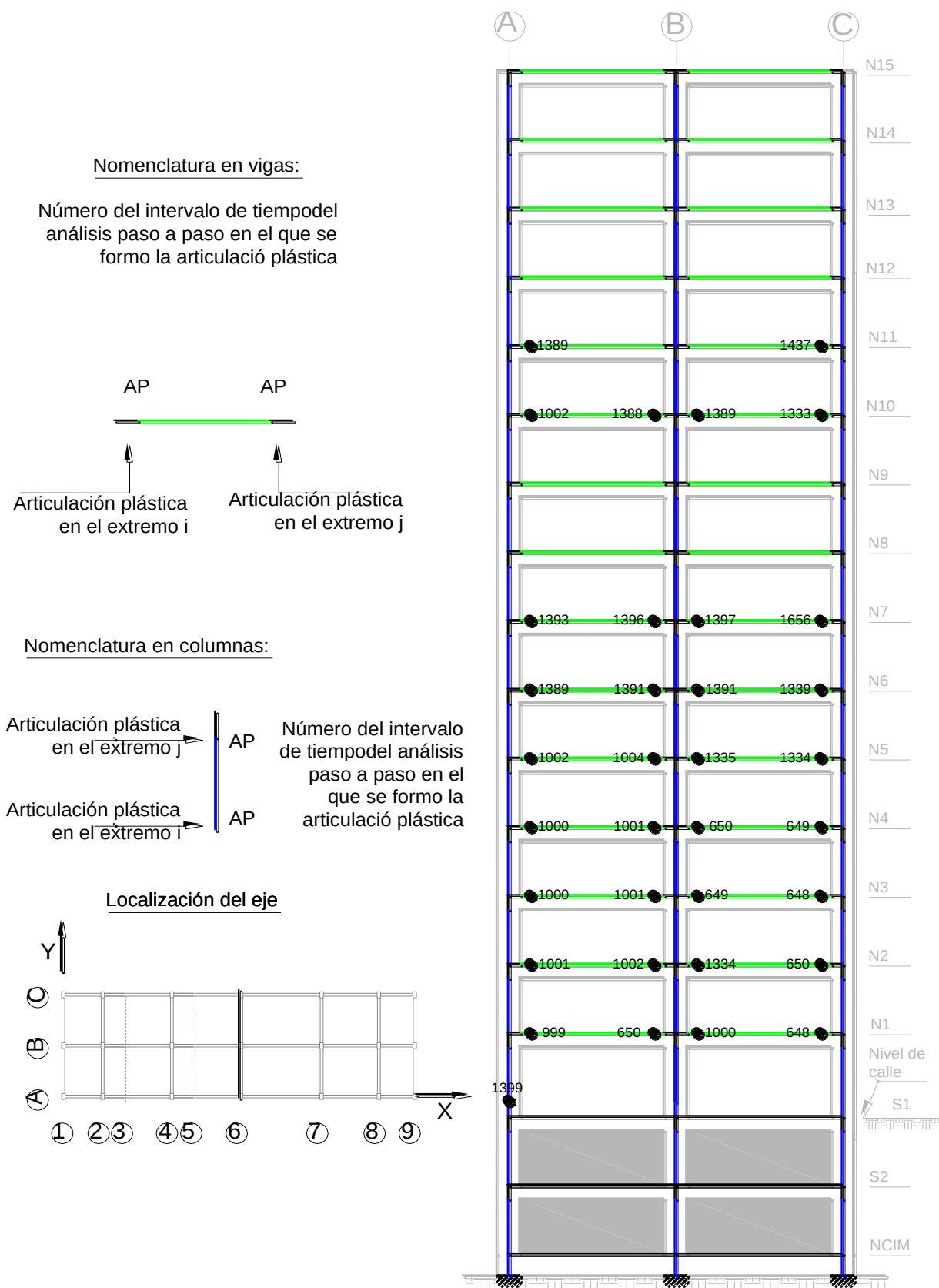
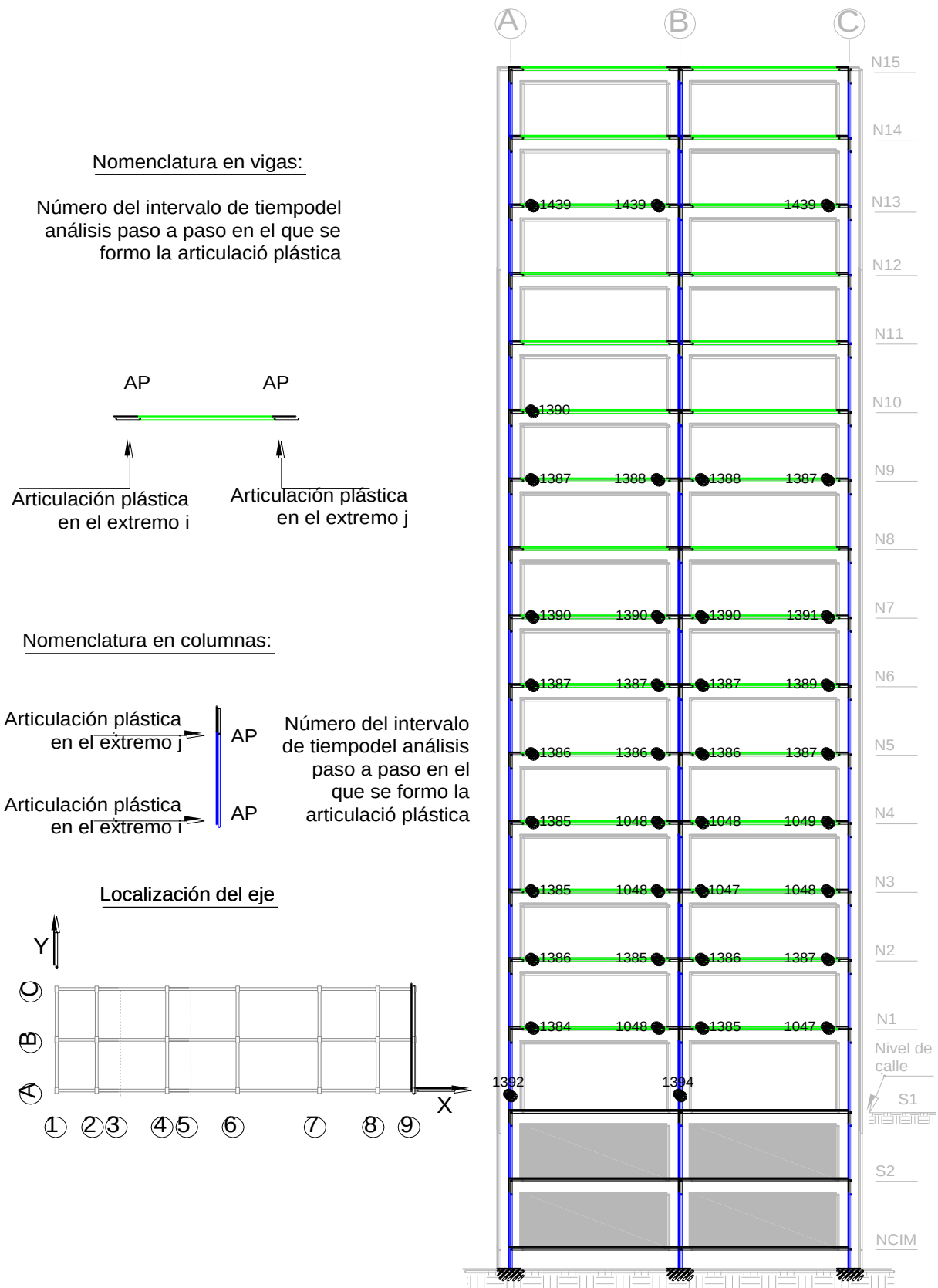


Figura 4.229 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW



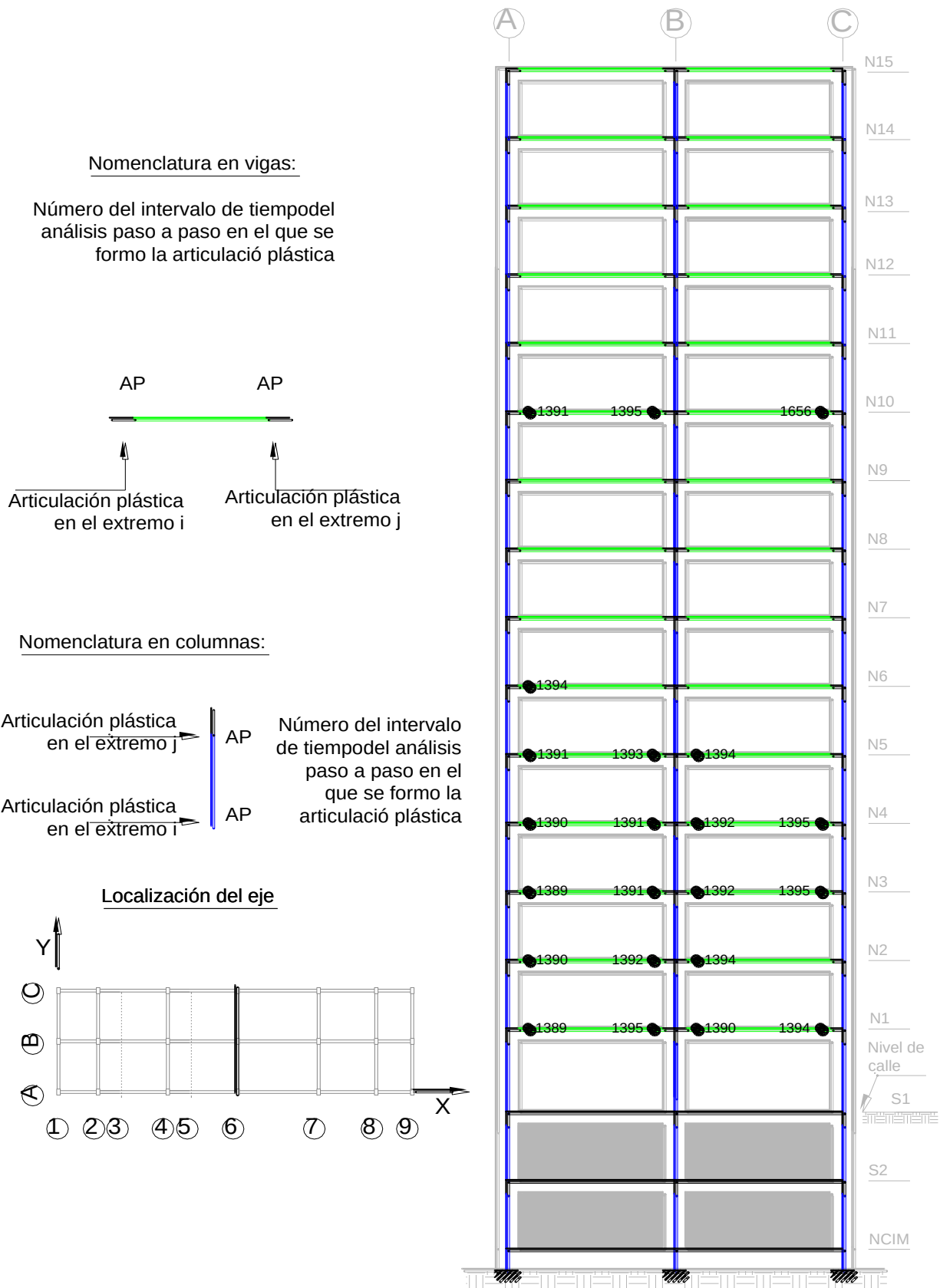


Figura 4.232 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

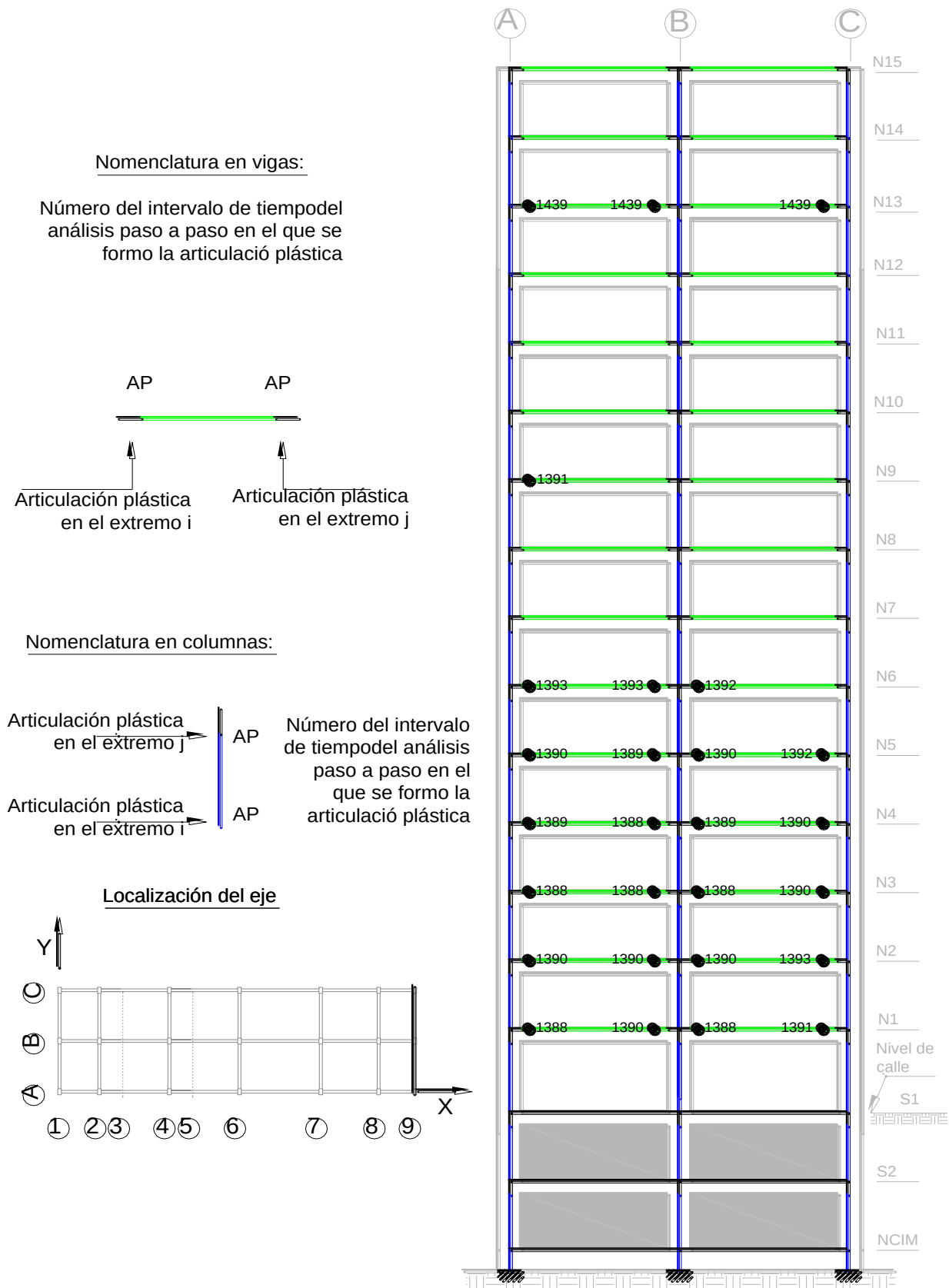


Figura 4.233 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

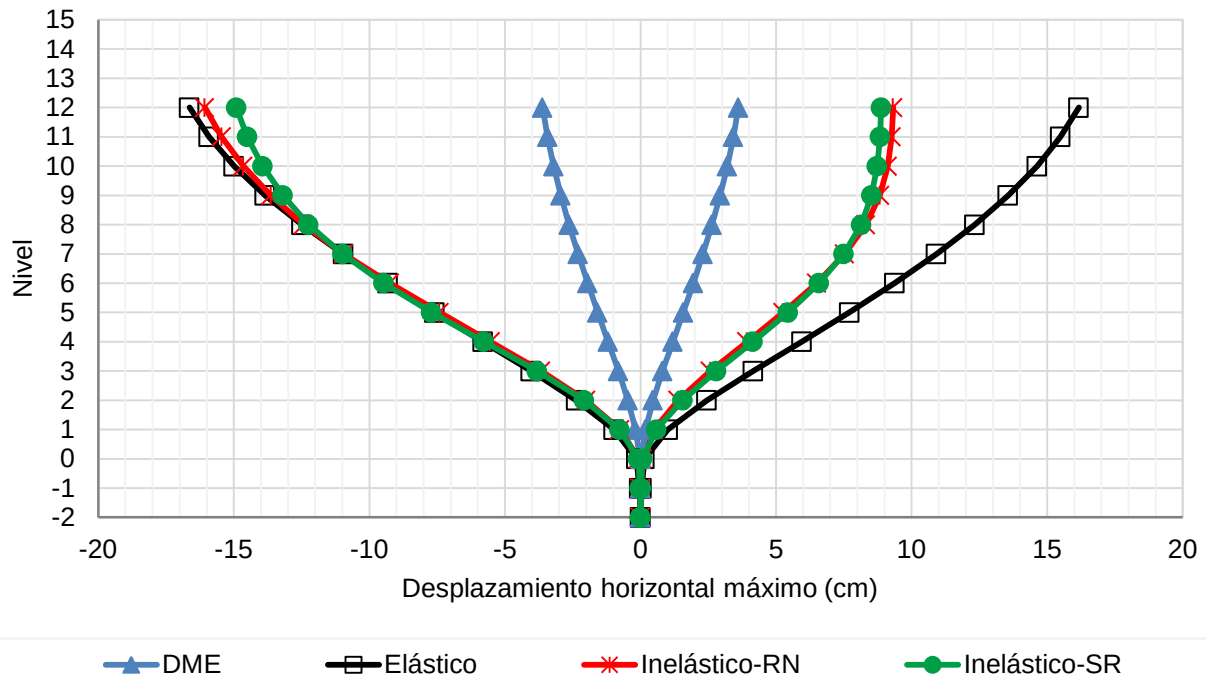


Figura 4.234 Desplazamientos horizontales máximos del eje 1 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

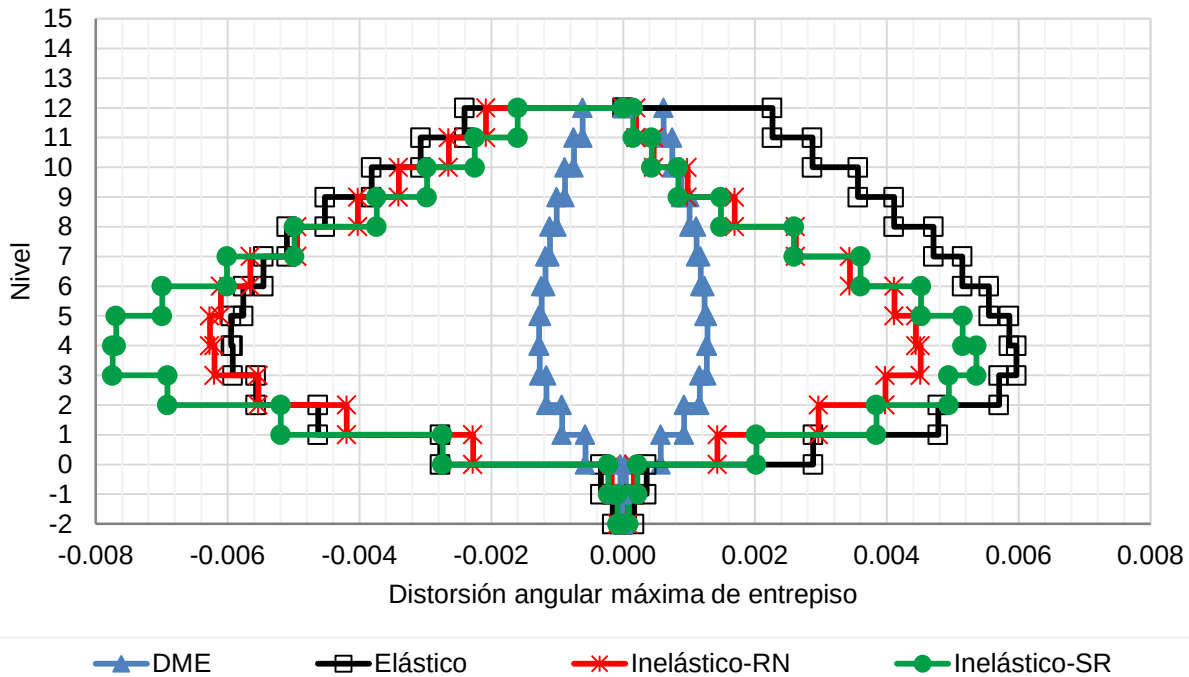


Figura 4.235 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 1 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

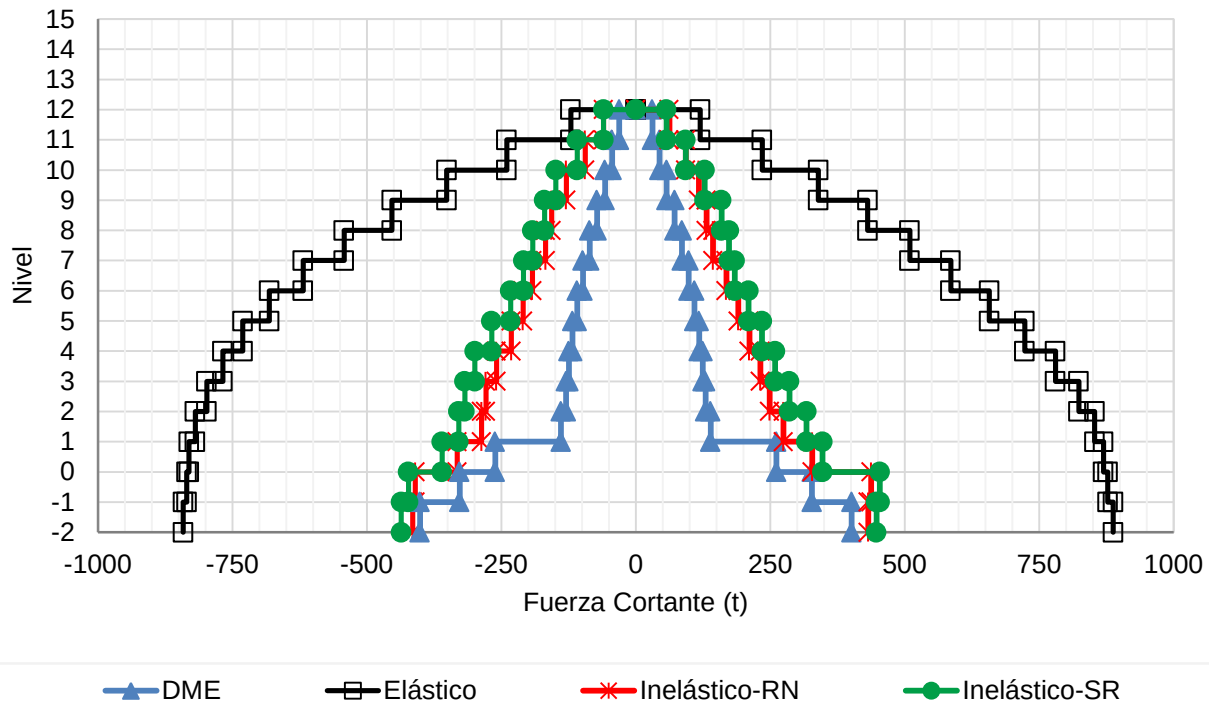


Figura 4.236 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 1 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

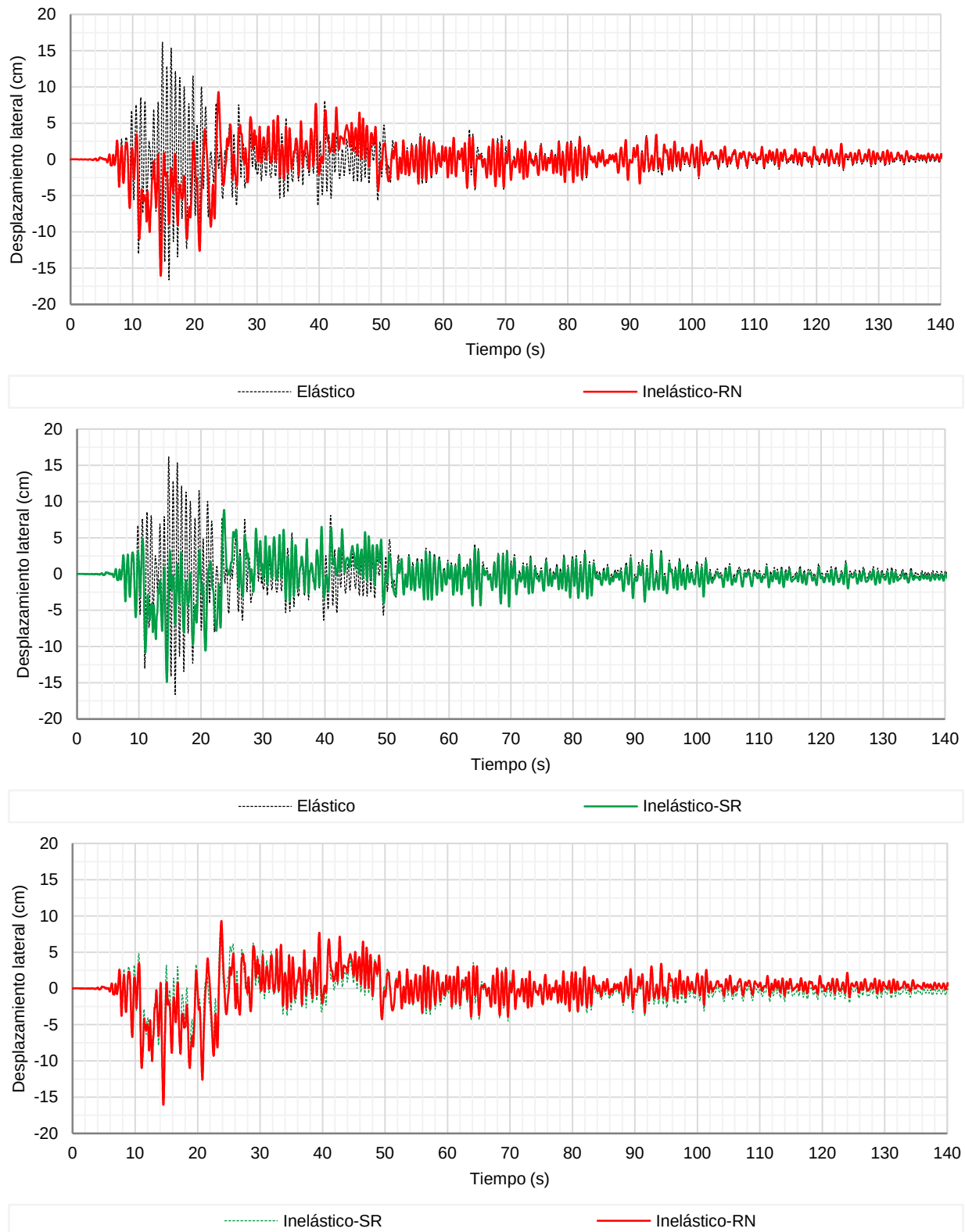


Figura 4.237 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 1 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

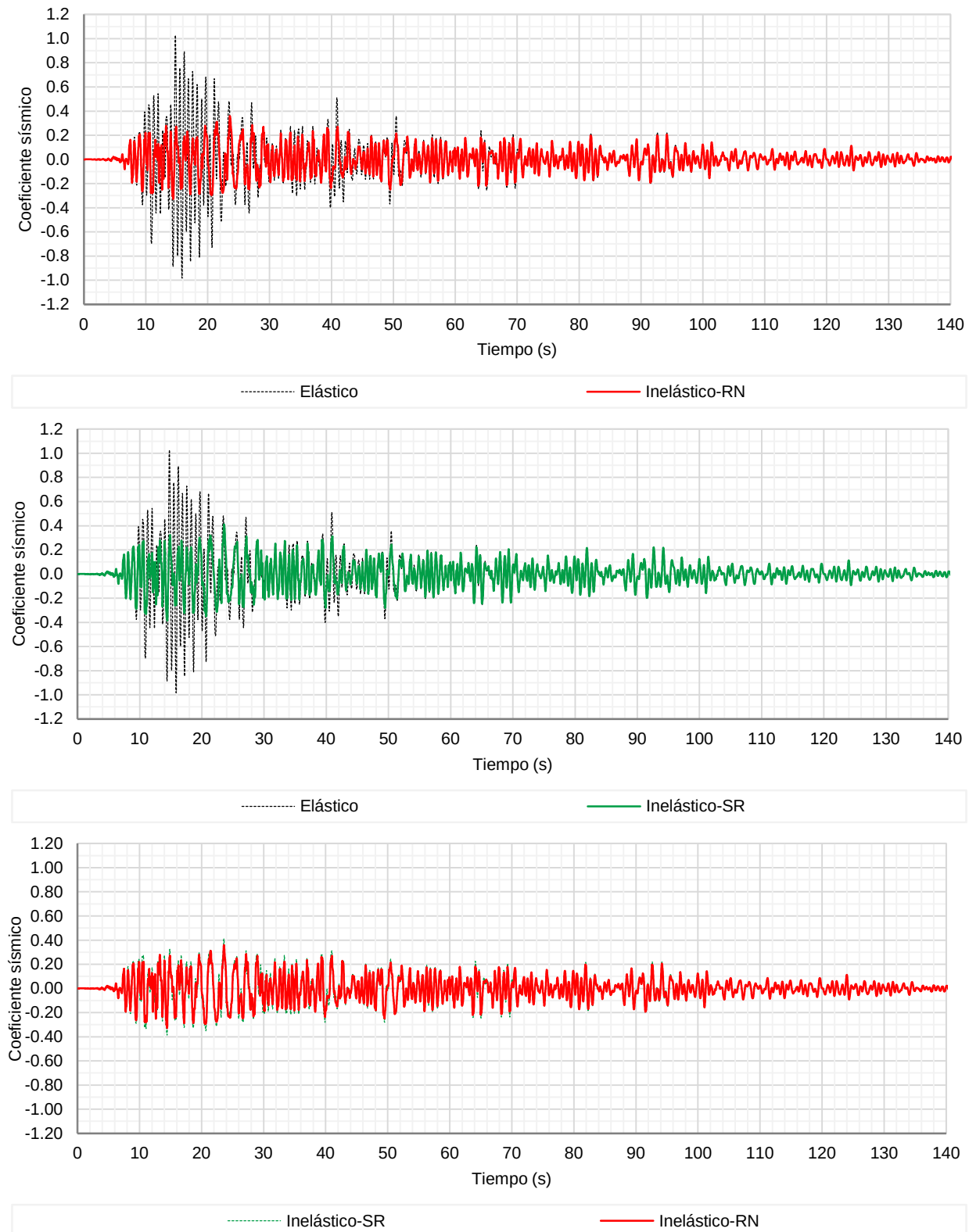


Figura 4.238 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 1 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

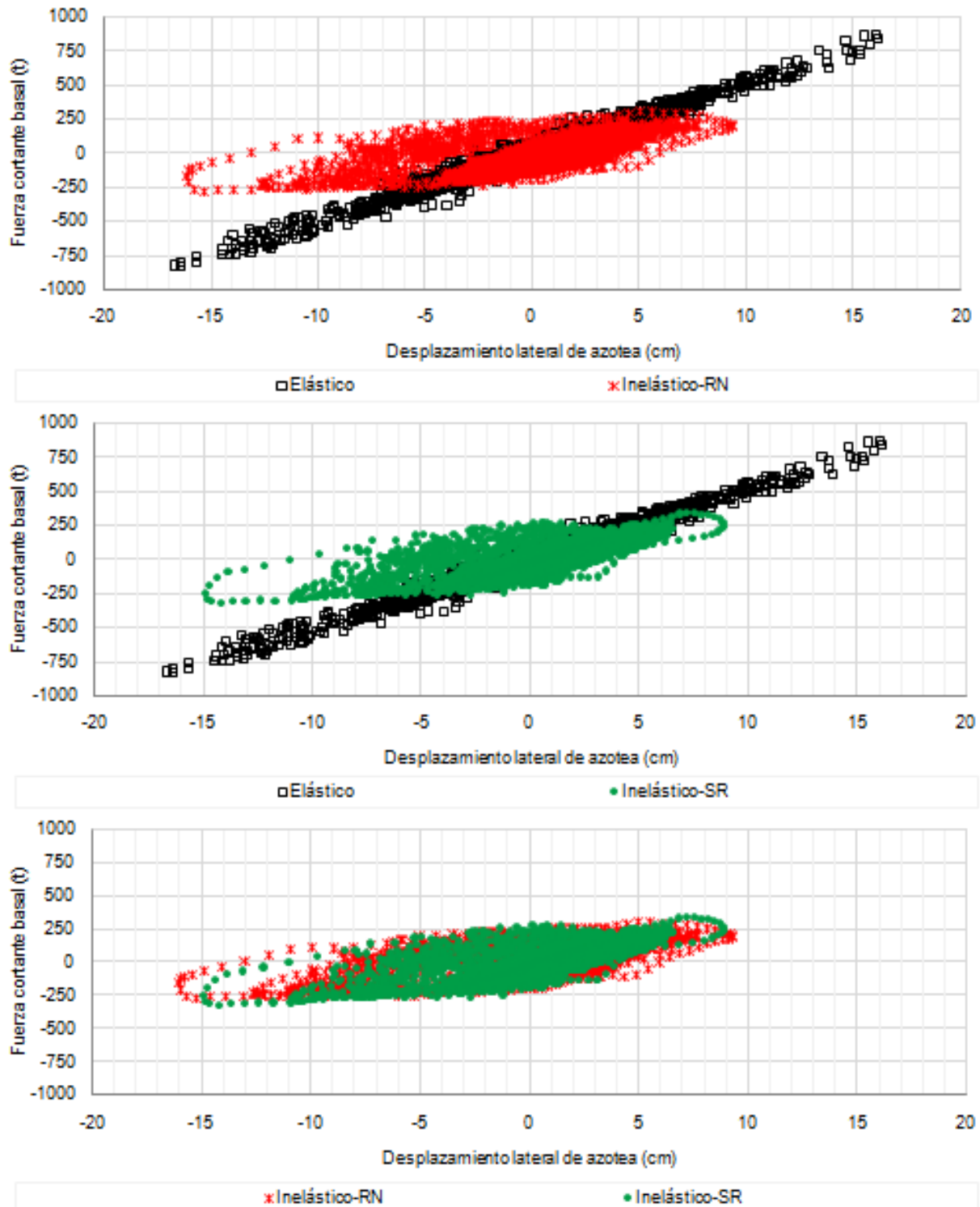


Figura 4.239 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

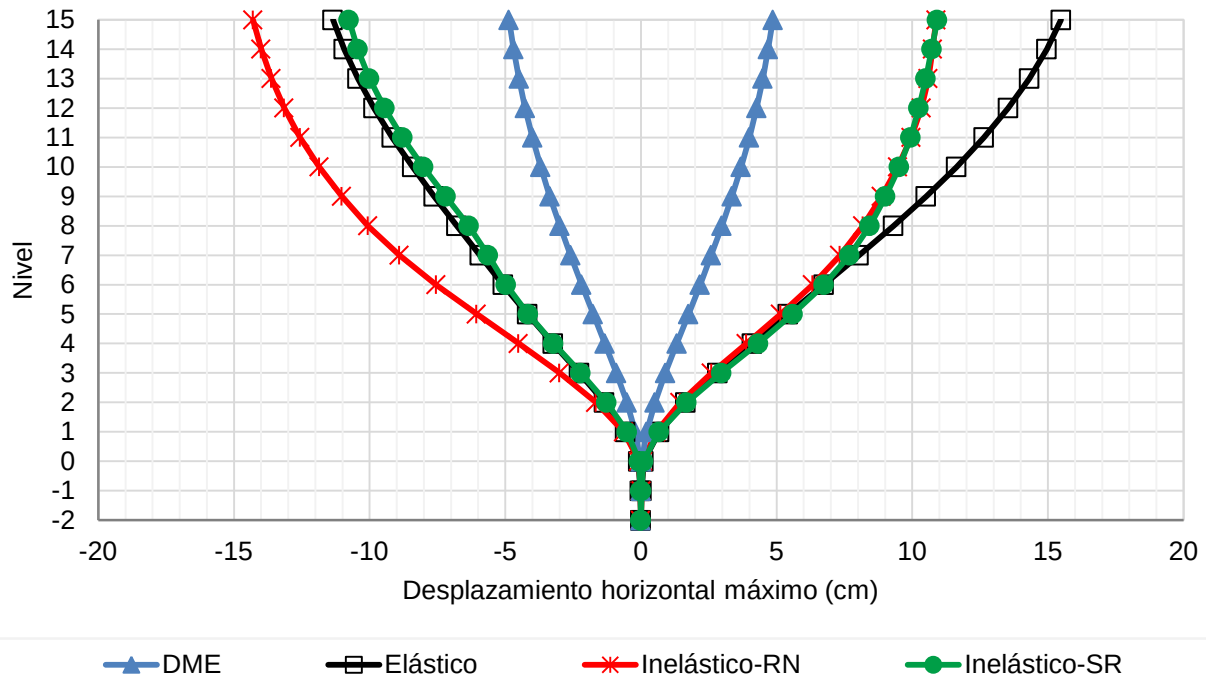


Figura 4.240 Desplazamientos horizontales máximos del eje 6 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

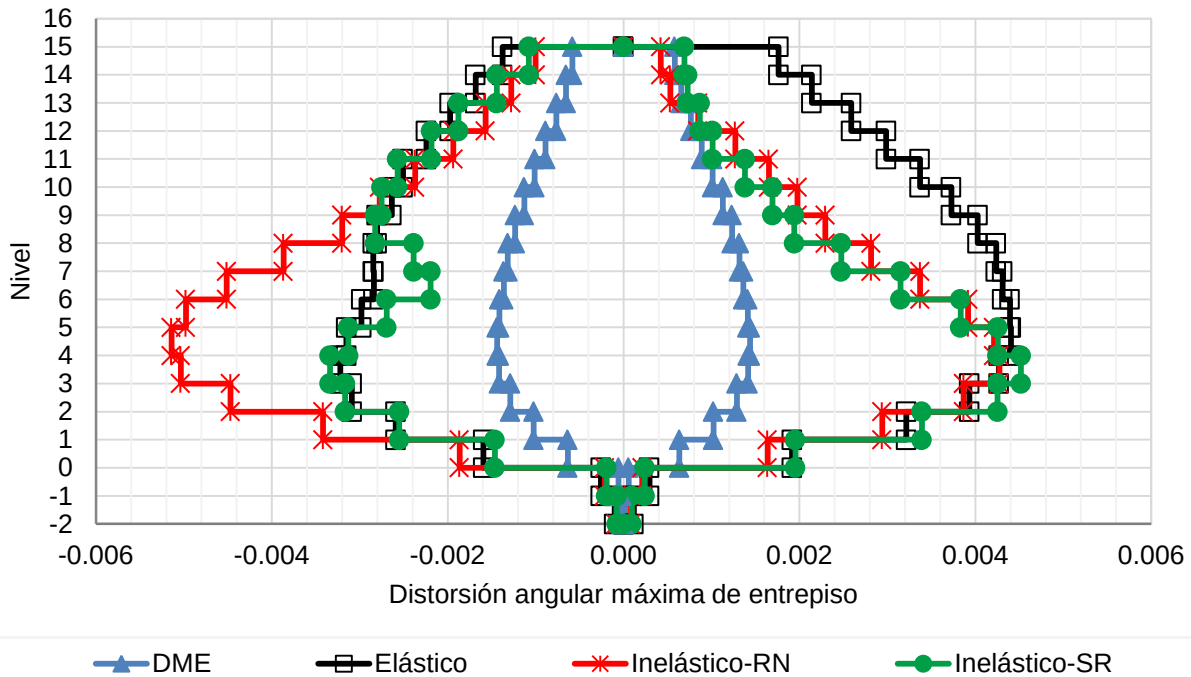


Figura 4.241 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

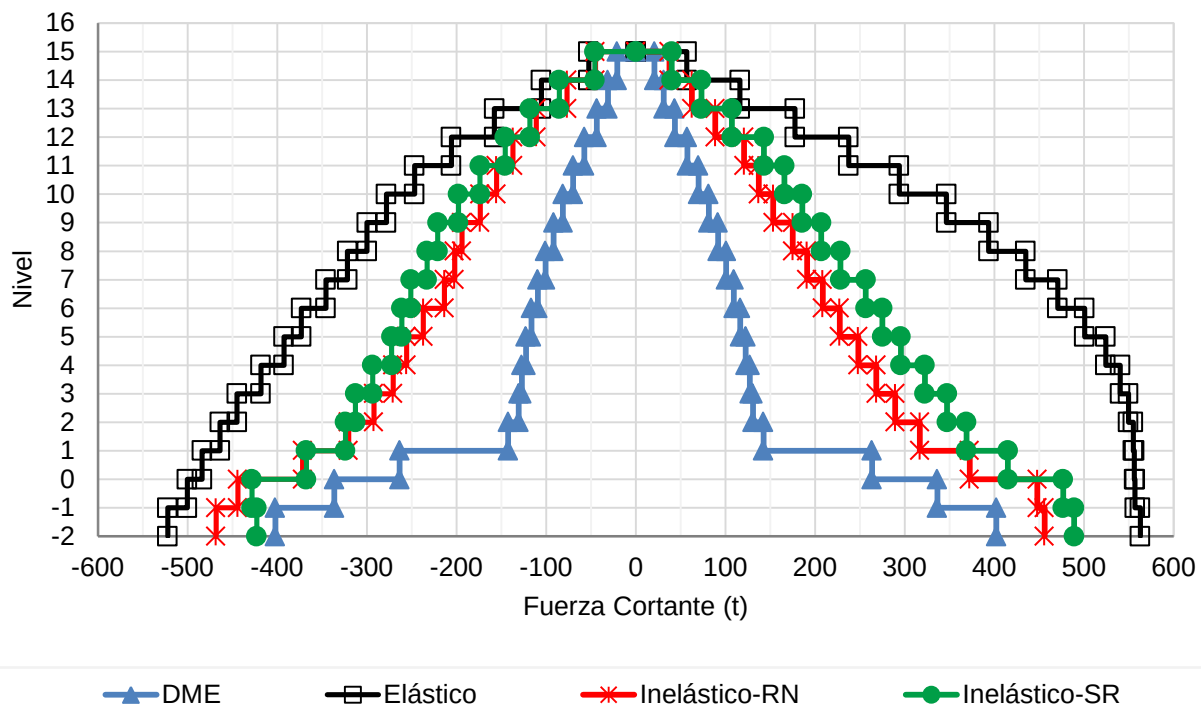


Figura 4.242 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 6 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

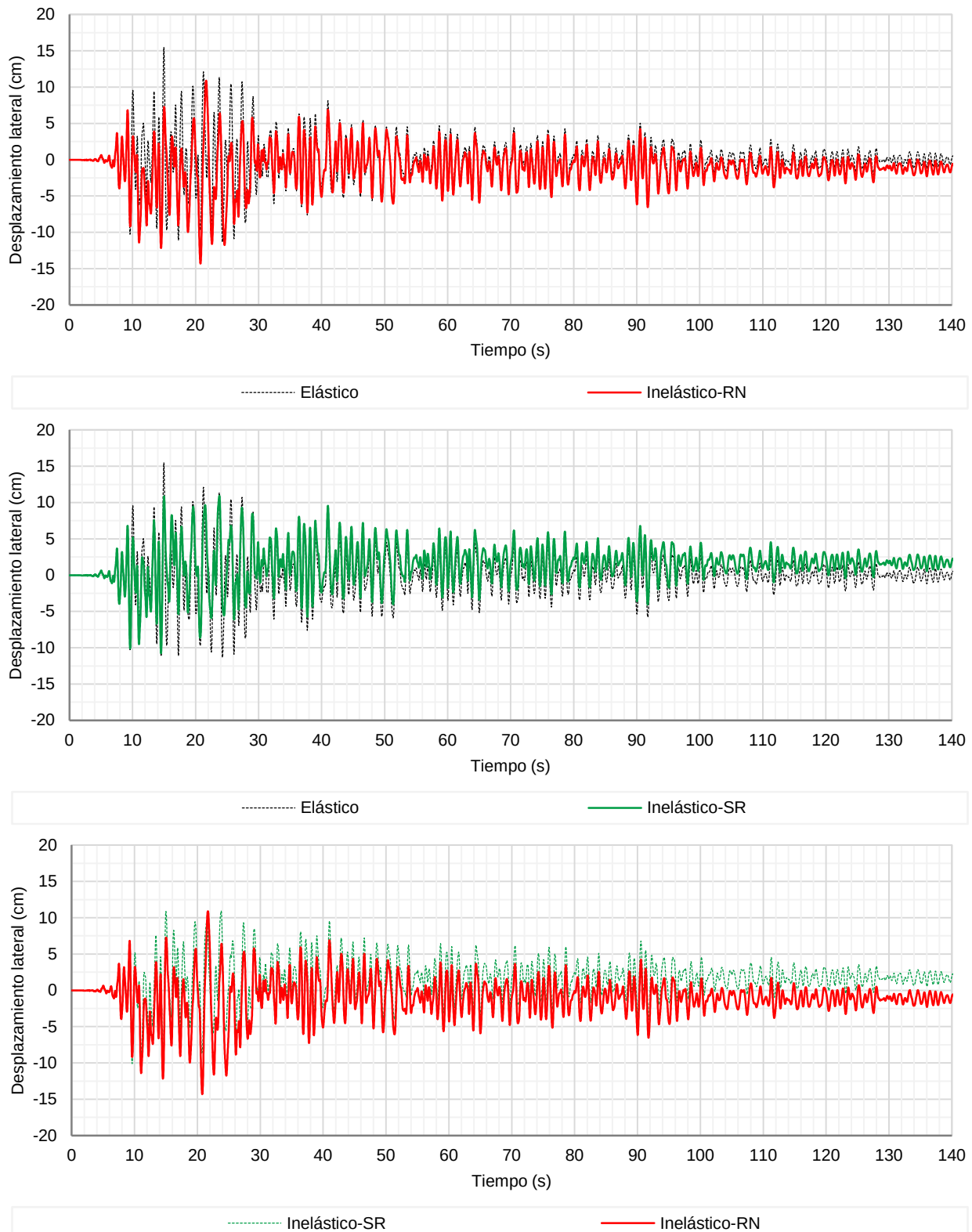


Figura 4.243 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 6 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

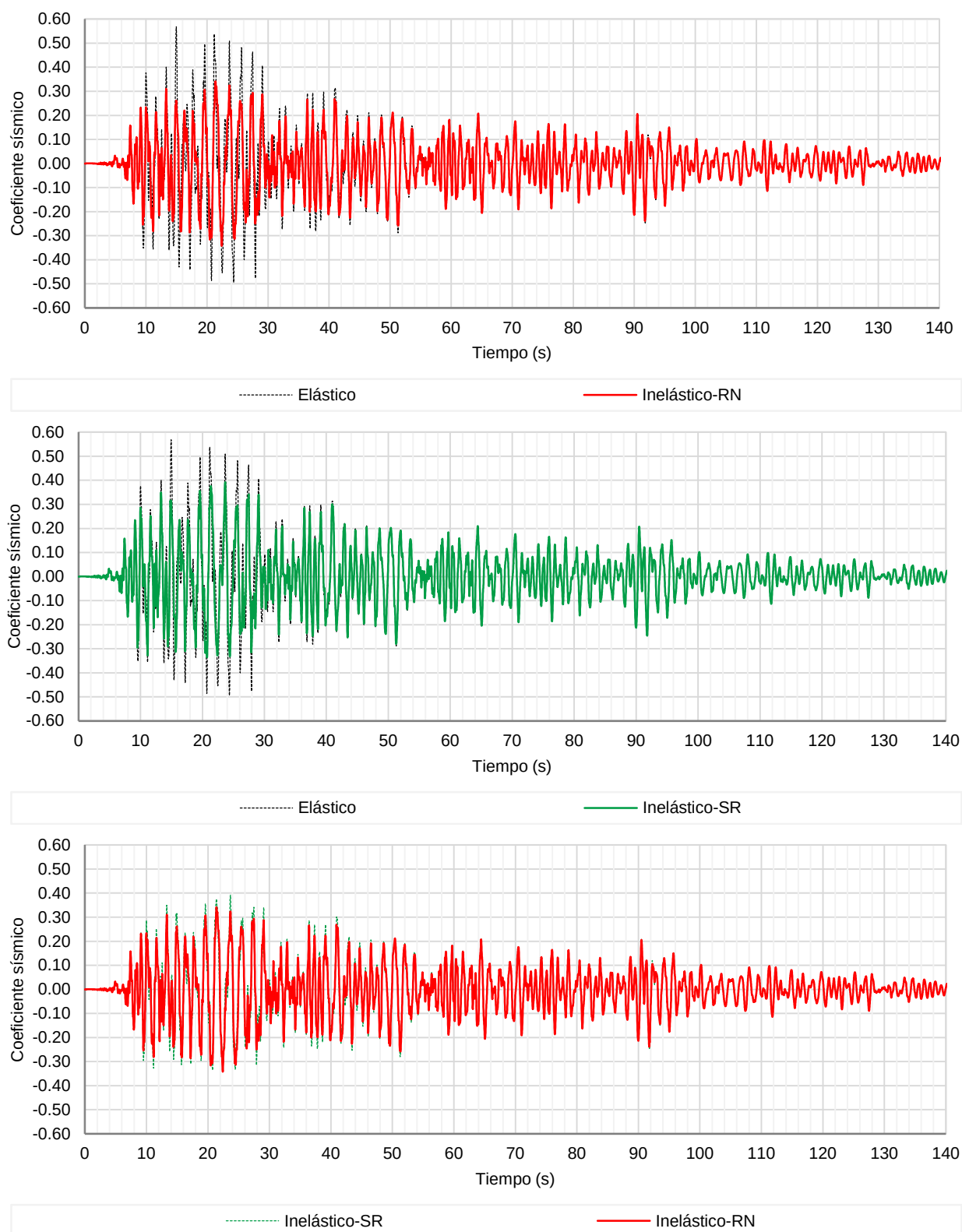


Figura 4.244 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 6 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

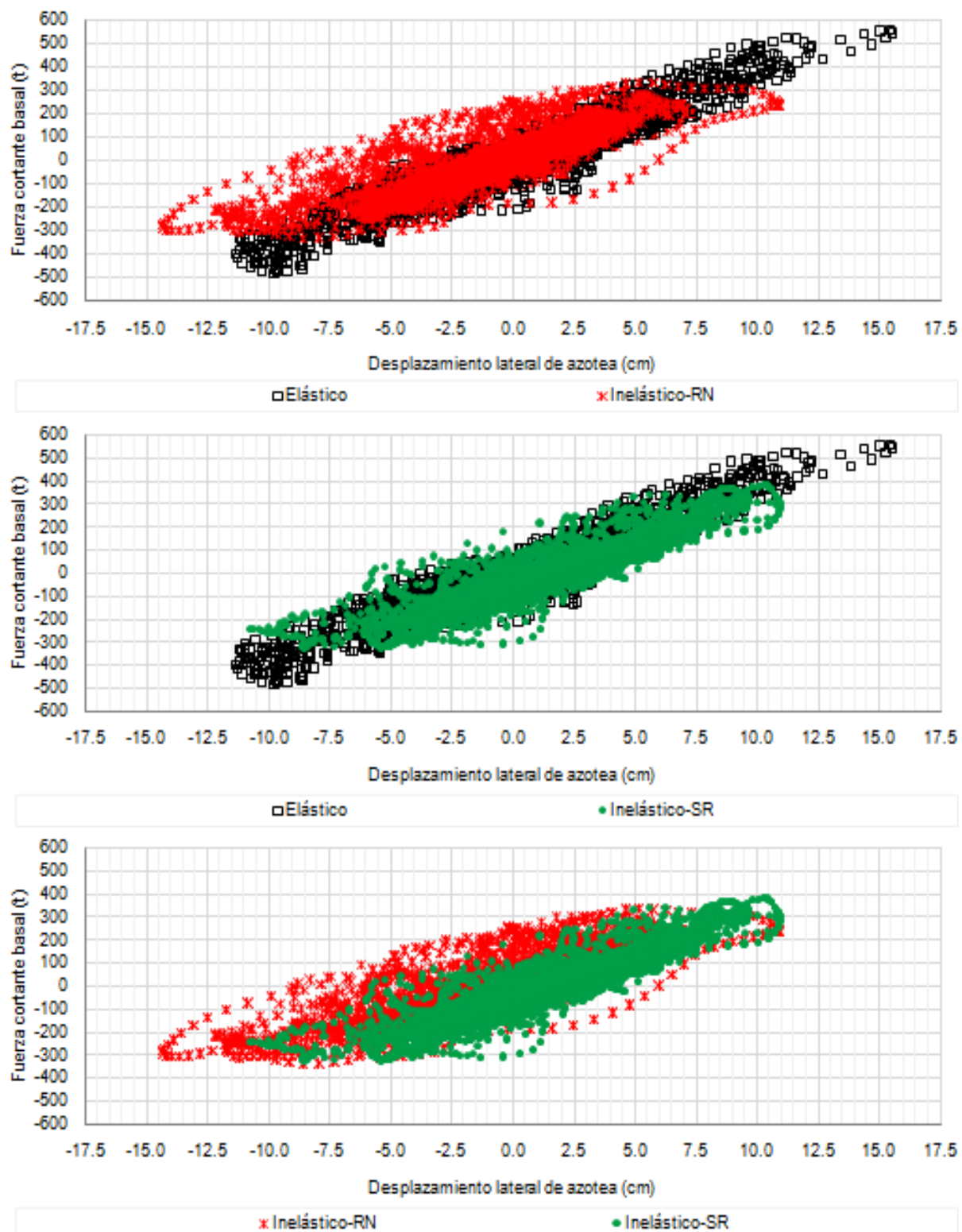


Figura 4.245 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

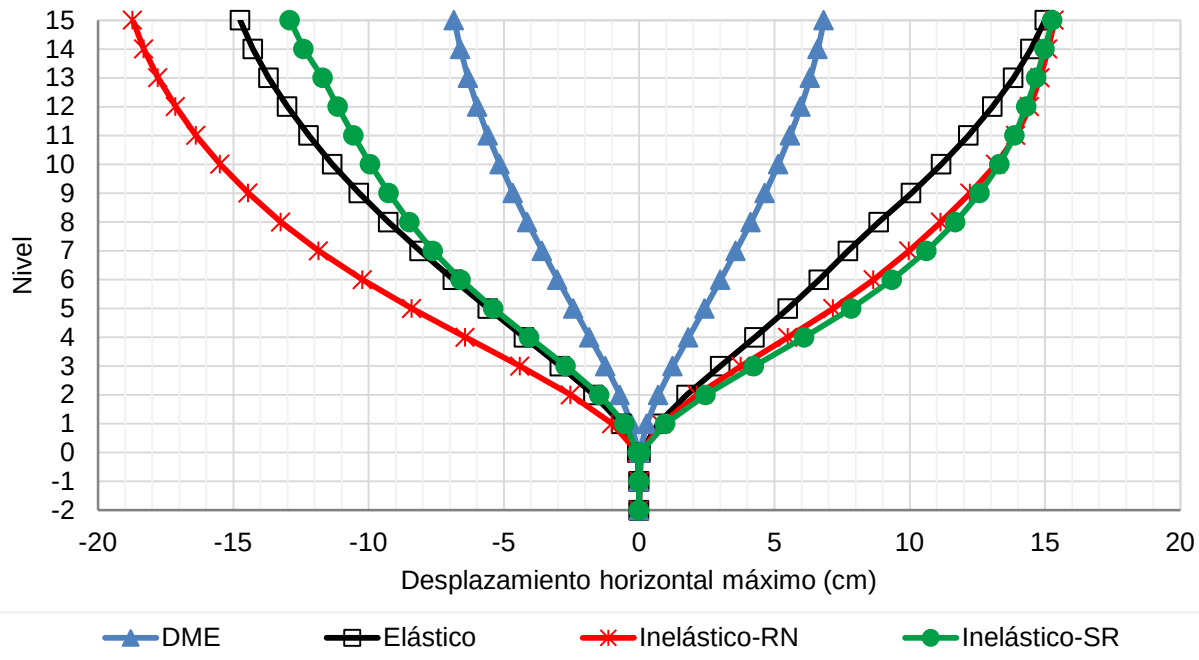


Figura 4.246 Desplazamientos horizontales máximos del eje 9 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

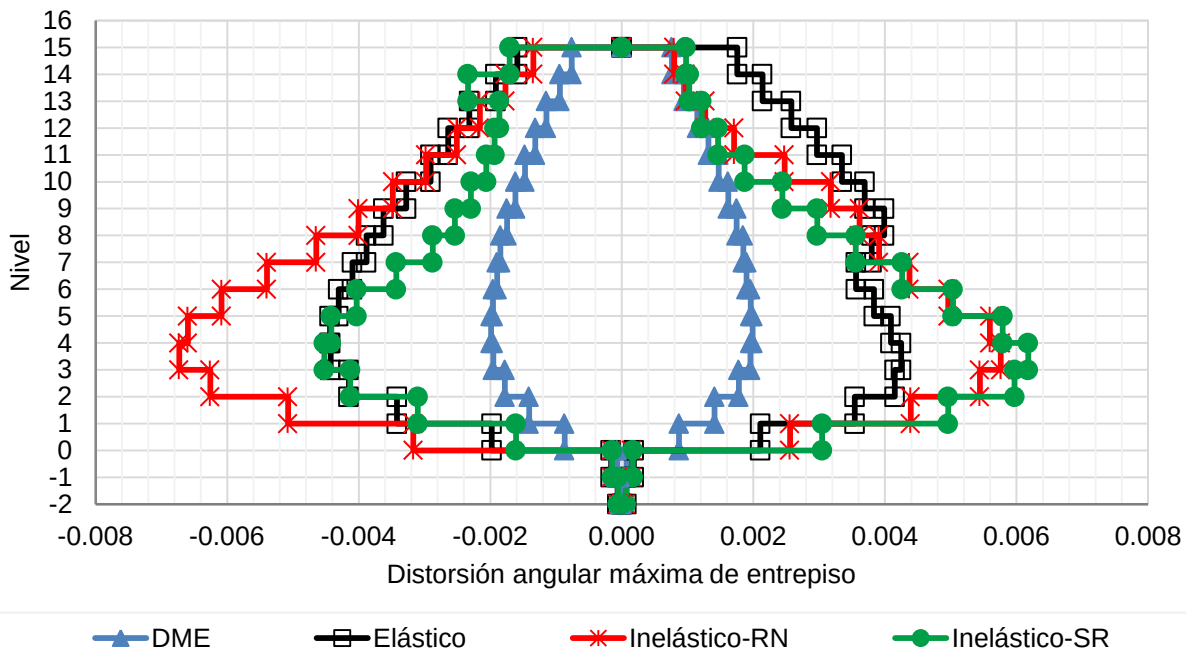


Figura 4.247 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 9 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

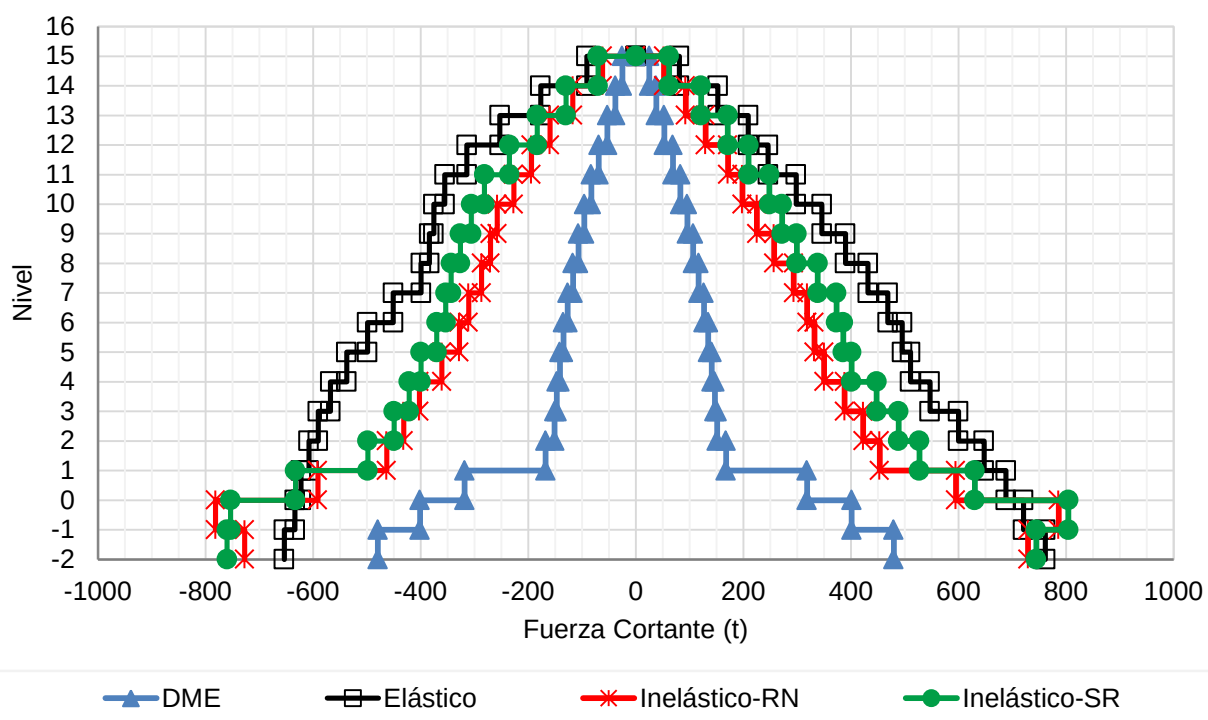


Figura 4.248 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 9 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

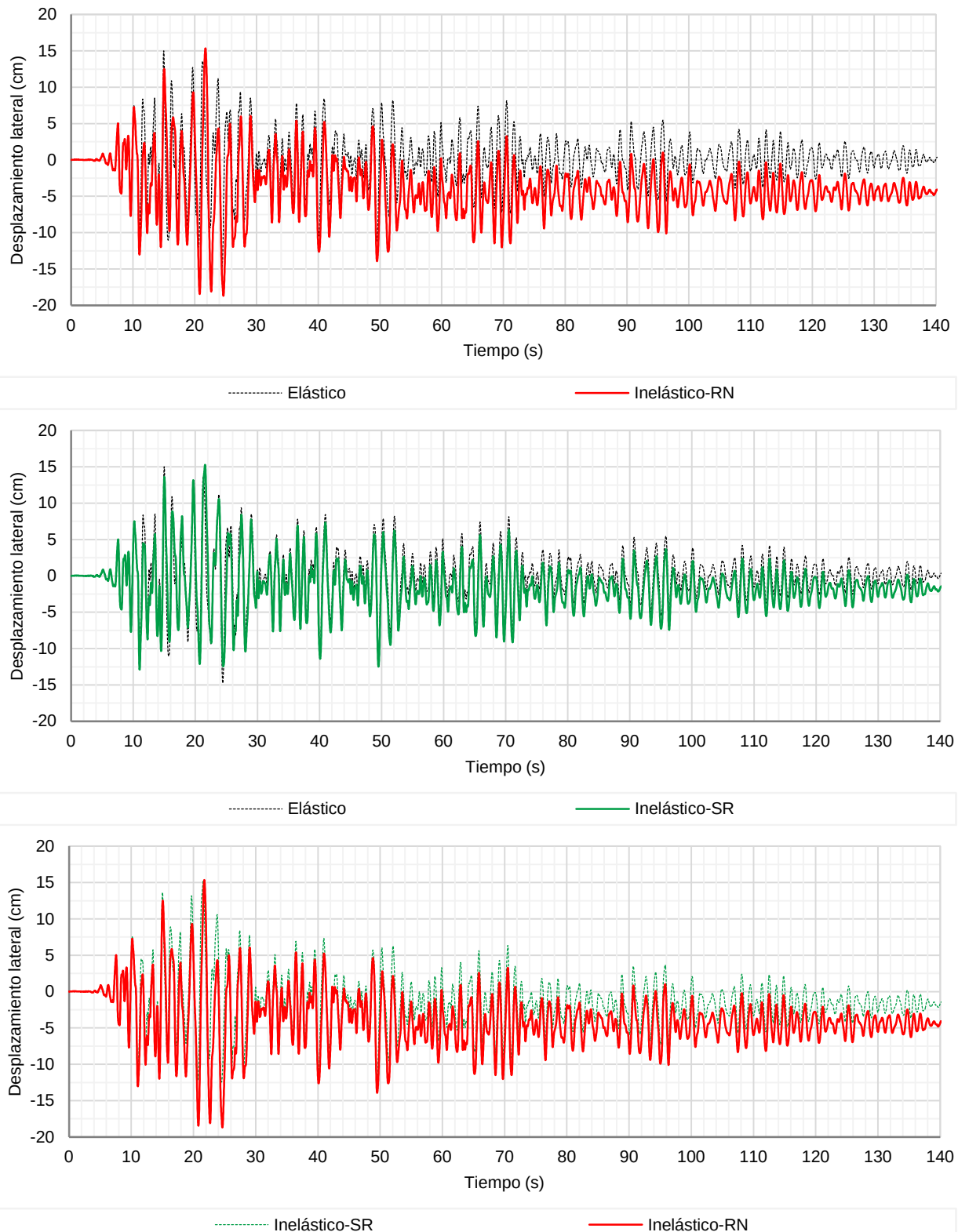


Figura 4.249 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 9 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

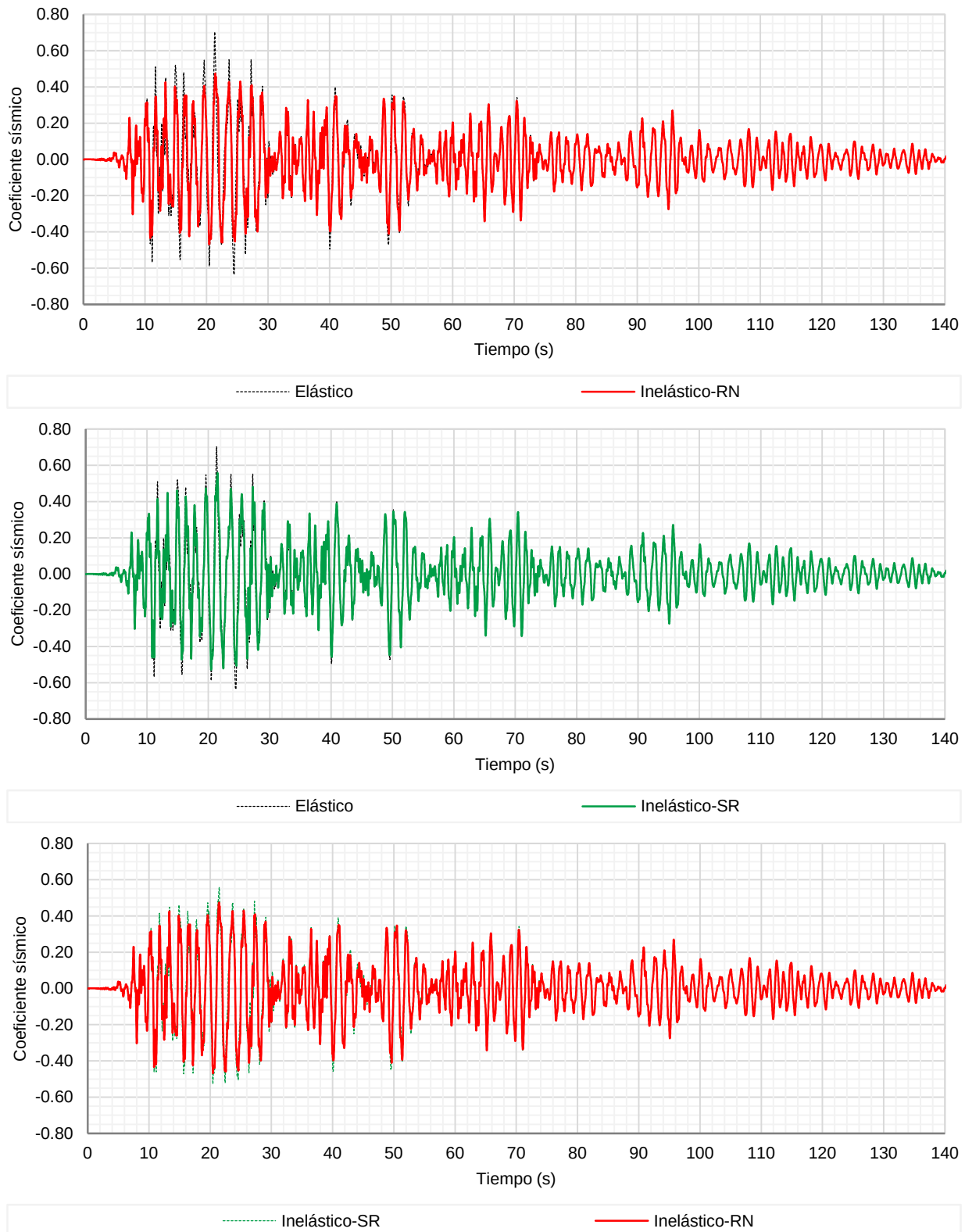


Figura 4.250 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 9 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

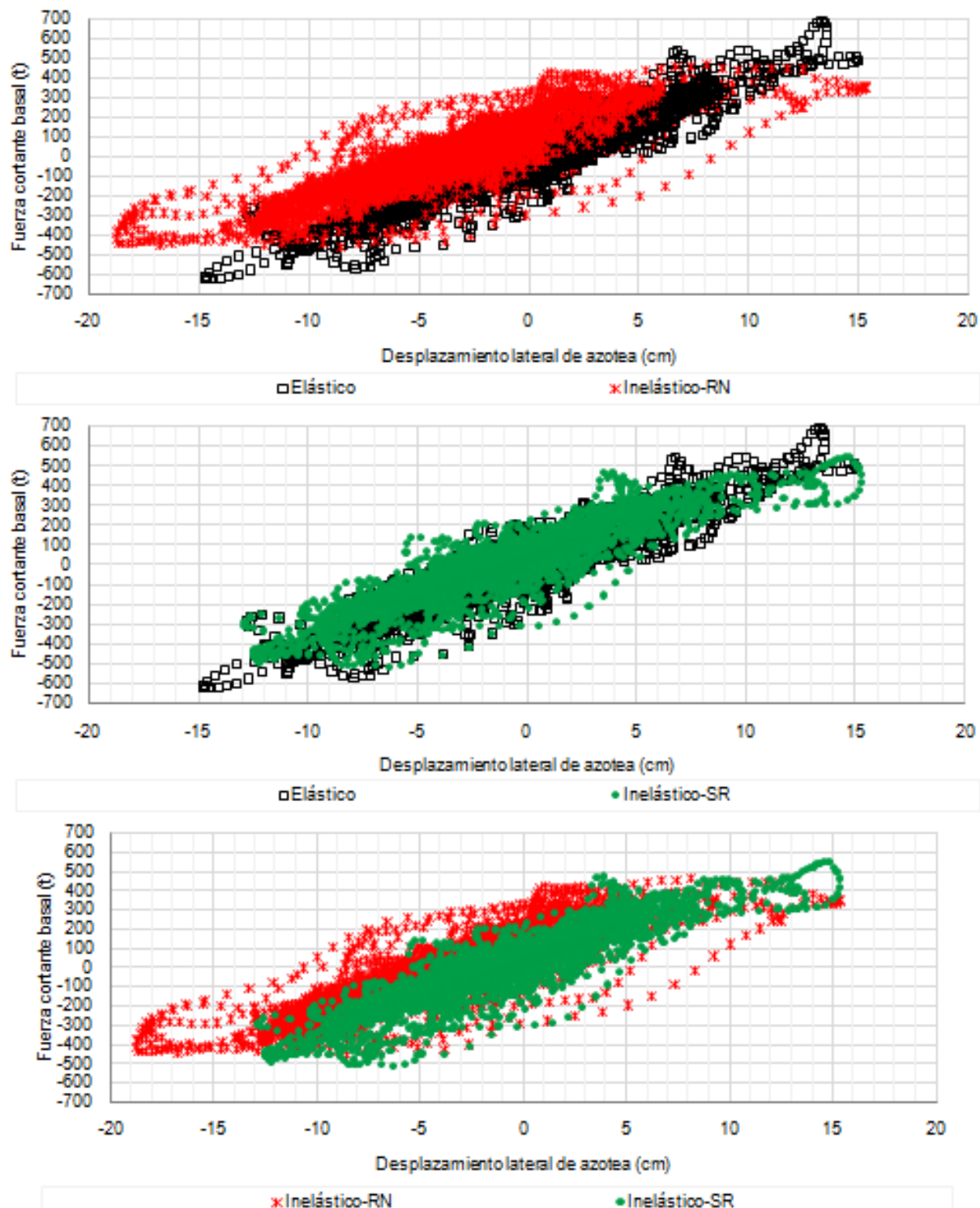
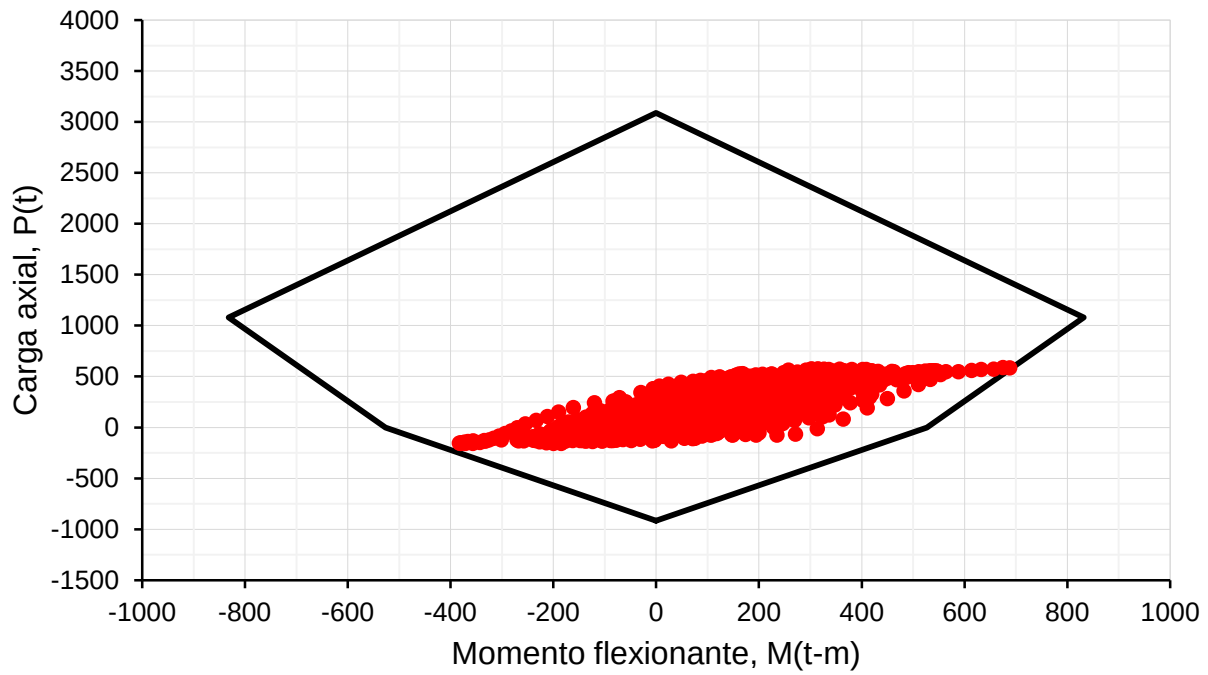
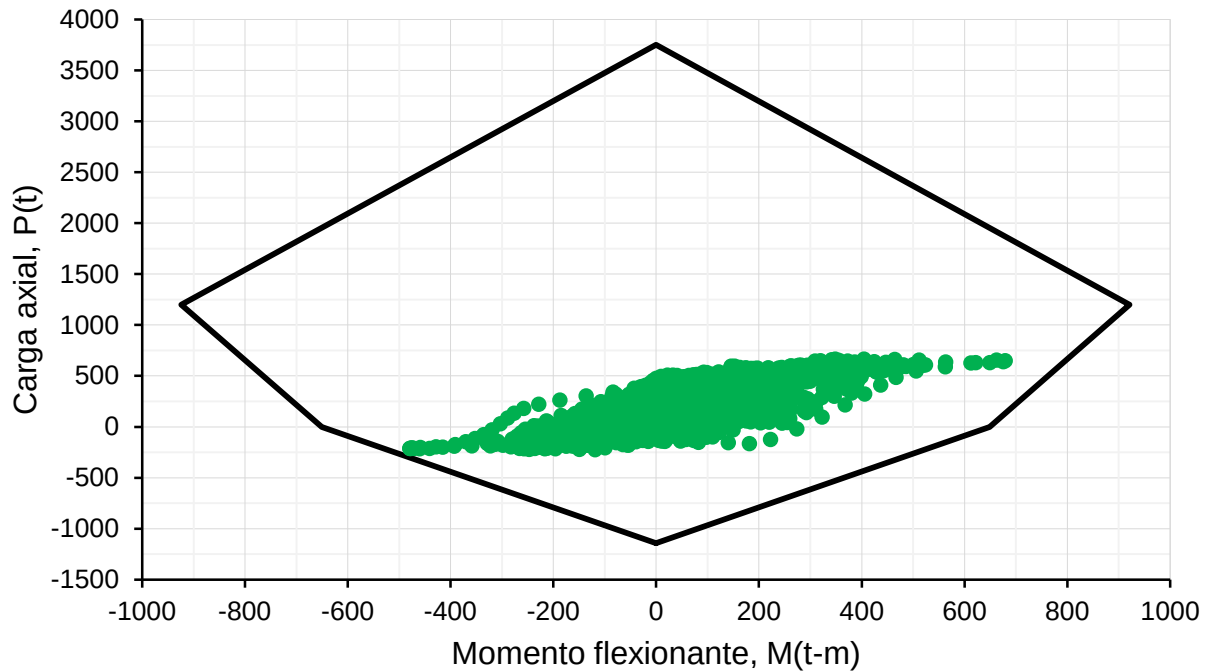


