

# **CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO**

**Pablo Mariano Barlek Mendoza**

Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Tucumán

Tesis presentada en parcial cumplimiento de los requisitos para la obtención del grado académico de Magíster en Ingeniería Estructural

Dirigida por: Mg. Ing. Enrique Emilio Galíndez

Instituto de Estructuras “Ing. Arturo M. Guzmán”

Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología

Universidad Nacional de Tucumán

San Miguel de Tucumán, Julio de 2015

## AGRADECIMIENTOS

El camino que elegí cuatro años atrás al comenzar la Maestría en Ingeniería Estructural fue sinuoso y no resultó nada fácil de transitar. Sin embargo, no me arrepiento de haberlo tomado y de haber seguido mis inquietudes a pesar de las adversidades que se fueron presentando.

Afortunadamente puedo decir que siempre estuve rodeado por personas que me comprendieron y apoyaron en cada paso que daba, aun no estando de acuerdo del todo con las decisiones que tomaba. Este gran esfuerzo no hubiera sido posible sin estas personas a quienes me debo y agradezco de todo corazón. En especial me gustaría mencionar:

A mi abuelo Julio Rolando Mendoza (1927-2014) quien me enseñó lecciones mucho más valiosas que las que se aprenden en los libros. Su luz brilla en un lugar interno de mi ser y es un punto de referencia que siempre me indica el camino correcto a seguir para convertirme en una mejor persona. Este trabajo está dedicado a su memoria.

A mis queridas madre y abuela, gracias por tanto amor, comprensión y apoyo. A pesar de que a veces no me tomo el tiempo suficiente para recalcarlo, quiero que sepan que nada de esto hubiera sido posible sin ustedes que siempre estuvieron conmigo en las más difíciles, incluso a pesar de la distancia que nos separaba durante mi estadía en San Juan.

A mi padre, te agradezco tus sabios consejos e incesante preocupación por mi felicidad y bienestar. Aunque me cueste admitirlo, en la mayoría de las ocasiones la razón te acompaña y a mí no. Cada una de las experiencias que me transferiste en estos años enriqueció mi mirada del mundo, en general, y de la ingeniería, en particular.

Al Ing. Enrique Galíndez, director de esta tesis, por su constante motivación, interés, y buena predisposición para conmigo. Valoro cada una de las horas de trabajo y dedicación a este proyecto que tuvimos juntos, aun estando en lugares diferentes. Le agradezco enormemente haberme inculcado algunos de sus innumerables conocimientos y experiencias, así como también no dejarme jamás bajar los brazos en este arduo camino.

No me puedo olvidar de mis compañeros becarios e investigadores del Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Ing. Aldo Bruschi". En especial de los ingenieros Pablo Marcuzzi, Leandro Di Carlo y Gustavo Navarta con quienes estaré por siempre en deuda por su buen trato y camaradería. Gracias por transformar a este becario tucumano en un sanjuanino más, incorporándome no sólo a su grupo de trabajo sino también de amistades. Agradezco también los incontables favores que me hicieron durante mi estadía en San Juan. Los extraño mucho, pero tengo la certeza de que nos volveremos a ver dentro de poco.

A la Dra. Bibiana Luccioni, Directora Académica de la Maestría, quien me admitió en el posgrado a último momento, cuando cerraban las inscripciones para la XIII Maestría. Le agradezco tanto su orientación como la gestión de una beca del rectorado de la UNT durante la etapa de cursado de las materias.

Al Ing. Oscar Dip, a la Ing. Daniela Scotta y al Dr. Eugenio Seguin que suministraron datos e información sin la cual este trabajo no pudiera haber sido realizado.

Por último, creo que merecen un párrafo especial el personal docente y no docente de las dos instituciones donde cursé mis estudios durante estos últimos cuatro años: el Instituto de Estructuras “Ing. Arturo M. Guzmán” de la Universidad Nacional de Tucumán y el Instituto de Investigaciones Antisísmicas “Ing. Aldo Bruschi” de la Universidad Nacional de San Juan. En este sentido, me gustaría mencionar a la Ing. Silvia Pavoni que siempre estuvo atenta a mi bienestar y me dio los permisos necesarios para volver un tiempo a Tucumán cada vez que se lo pedí.

## RESUMEN

La metodología de evaluación post-sísmica de estructuras de hormigón armado propuesta por la *Japanese Building Disaster Prevention Association* (JBDPA) se basa en estimar la energía que es capaz de disipar una estructura dañada luego de un sismo. Esto se cuantifica mediante un parámetro denominado “capacidad sísmica residual” que permite definir la clase de daño de una construcción, y decidir si es necesario rehabilitar, reparar, o si es posible dejar a la estructura dañada en ese estado. La capacidad sísmica residual de una estructura se establece mediante la evaluación del nivel de daño en cada uno de los elementos que la constituyen. Para identificar el nivel de daño de un elemento estructural de hormigón armado se realizan inspecciones en las que se miden los anchos de fisuras residuales. Tanto los anchos residuales de fisuras como el nivel de daño del elemento se relacionan con factores de reducción de la capacidad sísmica, que son luego utilizados para calcular la capacidad sísmica residual global de una construcción.

En este trabajo se presenta un estudio numérico de la capacidad sísmica residual de dos elementos flexocomprimidos de hormigón armado ensayados previamente por otros autores. En este sentido, se determinan los factores de reducción de la capacidad sísmica y los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta dinámica de los dos especímenes seleccionados. Para ello, se elaboraron modelos numéricos con distinto nivel de refinamiento para reproducir el comportamiento histerético de las columnas.

Los ensayos elegidos para realizar esta tesis exhibieron fallas por flexión. El nivel de esfuerzo axial aplicado sobre los prototipos fue diferente, considerando un espécimen con bajo nivel de carga axial y otro con elevado esfuerzo axial normalizado.

Utilizando el programa de análisis no lineal de estructuras PERFORM-3D, se elaboraron modelos numéricos para reproducir el comportamiento de los prototipos ensayados. Estos modelos fueron sometidos a ciclos de carga pseudo-estática para obtener los factores de reducción de la capacidad sísmica. En cada caso, se identificaron los intervalos que definen los distintos niveles de daño de los elementos mediante relaciones propuestas en la bibliografía que vinculan los desplazamientos residuales con los máximos anchos residuales de fisura. Posteriormente, se realizaron análisis dinámicos no lineales sobre los modelos para determinar los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta dinámica para cuatro acelerogramas diferentes. En todos los casos, los resultados fueron cotejados con los valores propuestos en la norma japonesa.

---

## **ABSTRACT**

*The Post-Earthquake Evaluation Method for Reinforced Concrete Structures proposed by the Japanese Building Disaster Prevention Association (JBDPA) is based on estimating the amount of energy that a damaged structure can dissipate after an earthquake. This concept is quantified by an index called “Residual Seismic Capacity Ratio” that enables to define the damage rating of a structure and to decide whether it is necessary to rehabilitate, repair or if it is possible to leave the structure in its damaged state for long-term use. The Residual Seismic Capacity of a structure can be established by defining the damage class of each of its members. In order to identify the damage class of a reinforced concrete structural member, inspections that include the measurement of residual crack widths must be carried out. Both measured residual crack widths and damage class of a structural member are associated to seismic capacity reduction factors. These factors are then used to calculate the residual seismic capacity of a whole structure.*

*This research presents a numerical study on the residual seismic capacity of two reinforced concrete columns that were tested previously by other authors. In this sense, seismic capacity reduction factors and residual seismic capacity ratios based on seismic response are calculated for each of the selected members. To achieve this, numerical models with varying refinement methods were made in order to reproduce the hysteretic behavior of the columns.*

*Both of the columns selected for this study exhibited flexural failure. The axial loads applied to each specimen were different, considering a column with low level of axial load and another one with a higher normalized level of axial load.*

*With the aim of reproducing the behavior of the tested prototypes, numerical models were made using nonlinear structural analysis software PERFORM-3D. Pseudo-static displacement cycles were imposed to the models in order to determine the seismic capacity reduction factors. For each model, maximum displacement intervals that define the different damage classes were identified. This was done by using bibliography-available equations that relate residual displacements to maximum residual crack widths. After that, the models were subjected to nonlinear dynamic analysis using four different accelerograms in order to calculate residual seismic capacity ratios based on seismic response. For each case, the results were compared to the values suggested by the Japanese standard.*

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS .....	i
RESUMEN .....	iii
ABSTRACT .....	iv
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	v
<b>CAPÍTULO I - INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
I.1  MOTIVACIÓN DE LA TESIS .....	2
I.2  OBJETIVOS .....	4
I.2.a Objetivo General .....	4
I.2.b Objetivos Específicos .....	4
I.3  CONTENIDO DE LA TESIS .....	5
<b>CAPÍTULO II - ESTADO DEL ARTE</b> .....	<b>7</b>
II.1  MARCO TEÓRICO .....	8
II.1.a Daño Sísmico .....	8
II.1.b Relevancia de la Evaluación del Daño Post-Sismo .....	9
II.1.c Tipología Estructural: Columnas de Hormigón Armado .....	11
II.2  METODOLOGÍAS PROPUESTAS PARA LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE ESTRUCTURAS .....	14
II.2.a Métodos de Inspección Rápida .....	15
II.2.a.(i)  Método del ATC-20 .....	15
II.2.a.(ii)  Método AeDES .....	16
II.2.a.(iii)  Otros Métodos .....	17
II.2.b Métodos de Evaluación Detallada .....	17
II.2.b.(i)  FEMA 306 .....	18
II.2.b.(ii)  Evaluación Post-Sismo Basada en el Índice de Capacidad Residual (JBDPA, 2001) .....	18
II.2.b.(ii).01  Antecedentes e Historia .....	19
II.2.b.(ii).02  Índice de Capacidad Sísmica Residual de una Estructura .....	19
II.2.b.(ii).03  Clase de Daño de una Estructura .....	20
II.2.b.(ii).04  Nivel de Daño de un Elemento Estructural de Hormigón Armado .....	21
II.2.b.(ii).05  Factor de Reducción de la Capacidad Sísmica $\eta$ .....	22
II.2.b.(ii).06  Relaciones $\eta - \delta_0 - W_0$ .....	23
II.2.b.(ii).07  Consideración de los Efectos Dinámicos .....	25
II.2.c Métodos No Convencionales .....	25
II.2.c.(i)  U. Yazgan (2009) <sup>[47]</sup> .....	25
II.2.c.(ii)  Otros Métodos Probabilísticos .....	26
II.2.c.(iii)  Métodos Dinámicos .....	26
II.3  CONSIDERACIONES FINALES .....	27

<b>CAPÍTULO III - COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDAS A CARGAS CÍCLICAS - ENSAYOS</b>	<b>28</b>
III.1	DEFINICIÓN DE $\eta$ MEDIANTE ESTUDIOS EXPERIMENTALES..... 29
III.2	DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS DE LA BIBLIOGRAFÍA..... 30
III.2.a	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup> ..... 31
III.2.a.(i)	Módulo de Elasticidad del Hormigón ..... 34
III.2.a.(ii)	Módulo de Elasticidad del Acero Longitudinal y Transversal ..... 34
III.2.a.(iii)	Longitud de Rótula Plástica ..... 34
III.2.a.(iv)	Anchos de Fisura ..... 35
III.2.b	Unidad 8 - Zahn <sup>[50]</sup> ..... 35
III.2.b.(i)	Módulo de Elasticidad del Hormigón ..... 38
III.2.b.(ii)	Módulo de Elasticidad del Acero Longitudinal y Transversal ..... 38
III.2.b.(iii)	Longitud de Rótula Plástica ..... 38
III.2.b.(iv)	Anchos de Fisura ..... 38
<b>CAPÍTULO IV - COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDAS A CARGAS CÍCLICAS- MODELACIÓN NUMÉRICA</b>	<b>39</b>
IV.1	DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS..... 40
IV.1.a	Modelos Trilineales ..... 41
IV.1.a.(i)	Principios Teóricos..... 41
IV.1.a.(ii)	Datos Ingresados a los Modelos ..... 43
IV.1.b	Modelos de Fibras ..... 46
IV.1.b.(i)	Principios Teóricos..... 46
IV.1.b.(ii)	Disposición de Fibras en Secciones Transversales ..... 47
IV.1.b.(iii)	Relación Tensión – Deformación de Hormigón No Confinado ..... 48
IV.1.b.(iv)	Relación Tensión – Deformación de Hormigón Confinado..... 49
IV.1.b.(v)	Relación Tensión – Deformación de Acero..... 50
IV.1.c	Degradación Cíclica..... 51
IV.1.c.(i)	Conceptos Básicos ..... 51
IV.1.c.(ii)	Factores de Degradación de Energía para Modelos Trilineales ..... 52
IV.1.c.(iii)	Factores de Degradación de Energía para Modelos de Fibras..... 52
IV.2	CONSIDERACIÓN DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN EN LOS MODELOS NUMÉRICOS ..... 53
IV.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS ..... 54
IV.3.a	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup> ..... 54
IV.3.a.(i)	Curvas Cíclicas ..... 54
IV.3.a.(ii)	Análisis de Energía Disipada para los Distintos Ciclos ..... 54
IV.3.b	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup> ..... 57
IV.3.b.(i)	Curvas Cíclicas ..... 57
IV.3.b.(ii)	Análisis de Energía Disipada para los Distintos Ciclos ..... 57
IV.3.c	Síntesis de los Resultados Obtenidos ..... 60

<b>CAPÍTULO V - FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA PARA COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO</b>	<b>61</b>
V.1 FÓRMULAS PARA CALCULAR ANCHOS DE FISURAS .....	62
V.1.a Scotta (2013) <sup>[40]</sup> .....	62
V.1.b Maeda, Bunno & Nagata (2000) <sup>[31]</sup> .....	63
V.1.c Choi, Nakano & Takahashi (2006) <sup>[10]</sup> .....	65
V.2 METODOLOGÍA ADOPTADA PARA CLASIFICACIÓN DEL DAÑO.....	67
V.3 DETERMINACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN $\eta$ .....	68
V.3.a Cálculo de Máximos Anchos de Fisuras Residuales y Clasificación de Nivel de Daño para los Resultados de los Ensayos.....	69
V.3.a.(i) Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup> .....	69
V.3.a.(ii) Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup> .....	70
V.3.b Determinación de Desplazamiento Residual Límite para los Distintos Niveles de Daño y Cálculo de Factores de Reducción para Modelos Numéricos.....	71
V.3.b.(i) Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup> .....	72
V.3.b.(i).01 Modelo Trilineal .....	72
V.3.b.(i).02 Modelo de Fibras .....	73
V.3.b.(i).03 Curvas $\max W_{of}$ vs. $\eta$ .....	74
V.3.b.(ii) Unidad 8 - Zahn <sup>[50]</sup> .....	75
V.3.b.(ii).01 Modelo Trilineal .....	75
V.3.b.(ii).02 Modelo de Fibras .....	76
V.3.b.(ii).03 Curvas $\max W_{of}$ vs. $\eta$ .....	77
V.4 OBSERVACIONES FINALES .....	78
<b>CAPÍTULO VI - CALIBRACIÓN DEL ÍNDICE DE CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES</b>	<b>79</b>
VI.1 CONCEPTO DEL ÍNDICE DE CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL BASADO EN LA RESPUESTA SÍSMICA $R_{dyn}$ .....	80
VI.2 MÉTODO DE MAEDA Y KANG <sup>[32]</sup> .....	81
VI.2.a Limitaciones de Índice $R_{dyn}$ .....	84
VI.3 METODOLOGÍA PROPUESTA .....	84
VI.3.a Aspectos Generales .....	84
VI.3.b Acelerogramas Utilizados.....	85
VI.3.b.(i) Acelerograma de Cauçete (ACAU) .....	85
VI.3.b.(ii) Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4).....	85
VI.3.b.(iii) Acelerograma de Kobe (AKOB).....	88
VI.3.b.(iv) Acelerograma de El Cadillal (ACAD).....	88
VI.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	89
VI.4.a Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup> .....	90
VI.4.a.(i) Modelo Trilineal .....	90
VI.4.a.(i).01 Acelerograma de Cauçete (ACAU).....	90



VI.4.a.(i).02	Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4)	91
VI.4.a.(i).03	Acelerograma de Kobe (AKOB)	92
VI.4.a.(i).04	Acelerograma de El Cadillal (ACAD)	93
VI.4.a.(i).05	Comparación de Resultados	95
VI.4.a.(ii)	Modelo de Fibras	96
VI.4.a.(ii).01	Acelerograma de Cauce (ACAU)	96
VI.4.a.(ii).02	Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4)	97
VI.4.a.(ii).03	Acelerograma de Kobe (AKOB)	99
VI.4.a.(ii).04	Acelerograma de El Cadillal (ACAD)	100
VI.4.a.(ii).05	Comparación de Resultados	101
VI.4.b	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>	103
VI.4.b.(i)	Modelo Trilineal	103
VI.4.b.(i).01	Acelerograma de Cauce (ACAU)	103
VI.4.b.(i).02	Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4)	104
VI.4.b.(i).03	Acelerograma de Kobe (AKOB)	105
VI.4.b.(i).04	Acelerograma de El Cadillal (ACAD)	106
VI.4.b.(i).05	Comparación de Resultados	107
VI.4.b.(ii)	Modelo de Fibras	109
VI.4.b.(ii).01	Acelerograma de Cauce (ACAU)	109
VI.4.b.(ii).02	Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4)	110
VI.4.b.(ii).03	Acelerograma de Kobe (AKOB)	111
VI.4.b.(ii).04	Acelerograma de El Cadillal (ACAD)	112
VI.4.b.(ii).05	Comparación de Resultados	113
VI.5	OBSERVACIONES FINALES	115
<b>CAPÍTULO VII - CONCLUSIONES</b>		<b>117</b>
VII.1	CONCLUSIONES DEL ESTUDIO REALIZADO	118
VII.2	SUGERENCIAS PARA FUTURAS INVESTIGACIONES	120
<b>ANEXO A - EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN</b>		<b>121</b>
A.1	COMPARACIÓN ENTRE EFECTO $P - \Delta$ Y TEORÍA DE GRANDES DESPLAZAMIENTOS	121
A.2	EFECTO $P - \Delta$	123
A.2.a	Acortamiento Axial Debido a la Flexión	125
A.3	DISMINUCIÓN DE RESISTENCIA EN ELEMENTOS FLEXOCOMPRESOS	125
<b>ANEXO B - RESULTADOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES</b>		<b>126</b>
B.1	CARACTERÍSTICAS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES	126
B.1.a	Método de Integración	126
B.1.b	Amortiguamiento	128
B.1.b.(i)	Amortiguamiento Viscoso	128

B.1.b.(ii)	Interpretación Física del Amortiguamiento Viscoso en Análisis Dinámicos No Lineales .....	130
B.2	RESPUESTA DINÁMICA DE LOS MODELOS.....	131
B.2.a	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup> .....	132
B.2.a.(i)	Modelo Trilineal .....	132
B.2.a.(i).01	Acelerograma de Cauce (ACAU).....	132
B.2.a.(i).02	Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4) .....	136
B.2.a.(i).03	Acelerograma de Kobe (AKOB).....	140
B.2.a.(i).04	Acelerograma de El Cadillal (ACAD).....	144
B.2.a.(ii)	Modelo de Fibras.....	148
B.2.a.(ii).01	Acelerograma de Cauce (ACAU).....	148
B.2.a.(ii).02	Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4) .....	152
B.2.a.(ii).03	Acelerograma de Kobe (AKOB).....	156
B.2.a.(ii).04	Acelerograma de El Cadillal (ACAD).....	160
B.2.b	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup> .....	164
B.2.b.(i)	Modelo Trilineal .....	164
B.2.b.(i).01	Acelerograma de Cauce (ACAU).....	164
B.2.b.(i).02	Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4) .....	167
B.2.b.(i).03	Acelerograma de Kobe (AKOB).....	170
B.2.b.(i).04	Acelerograma de El Cadillal (ACAD).....	173
B.2.b.(ii)	Modelo de Fibras.....	176
B.2.b.(ii).01	Acelerograma de Cauce (ACAU).....	176
B.2.b.(ii).02	Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4) .....	179
B.2.b.(ii).03	Acelerograma de Kobe (AKOB).....	182
B.2.b.(ii).04	Acelerograma de El Cadillal (ACAD).....	185
<b>ANEXO C - GENERACIÓN DE ACELEROGRAMA COMPATIBLE CON ESPECTROS DE NORMA</b>		<b>188</b>
C.1	METODOLOGÍA DE CLOUGH Y PENZIEN <sup>[12]</sup> .....	188
C.2	PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE AACE1-Z4 .....	191
C.3	CÓDIGOS DE MATLAB .....	196
C.3.a	Programa “genacel” .....	196
C.3.b	Función “intensidad” .....	200
C.3.c	Función “kanai-tajimi” .....	201
C.3.d	Función “penzien” .....	201
C.3.e	Función “espest” .....	201
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>		<b>203</b>

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

---

En este capítulo se discute la motivación de este estudio, así como también se trazan tanto los objetivos generales de la línea de investigación como los objetivos específicos de la tesis. Por último, se presenta a grandes rasgos el contenido de los diferentes capítulos y anexos que componen este trabajo.

## I.1 MOTIVACIÓN DE LA TESIS

La causa de los terremotos puede adjudicarse tanto a fenómenos naturales como a la acción del hombre. Estos fenómenos pueden incluir el impacto de un meteorito, la actividad volcánica, una explosión nuclear subterránea y cambios en las tensiones de las rocas provocados por el llenado de embalses artificiales. Sin embargo, la gran mayoría de los terremotos destructivos se originan en zonas adyacentes a los bordes de las placas tectónicas que componen la corteza terrestre, y son consecuencia de las deformaciones relativas en estos bordes. Esta deformación relativa entre placas adyacentes es resistida por un mecanismo de fricción presente en la interfase rugosa entre las mismas. De esta forma, se inducen tensiones de corte en las placas adyacentes al borde. Cuando las tensiones inducidas superan la capacidad friccional de la interfase, o la resistencia del material inherente, se produce un deslizamiento que libera la energía acumulada en la roca principalmente en la forma de ondas que se propagan a través del medio a una determinada velocidad.

En este contexto, el continente sudamericano se encuentra afectado por la convergencia de la Placa de Nazca con la Placa Sudamericana en la costa de Chile y Perú. La Placa de Nazca se desplaza hacia el Este por debajo de la Placa Sudamericana, que se desplaza hacia el Oeste. Este fenómeno en que una placa oceánica (Nazca) converge con una placa continental (Sudamericana) se conoce como subducción. Como consecuencia de los grandes esfuerzos que se generan en el contacto entre placas, también se producen sismos a considerables distancias de la interfase, generalmente asociados a fallas geológicas activas. Estos sismos intraplacas son los que usualmente se registran en la República Argentina.