Figura 4.251 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

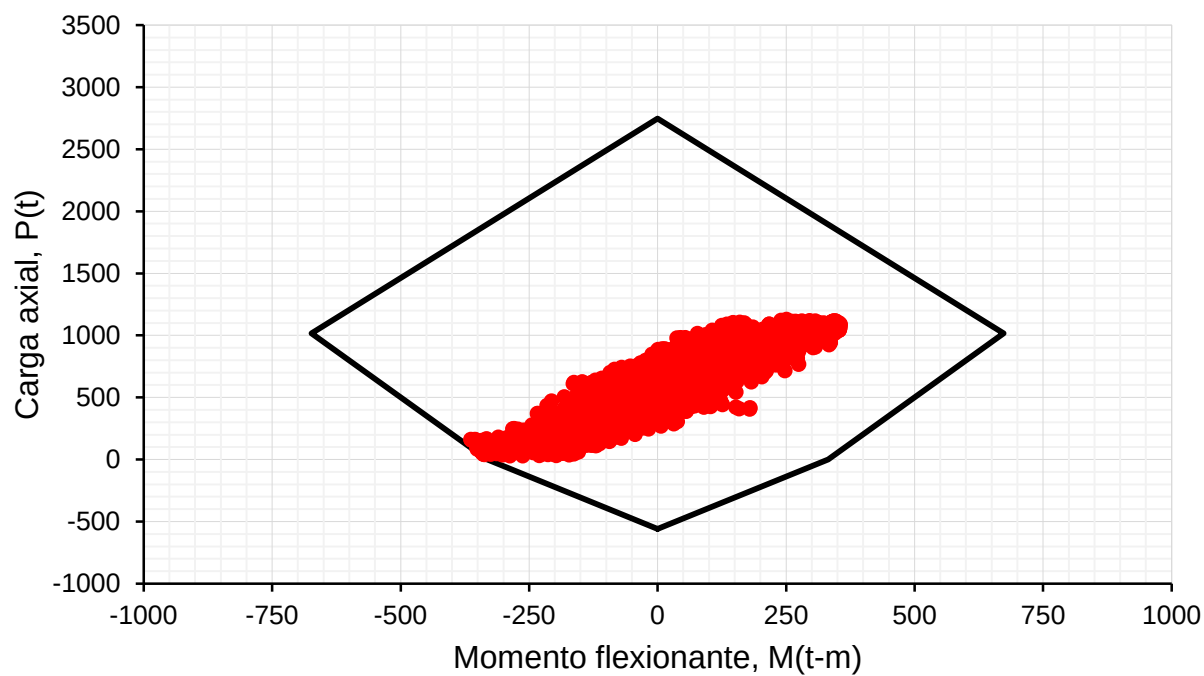


● Inelástico - RN

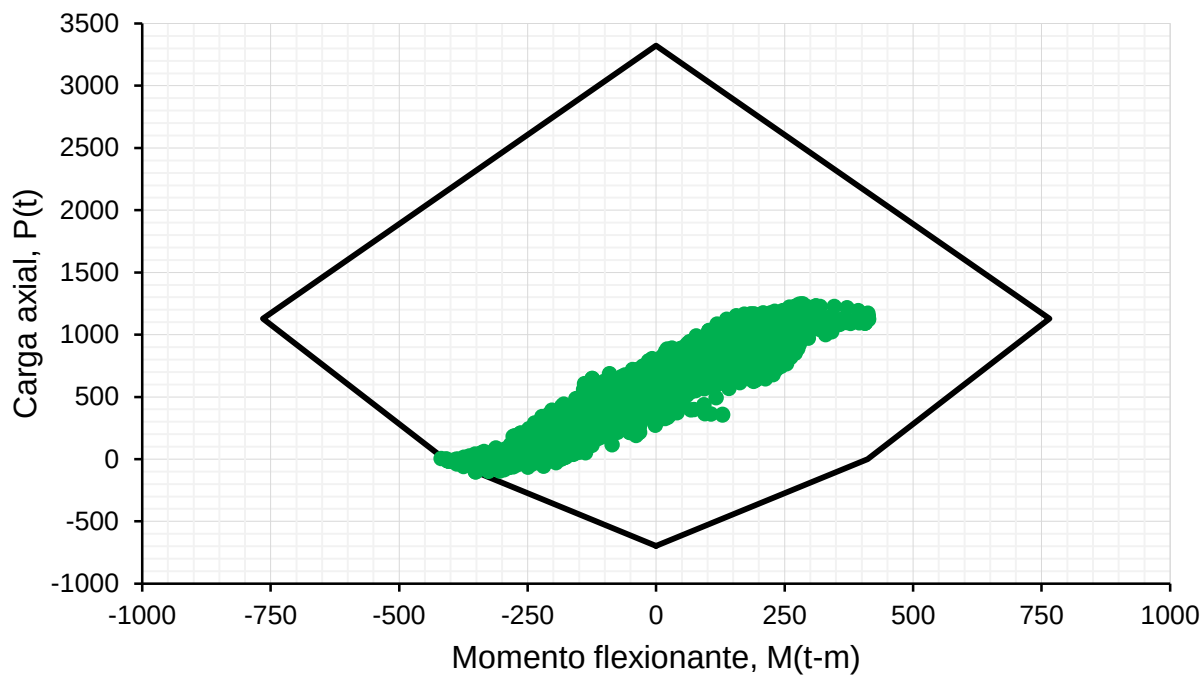


● Inelástico - SR

Figura 4.252 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

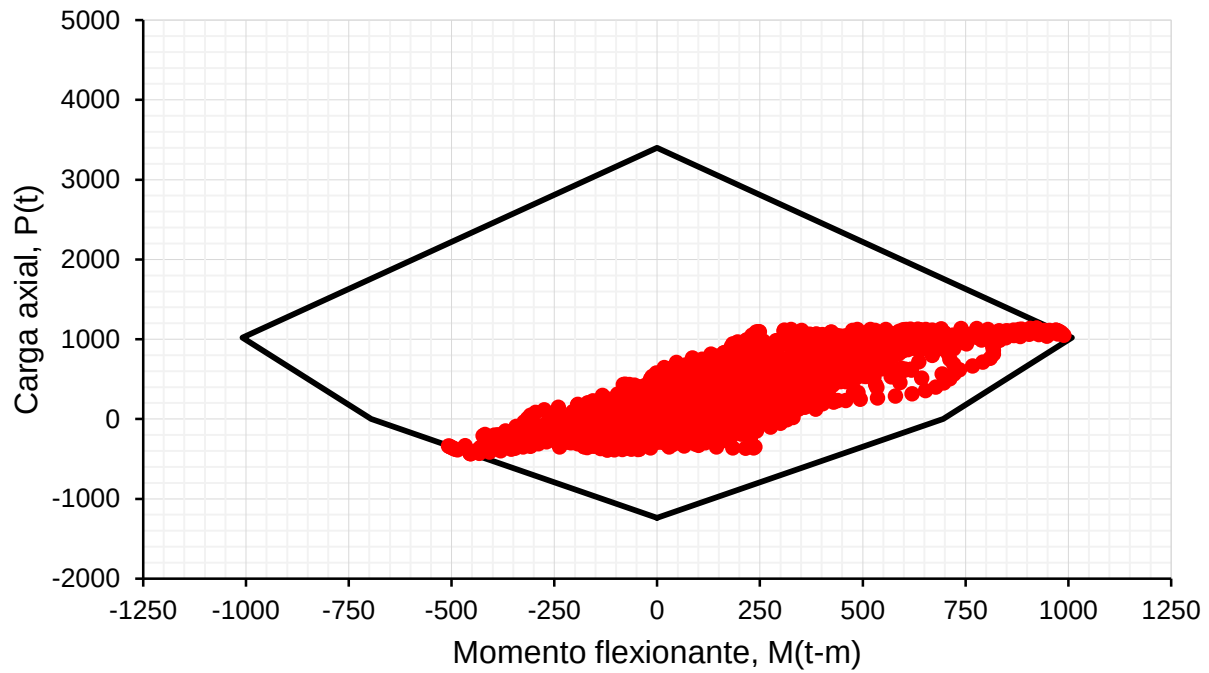


● Inelástico - RN

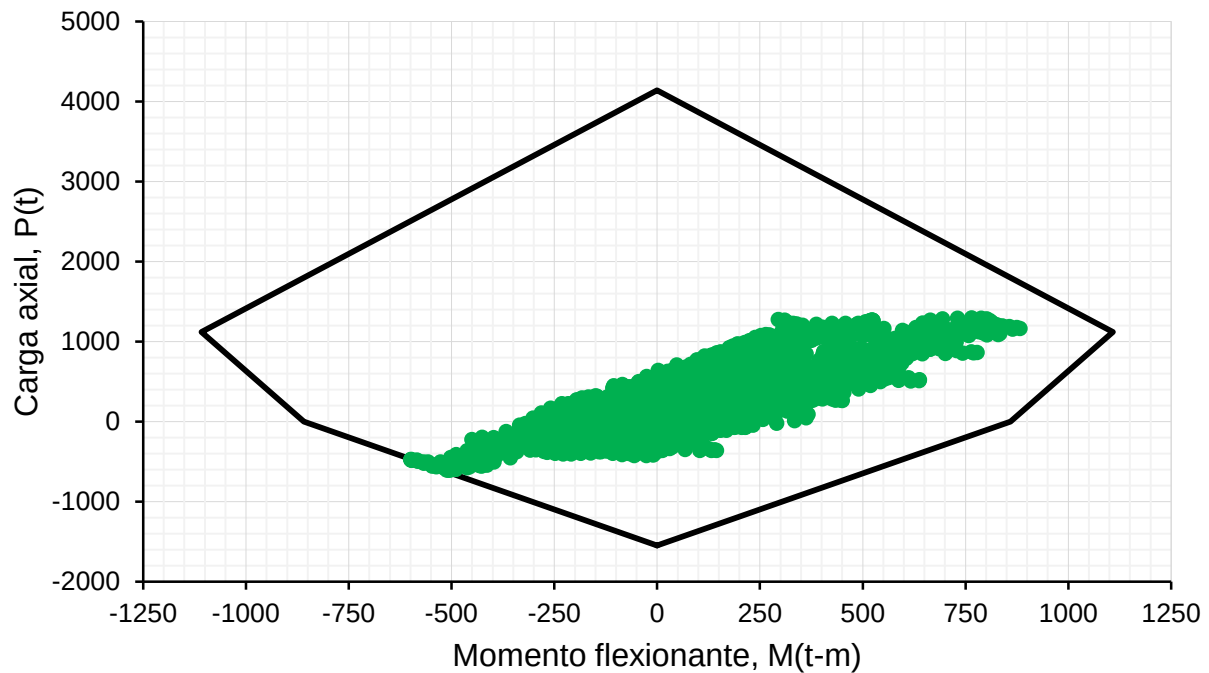


● Inelástico - SR

Figura 4.253 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°



● Inelástico - RN



● Inelástico - SR

Figura 4.254 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

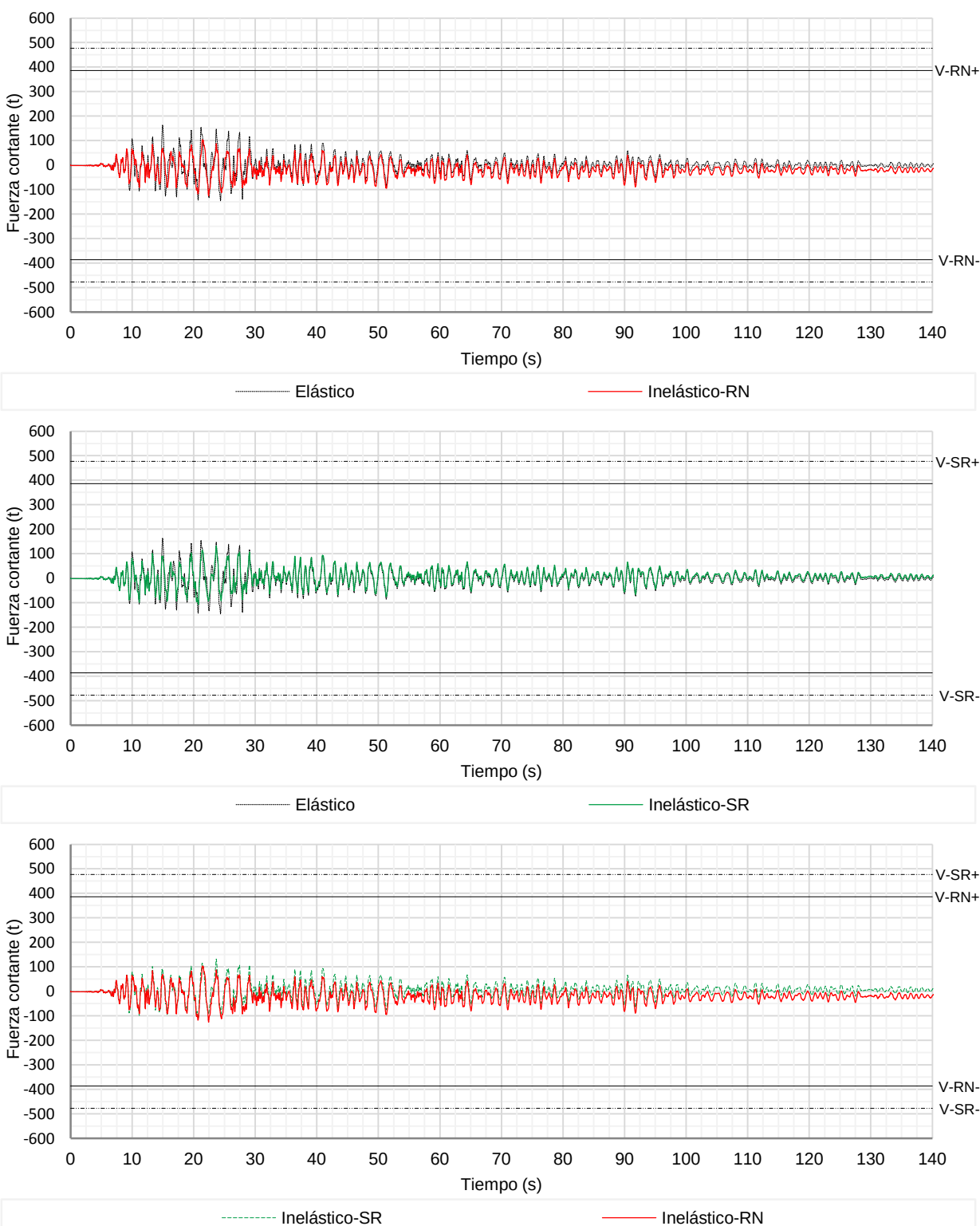


Figura 4.255 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

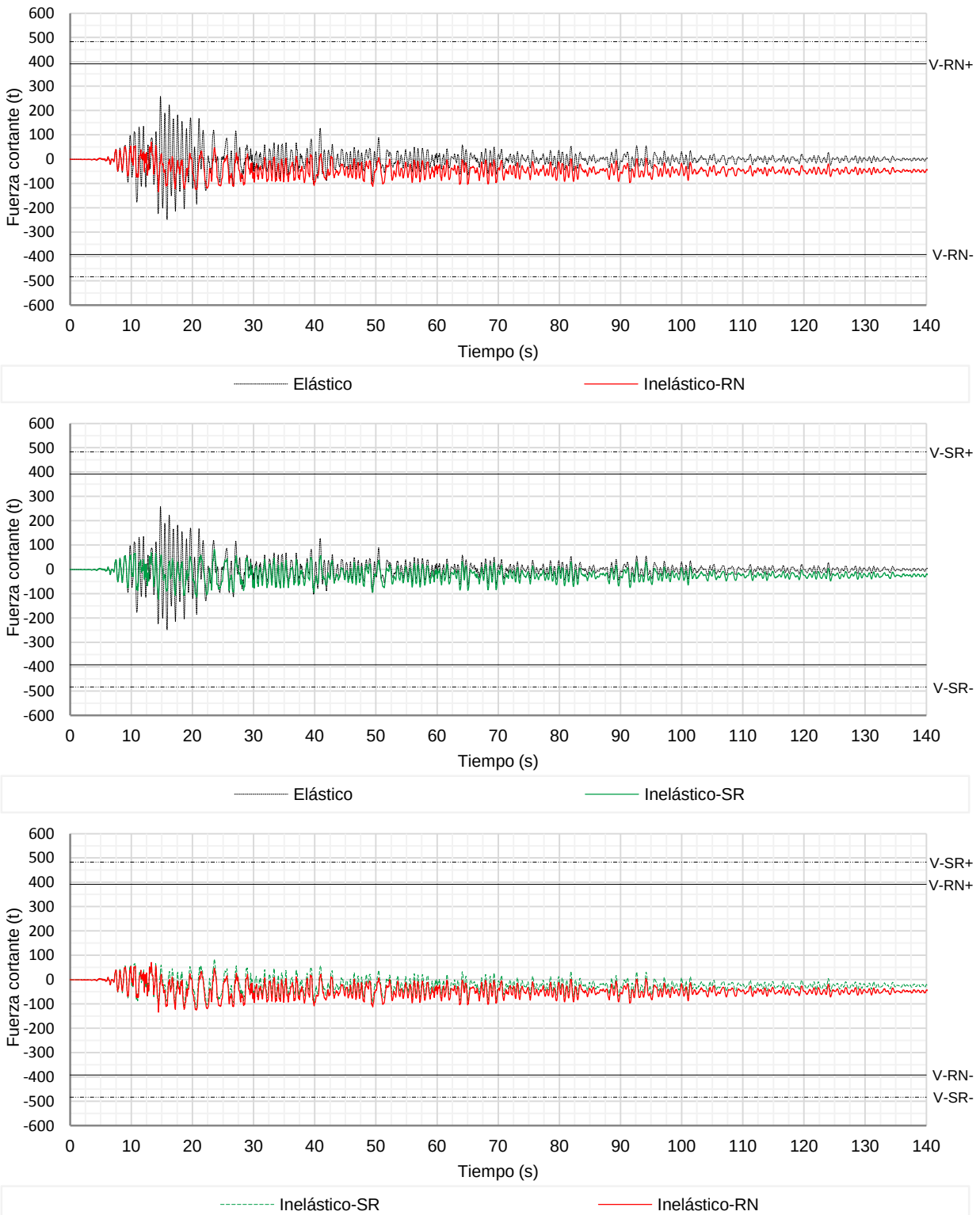


Figura 4.256 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

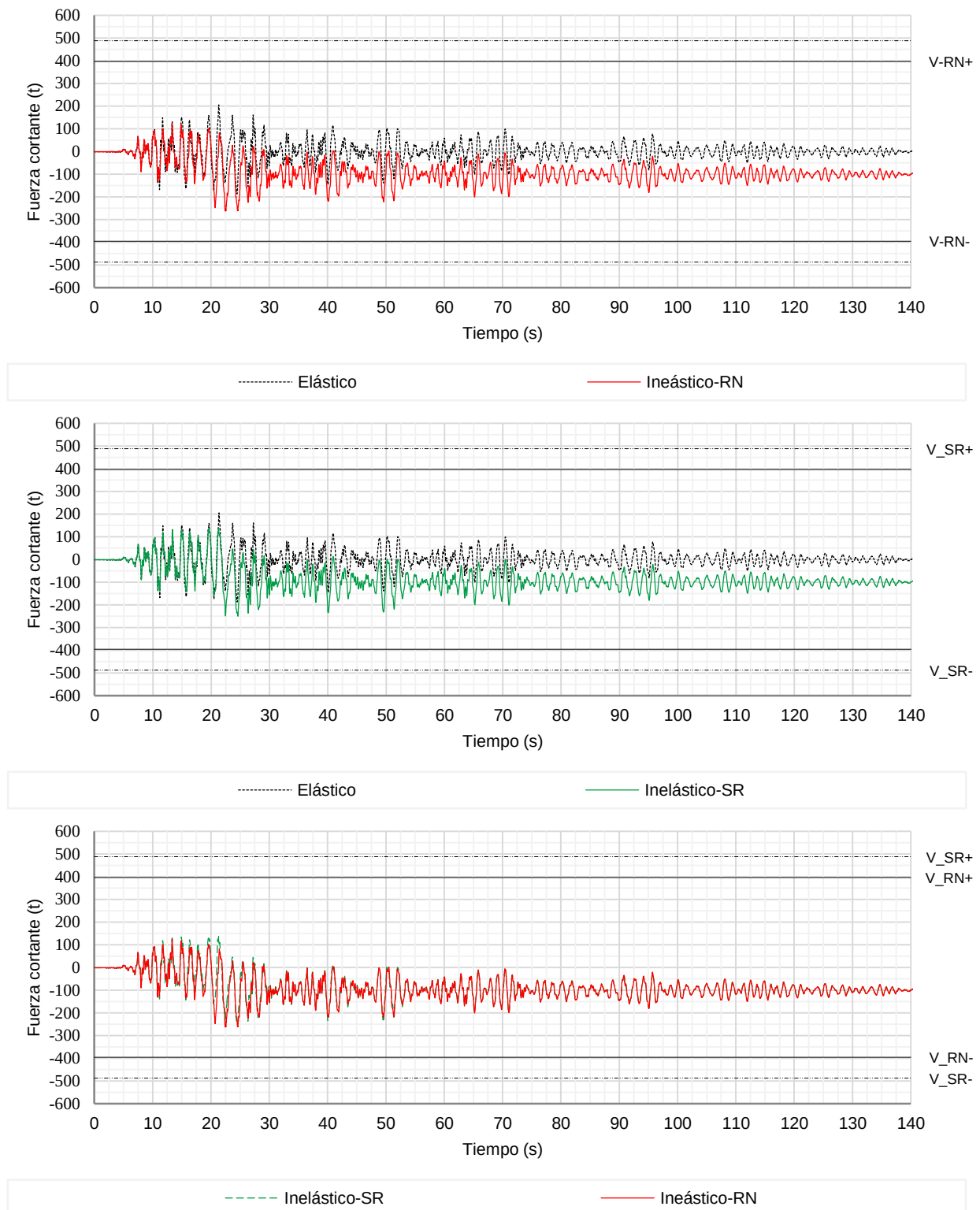


Figura 4.257 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

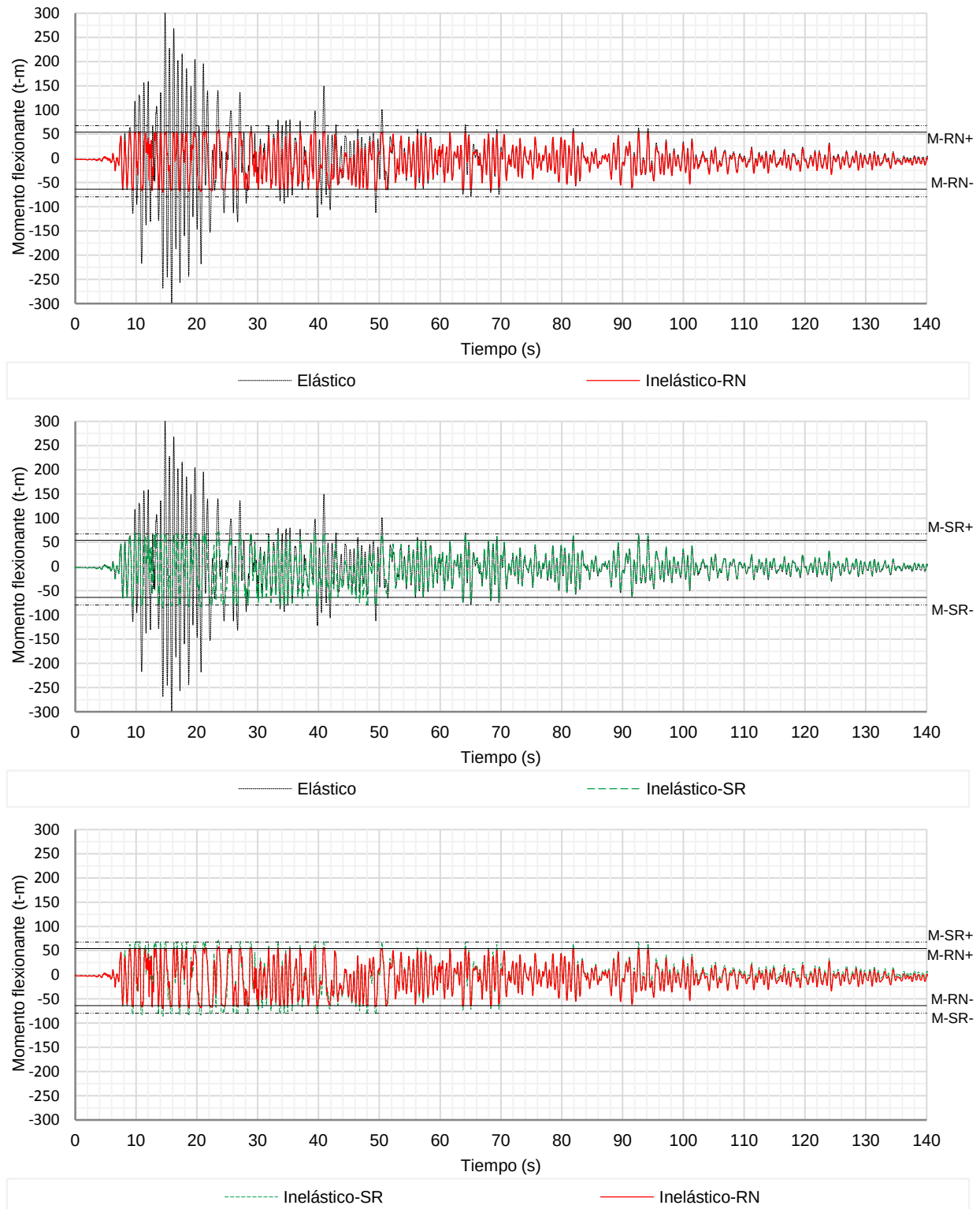


Figura 4.258 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

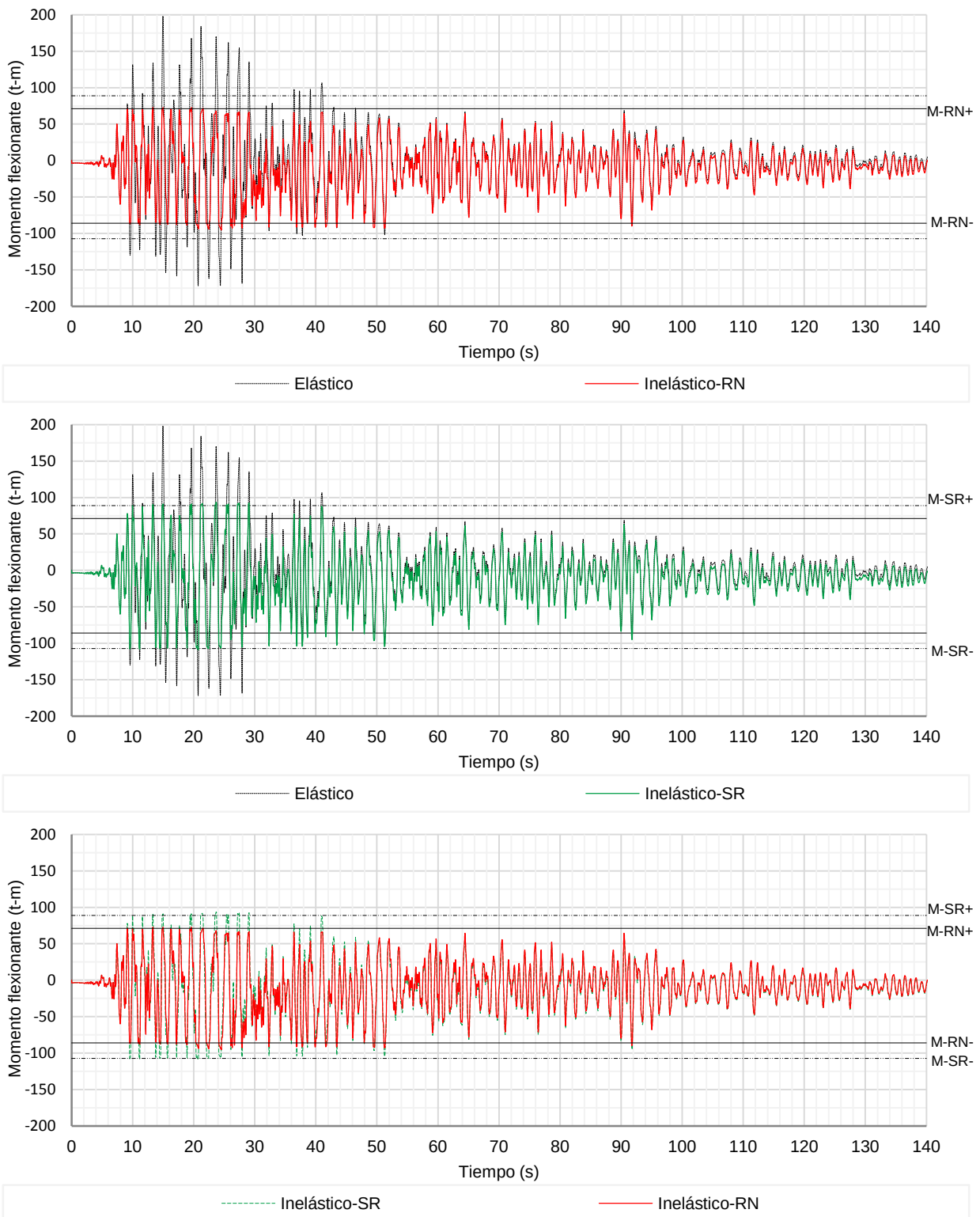


Figura 4.259 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

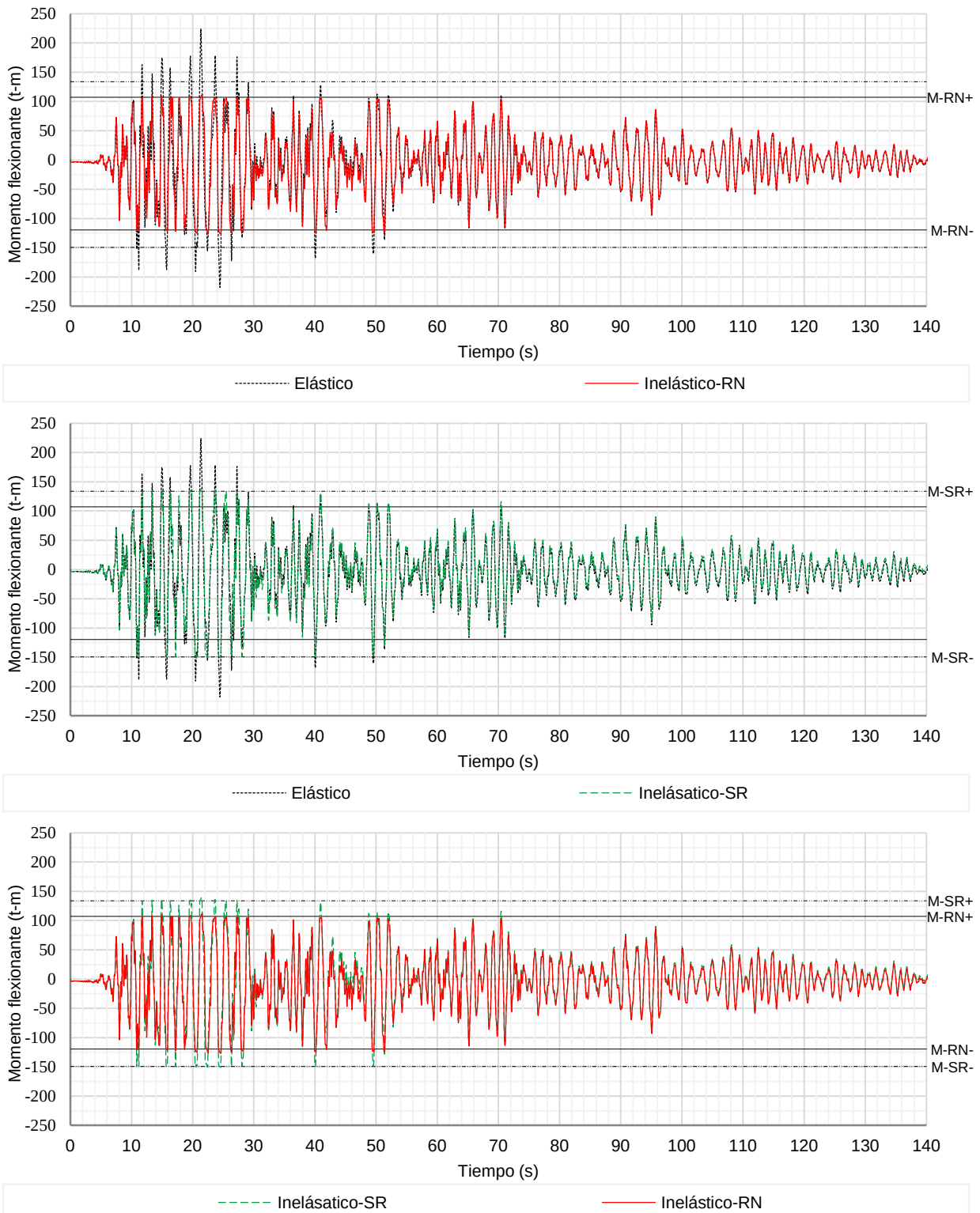


Figura 4.260 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

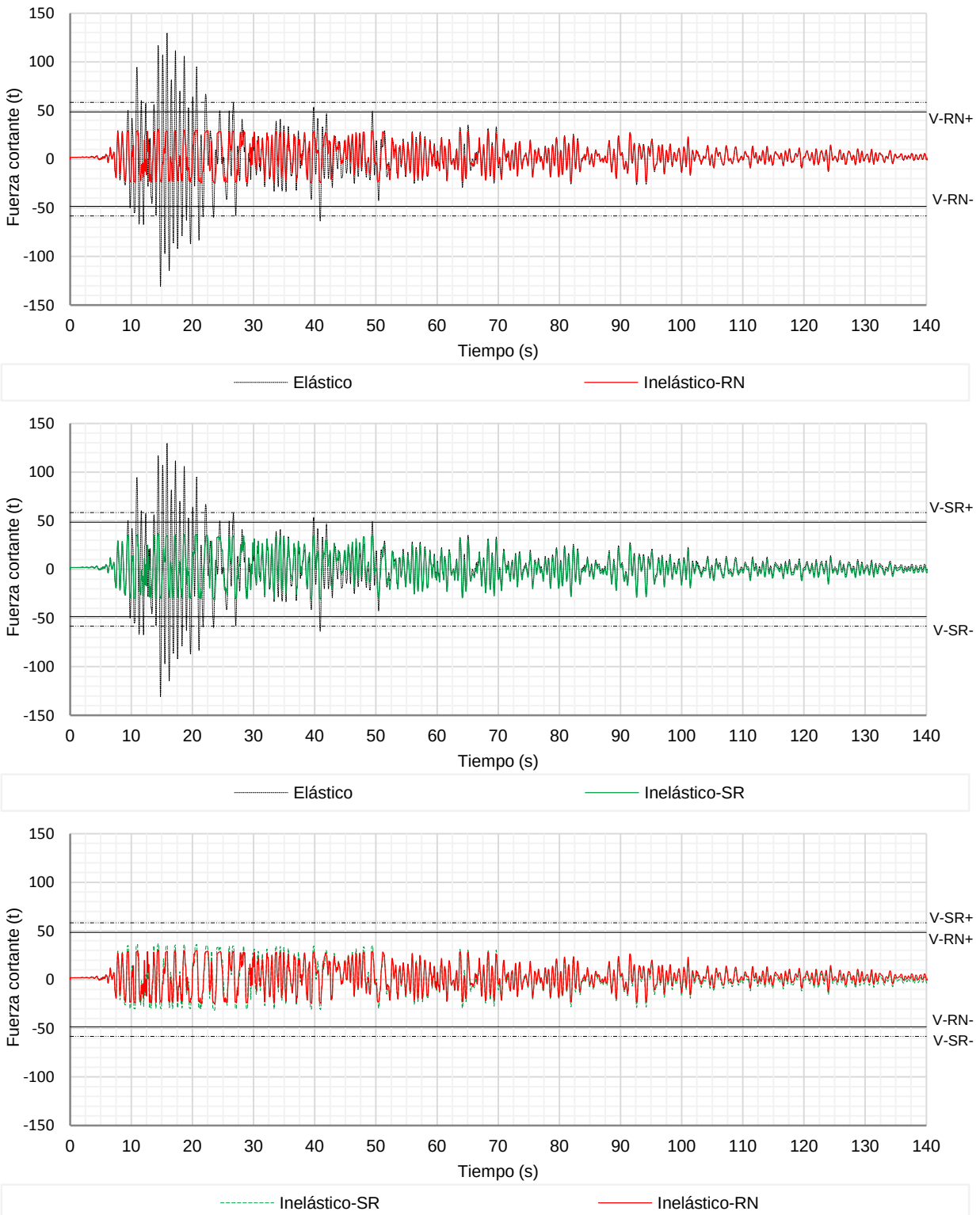


Figura 4.261 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

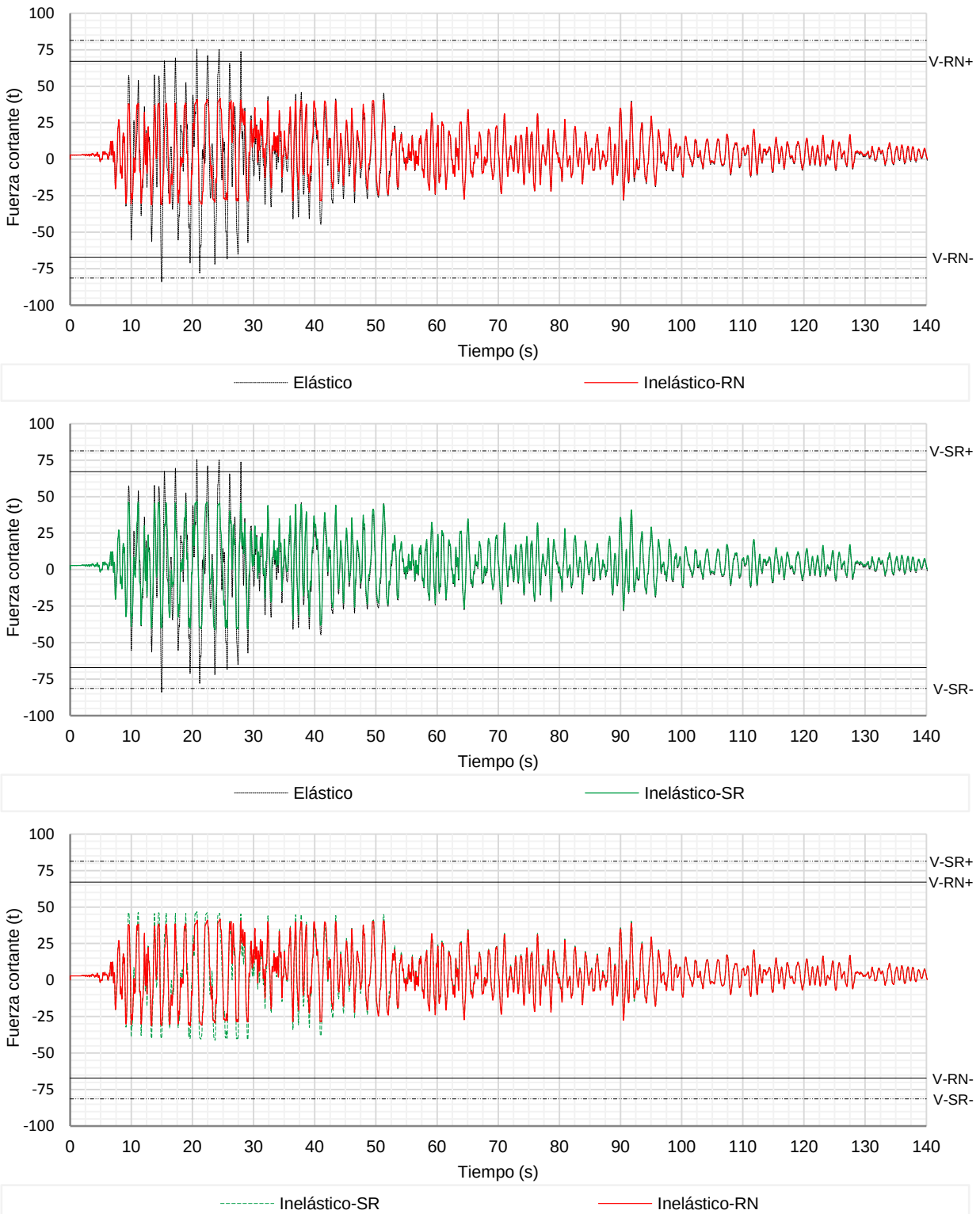


Figura 4.262 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

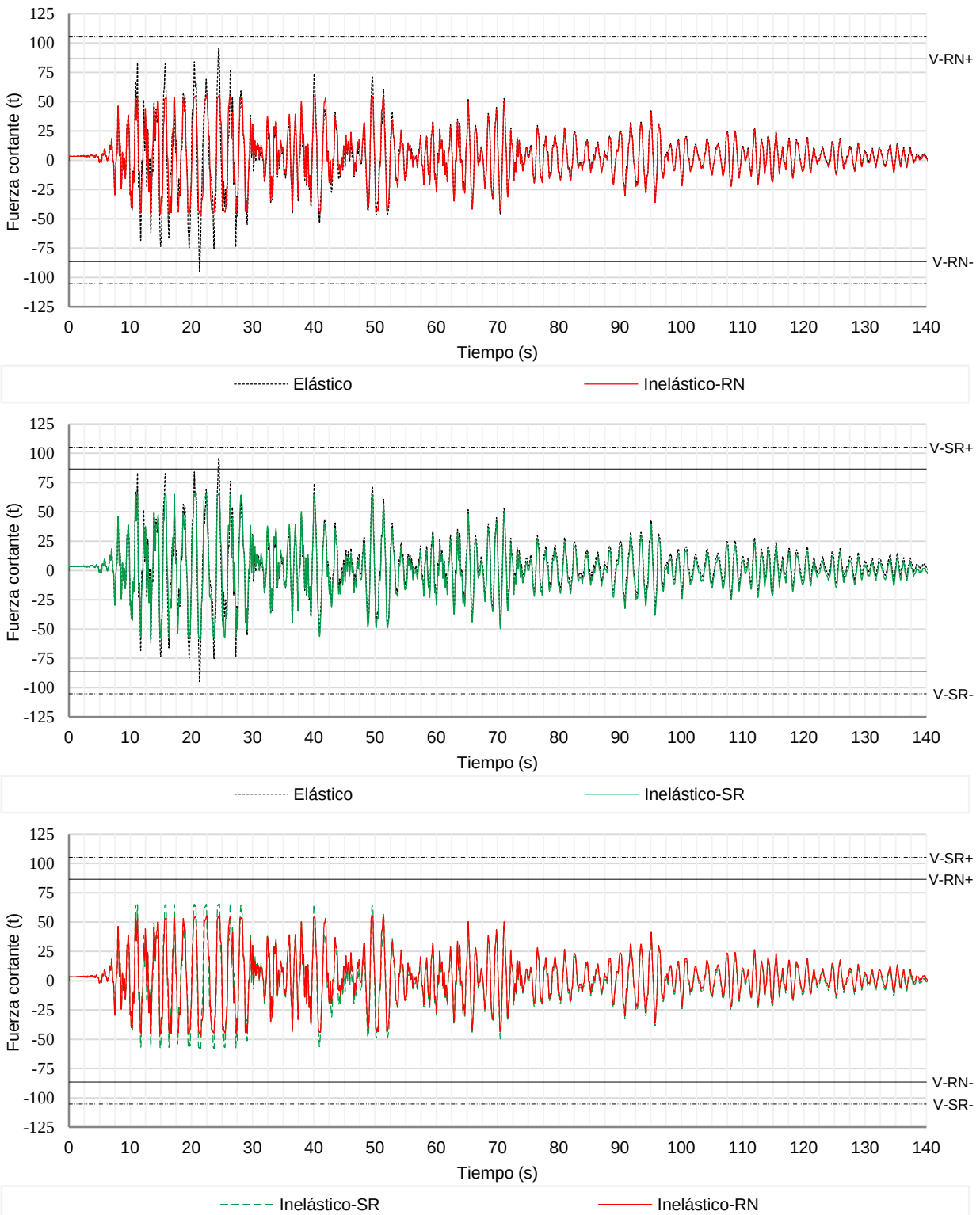


Figura 4.263 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

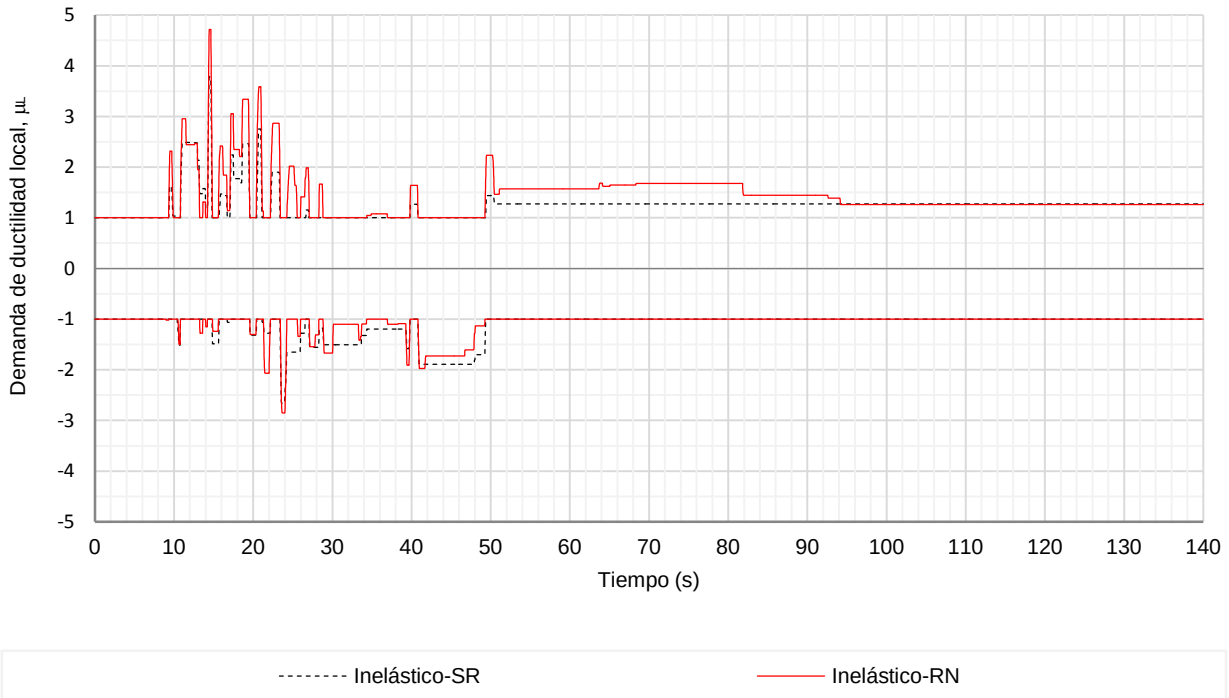


Figura 4.264 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

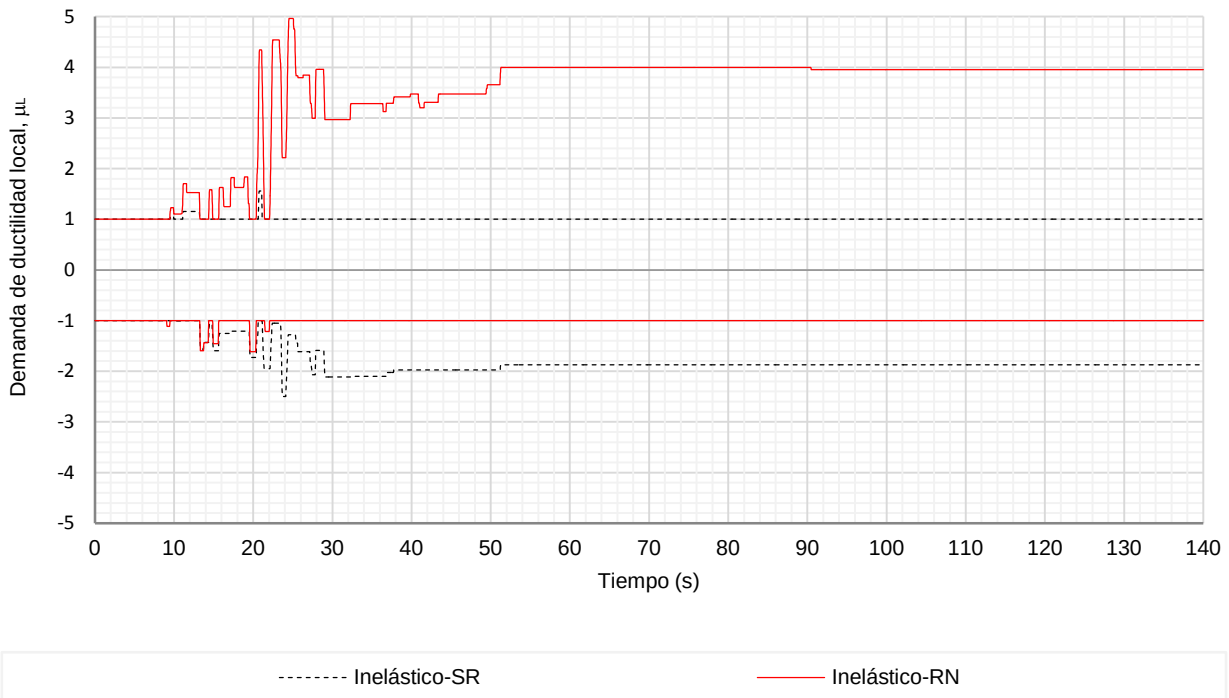


Figura 4.265 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

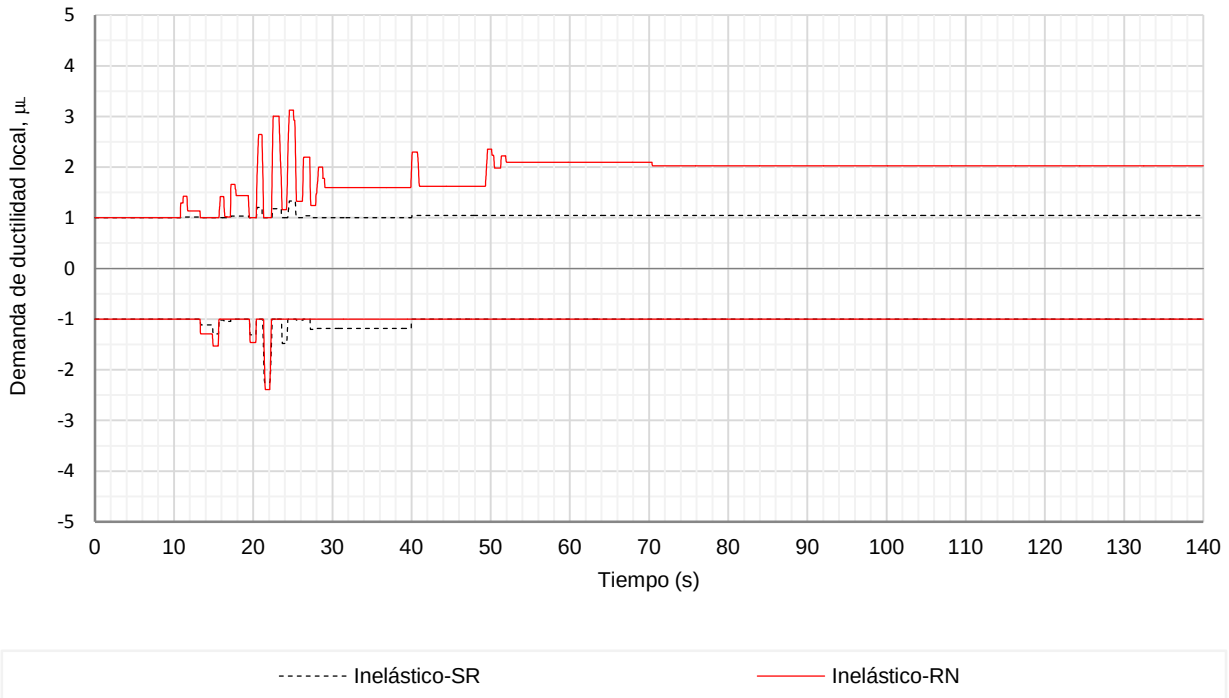


Figura 4.266 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

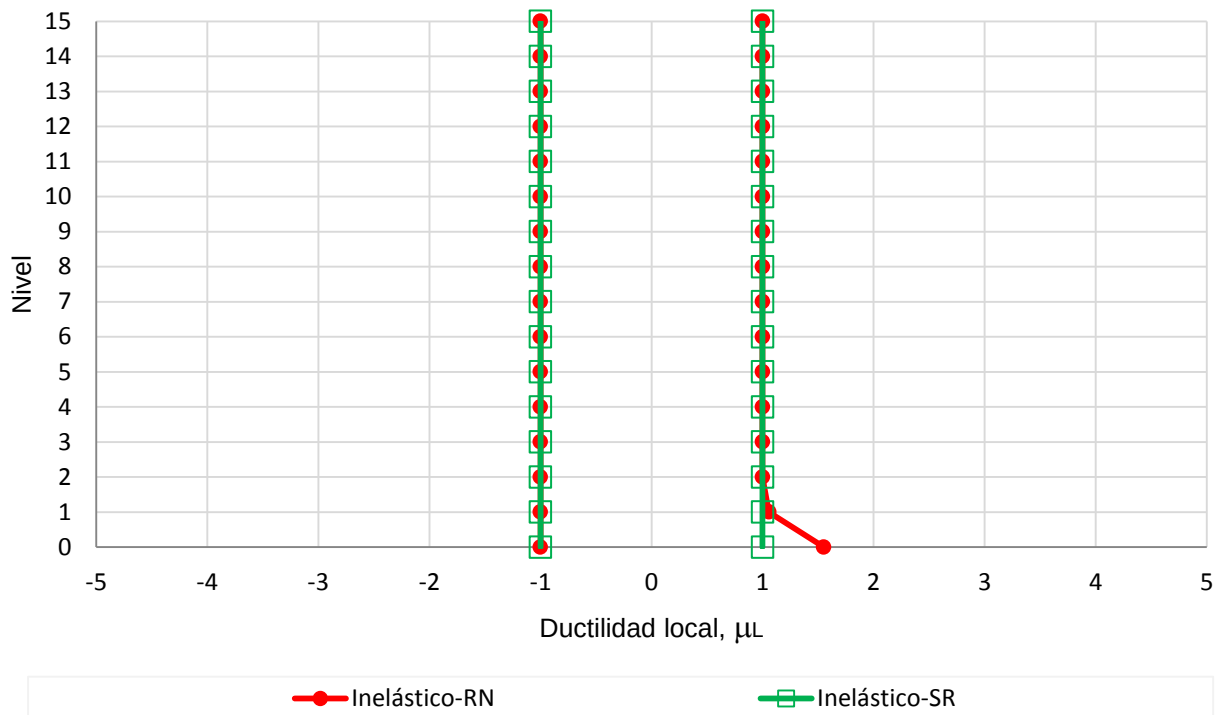


Figura 4.267 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

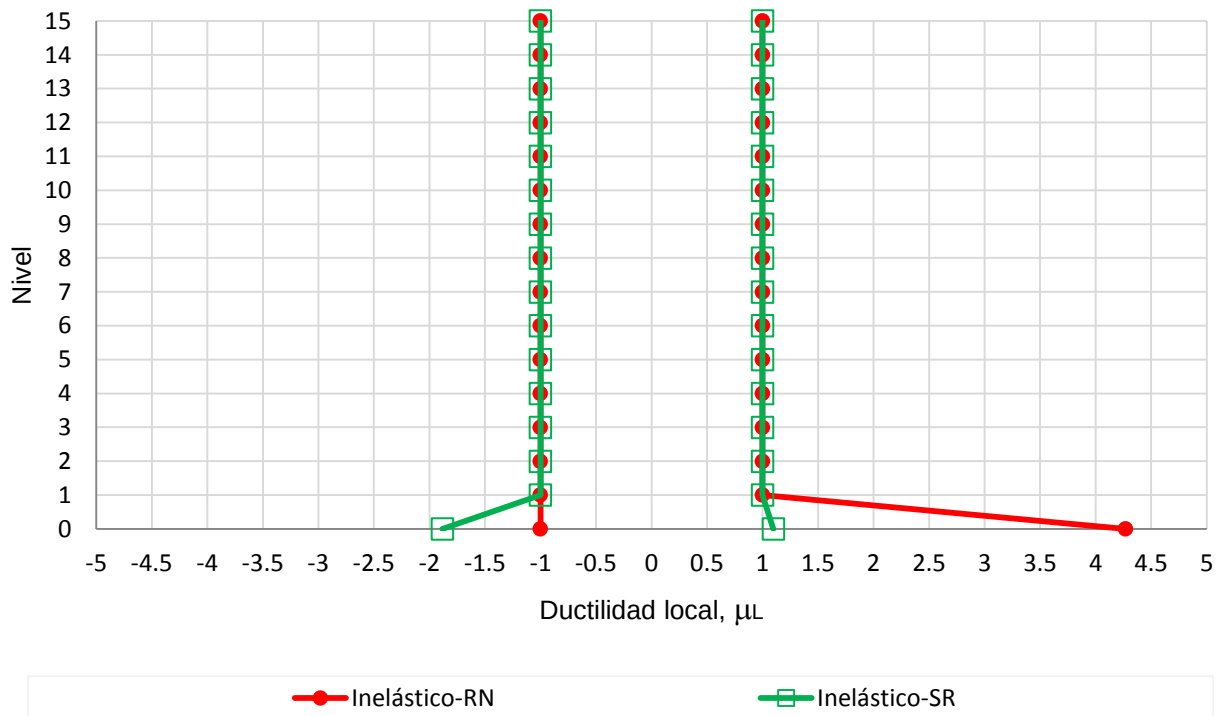


Figura 4.268 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

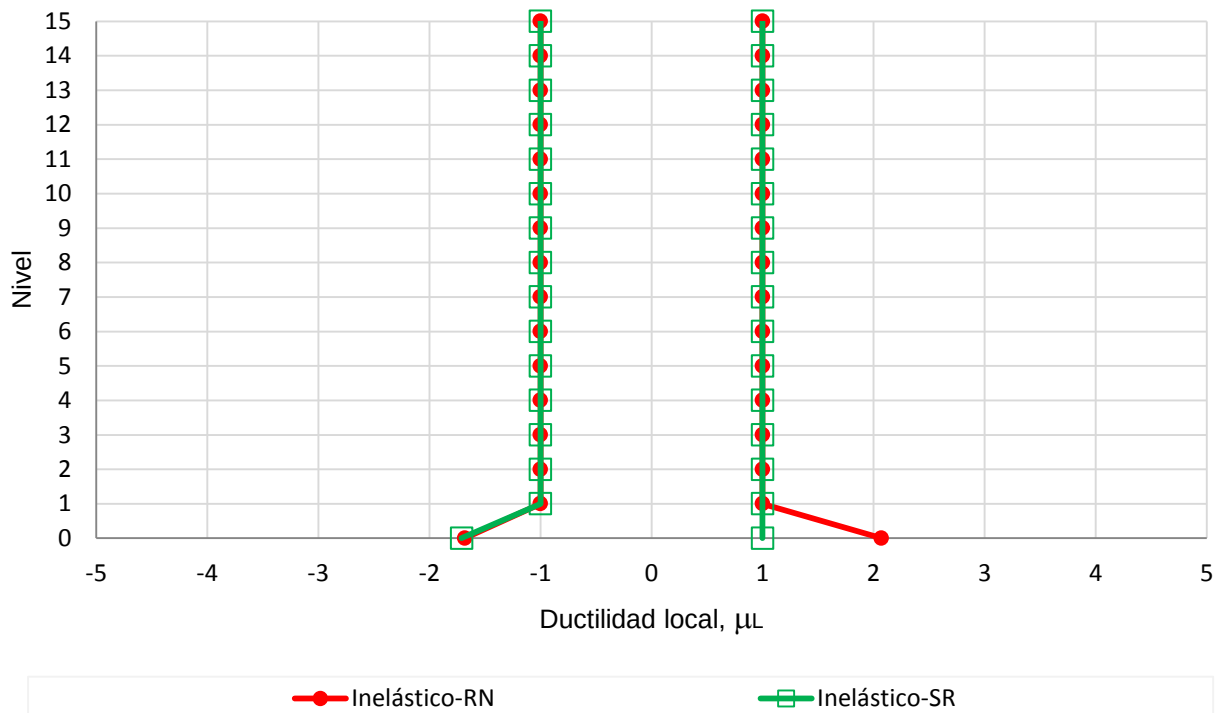
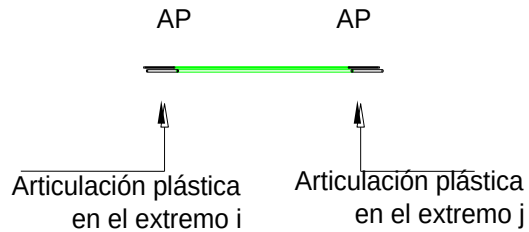


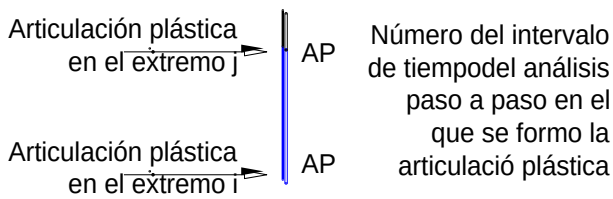
Figura 4.269 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

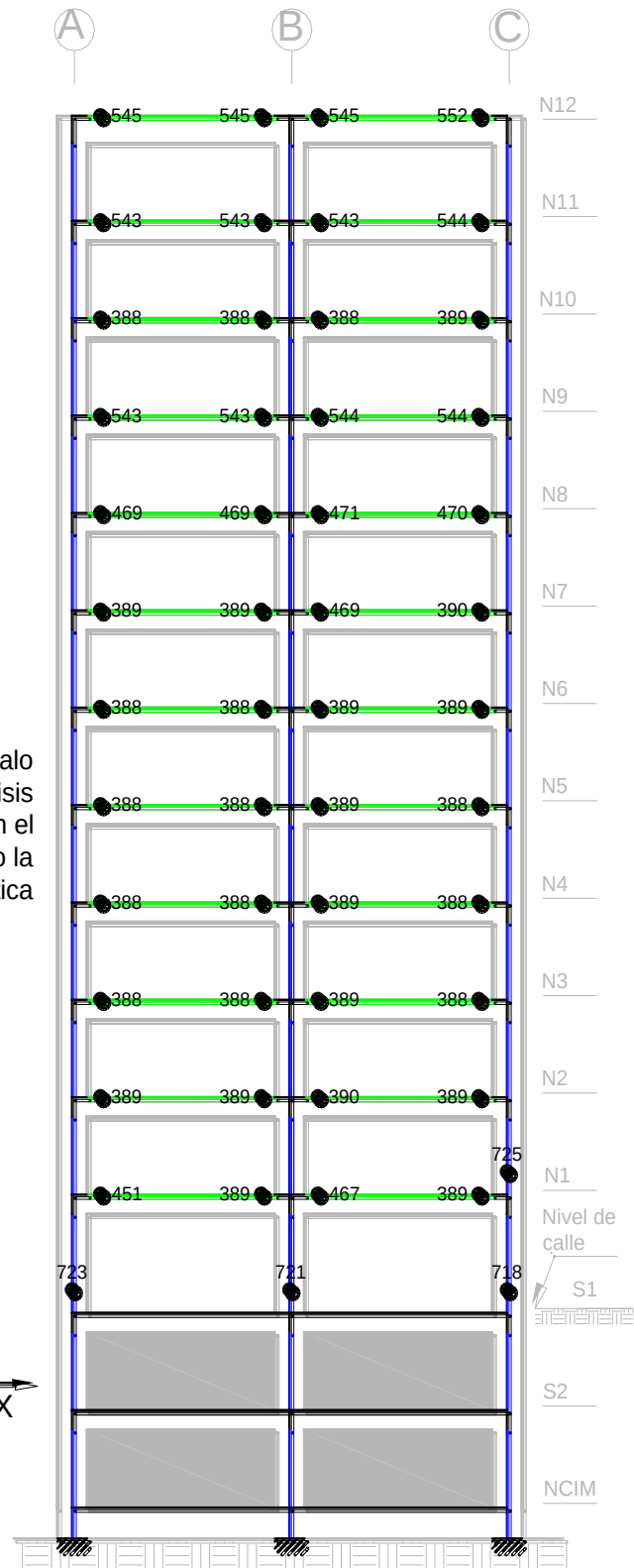
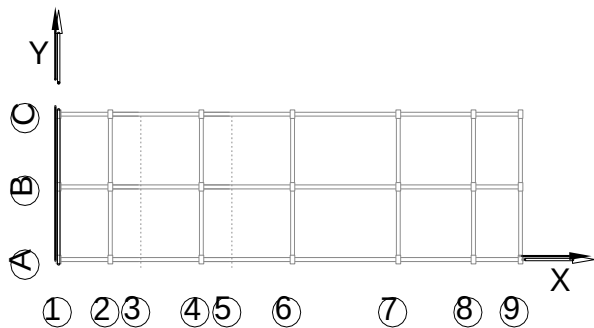


Figura 4.270 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma CCH-NS60°

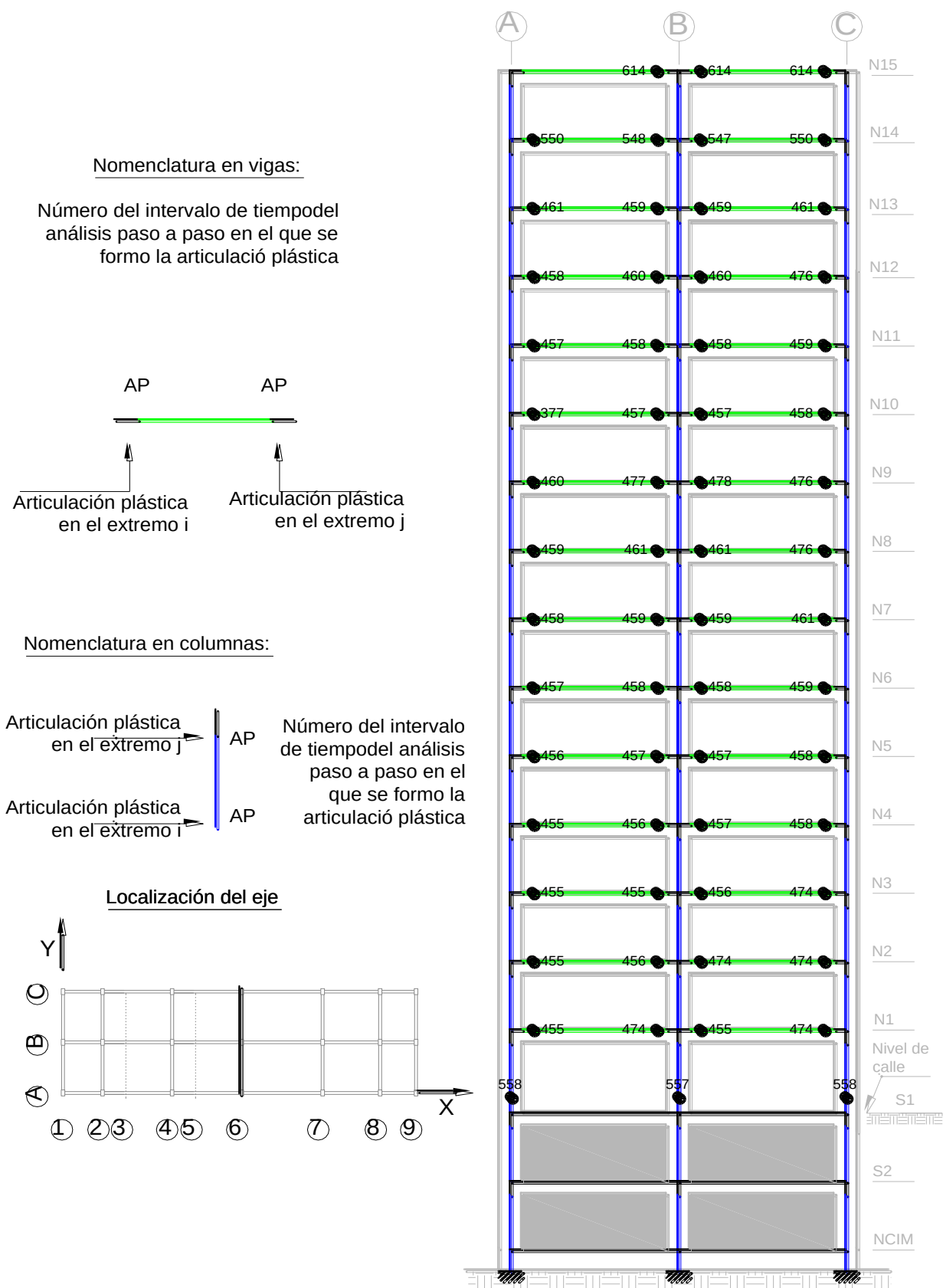
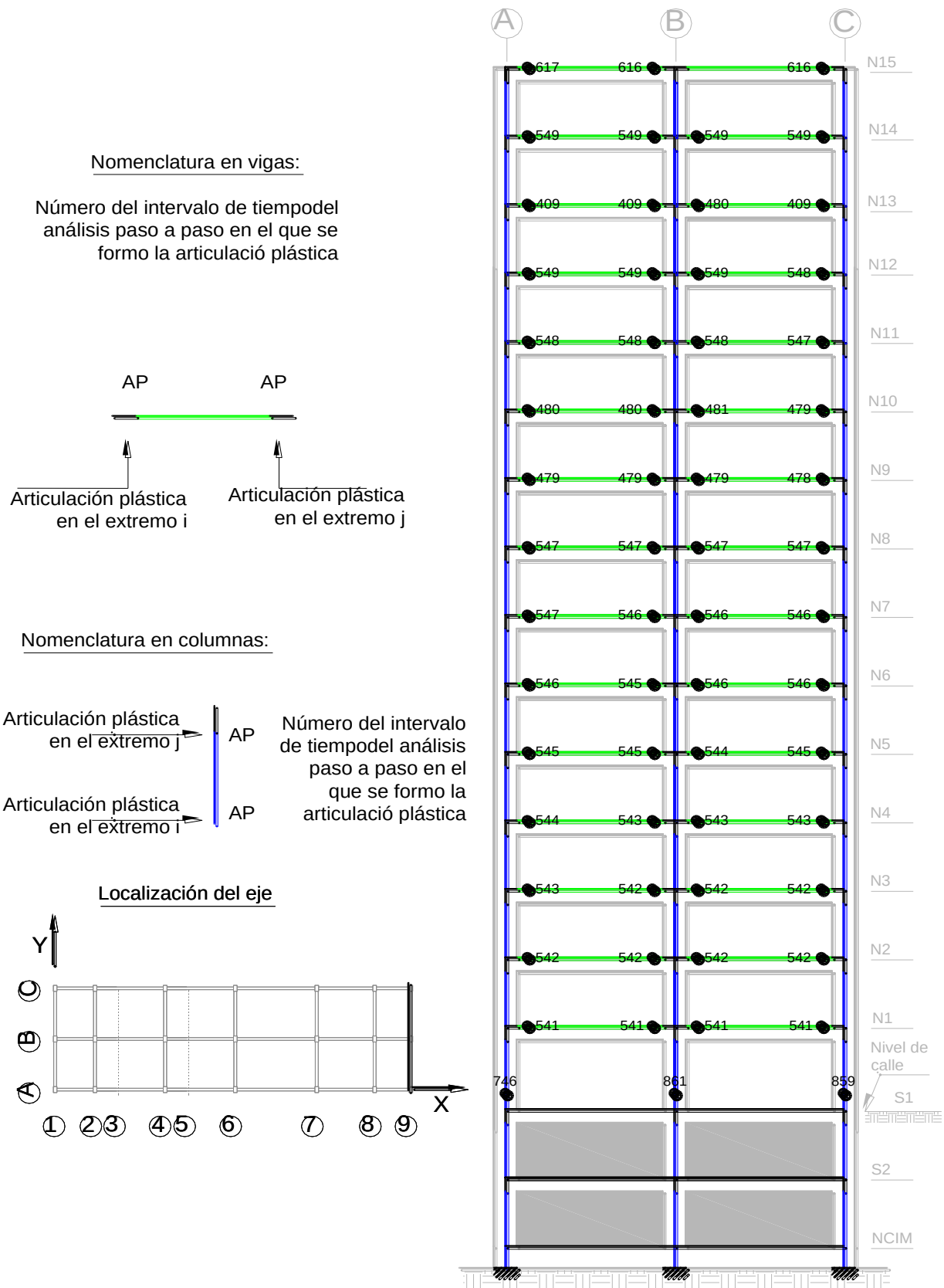
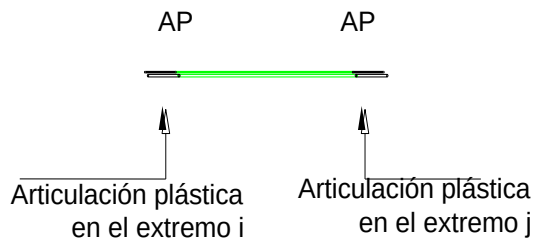


Figura 4.271 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma CCH-NS60°

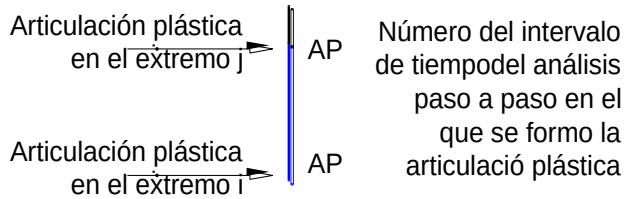


Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

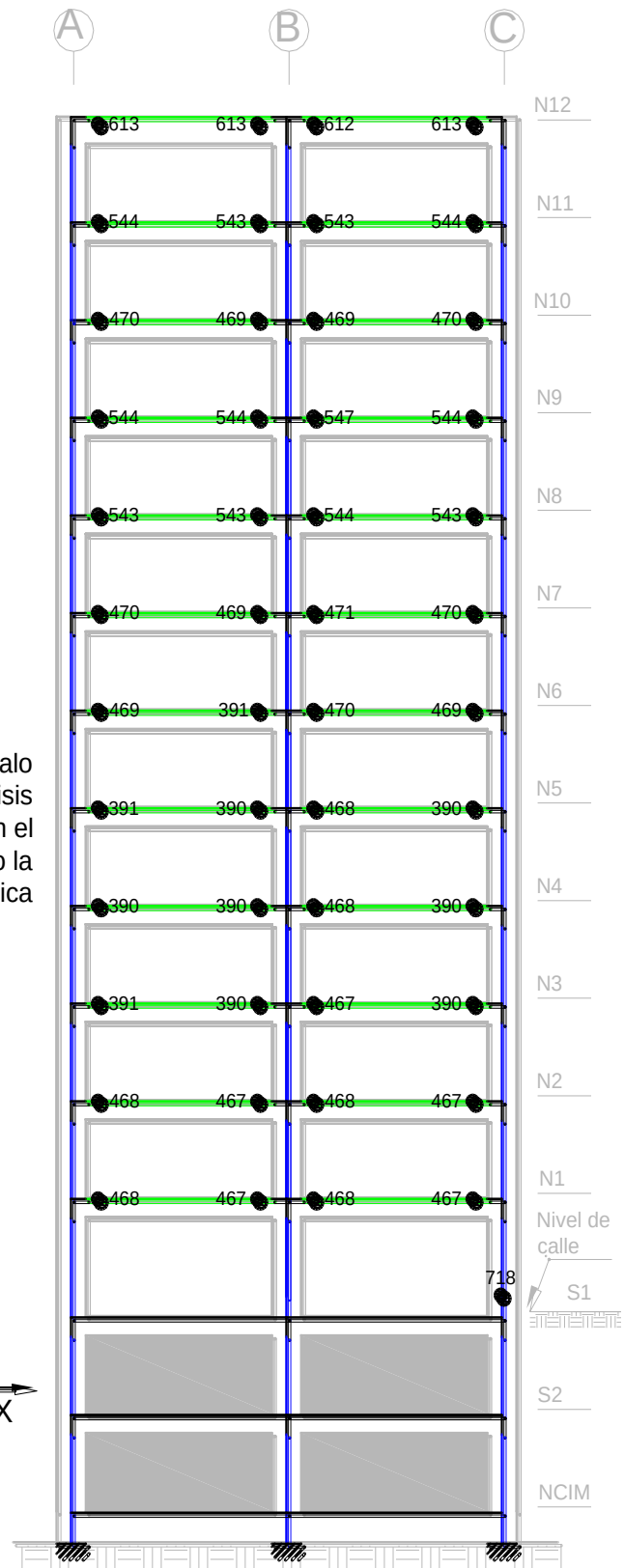
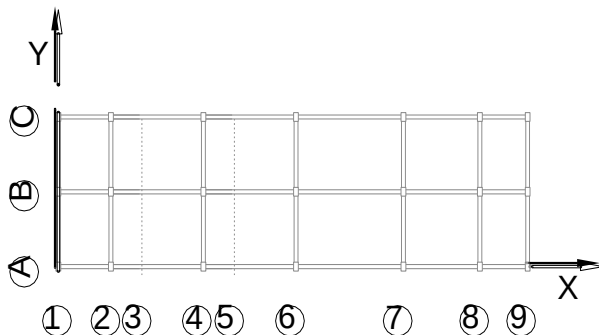