La actividad sísmica del país se concentra mayormente a lo largo de la Cordillera de Los Andes, con la región de Cuyo como principal foco. Según el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES)<sup>[24]</sup>, en esta zona se generan sismos, deformaciones en superficie y fallas como consecuencia de esfuerzos tectónicos provenientes del Oeste, producto de la interacción entre las dos placas mencionadas previamente.

Como antecedentes históricos pueden citarse el terremoto del 20 de Marzo de 1861 que destruyó completamente la ciudad de Mendoza, y el terremoto del 15 de Enero de 1944 en San Juan que dejó un saldo de 10000 víctimas fatales. Más recientemente se destacan dos sismos intensos tanto en términos de daño como de distribución territorial: el terremoto de Cauçete del 23 de Noviembre de 1977 y el terremoto de Mendoza del 26 de Enero de 1985.

De acuerdo a la información del INPRES, el terremoto de Cauçete provocó daños importantes en casi toda la Provincia de San Juan, dejando 65 víctimas fatales y alrededor de 300 heridos. La intensidad máxima registrada fue de IX en la escala de Mercalli modificada, mientras que la magnitud alcanzó un valor  $M_s = 7,4$  grados en la escala de Richter.

Por otro lado, el terremoto de Mendoza de 1985 ocasionó daños considerables en toda la zona metropolitana del Gran Mendoza, con epicentro ubicado Barrancas, departamento Maipú. Se registraron 6 muertos, 238 heridos y aproximadamente 12.500 viviendas destruidas. La intensidad máxima fue de VIII en la escala Mercalli modificada y la magnitud  $M_b = 6,0$  grados en la escala de Richter.

Adicionalmente, debe señalarse que en los últimos 400 años se registraron sismos destructivos en la región Noroeste del país, aunque los mismos no afectaron las zonas con mayor densidad poblacional. Esto llevó a que en esta región, el problema sísmico no sea considerado en la medida en que lo merece en función del elevado nivel de peligrosidad sísmica que presenta la zona. Como antecedente, puede mencionarse el terremoto con epicentro en el Este de la Provincia de Salta ocurrido el 25 de Agosto de 1948, el mismo produjo importantes daños en numerosas poblaciones de esa provincia y la de Jujuy, aunque el número de víctimas fue reducido.

Se entiende que los sismos que pueden afectar a las comunidades causando daños considerables tienen una recurrencia baja, sin embargo, presentan un gran potencial destructivo. Consecuentemente, es imperioso contar con un plan de acción que establezca medidas a tomar después de la ocurrencia de un sismo. Estas medidas tienen que formar parte de la gestión de riesgos, y deben contemplar la respuesta en caso de emergencia, la rehabilitación y la reconstrucción. La respuesta en caso de emergencia tiene como objetivo garantizar las condiciones de seguridad y evitar la pérdida de vidas humanas. De esto se sigue que es sumamente importante decidir acerca de la seguridad o riesgo de las estructuras ante posibles réplicas, esto se realiza mediante la evaluación cuantitativa del daño.

En las últimas tres décadas, los países con elevada peligrosidad sísmica dedicaron esfuerzos al estudio de la evaluación post-sísmica del daño en las estructuras. Entre los principales objetivos de estos estudios se encuentran la reducción de pérdidas humanas en edificios con baja resistencia o en edificios afectados que podrían ser destruidos por réplicas; la determinación de pérdidas económicas; estimación de costos de reconstrucción; el mejoramiento de métodos de diseño de estructuras sismorresistentes y actualización de normas de construcción.

En la actualidad, la República Argentina no tiene un programa de gestión de desastres en caso de sismos, lo que implica que no existen directivas que sirvan como referencia para profesionales destinados a la evaluación del daño post-sismo y a la rehabilitación estructural. Esto se puso en evidencia con el sismo registrado el 27 de febrero de 2010 en la Provincia de Salta, de magnitud  $M_w = 6,1$  en la escala de Richter. El mismo produjo daños en numerosas viviendas en las localidades de Cerrillos y Campo Quijano. En este caso se hizo sentir la ausencia de equipos de evaluadores entrenados que pudieran actuar en las primeras horas luego de ocurrido el evento. Los encargados de organizar la tarea de evaluación de daños fueron el Colegio de Arquitectos de la provincia y docentes e investigadores de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Salta. La misma se dividió en cuatro etapas: la preparación y el dictado de un curso de capacitación, la elaboración de formularios para realizar una inspección rápida, la supervisión del relevamiento y el diagnóstico de cada edificación inspeccionada<sup>[21]</sup>. Las conclusiones de este trabajo pueden ser válidas como un punto de partida en la evaluación post-sísmica de estructuras, pero se debe remarcar la necesidad de continuar trabajando en este tema.

En respuesta a esta necesidad, se comenzaron a desarrollar proyectos de investigación en distintas universidades del país con el objetivo de proponer y estudiar metodologías de evaluación post-sísmicas que puedan ser aplicadas localmente. En este sentido, pueden mencionarse el proyecto PICTO Riesgo Sísmico 2007 N°236 “Estudio Teórico – Experimental de la Capacidad Sísmica Residual de Pórticos de Hormigón Armado rellenos con Mampostería” de la Universidad Nacional de San Juan y el proyecto CIUNT 26/E545/1 “Evaluación Post – Sismo Basada en el Índice de Capacidad

Residual” de la Universidad Nacional de Tucumán. Ambos proyectos se basan en el estudio del método japonés para la evaluación de daño post-sismo como punto de partida para desarrollar métodos de evaluación propios en un futuro cercano. Se seleccionó este método por ser uno de los más objetivos en términos de evaluación y clasificación de daños, disminuyendo de esta forma evaluaciones erróneas debido a la inexperiencia o falta de habilidad de los inspectores.

## I.2 OBJETIVOS

### I.2.a Objetivo General

El objetivo general de la línea de investigación es desarrollar una metodología de evaluación de construcciones para ser utilizada después de un terremoto destructivo. La misma debe permitir cuantificar la capacidad sísmica residual e identificar cuantitativa y cualitativamente el nivel de daño. También se busca formular criterios para decidir sobre la continuidad del uso de las estructuras dañadas y de su reparación o rehabilitación. En este sentido, un primer paso es el estudio de la capacidad residual de elementos estructurales simples como vigas, columnas y tabiques de hormigón armado.

### I.2.b Objetivos Específicos

En este trabajo se presentan modelos numéricos de dos columnas de hormigón armado de distintas características ensayadas a carga cíclica por diferentes autores disponibles en la bibliografía. Los objetivos específicos detrás de dichos modelos fueron:

- (1) Ajustar los parámetros de modelos numéricos con distinto grado de refinamiento de manera de poder predecir el comportamiento de las columnas solicitadas por la acción sísmica.
- (2) Determinar los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  de las columnas de hormigón armado ensayadas. Comparar los mismos con los resultados obtenidos de los modelos numéricos y los valores propuestos por la norma japonesa.
- (3) Identificar para cada modelo numérico los distintos niveles de daño en base a expresiones que vinculen los desplazamientos residuales de cada ciclo con los máximos anchos residuales de fisura. Establecer para cada caso la relación entre los factores de reducción de la capacidad sísmica y los máximos anchos de fisuras sobre las columnas.
- (4) Calcular los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica  $R_{dyn}$  de los modelos numéricos mediante análisis dinámicos no lineales, sometiendo a los mismos a diferentes acelerogramas entre los que se incluyen registros locales. Comparar estos índices con los factores de reducción  $\eta$  que se obtienen del análisis pseudo-estático de los modelos.

### I.3 CONTENIDO DE LA TESIS

Este trabajo se encuentra dividido en siete capítulos y tres anexos. Se comienza en el Capítulo II con una descripción de las distintas metodologías de evaluación post-sísmica propuestas en distintos países. Se presta especial atención a la metodología de evaluación propuesta por la *Japanese Building Disaster Prevention Association*<sup>[44]</sup> (JBDPA) y se definen conceptos básicos que serán utilizados a lo largo de la tesis.

En el Capítulo III se presentan las principales características geométricas y mecánicas de los ensayos seleccionados de la bibliografía, se muestran los resultados obtenidos por los investigadores en términos de las curvas histeréticas Fuerza Lateral – Desplazamiento de los prototipos. Por otra parte, también se especifican los valores adoptados para algunos parámetros que no fueron informados por los autores en las publicaciones originales.

El Capítulo IV desarrolla en profundidad los modelos numéricos de las columnas. Se distinguen los dos grados de refinamiento utilizados en la modelación, diferenciándose los modelos trilineales de los de fibra. Se especifican los parámetros ingresados para cada modelo. Además, se comparan los resultados obtenidos de los modelos con los resultados experimentales en términos de relaciones fuerza – desplazamiento y energía disipada por ciclo de carga.

En el Capítulo V se determinan los factores de reducción de la capacidad sísmica partiendo de las curvas obtenidas de los ensayos y de los modelos numéricos de las columnas. Adicionalmente, se relacionan los desplazamientos residuales con máximos anchos residuales de fisura, de manera de poder identificar el nivel de daño alcanzado en cada ciclo y establecer los límites en término de desplazamiento máximo para cada nivel de daño. Por último, se comparan los resultados obtenidos de los ensayos y de los modelos numéricos con los valores de  $\eta$  propuestos en la guía de evaluación del daño de la JBDPA tanto para columnas dúctiles como frágiles.

Los efectos dinámicos en la determinación de la capacidad sísmica residual son considerados en el Capítulo VI. Para ello se define el índice de capacidad sísmica residual basado en la respuesta sísmica ( $R_{dyn}$ ) y se lo determina para los diferentes niveles de daños de los modelos numéricos elaborados mediante análisis dinámicos no lineales que permiten conocer la respuesta de estos sistemas a acelerogramas seleccionados. Se cotejan los resultados de este procedimiento con los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  calculados en el Capítulo V y con los valores sugeridos por la JBDPA tanto para columnas dúctiles y frágiles.

En el Capítulo VII se presentan las conclusiones de este trabajo. Además, se mencionan diferentes líneas de investigación que se pueden seguir partiendo de esta tesis.

En el Anexo A se discuten los efectos de segundo orden y las diversas formas en que pueden considerarse en la modelación de columnas de hormigón armado.

El Anexo B contiene los resultados de los análisis dinámicos no lineales realizados sobre los modelos numéricos de las columnas.

Finalmente, en el Anexo C se describe el proceso de elaboración del registro denominado Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AAE1-Z4) utilizado como una de las entradas en los análisis dinámicos no lineales realizados en el Capítulo VI.



---

# CAPÍTULO II

## ESTADO DEL ARTE

---

El capítulo que continúa aborda el estado del arte en evaluación post-sísmica de estructuras. Dentro del marco teórico se trata el daño sísmico en estructuras de hormigón armado, se introduce el concepto de ductilidad, se recalca la relevancia de la evaluación post-sísmica de estructuras y se describen las principales características y los métodos de diseño actuales para columnas de hormigón armado.

Aquí también se exponen y se clasifican las principales metodologías de evaluación post-sísmica propuestas en diferentes partes del mundo. De esta manera, se diferencian los métodos de inspección rápida de los de evaluación detallada y de los no convencionales.

Los métodos de inspección rápida tratados aquí incluyen el sugerido por el *Applied Technology Council* (ATC-20), el método descrito en la publicación *Field Manual for Post-Earthquake Damage and Safety Assessment and Short Term Countermeasures* (AeDES) y, adicionalmente, se hace referencia a otros métodos propuestos por investigadores de distintos países.

Dentro de los métodos de evaluación detallados, se presentan los fundamentos del método de evaluación de la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) 306 pero se hace especial hincapié en el método propuesto por la *Japanese Building Disaster Prevention Association* (JBDPA) ya que el mismo incorpora conceptos tales como el índice de capacidad sísmica residual, el factor de reducción de la capacidad sísmica y el índice de capacidad sísmica basado en la respuesta sísmica que serán utilizados posteriormente en este trabajo. En el contexto de esta última metodología, también se describen las distintas clases de daño que pueden presentar las estructuras y los diversos niveles de daño de un elemento estructural de hormigón armado.

Los métodos no convencionales mencionados aquí incluyen metodologías basadas en análisis probabilísticos y métodos dinámicos en los que se debe conocer la respuesta de una estructura cuando es solicitada por un sismo.

## II.1 MARCO TEÓRICO

### II.1.a Daño Sísmico

Durante la ocurrencia de un sismo, la energía acumulada en el terreno se transforma en energía cinética que produce movimientos de la superficie terrestre. Esta energía que se atenúa con la distancia, se transmite a una estructura a través de sus fundaciones. En el caso de sismos de baja intensidad la estructura debe absorber la energía que le llega y en el caso de sismos severos, la energía debe ser disipada. La experiencia obtenida de eventos previos permitió formular métodos de diseño que se traducen en estructuras más seguras disminuyendo o evitando la pérdida de vidas. Paralelamente, el factor económico es de vital importancia en la industria de la construcción, por lo que las normas vigentes intentan buscar un equilibrio entre economía y seguridad. De este planteo resultan estructuras económicas, asociadas a la reducción en la cantidad de materiales, cuyo grado de seguridad corresponda al de evitar pérdida de vidas durante un sismo de diseño. En otras palabras, las estructuras sometidas a sismos severos deben disipar energía a costa de sufrir daños controlados, pero sin llegar al colapso.

Por lo tanto, es posible afirmar que un buen comportamiento estructural no se obtiene solamente suministrando la resistencia suficiente a la estructura, sino que también se debe proveer ductilidad. La ductilidad global de desplazamientos es un parámetro que es usado para medir el grado de incursión de una estructura en el rango no lineal, la misma se define como el cociente entre la deformación o desplazamiento máximo alcanzado por la construcción durante el sismo y la deformación o desplazamiento en el límite elástico, ver ecuación [II. 1]. Este concepto se ilustra en la Figura II. 1.

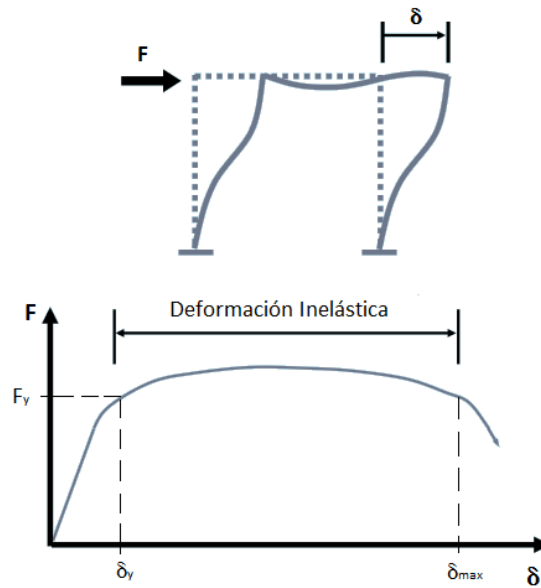
$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$$

[II. 1]

Para proveer esta ductilidad los distintos códigos permiten que la estructura sea sometida a deformaciones plásticas muchas veces superiores a la deformación de fluencia. Esto conlleva a la aceptación de daños estructurales y no estructurales.

Generalmente los edificios se diseñan para resistir sismos severos sin colapso, aun cuando se produzcan daños estructurales; sismos moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales; y sismos leves sin daño. Es decir que el nivel de riesgo tolerable considera que la capacidad máxima de los elementos del sistema sismorresistente puede ser sobrepasada y que los mismos pueden incursionar en campo inelástico durante sismos de elevada intensidad, al producirse un incremento de las deformaciones por encima de las de fluencia.

A estos daños post-sismo que se espera que ocurran debido a la filosofía de diseño adoptada, deben sumarse los daños en estructuras que no cumplen con la normativa vigente. Esto se da ya que existen edificaciones todavía en uso que fueron diseñadas con metodologías utilizadas en el pasado, y que la experiencia ha demostrado que resultaron inadecuadas.

Figura II. 1 - Concepto de Ductilidad  $\mu$ .

### II.1.b Relevancia de la Evaluación del Daño Post-Sismo

Luego de ocurrido un sismo destructivo, es de primordial importancia decidir acerca de la seguridad o riesgo del edificio, por lo que resulta necesaria la evaluación cuantitativa del daño, para poder estimar la capacidad sísmica residual e identificar las acciones a tomar respecto al edificio dañado. Por lo tanto, es vital contar con una estrategia de reconstrucción bien preparada antes del evento sísmico si se desea restablecer de forma veloz la actividad de una comunidad castigada por este fenómeno. Si el sismo es de tal intensidad que se producen daños en las construcciones, es preciso realizar inspecciones para distinguir las estructuras seguras de las que no lo son. Esto se hace para evitar pérdida de vidas como resultado del colapso de edificios durante las réplicas. Posteriormente, una vez que medianamente se ha restablecido la tranquilidad en la comunidad, comienza el periodo de rehabilitación y reconstrucción. En él, las estructuras deben ser inspeccionadas nuevamente pero con mayor grado de detalle, de esta manera se logra establecer la necesidad de reparación o refuerzo. Ambas inspecciones se basan en la evaluación de los daños en los edificios.

Por todas estas razones, es imperioso contar con criterios y metodologías de evaluación que permitan desenvolverse de forma ordenada y rápida en tales situaciones. De esta forma se impide que los inspectores utilicen distintos instrumentos y criterios de evaluación que den resultados contradictorios. La evaluación del daño estructural no es una tarea fácil y depende de la habilidad de los inspectores. En muchas ocasiones es posible establecer a simple vista la inseguridad de una estructura debido a los daños que se observan (Figura II. 2), pero en la mayor parte de los casos esto no es tan fácil de determinar, como se muestra en la Figura II. 3. No basta sólo con evaluar los daños estructurales de los distintos elementos que componen la estructura, sino que también se debe considerar su importancia para el equilibrio global de la construcción. Por todo esto, puede

concluirse que estas evaluaciones deben ser realizadas por ingenieros, arquitectos o expertos en la materia.

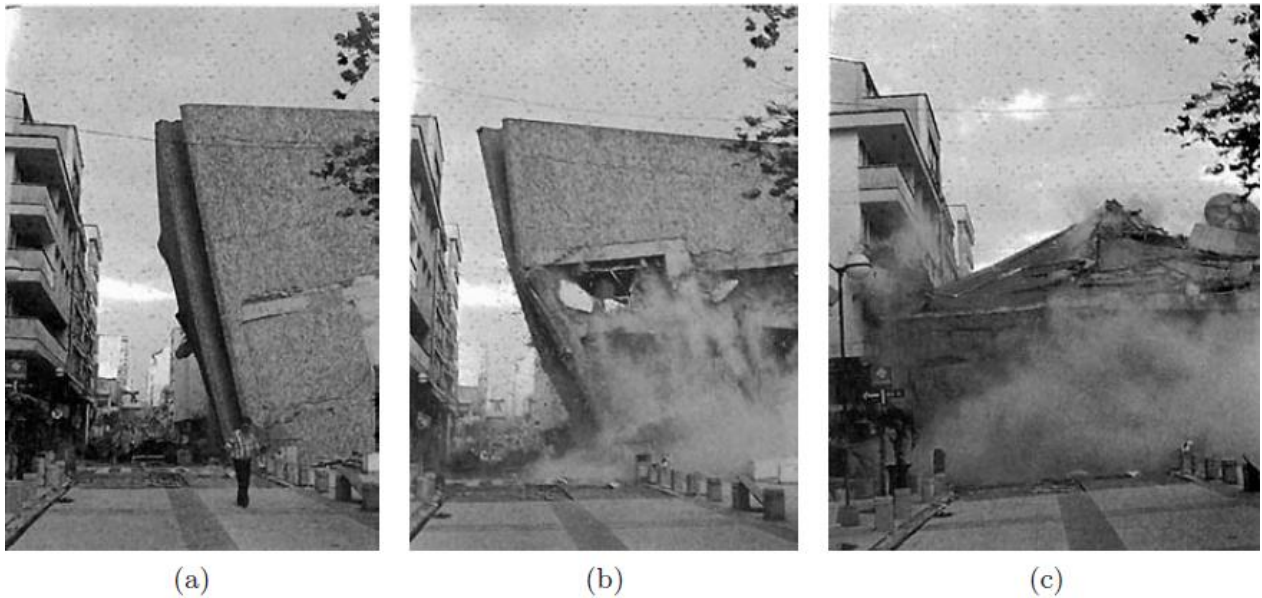


Figura II. 2 – (a) Foto de un Edificio de Hormigón Armado Parcialmente Colapsado luego del movimiento principal del terreno; (b) durante una réplica; (c) después de la misma. Sismo de El Quindío, Colombia  $M_w = 6,2$ , 1999. (fotos del EERI<sup>[15]</sup>).



Figura II. 3 - Fotos de Edificios de Hormigón Armado con Daño Moderado: (a) Sismo de Izmit, Turquía  $M_w = 7,4$ , 1999; (b) Sismo de L'Aquila, Italia  $M_w = 6,3$ , 1999.

Las autoridades de algunos países de América Latina se percataron de este problema y redactaron o adoptaron metodologías de evaluación post-sísmica propuestas por otros países con elevada peligrosidad sísmica. En este sentido, Colombia<sup>[6]</sup> y México<sup>[9]</sup> fueron pioneros. En 2013 se publicó en la República Argentina el nuevo proyecto de Reglamento INPRES – CIRSOC 103 Parte I<sup>[39]</sup> que incluye

por primera vez un capítulo denominado “Construcciones Existentes”. El mismo es aplicable a edificaciones existentes cuando en ellas se realicen ampliaciones, reformas o consolidaciones. Sin embargo, todavía no se hace referencia a la evaluación post-sísmica de una construcción ni se dan lineamientos o criterios a ser utilizados por los profesionales en estos casos.

### **II.1.c Tipología Estructural: Columnas de Hormigón Armado**

El objetivo principal de todas las estructuras utilizadas en edificios es resistir las cargas gravitatorias. Sin embargo, los edificios pueden ser sometidos también a estados de cargas que incluyan fuerzas laterales tales como el viento o un sismo. A medida que las edificaciones crecen en altura, los efectos de estas cargas laterales se incrementan. En este trabajo se asume que las fuerzas laterales debidas al efecto sísmico prevalecen sobre las de viento o impacto. En el marco del sistema estructural conocido como pórticos, se estudiará en particular el comportamiento de las columnas de hormigón armado.

Las estructuras de edificios con varios pisos usualmente están constituidas por pórticos. A su vez, los pórticos cuentan con elementos horizontales, conocidos como vigas, y con elementos verticales, comúnmente denominados columnas. La intersección entre los elementos horizontales y verticales se produce en los nudos.