Figura 4.273 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

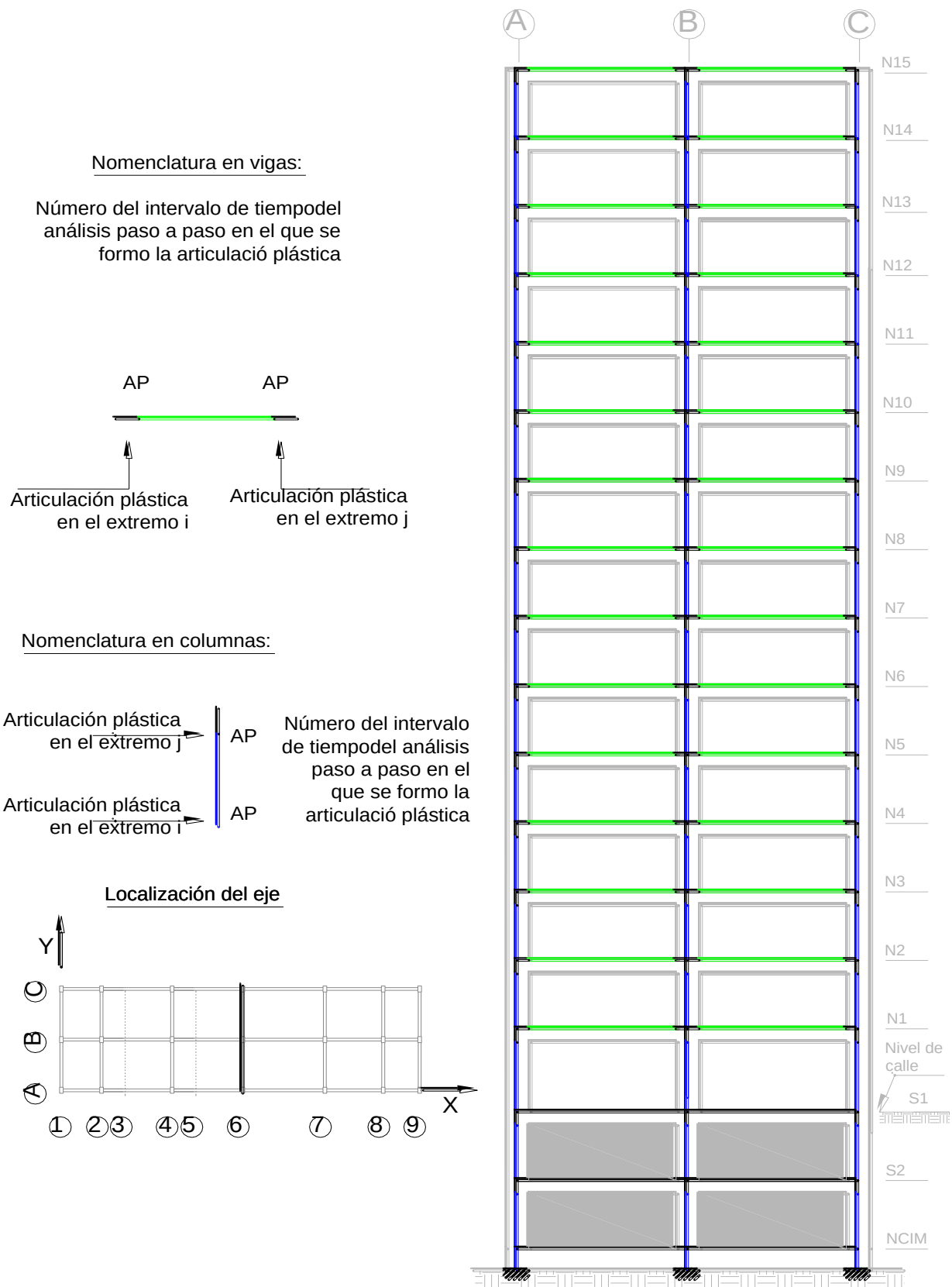


Figura 4.274 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

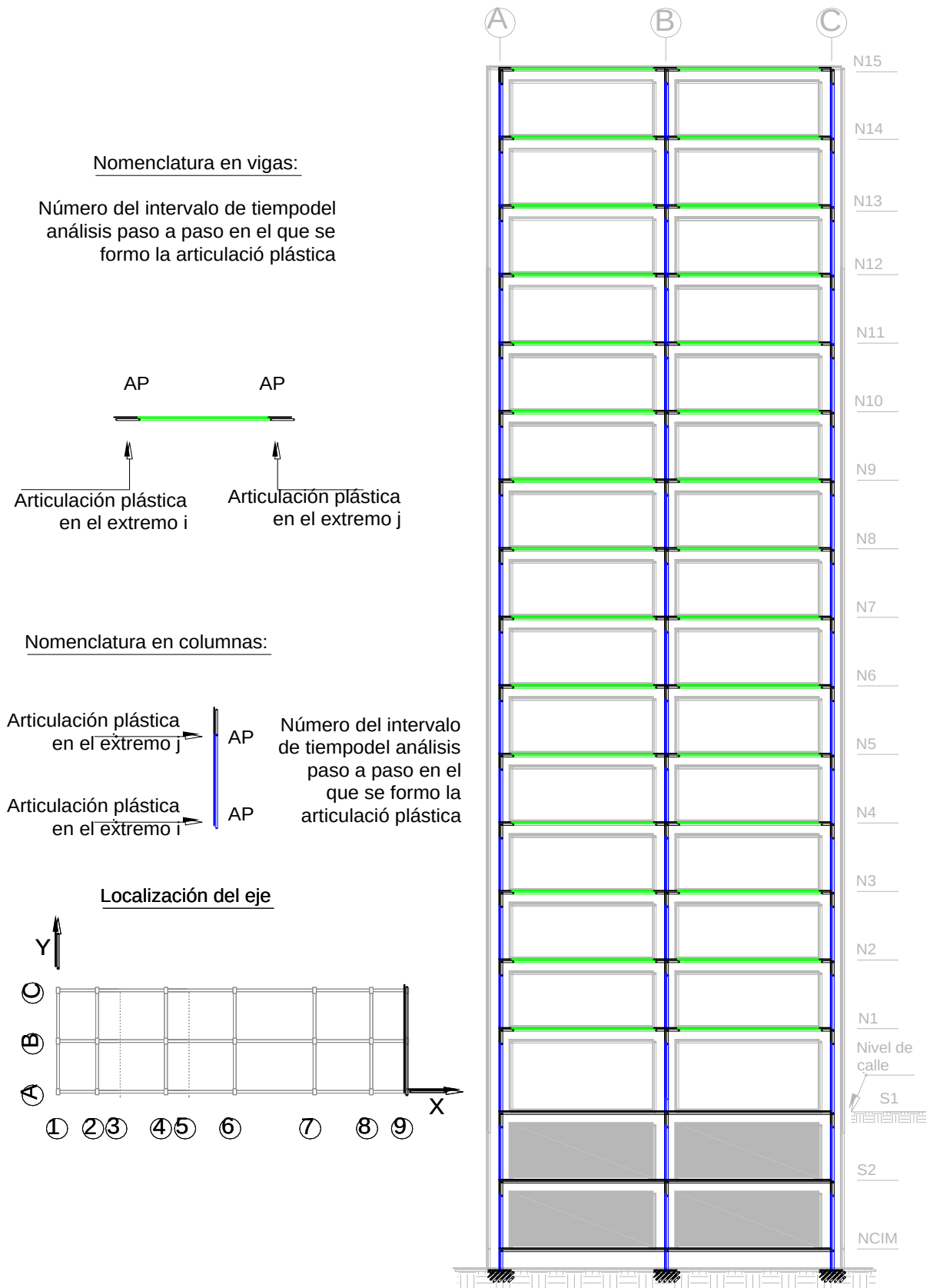


Figura 4.275 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

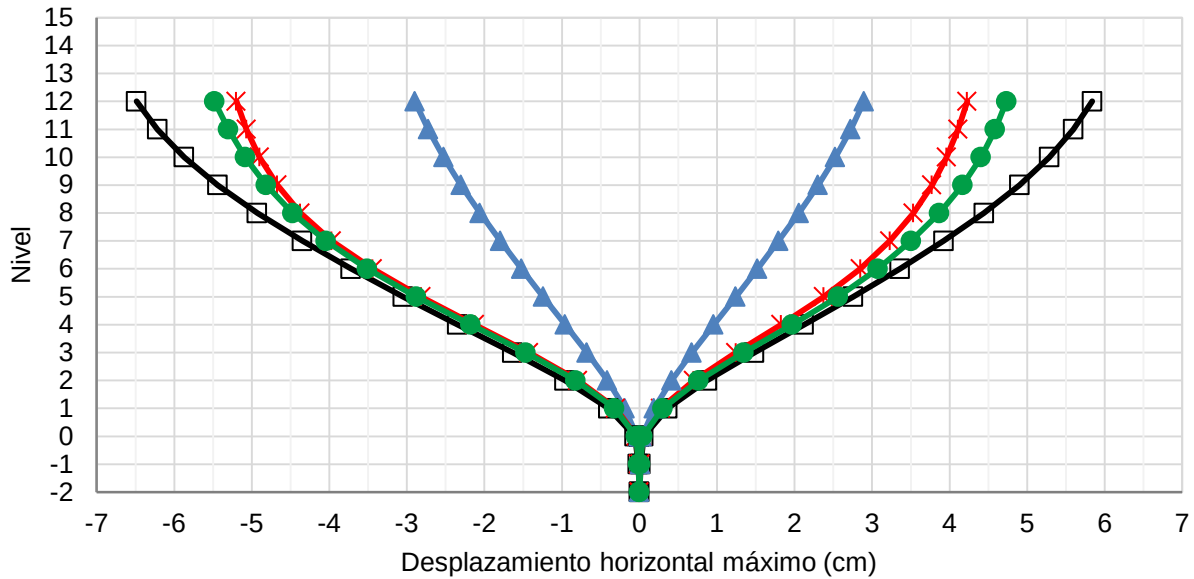


Figura 4.276 Desplazamientos horizontales máximos del eje 1 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

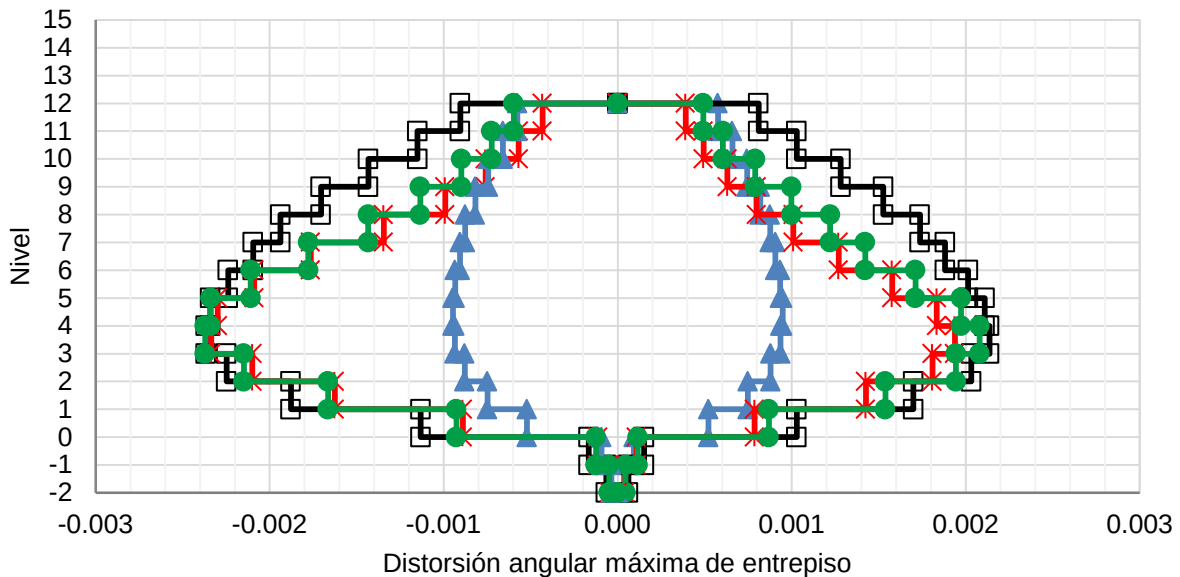


Figura 4.277 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 1 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

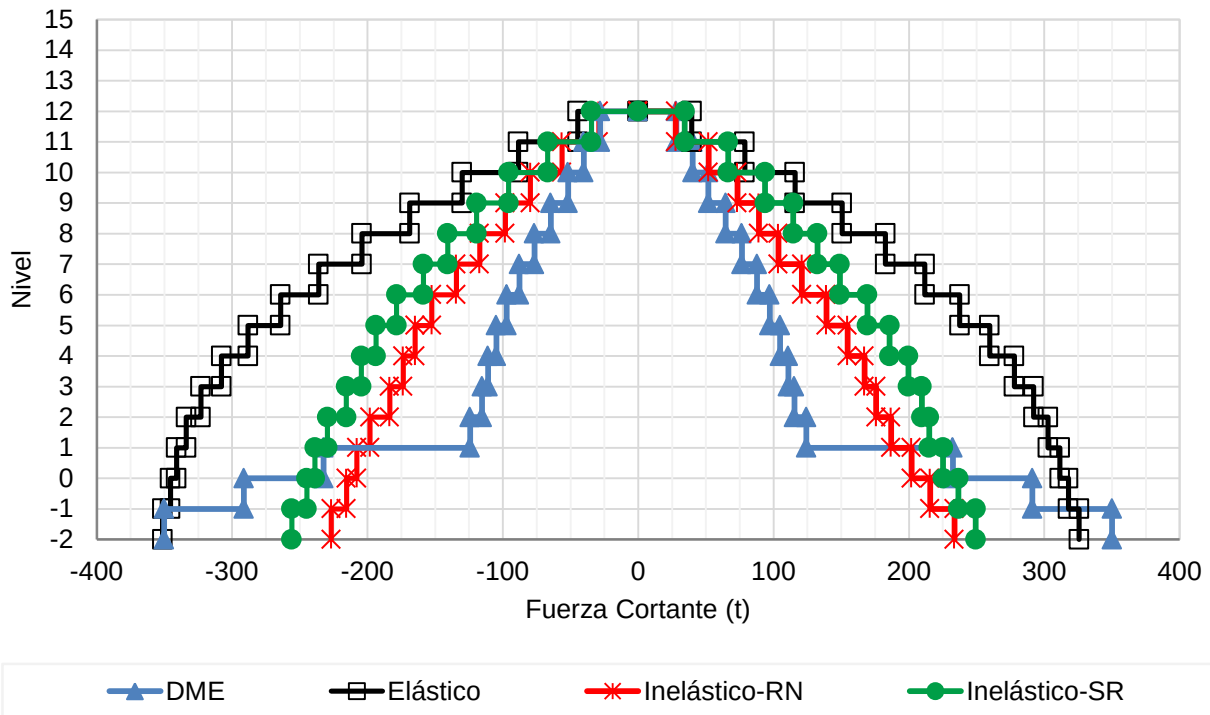


Figura 4.278 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 1 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

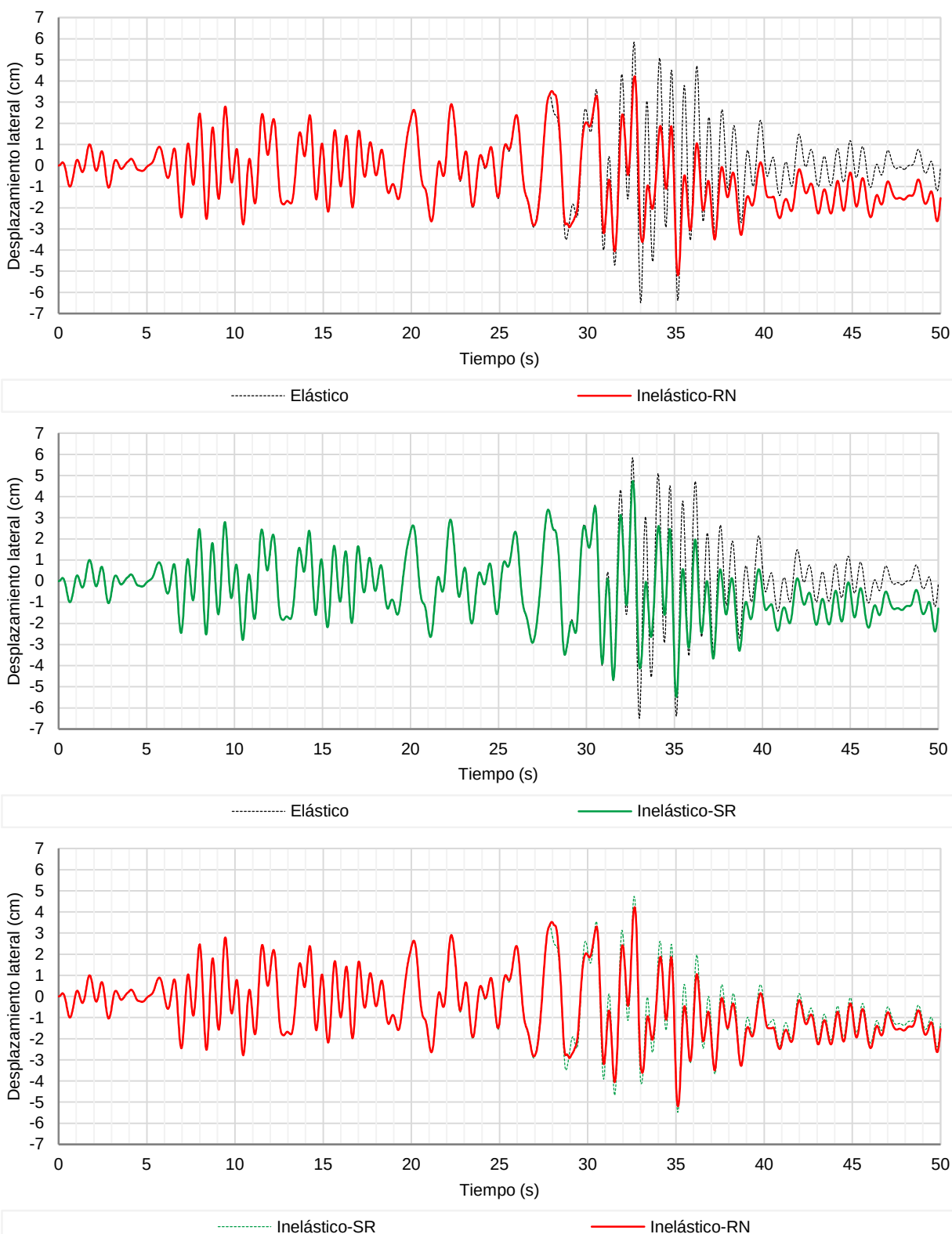


Figura 4.279 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 1 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

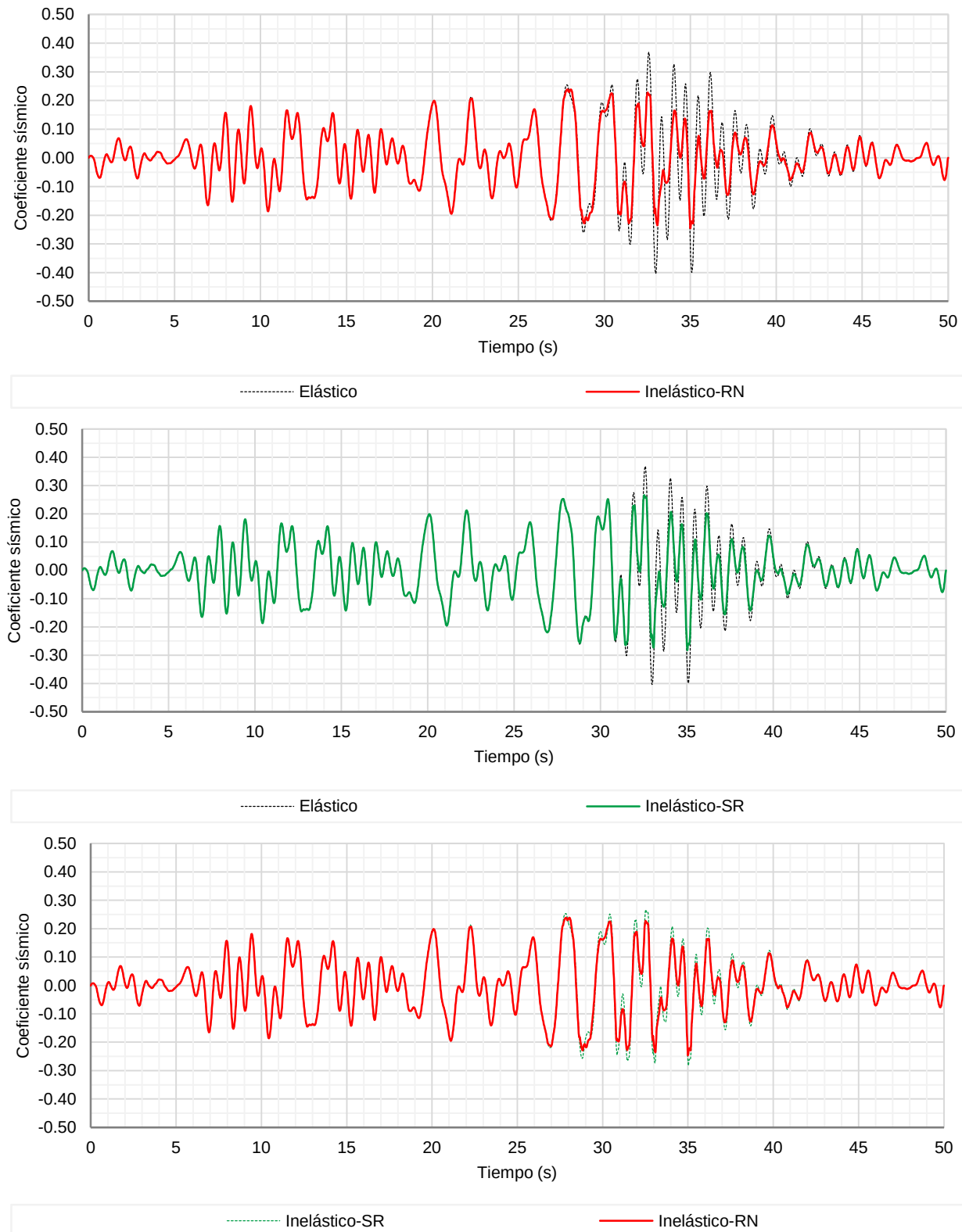


Figura 4.280 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 1 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

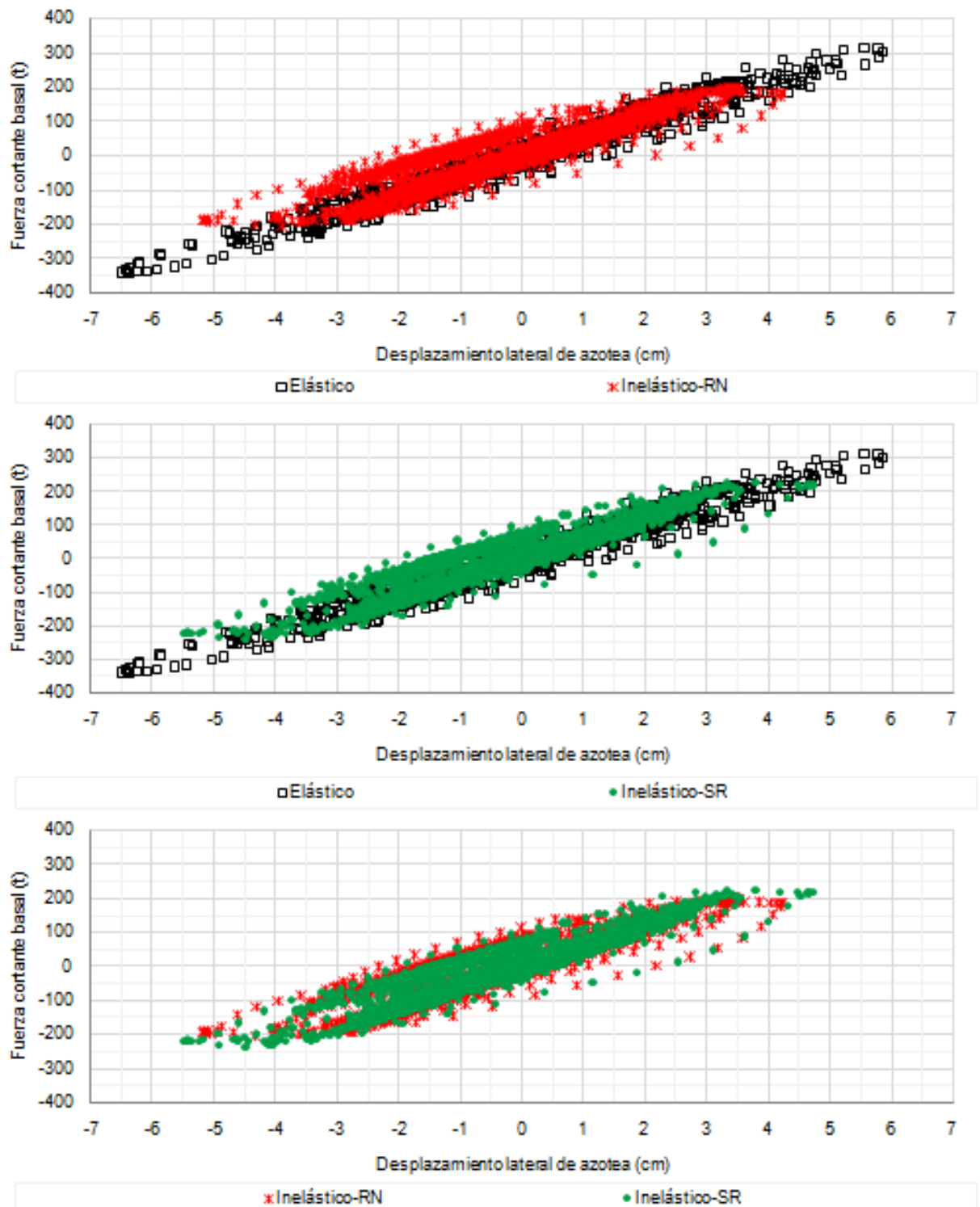


Figura 4.281 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

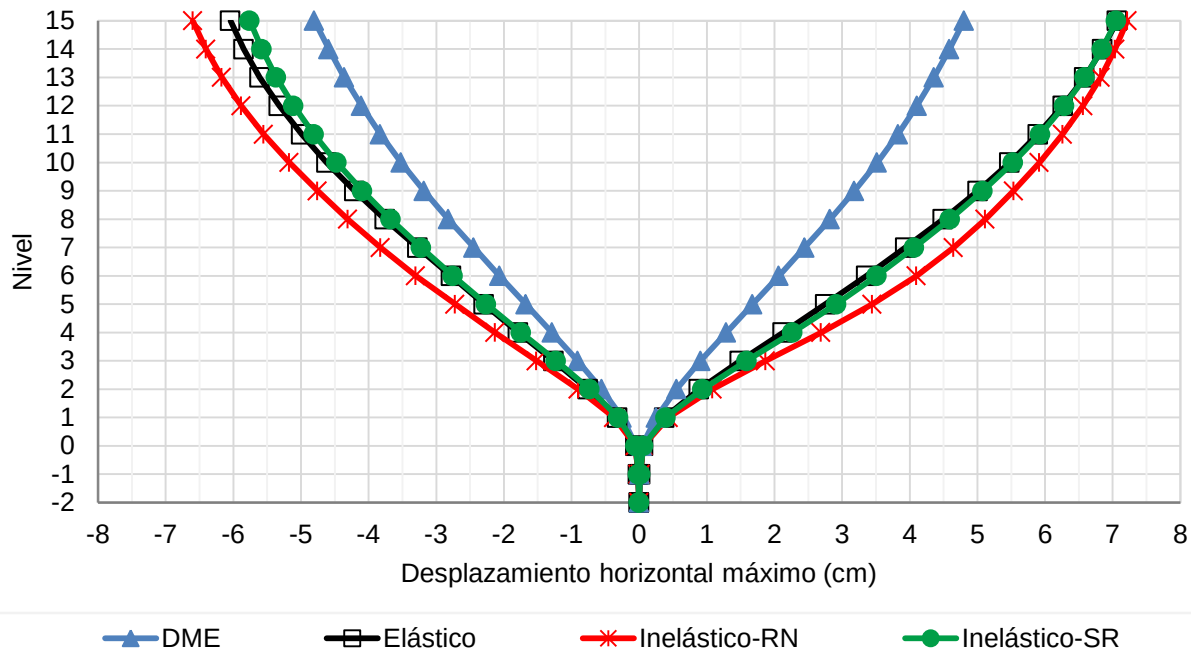


Figura 4.282 Desplazamientos horizontales máximos del eje 6 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

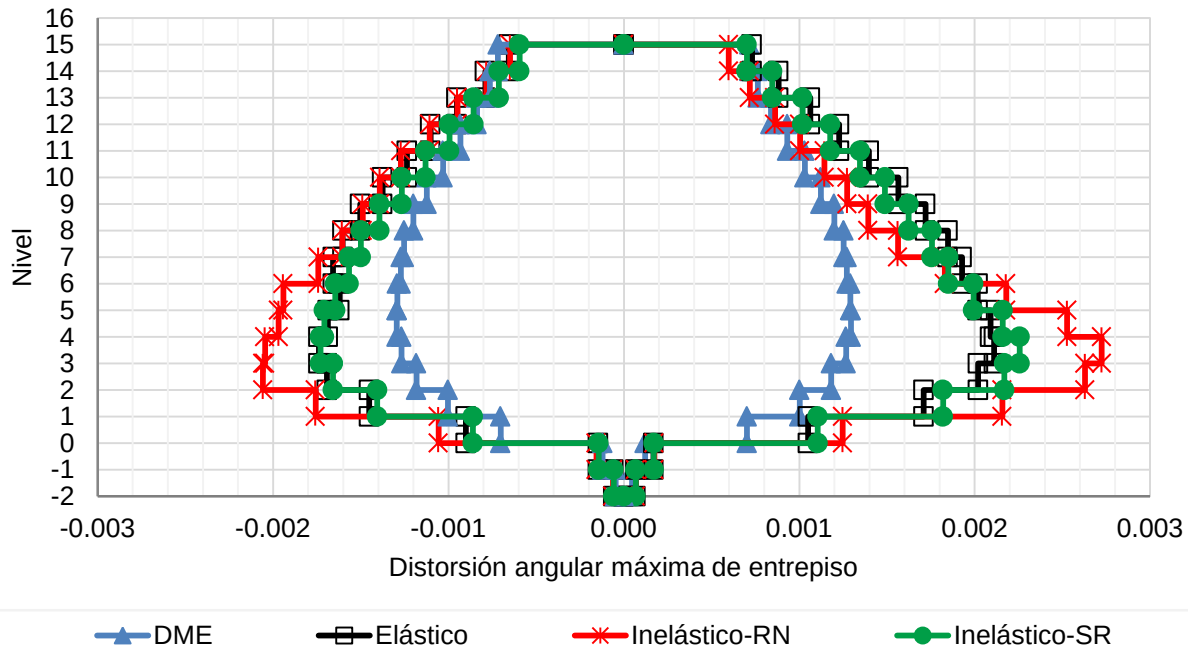


Figura 4.283 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

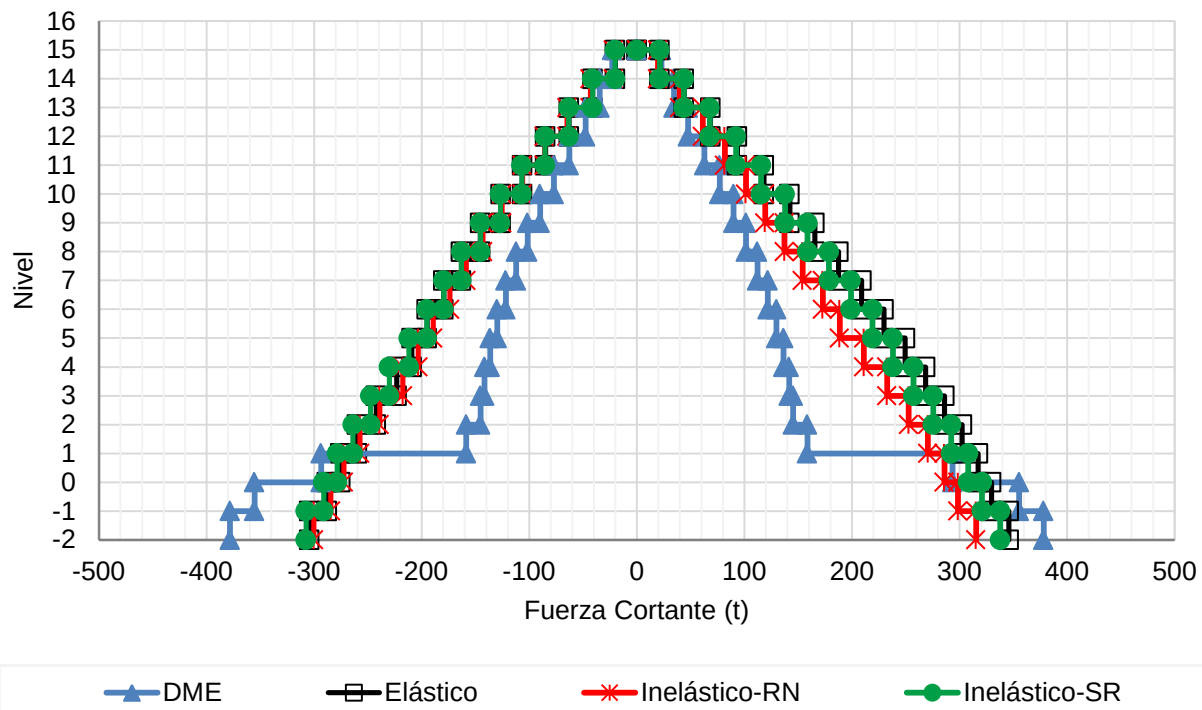


Figura 4.284 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 6 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

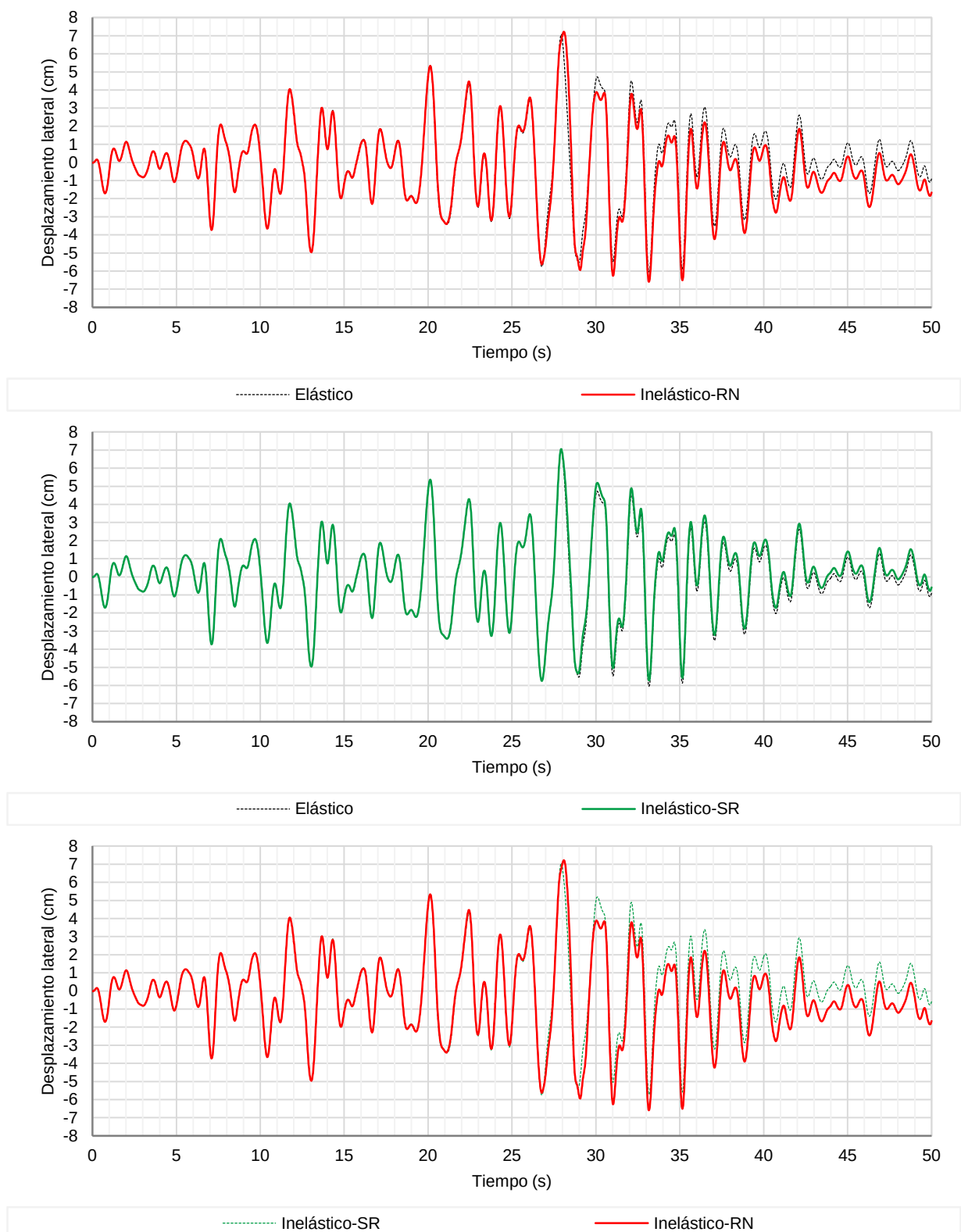


Figura 4.285 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 6 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

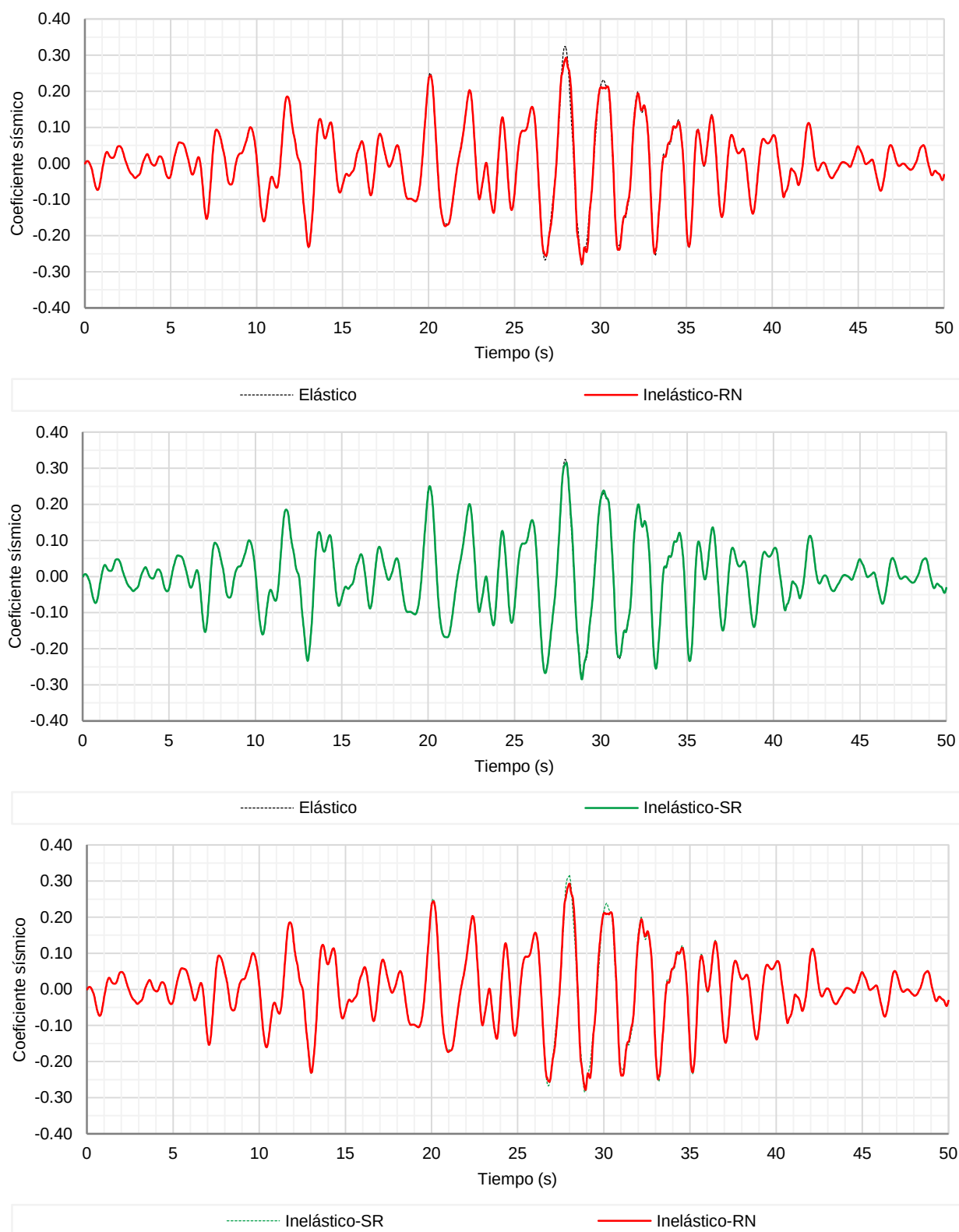


Figura 4.286 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 6 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

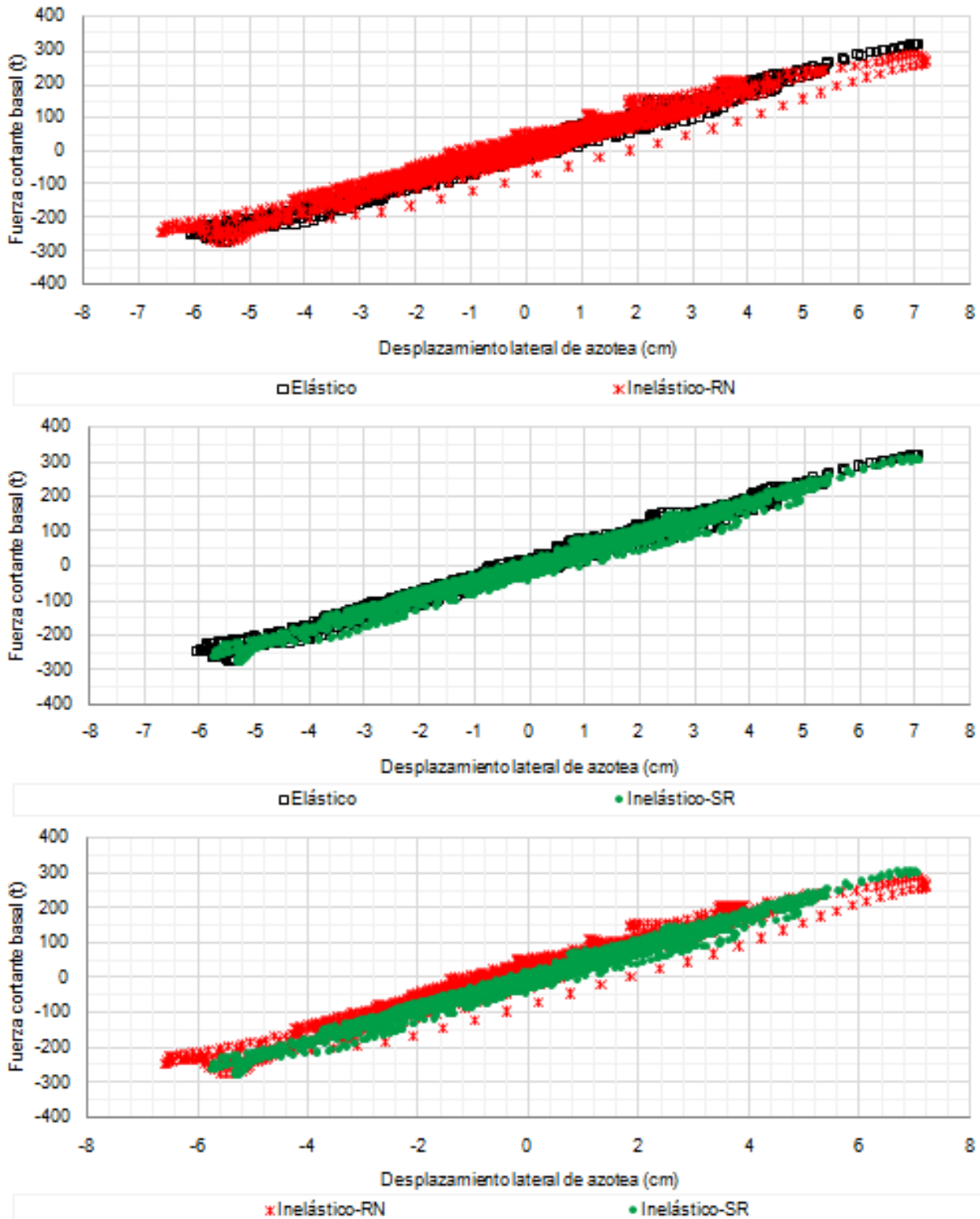


Figura 4.287 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

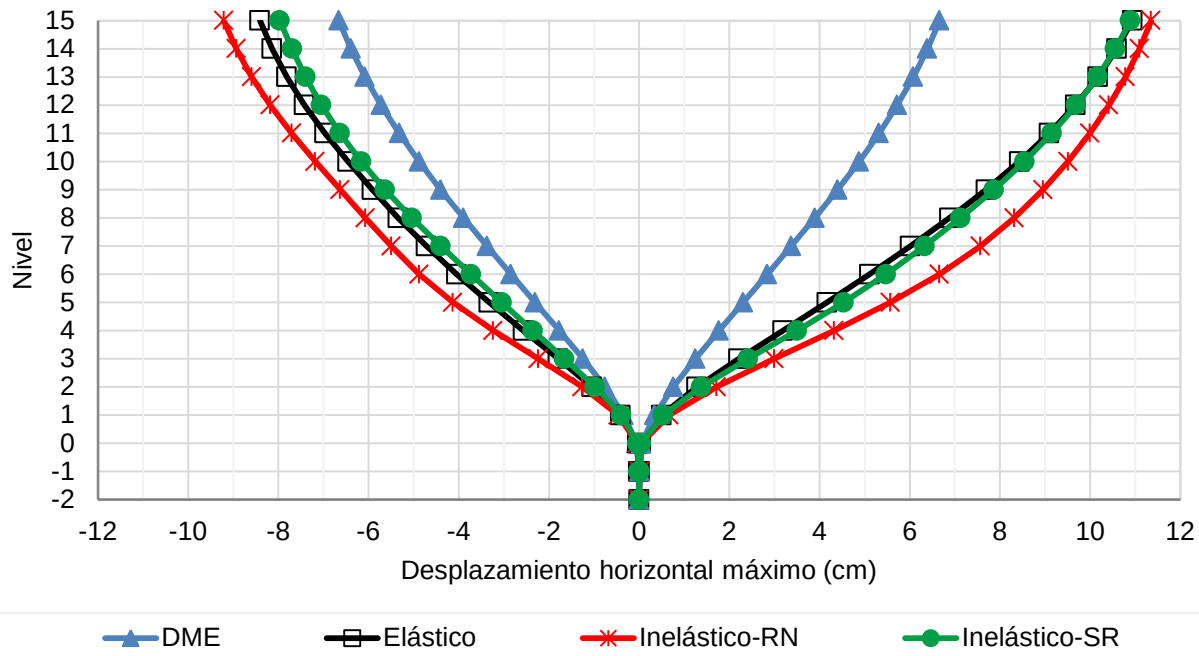


Figura 4.288 Desplazamientos horizontales máximos del eje 9 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

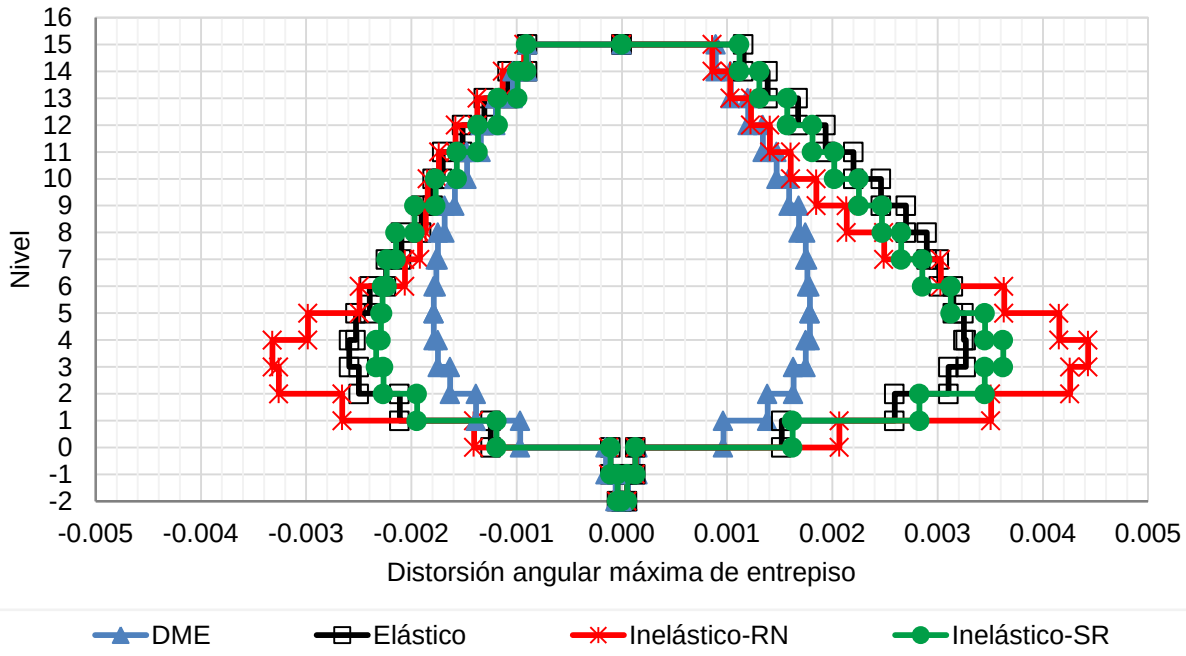


Figura 4.289 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 9 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

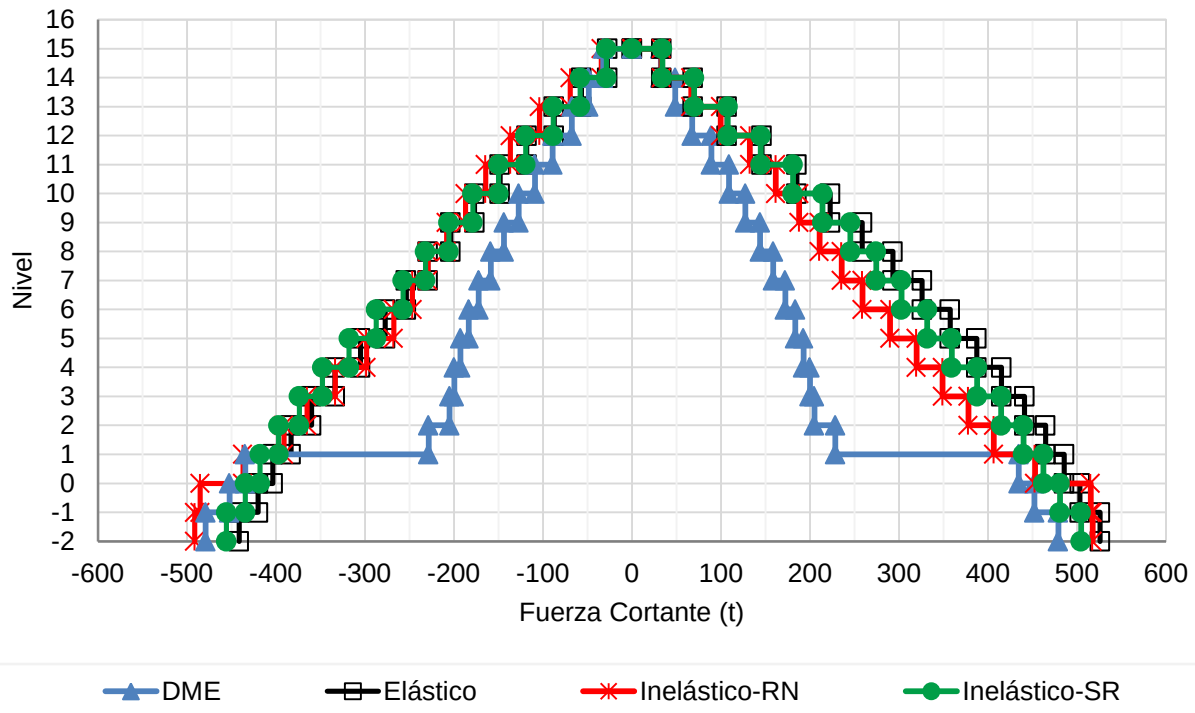


Figura 4.290 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 9 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para periodo dominante de suelo de $T_s = 2$ s de la ciudad de México, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

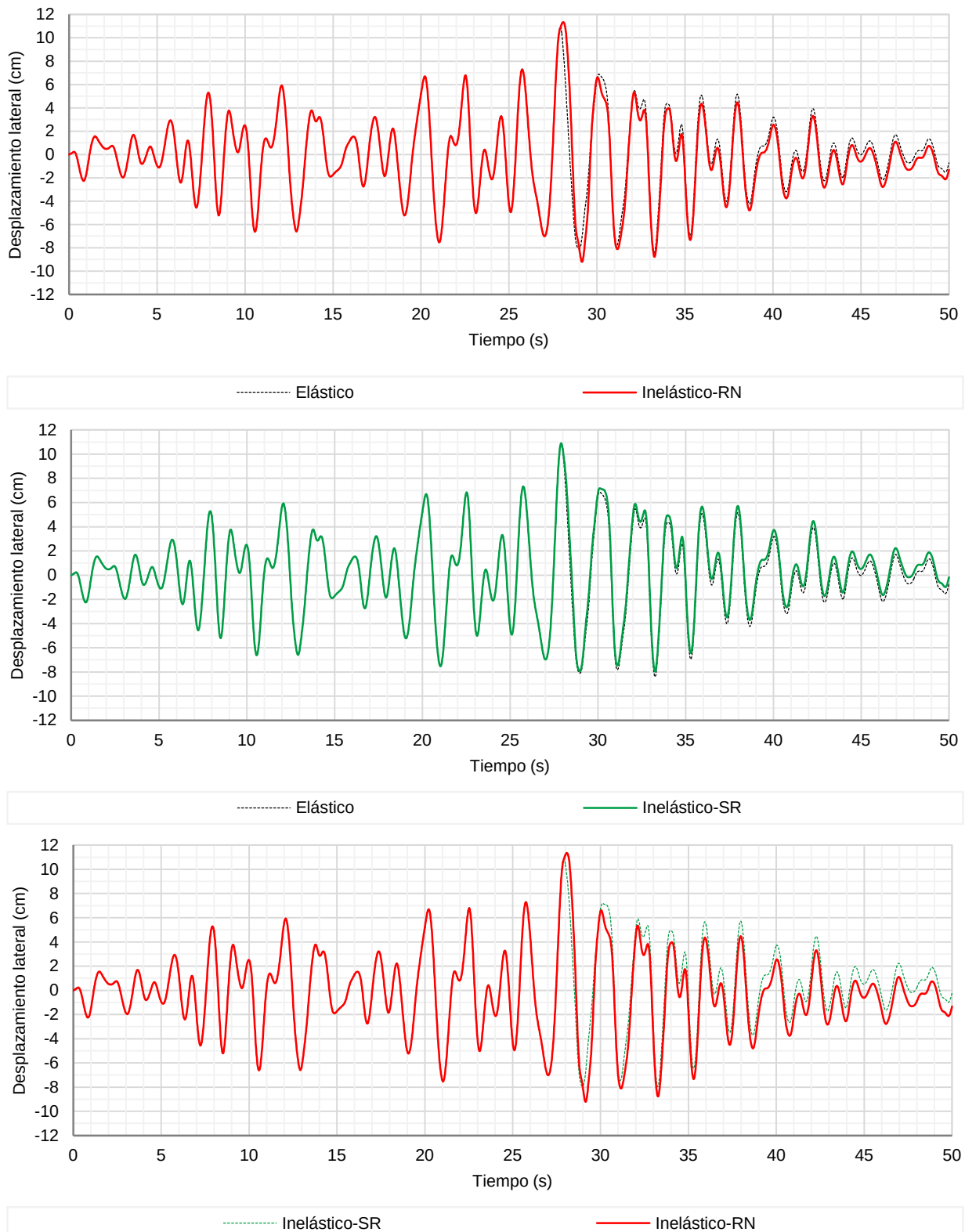


Figura 4.291 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 9 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

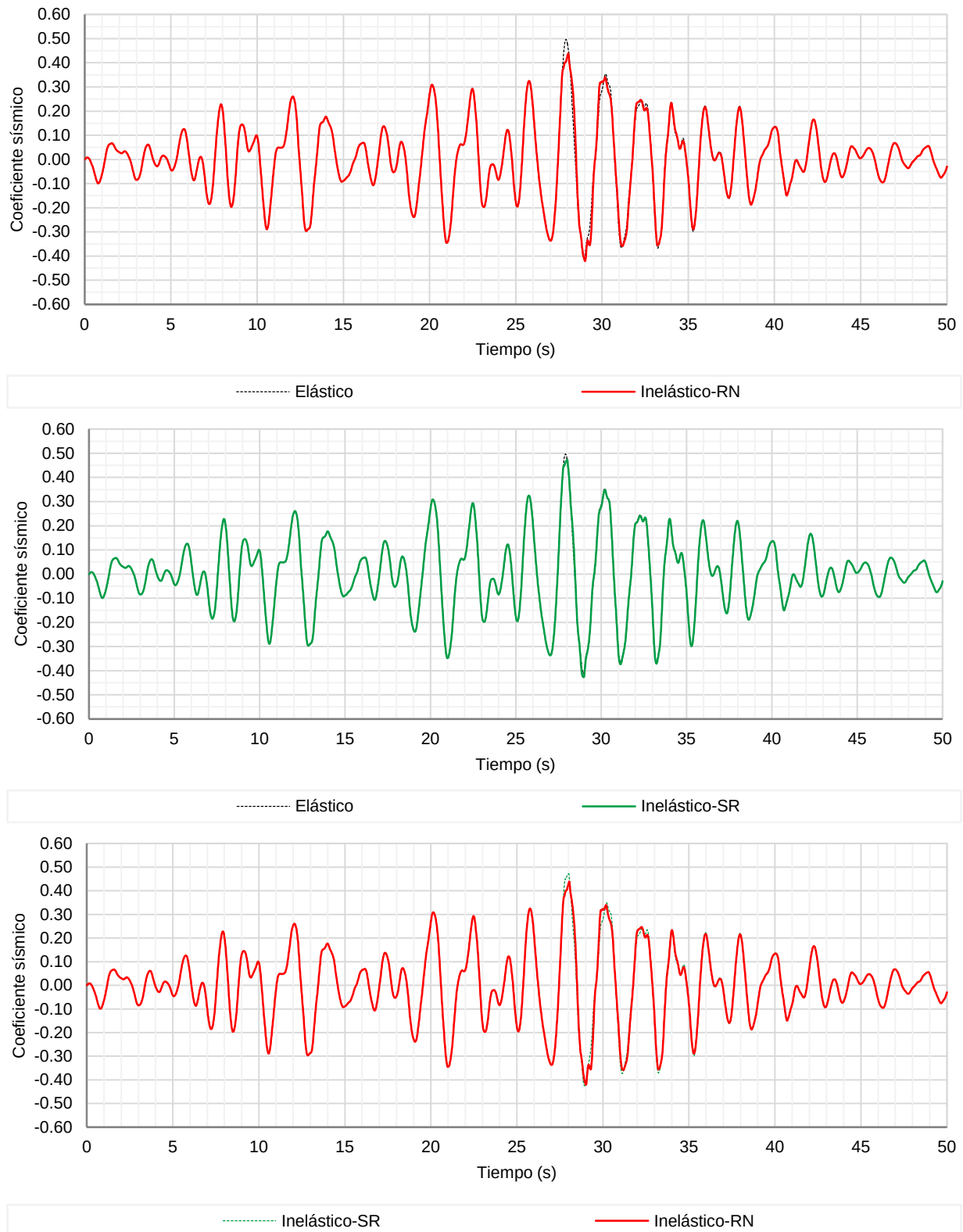


Figura 4.292 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 9 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

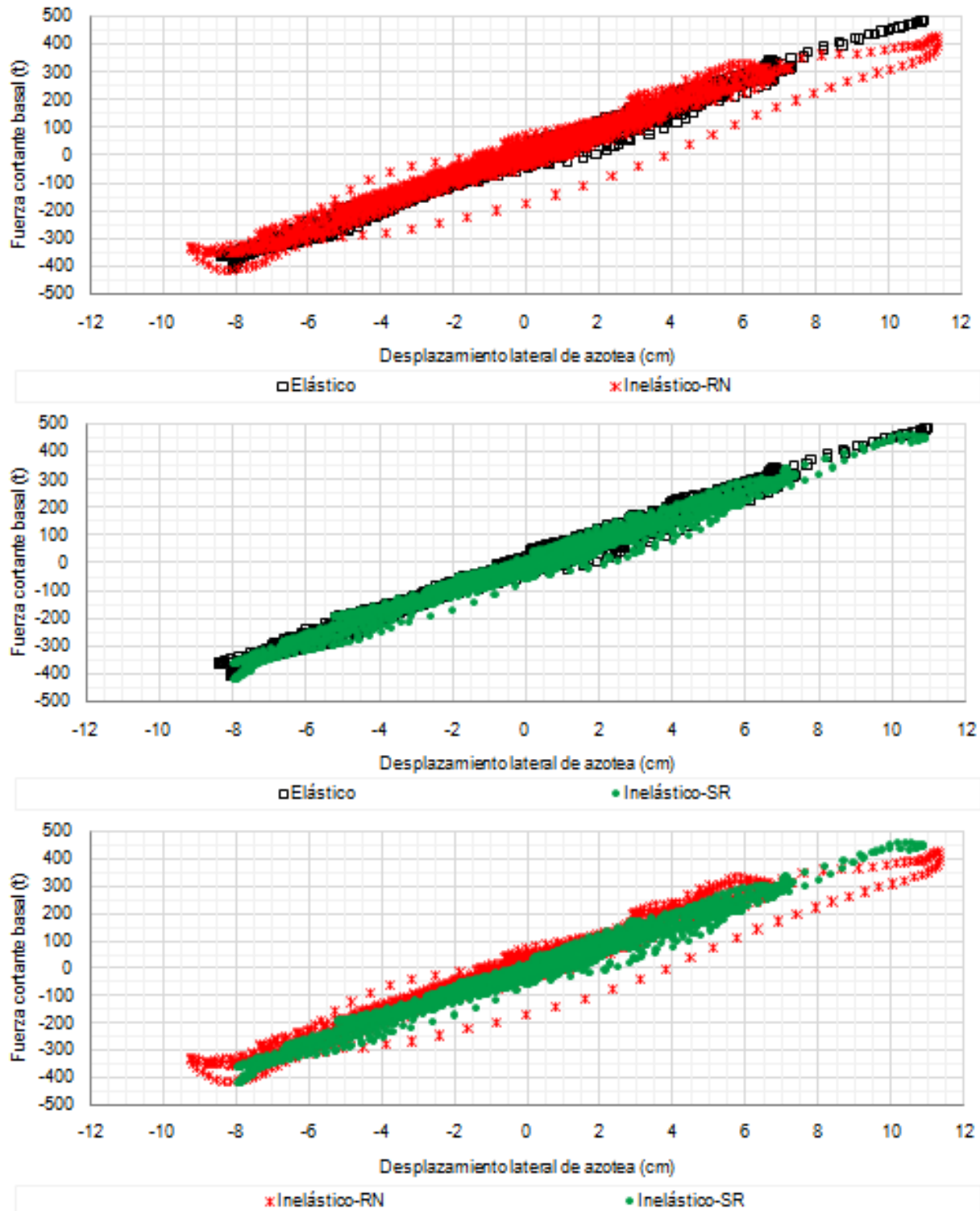
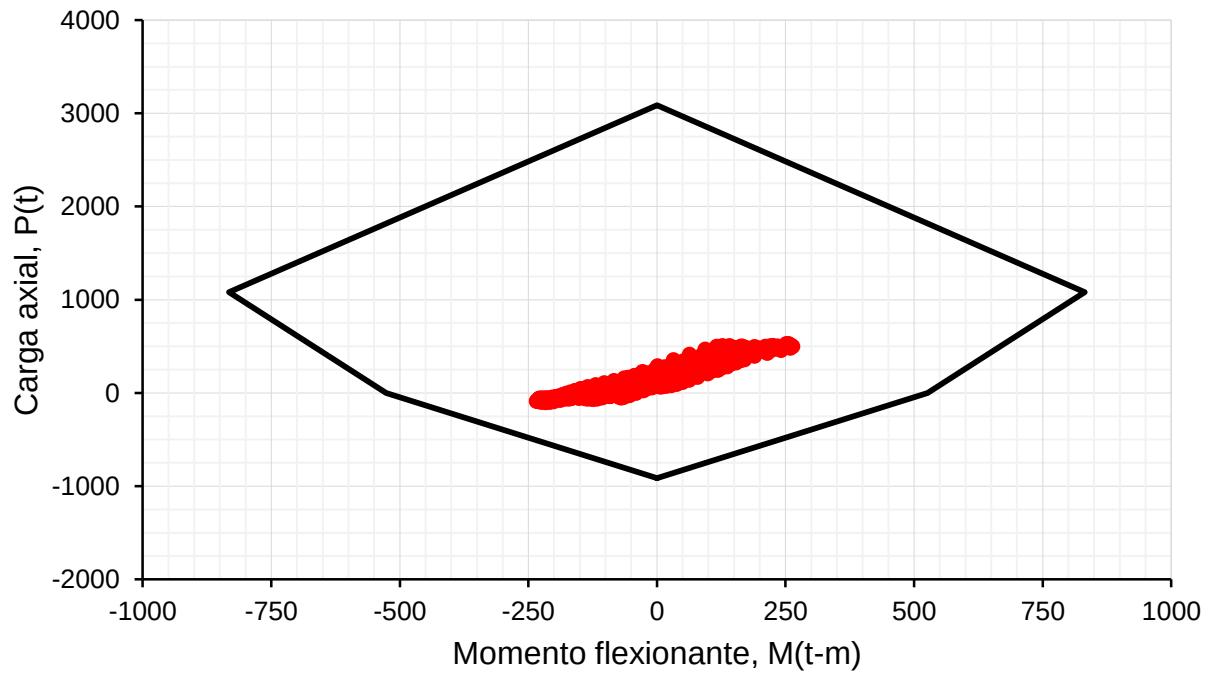
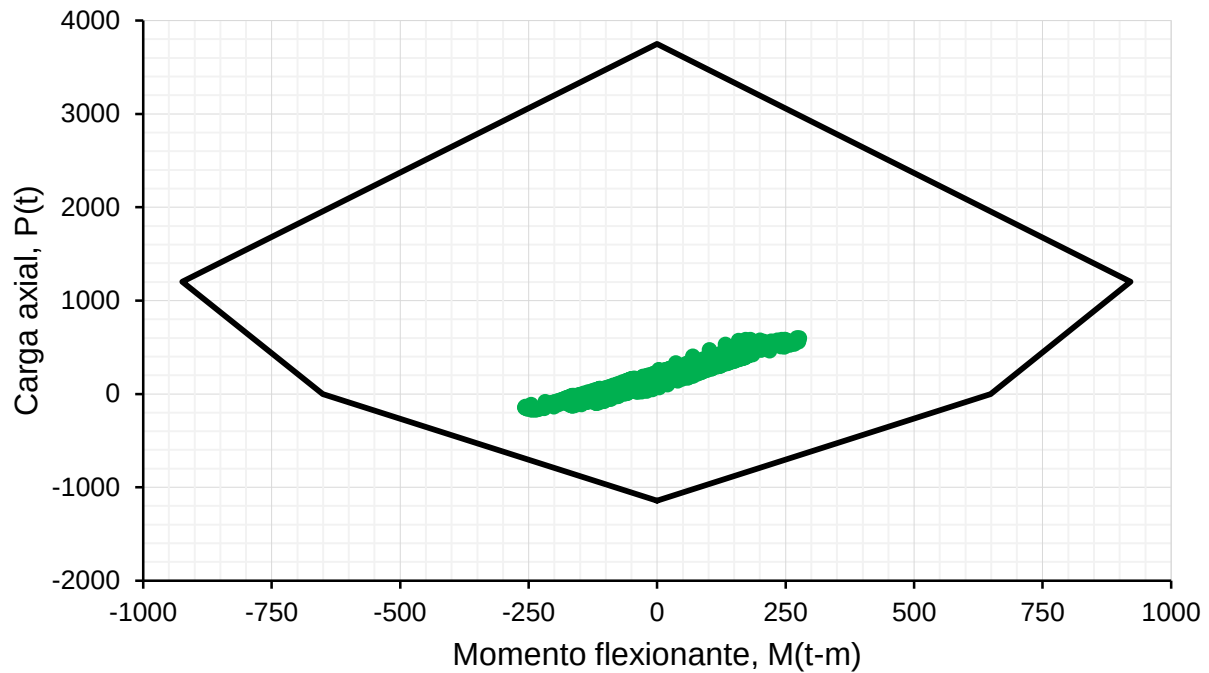