Estos pórticos pueden resistir adecuadamente las cargas gravitatorias y, además, proveer una capacidad adecuada para resistir cargas laterales en cualquier dirección. En el diseño sismorresistente tradicional se entiende que las estructuras aporticadas correctamente diseñadas y detalladas son capaces de alcanzar valores de deformaciones inelásticas importantes y que por lo tanto, pueden proveer elevados valores de ductilidad. Justamente por esto, esta tipología estructural es capaz de disipar gran parte de la energía proveniente de un sismo.

En la Figura II. 4 se puede observar el camino por el que se transmiten las cargas gravitatorias en una estructura aporticada. La carga vertical actúa directamente sobre una losa (1) que transmite dicha carga a las vigas (2), las mismas, a su vez, la transfieren a las columnas (3) que son las encargadas de conducirla finalmente a la fundación (4).

Asimismo, el mecanismo de transmisión de las cargas laterales en pórticos es ilustrado en la Figura II. 5. Para este caso se supone que las masas se encuentran concentradas en cada uno de los distintos niveles y que las losas constituyen diafragmas rígidos. Puede decirse que cuando una estructura de este tipo es sometida únicamente a cargas horizontales, el edificio actuará como un gran voladizo vertical. Esto significa que tanto la fuerza horizontal total como el momento de vuelco se transmitirán al nivel de las fundaciones. Una vez que se conocen las fuerzas laterales que actúan en cada nivel del edificio, se pueden calcular tanto los cortes de piso como también los momentos de vuelco de cada nivel a partir de las relaciones de equilibrio.

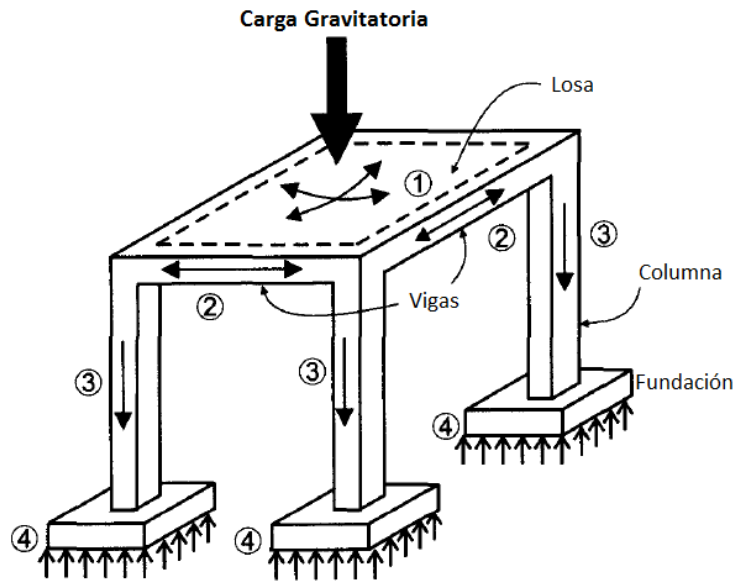


Figura II. 4 – Camino por el que se transmiten las Cargas Gravitatorias en Estructuras Aperticadas.

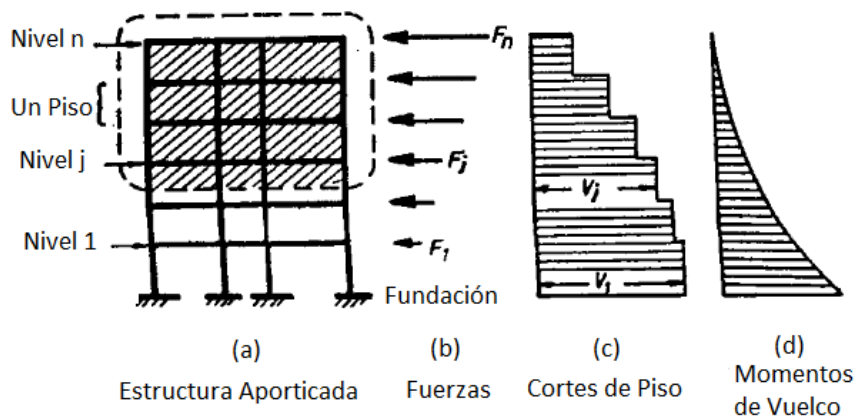


Figura II. 5 – Efectos de la Carga Lateral en un Edificio Aperticado.

Como se dijo anteriormente, los elementos verticales de un pórtico tienen como función transmitir las cargas que les llegan de las vigas a la fundación de la estructura. Esto hace que las columnas presenten esfuerzos axiales importantes. Pero también, en general, se encuentran sometidas a momentos flectores en uno o los dos ejes de la sección transversal. Esto implica que las columnas se dimensionan usualmente como un elemento flexocomprimido. A esto hay que agregarle que para el caso de cargas sísmicas, los esfuerzos de corte sobre las columnas pueden resultar importantes y es necesario tenerlos en cuenta en el diseño para prevenir modos de falla frágiles. En la Figura II. 6 se muestra la armadura en espera de una columna de hormigón armado en una zona con alta peligrosidad sísmica.



Figura II. 6 – Armadura en Espera de una Columna de Hormigón Armado en Zona con Elevada Peligrosidad Sísmica.

La experiencia acumulada a lo largo de los años en estudios sobre el comportamiento de las estructuras ante sismos destructivos ha permitido establecer ciertos modos de fallas que son deseables porque permiten una elevada disipación de energía. Por ejemplo, en el caso de pórticos de hormigón armado con varios niveles se desea lograr un mecanismo de colapso con traslación lateral de vigas en lugar de un mecanismo de piso débil que puede provocar un colapso prematuro de la estructura. En el mecanismo de traslación lateral de vigas se forman rótulas plásticas por flexión en los extremos de las vigas, mientras que las columnas permanecen esencialmente elásticas en todos los pisos con excepción de la rótula plástica por flexión que se genera en su base.

La elección de este mecanismo de colapso conduce a metodologías de diseño donde los momentos, cortes y esfuerzos normales de las columnas resultantes de los análisis elásticos realizados para los valores de pseudo-aceleración establecidos en la norma son magnificados para considerar los efectos de los modos superiores de vibración en la respuesta dinámica de la estructura y para asegurar que las rótulas plásticas se desarrollen sólo en los lugares deseados para dicho mecanismo de colapso. Esto se conoce como diseño por capacidad. De esta manera, se logra que no ocurran deformaciones inelásticas de importancia excepto en el modo de falla flexional en los lugares de formación de rótulas plásticas previamente establecidos. El procedimiento recién enunciado es simple y conservador, aunque resultó efectivo cuando fue puesto a prueba por eventos destructivos.

Cuando las cargas gravitatorias gobiernan la resistencia de las vigas en lugar de las cargas sísmicas, la filosofía del diseño por capacidad llevará a que los momentos de diseño de las columnas

de pórticos dúctiles sean muy superiores a los que se obtienen del análisis de la estructura con las fuerzas laterales establecidas por el código. En estos casos puede aceptarse que aparezcan rótulas plásticas en las columnas antes que se desarrolle el mecanismo de traslación de vigas a fuerzas laterales un poco superiores a las que impone la norma.

## II.2 METODOLOGÍAS PROPUESTAS PARA LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

En los últimos años se publicaron una serie de estudios que contribuyeron de manera sustancial a la evaluación post-sísmica de estructuras. A continuación se presentarán los desarrollos claves en este campo de investigación.

Para comenzar, puede decirse que las metodologías de evaluación post-sísmica de estructuras se clasifican según su grado de complejidad de acuerdo al cuadro que se muestra en la Figura II. 7.

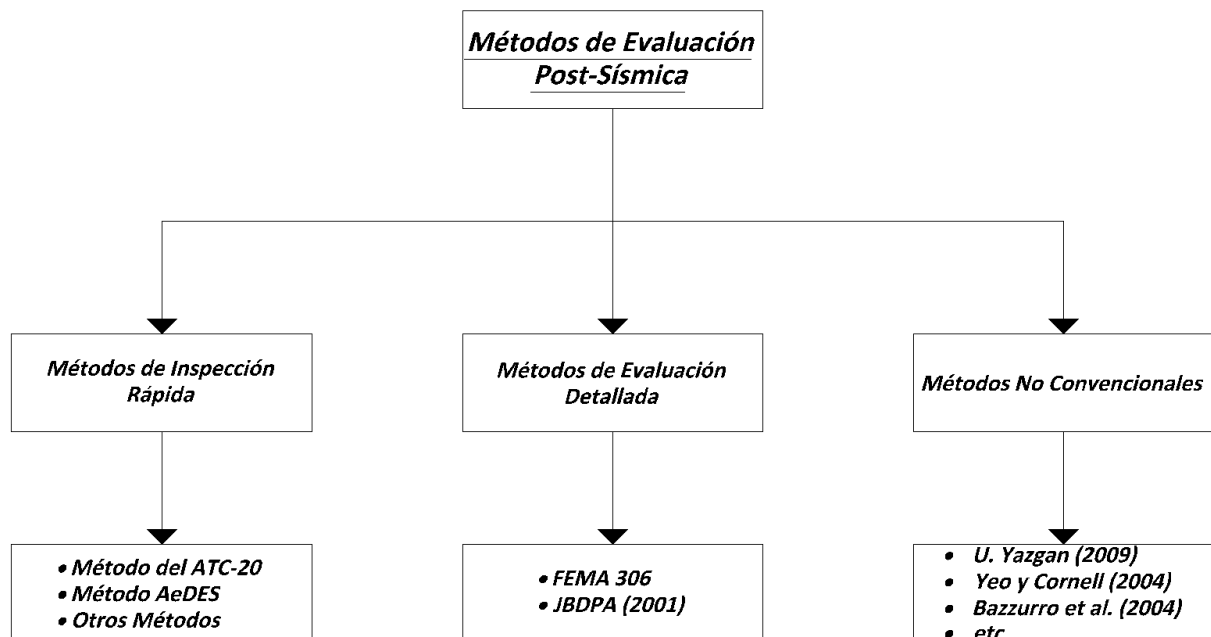


Figura II. 7 - Clasificación de Métodos de Evaluación Post-Sísmica.



## II.2.a Métodos de Inspección Rápida

Los métodos de inspección rápida fueron desarrollados para evaluar la habitabilidad de estructuras dañadas después de un sismo. La duración de la evaluación de una estructura oscila entre 10 y 40 minutos. En la evaluación, los inspectores revisan la superestructura y la fundación. Comúnmente sólo se consideran los indicadores de daño que pueden observarse a simple vista o con herramientas simples. Estos indicadores de daño pueden ser el desprendimiento del hormigón de recubrimiento, el pandeo o la ruptura de la armadura longitudinal y tanto los anchos como las orientaciones de las fisuras. Se juzga la severidad del daño mediante la comparación con daños observados en descripciones de documentos redactados por expertos. Basándose en el daño observado de esta manera, se evalúa la capacidad de la estructura para resistir futuras cargas y, consecuentemente, se define su nivel de seguridad.

Las diferencias entre los distintos métodos de inspección se deben principalmente a la clasificación del nivel de daño adoptada y al conjunto de indicadores de daño tomados en cuenta. Estas dos fuentes de diferencias están directamente relacionadas con el problema de estimar la resistencia sísmica residual.

A continuación se presentan las características más importantes de algunos de los métodos más conocidos.

### II.2.a.(i) Método del ATC-20

Uno de los primeros procedimientos para la evaluación post-sísmica de estructuras fue publicado por el *Applied Technology Council* (ATC, 1989) de EE.UU. bajo el título de "*Procedures for Postearthquake Safety Evaluation of Buildings*"<sup>[2]</sup>. Este documento contiene directivas para la evaluación de edificaciones dañadas por sismos, sobre todo en lo que respecta a la seguridad de los ocupantes. El procedimiento apunta a que el inspector asigne un status de habitabilidad (entiéndase: segura, de ocupación restringida o insegura como se muestra en la Figura II. 8) a la construcción dañada. Los formularios de evaluación de seguridad son provistos en forma de listas de verificación.

Estos procedimientos apuntan a evaluaciones rápidas que son realizadas por individuos con menor conocimiento sobre el comportamiento de estructuras sismorresistentes que ingenieros estructuralistas. En el año 2003 se desarrolló un sistema de recolección de datos en la evaluación de daños ATC-20i, y en 2005 se publicó la segunda edición del ATC-20-1 "*Field Manual: Post-earthquake Safety Evaluation of Buildings*"<sup>[3]</sup>.

(a)

(b)

(c)

Figura II. 8 – Status de Habitabilidad según ATC-20 (a) Estructura Segura; (b) Ocupación Restringida; (c) Estructura Insegura.

## II.2.a.(ii) Método AeDES

Con el objetivo de unificar la evaluación post-sismo de los edificios en Europa, el *Joint Research Center* publica el documento “*Field Manual for Post-Earthquake Damage and Safety Assessment and Short Term Countermeasures*”<sup>[7]</sup> (AeDES) (Baggio et al., 2007). Esta metodología fue desarrollada por un grupo de expertos italianos.

Este método consta de una serie de planillas donde quedan plasmadas propiedades importantes tanto de la estructura como del sitio. Mediante estos formularios también se busca que quede especificada la magnitud del daño en la estructura, en los componentes no estructurales y en las fundaciones. En este manual se encuentran descripciones de niveles de daños correspondientes a distintos grados de severidad. Dentro de estas descripciones pueden encontrarse parámetros como los desplazamientos residuales. La habitabilidad de una construcción es evaluada en base a los datos recolectados durante la evaluación. Las fuentes de riesgo consideradas por este método están relacionadas con el estado de los miembros estructurales, los componentes no estructurales, las construcciones linderas, la fundación y el suelo. Además, este documento especifica algunas medidas de corto plazo que los inspectores deben tener presente para reducir el riesgo de la estructura en la fase post-sismo, estas medidas incluyen la colocación de puntales y soportes temporarios.

### II.2.a.(iii) Otros Métodos

Goretti y Di Pasquale<sup>[22]</sup> (2008) presentan una síntesis de los diferentes métodos de evaluación del daño usados a lo largo de los años en Italia, Turquía, Japón y el estado de California.

Basados en la experiencia de terremotos y evaluaciones previas, Anagnostopoulos y Moretti<sup>[1]</sup> (2008) propusieron un sistema de evaluación estructural post-sismo. Este sistema, utilizado en Grecia, incorpora formularios para una evaluación estructural rápida, así como también la descripción de los aspectos referidos a la organización asociada al restablecimiento de los sistemas.

En 2003 la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica<sup>[6]</sup> publicó un manual de evaluación post-sismo de edificaciones, que incluye formularios y guías de valoración del riesgo de los edificios, para definir su nivel de habitabilidad.

### II.2.b Métodos de Evaluación Detallada

Los métodos de evaluación detallada tienen como propósito predecir el desempeño de una estructura en el futuro, también intentan evaluar la relación costo-efectividad de estrategias de reparación y rehabilitación. Esto hace que los tiempos requeridos para la evaluación de una estructura dañada se extiendan, pudiendo durar en el rango de semanas y meses. Se analiza el desempeño futuro de la edificación teniendo en cuenta los efectos del daño en las propiedades estructurales. Para este fin se debe definir un modelo analítico de la estructura. La relación esfuerzo – deformación de cada componente dañado debe ser estimada, esto se realiza modificando el comportamiento de cada componente en su estado original (es decir, sin daño). Dicha modificación se determina en base al modo de comportamiento inelástico del elemento (modo de falla por flexión, corte, compresión, etc.) y al nivel del daño sufrido por el mismo. Las modificaciones apropiadas son establecidas mediante ensayos y la opinión de expertos. Usualmente estos factores de modificación son dados como valores determinísticos.

Estos métodos difieren entre sí en la manera en que el desempeño sísmico de la estructura es medido y definido. Para una estructura dañada dada, algunos métodos intentan identificar los niveles de deformación correspondientes a diferentes niveles de peligro mientras que otros tratan de estimar la capacidad residual para disipar energía. Esta capacidad residual para disipar energía se define tomando como referencia la energía total que la estructura puede disipar bajo un estado de deformaciones laterales crecientes de forma monótonica. Como consecuencia de esta diferencia de criterios es posible que las decisiones que se toman sobre una determinada construcción dañada difieran usando los distintos métodos.

Adicionalmente, la diferencia de criterios expuesta anteriormente ocasiona que la manera en que se modifican los parámetros estructurales varíe. Algunos métodos sugieren que los ingenieros modifiquen la rigidez y la resistencia mediante el uso de factores determinados, mientras que los otros métodos proveen la relación entre la energía residual que puede disipar el elemento y la energía total que es capaz de disipar el mismo para un estado sin daño. En los apartados que continúan se tratan los métodos más difundidos.

### II.2.b.(i) FEMA 306

En 1998 el ATC publicó el documento FEMA 306: “*Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*”<sup>[18]</sup>. El mismo fue redactado con el objetivo de establecer un criterio para analizar el desempeño futuro y la necesidad de reparación o rehabilitación de estructuras dañadas por sismos. El enfoque del mismo apunta a seleccionar objetivos de desempeño para un edificio y analizar el desempeño relativo de la construcción en su estado original, en su estado dañado y en su estado rehabilitado. El nivel del daño sobre los componentes se identifica en base a indicadores visibles de daño (anchos de fisuras y desprendimiento del hormigón de recubrimiento). En la Figura II. 9 pueden observarse las indicaciones para estimar la relación esfuerzo – deformación de un tabique de hormigón armado con “daño moderado”. Luego de que se determinan todas las curvas esfuerzo – deformación para los componentes dañados, se evalúa el desempeño de la estructura dañada. Para ello pueden utilizarse análisis estáticos y dinámicos, ambos del tipo no lineal. Por último se evalúa la efectividad de la estructura rehabilitada modificando donde sea apropiado el modelo matemático y analizando los cambios producidos en el desempeño con respecto a la estructura dañada.

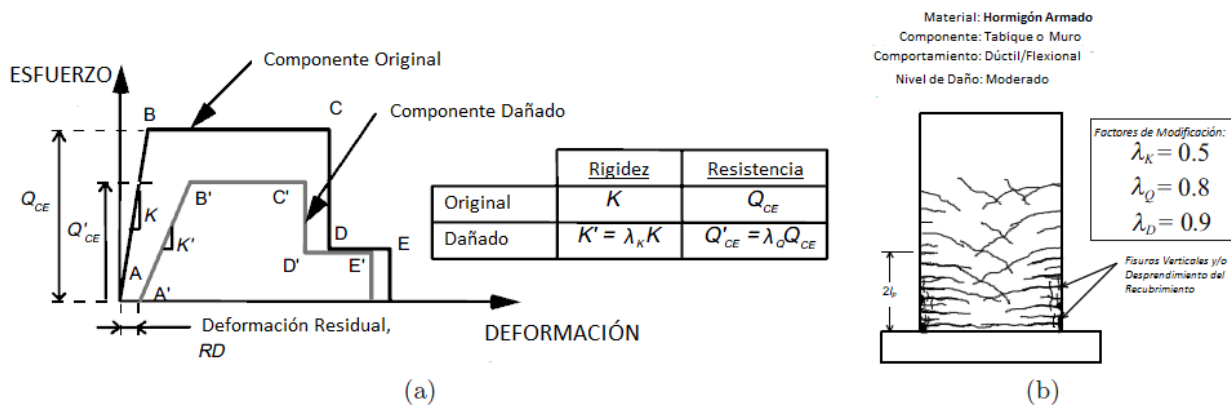


Figura II. 9 – Método propuesto en FEMA 306 (a) Parámetros para Modelar un Componente Dañado; (b) Factores de Modificación y Apariencia del Componente.

### II.2.b.(ii) Evaluación Post-Sismo Basada en el Índice de Capacidad Residual (JBDPA, 2001)

El método japonés de evaluación post-sísmica de estructuras se basa en estimar la energía que aún puede disipar una estructura dañada una vez que ha ocurrido un sismo. Justamente por esto es que en este caso se habla de capacidad sísmica residual de una estructura.

Esta metodología es tratada con mayor profundidad que el resto, ya que los conceptos introducidos en la misma sirven de base para los estudios y análisis que se exponen en los capítulos siguientes.

### **II.2.b.(ii).01 Antecedentes e Historia**

Como consecuencia de los sismos ocurridos en la década de 1970, los ingenieros japoneses se enfrentaron al desafío de evaluar las estructuras dañadas por sismo, decidir sobre su rehabilitación, y de diseñar, si así lo indicaba la evaluación, el esquema de rehabilitación. Para facilitar el proceso de decisión, diferentes asociaciones de ingenieros se propusieron elaborar una metodología, con diferentes niveles de complejidad según la precisión requerida, que permitiera evaluar la seguridad estructural de un edificio rápidamente. Las experiencias acumuladas durante esos años sirvieron de base para el desarrollo y calibración de la metodología. En 1977 la *Japan Building Disaster Prevention Association* (JBDPA) publicó la versión original de los métodos de evaluación sísmica de edificios existentes. Otro aspecto a considerar para los edificios dañados durante un sismo, se refiere a la necesidad de inspección de seguridad y resistencia ante la posible incidencia de réplicas del sismo principal, para poder juzgar la posibilidad de uso y habitabilidad. Por tal motivo, desde 1981 hasta 1985 se desarrolló el proyecto “Desarrollo de la Tecnología de Rehabilitación de Edificios Dañados por Sismos” financiado por el ministerio de construcción de Japón. En 1985 la guía fue aplicada a estructuras de hormigón armado en el terremoto de México. En 1991 la JBDPA publicó la “*Guideline for Post-earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation*”, que describe los métodos de evaluación y reparación para estructuras de hormigón armado. Después del sismo de Hyogoken-Nambu (Kobe), 1995, el ministerio de construcción, las autoridades locales y organizaciones privadas relacionadas con la construcción aplicaron las guías de este manual para evaluar más de 46000 edificios. En el año 2001 la guía fue revisada y publicada nuevamente ([44]) teniendo en cuenta la experiencia adquirida durante el terremoto de Kobe. Los criterios básicos planteados originalmente fueron mantenidos en esta revisión.

### **II.2.b.(ii).02 Índice de Capacidad Sísmica Residual de una Estructura**

Un resumen de este procedimiento es dado por Maeda et al. (2004)<sup>[33]</sup>. La metodología tiene como fin calcular un parámetro denominado “Capacidad Sísmica Residual R” que es utilizado para definir la clase de daño de una construcción, y en base a la misma se decide si es necesario rehabilitar, reparar, o se puede dejar a la estructura dañada en el estado en que se encuentra. El índice de capacidad sísmica residual de una estructura se calcula como:

$$R[\%] = \frac{I_{SD}}{I_S} \cdot 100$$

[II. 2]

En esta última expresión  $I_S$  e  $I_{SD}$  son los índices estructurales de capacidad sísmica de la estructura antes y después del daño respectivamente. El índice  $I_S$  tiene en cuenta la resistencia, la ductilidad, la irregularidad de la configuración estructural, la discontinuidad de la rigidez en altura, la excentricidad en la distribución de la rigidez en planta y el grado de deterioro de la estructura por envejecimiento de materiales. Las metodologías para calcular este coeficiente se encuentran descritas en el “*Japanese Standard for Seismic Evaluation of Existing RC Buildings*”<sup>[43]</sup> también

editado por la JBDPA y en el trabajo de Scotta<sup>[40][41]</sup>. Basta con decir aquí que existen tres procedimientos definidos como de primer, segundo y tercer nivel. La minuciosidad del cálculo y la confiabilidad de los resultados son mayores mientras más alto sea el nivel de procedimiento. Sin embargo, la necesidad de información detallada también aumenta para niveles mayores de análisis, como por ejemplo propiedades del material y de la sección, detalles de refuerzo, etc. No siempre se cuenta con esa información ni con el tiempo necesario para un procedimiento de cálculo largo durante la evaluación post sismo. Por este motivo la guía propone un procedimiento alternativo, basado en el primer nivel, para calcular el índice  $I_S$  de forma simplificada. Así es posible estimar el daño de edificios para identificar la necesidad de rehabilitación de forma eficiente, especialmente cuando el daño por sismo es extenso y deben ser evaluados muchos edificios.

El índice  $I_{S D}$  de la estructura dañada es calculado de forma análoga a  $I_S$ , sólo que se debe afectar sus variables por los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  de los elementos de la estructura, para considerar el deterioro en la capacidad de disipar energía. Nótese que para una estructura constituida por un único elemento se tendrá que  $I_{S D} = \eta \cdot I_S$ , por lo que el índice de capacidad sísmica residual será según la ecuación [II. 2]:  $R = \eta$ . En cambio, para una estructura con varios elementos se calculará el índice  $I_{S D}$  de la estructura total ponderando los  $\eta$  de cada elemento evaluado según el nivel del procedimiento utilizado para determinar  $I_S$ .

### II.2.b.(ii).03 Clase de Daño de una Estructura

La clase de daño de una estructura se establece según el valor calculado de  $R$ . En la Tabla II. 1 se observan los límites adoptados en la guía de evaluación de la JBDPA para cada clase de daño.

Clase de Daño	Índice $R$
Ligero	$R \geq 95\%$
Leve	$80\% \leq R \leq 95\%$
Moderado	$60\% \leq R \leq 80\%$
Severo	$R < 60\%$
Colapso	Estructura con $R \approx 0$ por colapso parcial o total

Tabla II. 1 – Clase de Daño de una Estructura de acuerdo al Índice de Capacidad Sísmica Residual.

La experiencia en la evaluación post-sísmica de estructuras utilizando esta metodología ha demostrado que el límite entre daño ligero y leve ( $R = 95\%$ ) constituye un estado límite de servicio, por lo que las estructuras con daño ligero no necesitan reparaciones y pueden continuar funcionando luego de un evento.

Asimismo, casi todos los edificios evaluados con clase de daño severa y aproximadamente un tercio con daño moderado fueron demolidos y reconstruidos luego del sismo de Kobe. Por ello, se decide tomar el límite entre daño moderado y severo ( $R = 60\%$ ) como límite de reparabilidad de una estructura.

### **II.2.b.(ii).04 Nivel de Daño de un Elemento Estructural de Hormigón Armado**

Es necesario diferenciar la clase de daño de una estructura del nivel de daño de un elemento estructural. Por un lado, la clase de daño se refiere a la clasificación subjetiva global de la estructura analizada, se define en base al índice  $R$  según la Tabla II. 1.

Paralelamente, el nivel de daño se corresponde con el deterioro alcanzado por un único elemento de la estructura. En el caso de elementos de hormigón armado, la guía define cinco niveles de daño que van en orden ascendente del I al V según la extensión del mismo. Los diferentes niveles de daño se identifican en función del máximo ancho de fisura residual ( $maxW_0$ ) medido en el elemento y de las descripciones dadas por la JBDPA que se transcriben en la Tabla II. 2.

<b>Nivel de Daño</b>	<b>Máximo Ancho de Fisura Residual (<math>maxW_0</math>) [mm]</b>	<b>Descripción</b>
I	$maxW_0 \leq 0,20$	Pequeñas fisuras visibles en la superficie de hormigón.
II	$0,20 < maxW_0 \leq 1,00$	Fisuras visibles en la superficie de hormigón.
III	$1,00 < maxW_0 \leq 2,00$	Desprendimiento localizado del recubrimiento. Fisuras de ancho apreciable.
IV	$maxW_0 > 2,00$	Desprendimiento de hormigón que deja expuestas las barras de acero.
V	-	Pandeo de barras longitudinales. Fisuras en el núcleo confinado de hormigón. Deformación vertical visible en columnas. Asentamiento visible, inclinación, o ambas.

Tabla II. 2 – Niveles de Daño de un Elemento de Hormigón Armado.

La Figura II. 10 sirve para ilustrar mediante fotografías los distintos niveles de daño en columnas de hormigón armado. Nótese como las imágenes se corresponden con las descripciones de la Tabla II. 2.



Figura II. 10 – Niveles de Daño en Columnas de Hormigón Armado (a) Nivel de Daño I; (b) Nivel de Daño II; (c) Nivel de Daño III; (d) Nivel de Daño IV; (e) Nivel de Daño V. (Arista Poegoeh<sup>[5]</sup>, 2013).

### II.2.b.(ii).05 Factor de Reducción de la Capacidad Sísmica $\eta$

En este apartado se procede a definir el factor de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  de un elemento estructural, este concepto es de vital relevancia en la metodología de evaluación post-sísmica elaborada por la JBDPA. Se puede decir que el mismo es la relación entre la energía residual  $E_r$  y la energía total  $E_T$  de la curva carga - desplazamiento de un elemento. Esto se encuentra ilustrado en la Figura II. 11. Siendo  $E_T$  la suma de la energía disipada  $E_d$  y la energía residual  $E_r$  ( $E_T = E_d + E_r$ ), se puede expresar el factor de reducción como:



$$\eta = \frac{E_r}{E_T} = \frac{E_r}{E_d + E_r}$$

[II. 3]

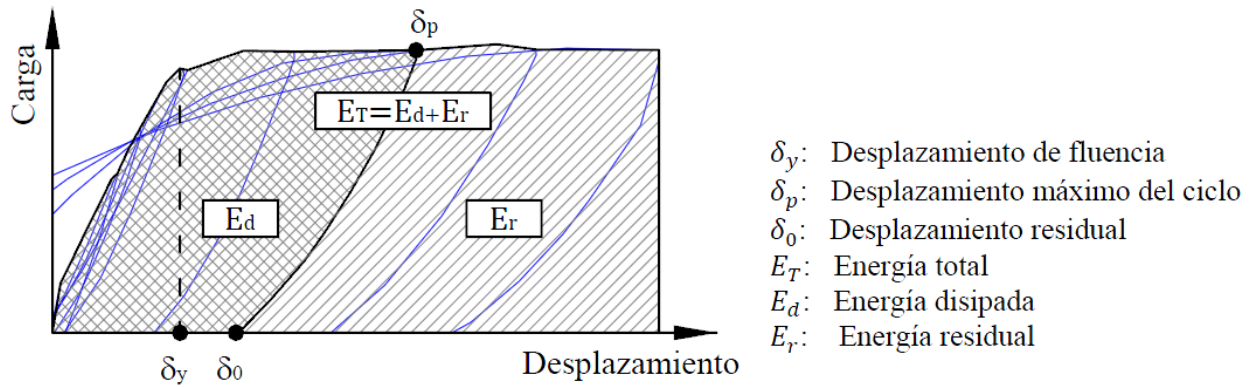


Figura II. 11 - Concepto Básico del Factor de Reducción  $\eta$  para un Elemento Estructural (Scotta<sup>[40]</sup>, 2013).

### II.2.b.(ii).06 Relaciones $\eta - \delta_0 - W_0$

La determinación del factor de reducción sísmica  $\eta$  se realiza a partir de ensayos a carga cíclica reversible en laboratorio, en los mismos se ensayan elementos estructurales similares a los que se quiere evaluar en el campo. De los ensayos realizados se obtiene la curva carga - desplazamiento que permite determinar la capacidad sísmica total y la capacidad sísmica disipada en cada ciclo y con ello calcular el factor  $\eta$  correspondiente. Esto permite establecer la relación entre el factor de reducción de cada ciclo y el desplazamiento residual  $\delta_0$  correspondiente.

Sin embargo, como la variable utilizada en esta metodología para clasificar el daño es el ancho de fisuras residuales  $W_0$ , es necesario hallar una relación que vincule a éstas con el factor de reducción. Con este fin se miden las fisuras residuales  $W_0$  después de la descarga para cada ciclo durante el ensayo, y se establece la relación  $W_0 - \delta_0$ . Finalmente, combinando ambas relaciones se puede establecer la relación  $\eta - W_0$ . Algunas de las relaciones propuestas por diversos investigadores se estudiarán en el Capítulo V. El procedimiento completo para la obtención de esta relación se puede observar en la Figura II. 12.

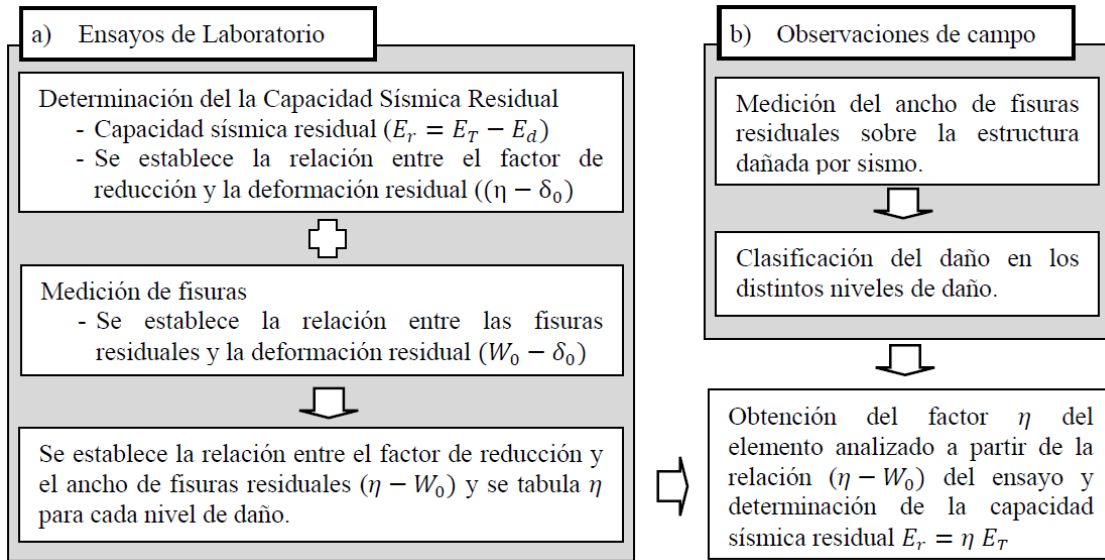


Figura II. 12 - Procedimiento para obtener factor de reducción  $\eta$  en campo como función de  $W_0$  (Scotta<sup>[40]</sup>, 2013).

Se han realizado numerosos ensayos de columnas y muros para determinar la relación  $\eta - W_0$ . Como ejemplo puede citarse el trabajo de Maeda, Nakano y Lee<sup>[33]</sup> (2004) donde se presenta la evaluación del factor de reducción de la capacidad sísmica de elementos dúctiles basados en el ensayo de cuatro elementos bajo cargas axiales sometidos a cargas cíclicas de flexión. El análisis se acompaña por un modelo analítico, que con una propuesta simple permite relacionar el ancho de la máxima fisura residual  $\max W_0$  con la deformación residual  $\delta_0$ . Por otro lado, en el trabajo de Choi, Nakano y Takahashi<sup>[10]</sup> (2006) se ensayan y estudian analíticamente dos muros encadenados rellenos de bloques de hormigón. Los muros ensayados representan el primer y el cuarto piso de una escuela de cuatro pisos típica de Japón. Con los resultados de todos estos ensayos, la JBDPA propuso factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  para los diferentes elementos estructurales de acuerdo al nivel de daño que tengan. En la Tabla II. 3 se reproducen los valores sugeridos por la JBDPA, se entiende que cuando se hace mención a columnas, el material de las mismas es hormigón armado. Los valores especificados para columnas dúctiles y frágiles serán utilizados en los capítulos subsiguientes para comparar con los resultados de  $\eta$  obtenidos.

Nivel de Daño	Columna Dúctil	Columna Frágil	Muro de Bloques de Hormigón sin Columnas de Borde	Muro de Bloques de Hormigón con una Columna de Borde	Muro de Bloques de Hormigón con dos Columnas de Bordes
I	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
II	0,75	0,60	0,60	0,60	0,60
III	0,50	0,30	0,30	0,30	0,30
IV	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla II. 3 – Factores  $\eta$  sugeridos por la JBDPA para elementos estructurales de acuerdo a su nivel de daño.

En la República Argentina, el primer ensayo con el objetivo de establecer los factores de reducción  $\eta$  sobre elementos de hormigón armado flexionados sin carga axial fue realizado por Scotta<sup>[40][41]</sup> en el año 2013.

### **II.2.b.(ii).07 Consideración de los Efectos Dinámicos**

Como se advierte en la Figura II. 11 y en la ecuación [II. 3], para calcular el factor de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  se tiene en cuenta la curva carga – desplazamiento monotónica del ensayo, esto quiere decir que los efectos dinámicos de la excitación sísmica no fueron considerados en la definición de dicho factor.

Para tener en cuenta estos efectos se introdujo el índice de capacidad sísmica residual basado en la respuesta sísmica  $R_{dyn}$ . La definición del mismo y los conceptos necesarios para calcularlo pueden encontrarse en el Capítulo VI de este trabajo.

La validez de este índice fue estudiada en profundidad por Maeda y Kang<sup>[32]</sup> mediante la respuesta de sistemas de un grado de libertad con distintos períodos de vibración sometidos a distintos acelerogramas registrados durante terremotos destructivos. Normalmente, el índice de capacidad sísmica residual basado en la respuesta sísmica es comparado con el factor de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  ya que como se discutió anteriormente, para sistemas de un grado de libertad se tiene que  $R = \eta$  (Maeda y Kang<sup>[32]</sup>).

### **II.2.c Métodos No Convencionales**

Este grupo está conformado por métodos que han introducido ideas novedosas pero que todavía no han logrado una aceptación universal. Las ideas novedosas mencionadas incluyen por ejemplo: enfoques probabilísticos, índices calculados en base a parámetros dinámicos, etc.

#### **II.2.c.(i) U. Yazgan (2009)<sup>[47]</sup>**

A grandes rasgos, puede decirse que el método de evaluación post-sísmica propuesto por Yazgan intenta relacionar desplazamientos residuales medidos en la estructura dañada con la probabilidad de que durante el sismo la misma haya experimentado un determinado nivel de desplazamiento o distorsión máxima. De esta forma, el nivel de daño de la estructura viene dado por el desplazamiento máximo, y las señales visibles de daño que los inspectores deben considerar son los desplazamientos residuales. Adicionalmente, el método permite considerar otras señales visibles de daño como por ejemplo el desprendimiento del hormigón de recubrimiento y la ruptura o el pandeo de las barras longitudinales.

Por lo tanto, esta metodología propone tomar al desplazamiento máximo experimentado por la estructura como una variable aleatoria cuya distribución de probabilidad se encuentra condicionada por la evidencia de daño disponible. Para el análisis este método utiliza probabilidad bayesiana y

cuenta con cuatro pasos a medida que el análisis se torna más complejo: modelado de la estructura, estimación de la distribución previa de la máxima distorsión, actualización en la distribución de probabilidad de la máxima distorsión utilizando señales visibles de daño, y finalmente actualización de la distribución de probabilidad de la máxima distorsión usando desplazamientos residuales conocidos. Nótese que para evaluar el daño de la estructura no hace falta pasar por estos cuatro pasos, si no hay datos de uno se puede pasar directamente al próximo. En la Figura II. 13 se observa un esquema explicativo sobre cómo se debe proceder.

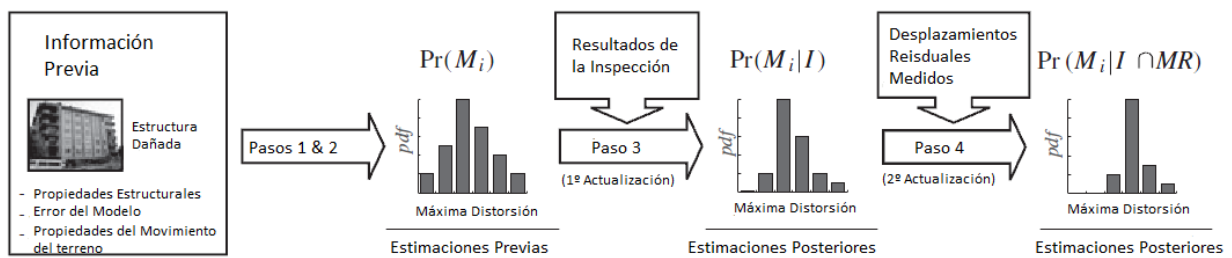


Figura II. 13 - Esquema del procedimiento propuesto por Yazgan (2009).

Las actualizaciones de los resultados para los distintos pasos se van haciendo en base a ecuaciones obtenidas por Yazgan. El modelo toma en cuenta incertidumbres en las propiedades estructurales, en las propiedades del movimiento del terreno y errores en el análisis tiempo – historia del modelo. Todo este proceso es posible mediante la utilización de simulaciones de Monte Carlo.

### II.2.c.(ii) Otros Métodos Probabilísticos

Numerosos investigadores han encarado el problema de la evaluación post-sísmica mediante el uso de análisis probabilístico, entre ellos se puede mencionar a Heredia-Zavoni et al.<sup>[23]</sup> (2000), Bazzurro et al.<sup>[8]</sup> (2004), Yeo y Cornell<sup>[49]</sup> (2004) y Mackie y Stojadinovic<sup>[29]</sup> (2004).

### II.2.c.(iii) Métodos Dinámicos

Se han desarrollado también procedimientos para la evaluación de daños basados en la determinación de índices calculados a partir de parámetros dinámicos. Dichos procedimientos requieren que se mida la respuesta dinámica de la estructura y la excitación externa que la produce usando sensores. Los sensores son usualmente acelerómetros y pueden estar puestos en cada piso del edificio en ambas direcciones principales. Estas metodologías son restrictivas en el sentido en que las construcciones deben estar instrumentadas. Un ejemplo de este tipo de evaluación fue propuesto por Wang et al.<sup>[45]</sup> (2007).

### II.3 CONSIDERACIONES FINALES

Como conclusión de esta revisión de la literatura disponible sobre evaluación post-sísmica, puede decirse que para cuantificar el daño estructural se pueden utilizar distintas variables, la que mejor lo describe es el máximo desplazamiento alcanzado durante el evento sísmico. También se puede utilizar el desplazamiento residual del edificio después del mismo. Sin embargo, normalmente en la práctica se desconocen estas variables, salvo que el edificio haya estado instrumentado previamente. Por ello, en la evaluación y clasificación de daños de la norma Japonesa se adopta como variable para cuantificar el daño al ancho de fisuras residuales  $W_0$ , que corresponde al ancho de fisuras remanente después de un evento sísmico. La medición de las fisuras puede hacerse rápidamente por comparación con patrones de líneas de distintos espesores sin necesidad de instrumentación adicional (ver Figura II. 14). Por lo tanto, al ancho de fisuras medido le corresponde un nivel de daño determinado que es asignado al elemento en estudio.

La mayor parte de los estudios sobre ancho residual de fisuras fueron realizados por investigadores basándose en la norma japonesa de la JBDPA descrita en II.2.b.(ii), por ello se elige como punto de partida para este trabajo los conceptos de capacidad sísmica residual y los factores de reducción  $\eta$ .



Figura II. 14 - Medición de Ancho de Fisura Residual por Comparación (Scotta<sup>[40]</sup>, 2013).

---

# CAPÍTULO III

## COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

### SOMETIDAS A CARGAS CÍCLICAS - ENSAYOS

---

En este capítulo se presenta el procedimiento seguido por algunos investigadores con el fin de obtener los factores de reducción de la capacidad sísmica de distintos elementos estructurales, partiendo de resultados de ensayos a carga cíclica reversible donde se midieron anchos de fisuras.

Luego, se procede a describir en profundidad los dos ensayos de la bibliografía que sirvieron de base a este trabajo: la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup> y la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>. Se hace especial hincapié en la configuración de los ensayos, la geometría de las columnas y las propiedades mecánicas de los materiales utilizados. Para cada caso, se grafican y discuten las relaciones fuerza lateral – desplazamiento medidas en el laboratorio, destacando los puntos para los cuales se produce la fluencia y el colapso. En este último caso, se especifica cual fue el mecanismo de falla de cada columna.

Adicionalmente, para cada uno de los prototipos aquí descritos, se mencionan algunos parámetros que no fueron especificados por los autores y se calculan valores para los mismos en base a ecuaciones ampliamente difundidas. Estos valores son los que se utilizan en la elaboración de los modelos numéricos de las columnas que se tratan en el Capítulo IV.

### III.1 DEFINICIÓN DE $\eta$ MEDIANTE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Como se señaló en el capítulo anterior, la determinación de los factores de reducción de la capacidad sísmica de la Tabla II. 3 se realiza a partir de ensayos pseudo-estáticos a carga cíclica sobre distintos especímenes. Maeda y Bunno<sup>[30]</sup> (2001) ensayaron cuatro vigas dúctiles, mientras que Jung y Maeda<sup>[26]</sup> (2000) hicieron lo propio con tres columnas de hormigón armado con distintas cuantías de armadura transversal. Con los resultados de los mismos se definieron relaciones entre el máximo ancho de fisura residual y el factor de reducción. En la Figura III. 1 se pueden apreciar los resultados de estos estudios y su comparación con los factores  $\eta$  propuestos en la guía de evaluación.