Figura 4.293 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

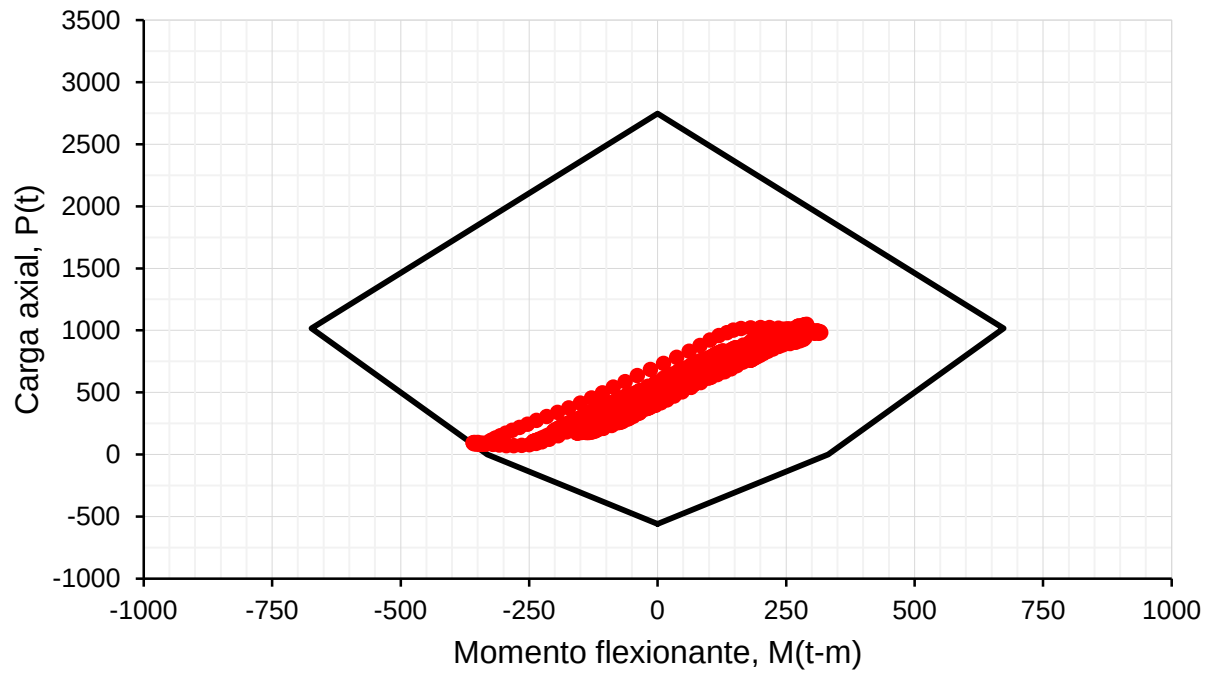


● Inelástico - RN

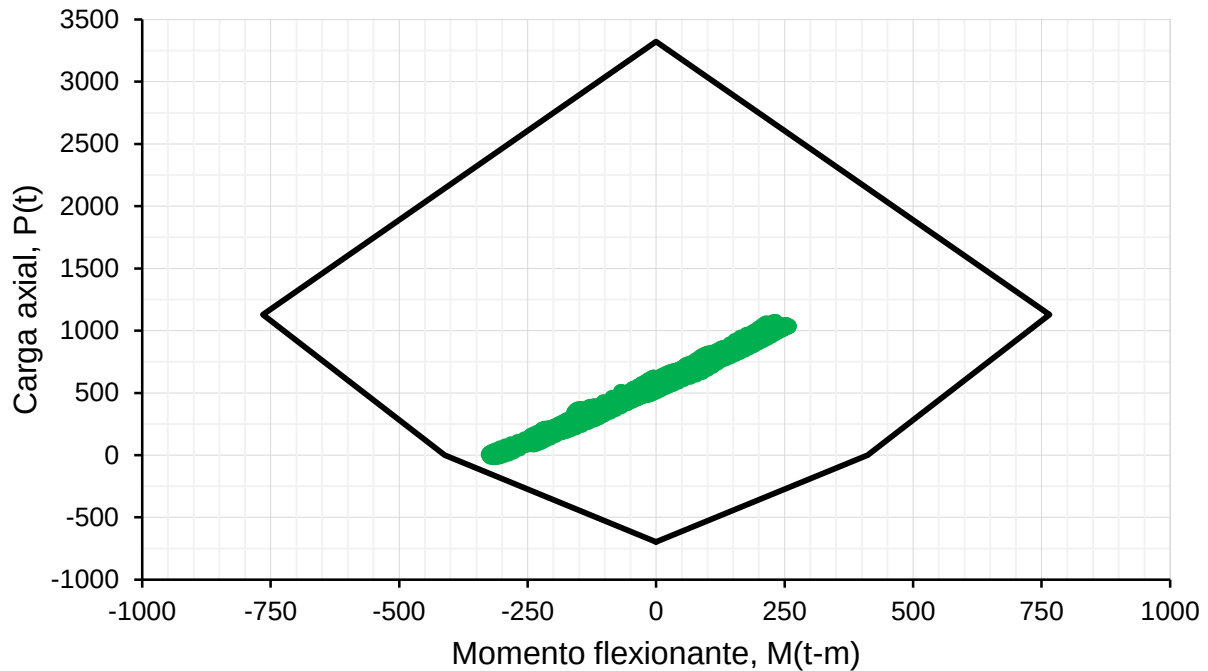


● Inelástico - SR

Figura 4.294 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

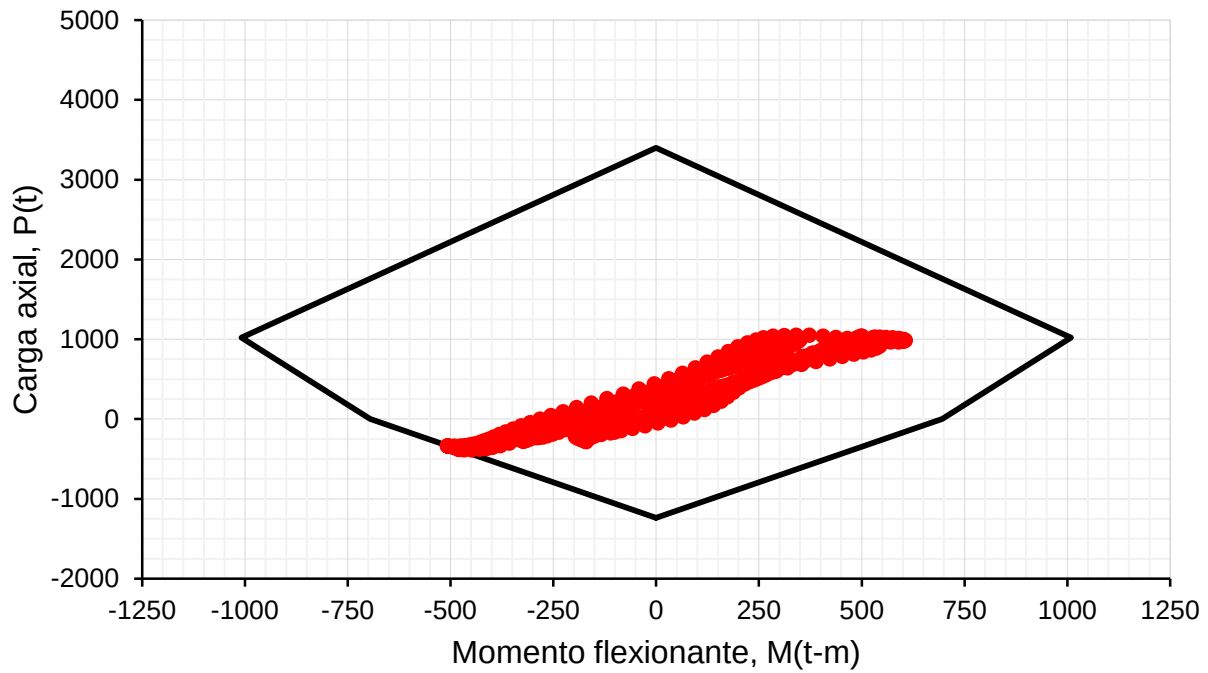


● Inelástico - RN

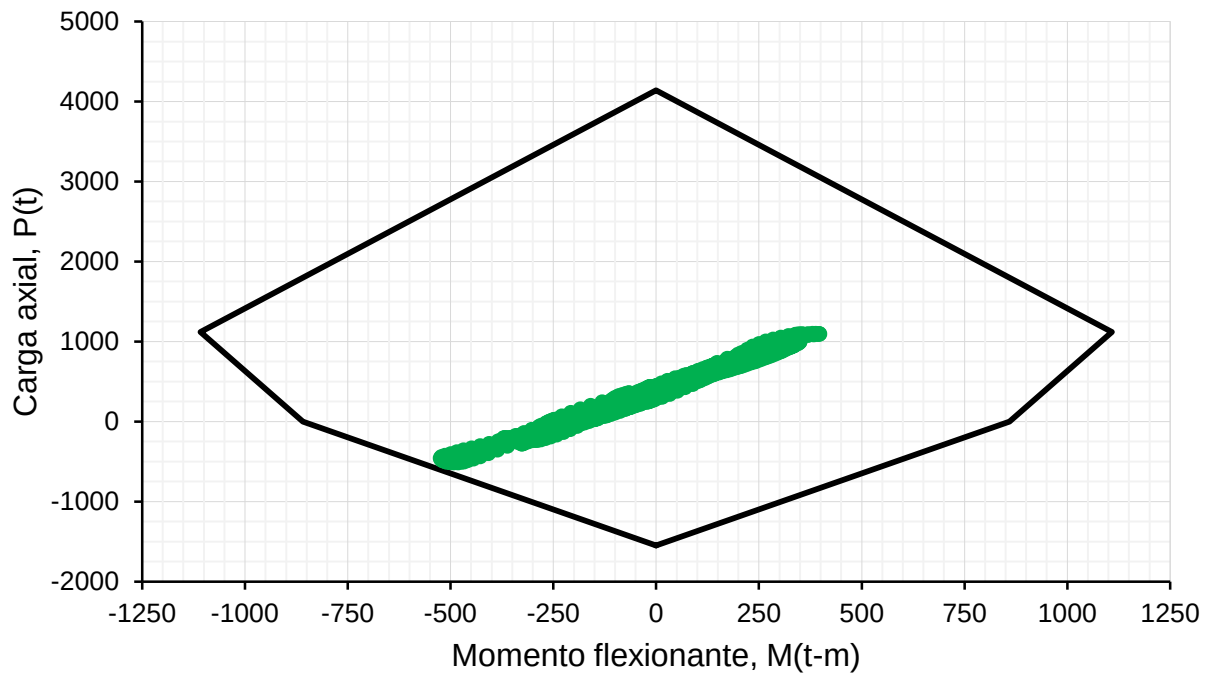


● Inelástico - SR

Figura 4.295 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW



● Inelástico - RN



● Inelástico - SR

Figura 4.296 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

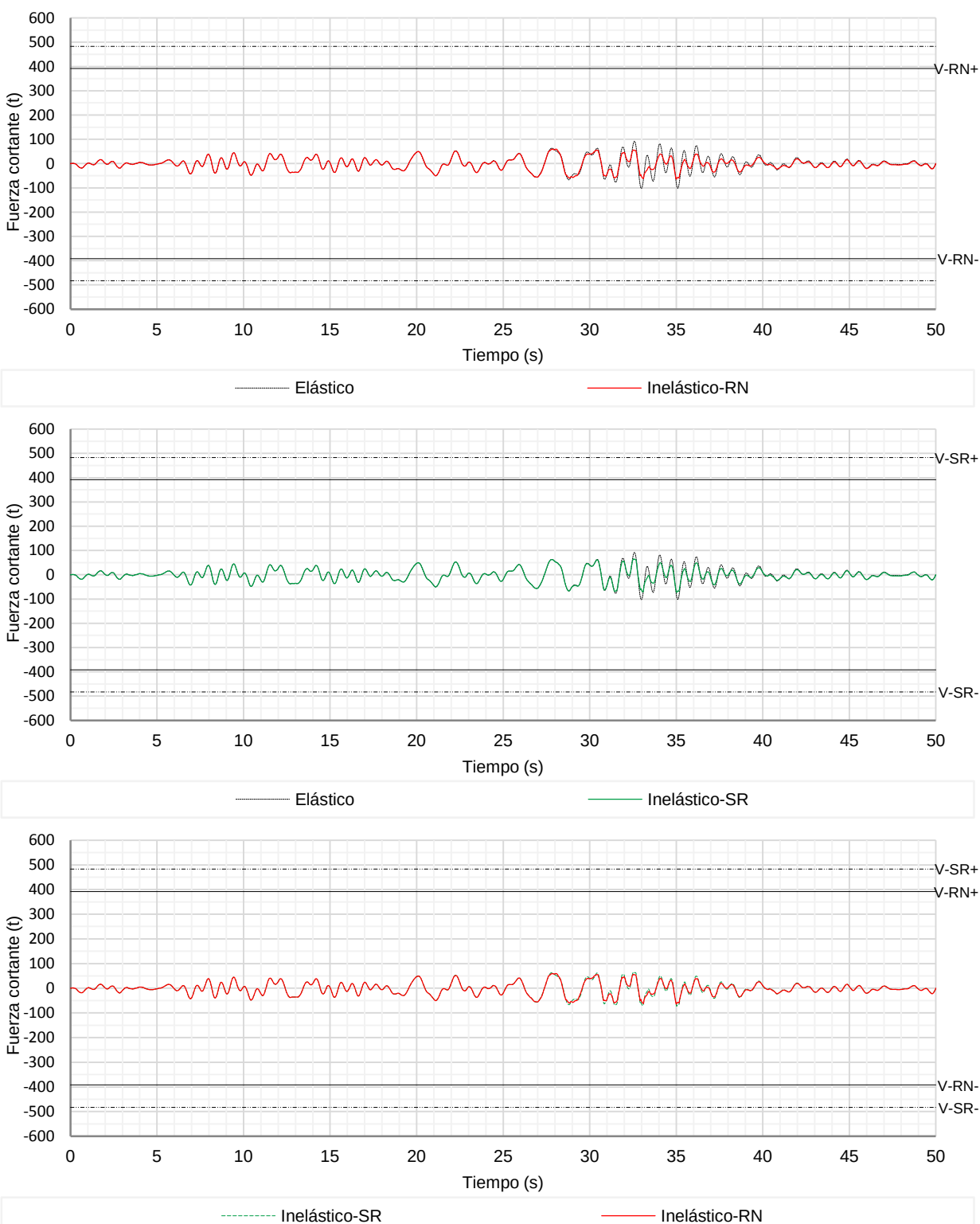


Figura 4.297 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

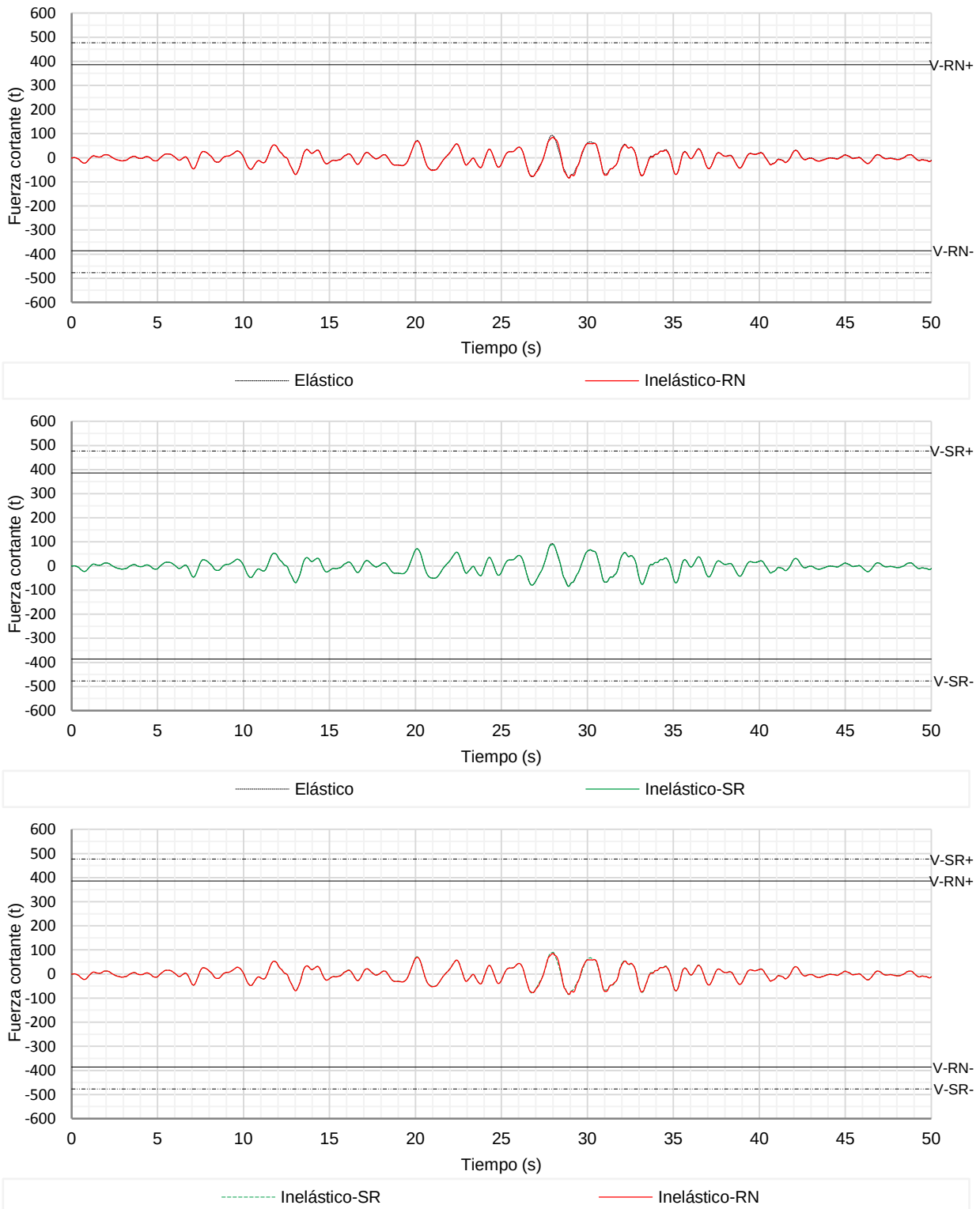


Figura 4.298 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

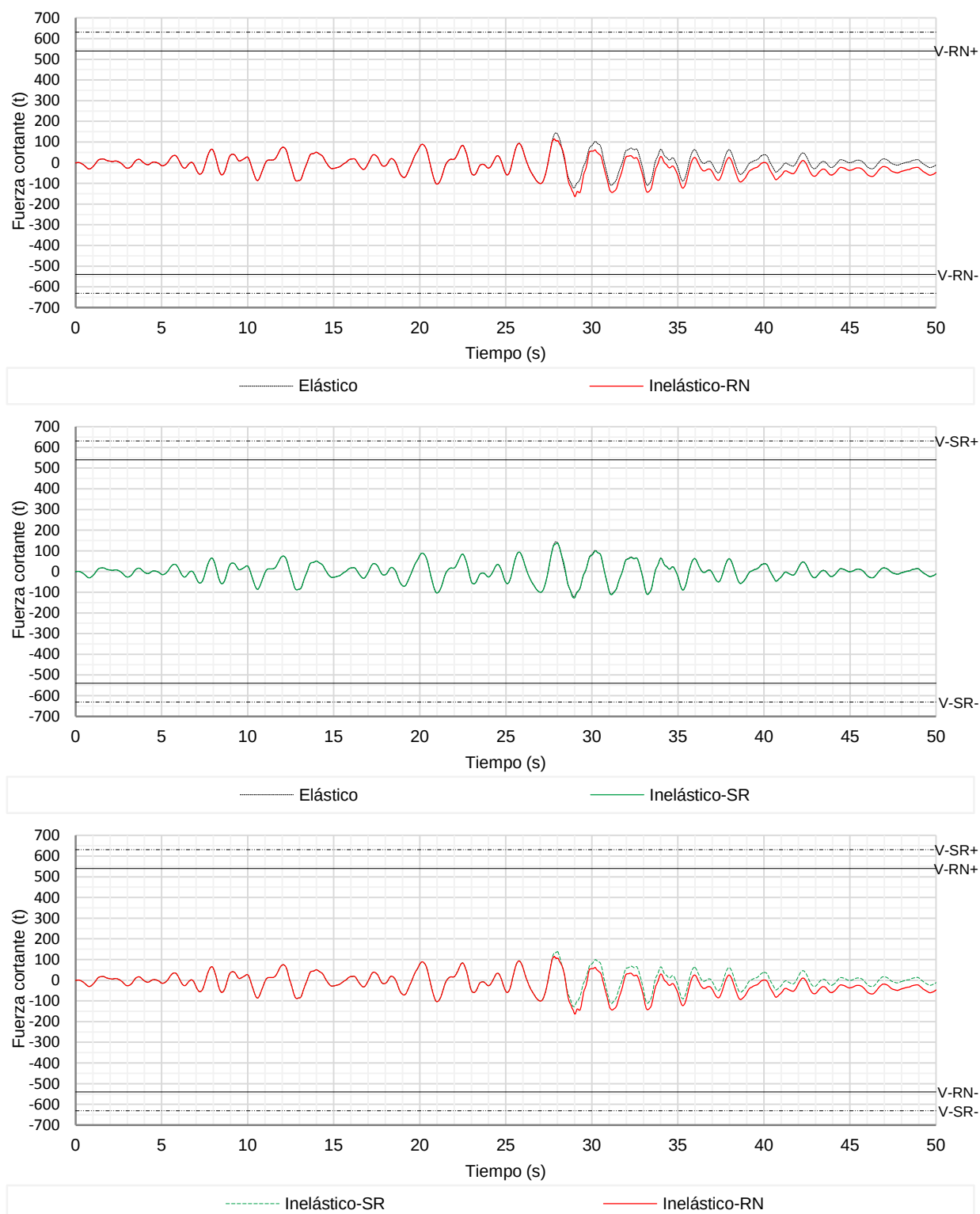


Figura 4.299 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

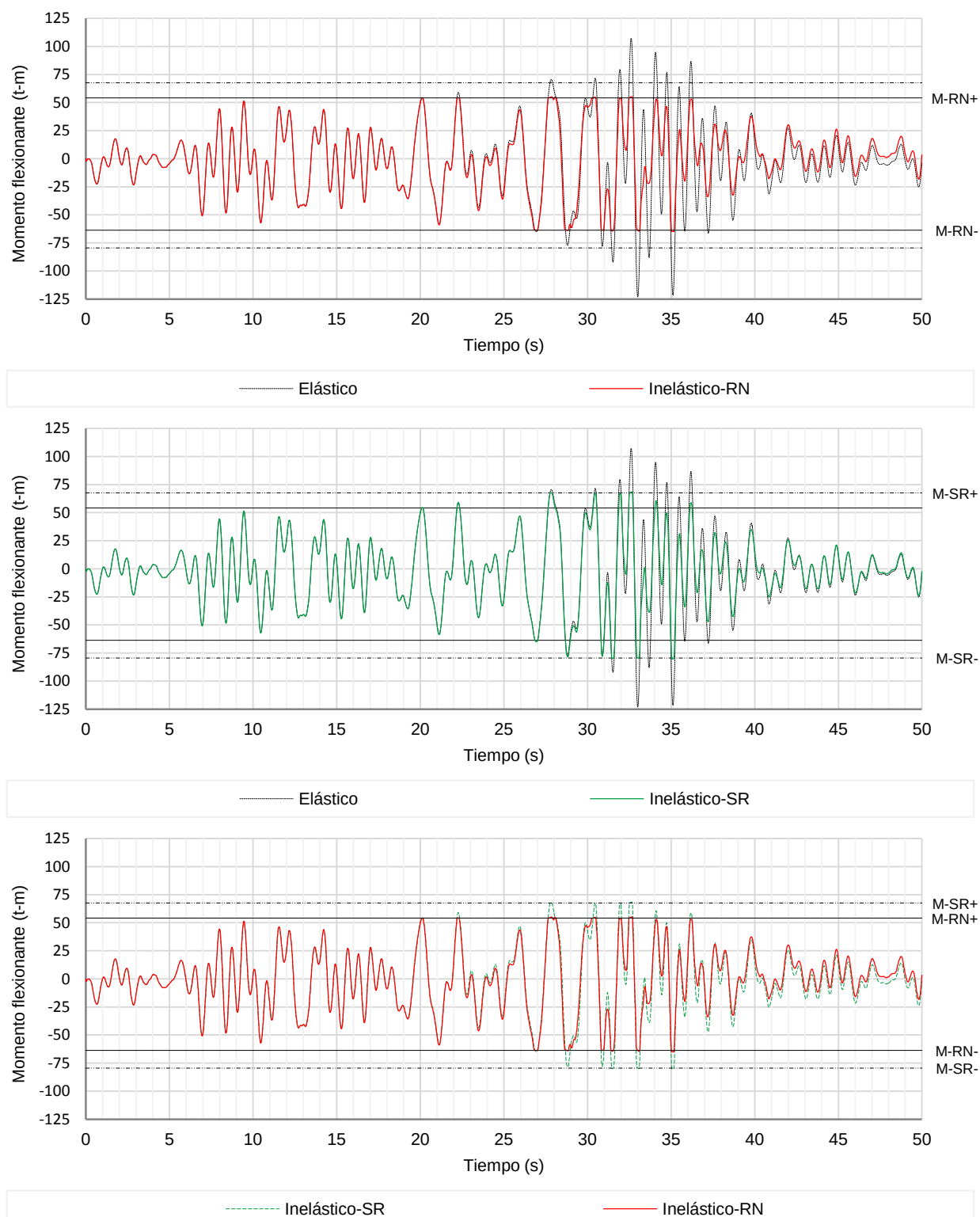


Figura 4.300 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

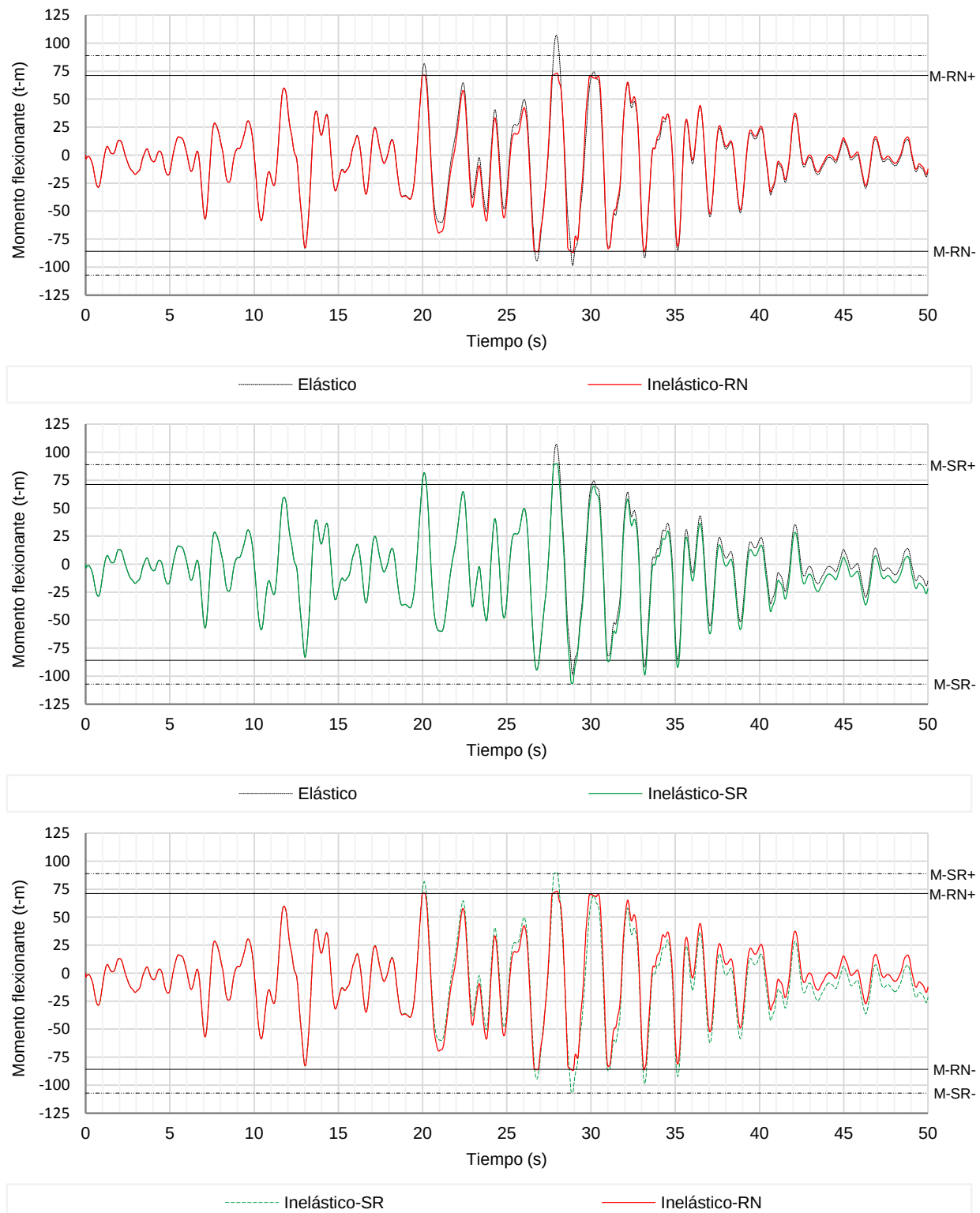


Figura 4.301 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

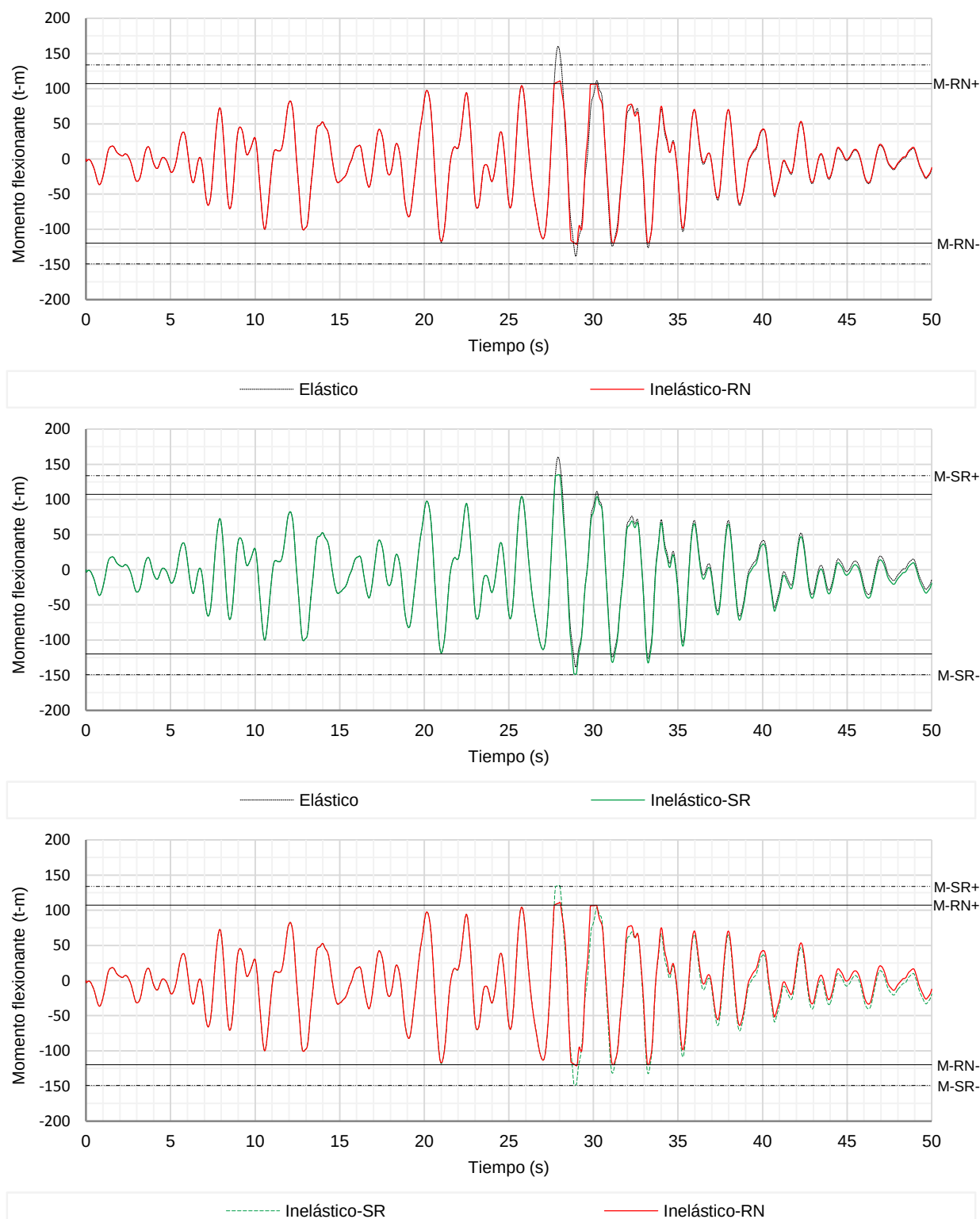


Figura 4.302 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

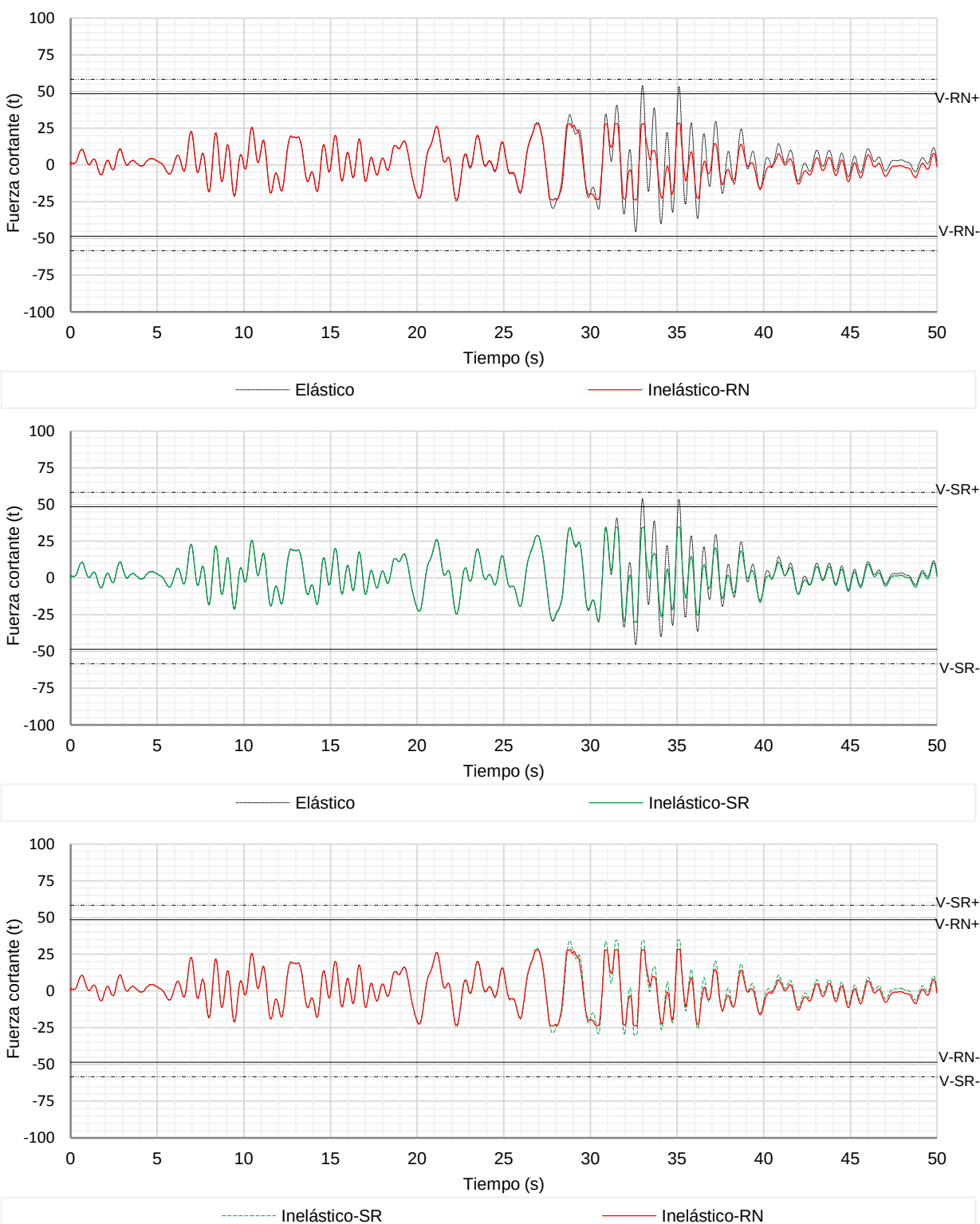


Figura 4.303 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

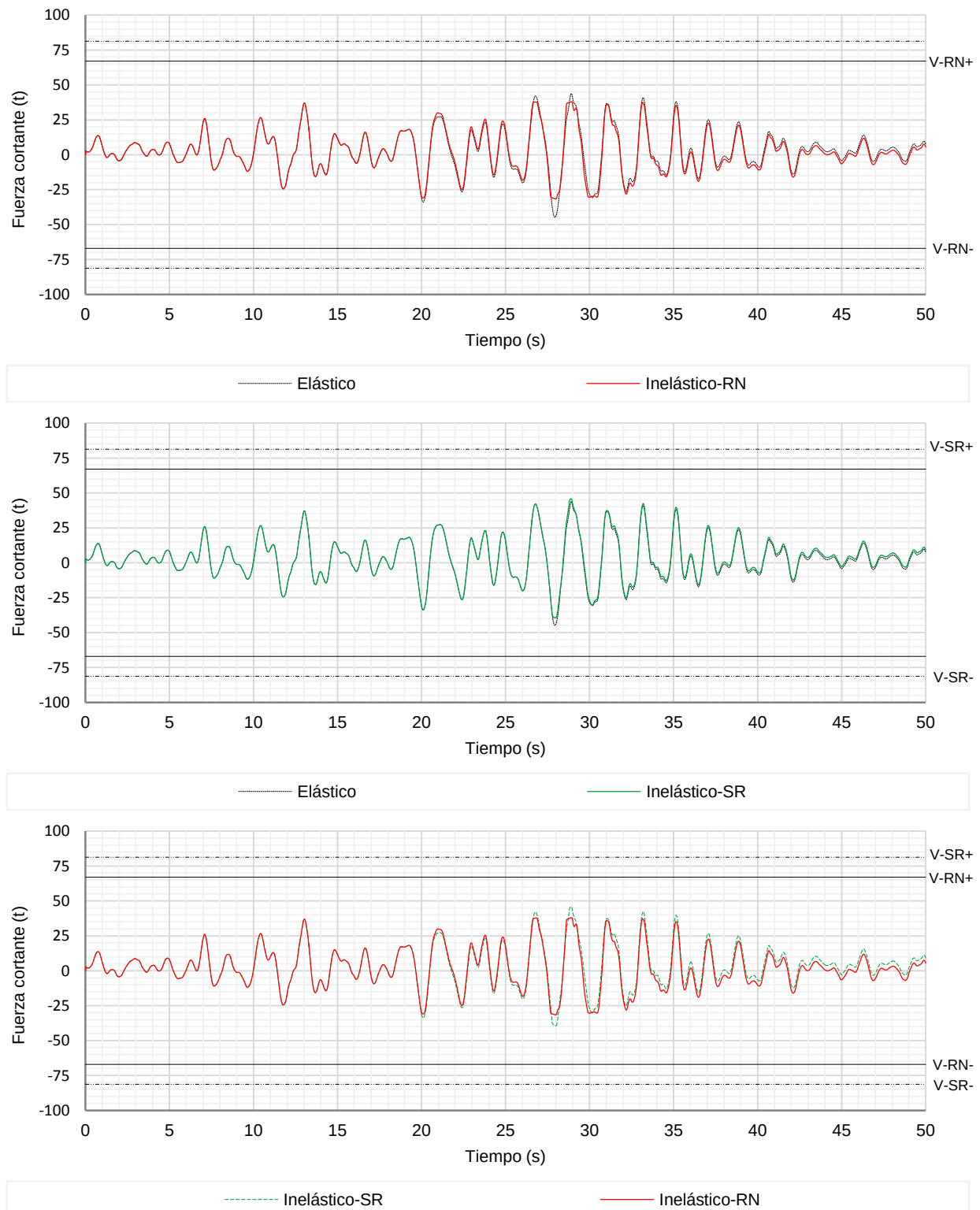


Figura 4.304 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

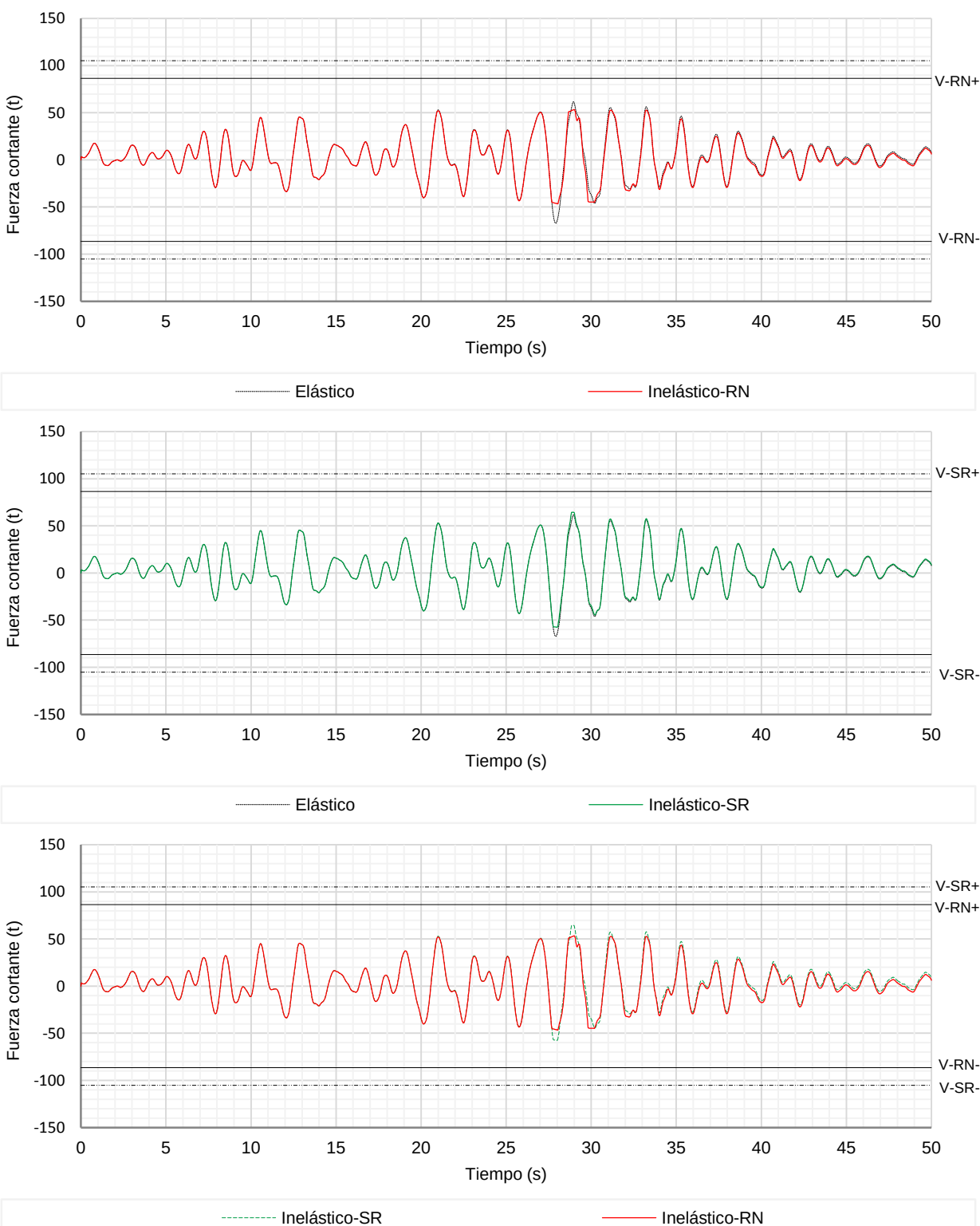


Figura 4.305 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

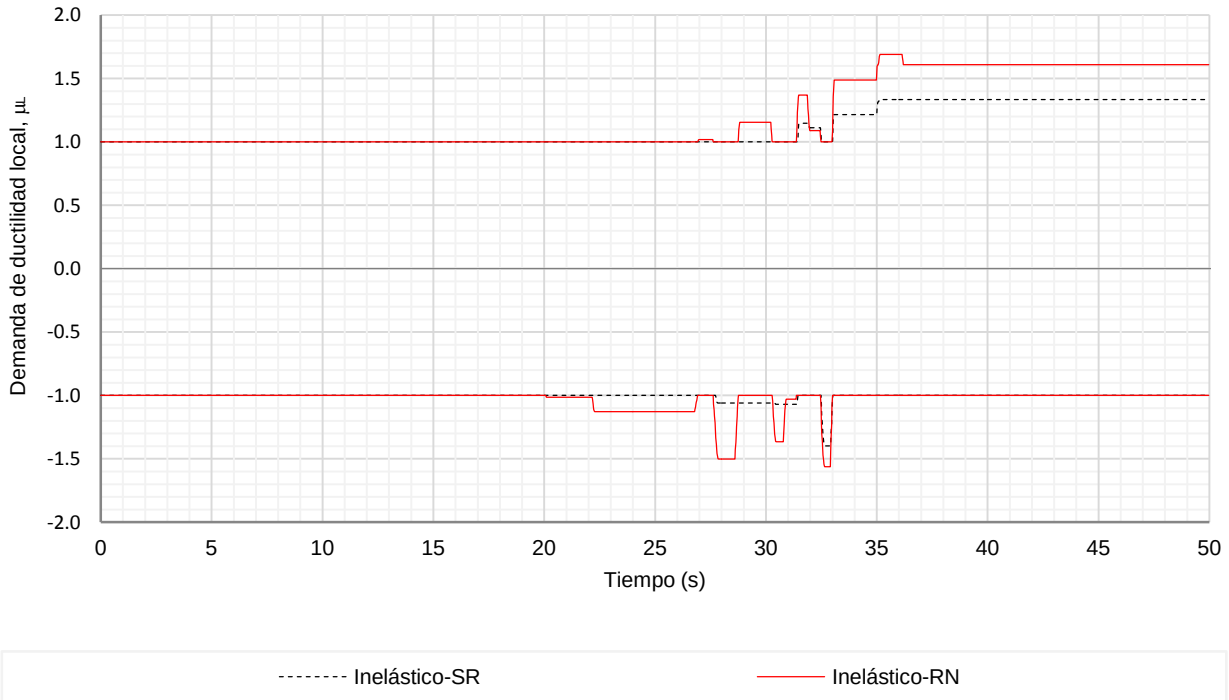


Figura 4.306 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

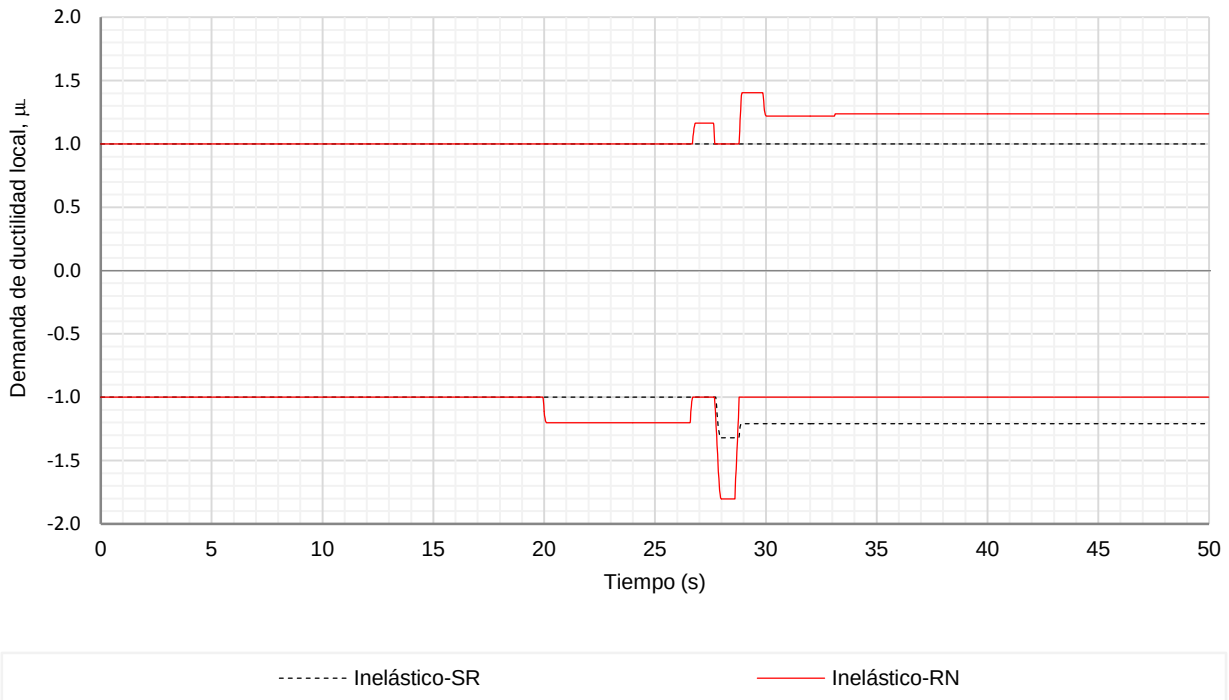


Figura 4.307 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

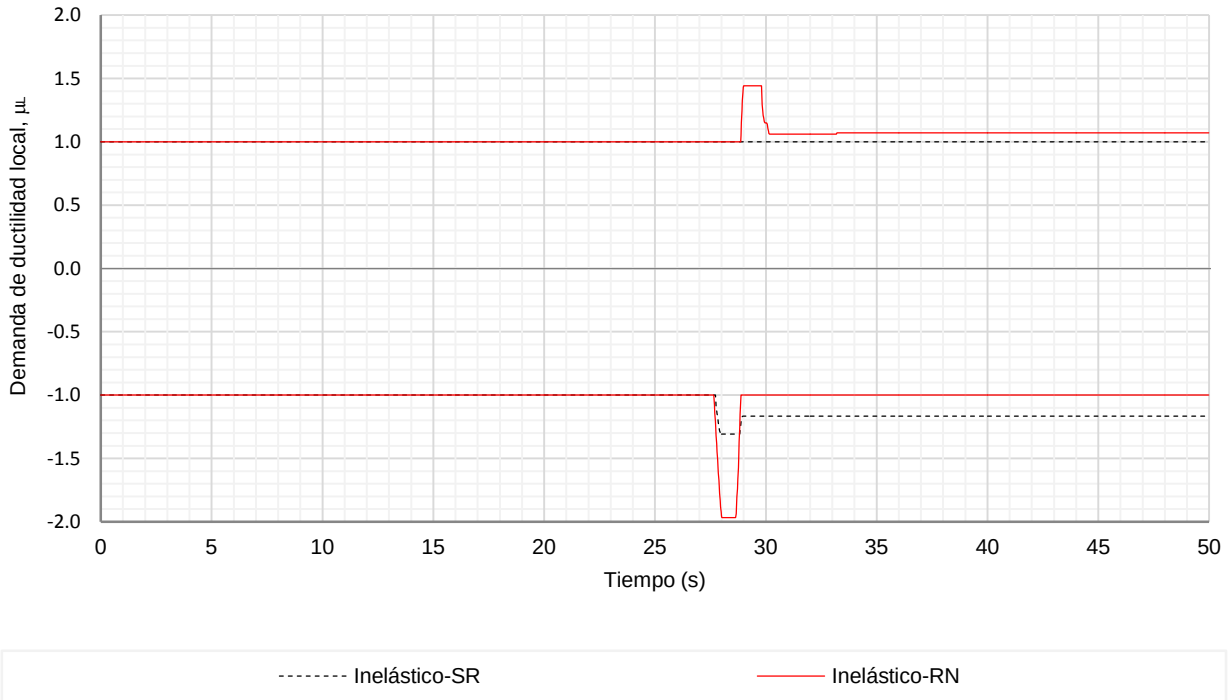


Figura 4.308 Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

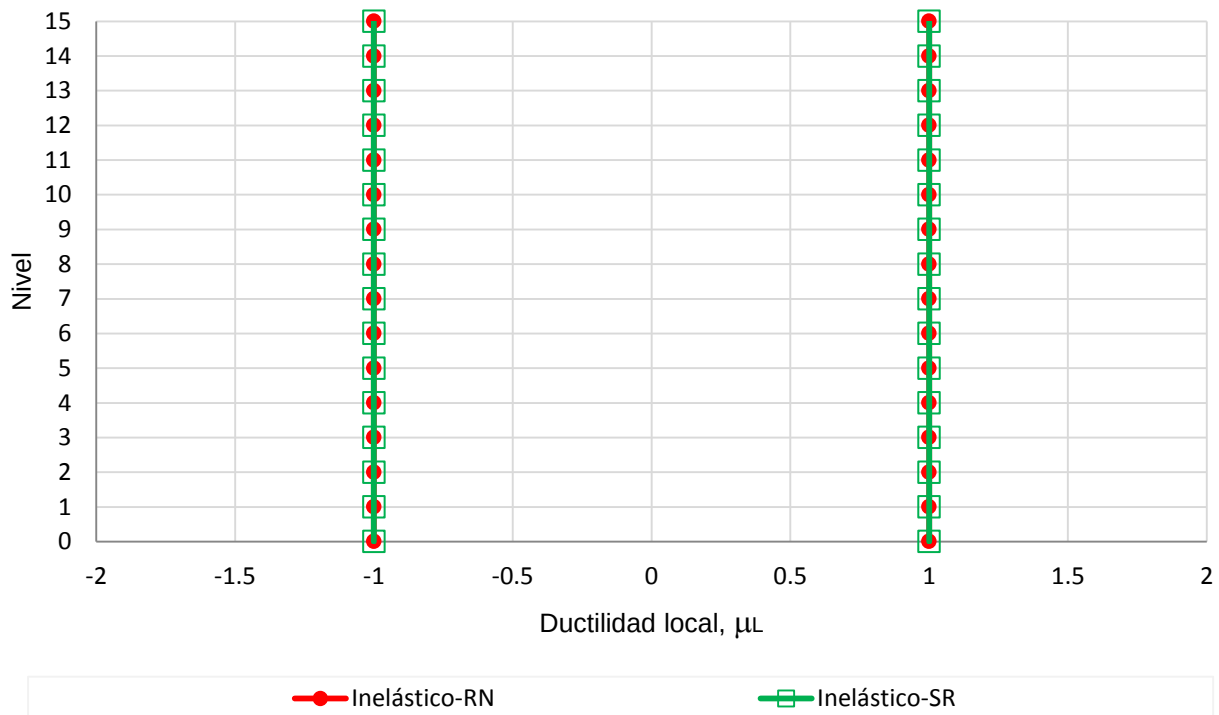


Figura 4.309 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 1 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

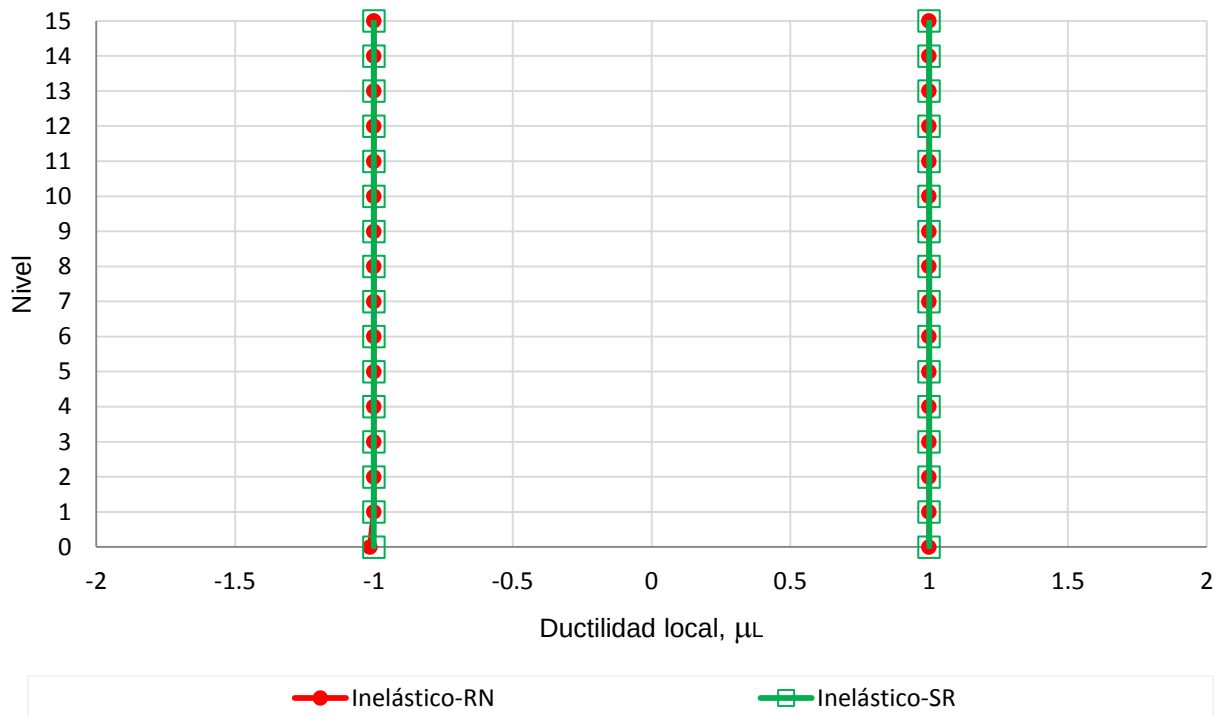


Figura 4.310 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 6 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

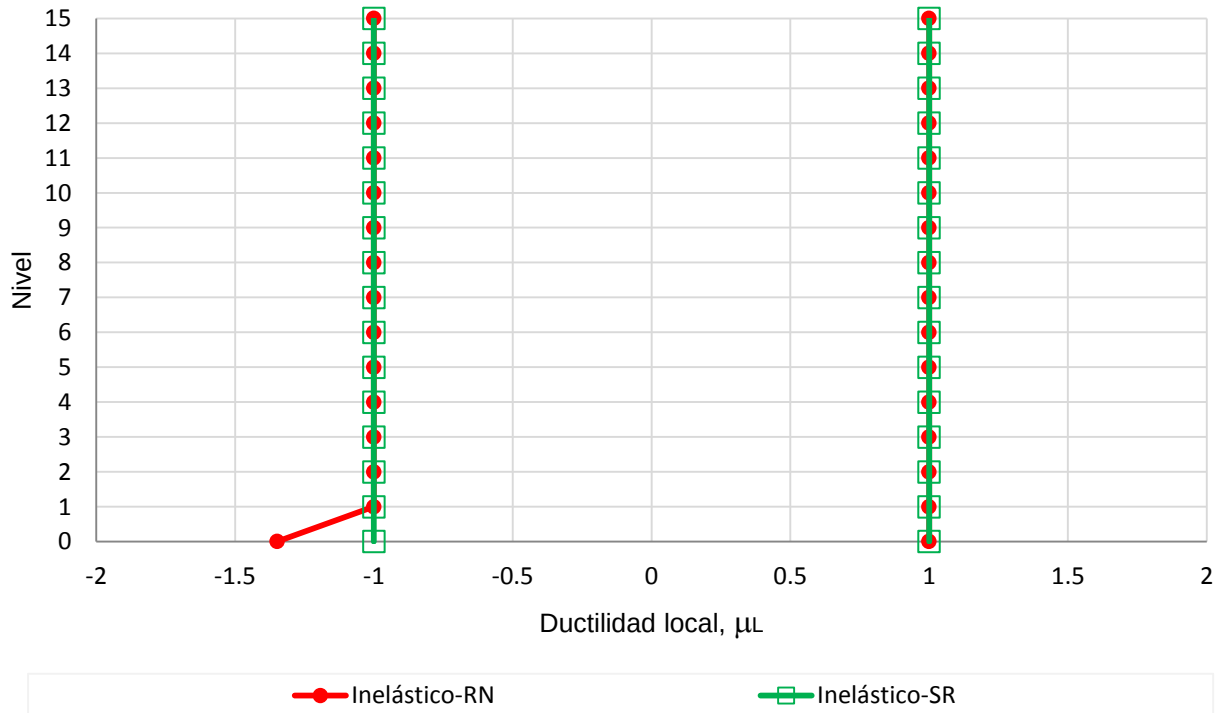
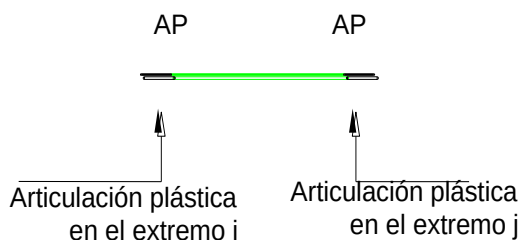


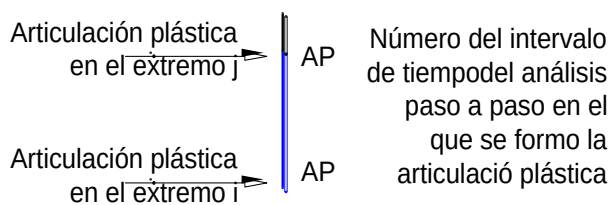
Figura 4.311 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 9 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

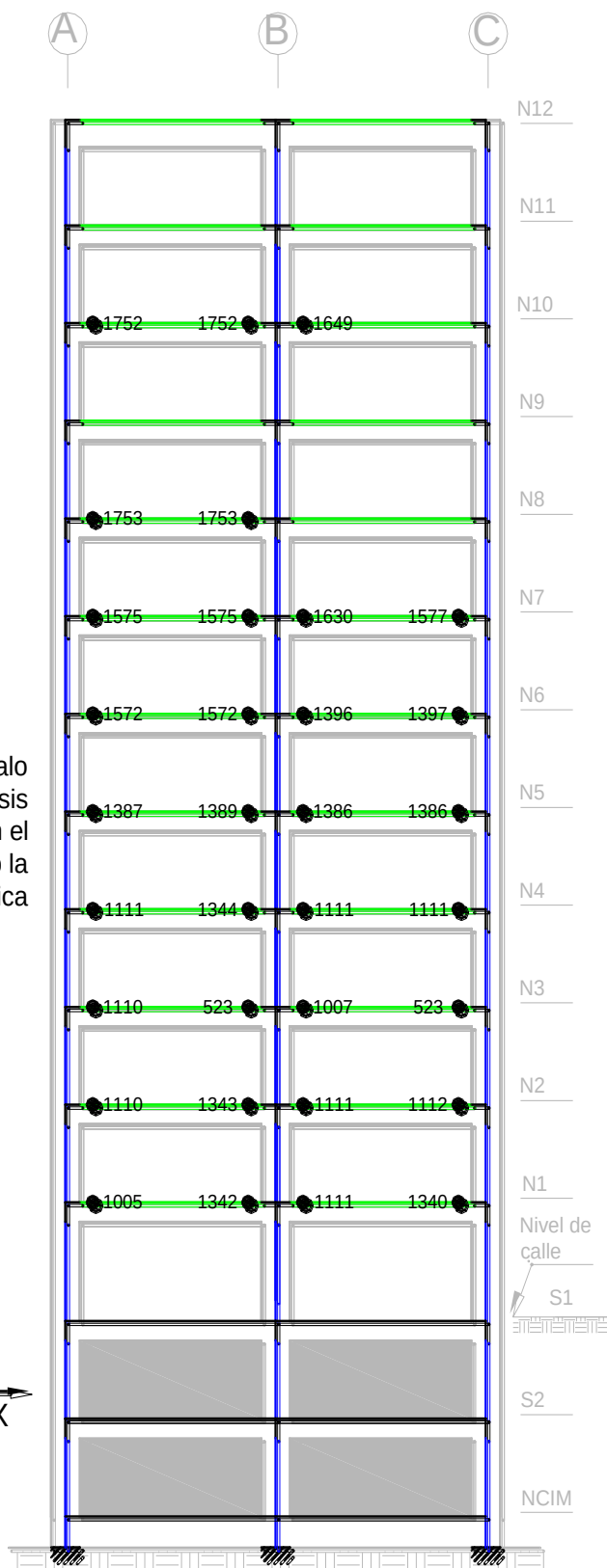
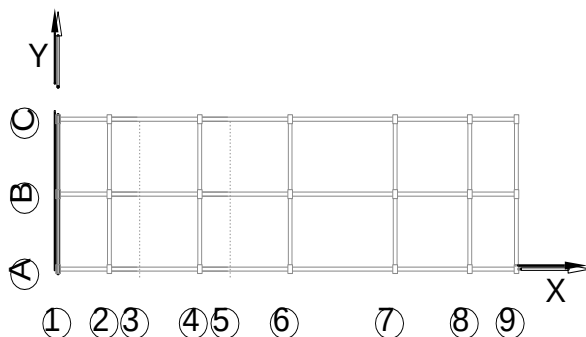


Figura 4.312 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

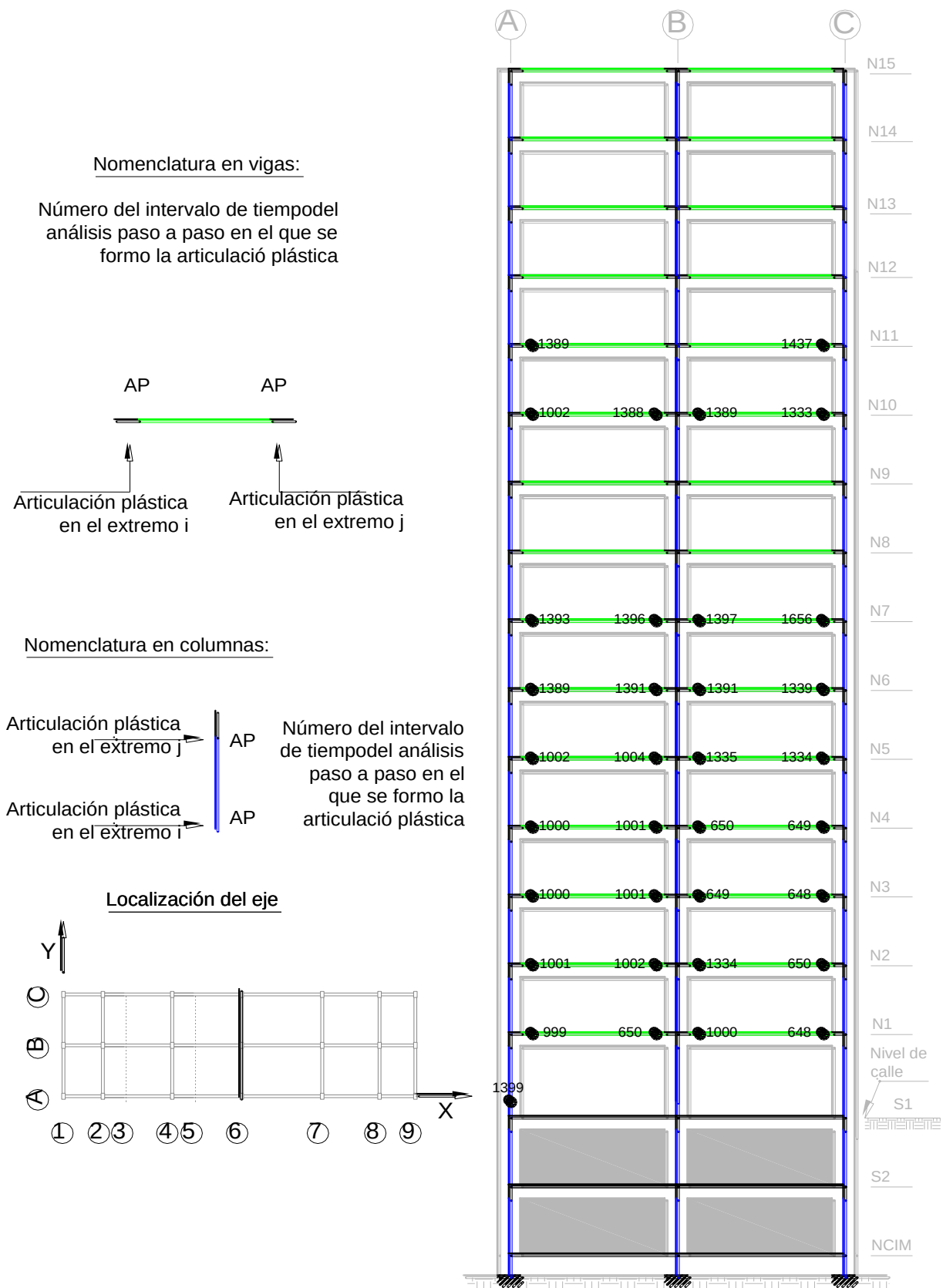


Figura 4.313 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

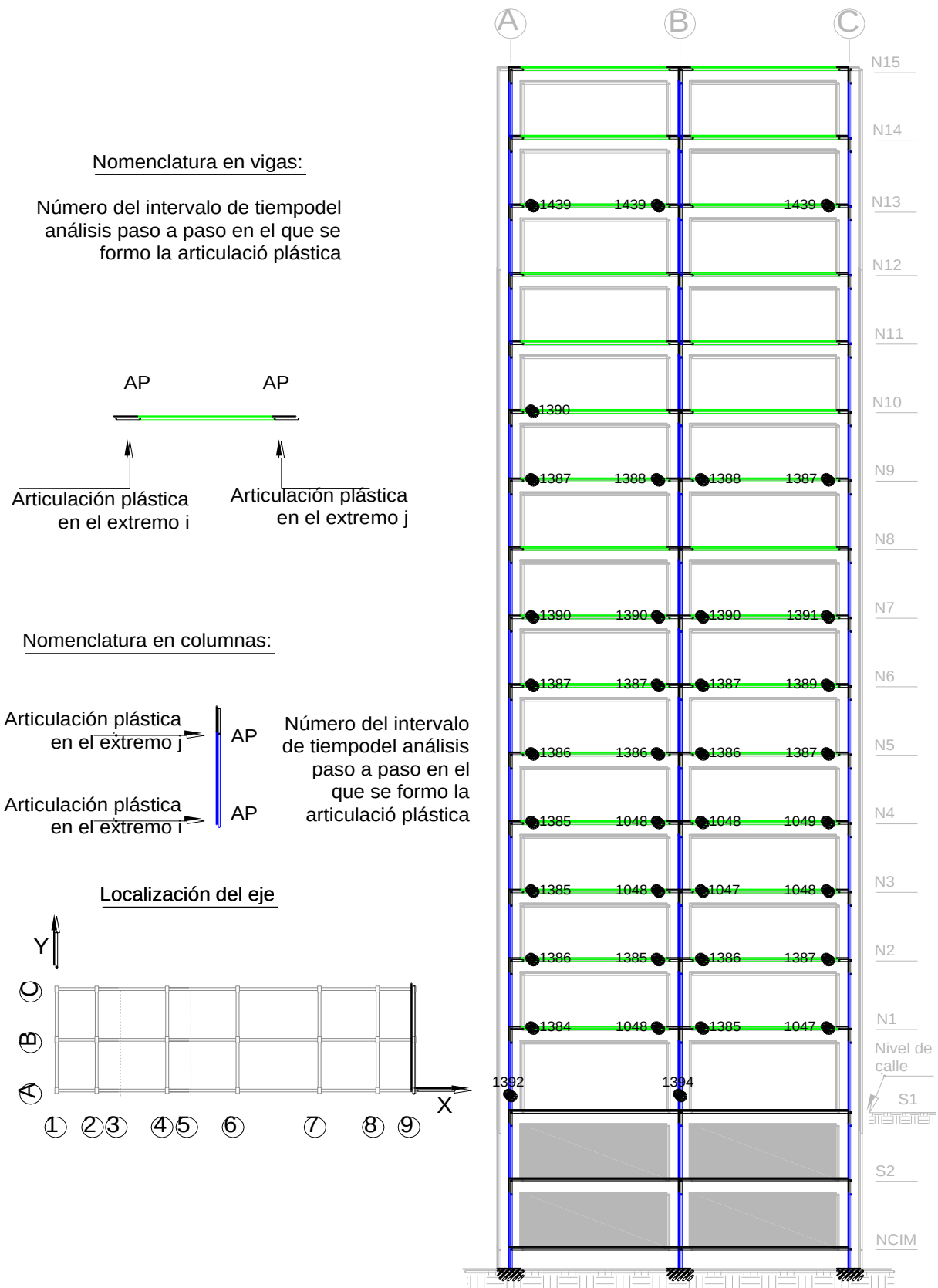
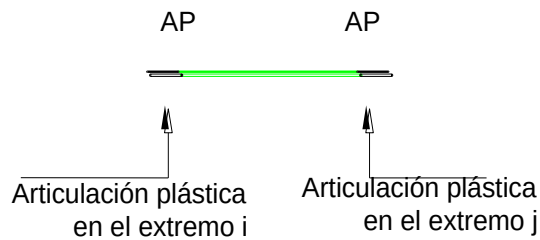


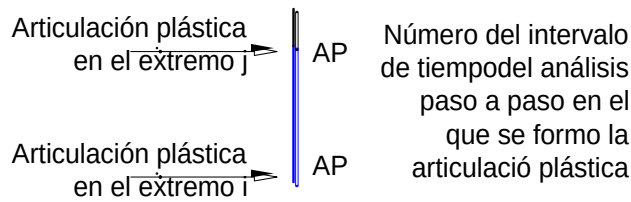
Figura 4.314 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma SCT-EW

Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

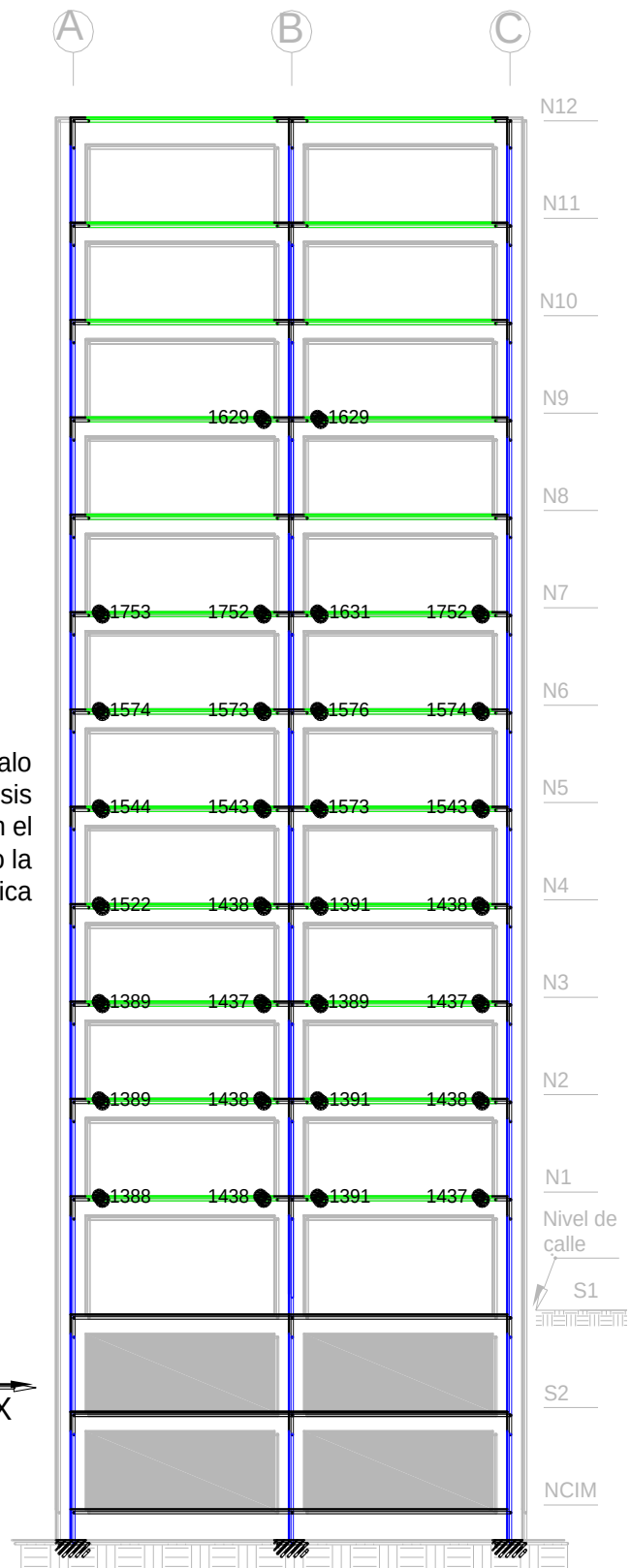
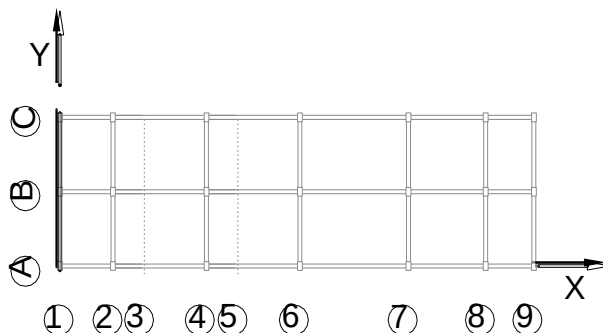


Figura 4.315 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW

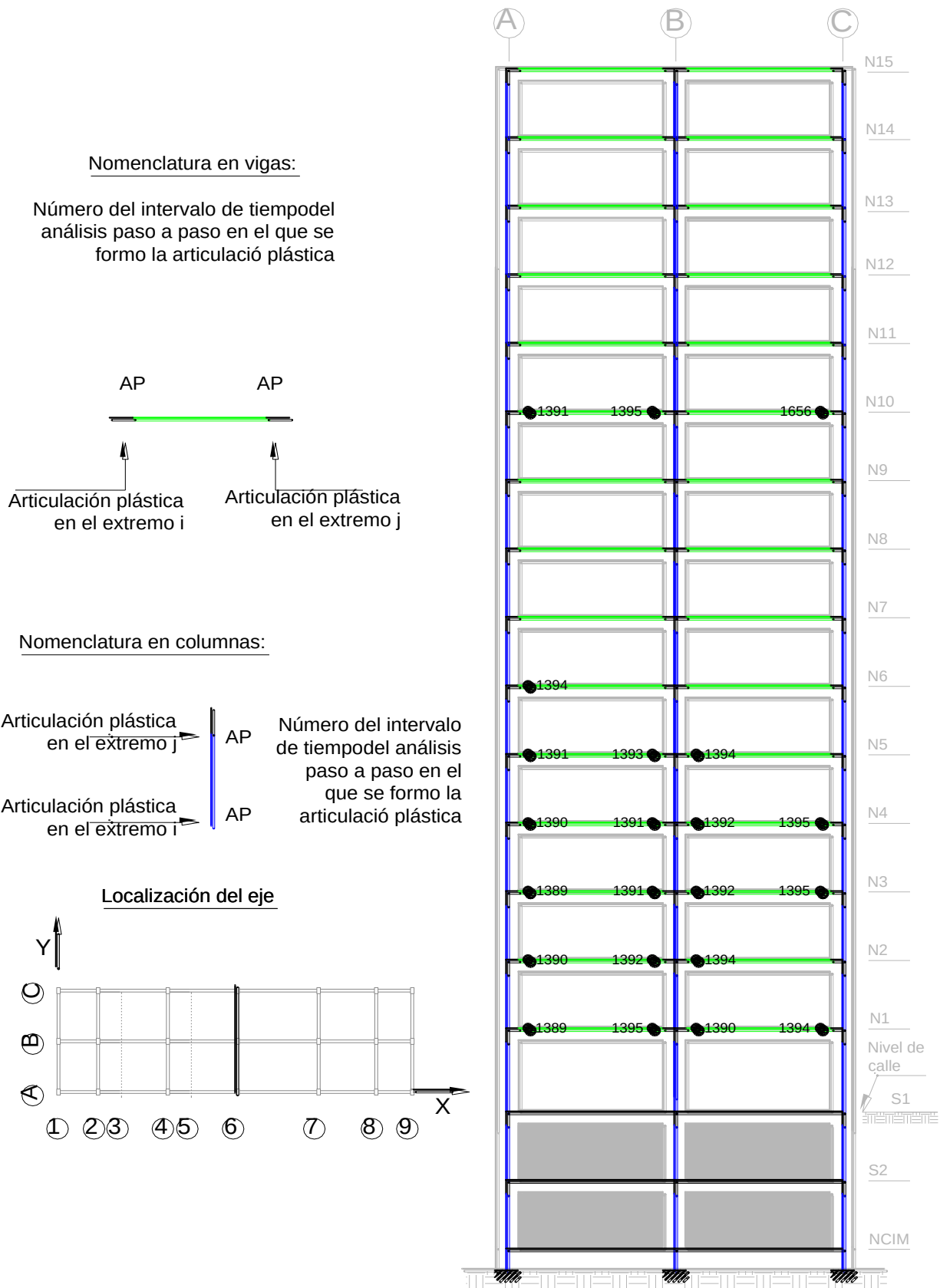
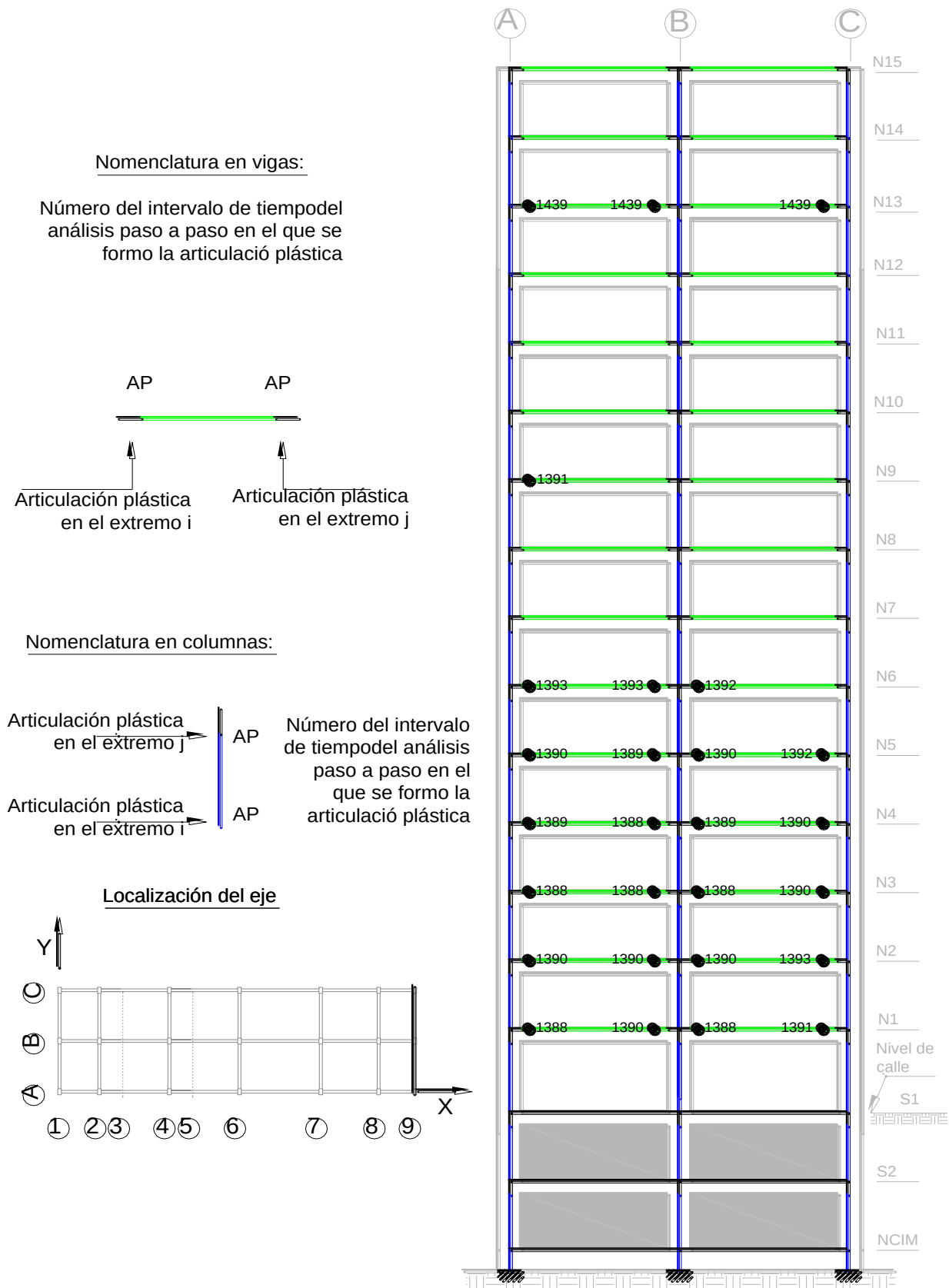