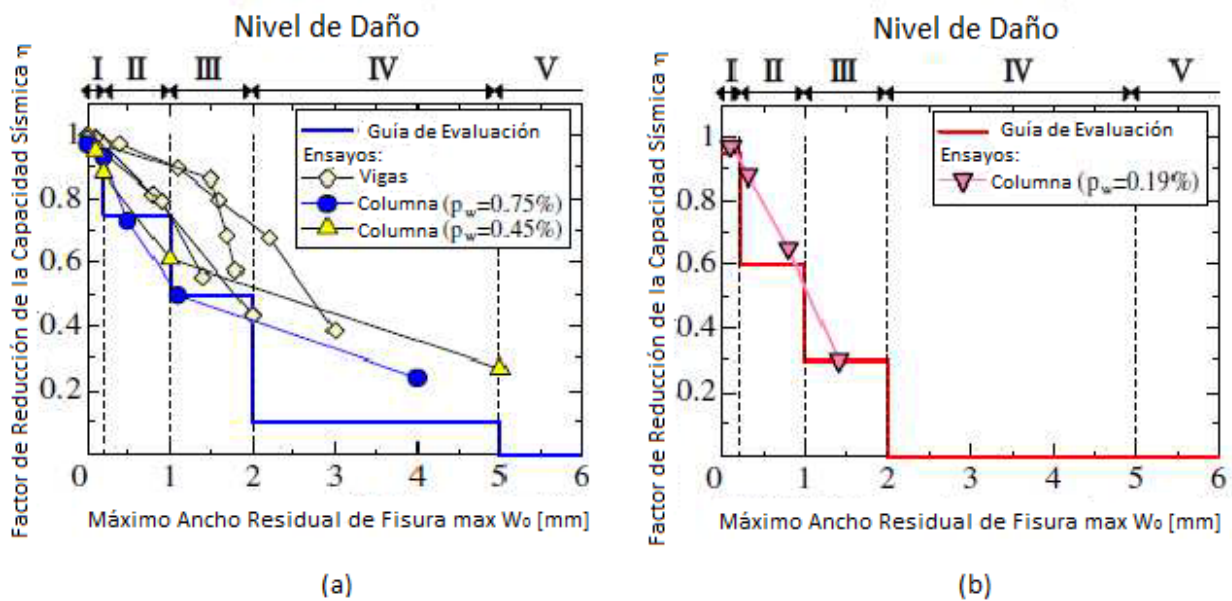


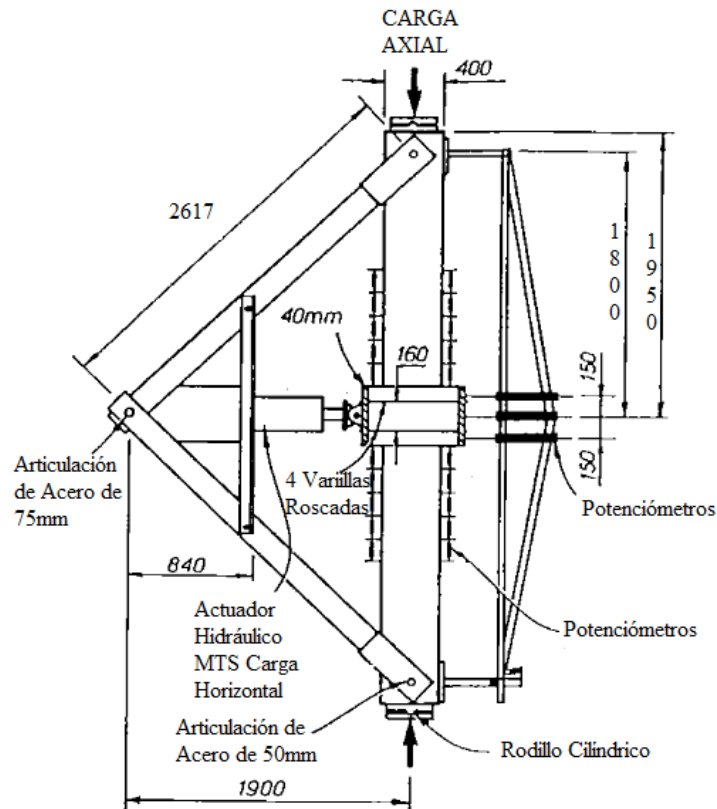
Figura III. 1—Resultados de Ensayos de Maeda y Bunno<sup>[30]</sup> y Jung y Maeda<sup>[26]</sup> vs. Factores  $\eta$  propuestos por la JBDPA (a) Elementos Dúctiles; (b) Elementos Frágiles.

Se hace notar que en general, los factores de reducción de la capacidad sísmica propuestos por la norma coinciden con los menores valores de  $\eta$  obtenidos de los ensayos. Sin embargo, debe señalarse que los datos disponibles hasta el momento continúan siendo escasos, especialmente en el caso de elementos frágiles y tabiques de hormigón armado. Por ello, es necesario realizar mayores esfuerzos para poder establecer con mayor precisión la capacidad sísmica residual de elementos dañados.

Por lo tanto, se considera que un aporte relevante en este tema sería la obtención de factores de reducción de la capacidad sísmica para columnas de hormigón armado con distintos grados de ductilidad a partir de ensayos previos disponibles en la bibliografía. En este sentido, los resultados de estos ensayos pueden servir para la determinación experimental del factor de reducción de la capacidad sísmica, y para la calibración de modelos histeréticos que permitan tener en cuenta el carácter dinámico de la excitación sísmica.

## III.2 DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS DE LA BIBLIOGRAFÍA

Los ensayos que sirvieron de base a esta investigación fueron realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda. Se consideraron dos especímenes ensayados por diferentes autores: Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, y Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>. En la Figura III. 2 se muestran las dimensiones, y sistemas de cargas y apoyo utilizados en estos ensayos.



Todas las Dimensiones en mm

Figura III. 2 - Configuración e Instrumentación de los Ensayos.

La Tabla III. 1 resume las propiedades geométricas y mecánicas más importantes de los especímenes considerados en este trabajo. En un principio, a pesar de que las columnas presentan las mismas dimensiones, se hace notar la considerable diferencia en la carga axial aplicada a cada uno de los prototipos. También se puede observar una importante discrepancia en la resistencia del hormigón utilizado en cada una de las columnas. Además, debe recalcar que el acero que constituye la armadura transversal utilizado en cada uno de los prototipos tuvo distintas características, presentando tensiones de fluencia y últimas diferentes.



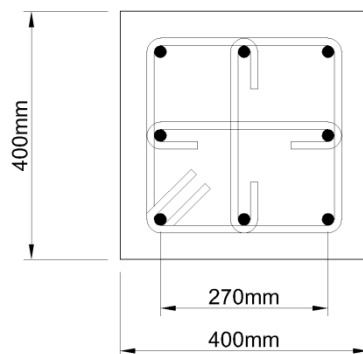
Propiedad	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup>	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>
Ancho de Sección $b_c$ [mm]	400	400
Altura de Sección $h_c$ [mm]	400	400
Altura Total Espécimen $L_c$ [mm]	3600	3600
Altura Equivalente $L_e$ [mm]	1600	1600
Recubrimiento $c_c$ [mm]	65	31
Resistencia de Hormigón $f'_c$ [MPa]	25,6	40,1
Tensión de Fluencia Arm. Long. $f_y$ [MPa]	474	440
Tensión Última Arm. Long. $f_{su}$ [MPa]	721	674
Tensión de Fluencia Arm. Transv. $f_{yt}$ [MPa]	333	466
Tensión Última Arm. Transv. $f_{sut}$ [MPa]	481	688
Diámetro de Barras Long. $d_b$ [mm]	20	16
Nº de Barras Long.	8	12
Cuantía Geométrica de Armadura Long. $\rho$ [%]	1,57	1,51
Diámetro de Barras Transv. $d_{bt}$ [mm]	12	10
Separación de Estribos en Zona Crítica $s_h$ [mm]	80	92
Carga Axial $P$ [kN]	819,00	2502,00
Carga Axial Normalizada $P/(f'_c \cdot A_g)$ [-]	0,20	0,39

Tabla III. 1–Propiedades Geométricas y Mecánicas de las Columnas Ensayadas por Tanaka y Zahn.

### III.2.a Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>

Este ensayo se encuentra descrito en profundidad en la tesis de J. Tanaka titulada “*Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behaviour of Reinforced Concrete Columns*”<sup>[42]</sup> del año 1990.

En la Figura III. 3 se puede apreciar la sección transversal de la columna, mientras que en la Figura III. 4 se muestra un corte transversal donde se evidencia la distribución de la armadura transversal en altura. En la misma también se observan los detalles de armado para el nudo central del espécimen y la articulación en la parte inferior.

Figura III. 3 – Sección Transversal Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

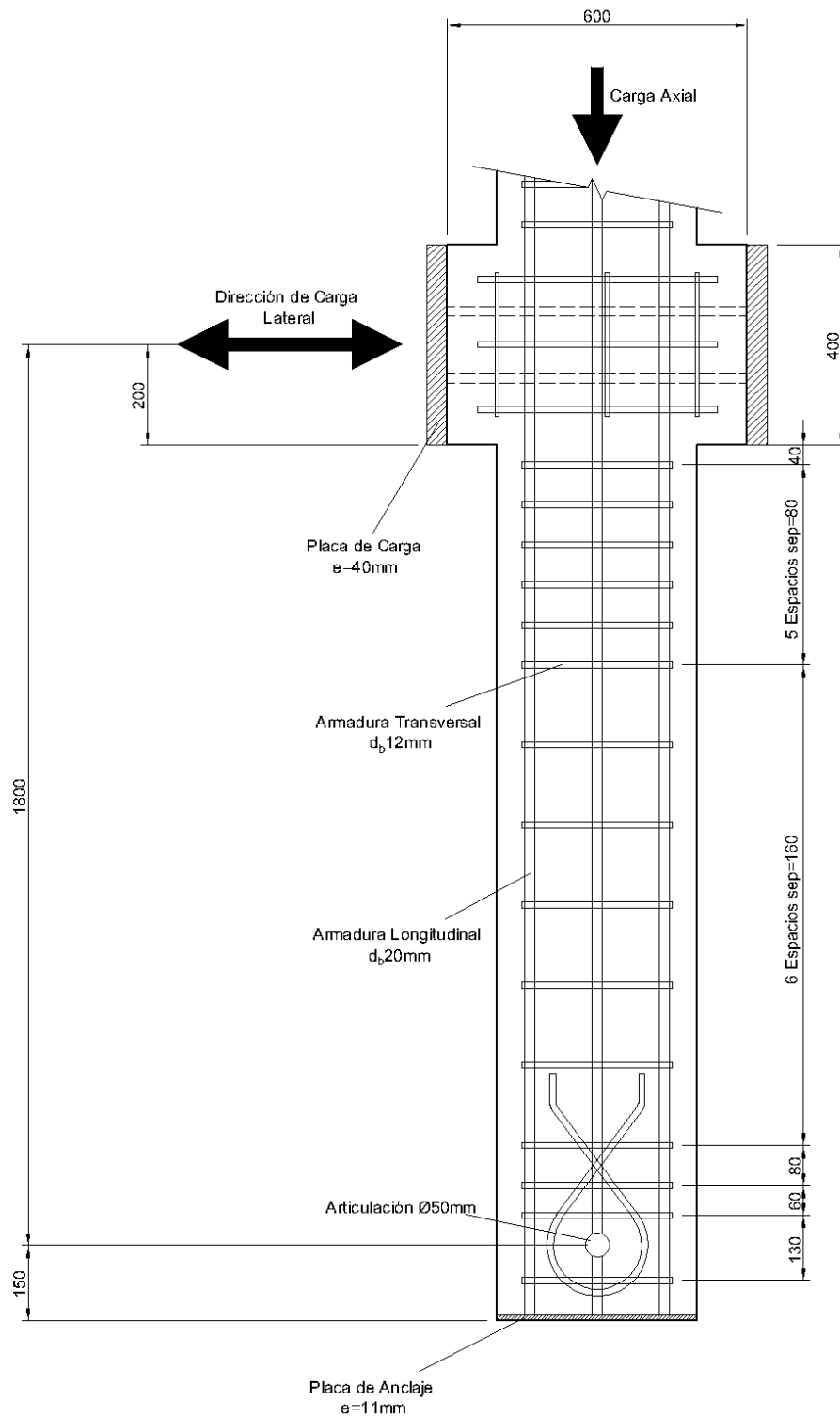


Figura III. 4 – Sección Longitudinal Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> (Longitudes en mm).

Esta columna fue sometida a ciclos de desplazamientos con ductilidad nominal  $\mu_n$  de 0,75, 2,00, 4,00, 6,00 y 8,00 y finalmente llevada al colapso. El desplazamiento de fluencia asumido por el autor para determinar estas ductilidades nominales fue de 10,2mm, mientras que el que se midió efectivamente durante el ensayo fue de 10,9mm.

La falla observada fue por flexión, con el colapso produciéndose por un incipiente pandeo de las barras longitudinales a los 120mm de desplazamiento. Por otro lado, el recubrimiento de hormigón comenzó a desprenderse a los 20mm de desplazamiento.

En la Figura III. 5 se grafica la curva Fuerza Lateral – Desplazamiento obtenida del ensayo. Los datos medidos por el autor fueron expresados de manera que coincidan con la configuración estructural de la columna en voladizo que se muestra en la Figura IV. 1.

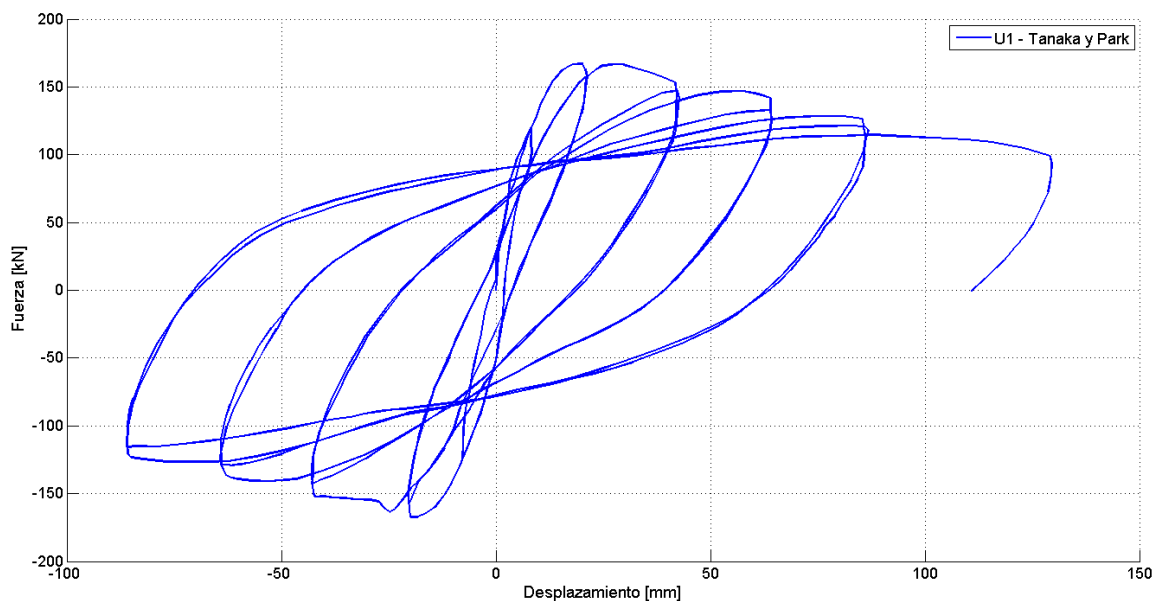


Figura III. 5 – Curva Fuerza Lateral – Desplazamientos Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>.

Del gráfico puede destacarse un comportamiento histerético estable con buena disipación de energía y una limitada reducción de resistencia, incluso en los ciclos con desplazamientos más elevados. Las ductilidades alcanzadas en este ensayo fueron importantes, teniéndose para el último ciclo medido una ductilidad nominal de 12.

En las siguientes subsecciones se hace referencia a parámetros de los ensayos de los que no se tiene información y que, por lo tanto, se tuvieron que estimar mediante fórmulas aceptadas en la práctica para poder realizar los modelos numéricos que se describen en el Capítulo IV.

### III.2.a.(i) Módulo de Elasticidad del Hormigón

El módulo de elasticidad del hormigón utilizado  $E_c$  no fue informado por el autor, por lo que el mismo se calcula en función de la resistencia especificada del hormigón. Con este propósito, se aplica la conocida expresión del módulo de elasticidad dada por Priestley, Calvi y Kowalsky<sup>[38]</sup>:

$$E_c [MPa] = 5000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad [III. 1]$$

Teniendo en cuenta que para este caso se tiene que  $f'_c = 25,6MPa$ , esto resulta en un módulo de elasticidad  $E_c = 25298 MPa$ .

### III.2.a.(ii) Módulo de Elasticidad del Acero Longitudinal y Transversal

Se asume un módulo de elasticidad del acero de  $E_s = 200000MPa$ , tanto para el acero de la armadura longitudinal como para el de la armadura transversal.

### III.2.a.(iii) Longitud de Rótula Plástica

Para la configuración que se muestra en la Figura III. 2, las rótulas plásticas tienen lugar en las proximidades de las uniones entre el nudo central de carga y las partes superior e inferior del prototipo.

La longitud equivalente de la rótula plástica se determina mediante la fórmula propuesta por Priestley, Calvi y Kowalsky<sup>[38]</sup>:

$$L_p = k \cdot L_c + L_{SP} \geq 2 \cdot L_{SP} \quad [III. 2]$$

Donde:

$$L_{SP} = 0,022 \cdot f_y \cdot d_b$$

$$k = 0,20 \cdot \left( \frac{f_{su}}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08$$

El resto de los parámetros de esta fórmula pueden consultarse en la Tabla III. 1.

Reemplazando los valores apropiados en la ecuación [III. 2], se tiene una longitud equivalente de rótula plástica  $L_p = 417mm$ . Para los modelos numéricos el valor adoptado fue directamente de 400mm.

### III.2.a.(iv) Anchos de Fisura

No se dispone de datos sobre anchos de fisuras medidos durante el ensayo. Para superar este problema, se calcularon los máximos anchos de fisuras con las expresiones disponibles en la bibliografía que se expondrán oportunamente en el Capítulo V de este trabajo.

### III.2.b Unidad 8 - Zahn<sup>[50]</sup>

El segundo ensayo utilizado para determinar los factores de reducción de la capacidad sísmica fue realizado por F.A. Zahn y se encuentra documentado en su tesis doctoral titulada "*Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility*"<sup>[50]</sup>.

Como puede deducirse de la Tabla III. 1, este espécimen fue sometido a una carga axial mucho más elevada que el descrito en el apartado III.2.a, alcanzando un nivel de carga axial normalizada de aproximadamente 0,39. También se hace notar que la resistencia del hormigón utilizado en este prototipo fue más elevada que el presentado anteriormente, llegando a 40,1 MPa. Éstos dos fenómenos contribuyen a que la columna ensayada por Zahn sea más frágil (y, por lo tanto, no llegue a valores de ductilidad tan elevados) que la de Tanaka. Otro aspecto relevante es que esta columna fue diseñada con armadura transversal con mayor tensión de fluencia que la expuesta previamente.

En la Figura III. 6 se muestra un esquema de la sección transversal de la columna. A su vez, la Figura III. 7 exhibe un corte longitudinal de la columna, que incluye tanto la armadura longitudinal como la transversal.

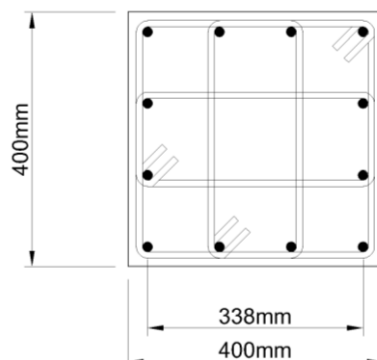


Figura III. 6 - Sección Transversal Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

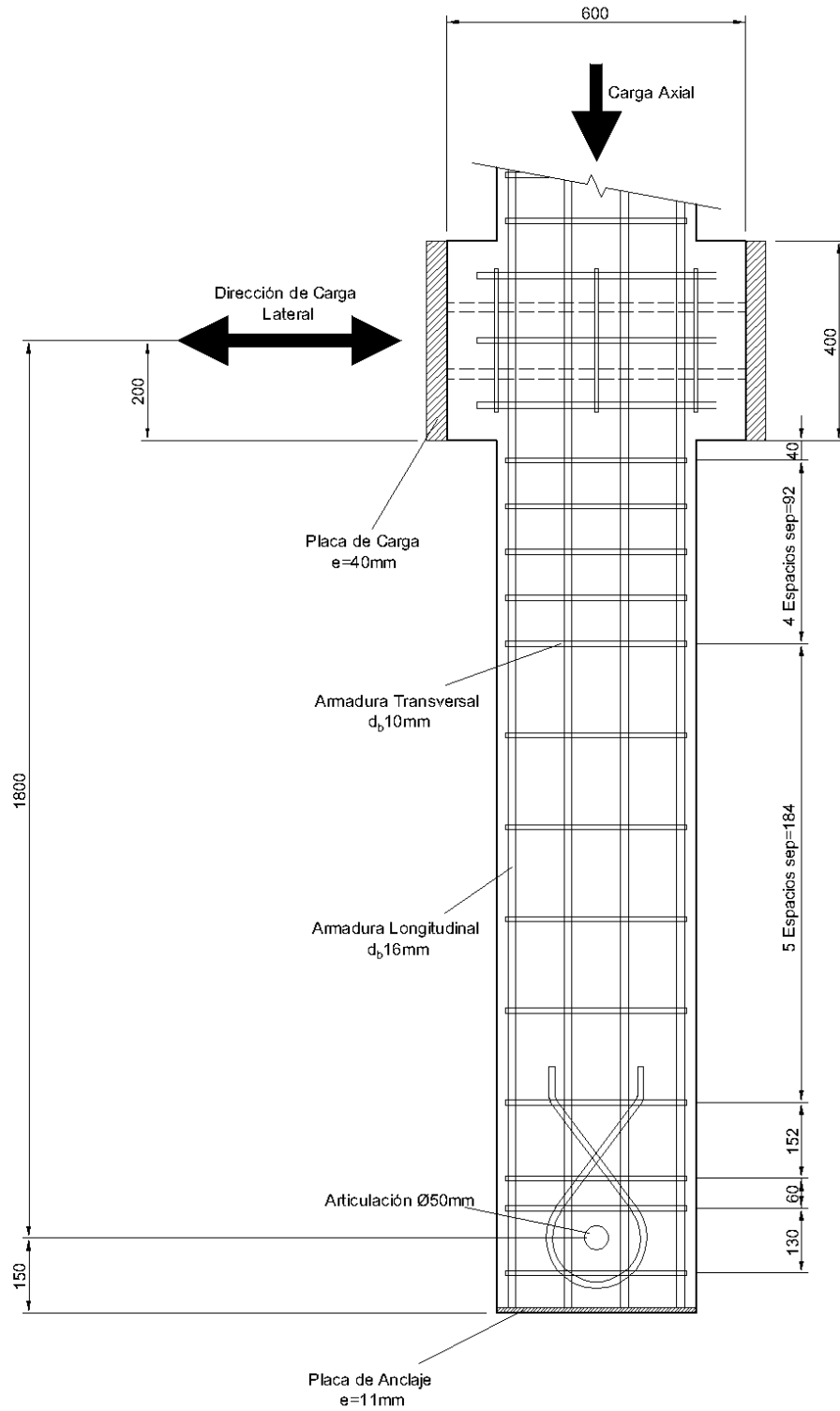


Figura III. 7 - Sección Longitudinal Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> (Longitudes en mm).

Para este caso se aplicaron ciclos de desplazamientos con ductilidad nominal  $\mu_n$  de 0,75, 2,00, 4,00 y 6,00 (no se alcanzó finalmente). El punto de fluencia de este elemento ocurrió para un desplazamiento de 9,32mm. Mientras que el colapso fue informado para un desplazamiento de 50mm por pandeo de las barras longitudinales. La falla observada en este caso también fue por flexión. El hormigón de recubrimiento comenzó a desprenderse a los 17mm de desplazamiento.

En la Figura III. 8 se grafican los resultados del ensayo en forma de la curva Fuerza Lateral – Desplazamiento. Para graficar estos valores se siguió el mismo criterio que se expuso en III.2.a.

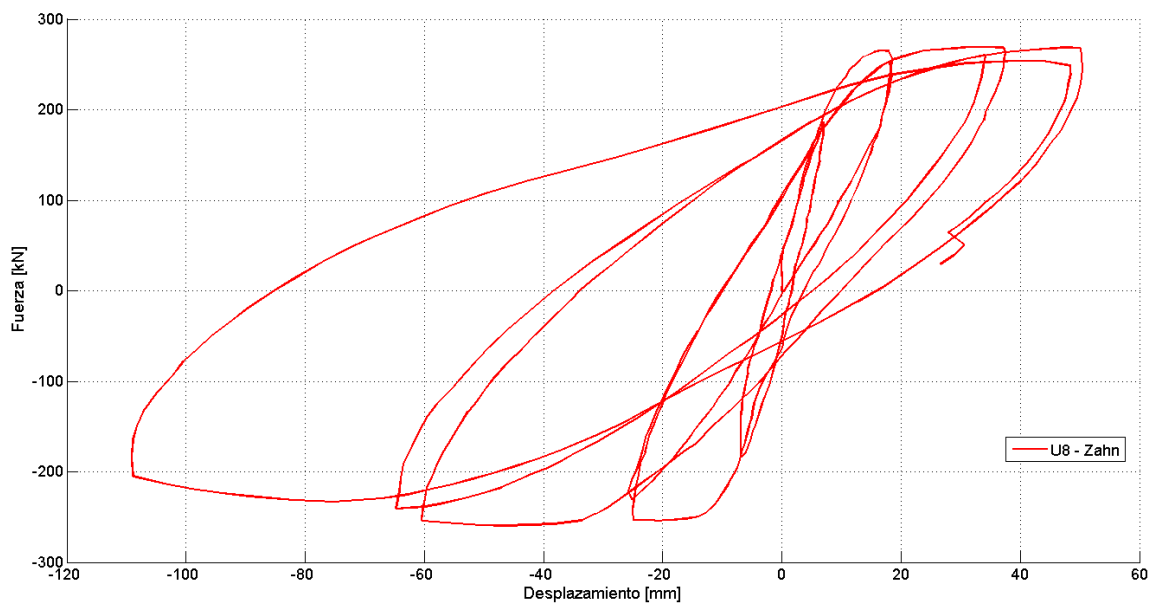


Figura III. 8 - Curva Fuerza Lateral – Desplazamientos Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>.

Hasta el último ciclo de carga, los lazos muestran un comportamiento dúctil satisfactorio con buena estabilidad y disipación de energía. Se resaltan lazos histeréticos más redondeados debido a la gran carga axial impuesta sobre el prototipo que tiende a cerrar las fisuras más rápidamente cuando se cambia la dirección de carga.

El autor de este ensayo reportó que se observó pandeo prematuro de las barras de acero en la rótula plástica superior del prototipo (la que aquí se analiza), a esto se le puede atribuir el comportamiento asimétrico con concentración hacia los valores negativos de desplazamientos que se observa en la Figura III. 8.

A continuación se hace referencia a ciertos parámetros cuyos valores exactos no son conocidos ya que no fueron aportados por el autor.

### III.2.b.(i) Módulo de Elasticidad del Hormigón

Al no ser informado por el autor, se toma el criterio de aplicar la expresión [III. 1]. Entonces se tiene que para una resistencia del hormigón de  $f'_c = 40,10MPa$ , el módulo de elasticidad de este material vale:  $E_c = 31662 MPa$ .

### III.2.b.(ii) Módulo de Elasticidad del Acero Longitudinal y Transversal

Tal como se hizo para la columna anterior, se adopta un módulo de elasticidad del acero de  $E_s = 200000MPa$ , válido para el acero longitudinal y para la armadura transversal.

### III.2.b.(iii) Longitud de Rótula Plástica

Se determina mediante la aplicación de la ecuación [III. 2]. Reemplazando los valores pertinentes en esta expresión, se obtiene una longitud equivalente de rótula plástica  $L_p = 325mm$ , para los modelos numéricos el valor adoptado fue directamente de 310mm.

### III.2.b.(iv) Anchos de Fisura

El autor no informó sobre los anchos de fisuras que se tuvieron en el prototipo, por ello se adopta el mismo criterio que se expuso en III.2.a.(iv).



---

# CAPÍTULO IV

## COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

### SOMETIDAS A CARGAS CÍCLICAS -

### MODELACIÓN NUMÉRICA

---

En este capítulo se exponen los fundamentos de la modelación numérica de columnas de hormigón armado sometidas a cargas cíclicas reversibles, mediante un análisis no-lineal estático utilizando el programa PERFORM-3D. Se desarrollan dos formas diferentes de modelar el problema con distinto grado de refinamiento: aproximación trilineal y la elaboración de modelos de fibras. Se presentan las formas de las curvas esqueletos admitidas por el programa. Para el modelo trilineal se describe la superficie de fluencia con interacción P-M-M utilizada y la relación esfuerzo-deformación definida para las rótulas plásticas en columnas de hormigón armado. En el modelo de fibras se expone la discretización de las secciones transversales de los elementos y la relación tensión – deformación de los distintos materiales: hormigón no confinado de recubrimiento, hormigón confinado del núcleo y acero de las barras longitudinales. Para tener en cuenta el efecto cíclico de las cargas, se introducen los factores de degradación de energía necesarios para considerar la degradación de la rigidez. Se comparan los resultados obtenidos con ambos tipos de modelación con los resultados experimentales de las columnas descritas en el Capítulo III en términos de relaciones fuerza – desplazamiento y energía disipada por ciclo. También se especifica la manera en que se tiene en cuenta el efecto de segundo orden en la modelación.

## IV.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

El análisis no lineal de estructuras es una tarea compleja que requiere que el operador tenga el conocimiento suficiente para saber qué parámetros de entrada requiere un programa de análisis, como así también poder interpretar los resultados que son arrojados por el mismo. Aquí se centra la atención en la elaboración de modelos numéricos de elementos flexocomprimidos sometidos a cargas cíclicas reversibles en el programa de análisis no lineal PERFORM-3D.

Para cada una de las columnas introducidas en el Capítulo III se hicieron dos modelos con distinto grado de refinamiento: un modelo trilineal y un modelo de fibras. A la izquierda de la Figura IV. 1 se observa un esquema de los prototipos ensayados, mientras que a la derecha se ve la configuración estructural usada en los modelos.

El programa elegido hace uso de una relación esfuerzo – deformación uniforme y un lazo histerético característico para casi todos los componentes no lineales que se pueden definir en el mismo, entre los cuales se incluyen rótulas plásticas con interacción P-M-M para columnas y materiales de comportamiento unidimensional para la definición de secciones de fibra. La intención de esta relación esfuerzo – deformación con los puntos característicos Y, U, L y R es capturar los aspectos más importantes del comportamiento, entiéndase: rigidez inicial, endurecimiento, resistencia última y pérdida de resistencia (ver Figura IV. 2). Los lazos histeréticos de este programa tienen como objetivo aproximar la energía disipada (el área del lazo). Dicha área depende de la degradación de rigidez como resultado de la carga cíclica. Para mayor información se puede consultar los manuales del programa especificados en las referencias [13] y [14].

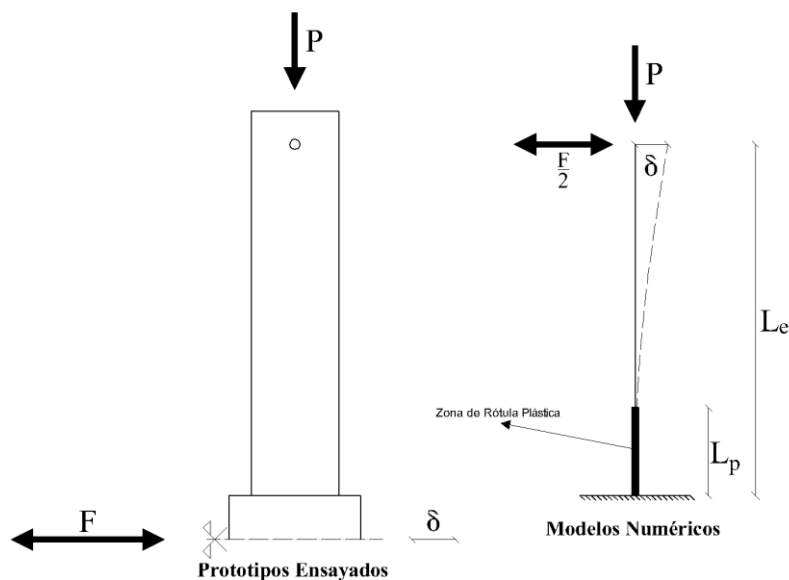


Figura IV. 1 - Prototipos Ensayados vs. Configuración en Modelos Numéricos

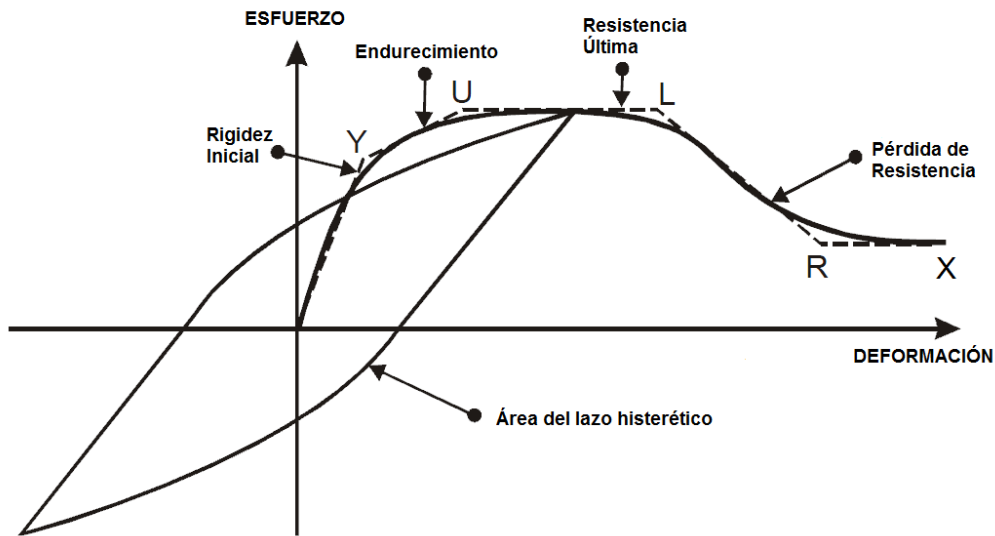


Figura IV. 2 - Relaciones Características de PERFORM-3D.

## IV.1.a Modelos Trilineales

### IV.1.a.(i) Principios Teóricos

En este tipo de modelos se considera que las relaciones esfuerzo - deformación (entiéndase  $M$  vs.  $\varphi$  y  $N$  vs.  $\varepsilon$ ) de una rótula plástica varían de manera trilineal. El programa utilizado permite además considerar pérdida de resistencia de esas relaciones una vez que se alcanza el valor de esfuerzo último. Luego, para este tipo de modelo se define un componente de rótula plástica de curvatura para hormigón armado con interacción P-M-M al que se le asigna la longitud equivalente que le corresponda. Para este tipo de elementos PERFORM-3D hace uso de la teoría de la plasticidad, por lo que se debe definir una superficie de fluencia tipo P-M-M. La superficie utilizada por el programa está basada en la definida por El-Tawil y Deierlein (2001)<sup>[16] [17]</sup>, tiene la ventaja de que requiere pocos parámetros para definir su forma, pero aun así da control sobre la misma. Nótese que la superficie de fluencia se aplica en el estado último (punto U), pero para los modelos con curvas esfuerzo - deformación trilineales, la primera superficie de fluencia (punto Y) tiene la misma forma que la superficie en U. En la Figura IV. 3 puede apreciarse una superficie de fluencia de este tipo.

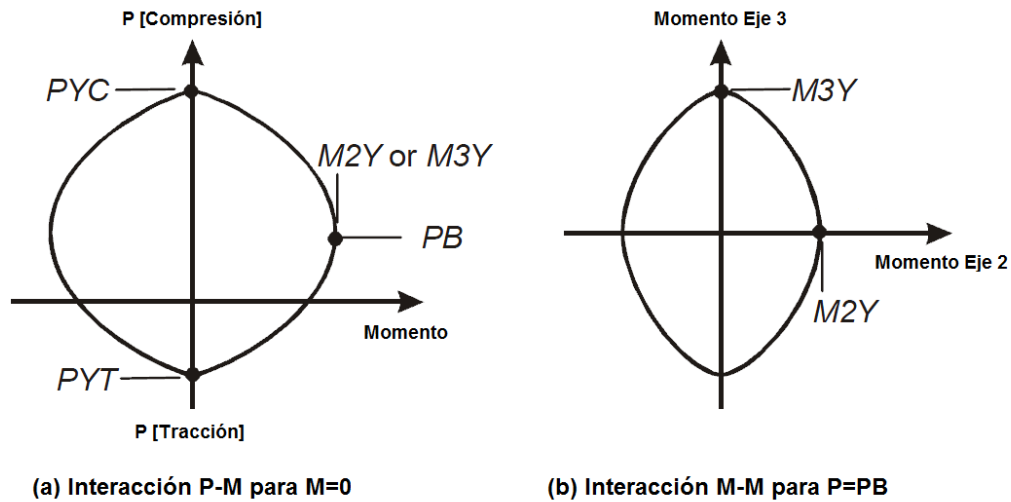


Figura IV. 3 - Superficie de Fluencia P-M-M para Rótula Plástica de Curvatura en Columnas de Hormigón Armado.

Las ecuaciones que definen la superficie dependen del punto de balance (PB) del diagrama de interacción de la sección, y son las que se indican a continuación.

En cada plano P-M:

$$f_{PM} = \left( \frac{P - P_B}{P_{Y0} - P_B} \right)^\alpha + \left( \frac{M}{M_{YB}} \right)^\beta$$

[IV. 1]

Con:

$f_{PM}$ : valor de la función de fluencia, es igual a 1,00 para la fluencia.

$P$ : Carga Axial.

$P_B$ : Carga Axial en el punto de balance del diagrama de interacción de la sección, se asume que es el mismo en ambos planos P-M.

$M$ : Momento flector.

$P_{Y0}$ : Carga Axial de fluencia cuando  $M = 0$ .

$M_{YB}$ : Momento de fluencia cuando  $P = P_B$ .

Para cualquier valor de  $P$  la ecuación [IV. 1] define los valores de  $M$  en los que ocurre la fluencia, tanto en el plano  $P-M_2$  como en el  $P-M_3$  (reemplazar  $f_{PM} = 1$  y despejar  $M$ ). Si se llama a estos valores  $M_{YP2}$  y  $M_{YP3}$ , la función de fluencia en el plano  $M_2 - M_3$  resulta:

$$f_{MM} = \left( \frac{M_2}{M_{YP2}} \right)^\gamma + \left( \frac{M_3}{M_{YP3}} \right)^\gamma$$

[IV. 2]

De las ecuaciones [IV. 1] y [IV. 2] se deduce que los parámetros que controlan la forma de la superficie son  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ . Se pueden especificar distintos valores para  $\alpha$  y  $P_{Y0}$  para tracción y compresión. También se pueden usar diferentes valores de  $\alpha$  para los planos  $P-M_2$  y  $P-M_3$ . El-Tawil y Deierlein<sup>[16] [17]</sup> proponen usar un coeficiente  $\beta = 1,00$ , pero PERFORM-3D trabaja con valores de  $\beta$  mayores que 1. Estos autores sugieren también valores de  $\alpha$  y  $\gamma$ , los mismos pueden ser consultados en sus publicaciones antes citadas.

Las relaciones momento – curvatura que se especificaron en el programa corresponden al punto de balance del diagrama de interacción, los valores que finalmente se introdujeron como datos fueron obtenidos de un análisis preliminar en el programa de cálculo de columnas CUMBIA.

Para describir el endurecimiento, PERFORM utiliza la teoría de endurecimiento cinemático de Mroz, Shrivastava y Dubey (1976)<sup>[35]</sup>.

De esta manera, mediante las relaciones esfuerzo – deformación en el punto de balance y las superficies de fluencia ingresadas al programa, el mismo puede determinar las curva  $M$  vs.  $\varphi$  correspondiente a la carga normal  $P$  del elemento e integrar para obtener el comportamiento final del modelo.

Como las secciones analizadas son simétricas y la carga que produce la flexión actúa sólo en una dirección, los parámetros para los planos  $P-M_2$  y  $P-M_3$  son idénticos.

#### IV.1.a.(ii) Datos Ingresados a los Modelos

Para este tipo de modelos con rótula plástica concentrada debe trabajarse con la rigidez efectiva de la sección, por ello el momento de inercia  $I$  de la sección sin fisurar es reducido por un coeficiente que depende del nivel de carga axial. El mismo fue estimado en base a ábacos dados por Priestley, Calvi y Kowalsy<sup>[38]</sup>. Para el caso de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup> fue de 0,50 y para la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup> fue de 0,63.

En la Tabla IV. 1 se pueden observar los valores introducidos en PERFORM-3D para definir la superficie de fluencia.

Propiedad	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup>	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>
Carga Axial Max. en Tracción $P_T$ [kN]	1005,3	965,1
Carga Axial Max. en Compresión $P_C$ [kN]	5452,2	7608,5
Carga Axial en Punto de Balance $P_B$ [kN]	1433,6	2245,6
Momento de Balance en Eje 2 $M_{B2}$ [kN.m]	244,17	353,13
Momento de Balance en Eje 3 $M_{B3}$ [kN.m]	244,17	353,13
Momento en Eje 2 para $P = 0$ $M_{02}$ [kN.m]	178,63	175,36
Momento en Eje 3 para $P = 0$ $M_{03}$ [kN.m]	178,63	175,36

Tabla IV. 1 - Puntos Usados para Definir las Superficies de Fluencia.

El valor de los parámetros de la superficie puede consultarse en la Tabla IV. 2.

Parámetro	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup>		Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>	
	Plano $P-M_2$	Plano $P-M_3$	Plano $P-M_2$	Plano $P-M_3$
$\alpha$ de $P_B$ a $P_C$	2,00	2,00	2,00	2,00
$\alpha$ de $P_B$ a $P_T$	2,20	2,20	2,00	2,00
$\beta$ para interacción $P-M$	1,10		1,10	
$\gamma$ para interacción $M-M$	1,45		1,40	

Tabla IV. 2 - Parámetros de las Superficies de Fluencia.

En la Figura IV. 4 se grafican las superficies de fluencia ingresadas al programa para los dos modelos trilineales.

Los diagramas Momento vs. Curvatura para los puntos de balance de cada uno de los modelos se muestran en Figura IV. 5.

Los diagramas Carga Axial vs. Deformación se cargan sólo para los puntos extremos del diagrama de interacción (máxima tracción y máxima compresión). En la Figura IV. 6, los diagramas correspondientes a la máxima tracción están indicados en color rojo y los que se corresponden con la máxima compresión, en azul.