Figura 4.316 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma SCT-EW



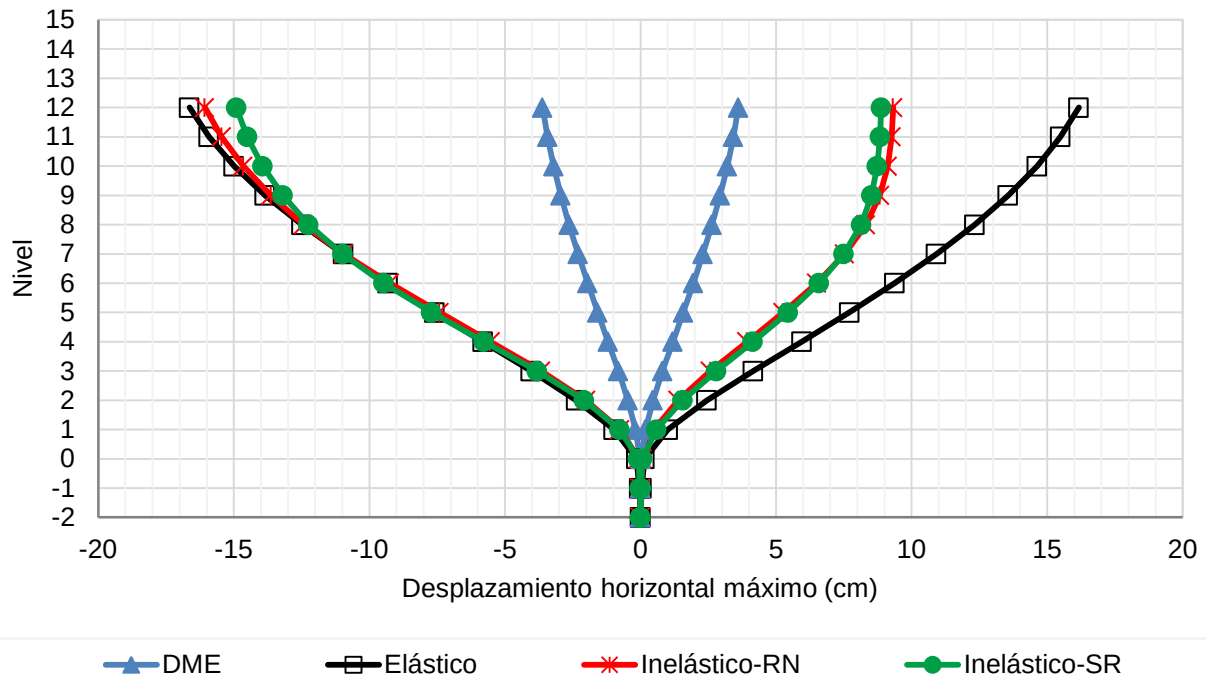


Figura 4.318 Desplazamientos horizontales máximos del eje 1 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

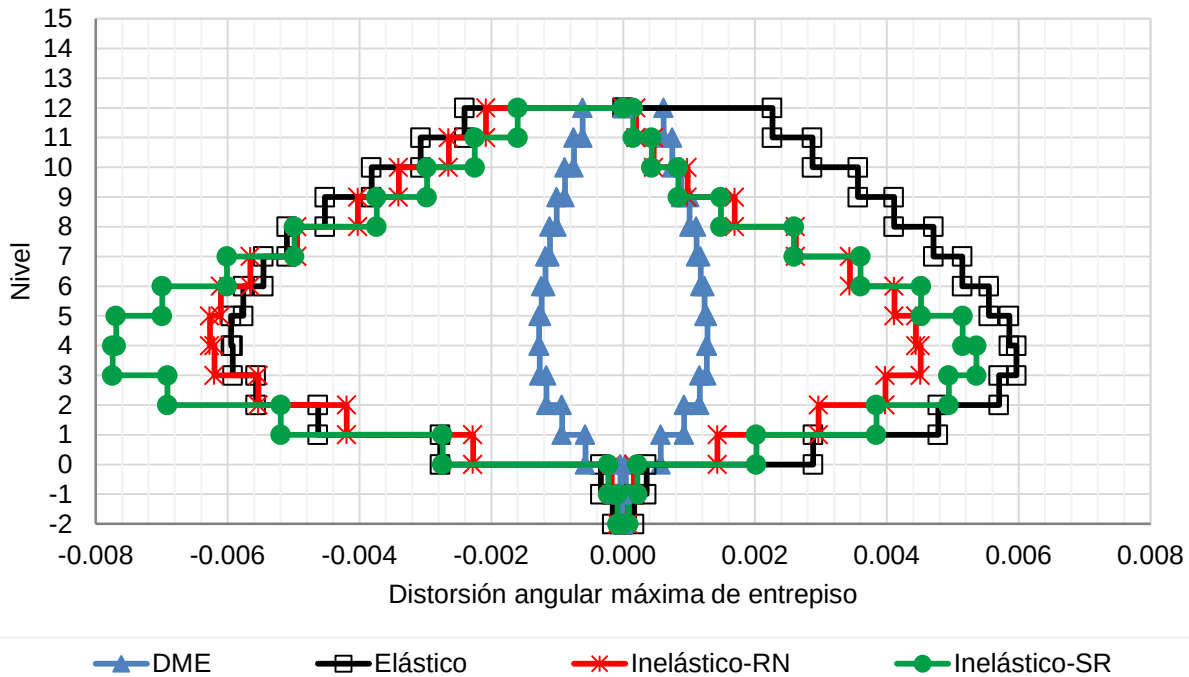


Figura 4.319 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 1 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

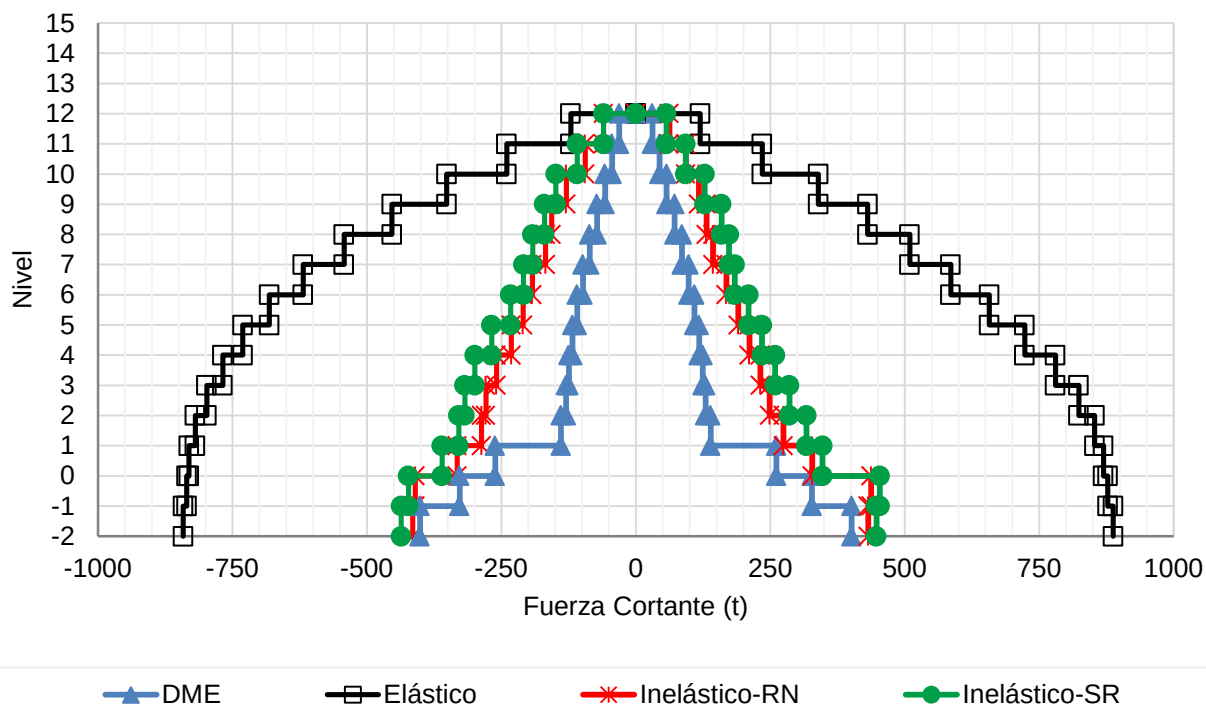


Figura 4.320 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 1 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

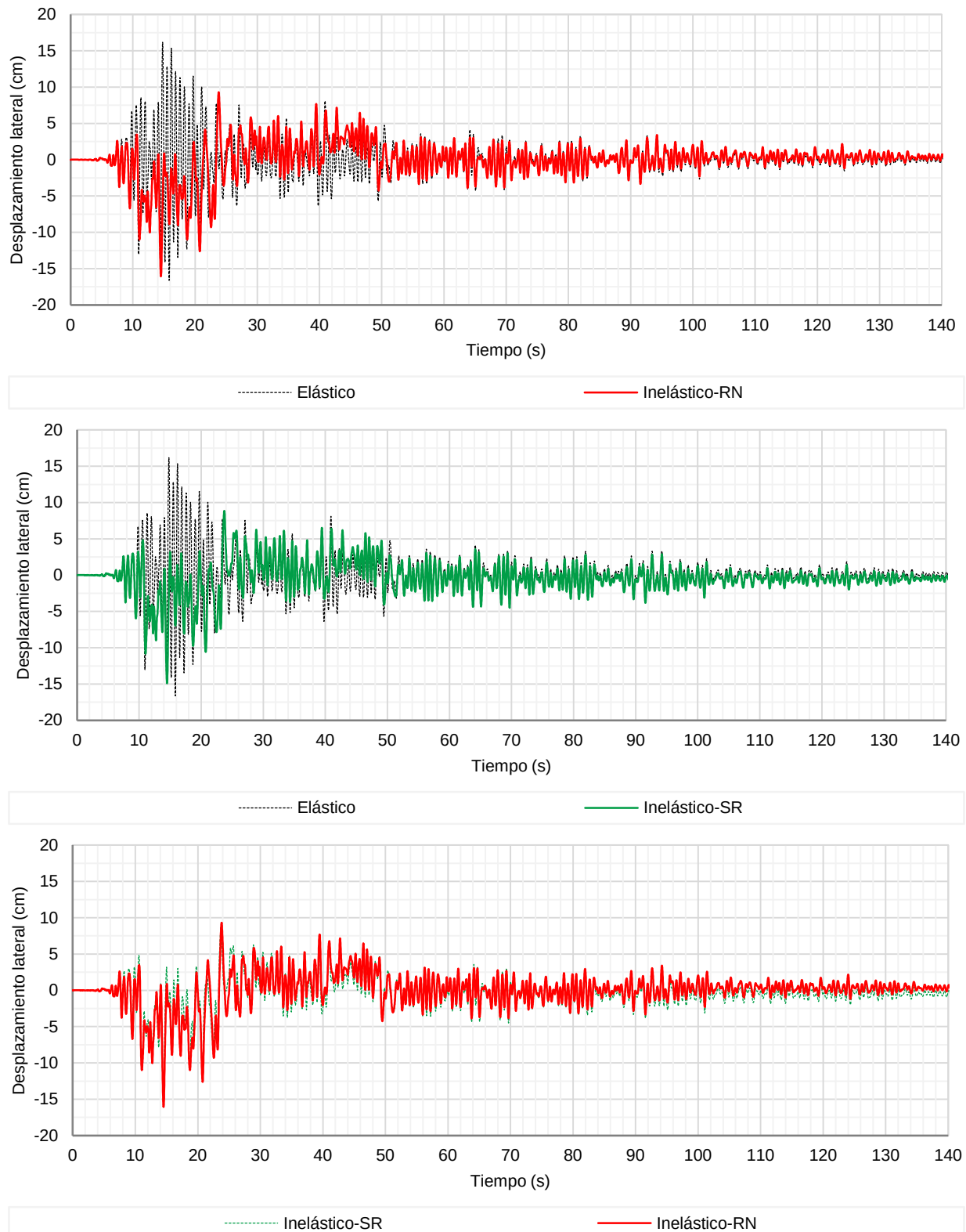


Figura 4.321 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 1 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

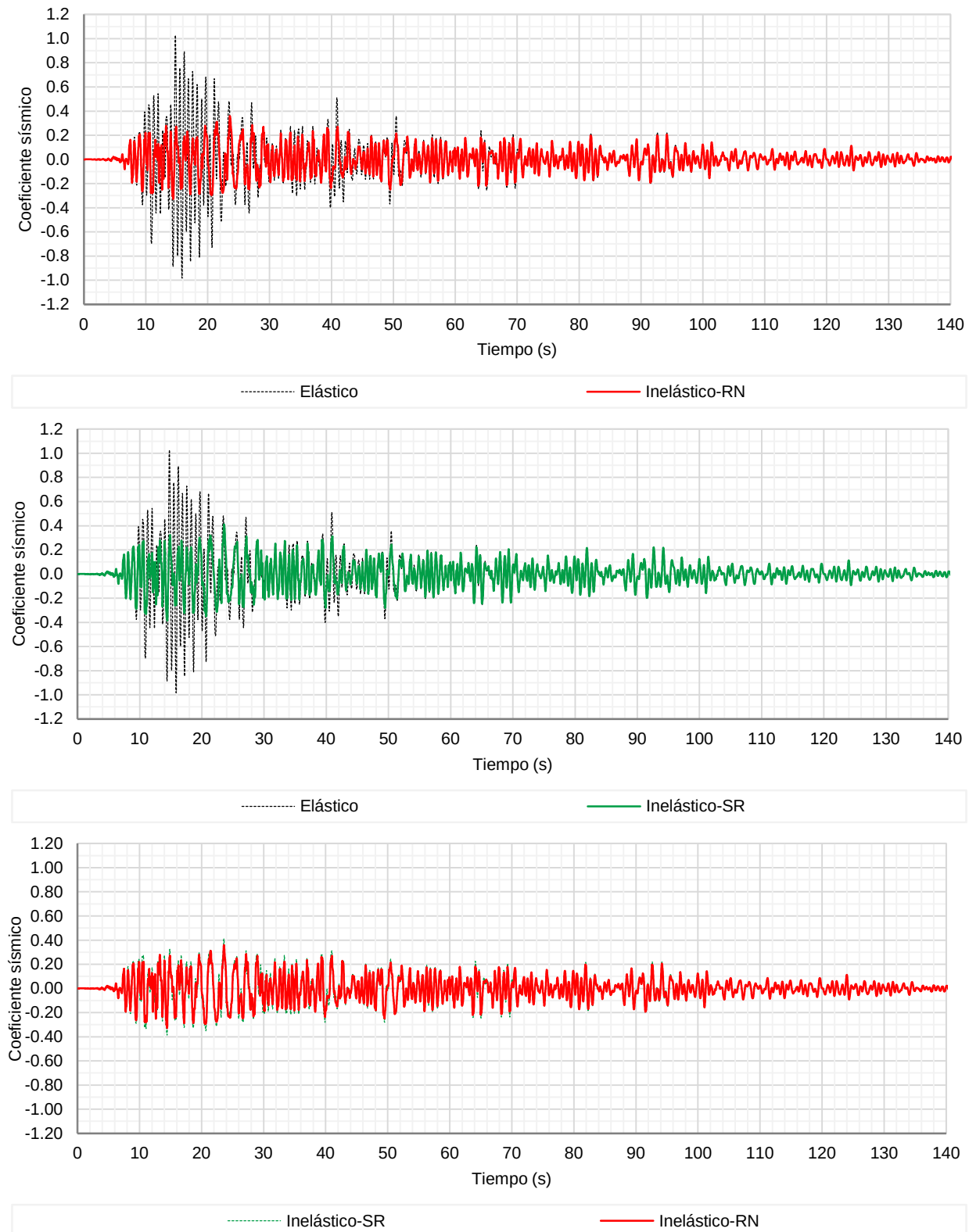


Figura 4.322 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 1 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

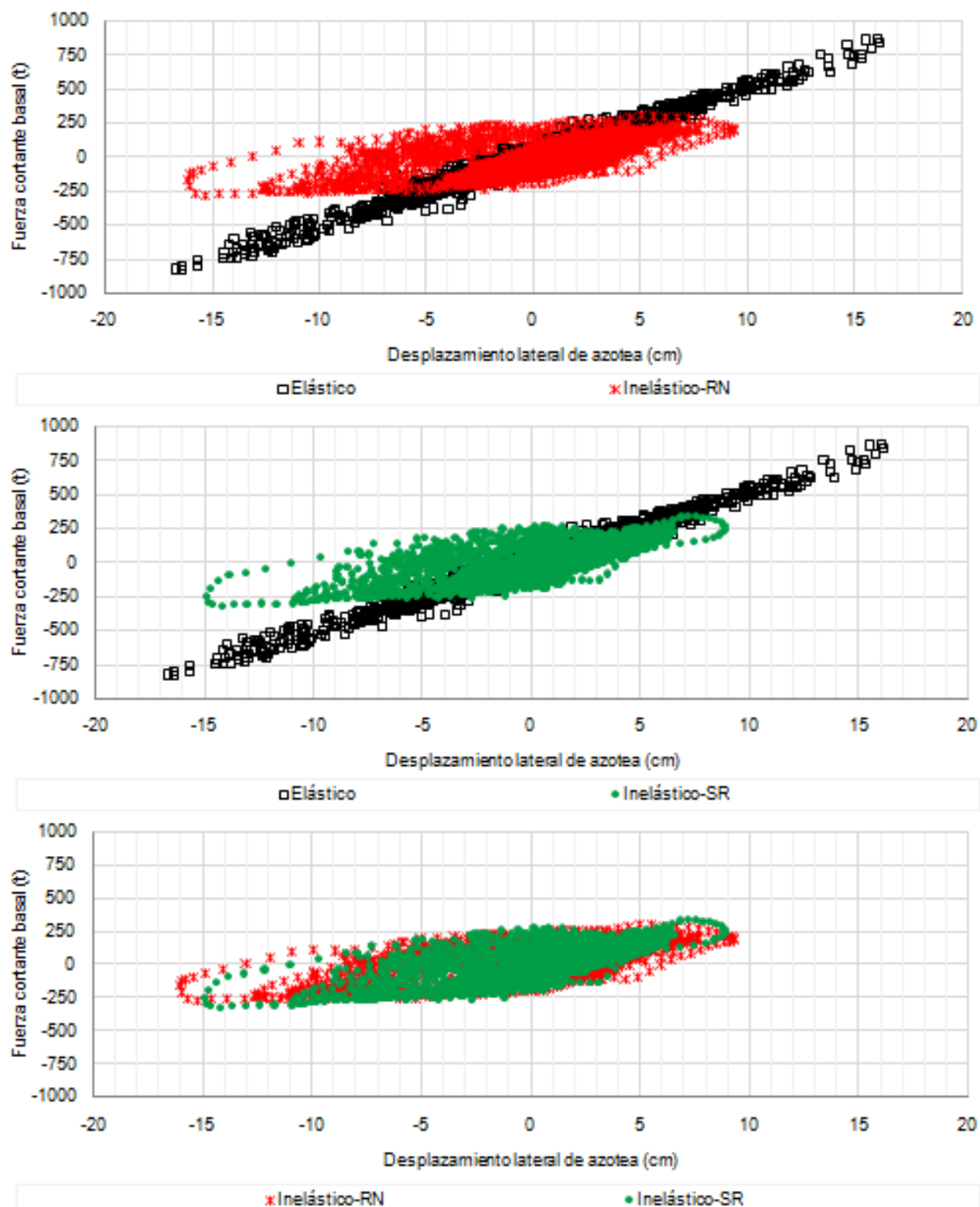


Figura 4.323 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

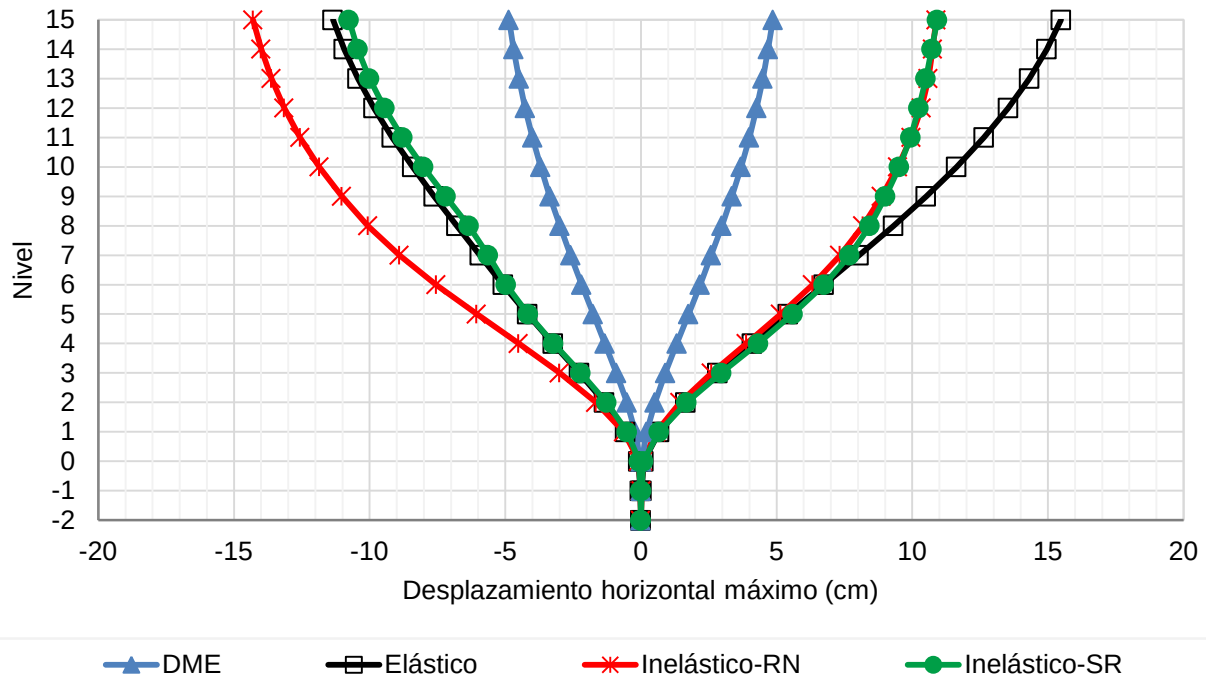


Figura 4.324 Desplazamientos horizontales máximos del eje 6 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

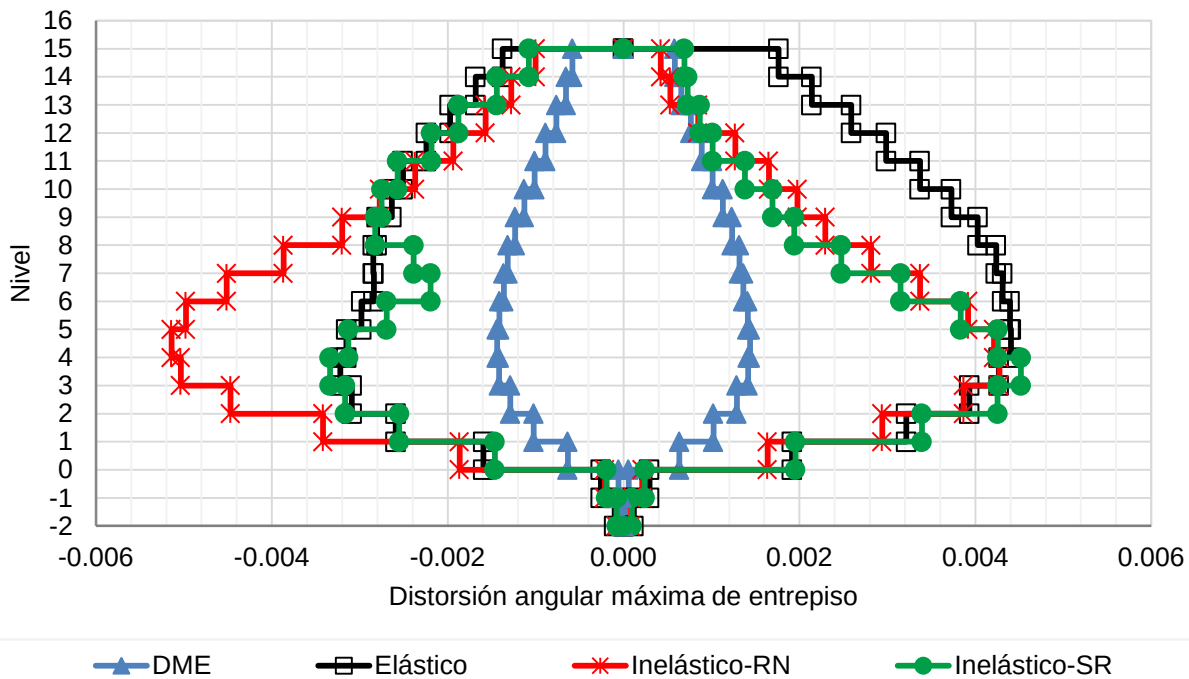


Figura 4.325 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

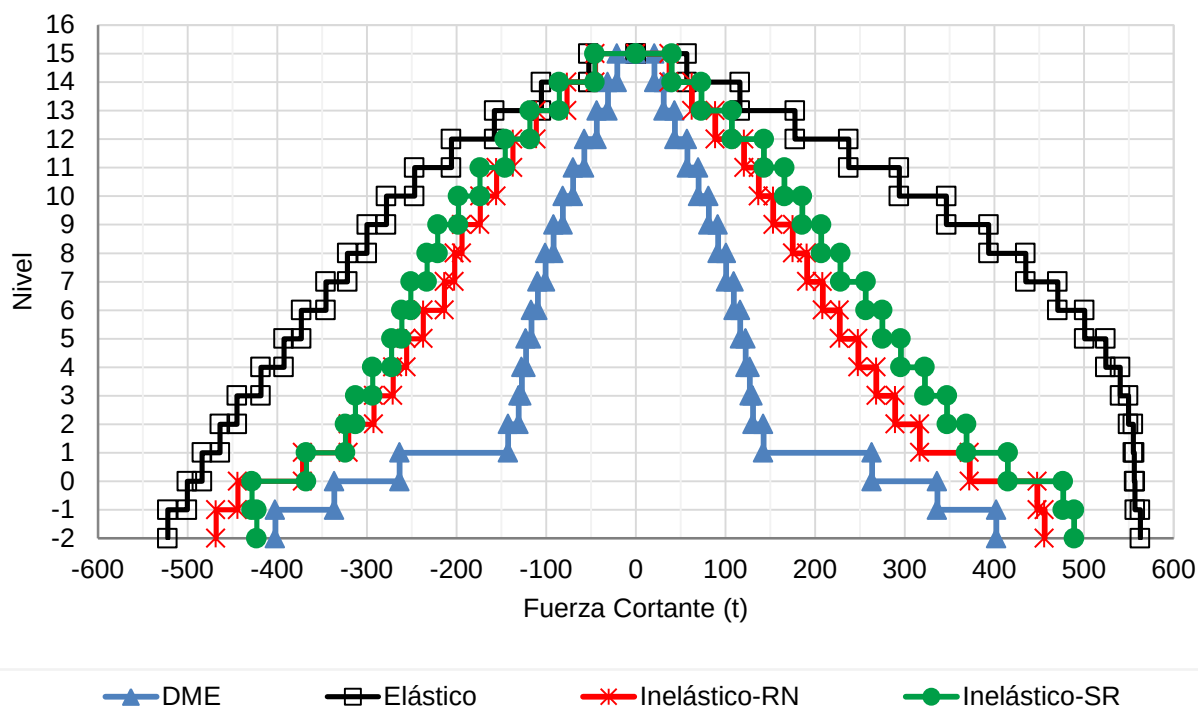


Figura 4.326 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 6 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

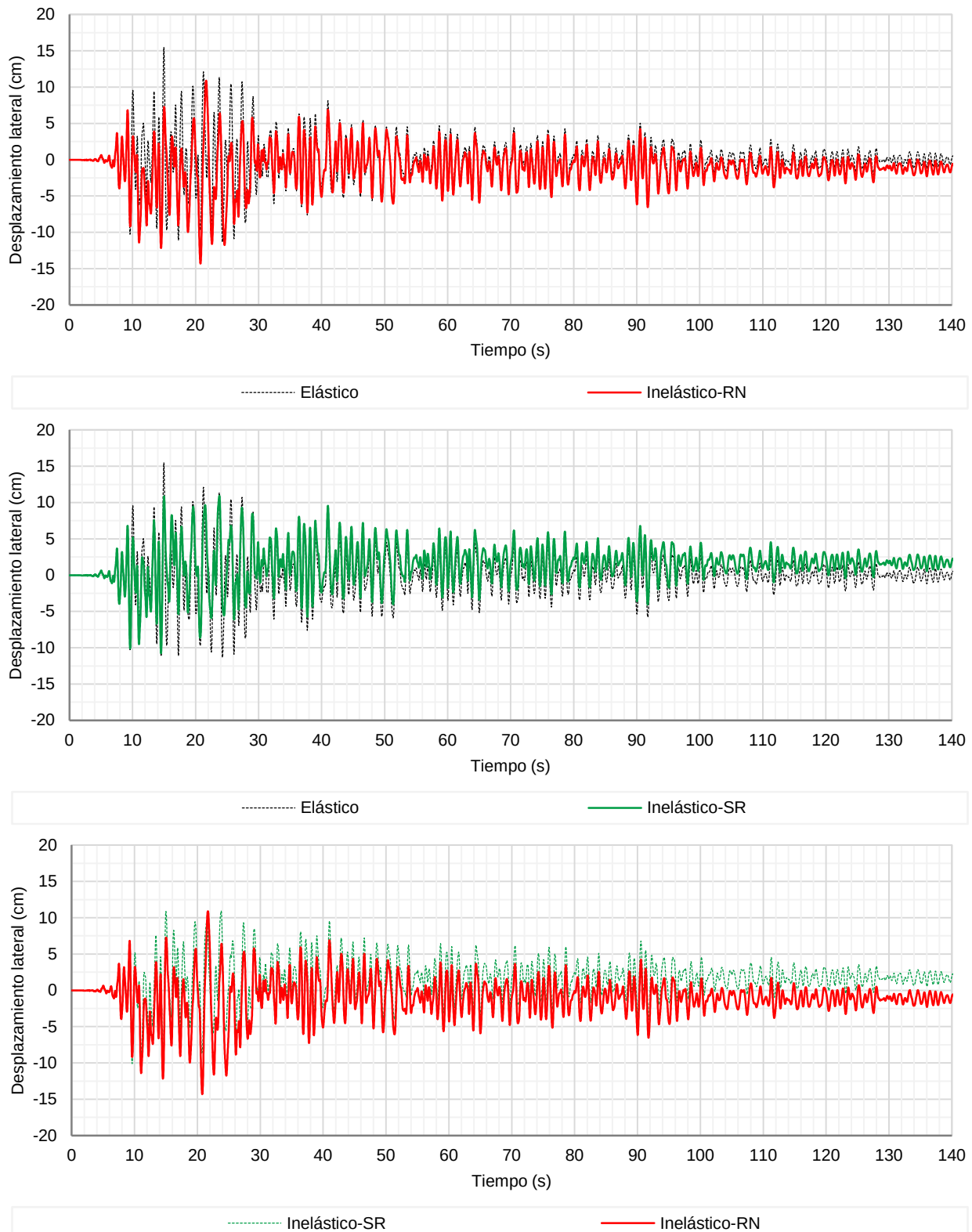


Figura 4.327 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 6 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

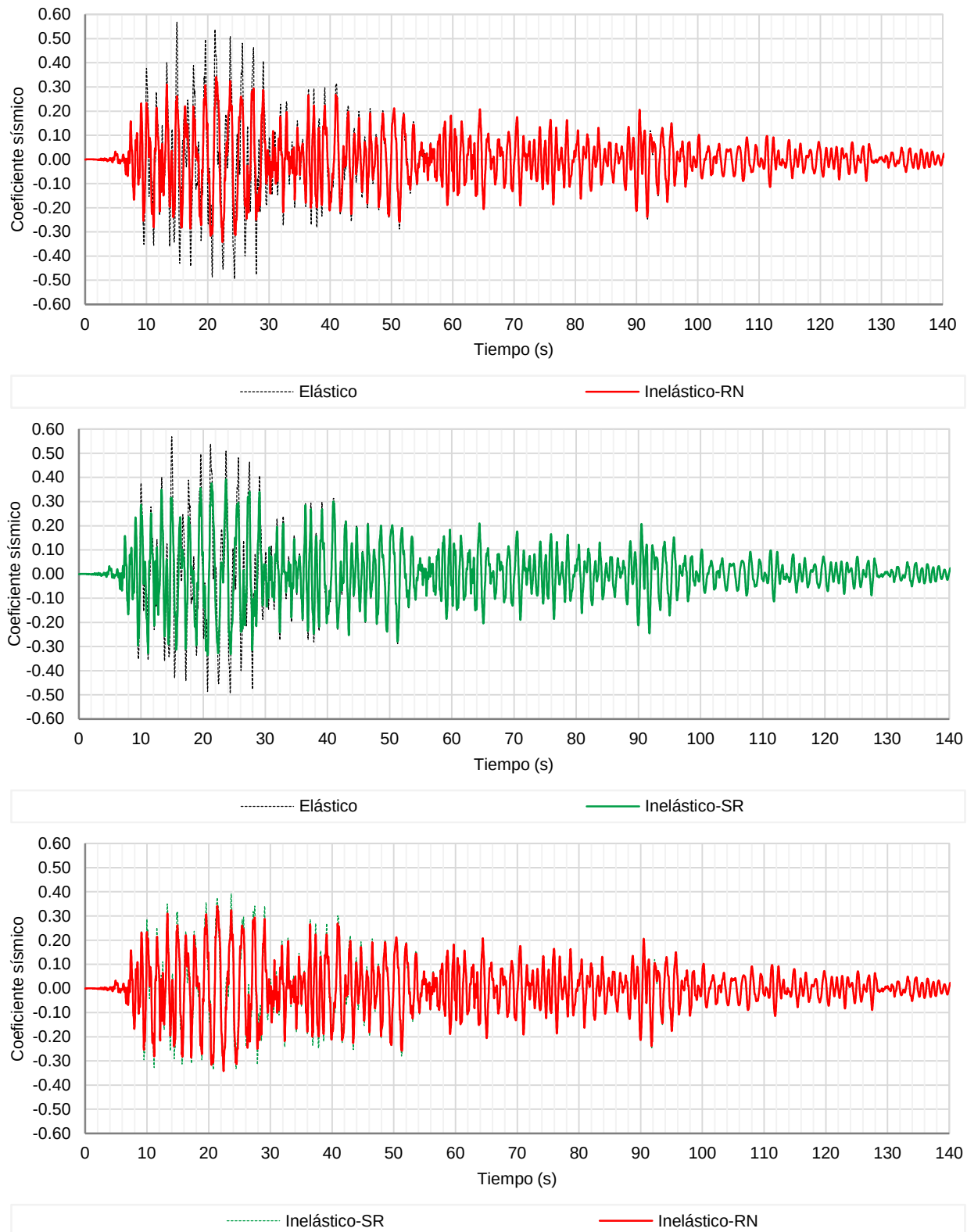


Figura 4.328 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 6 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

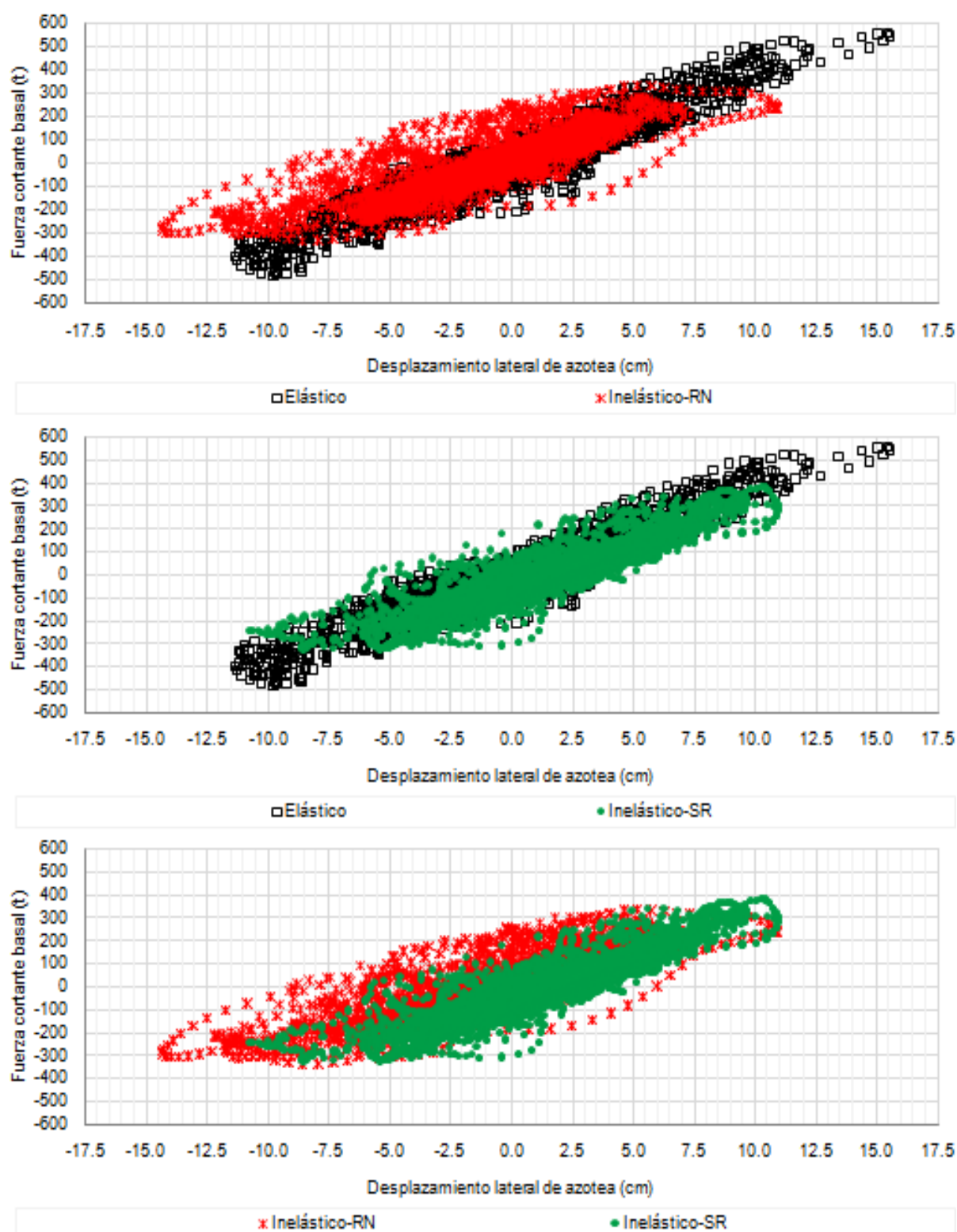


Figura 4.329 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

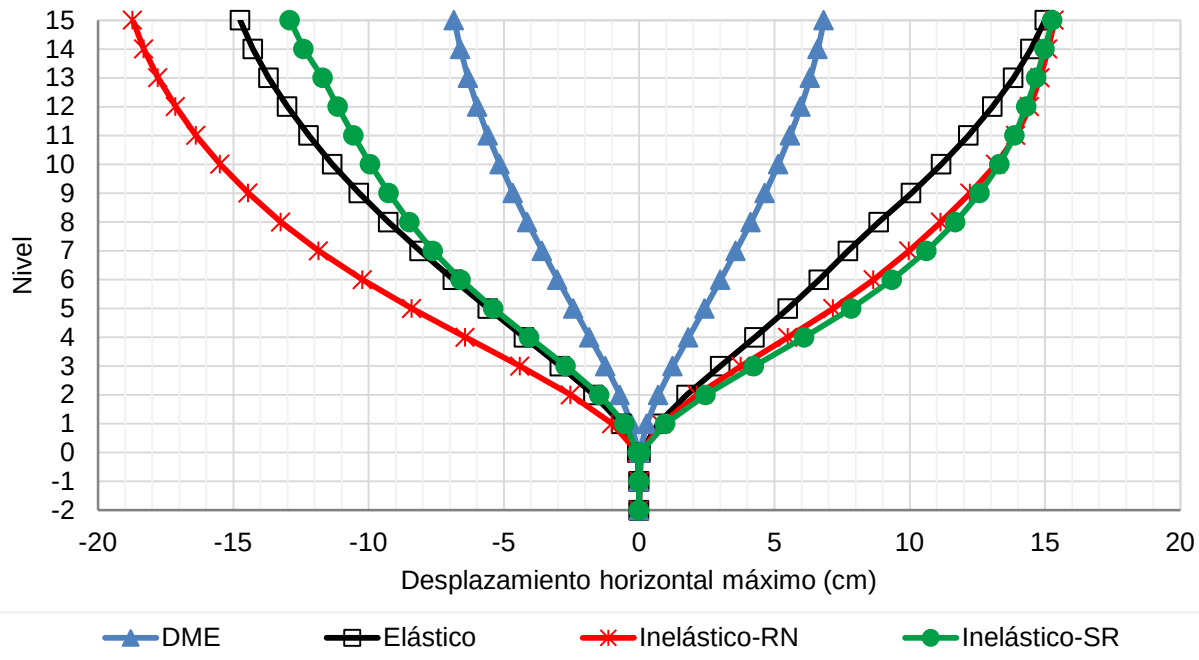


Figura 4.330 Desplazamientos horizontales máximos del eje 9 del edificio 3, calculados con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

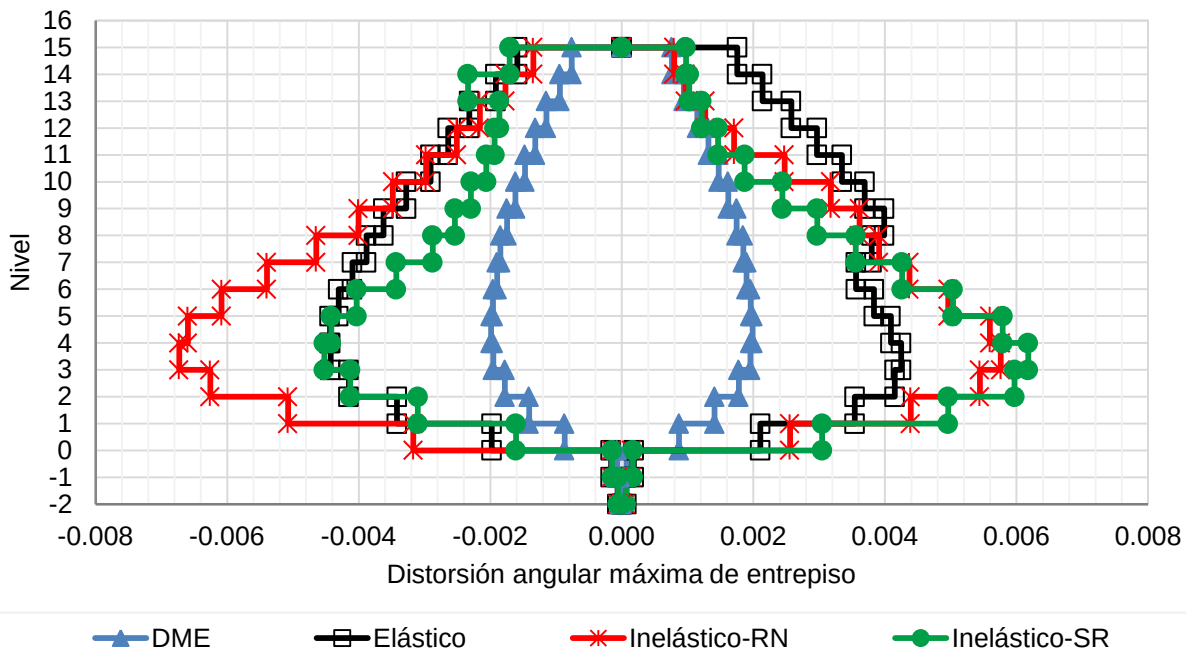


Figura 4.331 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del eje 9 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

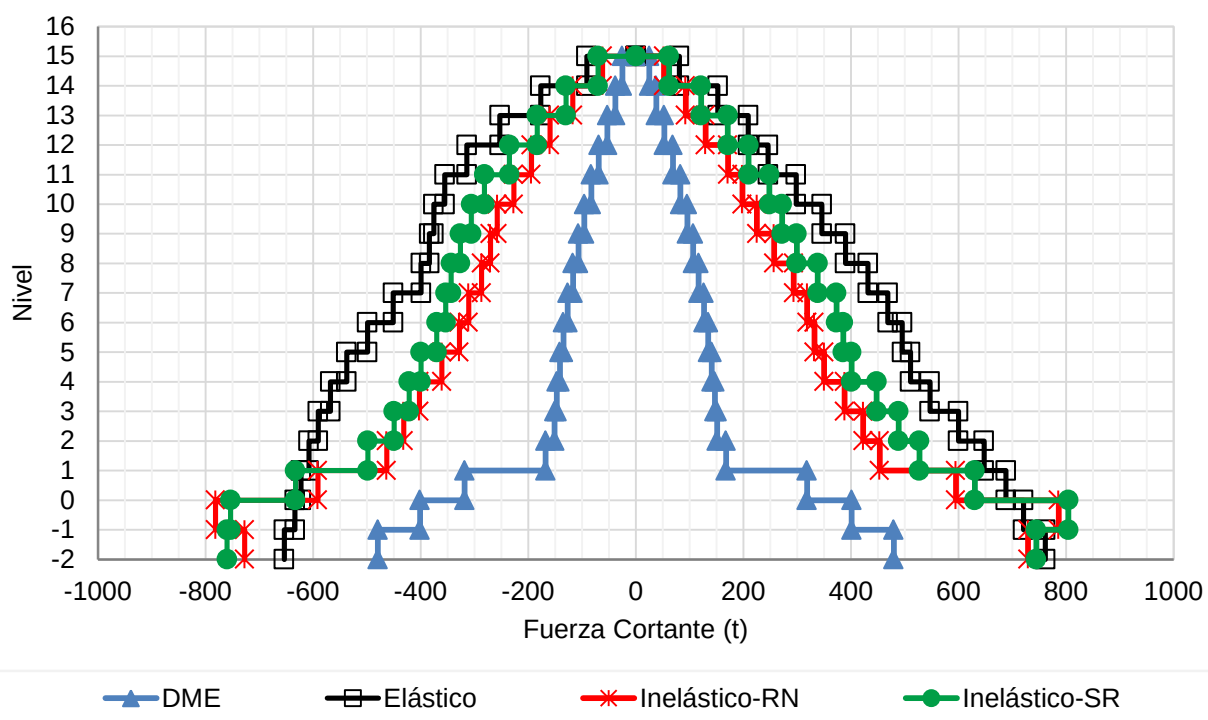


Figura 4.332 Fuerzas cortantes de entrepiso del eje 9 del edificio 3, calculadas con los análisis dinámico modal con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras de muros de concreto desplantadas en suelo tipo III de Chile, y dinámico paso a paso elástico e inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR) con el acelerograma CCH-NS60°

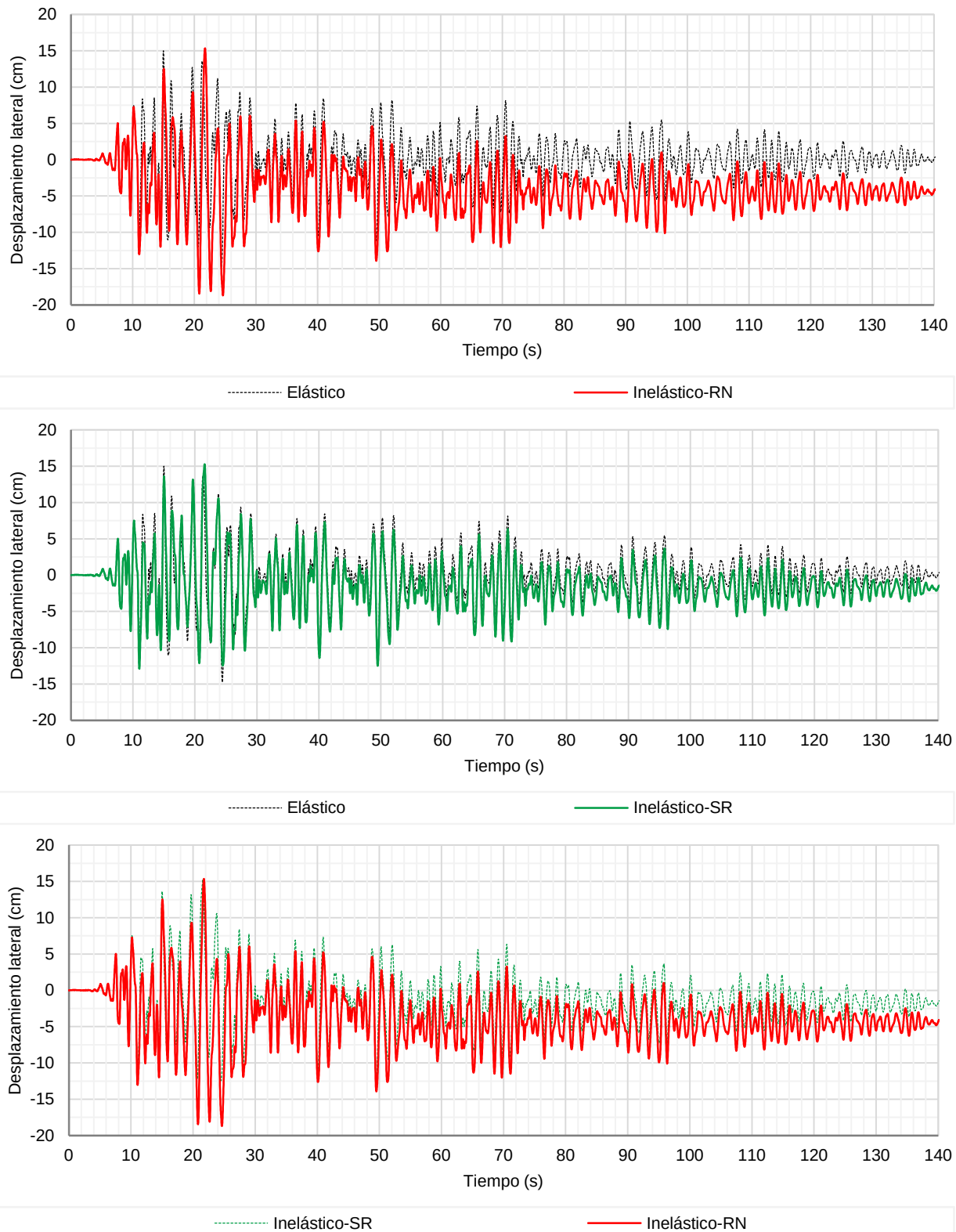


Figura 4.333 Comparación de las historias de desplazamientos laterales a nivel de azotea del eje 9 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

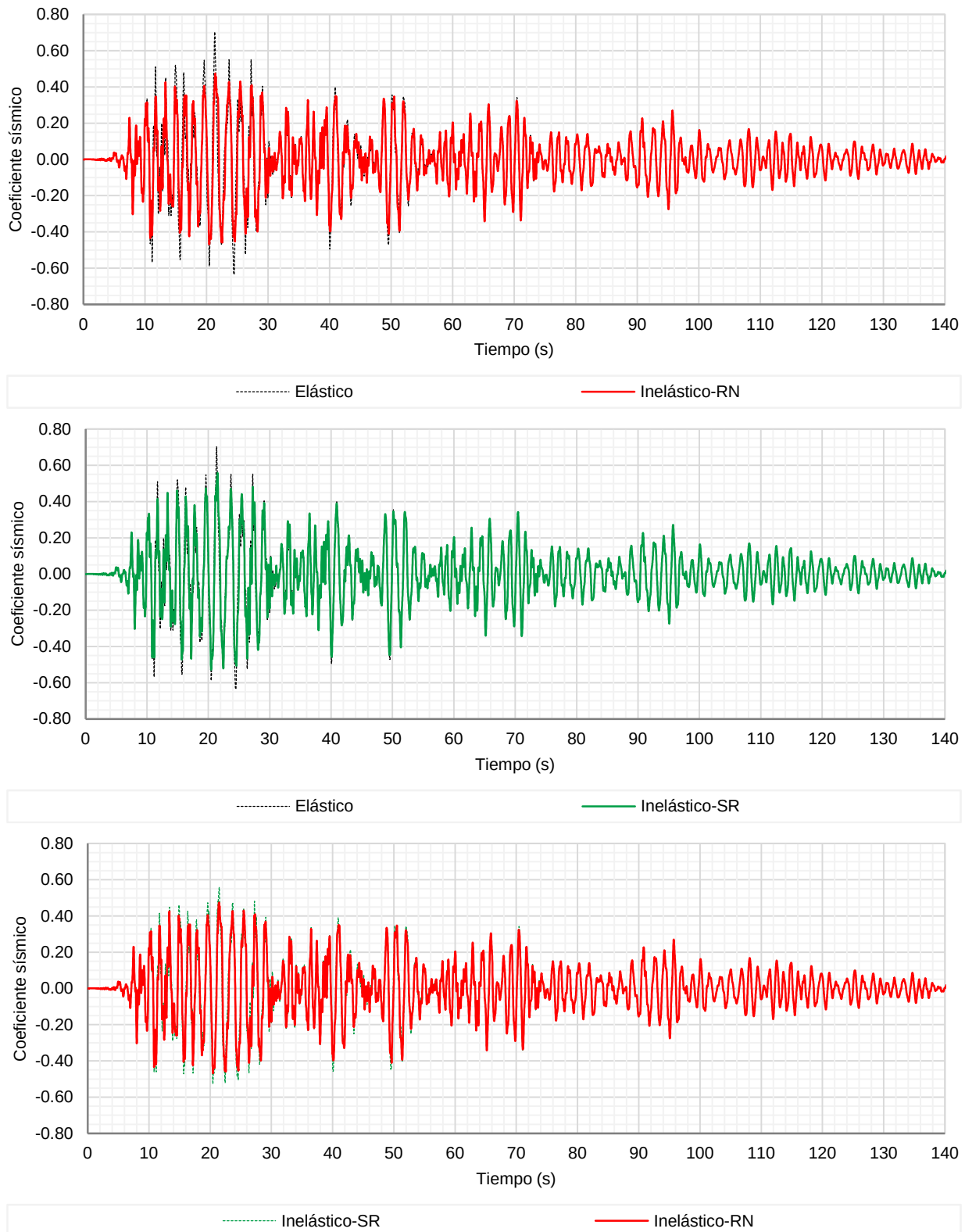


Figura 4.334 Comparación de las historias de coeficientes sísmicos del eje 9 del edificio 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

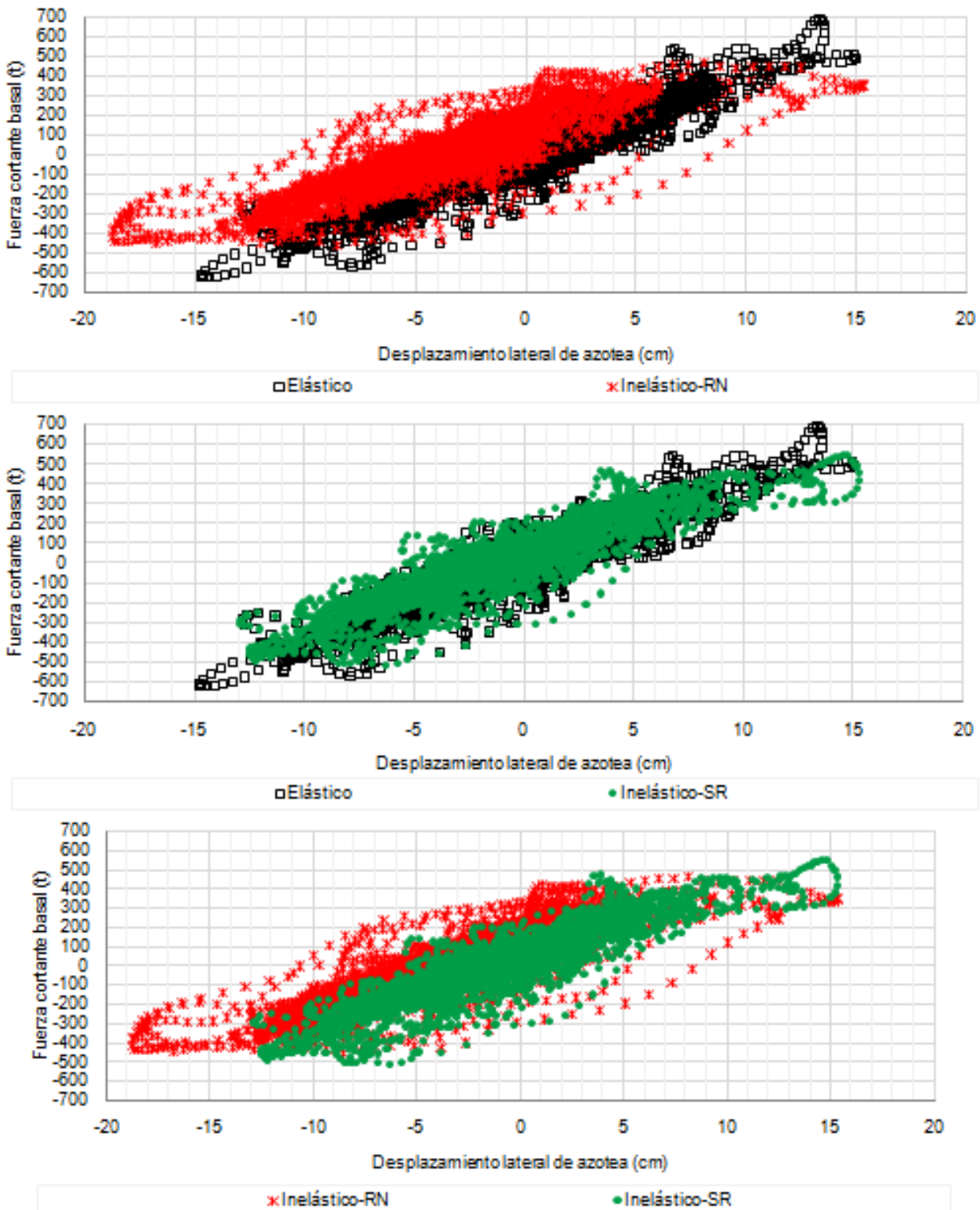
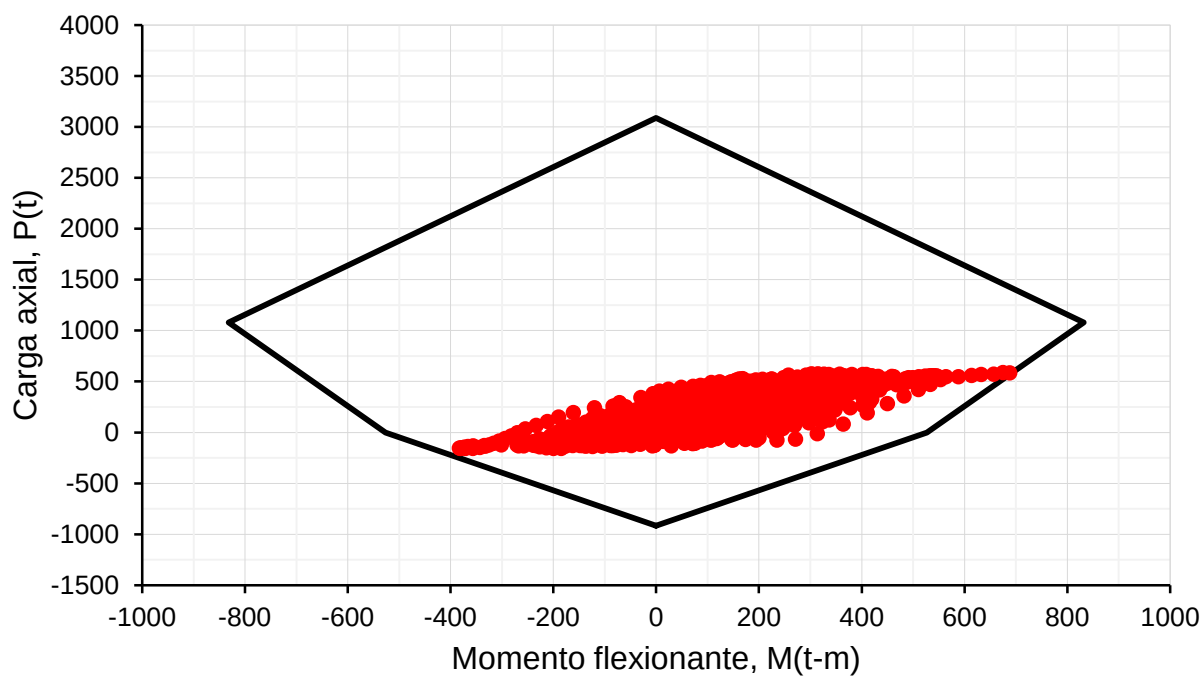
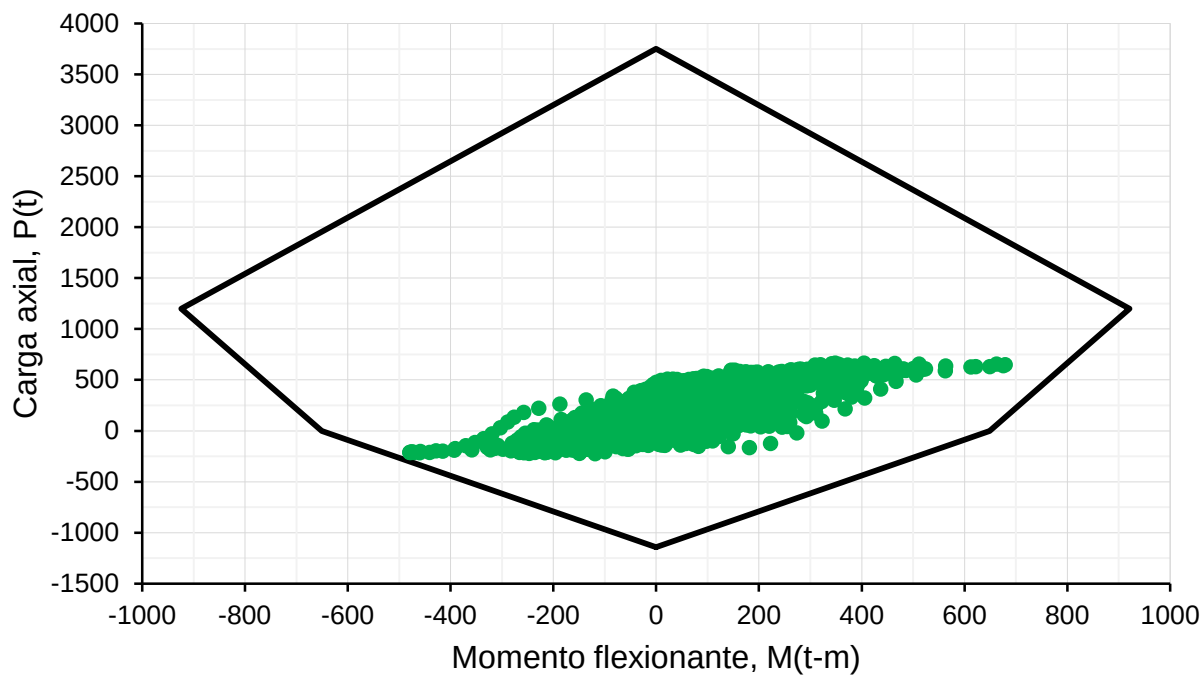


Figura 4.335 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

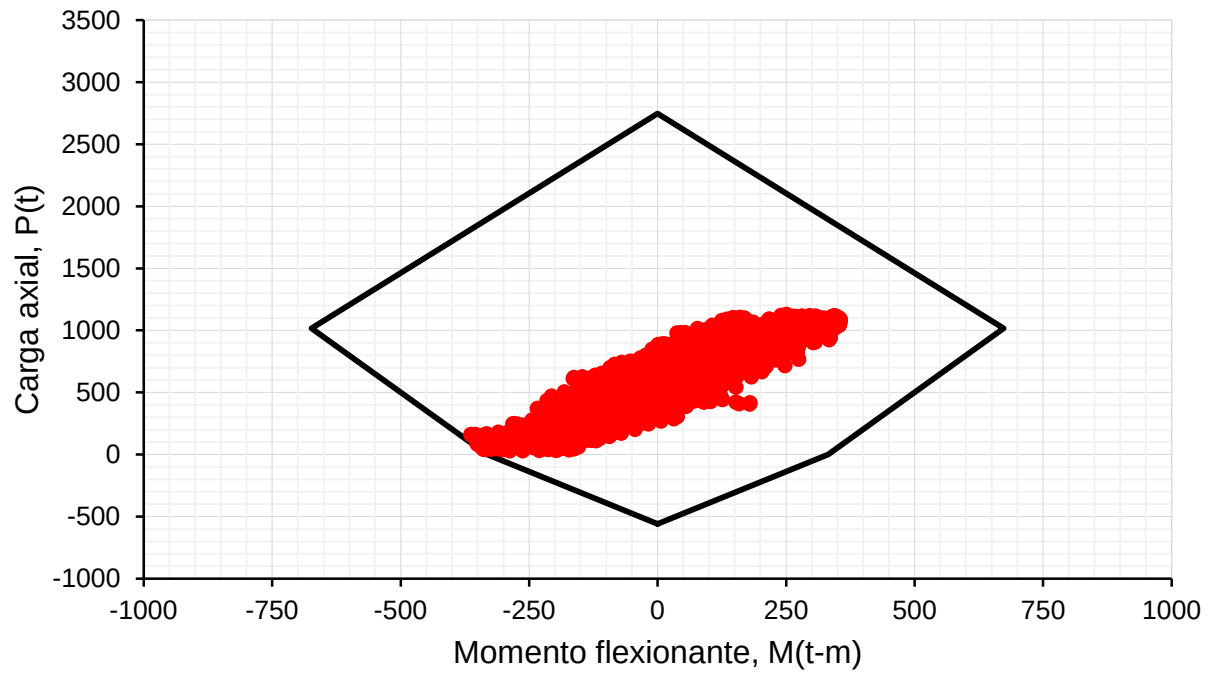


● Inelástico - RN

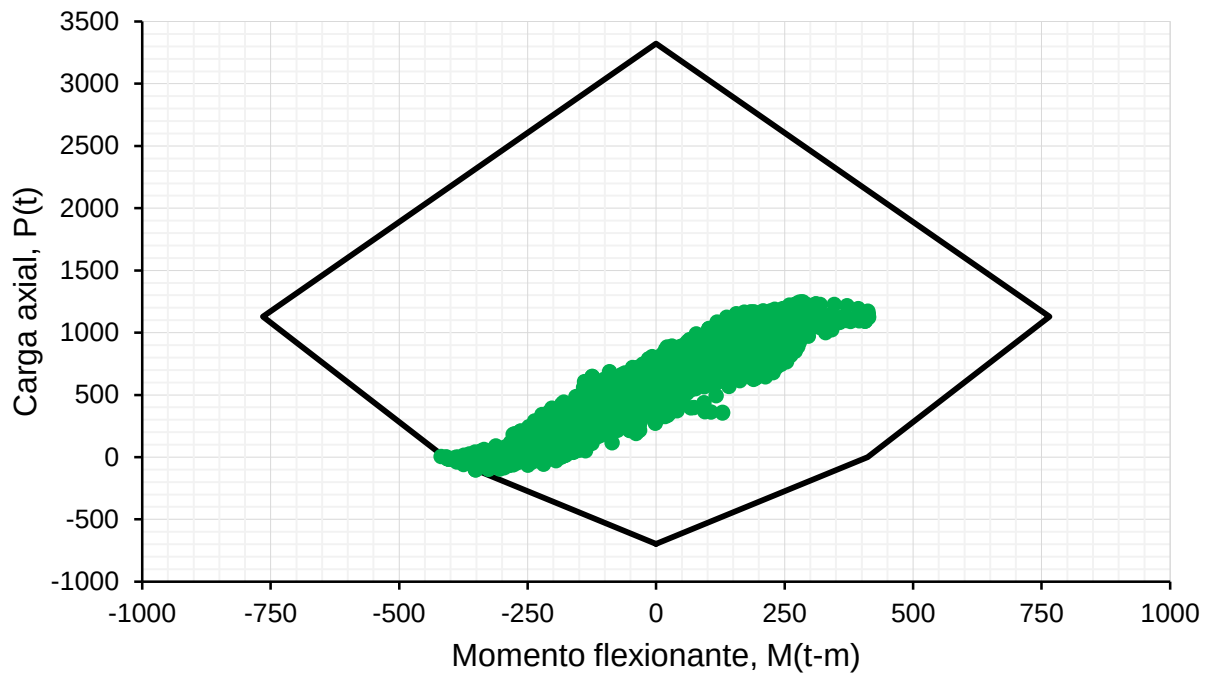


● Inelástico - SR

Figura 4.336 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

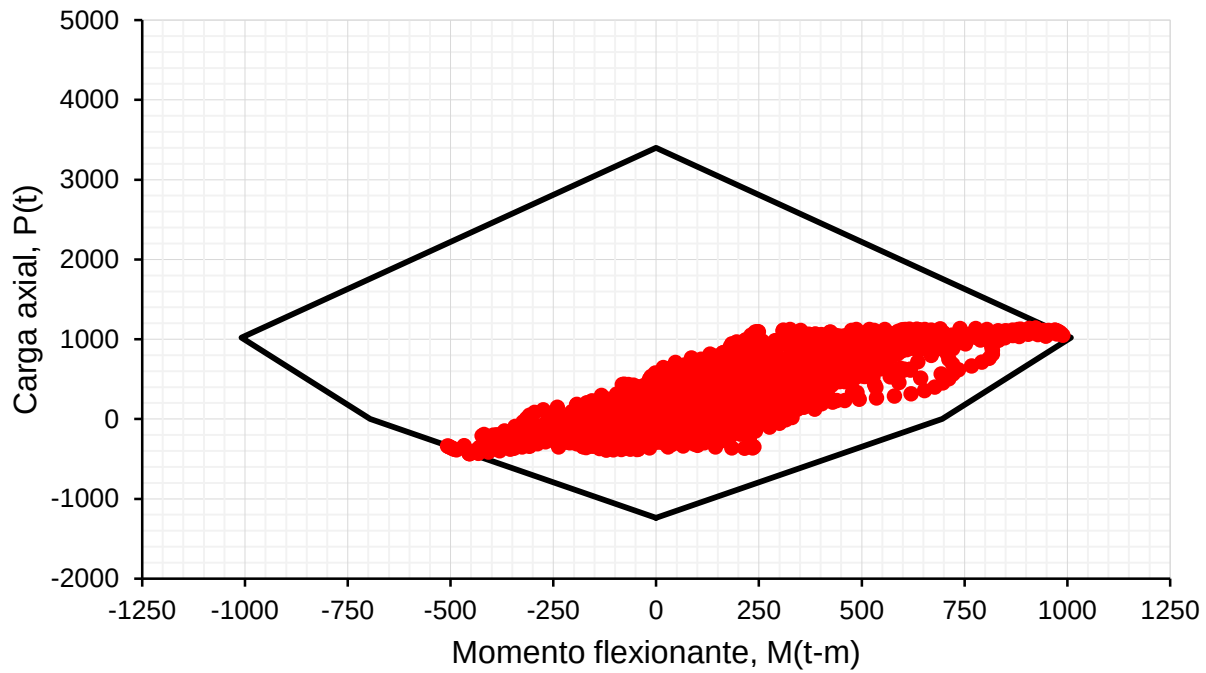


● Inelástico - RN

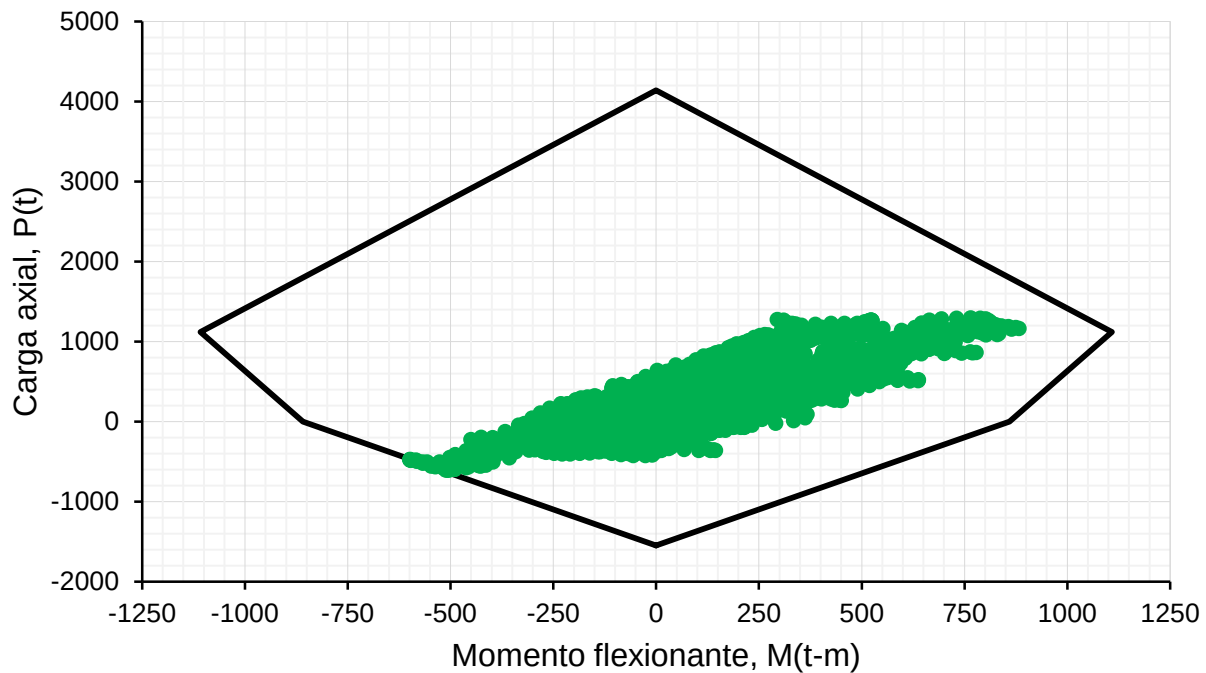


● Inelástico - SR

Figura 4.337 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°



● Inelástico - RN



● Inelástico - SR

Figura 4.338 Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

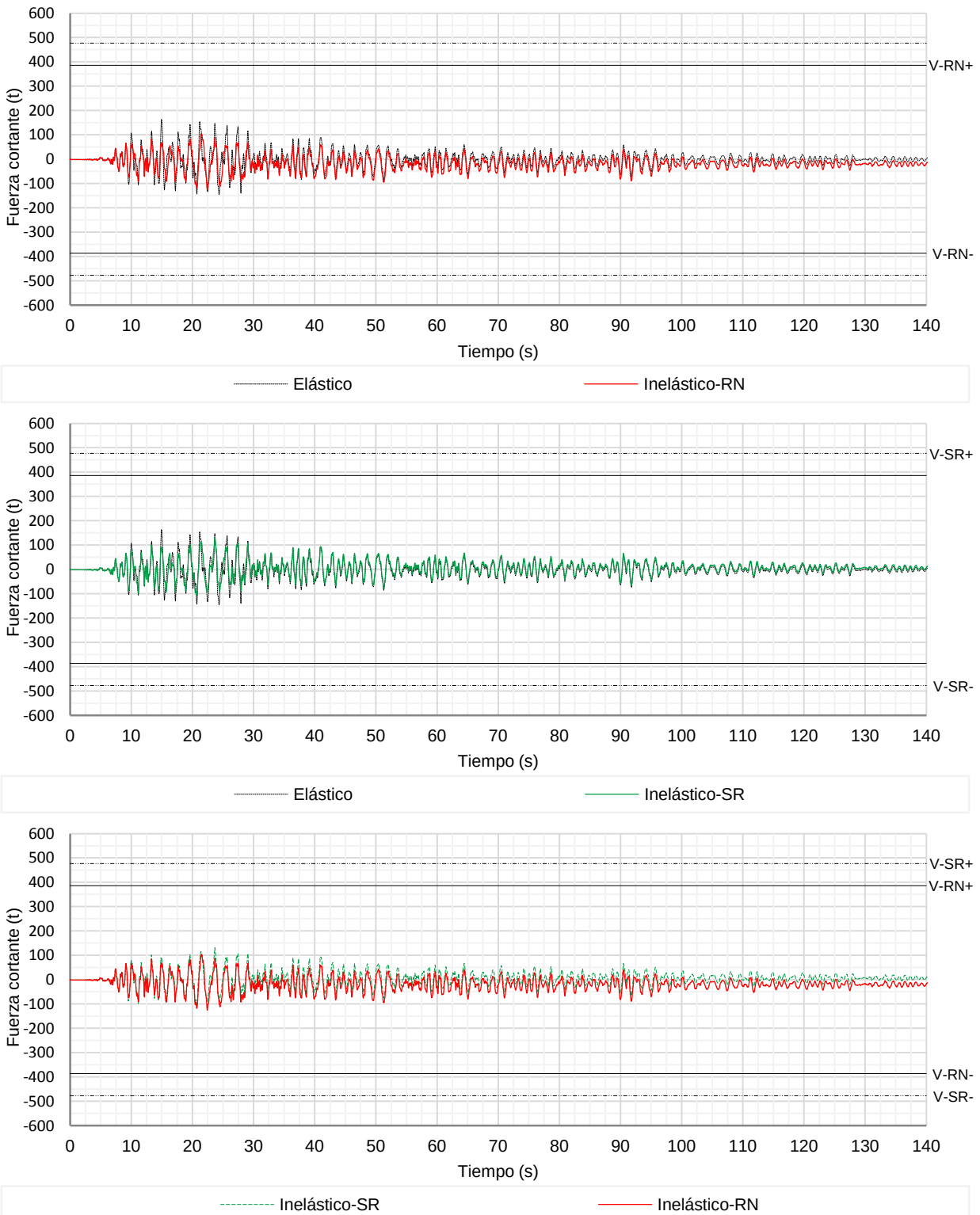


Figura 4.339 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

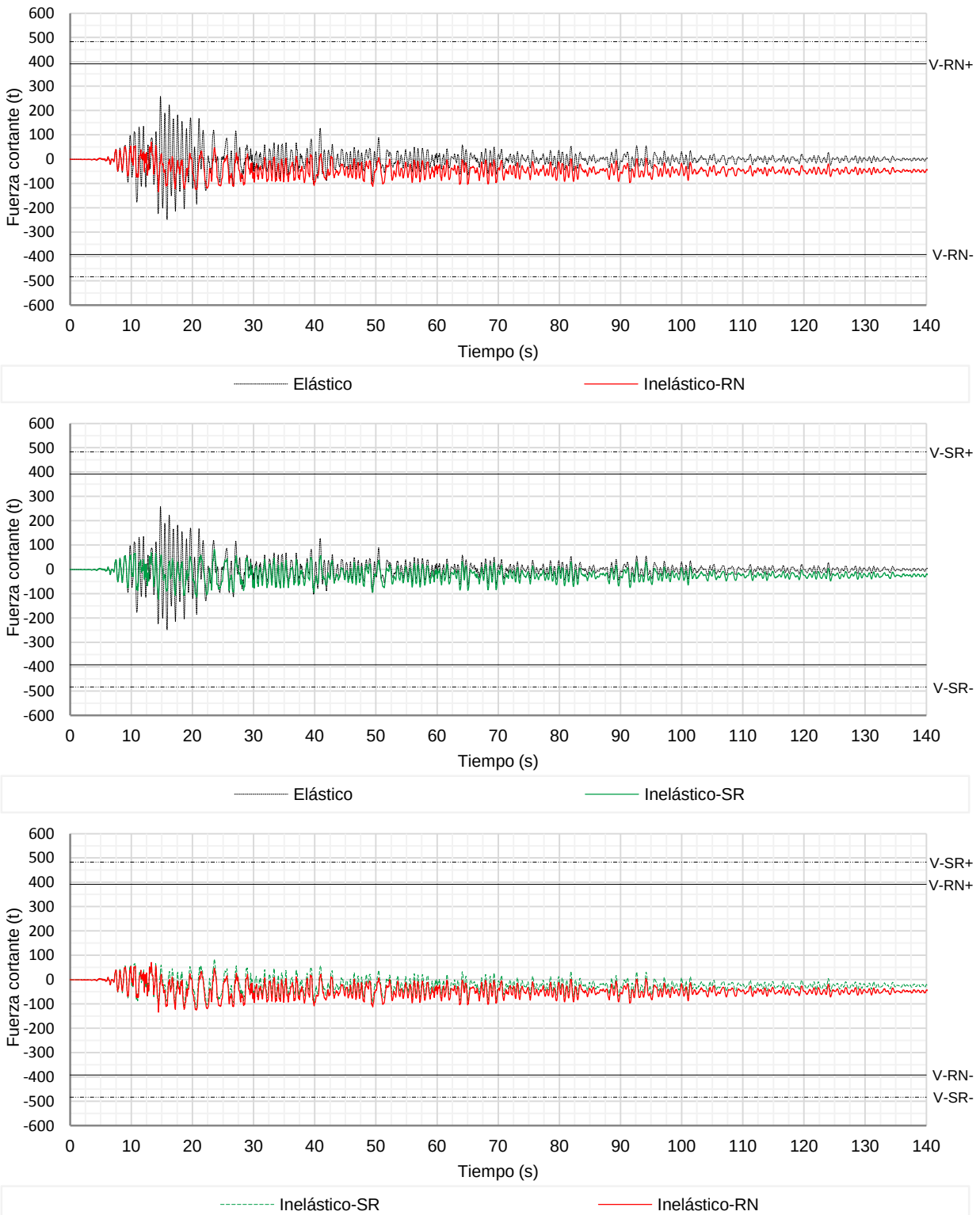


Figura 4.340 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

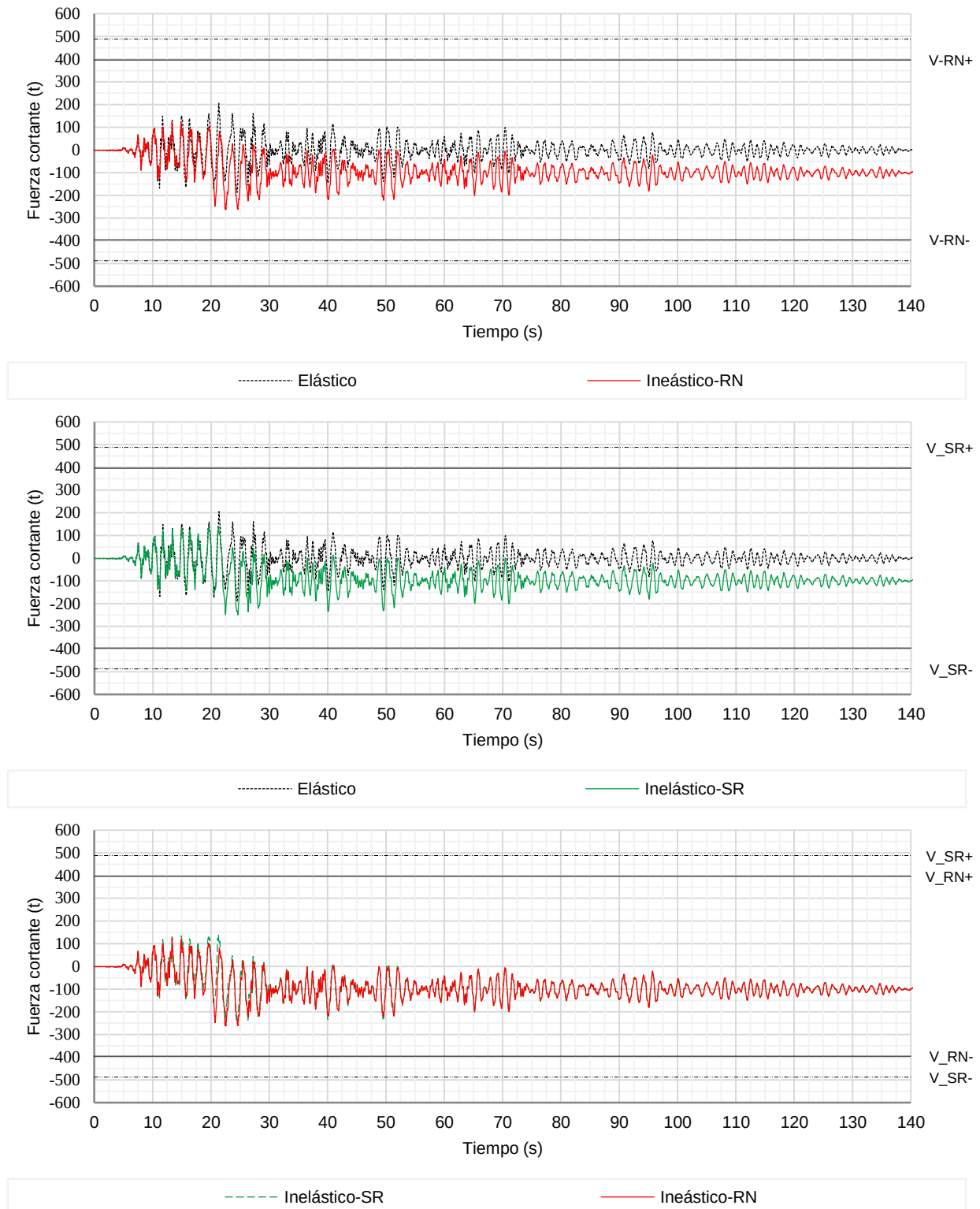


Figura 4.341 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 4 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