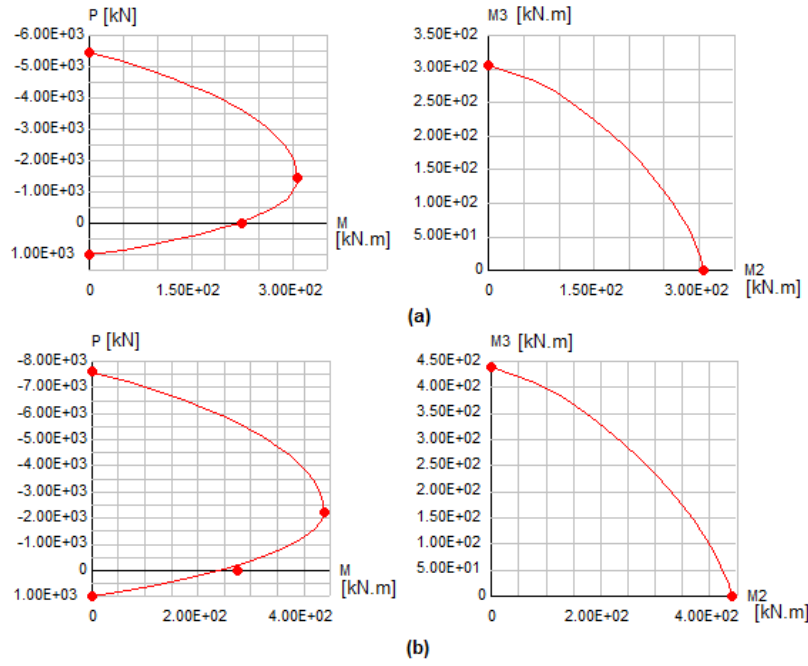


Figura IV. 4 - Superficies de Fluencia  $P - M$  (a) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>; (b) Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

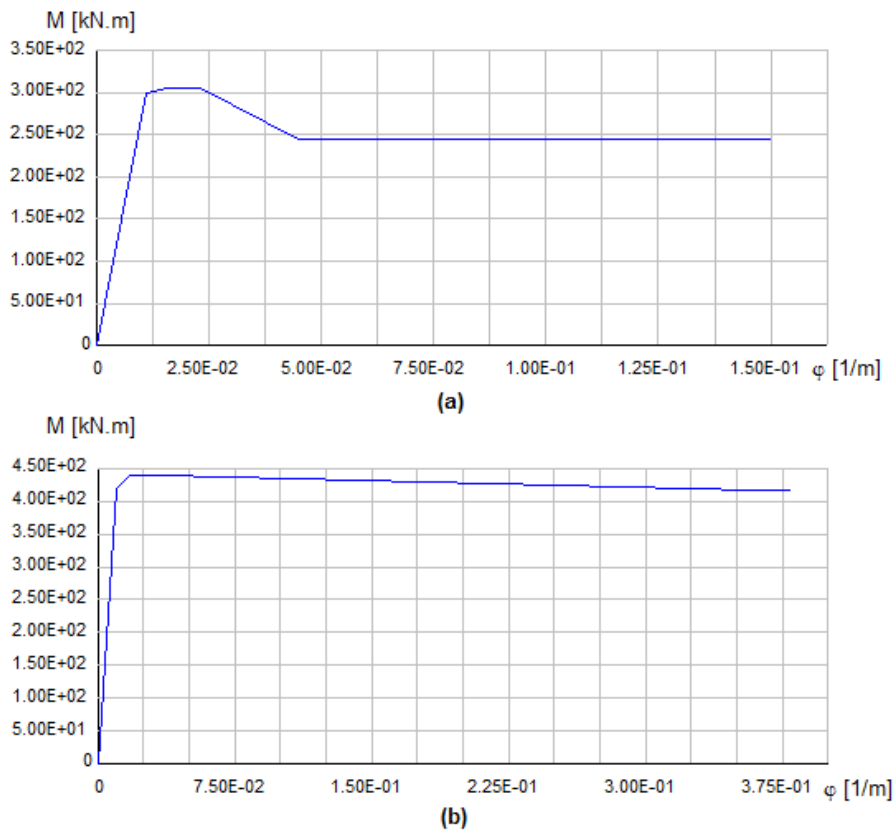


Figura IV. 5 -  $M$  vs.  $\phi$  (a) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>; (b) Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

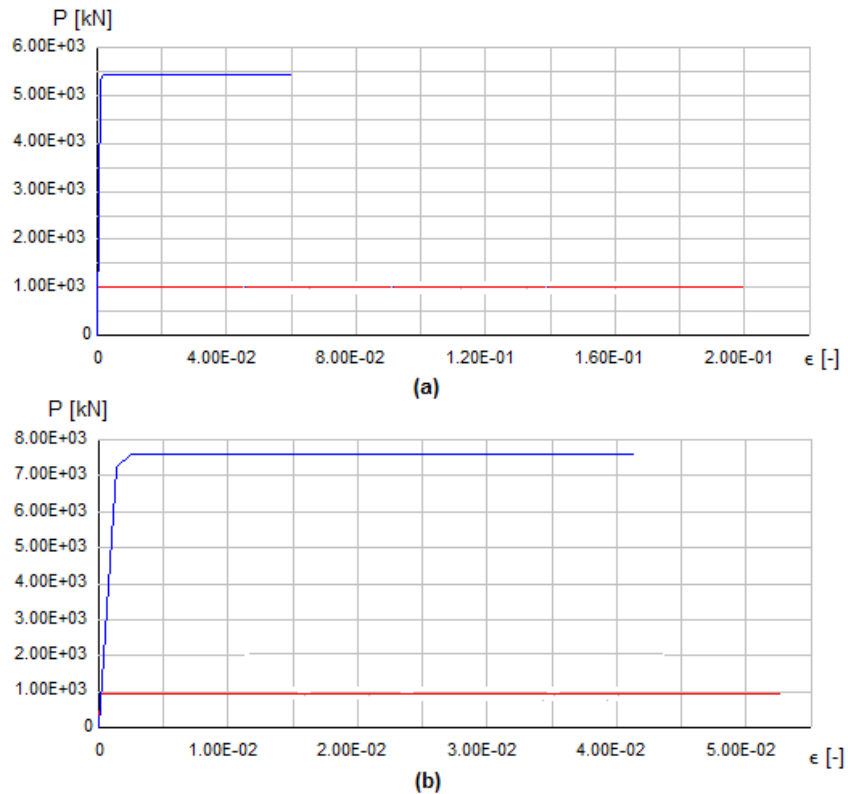


Figura IV. 6 -  $P$  vs.  $\varepsilon$  (a) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>; (b) Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

## IV.1.b Modelos de Fibras

### IV.1.b.(i) Principios Teóricos

Con el objetivo de buscar un mayor grado de refinamiento se elaboraron modelos de fibras para los dos casos estudiados. Este método es aplicable a estructuras no lineales sometidas a flexión, como las que aquí se trata. En este tipo de modelos la sección transversal se subdivide en un número discreto de fibras longitudinales de comportamiento uniaxial, por lo que las relaciones esfuerzo – deformación ( $M$  vs.  $\varphi$  y  $N$  vs.  $\varepsilon$ ) no se especifican explícitamente, sino que se obtienen de la integración de la respuesta de las fibras de acuerdo al material que se le asignó. Las características geométricas de cada fibra son: por un lado, las coordenadas locales según los ejes 2 y 3 de su baricentro y, por otro, su área denotada como  $A_{i\ fib}$ . En la Figura IV. 7 se esquematizan estas características.

Las hipótesis asumidas para este tipo de modelo son deformaciones pequeñas y que las secciones planas permanecen planas para cualquier historia de cargas. Se supone que existe una adherencia perfecta entre fibras, por lo que no considera fenómenos como el deslizamiento de la armadura longitudinal. Representa fenómenos como endurecimiento, ablandamiento y estricción de los ciclos de histéresis. Sin embargo, se debe tener en cuenta que este tipo de modelo no considera la interacción entre flexión y corte.



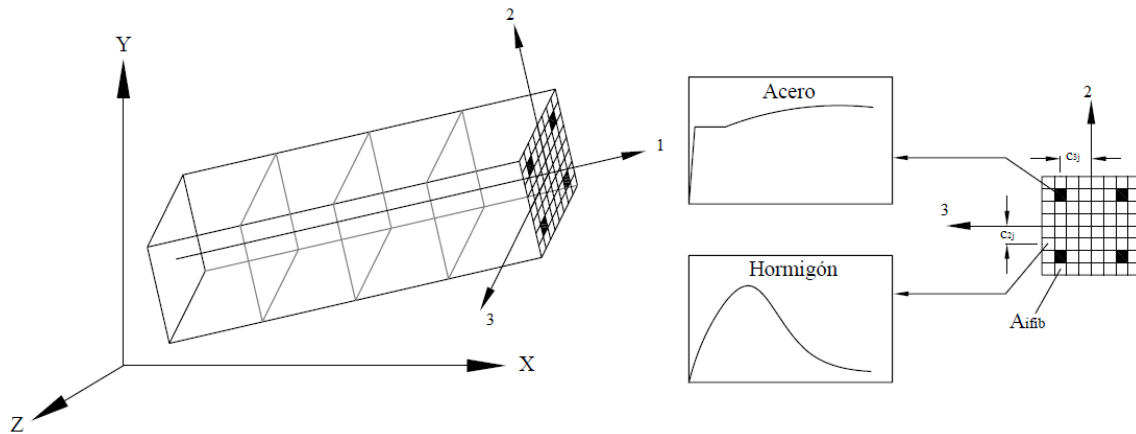


Figura IV. 7 - Principios Utilizados en Modelos de Fibras, (Scotta<sup>[40]</sup>, 2013).

#### IV.1.b.(ii) Disposición de Fibras en Secciones Transversales

La disposición de las fibras en las secciones transversales de las dos columnas estudiadas se hizo teniendo en cuenta que el programa PERFORM-3D permite hasta 60 fibras por sección transversal para un elemento de columna. Para las fibras se distinguieron tres tipos de materiales distintos: hormigón no confinado de recubrimiento (gris claro en las figuras), hormigón confinado del núcleo (gris oscuro) y acero longitudinal de refuerzo (azul). La columna Unidad 1 de Tanaka se subdividió en un total de 57 fibras, mientras que la Unidad 8 de Zahn en 48 fibras. A continuación se puede observar un esquema con la discretización realizada en cada sección.

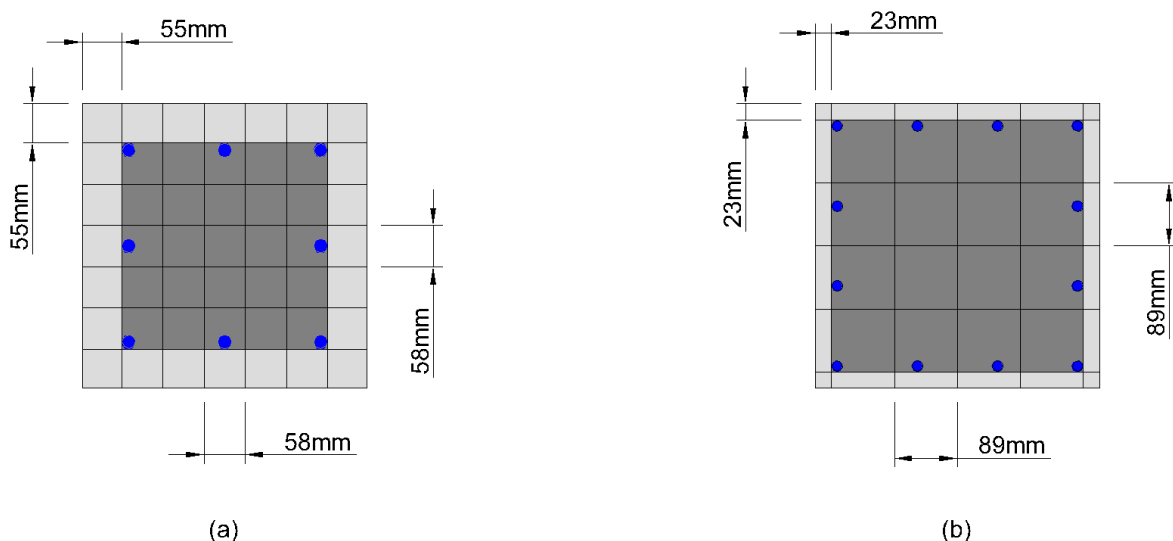


Figura IV. 8 - Discretización de Secciones Transversales (a) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>; (b) Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

### IV.1.b.(iii) Relación Tensión – Deformación de Hormigón No Confinado

Para ambos casos se consideró que el hormigón no confinado del recubrimiento no contribuye con tensiones de tracción. Para este tipo de material se considera un modelo trilineal con pérdida de resistencia, el parámetro que controla el endurecimiento es  $k_H/k_0$  que relaciona la pendiente post-fluencia con la pendiente inicial del diagrama. En la Tabla IV. 3 se pueden observar las propiedades ingresadas para cada columna, mientras que en la Figura IV. 9 se muestran los diagramas tensión – deformación para cada caso. La rigidez inicial es calculada automáticamente por el programa en función del módulo de elasticidad antes adoptado para el hormigón de cada columna.

Propiedad	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup>	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>
Tensión de Fluencia $F_Y$ [kPa]	15000	23000
Tensión Última $F_U$ [kPa]	25600	40100
Deformación Última $D_U$ [-]	0,002	0,002
Deformación Final Análisis $D_X$ [-]	0,006	0,006
Parámetro de Endurecimiento $k_H/k_0$ [-]	0,298	0,466

Tabla IV. 3 - Tensión – Deformación de Hormigón No Confinado.

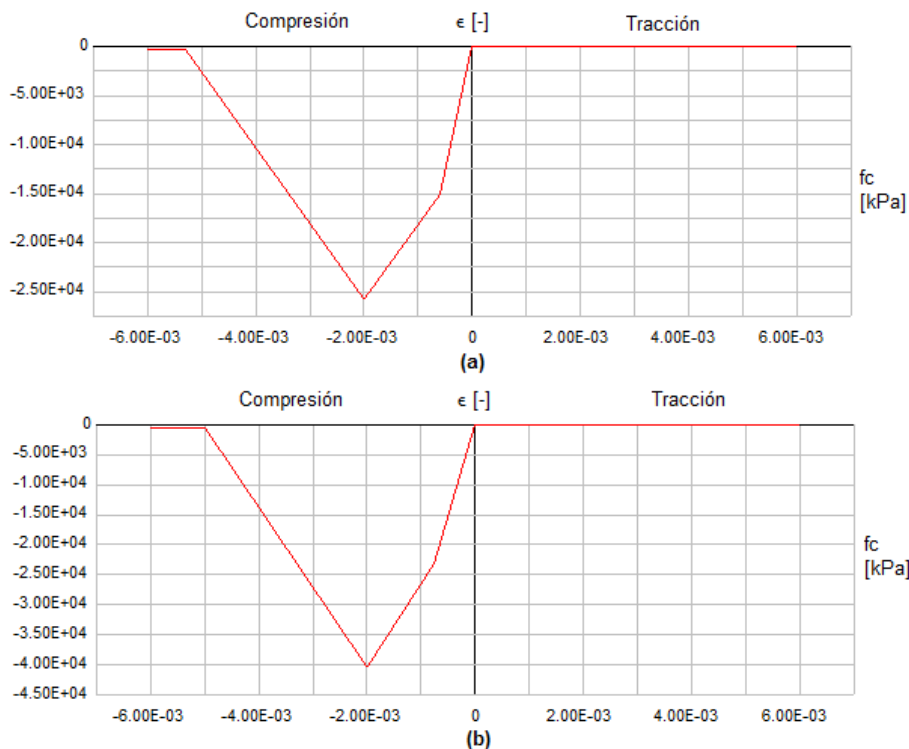


Figura IV. 9 - Tensión vs. Deformación de Hormigón No Conf. (a) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>; (b) Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

#### IV.1.b.(iv) Relación Tensión – Deformación de Hormigón Confinado

Al igual que en el caso anterior, no se considera la colaboración a tracción de este material. Nuevamente se hace uso de modelos trilineales con pérdida de resistencia para describir estos materiales.

En el caso de la Unidad 1 de Tanaka, para calcular los parámetros a ingresar en el programa se tuvieron en cuenta los resultados presentados por el autor del ensayo que propone un modelo de hormigón confinado basado en el de Kent y Park<sup>[27]</sup> Modificado.

Para la Unidad 8 de Zahn se tomó una curva tensión - deformación definida mediante el modelo de Mander<sup>[34]</sup> teniendo en cuenta la separación y el número de ramas de estribos, el módulo de elasticidad del hormigón y su resistencia especificada.

En la Tabla IV. 4 se incluyen las propiedades ingresadas para cada caso. En la Figura IV. 10 se muestran los diagramas tensión – deformación para cada caso.

Propiedad	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup>	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>
Tensión de Fluencia $F_Y$ [kPa]	18000	47704
Tensión Última $F_U$ [kPa]	34000	57767
Deformación Última $D_U$ [-]	0,003	0.0055
Deformación Final Análisis $D_X$ [-]	0,035	0.06
Parámetro de Endurecimiento $k_H/k_0$ [-]	0,276	0,191

Tabla IV. 4 - Tensión - Deformación de Hormigón Confinado.

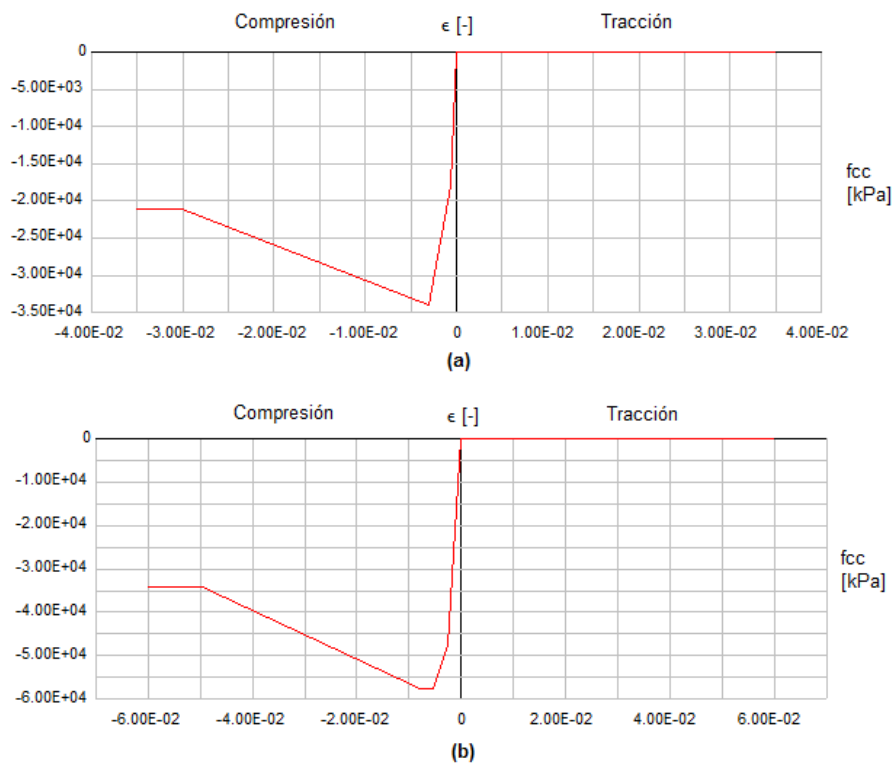


Figura IV. 10 - Tensión vs. Deformación de Hormigón Conf. (a) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>; (b) Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

### IV.1.b.(v) Relación Tensión – Deformación de Acero

Para el diagrama tensión – deformación de las fibras de acero, se considera un modelo trilineal sin pérdida de resistencia que contribuye tanto a tracción como a compresión. Para representar el escalón de fluencia y la zona de endurecimiento se consideró una pendiente de la recta post-fluencia tal que aproximadamente compense las áreas observadas en los ensayos reales. Por ello, al mantener fijo el punto de fluencia, para estos modelos la tensión última del acero resulta sensiblemente más pequeña que la obtenida por los autores en los ensayos a tracción de las barras.

En la Tabla IV. 5 se exponen las propiedades ingresadas en cada modelo, y en la Figura IV. 11 puede observarse la forma de los diagramas tensión – deformación usados.

Propiedad	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup>	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>
Tensión de Fluencia $F_Y$ [kPa]	474000	440000
Tensión Última $F_U$ [kPa]	680000	674000
Deformación Última $D_U$ [-]	0,12	0,12
Deformación Final Análisis $D_X$ [-]	0,15	0,16
Parámetro de Endurecimiento $k_H/k_0$ [-]	0,009	0,010

Tabla IV. 5 - Tensión - Deformación de Acero Longitudinal.

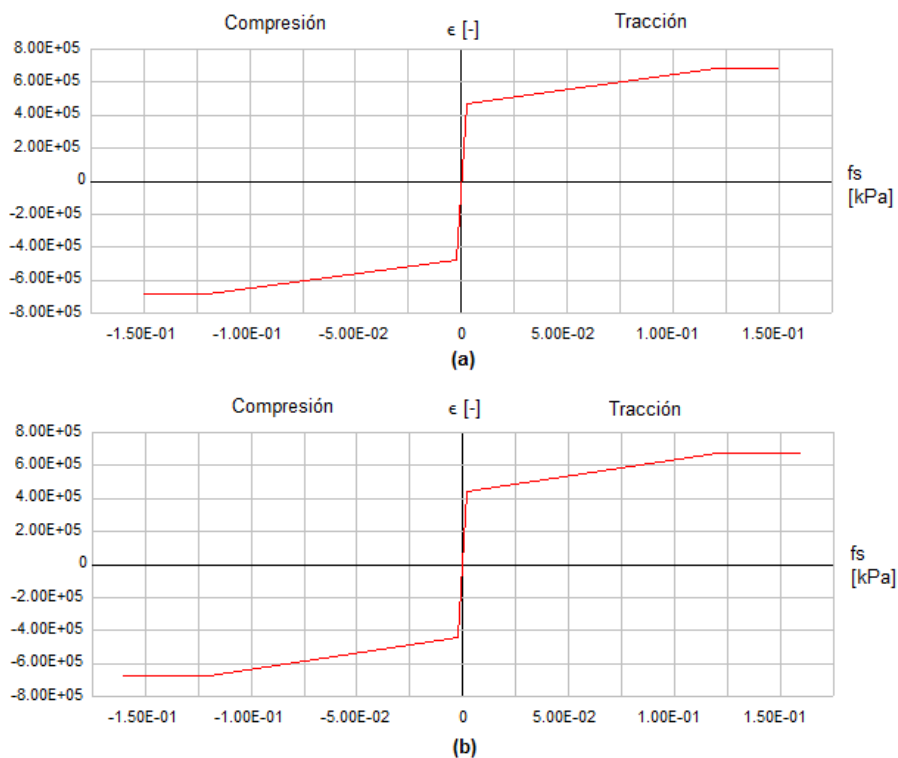


Figura IV. 11 - Tensión vs. Deformación de Acero (a) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>; (b) Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

## IV.1.c Degradación Cíclica

### IV.1.c.(i) Conceptos Básicos

La mayor parte de los elementos estructurales sometidos a carga cíclica sufren degradación de rigidez y de resistencia. Este fenómeno suele ser progresivo, y la energía disipada en cada ciclo está relacionada con la degradación de rigidez.

Para modelar este efecto PERFORM-3D utiliza factores de degradación de energía que se aplican a los componentes inelásticos. Estos factores se definen como el cociente entre el área de un lazo histerético degradado y el área de un lazo histerético sin degradación, como se muestra en la Figura IV. 12. Por lo tanto, para un componente sin ningún tipo de degradación de rigidez, el factor de degradación de energía vale 1,00 y tiende a hacerse más pequeño a medida que se incrementa la deformación máxima.

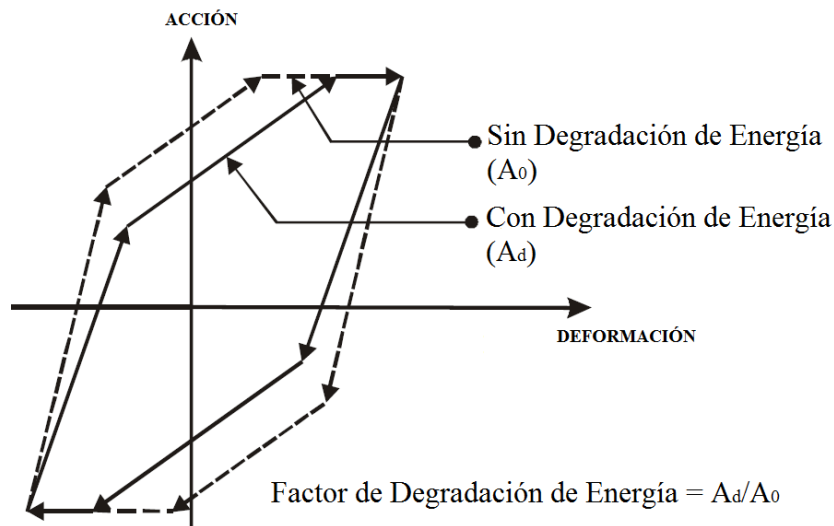


Figura IV. 12 - Degradación de Rigidez y Factor de Degradación de Energía.