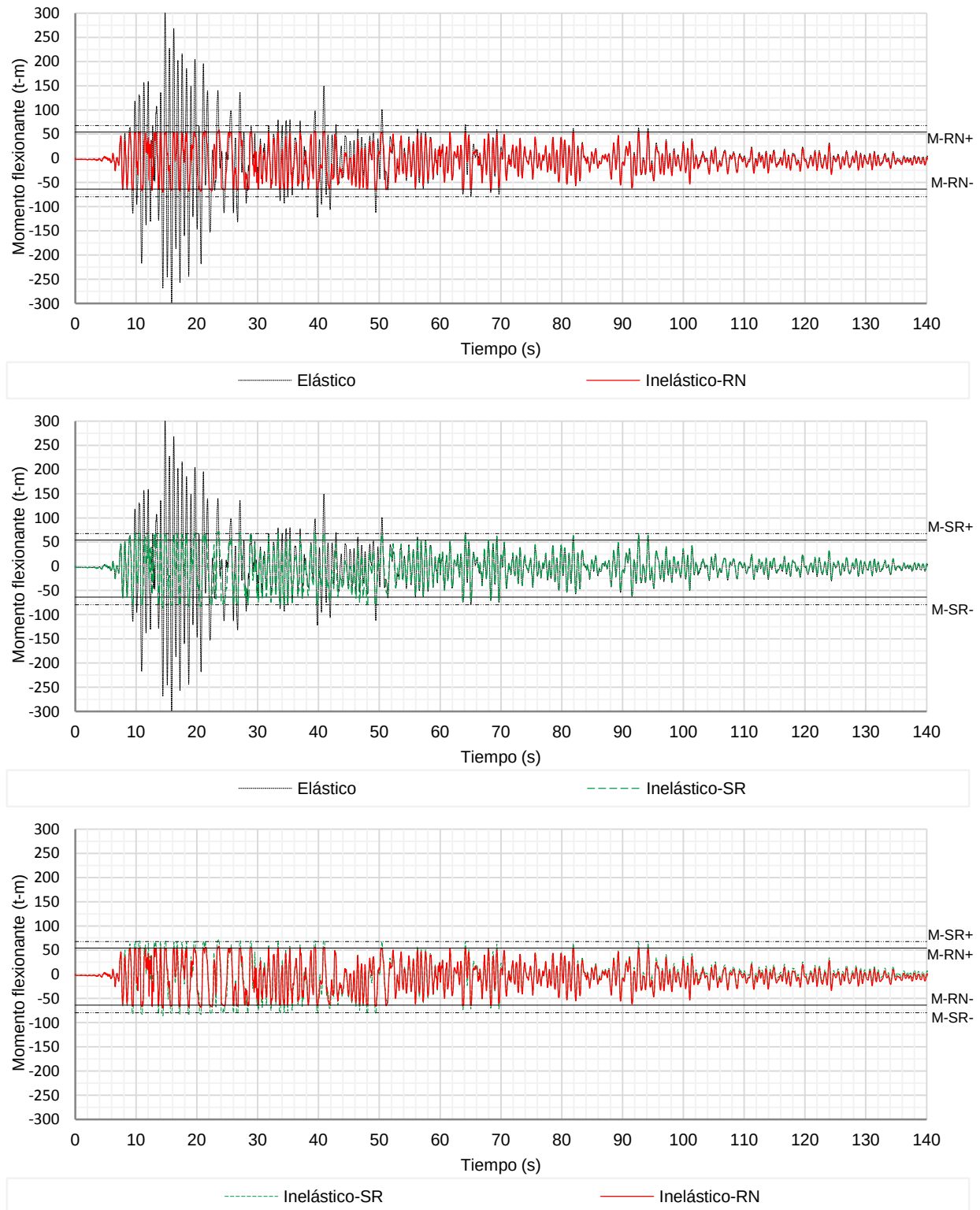


Figura 4.342 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

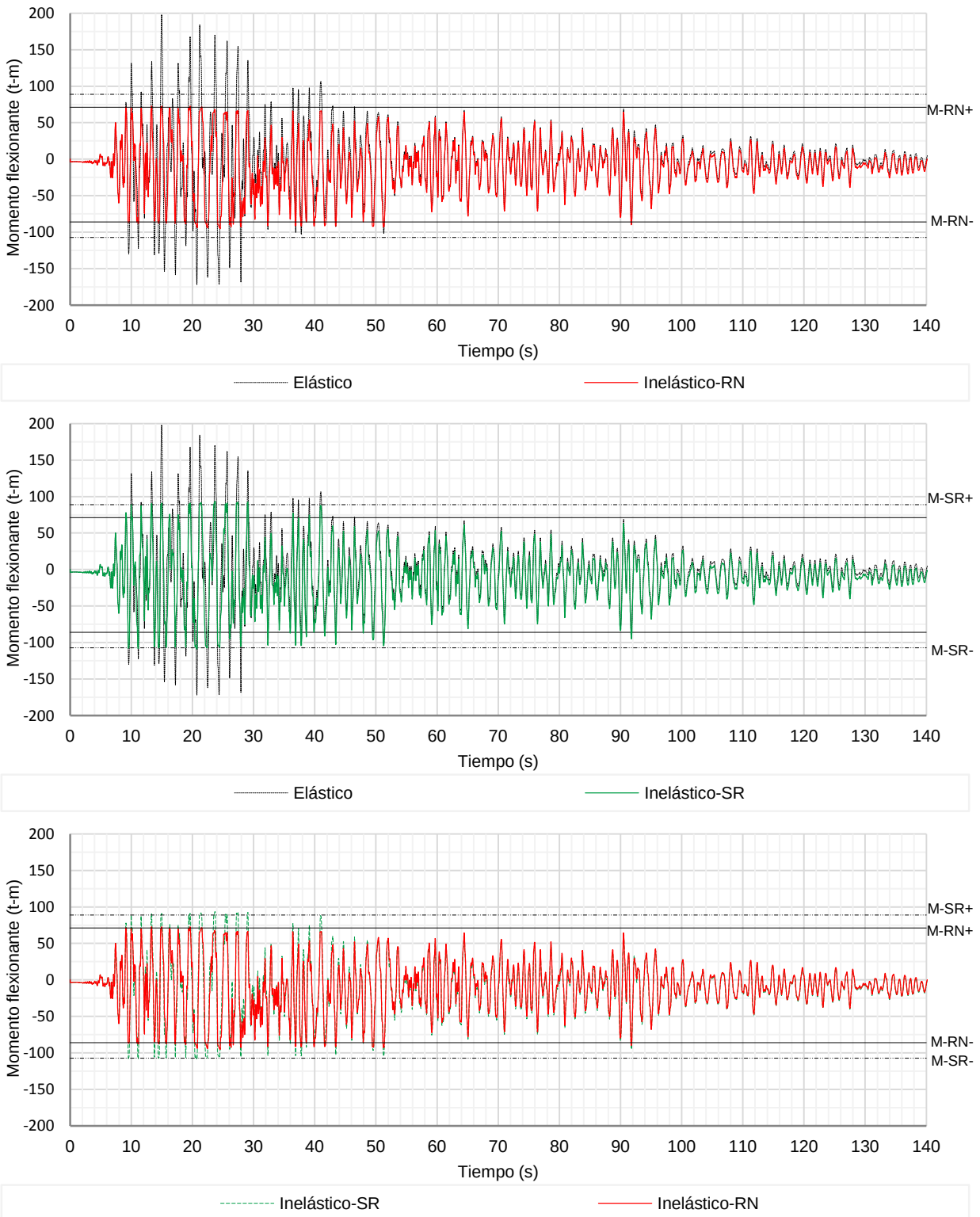


Figura 4.343 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

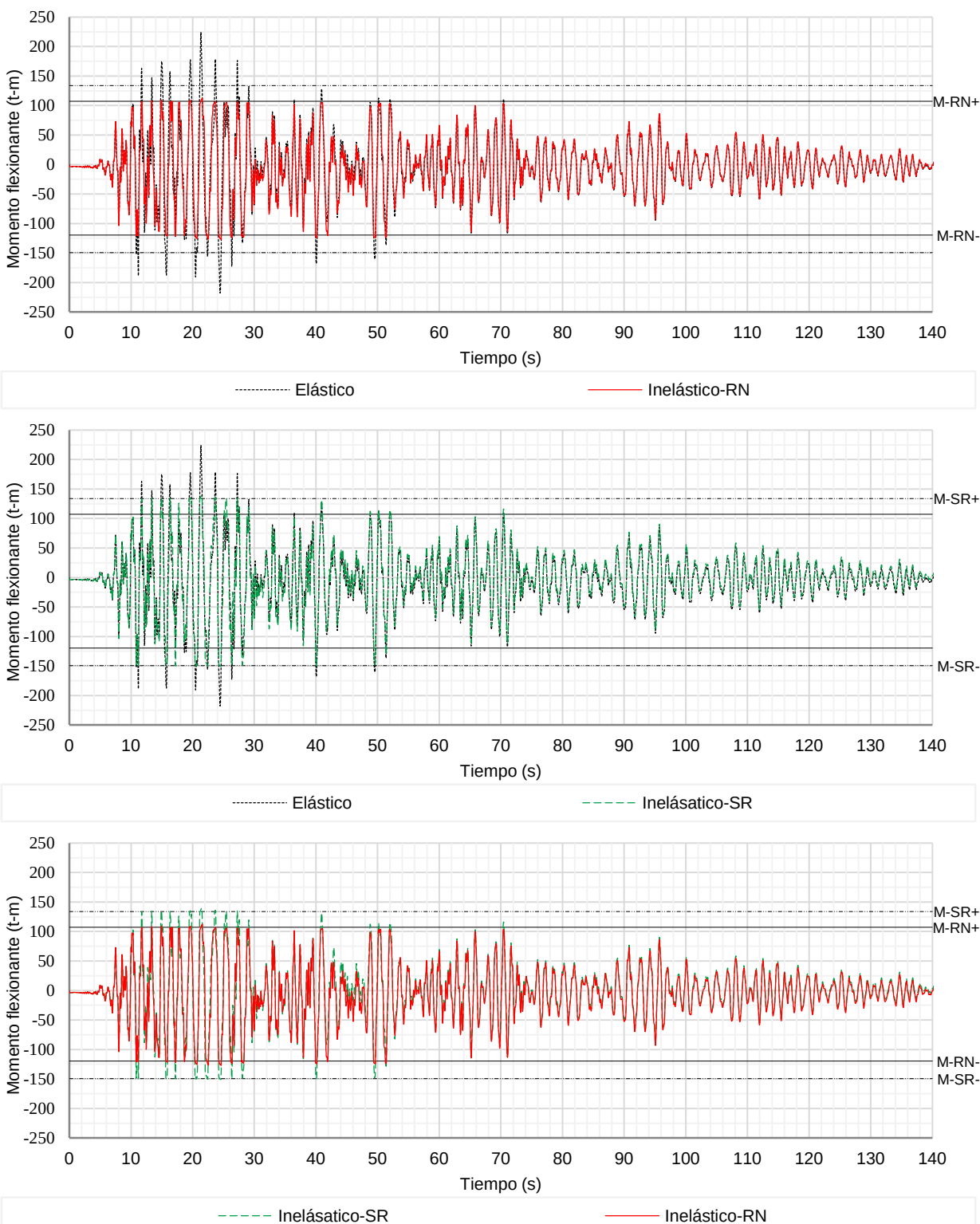


Figura 4.344 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de momentos flexionantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

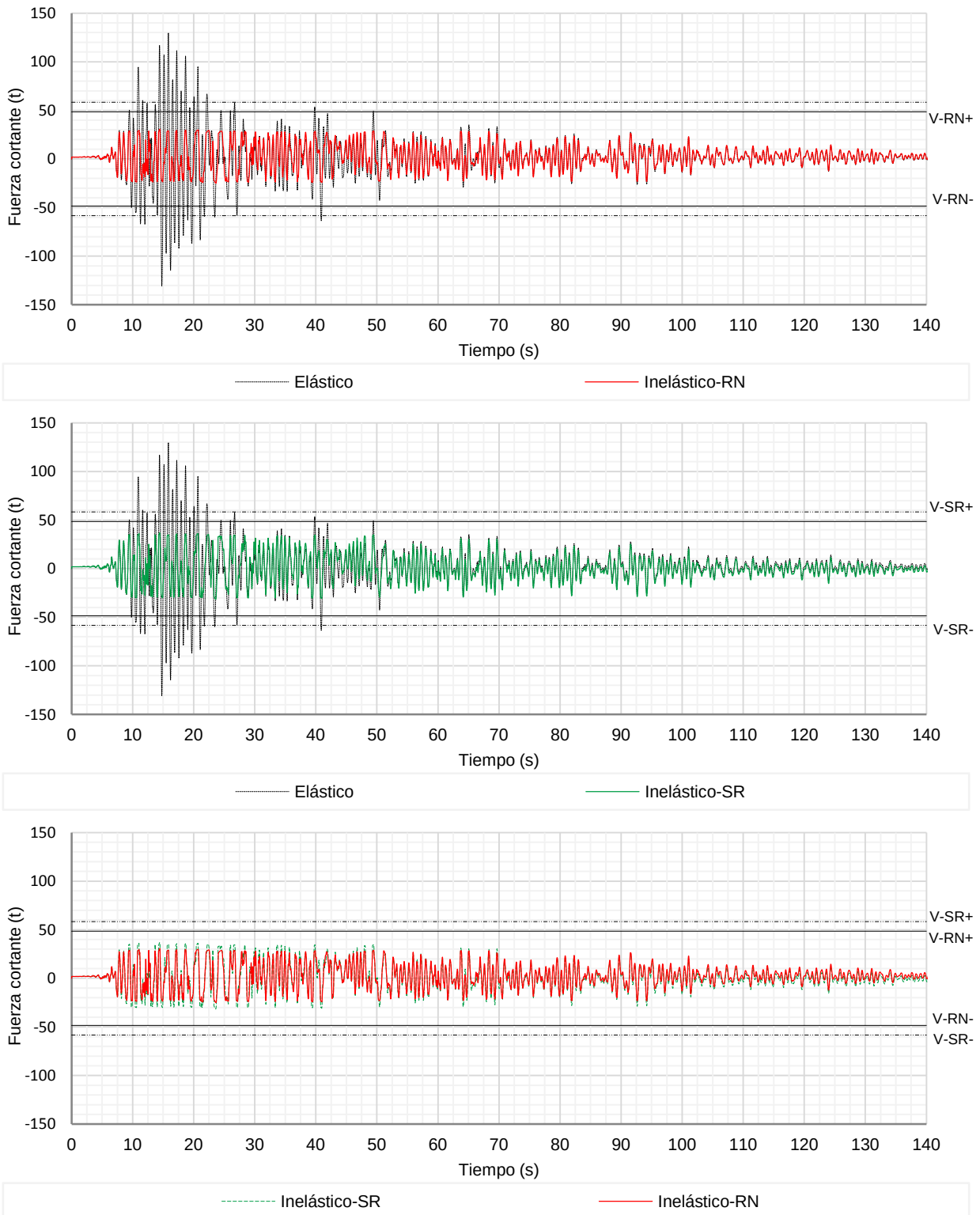


Figura 4.345 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

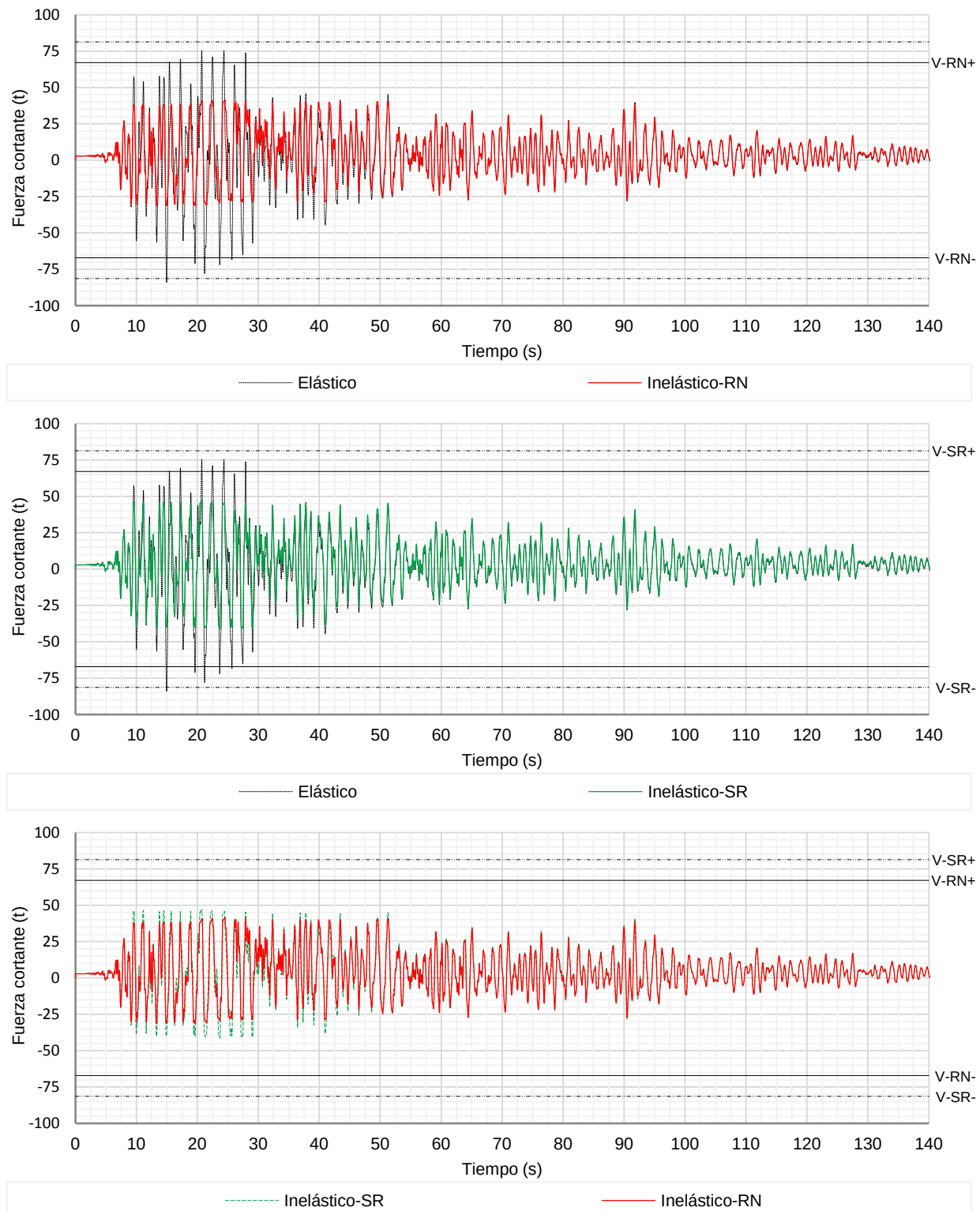


Figura 4.346 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

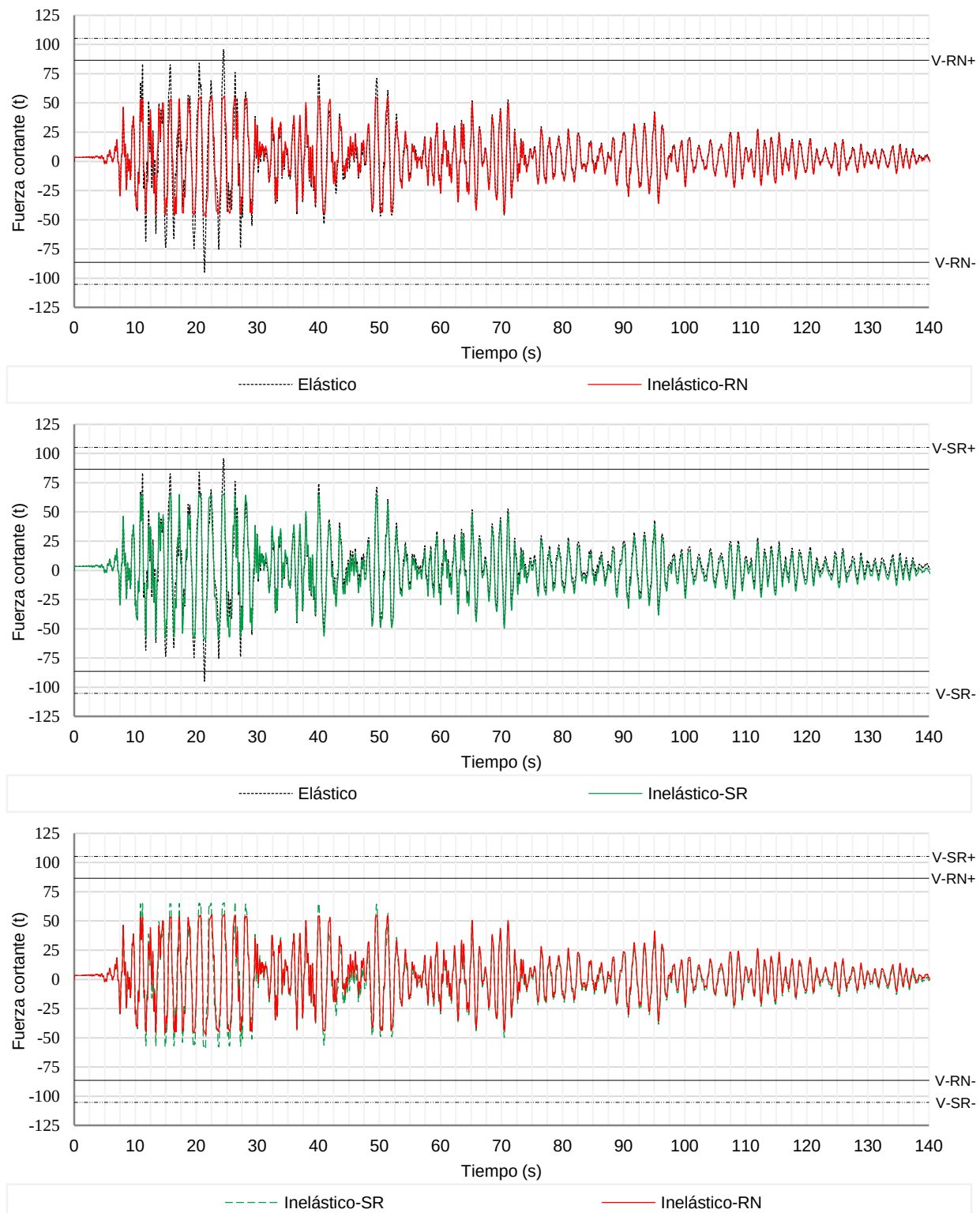


Figura 4.347 Comparación de las resistencias disponibles y de las historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos elástico e inelástico (resistencias nominales RN), comportamientos elástico e inelástico (efectos de sobre-resistencias SR) y comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

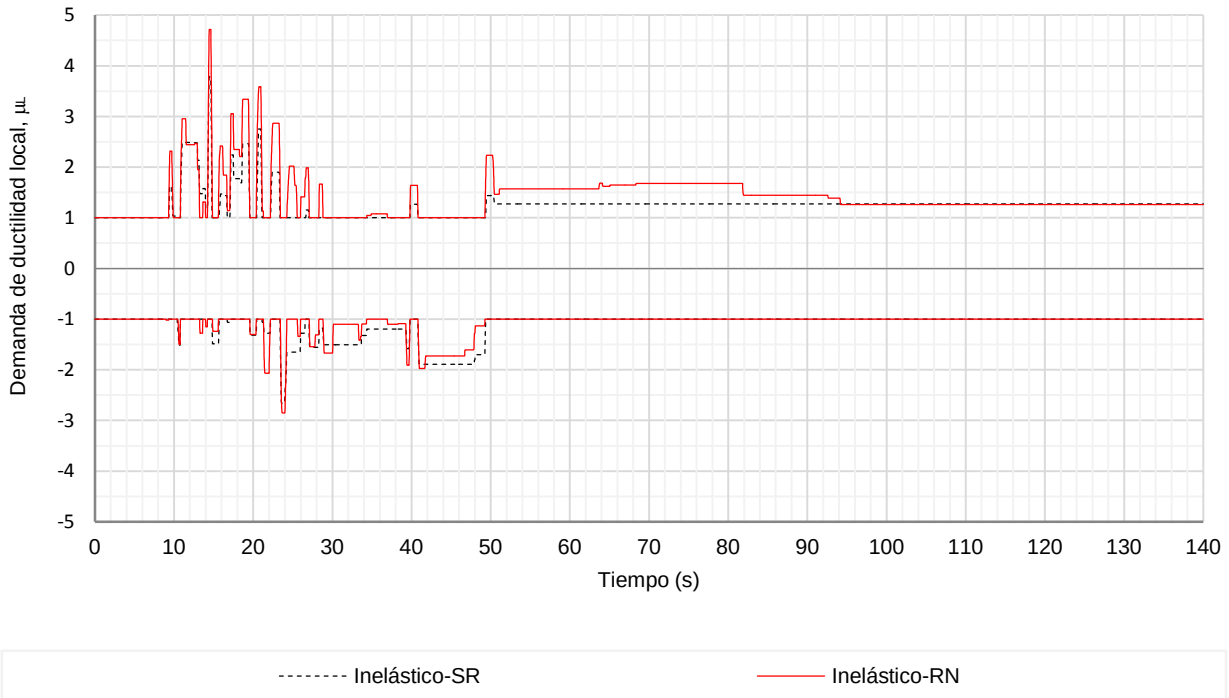


Figura 4.348 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

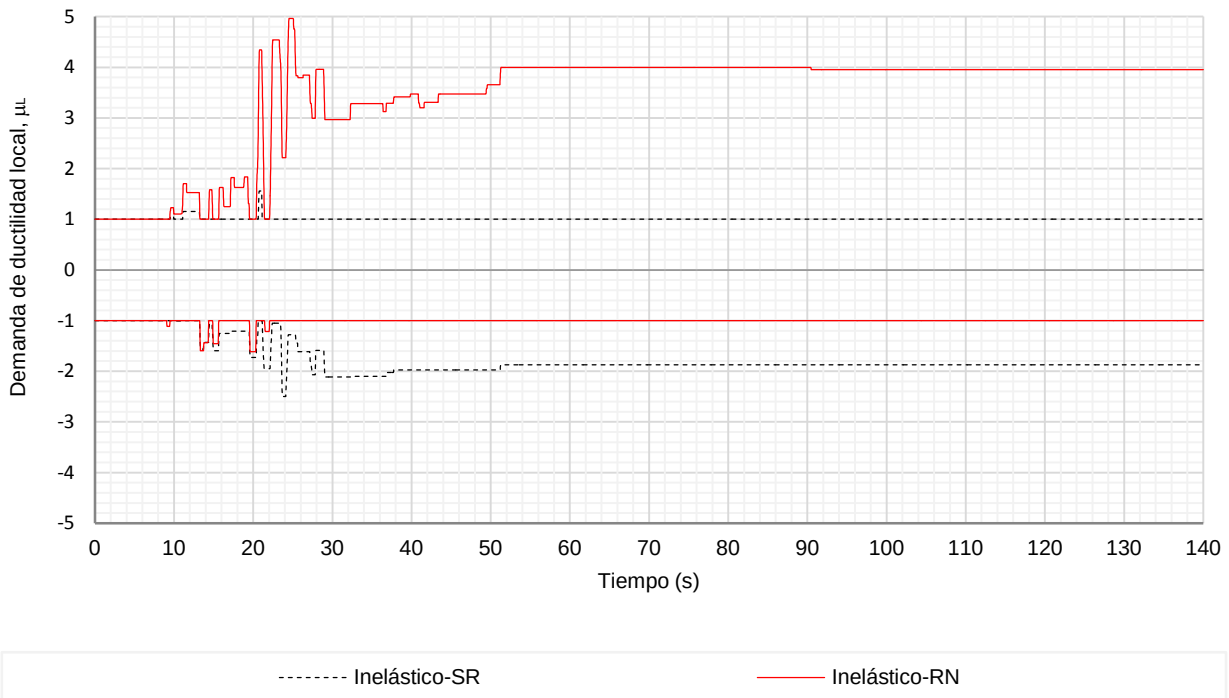


Figura 4.349 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

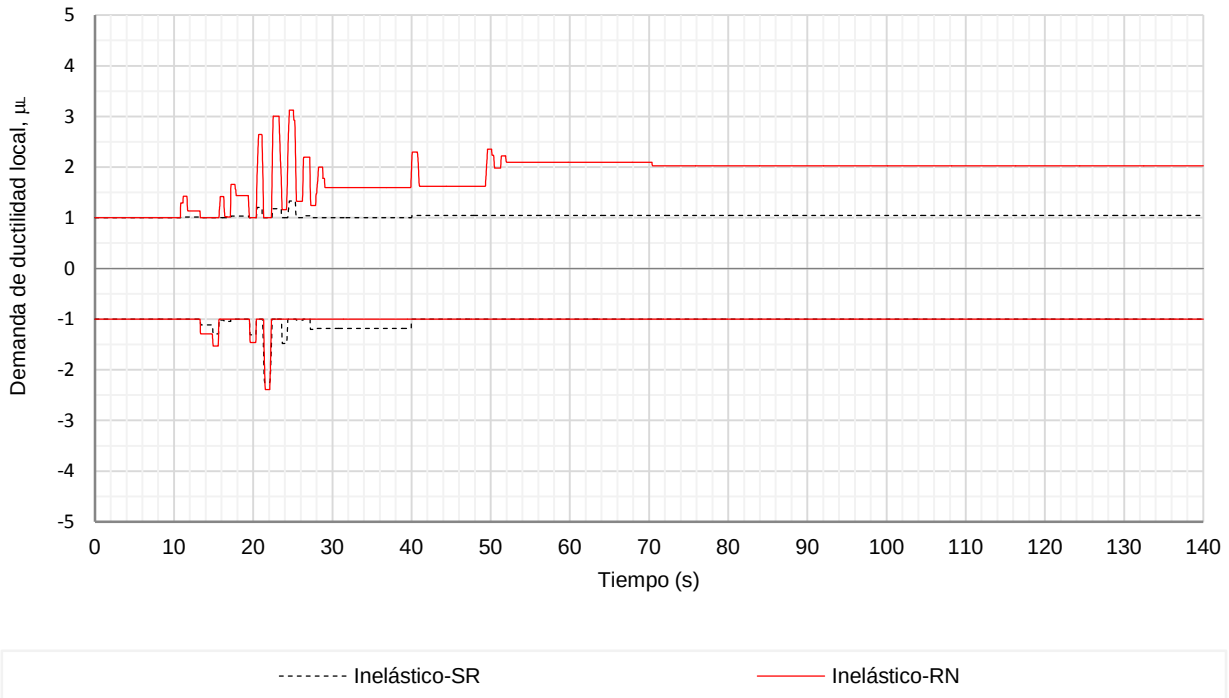


Figura 4.350 Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 7 del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°, comportamientos inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR)

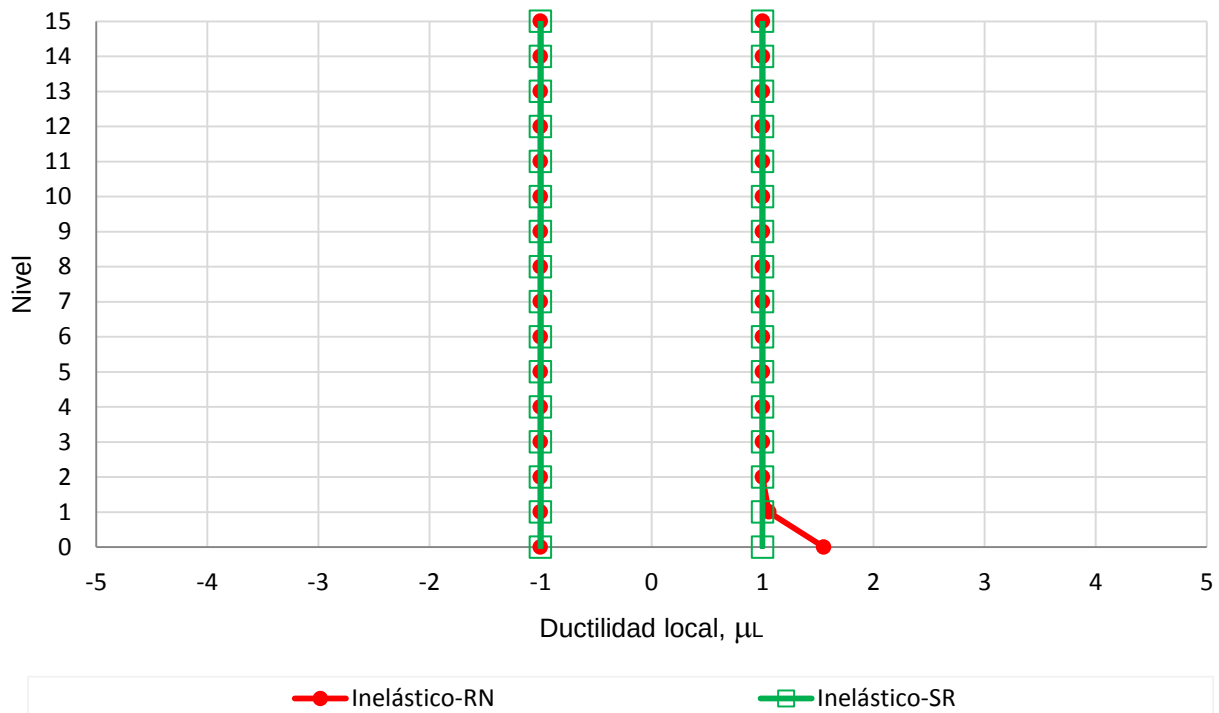


Figura 4.351 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

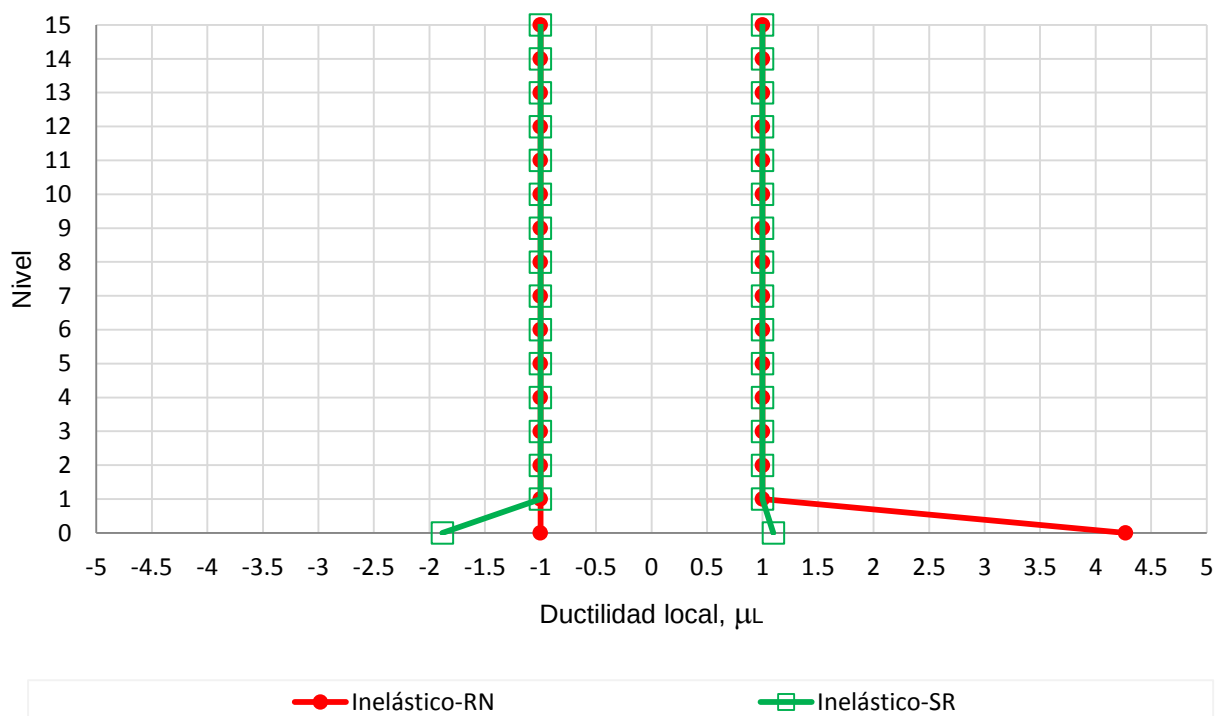


Figura 4.352 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

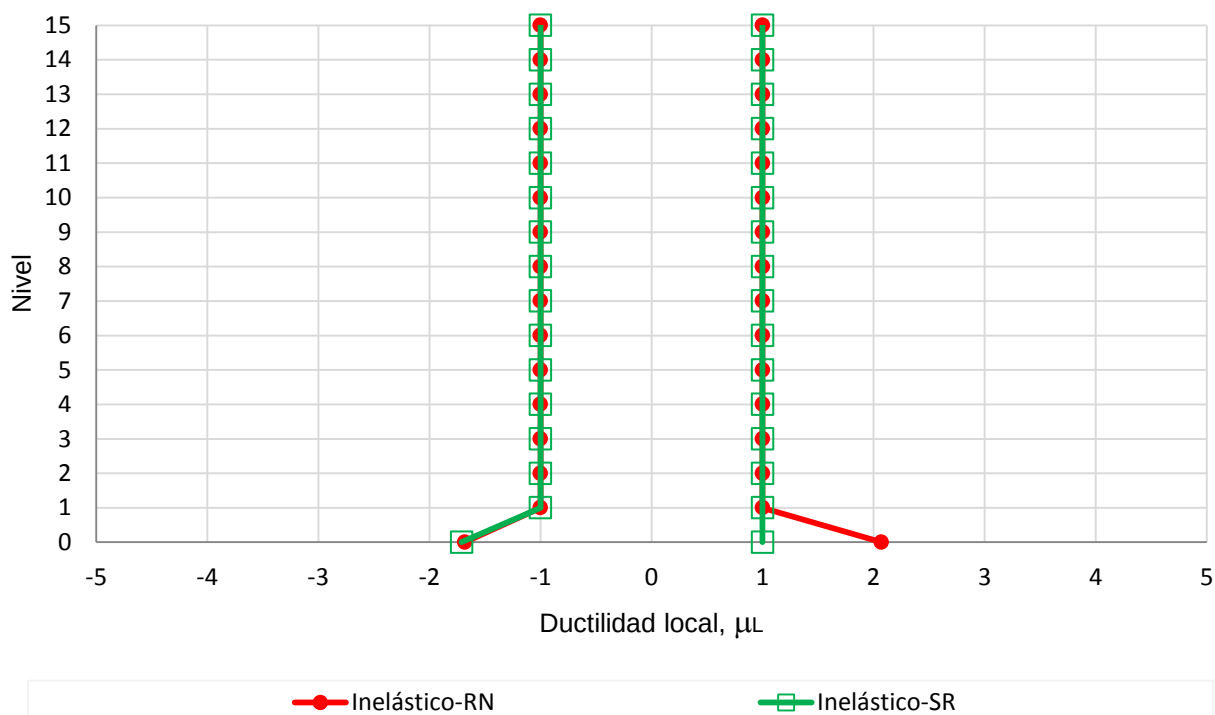
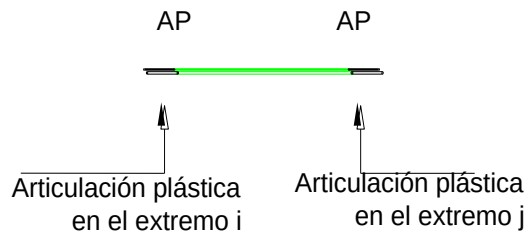


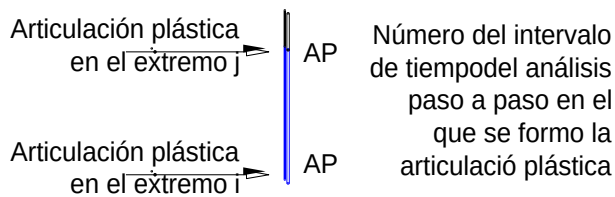
Figura 4.353 Demandas máximas de ductilidad local de las columnas del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

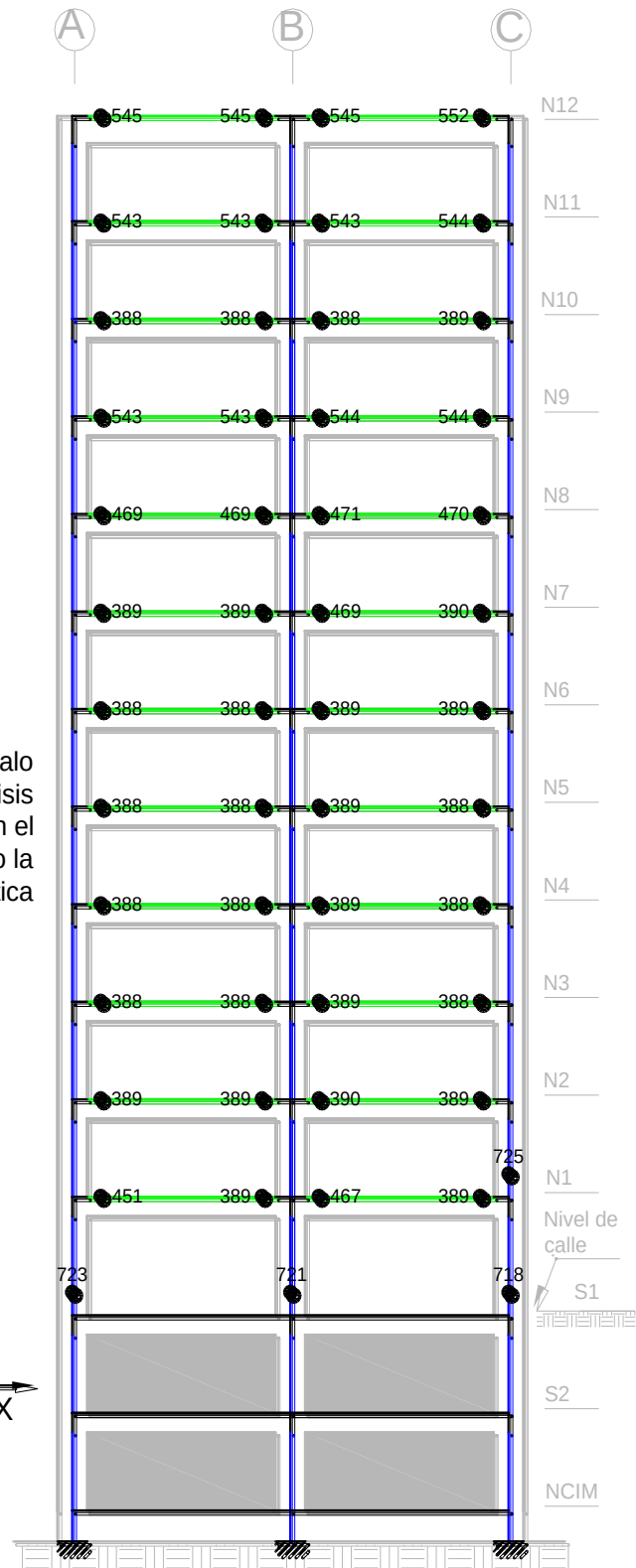
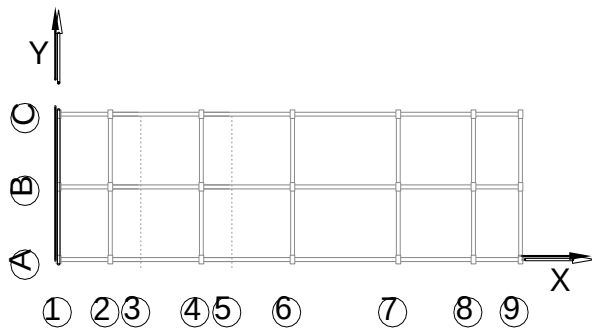
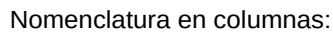
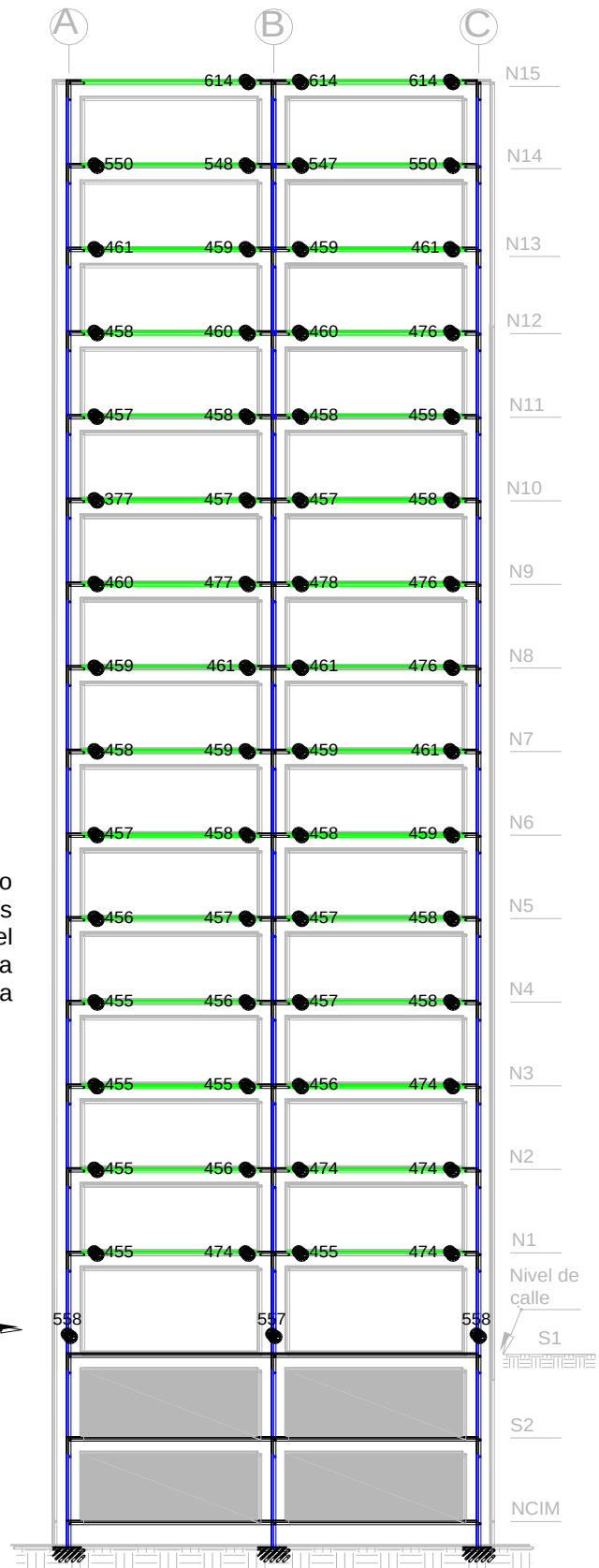


Figura 4.354 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (resistencias nominales RN) con el acelerograma CCH-NS60°

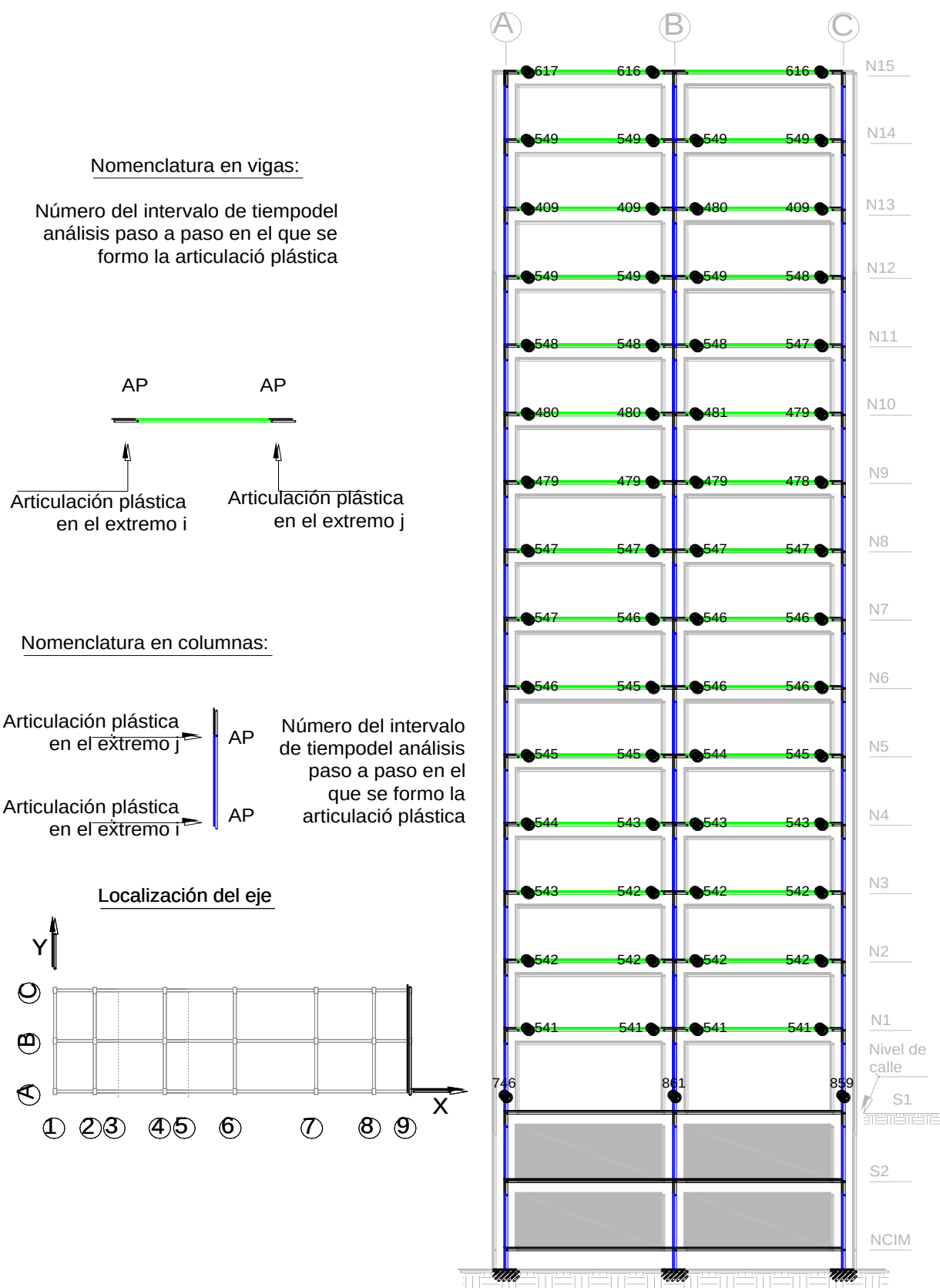
Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Localización del eje

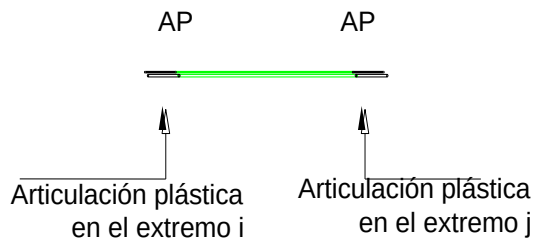


529

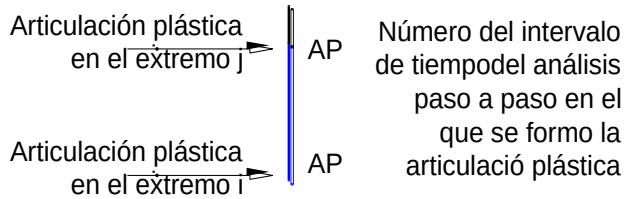


Nomenclatura en vigas:

Número del intervalo de tiempo del análisis paso a paso en el que se formó la articulación plástica



Nomenclatura en columnas:



Localización del eje

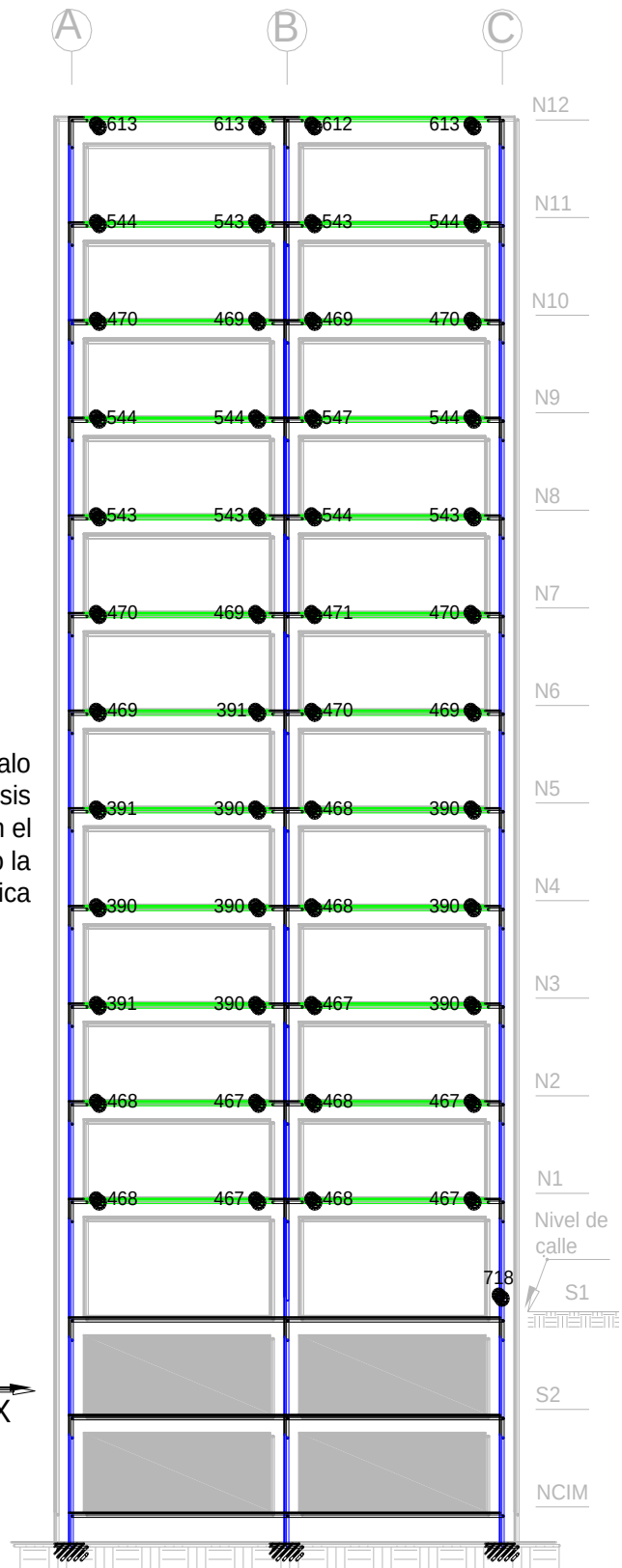
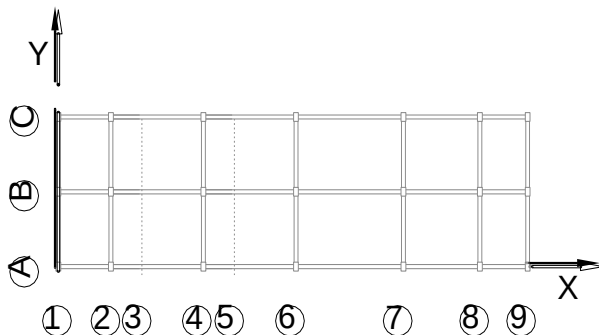


Figura 4.357 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 1 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

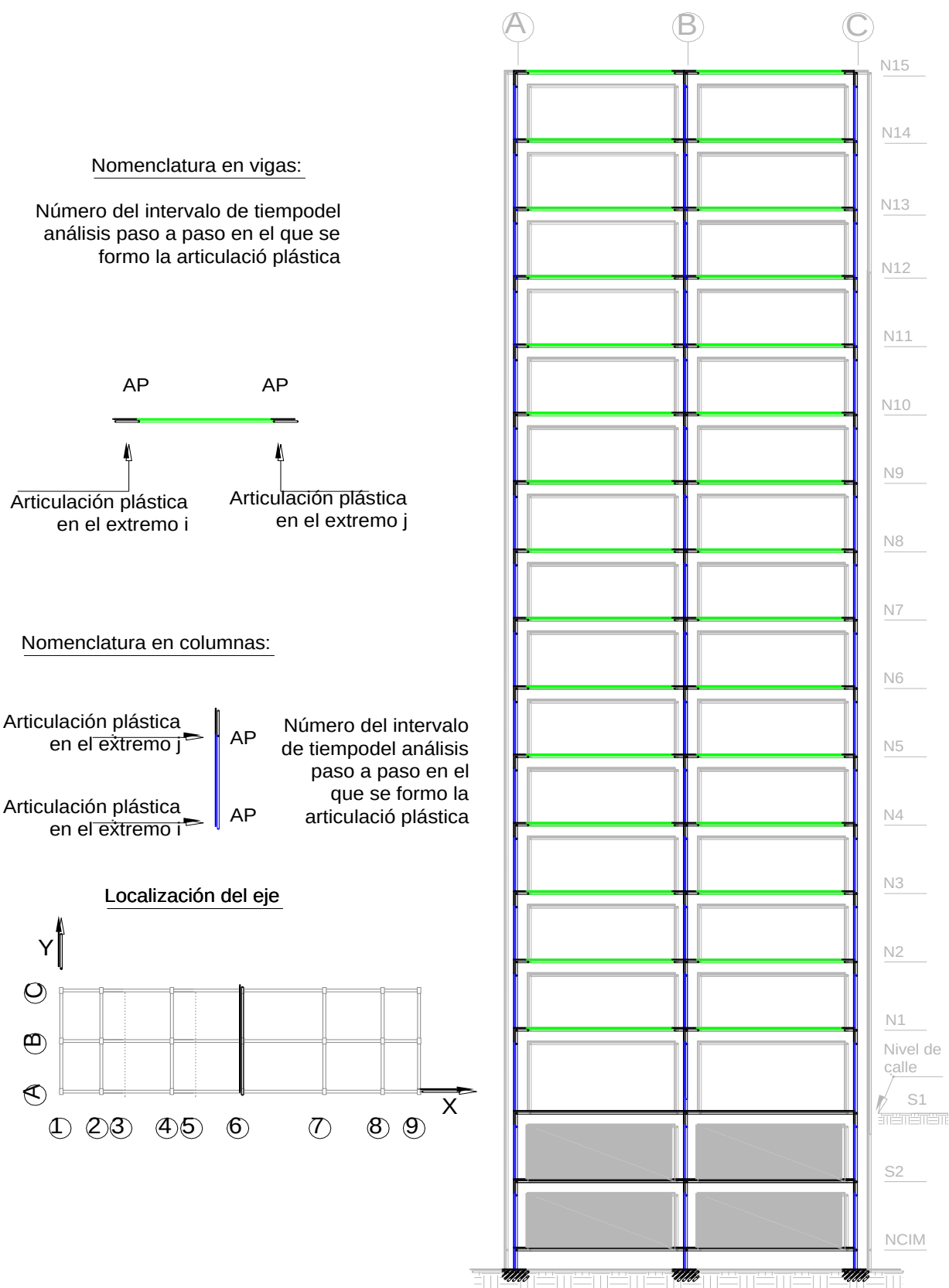


Figura 4.358 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

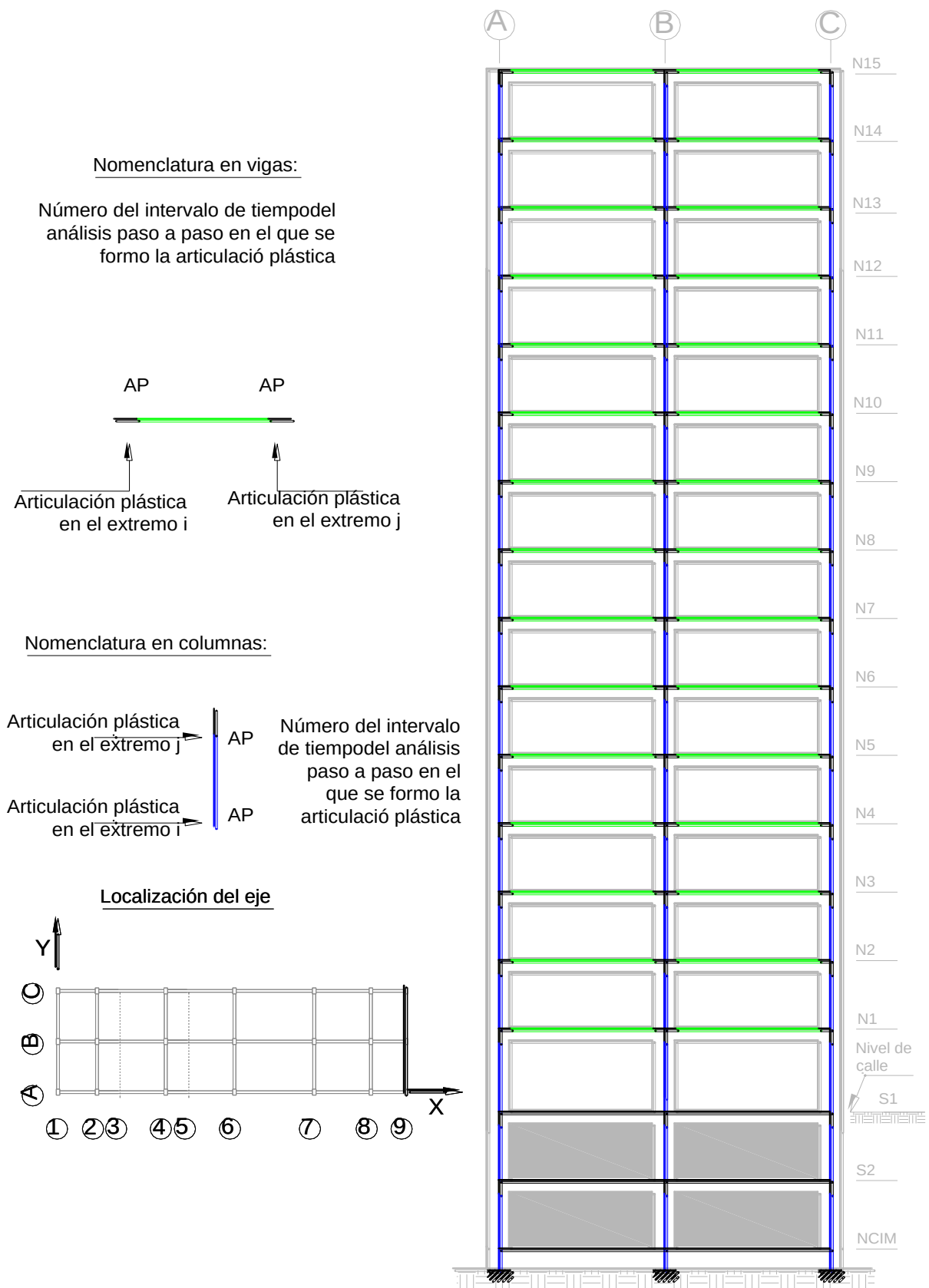


Figura 4.359 Distribución global de articulaciones plásticas del eje 9 del edificio 3, calculadas con el análisis dinámico paso a paso inelástico (sobre-resistencias SR) con el acelerograma CCH-NS60°

5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1 Análisis sísmicos elásticos dinámicos modales espectrales

Se comparan las respuestas de los análisis dinámicos modales de los edificios 1, 2 y 3, sismo en ambas direcciones (X y Y), calculadas con el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena (NCH-433), para estructuras desplantadas en suelo tipo III, y con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, para un periodo dominante del movimiento del terreno $T_s = 2$ s.

5.1.1 Periodos de vibración

La fig 5.1 muestra el espectro de diseño sísmico y el periodo fundamental de vibración correspondiente al edificio 1. En dicha figura puede observarse que el periodo fundamental de vibración del edificio cae muy cerca del pico del espectro de diseño de la Norma Chilena NCH-433, por lo que se espera que el edificio tenga una respuesta sísmica importante. En cambio al ubicar el periodo fundamental de vibrar del edificio en el espectro de diseño de la NTC-Sismo, puede observarse que el periodo cae en la rama ascendente del espectro y le correspondería una ordenada menor que la que le corresponde en el espectro de la Norma Chilena (NCH-433) para los casos de espectros de diseño elásticos e inelásticos. Con lo anterior, se espera que el edificio 1, tenga una respuesta sísmica mayor al analizarlo con el espectro de la Norma Chilena (NCH-433) que la respuesta sísmica calculada con el espectro del Apéndice A de la NTC-Sismo del RCDF-04, ya que al periodo fundamental de vibrar le corresponde la mayor participación modal.

La fig 5.2 tiene los espectros de diseño elásticos e inelásticos de la Norma Chilena (NCH-433) correspondiente a marcos de concreto y del Apéndice A de las NTC-Sismo del

RCDF-04 con la ubicación de los periodos fundamentales de vibrar de los edificios 2 y 3. En la figura se puede observar que el periodo fundamental de vibración del edificio 2 cae en la rama descendente del espectro de diseño sísmico de la Norma Chilena (NCH-433) por lo que se espera que el edificio tenga una respuesta sísmica baja, cabe mencionar que por esta razón, en el diseño rigió el cortante basal mínimo. Al comparar el periodo del edificio 2 en los espectros del Apéndice A, se observa que el periodo del edificio cae en la meseta del espectro, es decir que le corresponden las ordenadas máximas de diseño, como era de esperarse por tratarse de una estructura con un periodo elevado, en resumen se esperaría que el edificio 2 presentara una respuesta sísmica mayor con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo que con el de la Norma Chilena NCH-433. Cuando se compara el periodo fundamental de vibración del edificio 3, se observa que las ordenadas espectrales que le corresponden en el espectro de la Norma Chilena (NCH-433) y en el del Apéndice-A son similares con la diferencia que en el espectro de la Norma Chilena (NCH-433) el periodo cae en la rama descendente y en el del Apéndice A cae en la rama ascendente. Al comparar los periodos y espectros de diseño de los edificios 2 y 3, se espera que el edificio 2 tenga una resistencia escasa al ser sometido por un sismo de diseño en la Ciudad de México y el edificio 3 tenga una resistencia adecuada ante un sismo de diseño en suelo tipo III de Chile.

La fig 5.3 presenta los espectros de diseño inelástico de la Norma Chilena (NCH-433) correspondiente a muros y marcos de concreto y el del Apéndice A de las NTC-Sismo con la ubicación de los periodos fundamentales de vibrar de los edificios 1, 2 y 3. Al comparar los periodos del edificio 1 y 2, se observa que las ordenadas espectrales para el caso del edificio 2 son menores, por lo que se esperaría una respuesta sísmica menor para el tipo de estructuración del edificio 2 (marcos) que para el edificio 1 (muros). Puede concluirse algo similar al comparar los periodos y espectros de diseño de los edificios 1 y 3.

La fig 5.4 compara los espectros de la Norma Chilena 433 que estuvo vigente hasta el sismo del 20 de febrero de 2010, el de la Norma Chilena 433 de emergencia publicada después del sismo y el espectro de respuesta del acelerograma CCH-NS60° elásticos e inelásticos. Esta gráfica se muestra con fines comparativos ya que no se calculó la respuesta sísmica de los edificios con la norma de emergencia. En dicha gráfica se pueden observar varios aspectos importantes, la norma de emergencia modifica la forma del espectro de diseño, definiendo un nuevo espectro con cuatro ramas, una rama ascendente, una horizontal y dos ramas descendentes con variación diferente. Otro aspecto importante es que para el tipo de suelo III, el factor de reducción de ordenadas sísmicas R^* , se redujo en 20%, pasando del valor de 4.44 a 3.7; por lo que las ordenadas del espectro inelástico de diseño se incrementan como se

muestra en la figura. También se puede observar que aunque las normas de emergencia incrementan y modifican todo el espectro inelástico de diseño, la zona con mayor incremento de ordenadas espectrales, es en la zona para periodos mayores que 0.68 s que cubren de forma adecuada el efecto del segundo pico del espectro de respuesta del acelerograma CCH-NS60°, que es la zona de periodos en donde caen los periodos fundamentales de vibrar de los edificios 2 y 3 de este trabajo, por lo que se esperaría que tanto las resistencias y como las dimensiones de los elementos estructurales del edificio 2, que fue el diseñado con la Norma Chilena 433, fueran mayores que los calculados en este trabajo. Así mismo se esperaría que el edificio 1 fuera diseñado con resistencias mayores.

5.1.2 Desplazamientos horizontales máximos de entrepiso

Los desplazamientos horizontales máximos calculados con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) y del Apéndice A de las NTC-Sismo se muestran en la fig 5.8; se observa lo siguiente:

- Los desplazamientos laterales máximos de la dirección Y del edificio son mayores que los de la dirección X.
- Los desplazamientos horizontales calculados con el espectro de la Norma Chilena (NCH-433) son mayores que los calculados con el espectro del apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 como era de esperarse por lo mencionado en el subcapítulo anterior.

La fig 5.9 tiene los desplazamientos horizontales máximos de los edificios 2 y 3 calculados con los espectros de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) y del apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04; se observa lo siguiente:

- Los desplazamientos en la dirección Y del edificio son mayores que los de la dirección X.
- Los desplazamientos horizontales del edificio 2, calculados con el espectro de la Norma Chilena NCH-433, son aproximadamente dos veces menores que los calculados con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04.
- Los desplazamientos horizontales del edificio 3 calculados con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 son ligeramente mayores que los calculados con el espectro de la Norma Chilena NCH-433.

- Los desplazamientos horizontales del edificio 2 son mayores que los del edificio 3, ya que el edificio 2 es más flexible que el edificio 3.

La fig 5.10 compara los desplazamientos horizontales de las direcciones X y Y de los edificios 1, 2 y 3 calculados con los espectros de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) y del Apéndice-A de las NTC-Sismo del RCDF-04. En dicha figura se puede observar lo siguiente:

La estructura de mayor rigidez es el edificio 1, seguido por el edificio 3 y 2. El desplazamiento más grande, corresponde a la dirección Y del edificio 2, al ser analizado con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo, por lo comentado en el subcapítulo 5.1.1 de este trabajo.

5.1.1 Distorsiones angulares máximas de entrepiso

La fig 5.11 presenta las distorsiones angulares máximas de entrepiso calculadas con los espectros de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) y del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04. En dicha figura puede observarse que la rigidez lateral del edificio en las direcciones X y Y, es suficiente para cumplir con el límite de 0.002 establecido en ambas normativas.

La fig 5.12 muestra las distorsiones angulares máximas de entrepiso de los edificios 2 y 3 calculadas con los espectros de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) y del Apéndice-A. En la figura se observa que la rigidez lateral del edificio 2 no es suficiente para cumplir con el límite de 0.002 al ser analizado con el espectro del Apéndice A. Para los demás casos la rigidez lateral es adecuada para cumplir con el límite de 0.002.

La fig 5.13 tiene las distorsiones angulares de los tres edificios en donde se observa que la dirección X de los edificios es mayor que la dirección Y.

5.1.2 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

La fig 5.14 presenta las fuerzas cortantes máximas del edificio 1, en dicha figura se observa que las fuerzas cortantes calculadas con el espectro de la Norma Chilena (NCH-433) son mayores que las calculadas con el Apéndice A como era de esperarse.

La fig 5.15 muestra que las fuerzas cortantes calculadas con el espectro de la Norma Chilena (NCH-433) son menores que las fuerzas cortantes calculadas con el espectro del Apéndice A para los edificios 2 y 3.

La fig 5.16 compara las fuerzas cortantes calculadas para los edificios 1, 2 y 3. En dicha figura se observa que los cortantes máximos corresponden al edificio 1 mientras que el cortante mínimo corresponde al edificio 3, lo cual se explica por lo mencionado en el subcapítulo 5.1.1 de este trabajo.

5.2 Análisis sísmicos dinámicos paso a paso

En este subcapítulo se comparan las respuestas sísmicas de los análisis paso a paso calculadas con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW de los edificios 1, 2 y 3. Con el fin de hacer una comparación clara y representativa, se eligió el eje 6 de cada edificio, ya que es el eje que presenta un periodo de vibración más cercano al periodo de vibración del modelo tridimensional de cada edificio (ver tablas 5.1 y 5.2). El eje 1, por lo general presenta un periodo de vibración menor por ser un eje con 12 niveles mientras que los ejes 6 y 9 cuentan con 15 niveles, por tal motivo, en el eje 1 por lo general se presenta una respuesta sísmica menor que la del eje 6 y 9. El eje 9 ó 10 por lo general presenta una respuesta sísmica mayor que el eje 6 por ser un eje de extremo en donde se está considerando un efecto de torsión, siendo este efecto de mayor importancia en los edificios 2 y 3 (marcos de concreto) que en el edificio 1 (muros de concreto).

5.2.1 Periodos de vibración

La fig 5.5 presenta los espectros de respuesta elásticos e inelásticos ($\mu=3$) de los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW comparados con los espectros de diseño elásticos e inelásticos de la Norma Chilena (NCH-433) y del apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 con la localización de los periodos fundamentales de vibración de los ejes 1, 6, 10 y del modelo tridimensional del edificio 1. En el caso de este edificio, los periodos de vibrar de los modelos bidimensionales son muy parecidos al periodo fundamental de vibrar del modelo tridimensional. La fig 5.5.a muestra que las ordenadas del espectro inelástico de respuesta que le corresponden al periodo fundamental de vibrar del edificio es considerablemente mayor que las que le corresponde al espectro inelástico de diseño por lo que las fuerzas sísmicas que fueron inducidas al edificio por el acelerograma CCH-NS60° resultan ser mayores que las esperadas. La fig 5.5.b describe que las ordenadas de los espectros inelásticos de respuesta y diseño son

del orden, para fines del periodo fundamental de vibración. Comparando las ordenadas espectrales que le corresponde al periodo fundamental de vibrar del edificio se observa que las ordenadas del espectro inelástico de respuesta del acelerograma SCT-EW son menores que las que le corresponde al espectro de respuesta inelástico del acelerograma CCH-NS60°, con lo que podría considerarse que el edificio 1 tendría una respuesta más favorable al ser desplantada en los suelos compresibles de la ciudad de México que en suelos tipo III de Chile.

La fig 5.6 presenta que los periodos fundamentales de vibración de los ejes 1, 6 y 9 del edificio 2 son considerablemente diferentes del periodo fundamental del modelo tridimensional, esto es por lo que se mencionó anteriormente que el eje 1 tiene 12 niveles mientras que el eje 6 y 9 tiene 15 niveles y en el caso del eje 9, el efecto de torsión del edificio es mayor que en el eje 6. En la misma figura se observa que para el caso del eje 9, las ordenadas espectrales que le corresponden son mayores que las del eje 1 y 6 para ambos espectros de respuesta mientras que al eje 1 le corresponden las ordenadas espectrales menores. Cabe señalar que al eje 6 le corresponde las mismas ordenadas espectrales que al periodo fundamental del modelo tridimensional. En la figura se puede observar que las ordenadas espectrales del espectro de respuesta, que le corresponden al periodo fundamental de vibrar del edificio, son mayores que las del espectro de diseño, por lo que al edificio le corresponderían fuerzas sísmicas más grandes que las esperadas, del orden del doble. Las ordenadas de los espectros inelásticos de respuesta de los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW que le corresponden al periodo fundamental de vibrar del edificio son muy parecidas.

La fig 5.7 muestra que los periodos de vibrar de los ejes del edificio 3 se presenta un efecto similar al que sucede en los periodos de los ejes del edificio 2, mencionado anteriormente. En este edificio al eje 1, le corresponden ordenadas de los espectros de respuesta inelásticos más grandes que para los ejes 6 y 9, ya que el periodo se localiza en picos de los espectros de respuesta de los acelerogramas SCT-EW y CCH-NS60°. Para este edificio se espera que la respuesta sísmica sea mayor con el acelerograma CCH-NS60° que con el acelerograma SCT-EW por las ordenadas que le corresponden al periodo fundamental de vibración en cada espectro de respuesta.

5.2.2 Desplazamientos horizontales máximos

Los desplazamientos máximos de los casos elásticos e inelásticos con resistencias nominales y sobre-resistencias del eje 6 del edificio 1, calculados con análisis paso a paso con los acelerogramas CCh-NS60° y SCT-EW se tienen en la fig 5.17 y tabla 5.2; se aprecia que:

- Los desplazamientos horizontales calculados con el acelerograma CCH-NS60° son mayores que los calculados con el acelerograma SCT-EW.
- Los desplazamientos horizontales de los casos elásticos e inelásticos calculados con el acelerograma SCT-EW son muy parecidos entre sí, lo que indica que la estructura no tuvo fluencias importantes.
- Los desplazamientos horizontales para los casos elástico e inelásticos, calculados con el acelerograma CCH-NS 60°, son diferentes ya que en este caso se presentó fluencia importante en los elementos estructurales del eje.

La fig 5.18 y las tablas 5.4 y 5.5 comparan los desplazamientos horizontales máximos del eje 6 de los edificios 2 y 3, calculados con el análisis dinámico paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW; se tienen las siguientes comparaciones:

- Los desplazamientos calculados con el acelerograma CCH-NS60° son mayores que los calculados con el acelerograma SCT-EW para ambos edificios.
- En el edificio 2 se presentaron fluencias importantes con ambos acelerogramas, sin embargo, para el acelerograma CCH-NS60° se presentaron las mayores fluencias y desplazamientos en el intervalo de desplazamientos negativos mientras que para el análisis con el acelerograma SCT-EW las fluencias y desplazamientos mayores se presentaron en el intervalo de desplazamientos positivos, esto se debe al signo de las aceleraciones máximas de cada acelerograma.
- Los desplazamientos horizontales calculados con el acelerograma SCT-EW del edificio 3 (ver fig 5.17) son similares a la respuesta elástica, lo que indica hubo poca fluencia, en cambio, los desplazamientos calculados con el acelerograma CCH-NS60° difieren de los desplazamientos del modelo elástico por lo que se concluye que dicho registro provocó fluencia en la estructura.
- Los desplazamientos horizontales máximos, calculados con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW, del edificio 2 resultaron ser mayores que los del edificio 3, como era de esperarse por la diferencia de rigidez lateral de ambos edificios.

5.2.3 Distorsiones angulares máximas de entrepiso

Las distorsiones angulares máximas, del edificio 1, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, no cumplen con el estado límite de servicio de 0.002 y resultan ser mayores que las calculadas con el acelerograma SCT-EW (ver fig 5.18).

La fig 5.20 muestra las distorsiones angulares máximas, de los edificios 2 y 3, calculadas con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW. De dicha figura se pueden desprender comparaciones similares a las del subcapítulo anterior para los mismos edificios y cabe señalar que ningún edificio cumple con el estado límite de servicio de 0.002 a excepción del edificio 3 al ser analizado con el acelerograma SCT-EW, que aunque para el intervalo positivo de distorsiones del caso de resistencias nominales supera el límite, para fines prácticos se puede considerar como aceptable.

5.2.4 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

La fig 5.21 presenta las fuerzas cortantes máximas de entrepiso, del edificio 1, calculadas con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW, de dicha figura se pueden hacer las siguientes comparaciones:

- Las fuerzas cortantes calculadas con el acelerograma CCH-NS60° son mayores que las calculadas con el acelerograma SCT-EW.
- Las fuerzas cortantes calculadas con el acelerograma CCH-NS60° presentan una reducción para los casos inelásticos ya que la estructura disipa energía al incursionar en el intervalo inelástico.
- Las fuerzas cortantes calculadas con el acelerograma SCT-EW, para los casos inelásticos son muy similares a las calculadas para el caso elástico por lo que se corrobora que el eje tuvo poca fluencia.

Las fuerzas cortantes máximas de entrepiso, de los edificios 2 y 3, calculadas con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW se tienen en la fig 5.22; se observa que:

- Las fuerzas cortantes del caso elástico del edificio 2 y 3, calculadas con el acelerograma CCH-NS60°, presentan una reducción importante con respecto a las fuerzas cortantes de los casos inelásticos, por lo que se puede concluir que las estructuras tienen una incursión importante en el intervalo de comportamiento inelástico.

- Las fuerzas cortantes del caso elástico del edificio 2, calculadas con el acelerograma SCT-EW, son mayores que las de los casos inelásticos, es decir, que la estructura también incursiona en el intervalo inelástico pero no en una forma tan importante como la que se presenta al ser analizada con el acelerograma CCH-NS60°.
- Las fuerzas cortantes del edificio 3, calculadas con el acelerograma SCT-EW, son muy similares para los tres casos de resistencias, por lo que se puede concluir que incursiona poco en el intervalo de comportamiento inelástico.

5.2.5 Coeficientes sísmicos máximos

Las tablas 5.3 a 5.5 tienen los valores máximos y mínimos de coeficientes sísmicos calculados con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW, de los edificios 1, 2 y 3, respectivamente. En dicha tabla se puede corroborar lo anterior al observar que los coeficientes sísmicos de los análisis realizados con el acelerograma CCH-NS60° son mayores que los calculados con el acelerograma SCT-EW. También puede observarse que en general los coeficientes sísmicos correspondientes a los casos elásticos son mayores que los coeficientes sísmicos para los casos inelásticos, este efecto se presenta con mayor importancia en los casos en donde existe una mayor incursión en el intervalo de comportamiento inelástico, como lo es en el caso del eje 6 del edificio 2 al ser analizado con el acelerograma CCH-NS60° y el de menor fluencia el caso del edificio 1 al ser analizado con el acelerograma SCT-EW donde los coeficientes sísmicos del caso elástico es muy parecido al de los casos inelásticos.

5.2.6 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

La fig 5.23 muestra las curvas desplazamiento lateral de azotea – fuerza cortante basal calculadas con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW para los casos elásticos e inelásticos (sin y con efectos de sobre-resistencia) del eje 6 del edificio 1; se observa que la respuesta calculada con el acelerograma SCT-EW se mantiene prácticamente en el rango elástico, describiendo una línea recta, lo que indica que no hubo incursión en el intervalo de comportamiento inelástico. En la respuesta calculada con el acelerograma CCH-NS60° se observa que hay un ensanchamiento de la curva, lo que indica que hay una incursión en el intervalo de comportamiento inelástico. Al comparar la respuesta sísmica calculada con los acelerogramas, se puede apreciar que las fuerzas cortantes máximas y mínimas, así como los desplazamientos laterales, calculados con el acelerograma CCH-NS60° son mayores que las calculadas con el acelerograma SCT-EW.

La fig 5.24 presenta las curvas desplazamiento lateral de azotea – fuerza cortante basal correspondientes al eje 6 del edificio 2. En la curva se puede apreciar que las respuestas elásticas son del orden. En ambas respuestas inelásticas se muestra un importante ensanchamiento de las curvas, es decir que hay una incursión importante en el intervalo de comportamiento inelástico y se espera que la estructura tenga una demanda importante de ductilidad.

Las curvas del edificio 3 (ver fig 5.25) muestran que la respuesta sísmica calculada con el acelerograma CCH-NS60° es mayor que las respuesta sísmica calculada con el acelerograma de la SCT-EW. La respuesta sísmica calculada con el acelerograma CCH-NS60° presenta una incursión importante en el intervalo de comportamiento inelástico, mientras que las respuesta calculada con el acelerograma SCT-EW presenta poca incursión en el intervalo inelástico, permaneciendo prácticamente en el intervalo de comportamiento elástico.

5.2.7 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros y columnas

Las demandas máximas de ductilidad local en muros del eje del edificio 1 se tienen en la fig 5.26; las demandas máximas de ductilidad se presentan en la planta baja de la estructura y permanecen por debajo del valor de 4 para la respuesta calculada con el acelerograma CCH-NS 60°; el valor máximo calculado con el acelerograma SCT-EW es de 1.56.

La fig 5.27 muestra las demandas máximas de ductilidad local en columnas del eje 6 de los edificios 2 y 3; las respuestas se presentan en el extremo inferior de las columnas de planta baja. En el edificio 2 se tienen demandas máximas de ductilidad local de -4.29 con el registro CCH-NS60° y -4.03 con el acelerograma SCT-EW. Como se menciono anteriormente, el edificio 3 permaneció prácticamente en el intervalo de comportamiento elástico ante los efectos del registro SCT-EW; en cambio, la demanda máxima de ductilidad local provocada por el acelerograma CCH-NS60° fue de 4.27, valor similar observado en el edificio 2 ante el mismo registro de aceleraciones.

5.2.8 Distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 5.28 a 5.30 tienen las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje 6 de los edificios 1, 2 y 3, respectivamente. Los acelerogramas fueron discretizados por

intervalos de 2.5 s, cambiando el color de los registros, con la finalidad de relacionar el color de las articulaciones plásticas con el intervalo de tiempo en el que se produjeron.

La fig 5.28 muestra que los caso más críticos son los análisis realizado con el acelerograma CCH-NS60° y se observa que hay una distribución importante de articulaciones plásticas en los muros de planta baja para los casos con y sin sobre-resistencias. Las articulaciones plásticas se presentaron en los primeros 12.5 segundos del acelerograma CCH-NS60° mientras que para los casos analizados con el acelerograma SCT-EW se presentaron hasta los 30 segundos y se observa que para el caso de sobre resistencias ya no se presentan articulaciones plásticas en la base de muros.

En el eje 6 del edificio 2, se observa que hay una distribución importante en todos los casos (ver fig 5.29). Las articulaciones plásticas se presentaron primero en vigas y al final en la base de las columnas de planta baja como era de esperarse por la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil.

En el caso del eje 6 del edificio 3, se observa que hay una mayor formación de articulaciones plásticas para los casos analizados con el acelerograma CCH-NS60° que para los casos analizados con el acelerograma SCT-EW (ver fig 30). En el caso del análisis con el acelerograma CCH-NS60° se presentan articulaciones plásticas en la mayoría de las vigas en los primeros 12.5 segundos del acelerograma y articulaciones plásticas en la base de columnas. En el caso del análisis con el acelerograma SCT-EW se presentó la articulación plástica en los extremos de algunas vigas y solamente la articulación de una columna en planta baja.

Tabla 5.1 Periodos de vibración de los edificios 1, 2 y 3

Periodo de vibración, T_i (s)				
Dirección	Modo	Edificio 1	Edificio 2	Edificio 3
Y (dirección transversal)	1 (1)	0.623	1.335	0.950
	2 (4)	0.136	0.422	0.292
	3 (7)	0.075	0.231	0.157
X (dirección longitudinal)	4 (2)	0.476	1.260	0.864
	5 (5)	0.130	0.401	0.272
	6 (8)	0.064	0.230	0.154
θ (torsión)	7 (3)	0.463	1.012	0.710
	8 (6)	0.111	0.328	0.226
	9 (9)	0.056	0.189	0.129

() Periodo de vibración del modelo tridimensional

Tabla 5.2 Periodos fundamentales de vibración de los modelos tridimensionales y bidimensionales de los ejes 1, 6, 9 y 10, edificios 1, 2 y 3

Modelo	Modelo tridimensional (ETABS)	Modelo bidimensional (DRAIN-2DX)		
	T_1	Eje 1	Eje 6	Ejes 9 y 10
		T_1	T_1	T_1
Edificio 1	0.623	0.569	0.655	0.620
Edificio 2	1.335	1.118	1.287	1.525
Edificio 3	0.950	0.719	0.917	1.077

Resultados en segundos

Tabla 5.3 Valores máximos y mínimos de desplazamientos laterales de azotea, fuerzas cortantes basales y coeficientes sísmicos de los modelos bidimensionales de la estructura del edificio 1, análisis sísmicos paso a paso

			Desplazamiento lateral en azotea (cm)		Fuerza cortante basal (t)		Coeficiente sísmico	
	Acelerograma		CCH-NS60°	SCT-EW	CCH-NS60°	SCT-EW	CCH-NS60°	SCT-EW
EJE	CASO	VALOR						
Eje 1	Elástico	Máximo	9.38	2.27	229	66	0.322	0.093
		Mínimo	-9.62	-3.40	-259	-96	-0.364	-0.135
	Inelástco-RN	Máximo	6.16	2.27	193	66	0.272	0.093
		Mínimo	-9.41	-3.40	-239	-96	-0.336	-0.135
	Inelástco-SR	Máximo	7.71	2.27	206	66	0.290	0.093
		Mínimo	-9.56	-3.40	-236	-96	-0.333	-0.135
Eje 6	Elástico	Máximo	11.20	3.79	351	136	0.425	0.165
		Mínimo	-11.49	-3.82	-353	-142	-0.428	-0.172
	Inelástco-RN	Máximo	8.62	3.80	226	131	0.274	0.158
		Mínimo	-11.69	-3.98	-278	-135	-0.337	-0.164
	Inelástco-SR	Máximo	8.90	3.83	242	131	0.293	0.159
		Mínimo	-11.48	-3.87	-280	-136	-0.340	-0.164
Eje 10	Elástico	Máximo	10.91	3.47	567	205	0.688	0.248
		Mínimo	-11.24	-3.95	-591	-220	-0.716	-0.267
	Inelástco-RN	Máximo	5.84	3.47	297	205	0.360	0.248
		Mínimo	-16.18	-3.95	-364	-220	-0.441	-0.267
	Inelástco-SR	Máximo	6.74	3.47	333	205	0.404	0.248
		Mínimo	-14.85	-3.95	-402	-220	-0.487	-0.267

RN= resistencias nominales

SR= efectos de sobre-resistencias

Tabla 5.4 Valores máximos y mínimos de desplazamientos laterales de azotea, fuerzas cortantes basales y coeficientes sísmicos de los modelos bidimensionales del edificio 2, análisis sísmicos paso a paso

			Desplazamiento lateral en azotea (cm)		Fuerza cortante basal (t)		Coeficiente sísmico	
	Acelerograma		CCH-NS60°	SCT-EW	CCH-NS60°	SCT-EW	CCH-NS60°	SCT-EW
EJE	CASO	VALOR						
Eje 1	Elástico	Máximo	15.95	11.62	356	261	0.520	0.382
		Mínimo	-16.04	-9.72	-342	-231	-0.500	-0.338
	Inelástco-RN	Máximo	25.22	24.95	194	179	0.283	0.262
		Mínimo	-34.82	-20.97	-205	-181	-0.300	-0.264
	Inelástco-SR	Máximo	21.04	15.53	225	209	0.329	0.305
		Mínimo	-27.31	-17.43	-234	-213	-0.342	-0.311
Eje 6	Elástico	Máximo	22.95	15.47	384	262	0.486	0.331
		Mínimo	-23.53	-16.30	-350	-277	-0.442	-0.350
	Inelástco-RN	Máximo	32.35	32.47	199	188	0.251	0.238
		Mínimo	-35.55	-21.80	-188	-181	-0.238	-0.229
	Inelástco-SR	Máximo	22.09	22.83	223	219	0.283	0.276
		Mínimo	-34.88	-22.72	-220	-213	-0.279	-0.269
Eje 9	Elástico	Máximo	80.07	34.84	1206	560	1.526	0.708
		Mínimo	-77.94	-32.98	-1138	-529	-1.439	-0.669
	Inelástco-RN	Máximo	28.49	33.00	231	231	0.292	0.292
		Mínimo	-41.44	-27.00	-238	-229	-0.301	-0.290
	Inelástco-SR	Máximo	26.08	31.83	271	281	0.342	0.355
		Mínimo	-43.24	-27.09	-273	-282	-0.346	-0.356

RN= resistencias nominales

SR= efectos de sobre-resistencias

Tabla 5.5 Valores máximos y mínimos de desplazamientos laterales de azotea, fuerzas cortantes basales y coeficientes sísmicos de los modelos bidimensionales del edificio 3, análisis sísmicos paso a paso

			Desplazamiento lateral en azotea (cm)		Fuerza cortante basal (t)		Coeficiente sísmico	
	Acelerograma		CCH-NS60°	SCT-EW	CCH-NS60°	SCT-EW	CCH-NS60°	SCT-EW
EJE	CASO	VALOR						
Eje 1	Elástico	Máximo	16.17	5.84	870	312	1.029	0.382
		Mínimo	-16.63	-6.49	-831	-341	-0.983	-0.338
	Inelástco-RN	Máximo	9.32	4.23	304	202	0.360	0.262
		Mínimo	-16.07	-5.20	-277	-208	-0.328	-0.264
	Inelástco-SR	Máximo	8.88	4.73	347	225	0.411	0.267
		Mínimo	-14.91	-5.48	-326	-239	-0.386	-0.283
Eje 6	Elástico	Máximo	15.49	7.07	556	317	0.569	0.324
		Mínimo	-11.35	-6.04	-484	-275	-0.495	-0.282
	Inelástco-RN	Máximo	10.88	7.22	334	286	0.342	0.292
		Mínimo	-14.30	-6.60	-335	-273	-0.342	-0.279
	Inelástco-SR	Máximo	10.93	7.05	383	308	0.392	0.315
		Mínimo	-10.76	-5.76	-328	-279	-0.336	-0.285
Eje 9	Elástico	Máximo	15.00	10.94	689	486	0.704	0.497
		Mínimo	-14.74	-8.41	-623	-404	-0.636	-0.413
	Inelástco-RN	Máximo	15.35	11.35	465	430	0.475	0.439
		Mínimo	-18.71	-9.21	-459	-412	-0.469	-0.421
	Inelástco-SR	Máximo	15.28	10.89	547	462	0.559	0.473
		Mínimo	-12.91	-7.97	-516	-418	-0.528	-0.427

RN= resistencias nominales

SR= efectos de sobre-resistencias

Tabla 5.6 Valores máximos y mínimos de las demandas de ductilidad local desarrollada en la viga 7 de los modelos bidimensionales del edificio 2, análisis sísmicos paso a paso

			Ductilidad local, μ_L	
EJE	Acelerograma		CCH-NS60°	SCT-EW
	Caso	VALOR		
Eje 1	Inelástco-RN	Máximo	6.02	4.12
		Mínimo	-5.10	-5.29
	Inelástco-SR	Máximo	3.91	2.43
		Mínimo	-2.51	-2.16
Eje 6	Inelástco-RN	Máximo	4.28	2.57
		Mínimo	-4.22	-3.99
	Inelástco-SR	Máximo	3.72	2.43
		Mínimo	-2.33	-2.43
Eje 9	Inelástco-RN	Máximo	4.68	5.45
		Mínimo	-4.45	-5.44
	Inelástco-SR	Máximo	4.04	4.41
		Mínimo	-3.48	-4.39

RN= resistencias nominales

SR= efectos de sobre-resistencias

Tabla 5.7 Valores máximos y mínimos de las demandas de ductilidad local desarrollada en la viga 7 de los modelos bidimensionales del edificio 3, análisis sísmicos paso a paso

			Ductilidad local, μ_L	
EJE	Acelerograma		CCH-NS60°	SCT-EW
	Caso	VALOR		
Eje 1	Inelástco-RN	Máximo	4.72	1.69
		Mínimo	-2.85	-1.56
	Inelástco-SR	Máximo	3.78	1.33
		Mínimo	-2.66	-1.40
Eje 6	Inelástco-RN	Máximo	4.97	1.40
		Mínimo	-1.61	-1.80
	Inelástco-SR	Máximo	1.56	1.00
		Mínimo	-2.50	-1.32
Eje 9	Inelástco-RN	Máximo	3.12	1.44
		Mínimo	-2.39	-1.97
	Inelástco-SR	Máximo	1.33	1.00
		Mínimo	-2.26	-1.31

RN= resistencias nominales

SR= efectos de sobre-resistencias

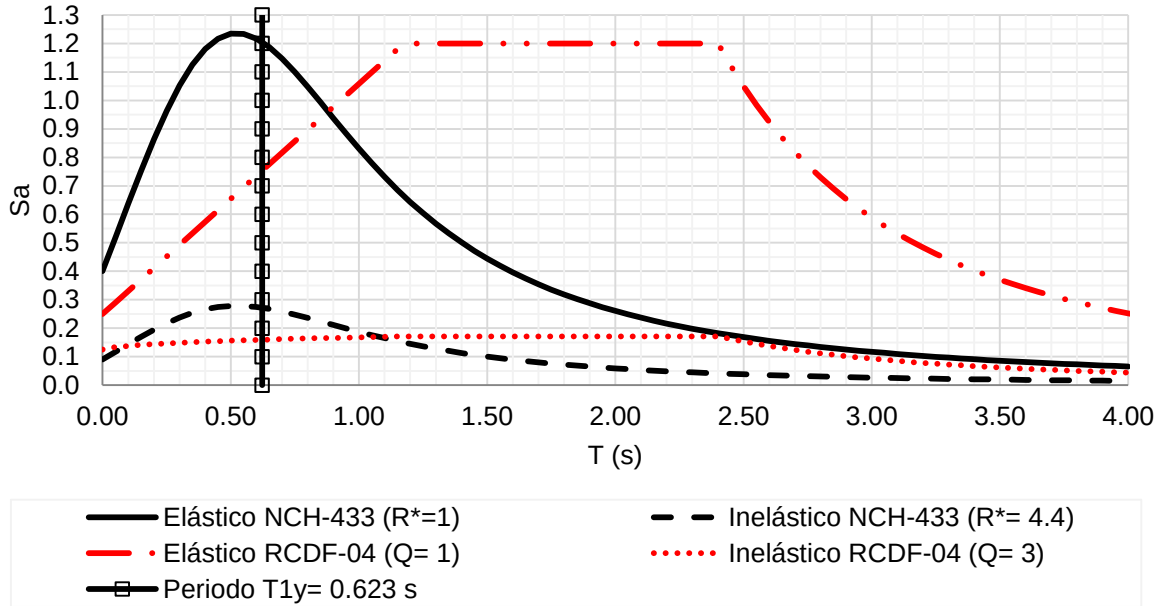


Figura 5.1 Ubicación del periodo fundamental de vibración del edificio 1 ($T_{1Y}=0.623$ s) en los espectros elástico ($R^*=1$) e inelástico ($R^*=4.4$) de diseño sísmico de la Norma Chilena NCH-433 (edificios de muros de concreto desplantados en suelo tipo III), y espectros elástico ($Q=1$) e inelástico ($Q=3$) de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s=2$ s y $FI=0.8$

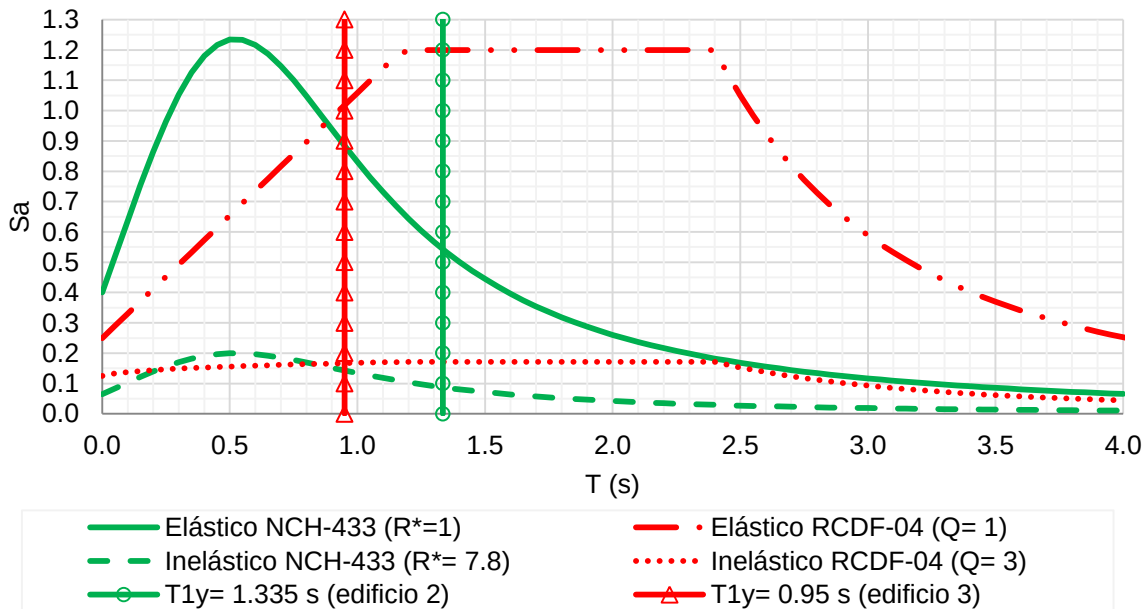


Figura 5.2 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los edificios 2 ($T_{1Y}=1.335$ s) y 3 ($T_{1Y}=0.950$ s) en los espectros elástico ($R^*=1$) e inelástico ($R^*=7.8$) de diseño sísmico de la Norma Chilena NCH-433 (edificios de marcos de concreto desplantados en suelo tipo III, afectado por $F_{vmin}=1.26$), y espectros elástico ($Q=1$) e inelástico ($Q=3$) de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 para $T_s=2$ s y $FI=0.8$

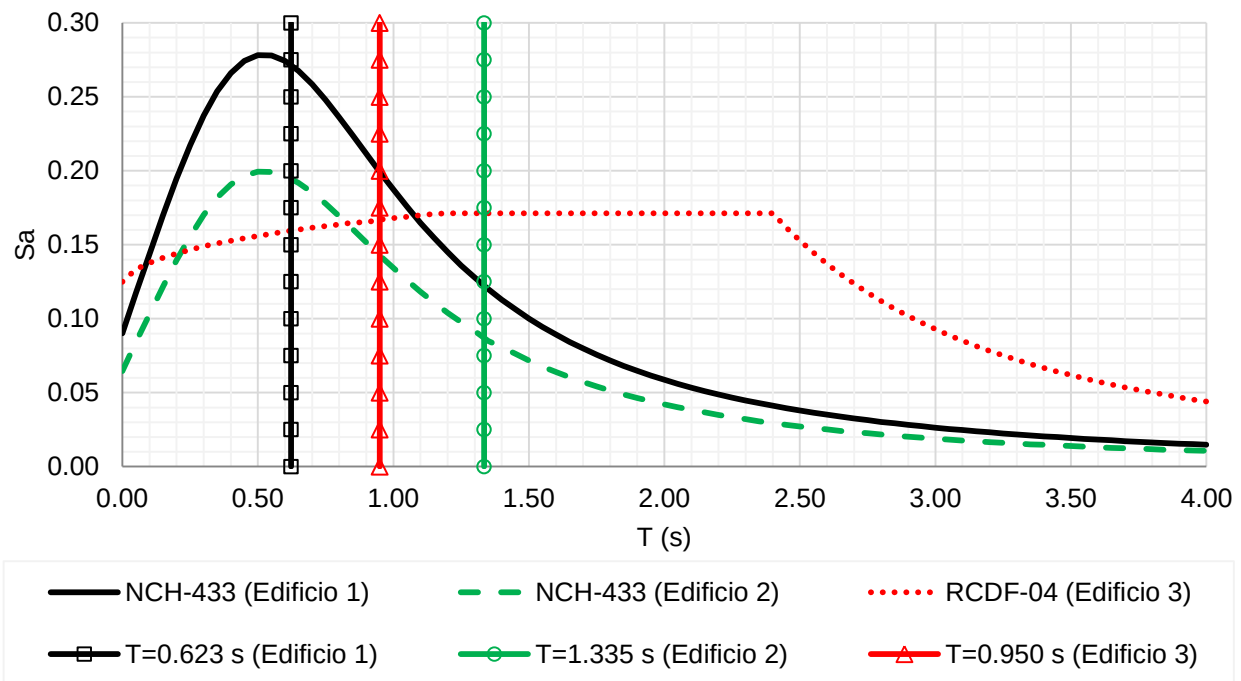


Figura 5.3 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los edificios 1, 2 y 3 en los espectros inelásticos de diseño sísmico de la Norma Chilena (estructuras con muros de concreto y marcos) y espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04

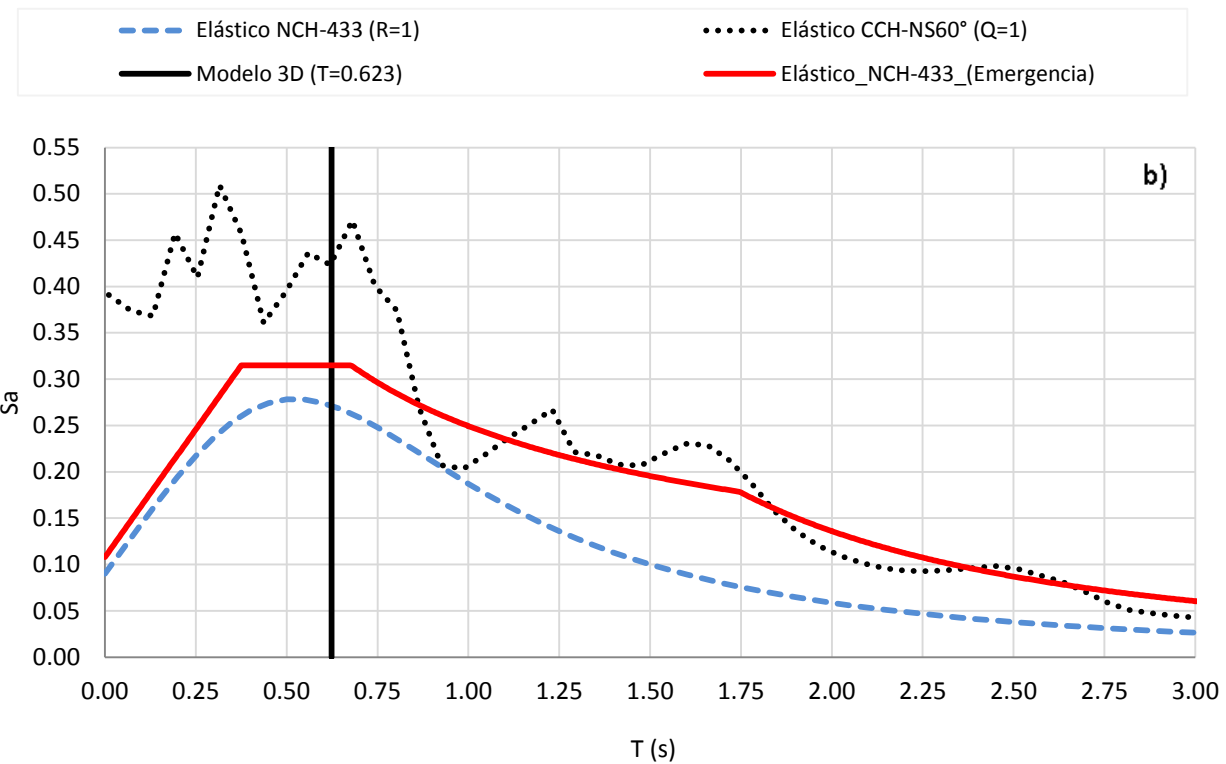
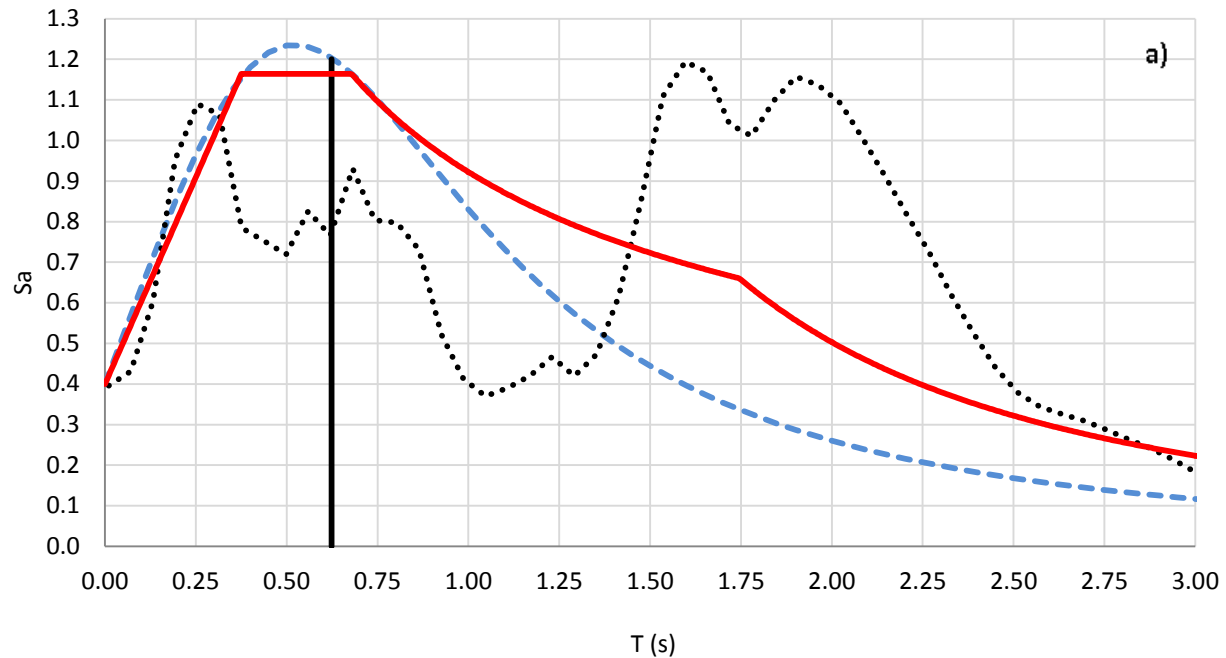
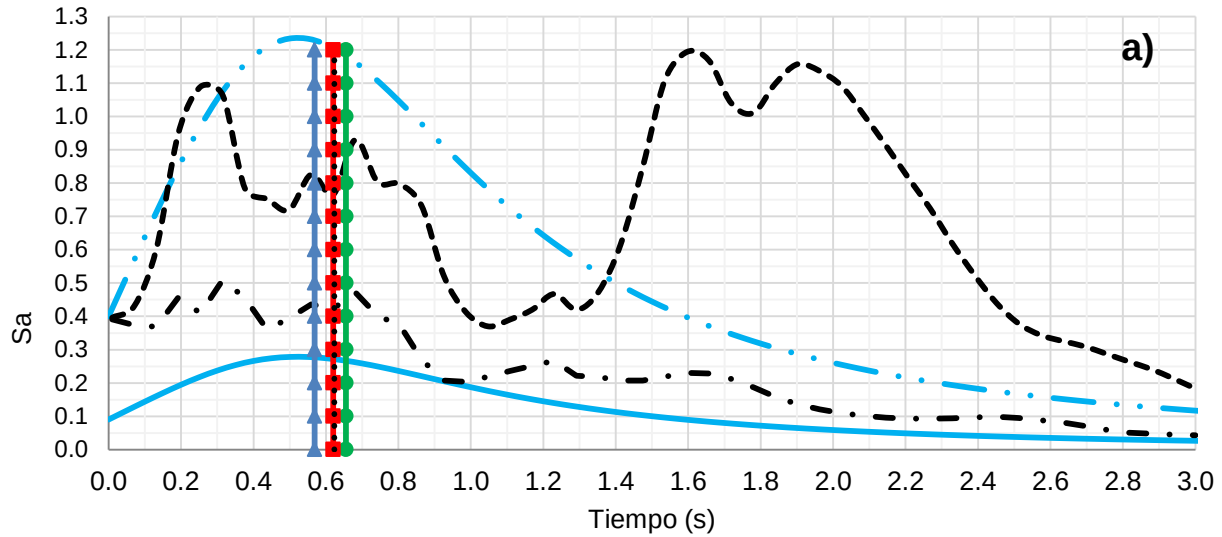
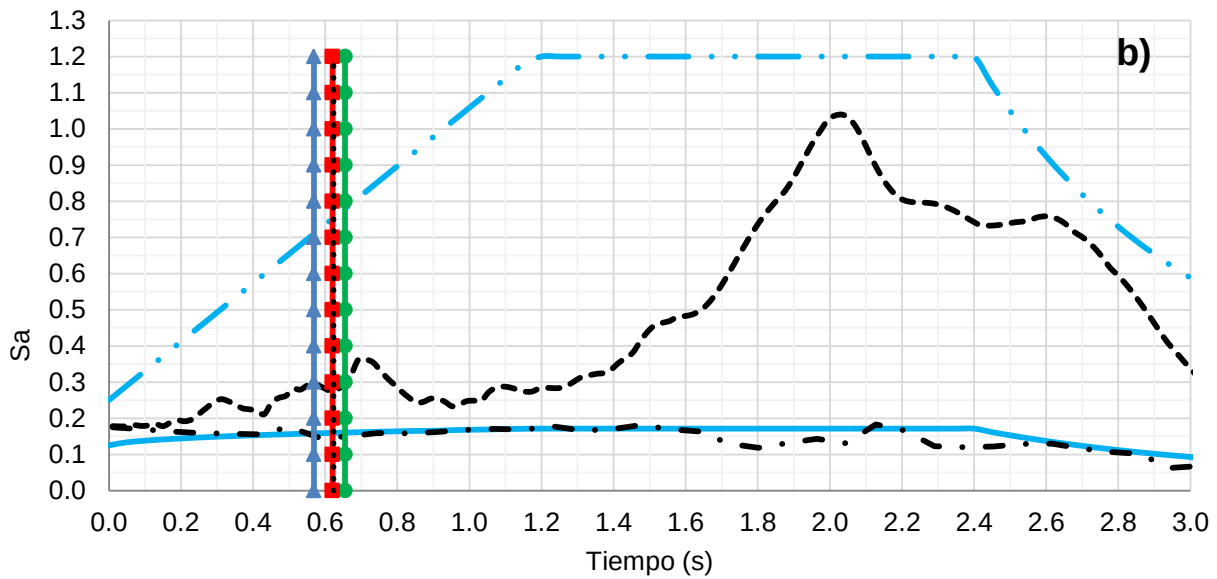


Figura 5.4 Espectros de diseño de la norma Chilena 433 sin modificación y de la norma Chilena 433 de emergencia publicada después del sismo del 20 de febrero de 2010 y espectro de respuesta del acelerograma CCH-NS60° elásticos (a) e inelásticos (b)



- | | |
|------------------------------------|--------------------------------------|
| —•— Elástico NCH-433 ($R=1$) | —•— Inelástico NCH-433 ($R=4.44$) |
| - - - Elástico CCH-NS60° ($Q=1$) | - • - Inelástico CCH-NS60° ($Q=3$) |
| —▲— Eje1 ($T_{1y}= 0.569$ s) | —●— Eje6 ($T_{1y}= 0.655$ s) |
| —■— Eje10 ($T_{1y}= 0.620$ s) | Modelo 3D ($T_{1y}= 0.623$ s) |



- | | |
|---------------------------------|--------------------------------------|
| —•— Elástico RCDF-04 ($Q=1$) | —•— Inelástico RCDF-04 ($Q=3$) |
| - - - Elástico SCT-EW ($Q=1$) | - • - Inelástico SCT-EW ($Q=3$) |
| —▲— Eje1 ($T_{1y}= 0.569$ s) | —●— Eje6 ($T_{1y}= 0.655$ s) |
| —■— Eje10 ($T_{1y}= 0.620$ s) | Modelo 3D ($T_{1y}= 0.623$ s) |

Figura 5.5 Espectros de respuesta y de diseño elásticos e inelásticos correspondientes al acelerograma CCH-NS60° y la norma chilena NCH-433 (a) y espectro de respuesta y de diseño elásticos e inelásticos correspondientes al acelerograma SCT-EW y al apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (b) y ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los ejes 1, 6 y 10 del edificio 1

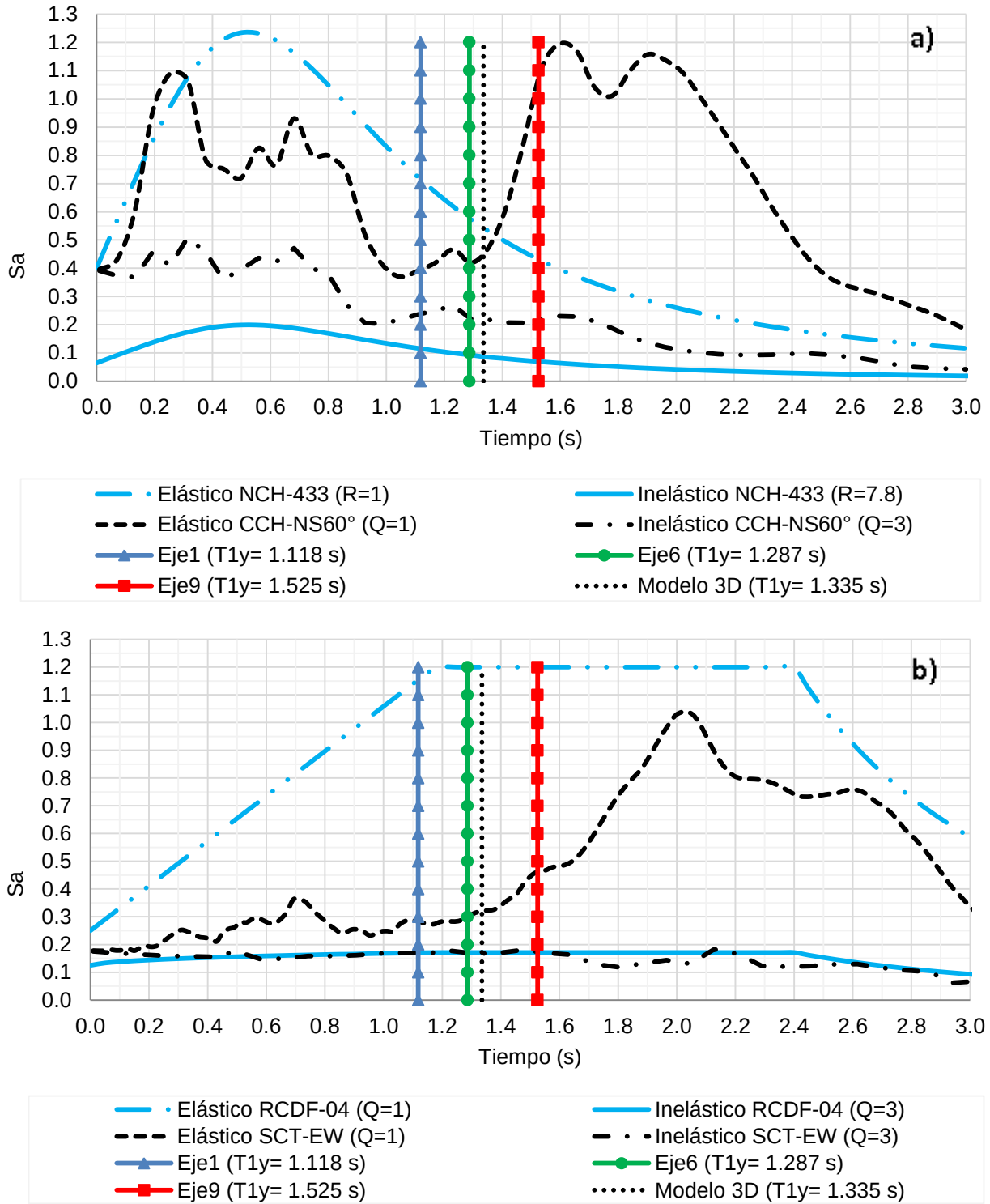


Figura 5.6 Espectros de respuesta y de diseño elásticos e inelásticos correspondientes al acelerograma CCH-NS60° y la norma chilena NCH-433 (a) y espectro de respuesta y de diseño elásticos e inelásticos correspondientes al acelerograma SCT-EW y al apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (b) y ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los ejes 1, 6 y 9 del edificio 2

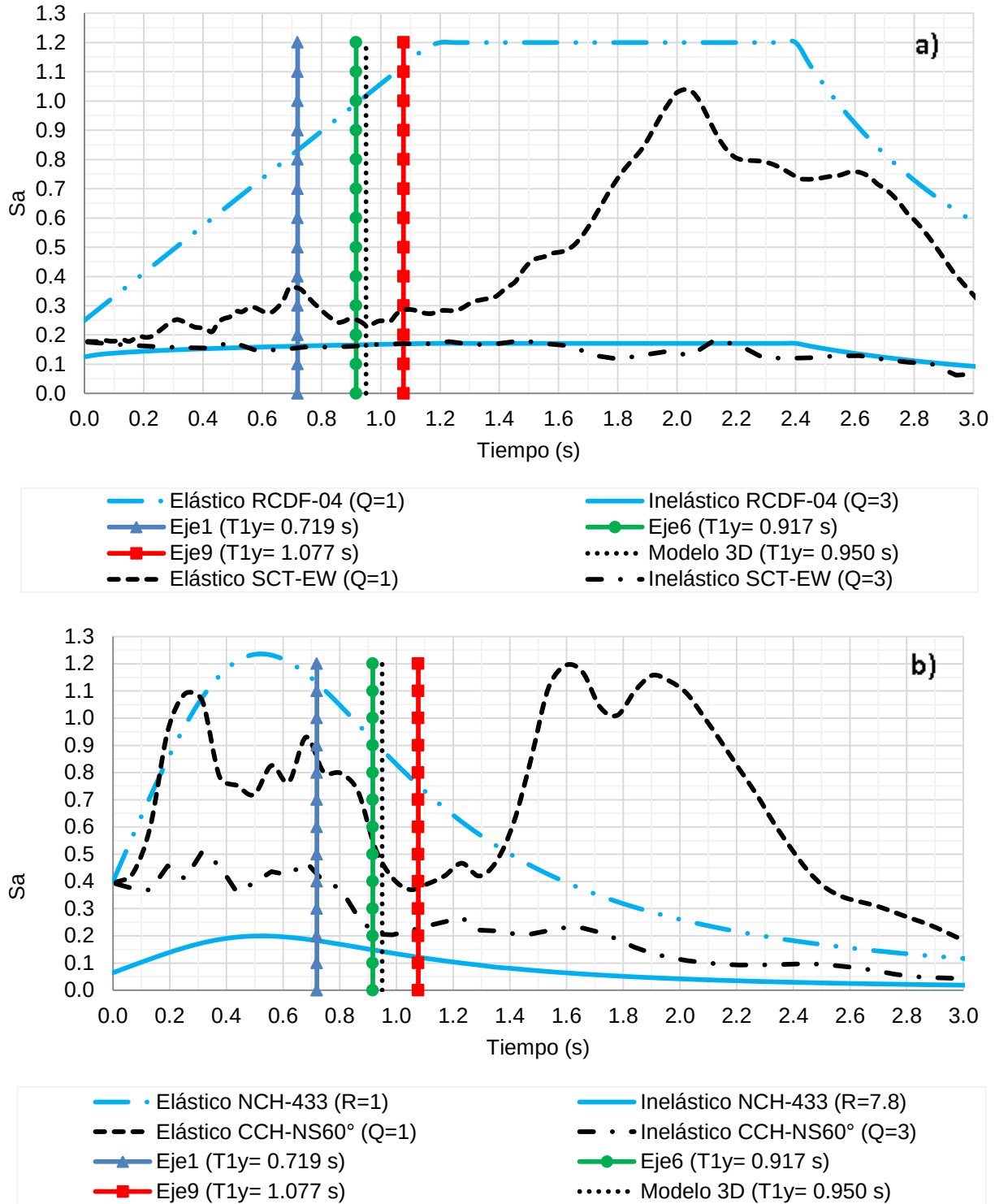


Figura 5.7 Espectros de respuesta y de diseño elásticos e inelásticos correspondientes al acelerograma SCT-EW y al apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04 (a) y espectro de respuesta y de diseño elásticos e inelásticos correspondientes al acelerograma CCH-NS60° y la norma chilena NCH-433 (b) y ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los ejes 1, 6 y 9 del edificio 3

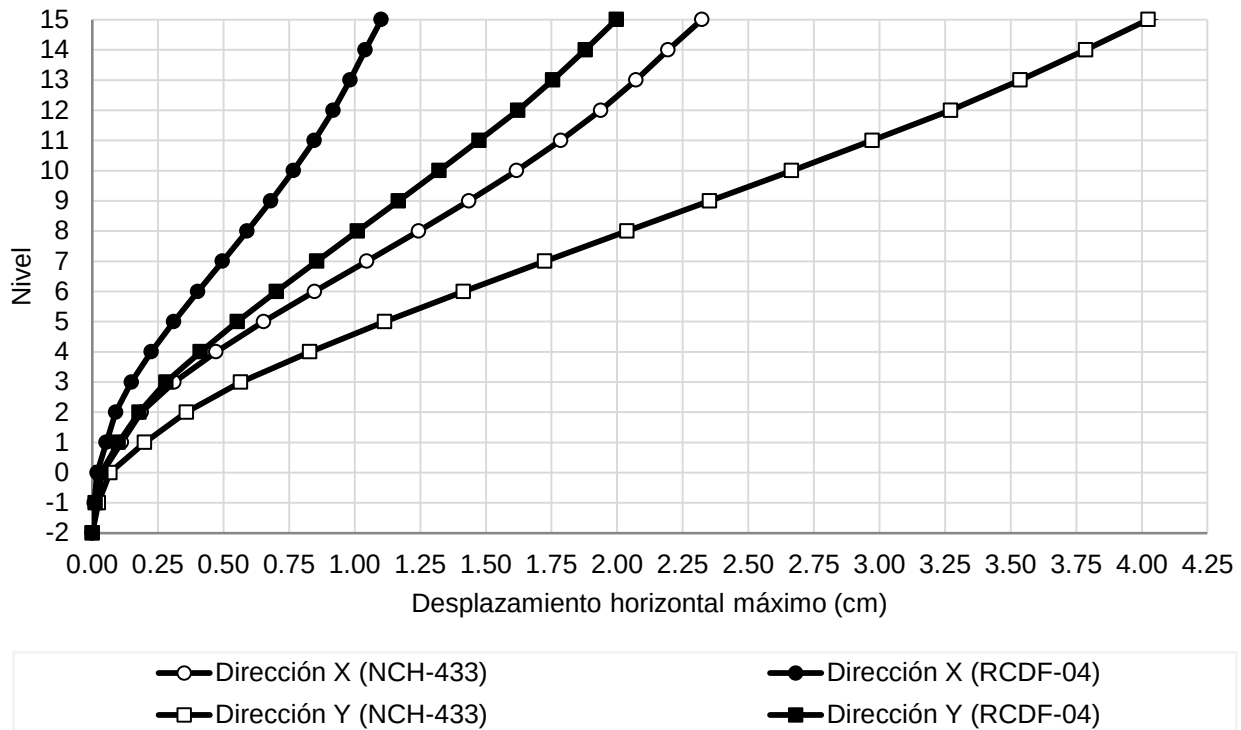
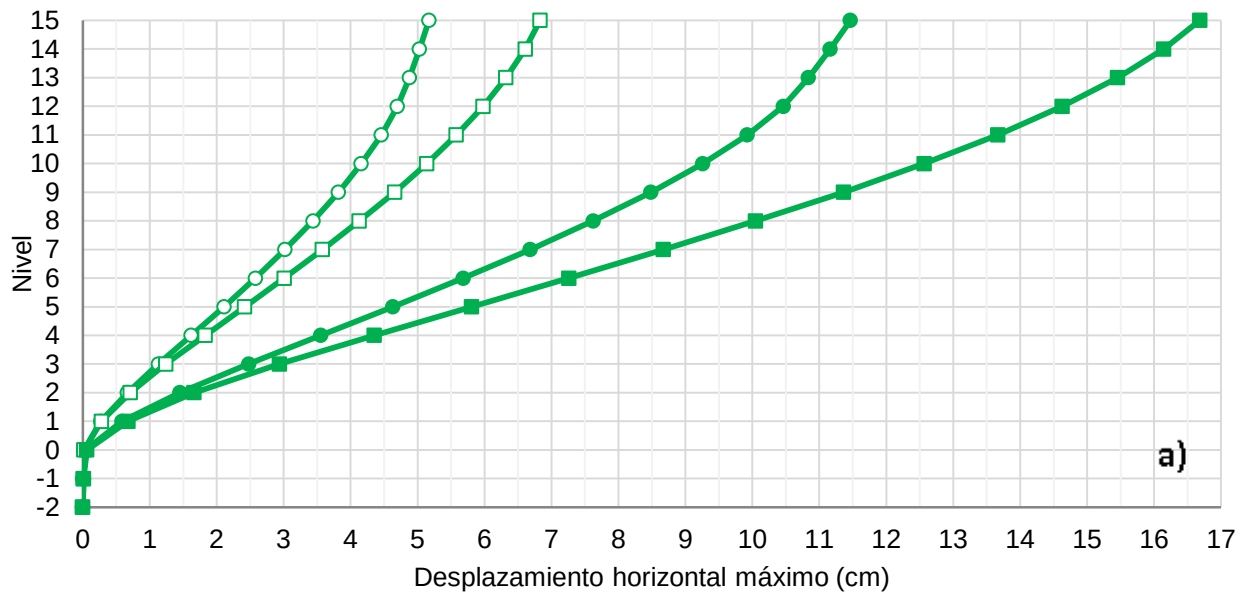
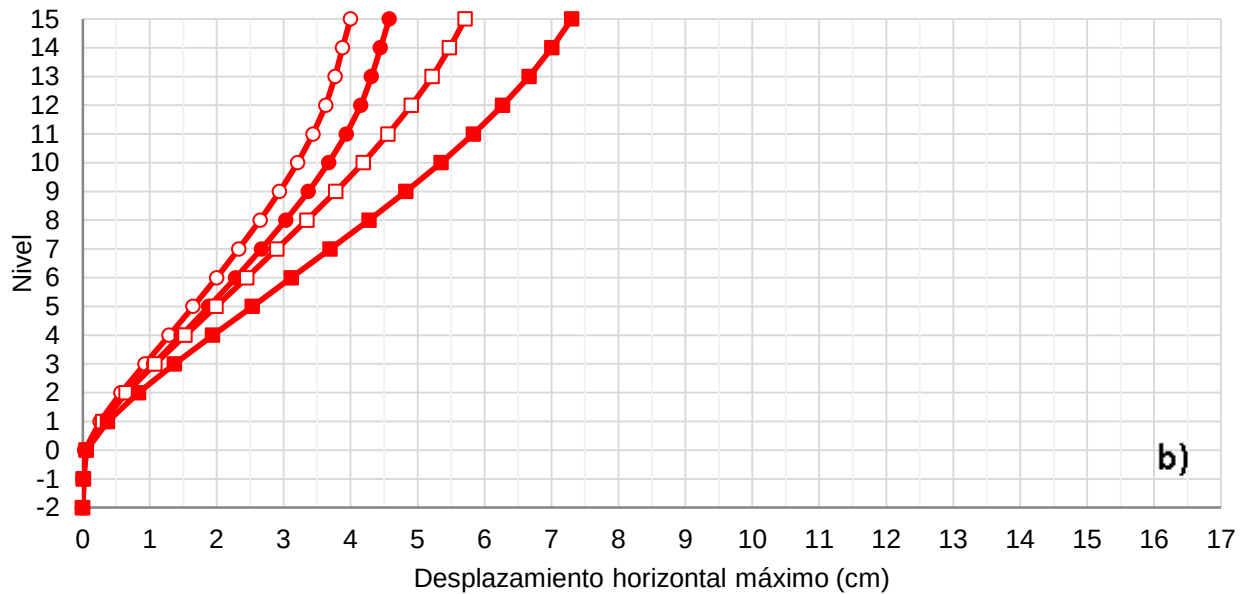


Figura 5.8 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de servicio, modelo elástico tridimensional del edificio 1, sismo en las direcciones X y Y, análisis dinámicos modales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena NCH-433 (edificios de muros de concreto desplantados en suelo tipo III) y del Apéndice A ($T_s = 2$ s) de las NTC-Sismo del RCDF-04 (multiplicados por $Q/R/7$)



Dirección X (NCH-433) Dirección X (RCDF-04)
 Dirección Y (NCH-433) Dirección Y (RCDF-04)



Dirección X (NCH-433) Dirección X (RCDF-04)
 Dirección Y (NCH-433) Dirección Y (RCDF-04)

Figura 5.9 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de servicio, modelo elástico tridimensional de los edificios 2 (a) y 3 (b), sismo en las direcciones X y Y, análisis dinámicos modales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena NCH-433 (edificios de marcos de concreto desplantados en suelo tipo III) y del Apéndice A ($T_s = 2s$) de las NTC-Sismo del RCDF-04 (multiplicados por $Q'R/7$)

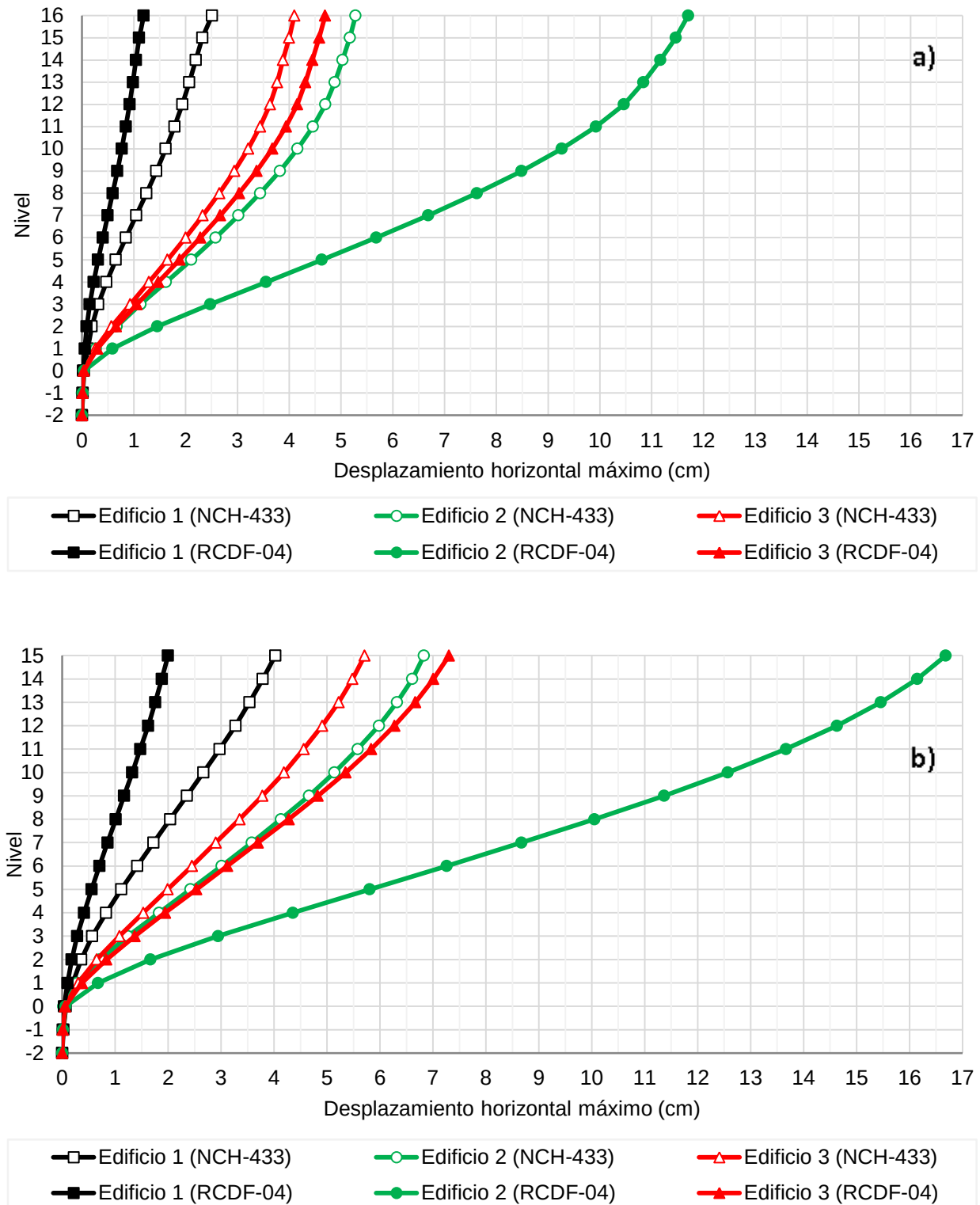


Figura 5.10 Desplazamientos horizontales máximos de la condición de servicio, modelo elástico tridimensional de los edificios 1, 2 y 3, sismo en las direcciones X (a) y Y (b), análisis dinámicos modales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena NCH-433 (edificios desplantados en suelo tipo III) y del Apéndice A ($T_s=2s$) de las NTC-Sismo del RCDF-04 (multiplicados por $Q'R/7$)

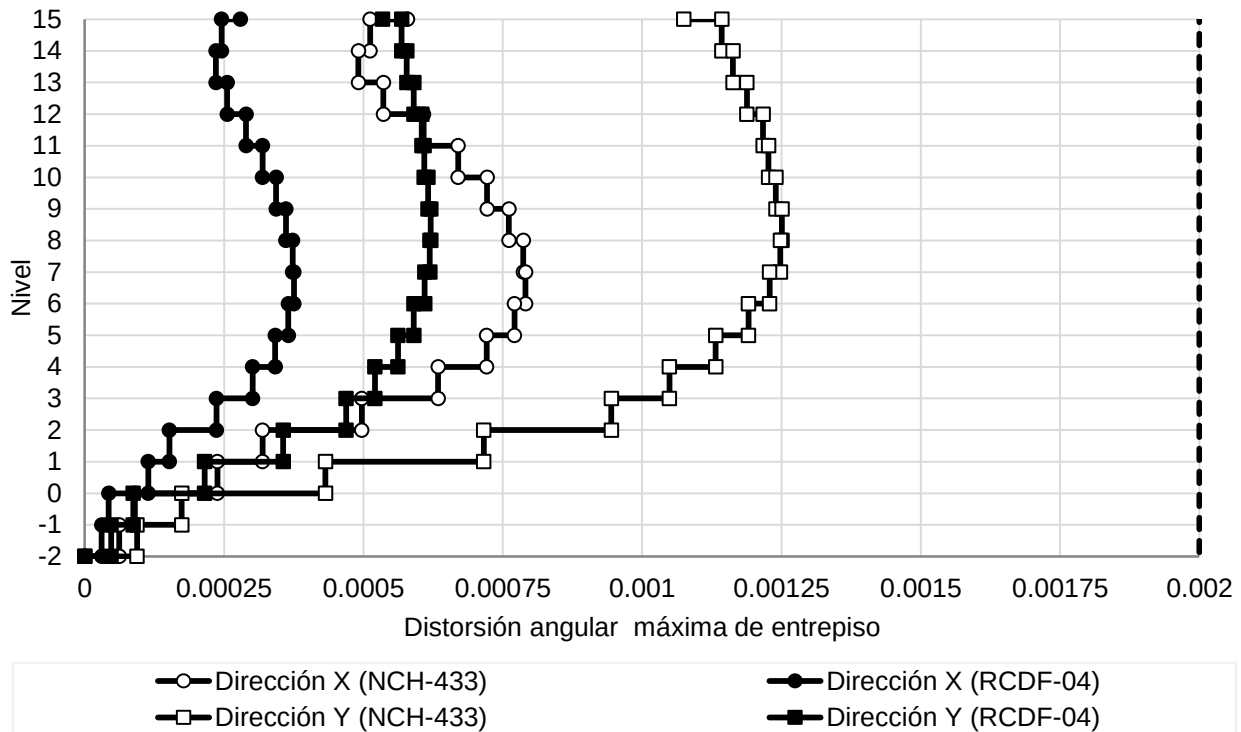


Figura 5.11 Distorsiones angulares máximas de entrepiso calculadas con análisis sísmicos dinámicos modales espectrales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para edificios de muros de concreto desplantado en suelo tipo III y el espectro del apéndice A de las NTC-Sismo para periodo dominante de suelo de $T_s=2s$ y $Q=3$ del RCDF-04 en dirección X y Y del modelo elástico tridimensional del edificio 1

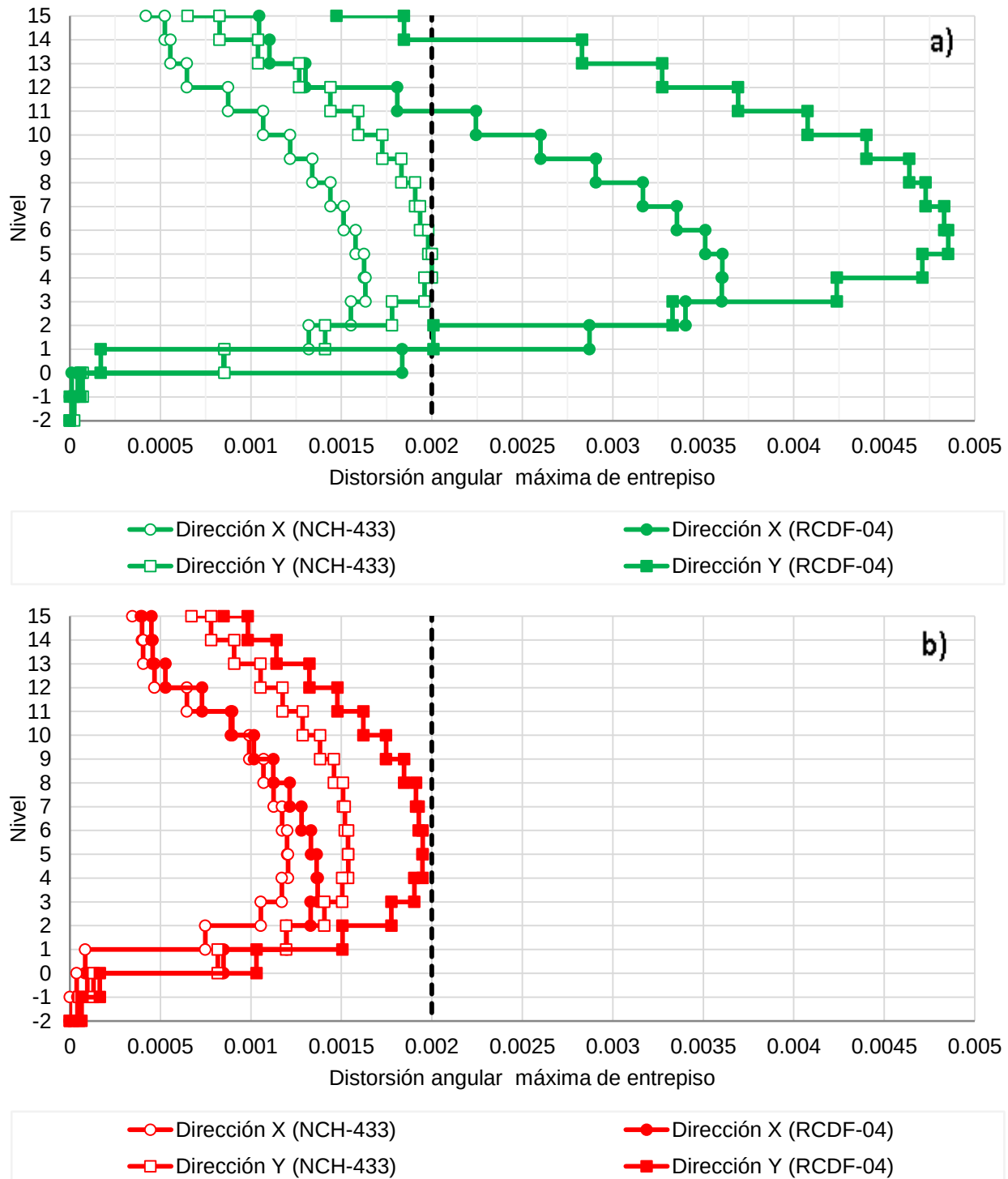
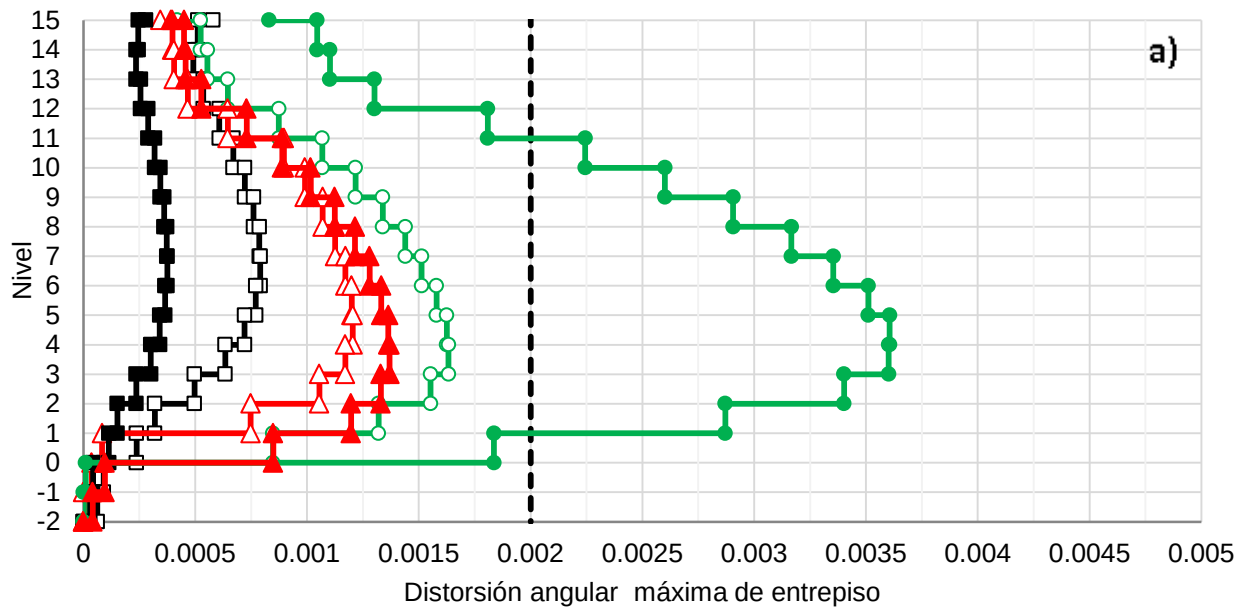
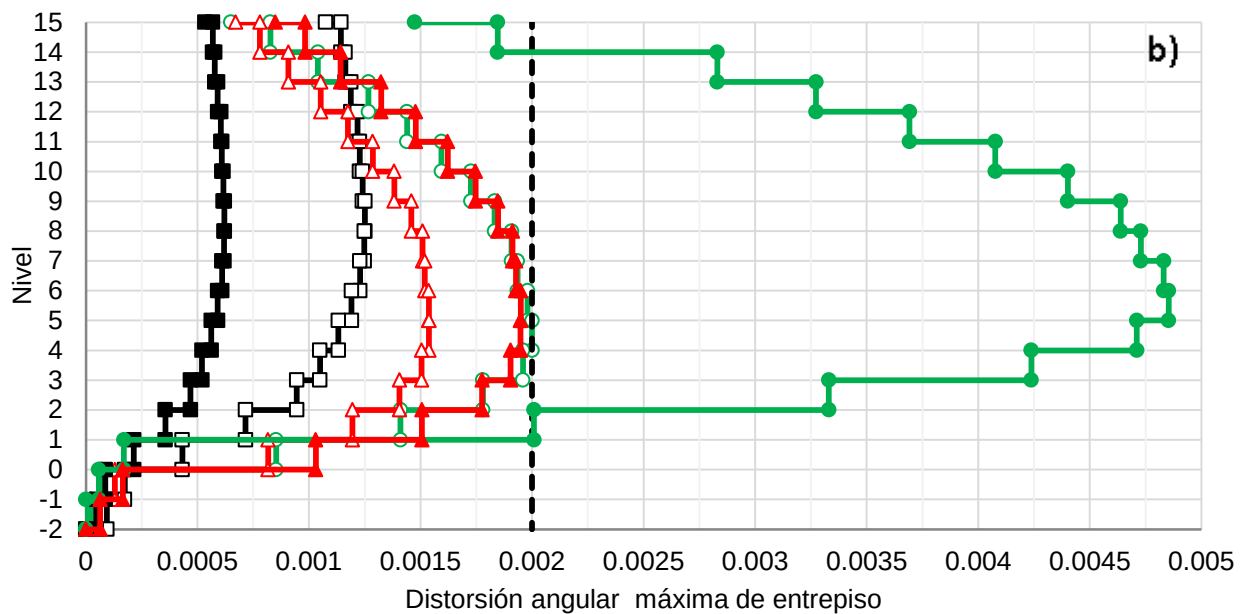


Figura 5.12 Distorsiones angulares máximas de entrepiso calculadas con análisis sísmicos dinámicos modales espectrales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para edificios de marcos de concreto desplantado en suelo tipo III y el espectro del apéndice A de las NTC-Sismo para periodo dominante de suelo de $T_s=2s$ y $Q=3$ del RCDF-04 en dirección X y Y del modelo elástico tridimensional de los edificios 2 (a) y 3 (b)



Edificio 1 (NCH-433) Edificio 2 (NCH-433) Edificio 3 (NCH-433)
 Edificio 1 (RCDF-04) Edificio 2 (RCDF-04) Edificio 3 (RCDF-04)



Edificio 1 (NCH-433) Edificio 2 (NCH-433) Edificio 3 (NCH-433)
 Edificio 1 (RCDF-04) Edificio 2 (RCDF-04) Edificio 3 (RCDF-04)

Figura 5.13 Distorsiones angulares máximas de entrepiso calculadas con análisis sísmicos dinámicos modales espectrales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para edificios desplantado en suelo tipo III y el espectro del apéndice A de las NTC-Sismo para periodo dominante de suelo de $T_s=2s$ y $Q=3$ del RCDF-04 en dirección X (a) y Y (b) de los edificios 1, 2 y 3

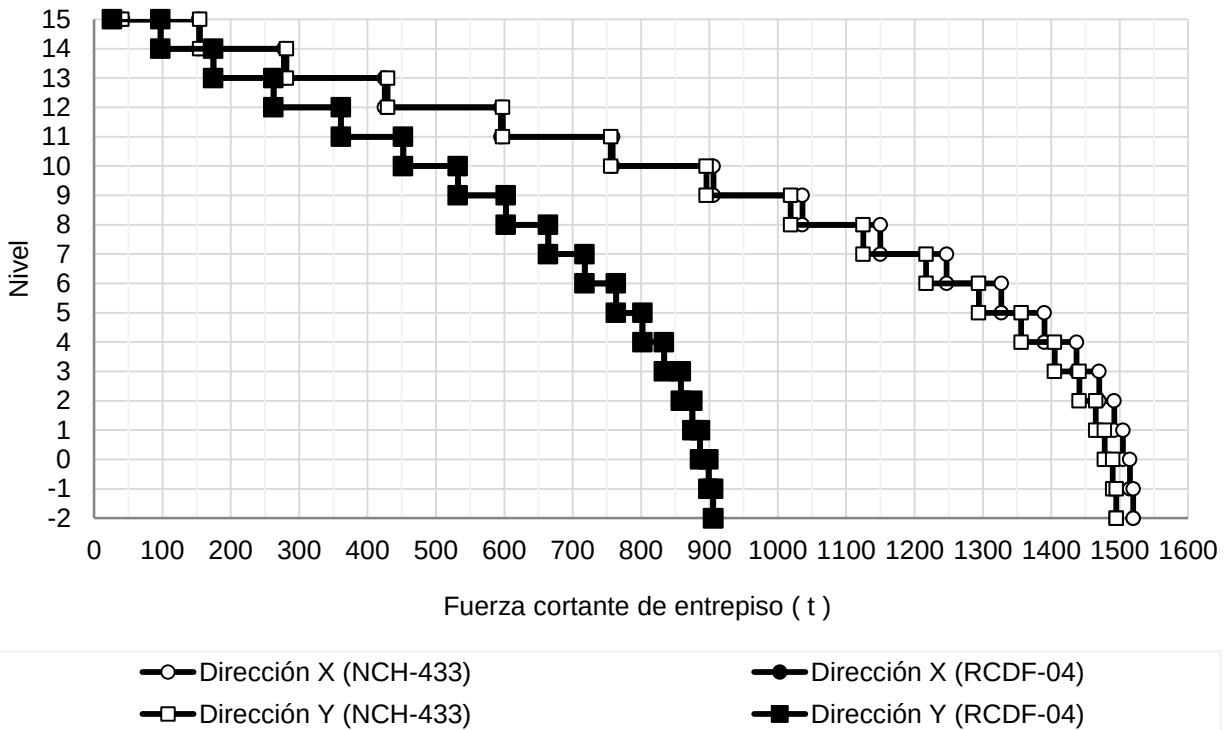


Figura 5.14 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con análisis sísmicos dinámicos modales espectrales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para edificios de muros de concreto desplantado en suelo tipo III y el espectro del apéndice A de las NTC-Sismo para periodo dominante de suelo de $T_s=2s$ y $Q=3$ del RCDF-04 en dirección X y Y del modelo elástico tridimensional del edificio 1

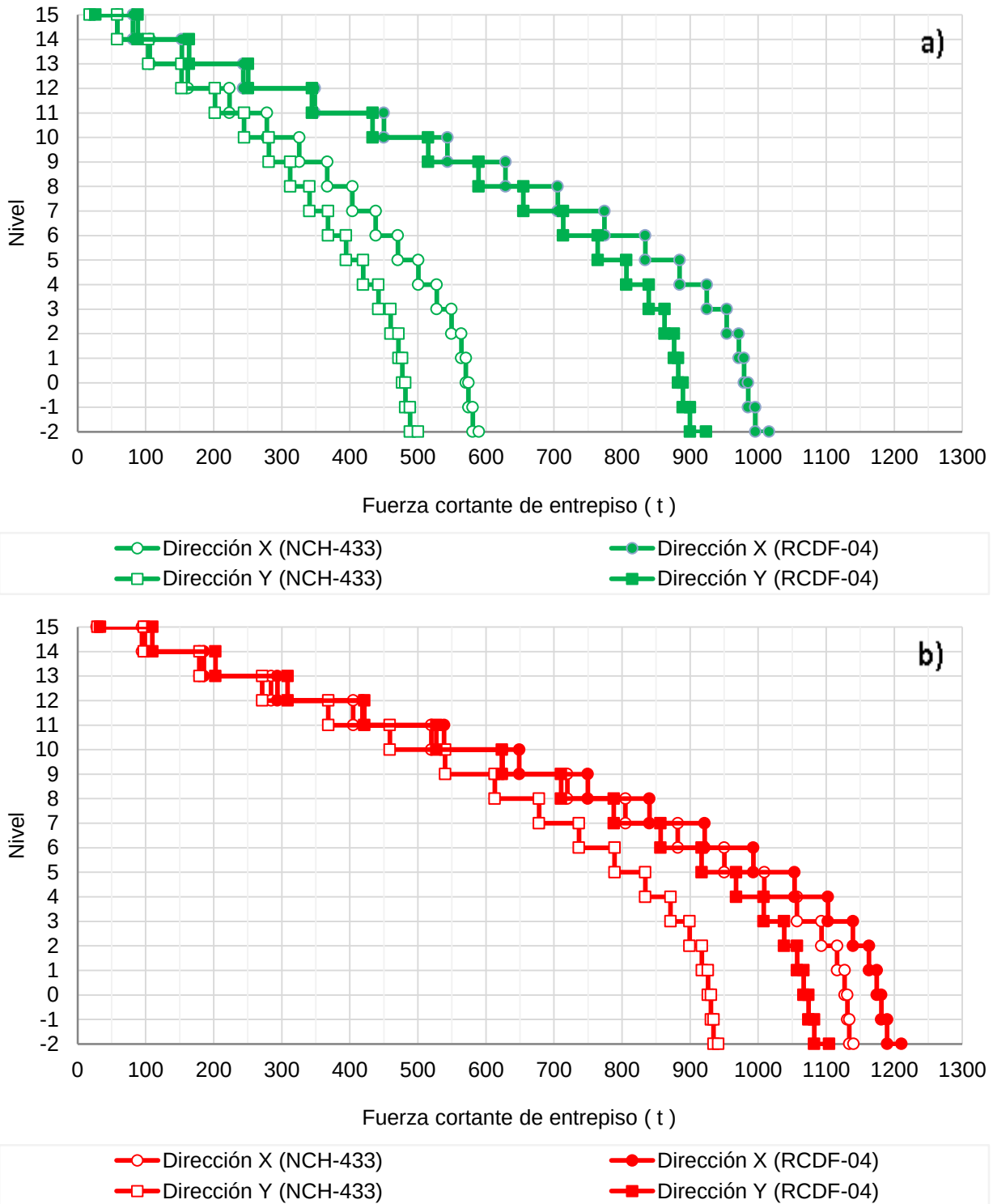


Figura 5.15 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con análisis sísmicos dinámicos modales espectrales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para edificios de marcos de concreto desplantado en suelo tipo III y el espectro del apéndice A de las NTC-Sismo para periodo dominante de suelo de $T_s=2s$ y $Q=3$ del RCDF-04 en dirección X y Y de los edificios 2 (a) y 3 (b)

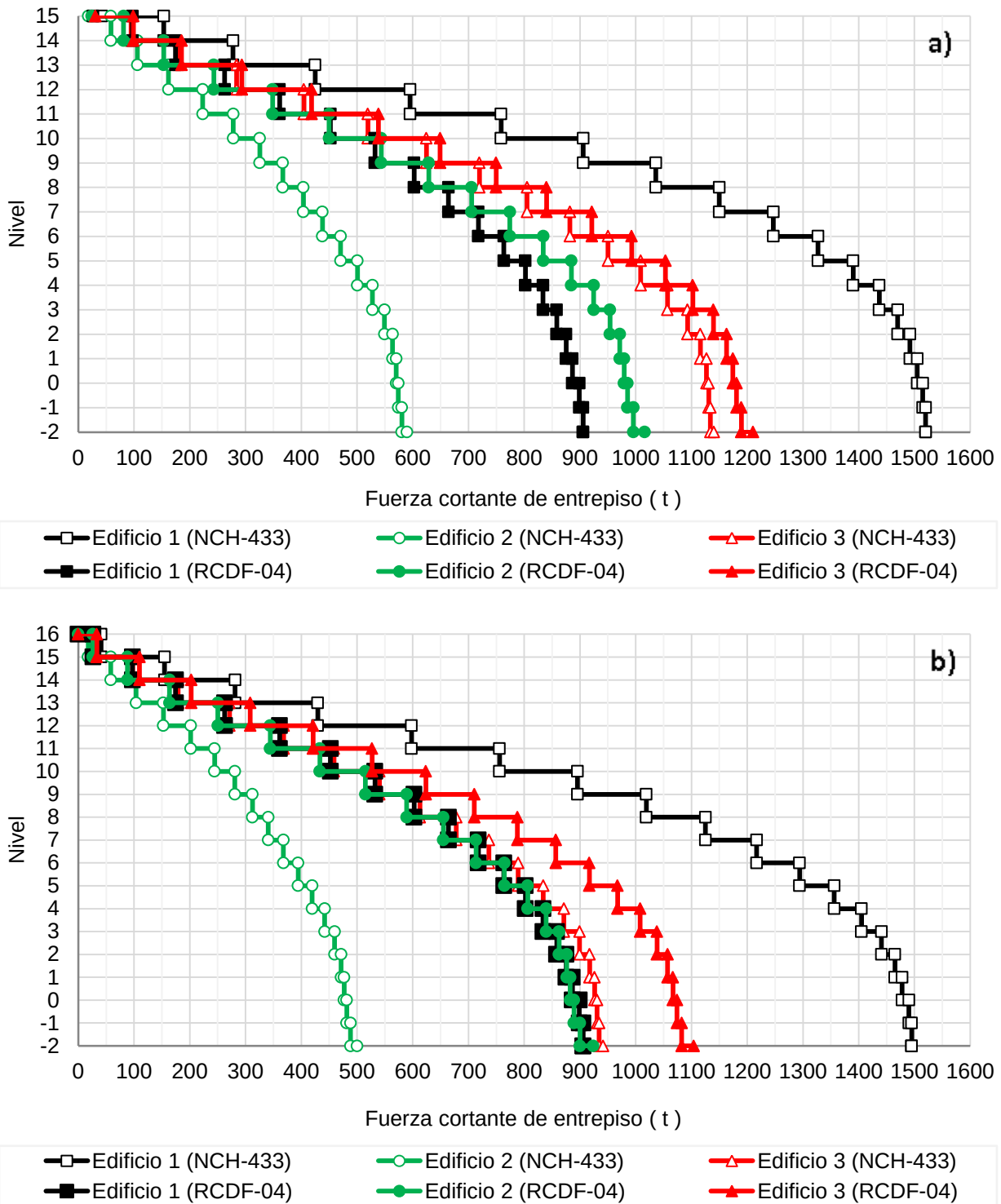


Figura 5.16 Fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con análisis sísmicos dinámicos modales espectrales con los espectros inelásticos de diseño de la Norma Chilena (NCH-433) para edificios desplantados en suelo tipo III y el espectro del apéndice A de las NTC-Sismo para periodo dominante de suelo de $T_s=2s$ y $Q=3$ del RCDF-04 en dirección X (a) y Y (b) de los modelos elásticos tridimensionales de los edificios 1, 2 y 3

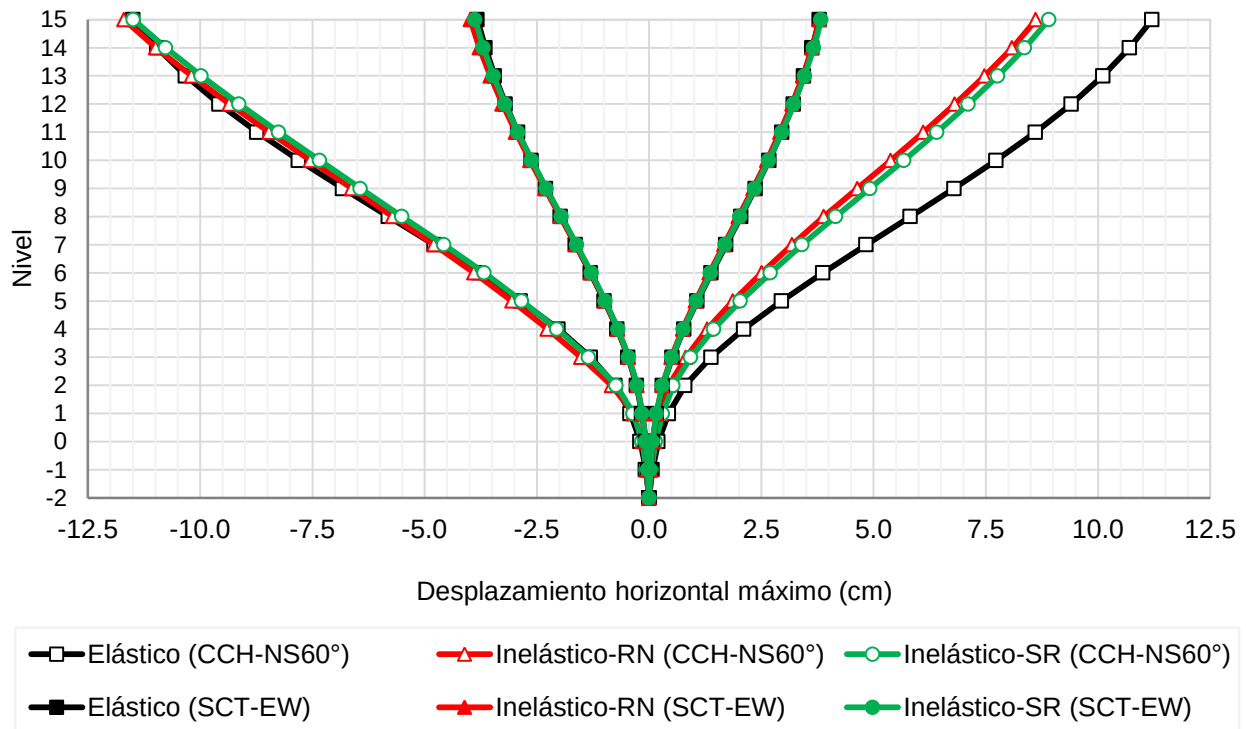


Figura 5.17 Desplazamientos horizontales máximos calculados con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° y SCT-EW para los casos elásticos e inelásticos con sobre-resistencias y resistencias nominales del eje 6 del edificio 1

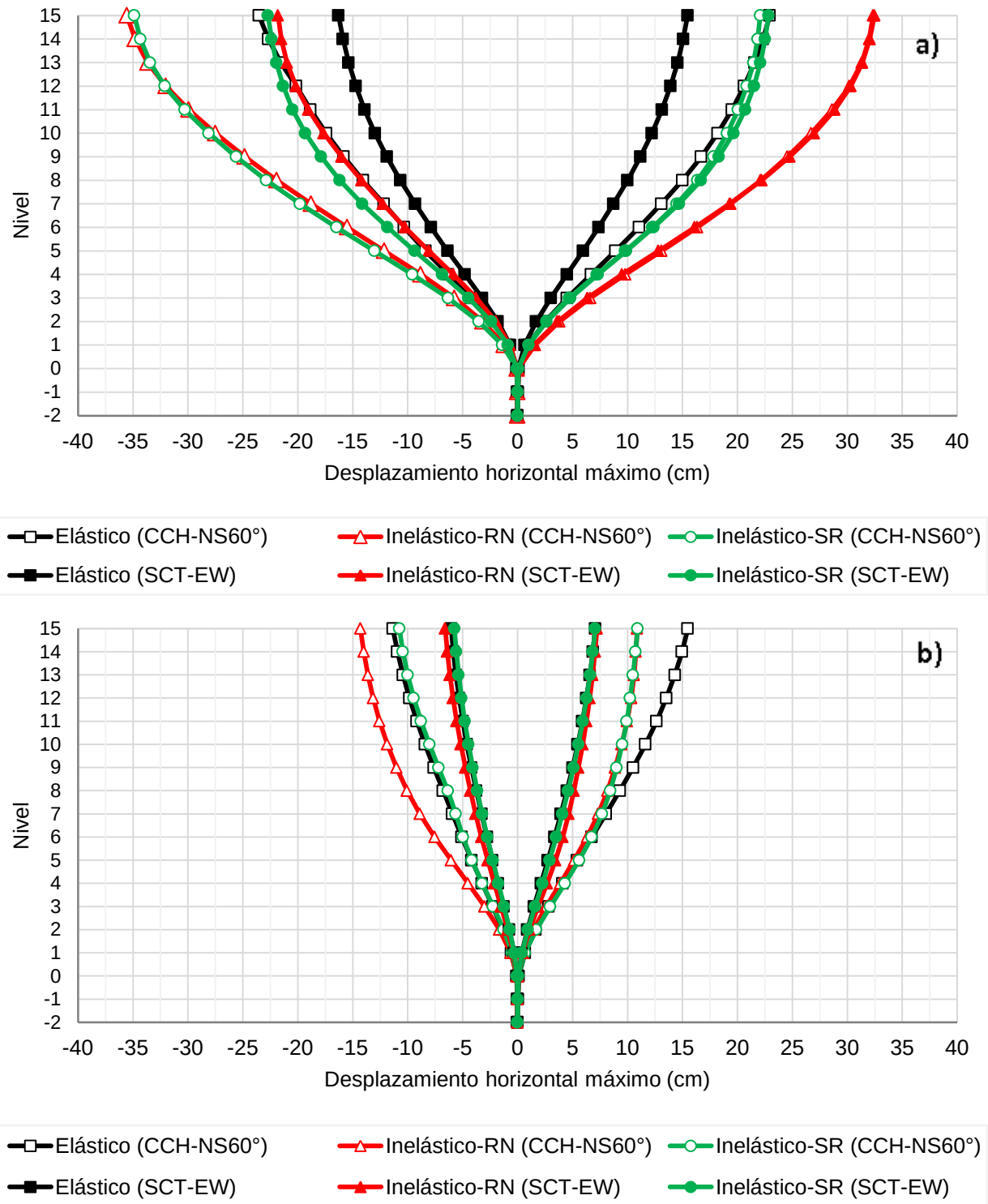


Figura 5.18 Desplazamientos horizontales máximos calculados con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW para los casos elásticos e inelásticos con sobre-resistencias y resistencias nominales del eje 6 de los edificios 2 (a) y 3 (b)

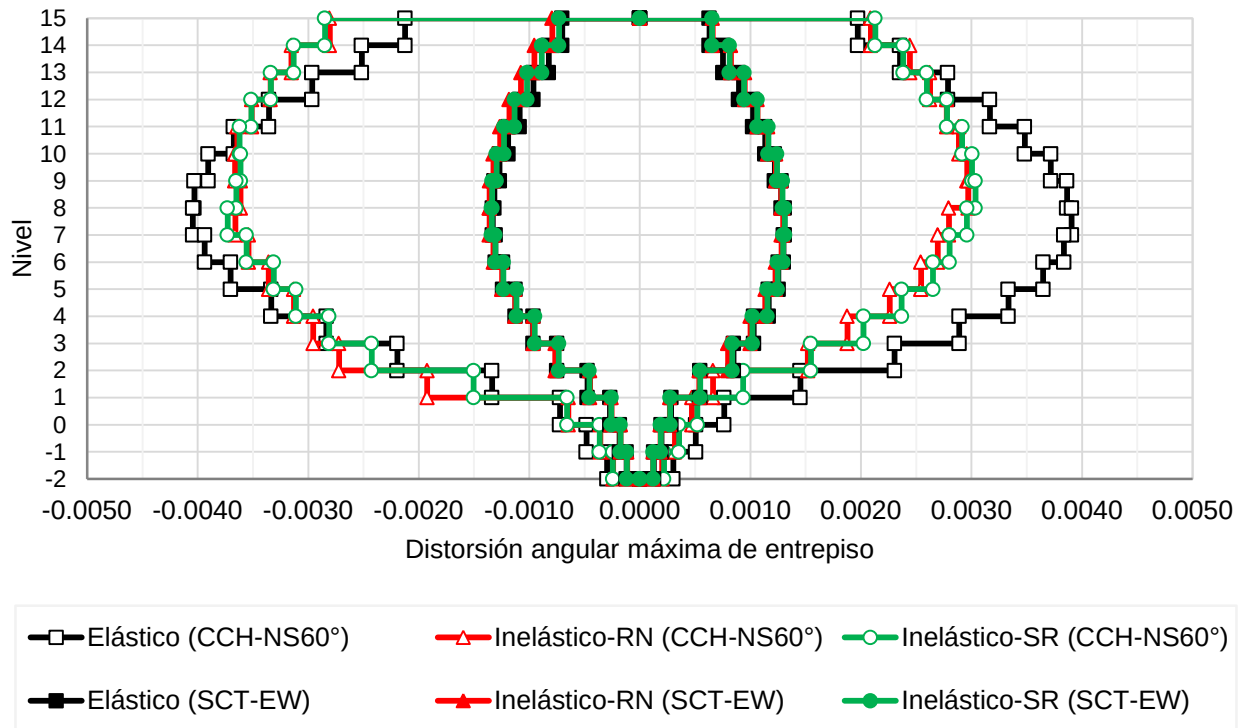


Figura 5.19 Distorsiones angulares máximas de entrepiso calculadas con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW para los casos elásticos e inelásticos con sobre-resistencias y resistencias nominales del eje 6 del edificio 1

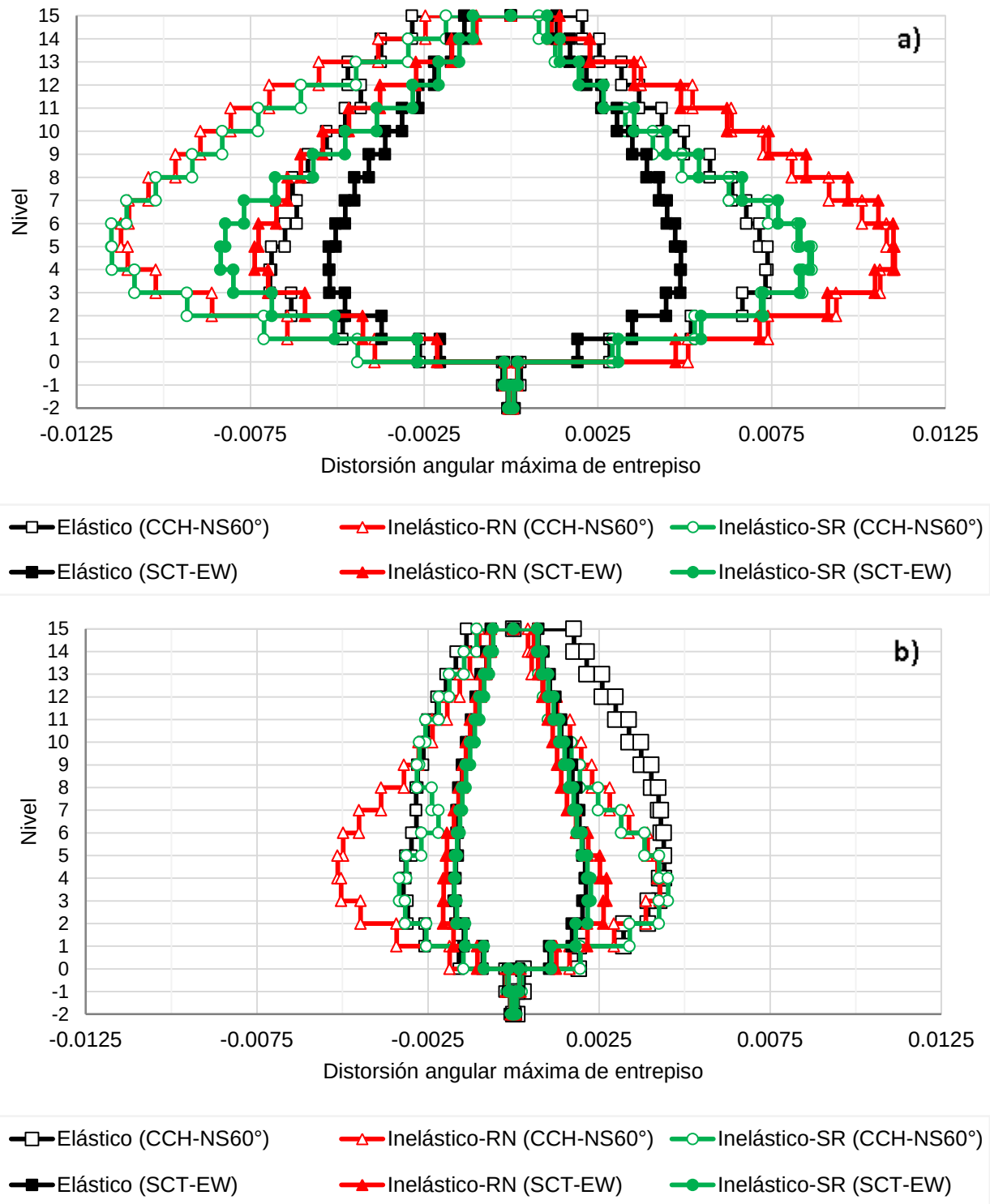


Figura 5.20 Distorsiones angulares máximas de entrepiso calculadas con análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW para los casos elásticos e inelásticos con sobre-resistencias y resistencias nominales del eje 6 de los edificios 2 (a) y 3 (b)

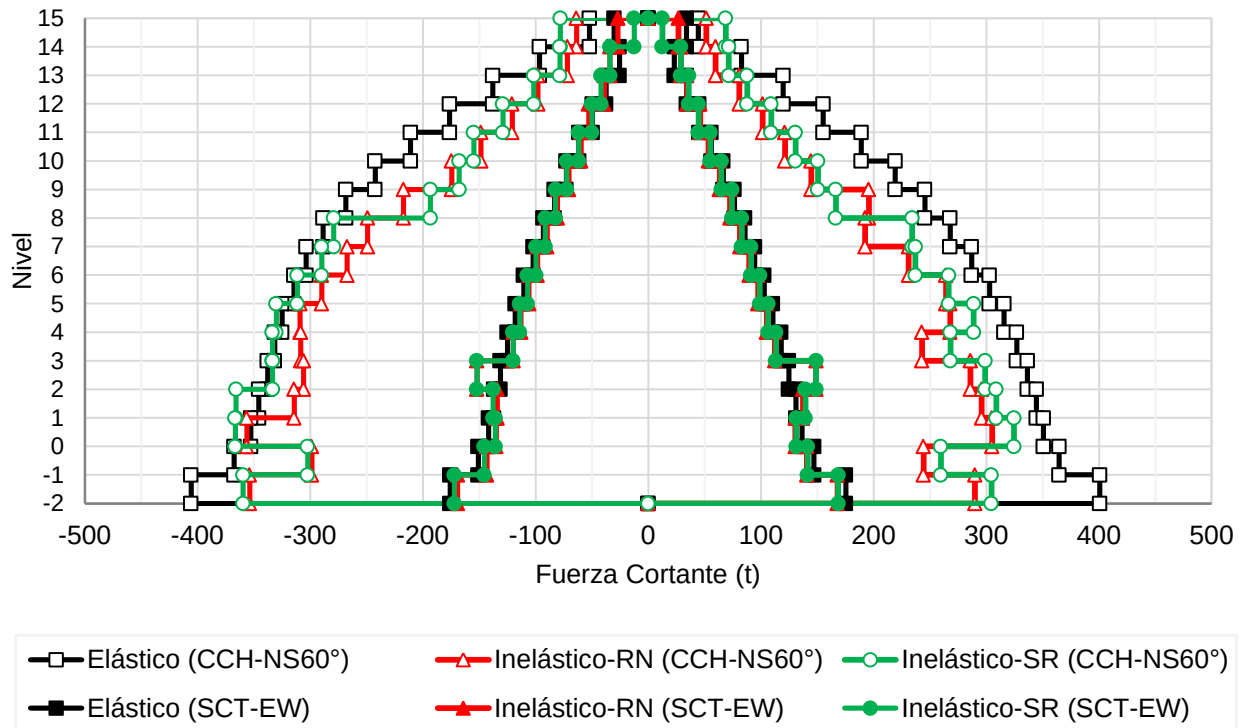


Figura 5.21 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso del eje 6 del edificio 1, análisis sísmicos paso a paso elásticos e inelásticos (resistencias nominales RN y sobre-resistencias SR), acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW

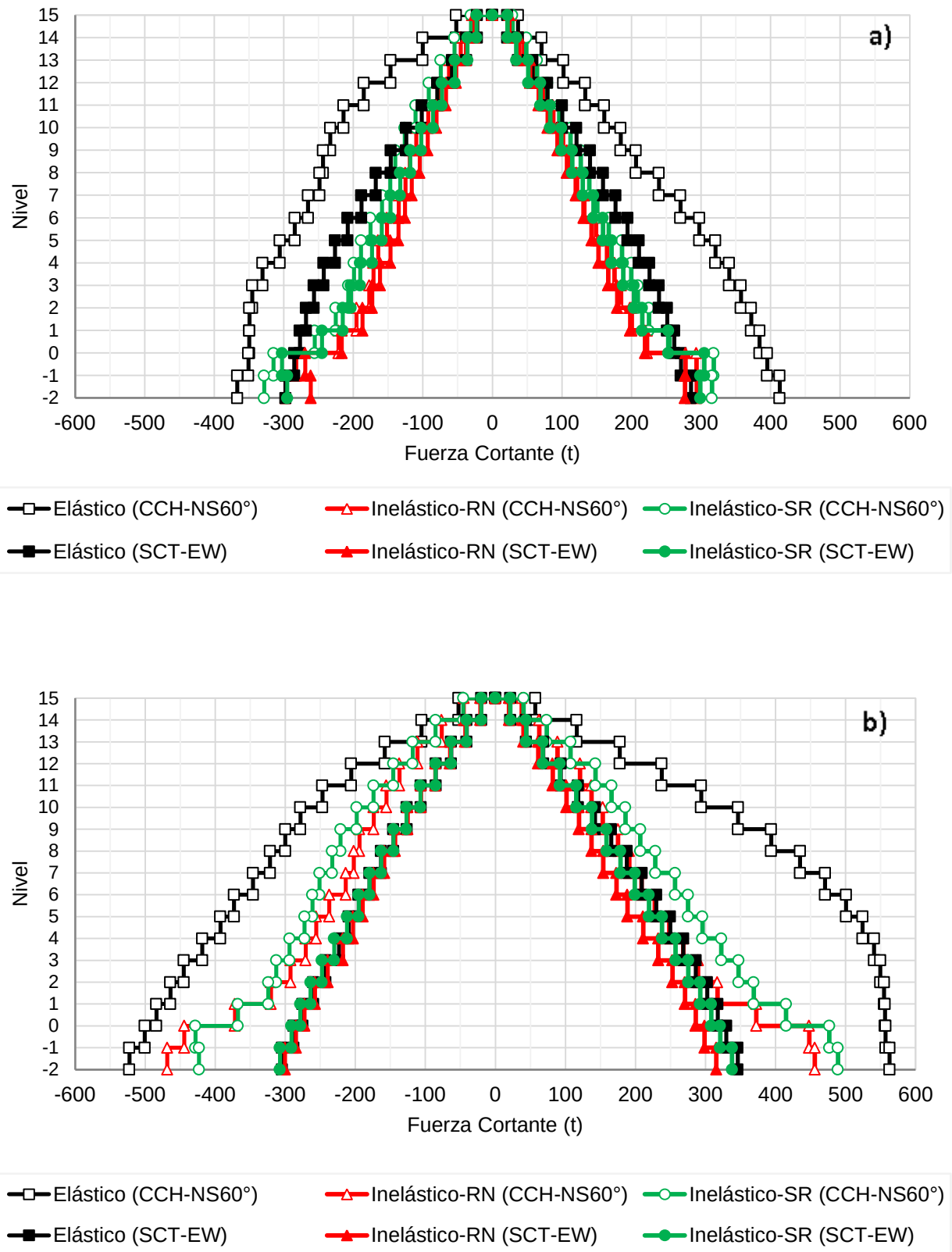


Figura 5.22 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso del eje 6 de los edificios 2 (a) y 3 (b), análisis sísmicos paso a paso elásticos e inelásticos (resistencias nominales RN y sobre-resistencias SR), acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW

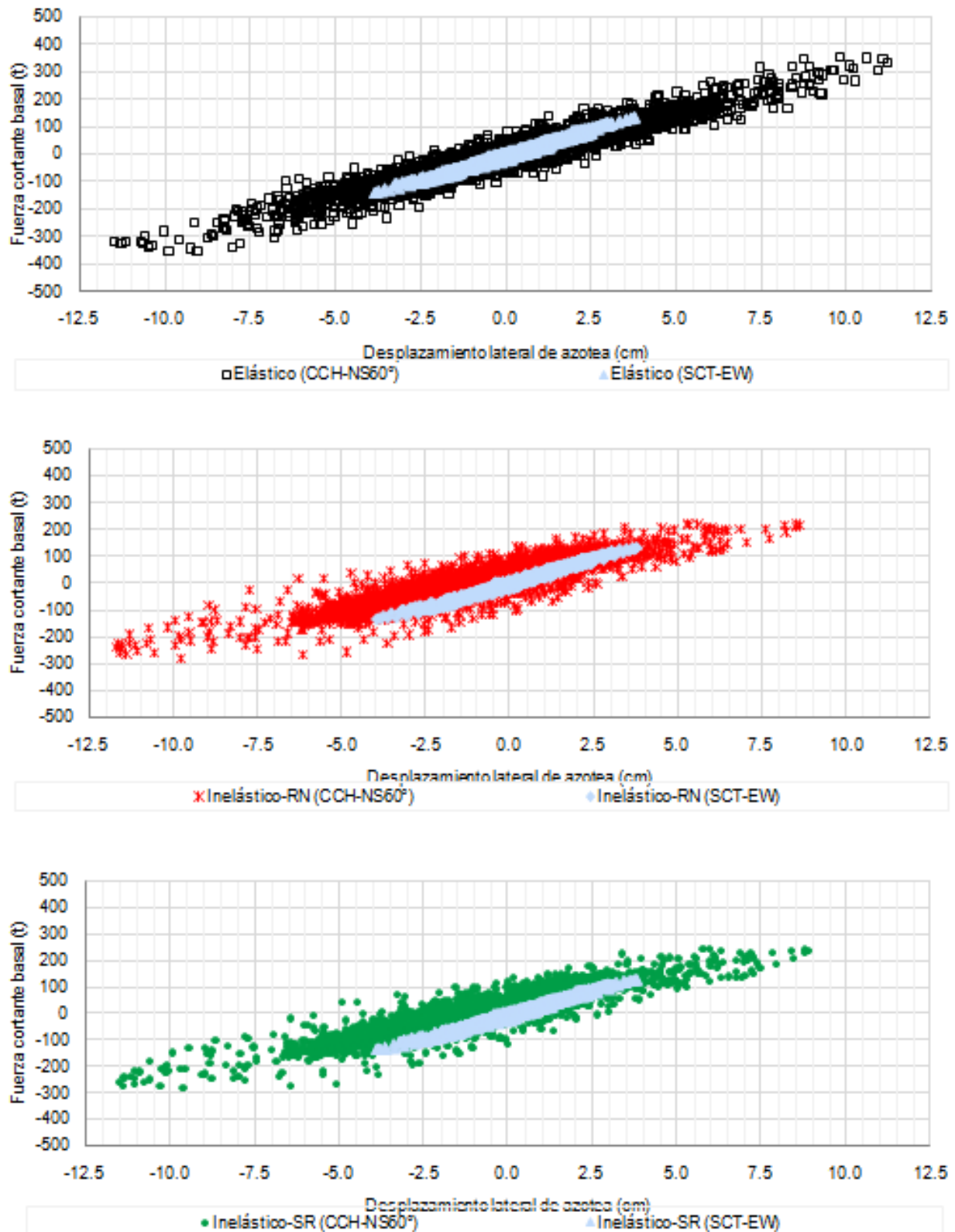


Figura 5.23 Curvas desplazamiento lateral de azotea-fuerza cortante basal del eje 6 del edificio 1, análisis sísmicos paso a paso elásticos e inelásticos (resistencias nominales RN y sobre-resistencias SR), acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW

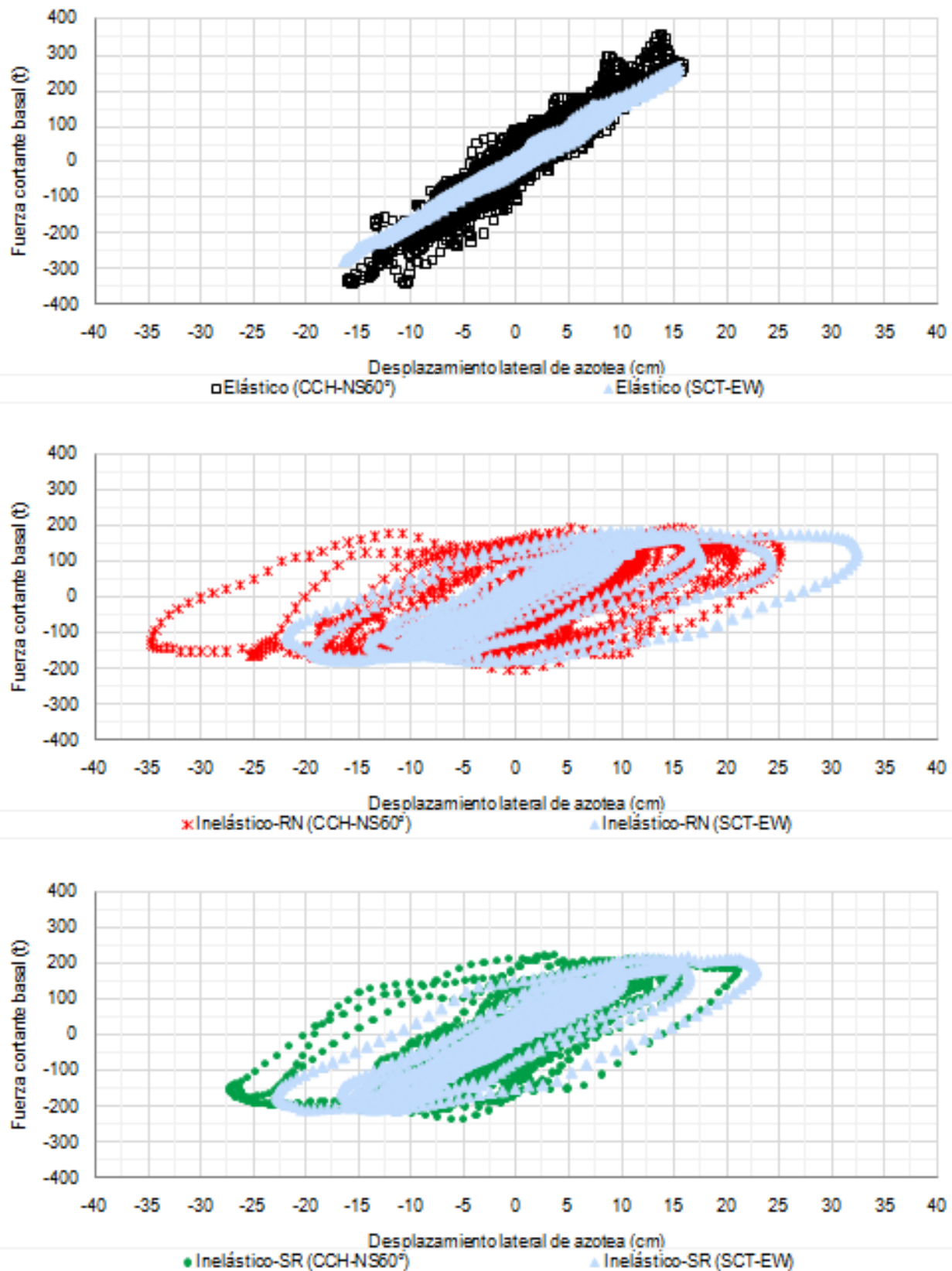


Figura 5.24 Curvas desplazamiento lateral de azotea-fuerza cortante basal del eje 6 del edificio 2, análisis sísmicos paso a paso elásticos e inelásticos (resistencias nominales RN y sobre-resistencias SR), acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW

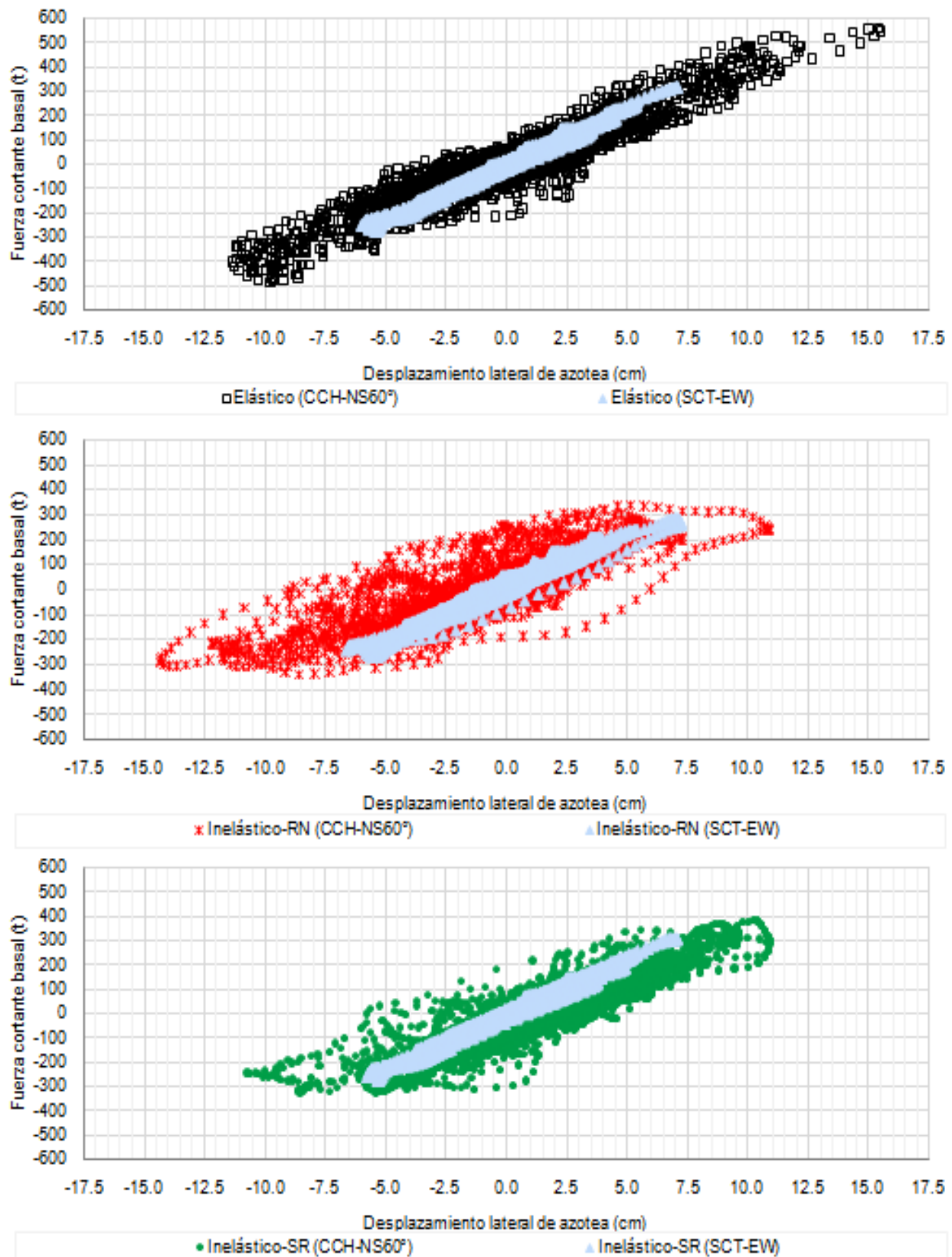


Figura 5.25 Curvas desplazamiento lateral de azotea-fuerza cortante basal del eje 6 del edificio 3, análisis sísmicos paso a paso elásticos e inelásticos (resistencias nominales RN y sobre-resistencias SR), acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW

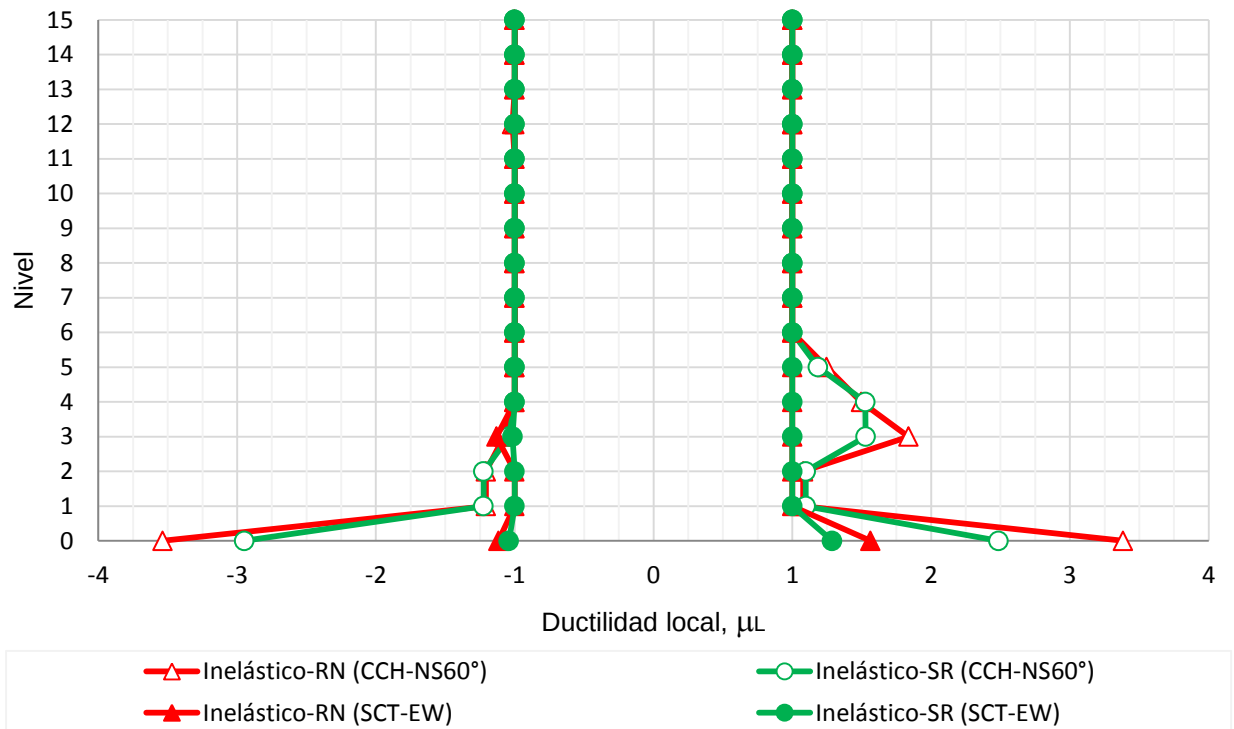


Figura 5.26 Demandas máximas de ductilidad local en columnas del eje 6 del edificio 1, análisis sísmicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencia SR), acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW

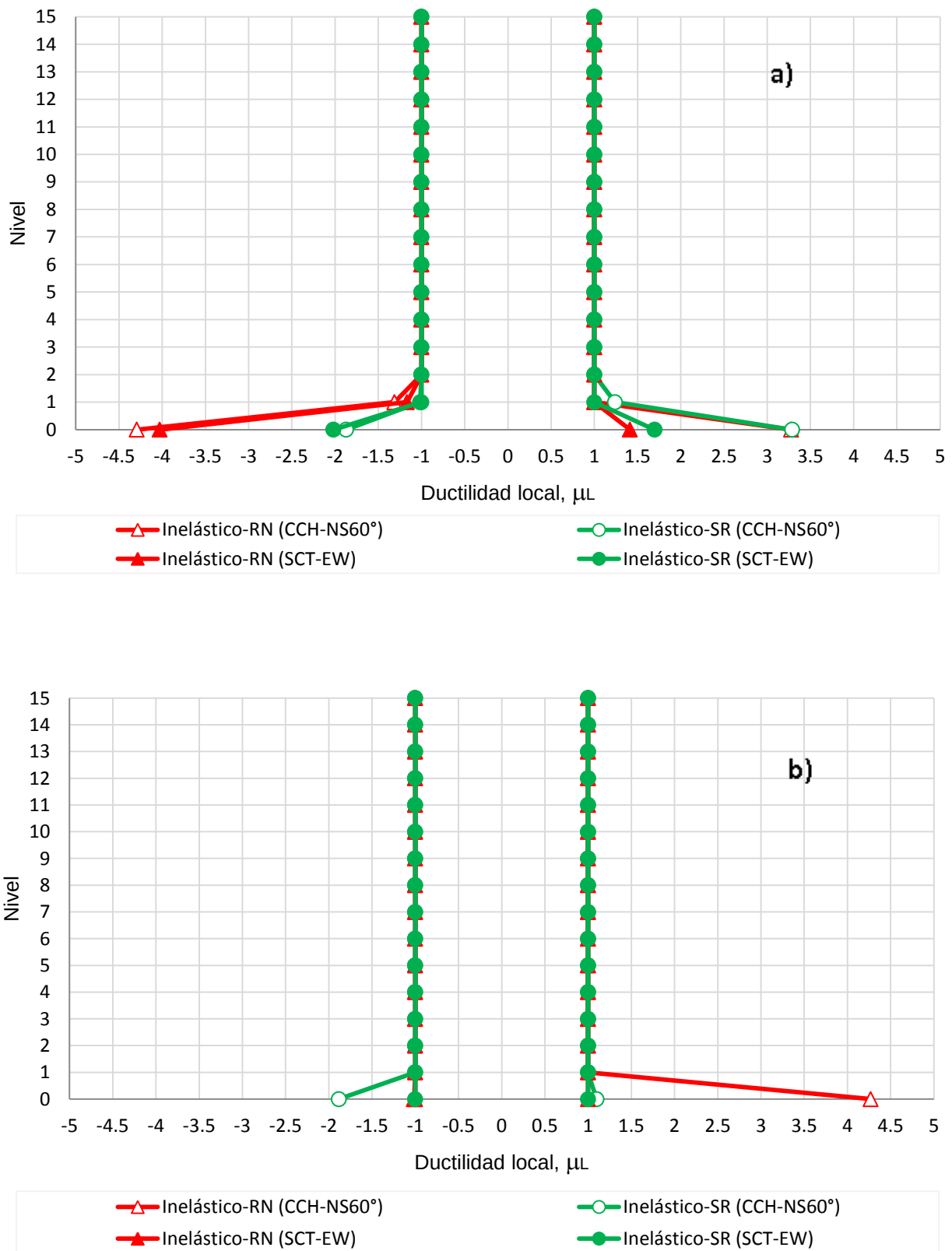


Figura 5.27 Demandas máximas de ductilidad local en columnas del eje 6 de los edificios 1 (a) y 2 (b), análisis sísmicos paso a paso inelásticos (resistencias nominales RN y efectos de sobre-resistencias SR), acelerogramas CCH-NS 60° y SCT-EW

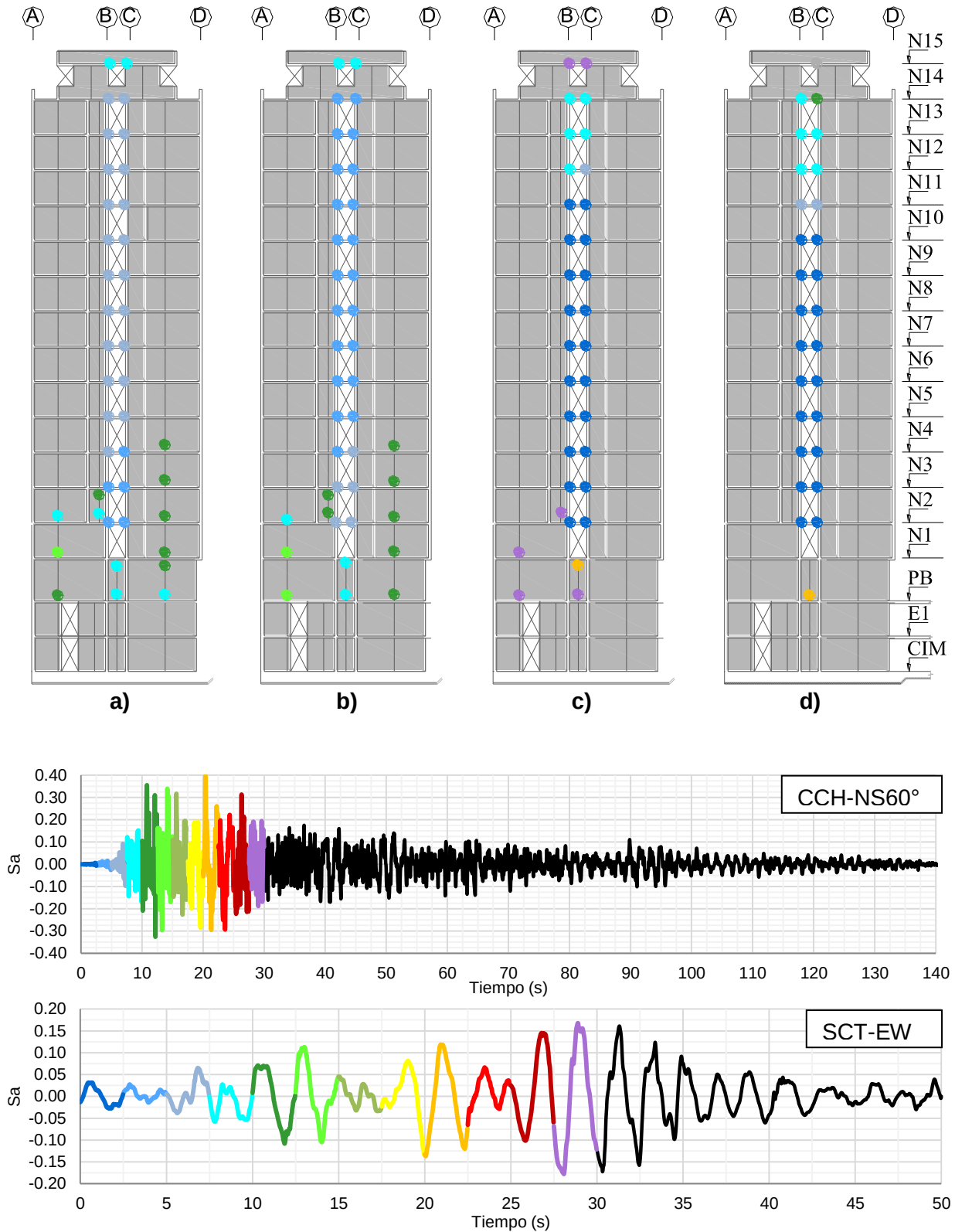


Figura 5.28 Distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 1, análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° (resistencias nominales a) y sobre-resistencias b) y SCT-EW (resistencias nominales c) y sobre-resistencias d))

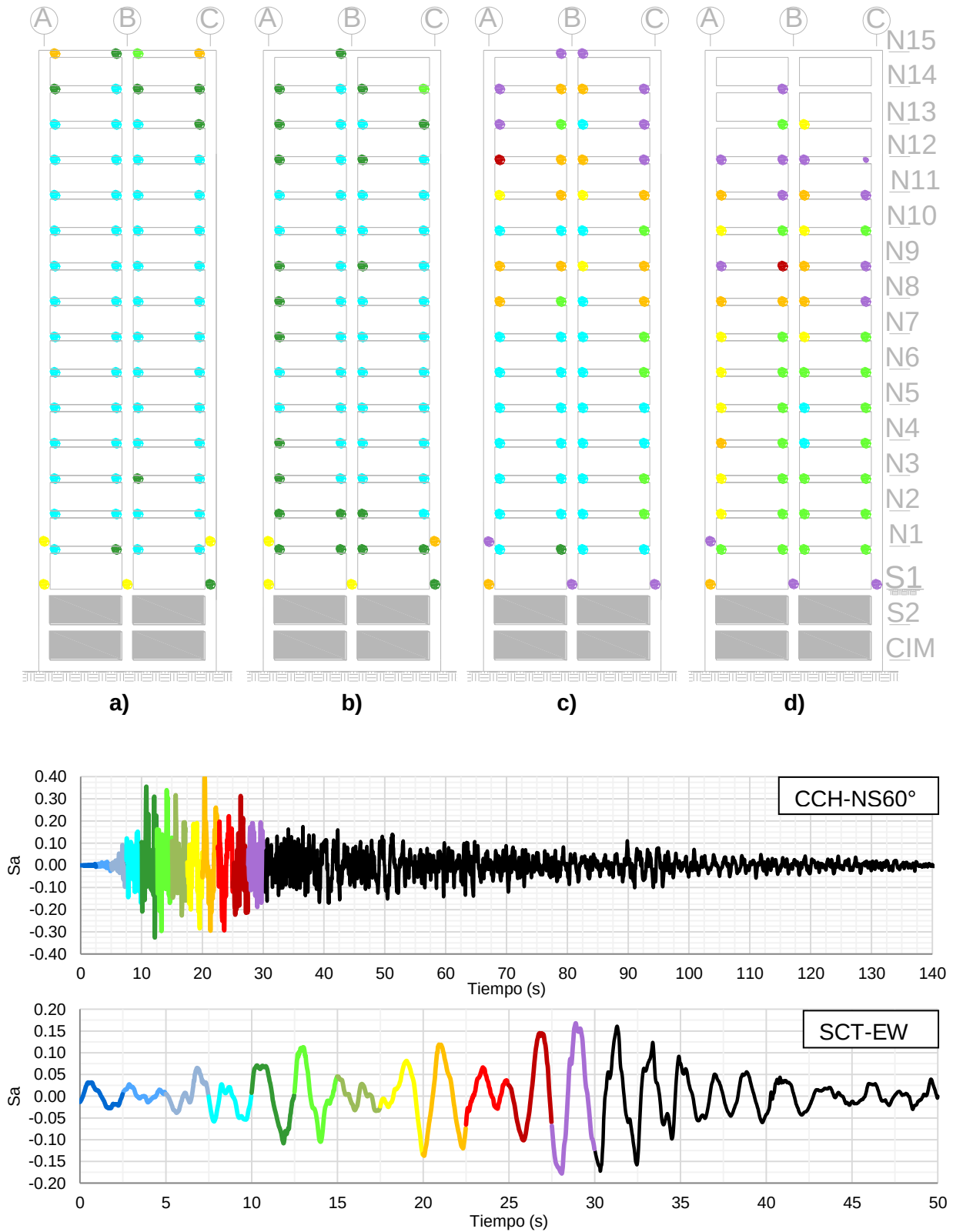


Figura 5.29 Distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 2, análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas CCH-NS60° (resistencias nominales a) y sobre-resistencias b) y SCT-EW (resistencias nominales c) y sobre-resistencias d))

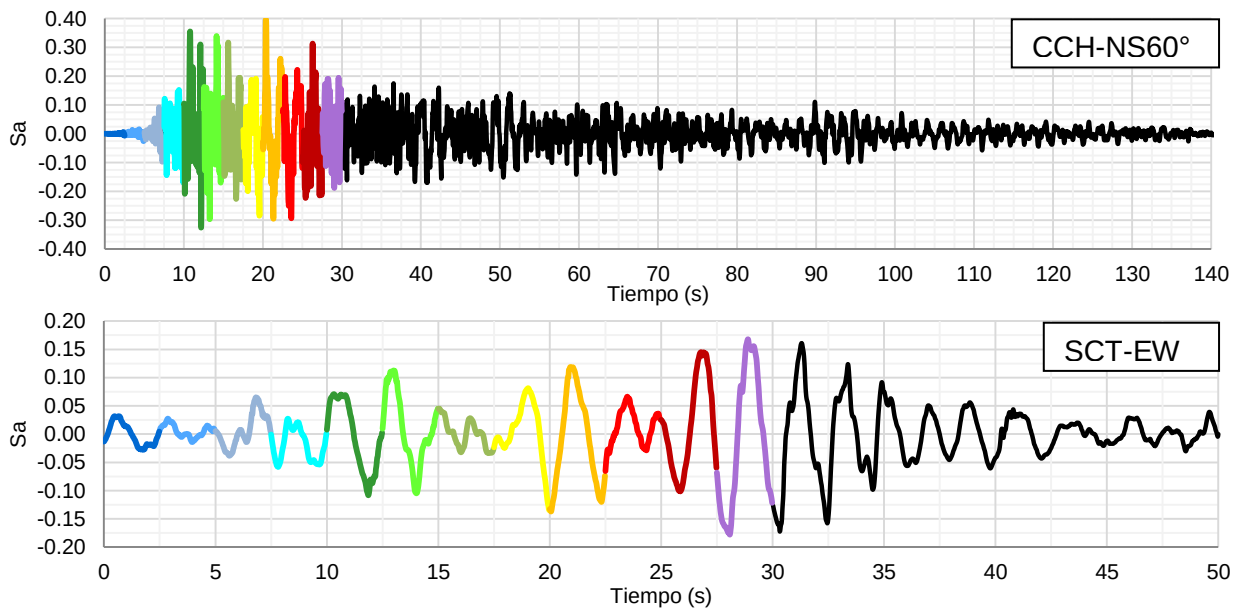
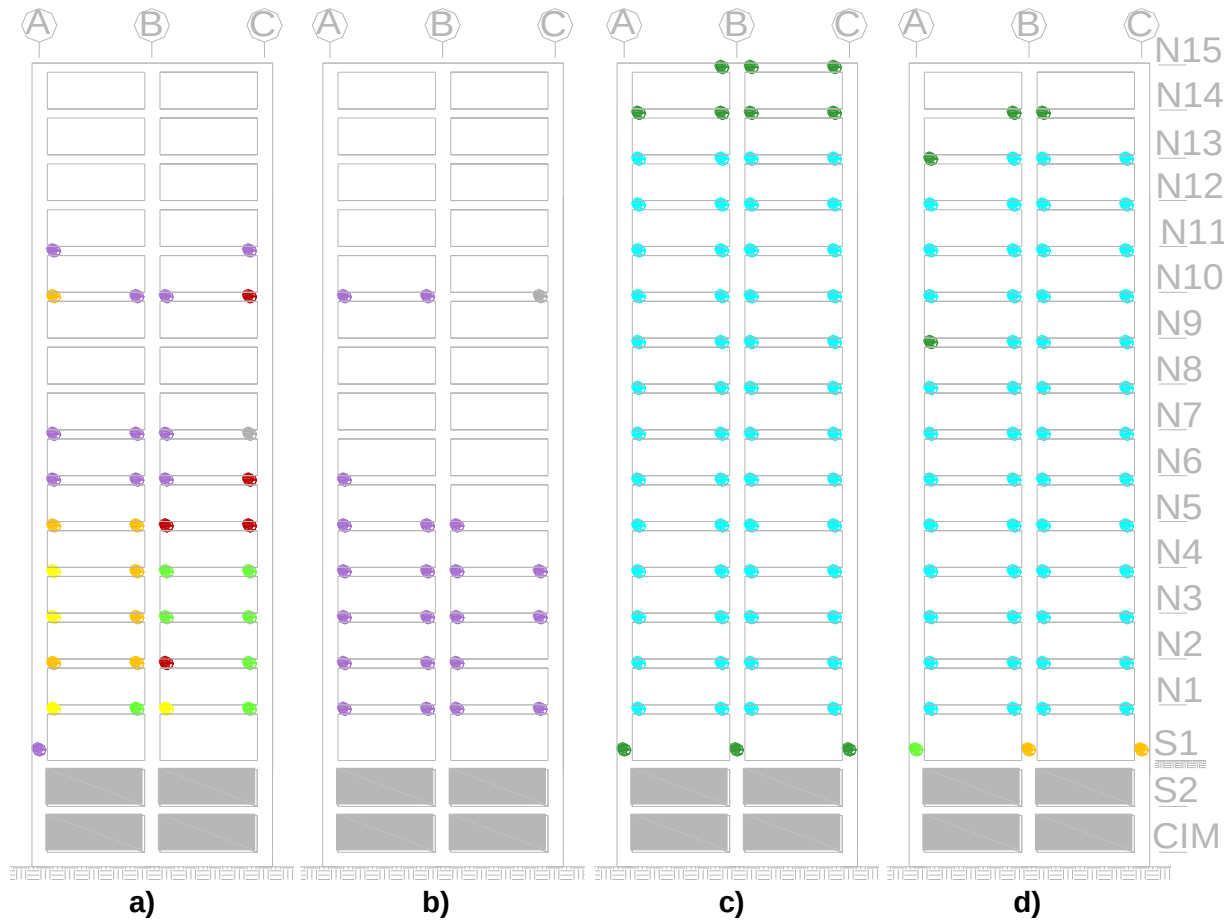


Figura 5.30 Distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje 6 del edificio 3, análisis sísmicos paso a paso con los acelerogramas SCT-EW (resistencias nominales a) y sobre-resistencias b)) y CCH-NS60° (resistencias nominales c) y sobre-resistencias

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- Al comparar el espectro inelástico de diseño de la Norma Chilena NCH-433 para edificios de muros de concreto desplantados en suelo tipo III de la zona sísmica 3 de Chile, contra el espectro de respuesta inelástica (ductilidad igual a 3) del acelerograma CCH-NS60, resulta evidente que las aceleraciones provocadas por el gran sismo de Chile de 2010 fueron superiores a las esperadas en la Norma Chilena NCH-433, como se muestra en el espectro inelástico de la NCH-433 de emergencia.
- Se presenta la fluencia en el extremo inferior de los muros de concreto reforzado de planta baja de los tres ejes (1, 6 y 10) revisados del edificio 1, sismo en la dirección transversal, con base en las respuestas del análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°; esto es, se comprueba que la resistencia disponible a flexocompresión de dichos elementos estructurales verticales fue escasa.
- La capacidad a fuerza cortante de los muros de planta baja de los mismos tres ejes del edificio 1, sismo en la dirección transversal, fue superior a las acciones resultantes del análisis dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60°; en el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de los muros, no se consideraron las fuerzas axiales de compresión y tensión a las que fueron sometidos durante el sismo, lo que produce un incremento o decremento en la resistencia a fuerza cortante.

- En los muros cortos de concreto de planta baja de los ejes 1 y 6 del edificio 1 rigió el comportamiento por cortante; dichos muros tienen, como se mencionó en el cap 2, una resistencia elevada a flexión. En los muros extremos de los niveles superiores se inducen fuerzas de compresión y tensión elevadas, tendiendo a un comportamiento de un sistema de puntales y tensores, desarrollando una falla a flexocompresión como se observó en los resultados obtenidos.
- El eje 10 del edificio 1 está conformado por un muro esbelto continuo, con relación de esbeltez mayor que 2.0, con un comportamiento similar al de una viga de flexión. En este tipo de elemento estructural se espera que, al incursionar en el intervalo de comportamiento inelástico, se desarrollen las articulaciones plásticas en la base de los mismos, congruente con los resultados obtenidos en este trabajo. Por lo tanto, en su diseño tuvo que haberse considerado una atención especial al detallado longitudinal y transversal del acero de refuerzo de los extremos del muro, como se indica en el reglamento del ACI-318.
- Como se hizo ver en el cap 2 de este trabajo, los resultados el modelo del edificio 1 mostraron un primer modo de vibración prácticamente de traslación pura en la dirección transversal; lo anterior indica que el muro del eje 10, con mayor rigidez lateral, fue sometido a mayores esfuerzos. Lo anterior es congruente con los resultados determinados en este trabajo, después de realizar el análisis sísmico dinámico paso a paso con el acelerograma CCH-NS60.
- Es probable que los bordes exteriores de los extremos inferiores de los muros de planta baja de los ejes 1, 6 y 10, durante el gran sismo del 27 de febrero de 2010, estuvieron sometidos a efectos considerables de cargas cíclicas de compresión y tensión; lo anterior indica que fue inadecuado el detallado del acero de refuerzo transversal que confinara al núcleo de concreto de los extremos de los muros y evitara el pandeo lateral del acero de refuerzo longitudinal; asimismo, el espesor de dichos muros fue menor que lo necesario, lo cual ayudó a inducir la falla por pandeo lateral del muro; el anclaje inadecuado del acero de refuerzo longitudinal entre la cimentación y los muros de planta baja, pudo contribuir a la falla de deslizamiento del acero de refuerzo longitudinal, antes de que se pudiera desarrollar una articulación plástica por flexocompresión, que es el tipo de falla esperado.

- El comportamiento calculado en el eje 6 del edificio 1, mostró que las losas de piso no fueron suficientes para acoplar los dos muros de extremo que conformaban a dicho eje; se presentó la fluencia en ambos extremos de la losa, en todos los niveles, ante la sollicitación del sismo.
- Las demandas máximas de ductilidad local calculadas para los muros de planta baja de los ejes 1, 6 y 10 del edificio 1 resultaron con valores aceptables, asumiendo dicho trabajo semejante a lo que se tiene para columnas anchas; sin embargo, para que los muros fueran capaces de desarrollar dichas rotaciones plásticas, era necesario que los detallados del refuerzo transversal en los extremos de dichos muros debieron haber sido adecuados.
- Los muros de concreto reforzado del edificio 1 no mostraban detallados especiales de refuerzo en los extremos (bordes); esto es, dichos muros no se prepararon para incursionar en el intervalo de comportamiento inelástico. Aparentemente fueron diseñados para que su comportamiento sísmico fuera en el rango elástico, lo que resultó inadecuado, ya que las respuestas de los muros de los ejes en estudio sí mostraron que se presentó incursionamiento en el intervalo de comportamiento inelástico.
- Con base en el estudio de los edificios 2 y 3 a base de marcos de concreto reforzado, se pudo verificar la importancia que tienen los adecuados detallados del acero de refuerzo transversal y longitudinal, establecidos en el reglamento del ACI-318 y en las NTC-Concreto del RCDF-04; los edificios presentan un comportamiento sísmico adecuado, con una tendencia de mecanismo de falla del tipo de columna fuerte-viga débil, con articulaciones plásticas en la mayoría de los extremos de las vigas y en la base de las columnas de planta baja. El mecanismo de falla mencionado permite que la estructura disipe una gran cantidad de energía inducida por el sismo. Se pudo verificar que los detallados del acero de refuerzo transversal proporcionaron la suficiente resistencia al cortante, evitando el tipo de falla frágil, y permitiendo el desarrollo de fallas por flexión con un tipo de falla dúctil.
- Con respecto a la influencia de los efectos considerados de sobre-resistencias, en el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo y en la resistencia a la compresión del concreto, se corrobora que, en general, se presenta una incursión menor en el

intervalo de comportamiento inelástico, con respecto a la que se tiene con las resistencias nominales.

- Las dimensiones y resistencias a las que se llegó con el diseño del edificio 2, después de aplicar las Normas Chilenas NCH-433, resultaron ser adecuadas desde el punto de vista sísmico; los análisis dinámicos inelásticos paso a paso muestran, sin embargo, que se manifiesta gran daño en la estructura, pero con un mecanismo de falla de columna fuerte-viga débil, con gran disipación de energía inducida por el sismo; cabe aclarar que ese daño será soportado por la estructura solamente si se tiene el detallado adecuado de los aceros de refuerzo, principalmente el tipo transversal de confinamiento, como se establece en el cap 21 del reglamento ACI-318. El comportamiento sismorresistente del edificio 2 se puede clasificar como adecuado; el periodo fundamental de vibración del edificio cae entre los dos picos dominantes del espectro de respuesta del acelerograma chileno registrado a raíz del gran sismo de 2010.
- Las dimensiones resultantes en los elementos estructurales del edificio 3, después de su diseño sismorresistente y ante cargas verticales cumpliendo con el límite permisible de la distorsión angular de entrepiso de la condición de servicio de 0.002, especificado en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, resultaron ser considerables; lo anterior fue necesario para poder proporcionar la rigidez lateral necesaria. Esto es, se confirma que con la participación de una buena densidad de muros de concreto el comportamiento sismorresistente de una estructura como el edificio 3 podría resultar más eficiente.
- Al estudiar el desempeño del edificio 1, ante el acelerograma SCT-EW, resulta evidente que una estructuración a base de muros de concreto tiene varias ventajas con respecto de una estructura con marcos de concreto, desplantadas ambos en los suelos blandos de la ciudad de México. La principal ventaja del sistema estructural disponible en el edificio 1 es la rigidez lateral que aportan dichos muros de concreto, lo cual permite que se cumpla con cierta facilidad con los estados límite de servicio y de colapso. El periodo de vibración corto que tiene este tipo de estructuración, comparado contra los periodos largos de edificios de marcos de concreto, permite que se caiga en la rama ascendente del espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-04, así como del espectro de respuesta del acelerograma SCT-EW. Esto es, el periodo fundamental de vibración de la estructura del edificio 1

con muros de concreto se aleja del intervalo del periodo dominante del movimiento del suelo que va de 1.5 a 2.5 segundos, con ordenadas máximas de pseudoaceleración.

- Se corrobora que los desplazamientos horizontales inelásticos tienden a ser iguales o mayores que los desplazamientos horizontales elásticos para estructuras con un periodo fundamental de vibración menor al periodo dominante del movimiento del terreno, y tienden a ser menores cuando la estructura tiene un periodo fundamental de vibración cercano al T_s . Son conceptos que deben ser recordados por los diseñadores de estructuras en zonas de alta sismicidad.

6.2 Recomendaciones

En el diseño sísmico de las estructuras es necesario tener presente su comportamiento dinámico; esto es, es importante tener el conocimiento de los periodos de vibración de las estructuras y su ubicación en los espectros de diseño sísmico de las Normas sísmicas vigentes, con el objetivo de evaluar la posibilidad de alejar el periodo fundamental de vibración de la estructura de los intervalos de intensidades máximas del sismo, definidos por los periodos dominantes del movimiento del suelo (T_s). Con base en la evaluación de los periodos de vibración de la estructura y los periodos dominantes de suelo se puede elegir el sistema estructural más adecuado para que tenga un buen desempeño ante la acción de eventos sísmicos importantes, para evitar que induzcan desplazamientos y fuerzas mayores a las esperadas.

- En los diseños de estructuras de concreto reforzado desplantadas en zonas de gran intensidad sísmica, es muy importante diseñar los detalles de los aceros de refuerzo de los elementos estructurales principales; debe verificarse que contribuyan con la resistencia necesaria y que el acero de refuerzo longitudinal tenga el anclaje adecuado, necesario para que se pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia sin presentar antes deslizamientos y/o fallas prematuras; el acero de refuerzo transversal debe confinar adecuadamente el núcleo de concreto de los elementos estructurales para evita fallas indeseables por cortante y por el pandeo lateral del acero de refuerzo longitudinal ante cargas axiales de compresión.

- Al diseñar edificios con muros de concreto reforzado es muy importante clasificar a los muros de acuerdo a su esbeltez, para poder predecir de forma más adecuada el comportamiento que regirá al muro; se debe tener mucho cuidado al determinar el detallado del acero de refuerzo que mejor comportamiento tendrá durante un sismo severo.

Referencias

1. Clough R y Penzil J (1995), "Dynamics of Structures", Ed McGraw-Hill, EUA
2. Zúñiga R " Notas Introductorias de Sismología", Posgrado en Ciencias de la Tierra, Centro de Geociencias, UNAM
3. Sergio Barrientos, "Terremoto Cauquenes 27 febrero 2010 (Informe técnico actualizado 27 mayo 2010)", Servicio sismológico – Universidad de Chile
4. Instituto de Geofísica con la colaboración del Instituto de Ingeniería de la UNAM, "El sismo del 19 de Septiembre de 1985 (Informe y evaluación preliminar)".
5. Prof. Rubén L. Boroschek, Ing. Pedro Soto y Ricardo León, "Registro del acelerograma de la componente Norte-Sur 60° de Concepción Chile del terremoto del 27 de febrero de 2010", Universidad de Chile
6. Wilson E. & Habibullah Ashraf (1998), "ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems", Computer & Structures Inc. California USA
7. Prakash V., Powell G.H. y Campbell S (1993), "DRAIN-2DX, Base Program Description & User Guide V. 1.10, Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkley
8. Bazán E y Meli R (2008), "Diseño Sísmico de Edificios", Ed Limusa, México, D.F.
9. "Norma Chilena NCH-433, Diseño Sísmico de Edificios" (1996), Chile

10. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo" (2004), D.D.F., México, D.F.
11. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04)" (2004), D.D.F., México, D.F.
12. Park R. y Paulay T(1975), "Estructuras de Concreto Reforzado", Ed Limusa, México, D.F.
13. Hernández P(1994), "Respuesta sísmica inelástica de edificios irregulares en elevación", Tesis de maestría, Facultad de ingeniería, UNAM, México, D.F.
14. T. Paulay (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Ed John Wiley and Sons, New Zealand
15. Torres J (2013), "Respuesta sísmica elástica e inelástica del edificio de la torre mayor del centro Cultural Universitario Tlatelolco", Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
16. Sergio M. Alcocer "Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado"
17. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" (2004), D.D.F., México, D.F.
18. "Norma Chilena 430, Hormigón – Requisitos Generales" (1999), Instituto Nacional de Normalización, Chile
19. "Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentarios" (2008)