Existen dos maneras de especificar los factores de degradación de energía, a saber:

- (1) Si la relación esfuerzo – deformación es trilineal con pérdida de resistencia, se puede especificar un factor de degradación en cada uno de los puntos Y, U, L, R, y X (ver Figura IV. 2). Esto se conoce como la opción “YULRX”.
- (2) Se pueden especificar factores de degradación en los puntos Y, X y tres puntos intermedios a ingresar por el usuario. Esta opción se conoce como “YX+3”. Si no hay pérdida de resistencia, esta es la única opción que permite el programa.

#### IV.1.c.(ii) Factores de Degradación de Energía para Modelos Trilineales

Para tener en cuenta la degradación de rigidez en los modelos trilineales se utilizó la opción “YULRX” y al componente correspondiente se le asignaron los factores de degradación de energía que se indican en la Tabla IV. 6. Valores de estos coeficientes para rótulas plásticas se pueden obtener de la publicación de Wu y Zhang<sup>[46]</sup>.

Punto	Factores de Degradación de Energía	
	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup>	Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>
Y	1,00	1,00
U	0,80	0,80
L	0,60	0,60
R	0,50	0,40
X	0,45	0,35

Tabla IV. 6 - Factores de Degradación de Energía para modelos Trilineales.

#### IV.1.c.(iii) Factores de Degradación de Energía para Modelos de Fibras

En este tipo de modelos los coeficientes de degradación deben ser definidos para cada tipo de material y se aplican a la relación tensión – deformación de los mismos.

La degradación cíclica de los dos tipos de hormigón (confinado y no confinado) usados en estos modelos se tuvo en cuenta mediante la opción “YURLX”. En la Tabla IV. 7 se indican los valores de los coeficientes de degradación de energía asignados, nótese que se adoptaron iguales valores tanto para la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup> como para la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>.

Punto	Factores de Degradación de Energía	
	Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup> / Unidad 8 - Zahn <sup>[50]</sup>	
	Hormigón No Confinado	Hormigón Confinado
Y	1,00	1,00
U	0,90	0,80
L	0,70	0,60
R	0,40	0,50
X	0,35	0,45

Tabla IV. 7 - Factores de Degradación de Energía para Hormigones en Modelos de Fibras.

Para considerar la degradación de las fibras de acero se utilizó la opción “YX+3”. El objetivo fue aproximar la curva histerética del acero considerando la influencia del efecto Bauschinger (ver Figura IV. 13). Para ello, se usaron los factores de degradación de energía para acero propuestos por MacKay-Lyons<sup>[28]</sup>. Los mismos son válidos para las dos columnas y se encuentran en la Tabla IV. 8.

Punto	Deformación $\varepsilon$ [-]	Factores de Degradación de Energía
		Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup> / Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>
Y	-	0,70
1	0,0025	0,68
2	0,0040	0,64
3	0,0060	0,62
X	-	0,60

Tabla IV. 8 - Factores de Degradación de Energía para Acero en Modelos de Fibras.

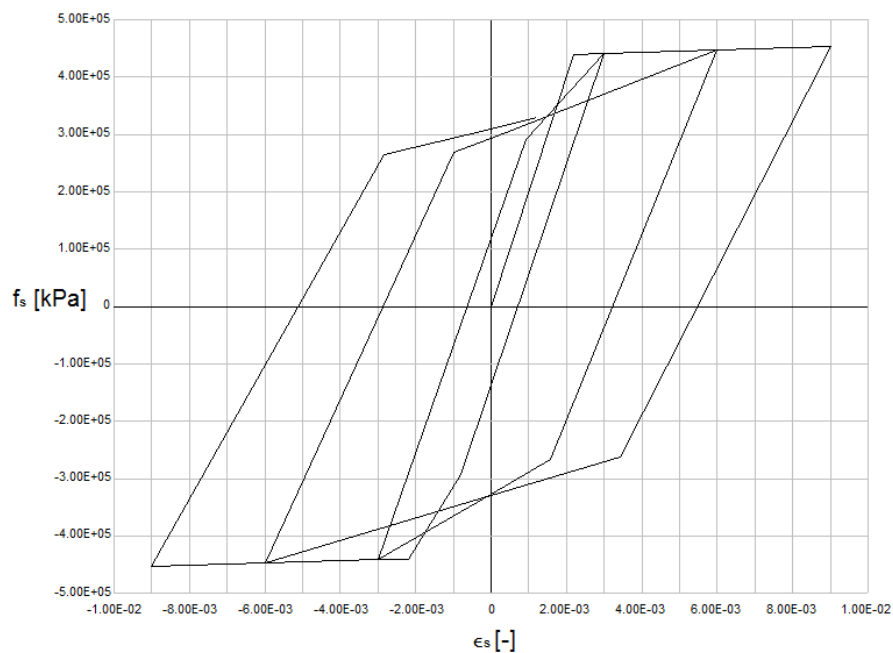


Figura IV. 13 – Curva Histerética Tensión vs. Deformación de Acero con factores de Tabla IV. 8.

## IV.2 CONSIDERACIÓN DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN EN LOS MODELOS NUMÉRICOS

En elementos flexocomprimidos la influencia en el comportamiento de los efectos de segundo orden puede llegar a ser importante y, de no tenerse en cuenta, puede ocasionar errores no despreciables en los modelos. Los conceptos teóricos claves de este tipo de efectos se discuten con profundidad en el Anexo A de este trabajo.

Aquí bastará con decir que para todos los modelos numéricos desarrollados en este trabajo se consideró la influencia del efecto  $P - \Delta$  (ver Anexo A), haciendo uso de la opción que el programa utilizado proporciona para tener en cuenta este fenómeno. Vale la pena aclarar además, que la versión utilizada de PERFORM-3D no incorpora el efecto  $P - \delta$  (nuevamente, consultar Anexo A), lo que significa que no se considera la no linealidad geométrica dentro de la luz del elemento

flexocomprimido. Esto último no es una fuente considerable de error, ya que este efecto no es relevante para columnas en las que las rótulas plásticas se forman en sus extremos, como ocurre en los ejemplos aquí tratados.

### **IV.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS**

Los modelos numéricos de las columnas fueron sometidos a sucesivos estados de análisis estáticos no lineales y sus respectivas descargas para intentar reproducir las ductilidades y desplazamientos alcanzados en los ensayos pseudo-estáticos descritos en el Capítulo III. En este apartado se describen los resultados obtenidos de este estudio.

#### **IV.3.a Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>**

##### **IV.3.a.(i) Curvas Cíclicas**

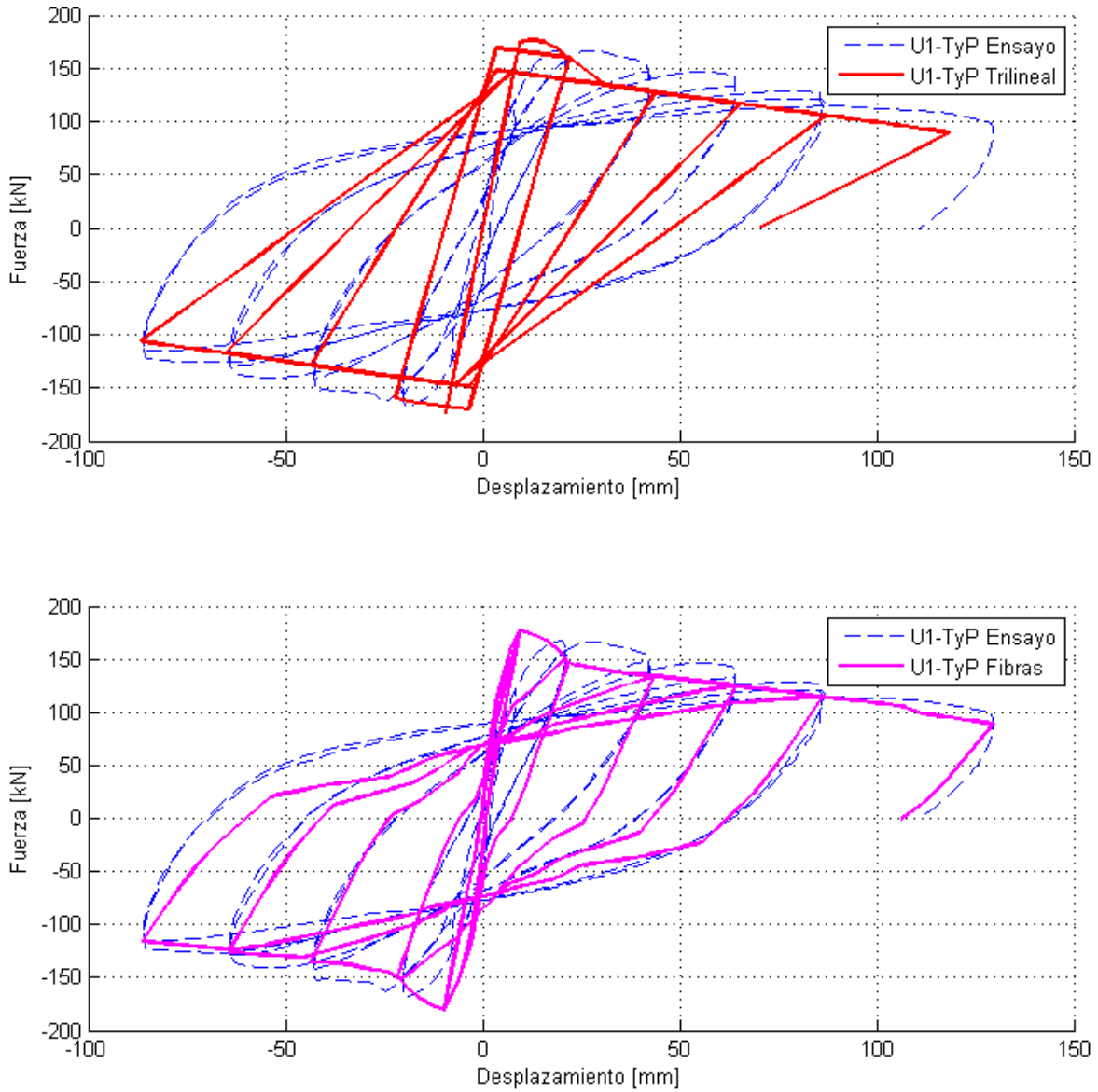
En la Figura IV. 14 se comparan las curvas cíclicas de los modelos numéricos con las obtenidas en los ensayos. La curva azul con línea de trazo es la del ensayo, la roja llena, del modelo computacional trilineal y la magenta llena, del modelo computacional de fibras. En una primera impresión puede decirse que los modelos numéricos lograron reproducir satisfactoriamente el comportamiento experimental de la columna.

##### **IV.3.a.(ii) Análisis de Energía Disipada para los Distintos Ciclos**

Para establecer la validez de los resultados de los modelos numéricos, se procedió a hacer una comparación de la energía disipada en cada ciclo de carga. Las áreas de las curvas se calcularon con la regla del trapecio. En la Figura IV. 15 pueden observarse los ciclos para las tres curvas y las ductilidades consideradas.

En el diagrama de barras de la Figura IV. 16 puede observarse la energía disipada en cada ciclo y la total tanto del ensayo como de los modelos computacionales elaborados. Se debe hacer notar que el modelo trilineal disipó en total un 9,79% más de energía que el ensayo, en cambio el modelo de fibras logró disipar un 7,78% menos que el prototipo experimental. También se hace notar que el modelo de fibras se aproxima más a la energía disipada en el ensayo en los ciclos bajos, en los ciclos altos el modelo trilineal se encuentra más cercano al valor real de energía disipada. Por el contrario, para los ciclos de ductilidad baja el modelo trilineal disipa bastante más que el prototipo ensayado, llegando a casi el doble de energía disipada en el ciclo de ductilidad nominal 2,00. En la Tabla IV. 9 pueden observarse los valores de energía disipada para cada caso.



Figura IV. 14 - Curvas Cíclicas Resultantes para Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

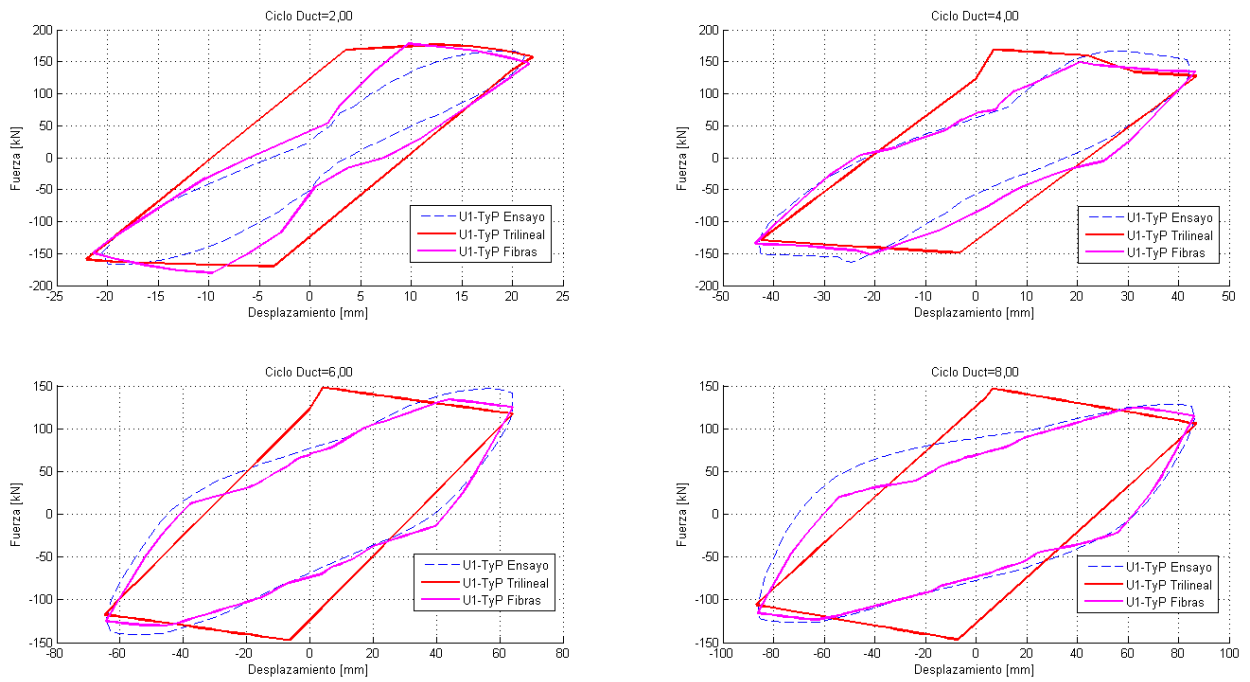


Figura IV. 15 - Curvas para los Distintos Ciclos de Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

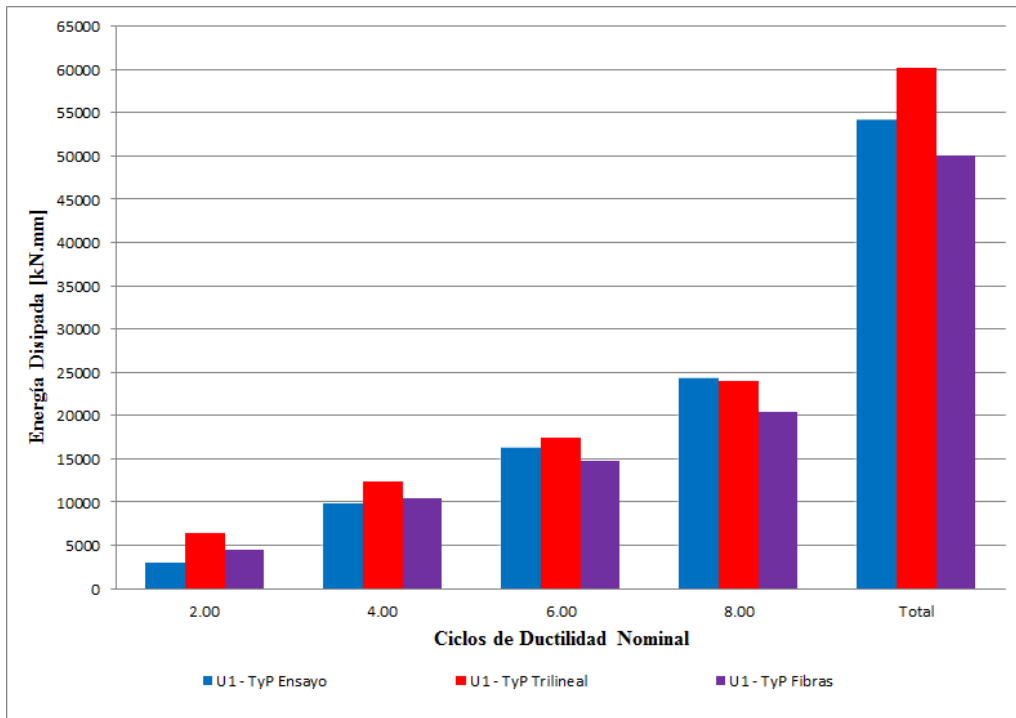


Figura IV. 16 - Diagrama de Barras de Energía Disipada por Ciclo Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

Ciclo Ductilidad	Energía Disipada [kN.mm]		
	Ensayo	Trilineal	Fibras
2.00	3167.81	6419.92	4488.55
4.00	10126.99	12336.60	10432.47
6.00	16444.97	17469.21	14787.82
8.00	24545.44	23915.50	20352.35
Total	54285.21	60141.24	50061.19

Tabla IV. 9 - Energía Disipada para distintos Ciclos Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

### IV.3.b Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>

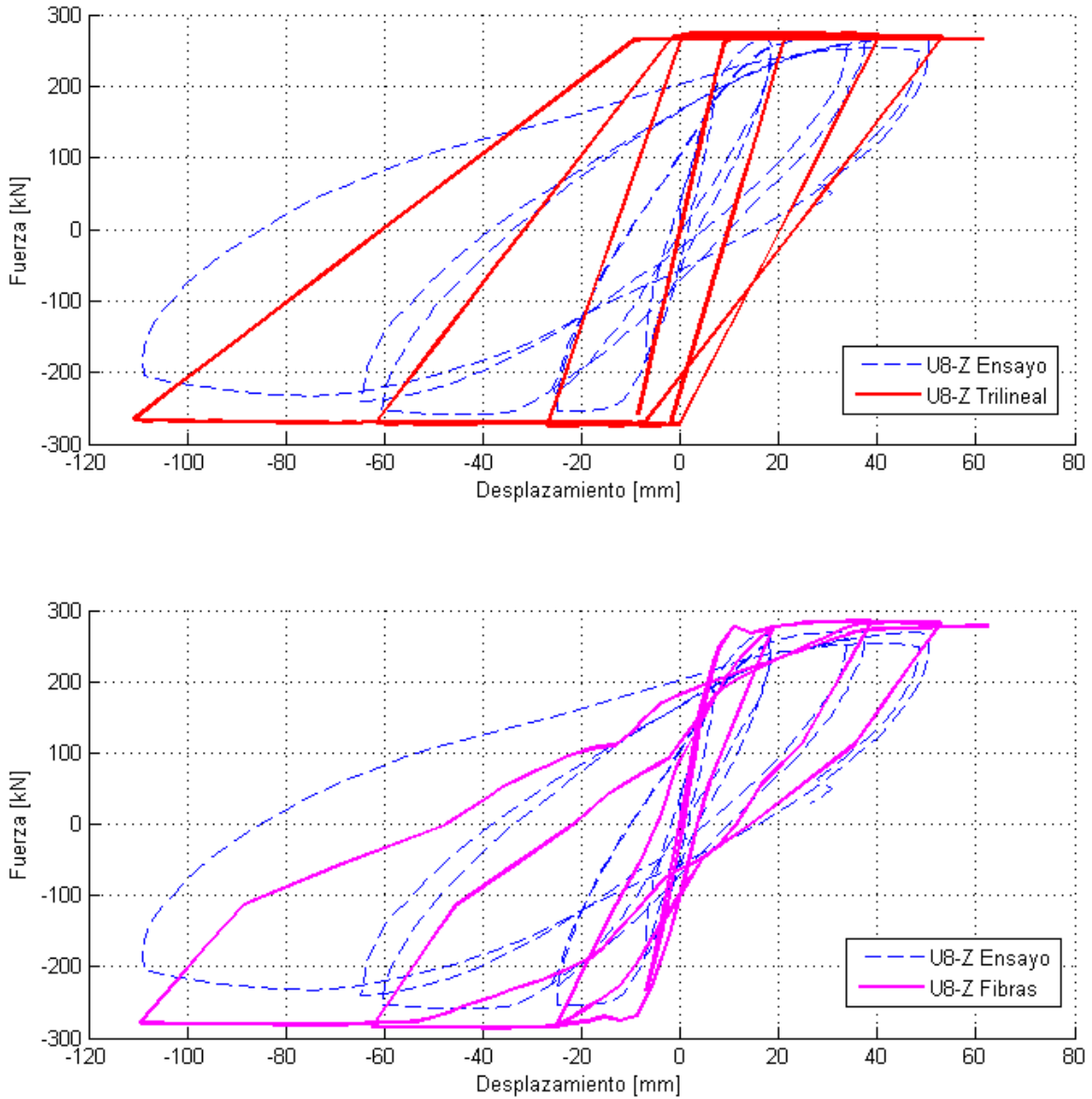
#### IV.3.b.(i) Curvas Cíclicas

En la Figura IV. 17 se dibujan las curvas cíclicas obtenidas con los modelos numéricos y se las compara con la del ensayo. Al igual que en el caso anterior, la curva azul con línea de trazo es la del ensayo, la roja llena, del modelo trilineal y la magenta llena, del modelo de fibras. A primera vista, los ajustes parecen ser aceptables, sobre todo en el caso del modelo de fibra.

#### IV.3.b.(ii) Análisis de Energía Disipada para los Distintos Ciclos

Para este estudio tampoco se tiene en cuenta la energía disipada en el primer ciclo, por considerarla despreciable con respecto a las de los ciclos posteriores. En la Figura IV. 18 se grafican los ciclos de ductilidad nominal 2,00, 4,00 y 6,00 para los modelos numéricos analizados y la curvas obtenida del ensayo.

El diagrama de barras de la Figura IV. 19 sirve para comparar la energía disipada en cada ciclo y la energía total. De él vale la pena recalcar que el modelo de fibras ajustó de manera correcta, disipando un 10,78% menos que la columna ensayada. Los problemas surgen cuando se considera el modelo trilineal, ya que el mismo disipó un total de energía 33,81% mayor que la energía efectivamente disipada en laboratorio. Puede observarse que para todos los ciclos considerados el modelo trilineal disipó energía en exceso, pero en los últimos ciclos esto se hizo aún más notorio. El modelo de fibras se aproximó mejor al ensayo en los ciclos de ductilidad baja. En la Tabla IV. 10 se transcribieron los valores de energía disipada para cada ciclo.

Figura IV. 17 - Curvas Cíclicas Resultantes para Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

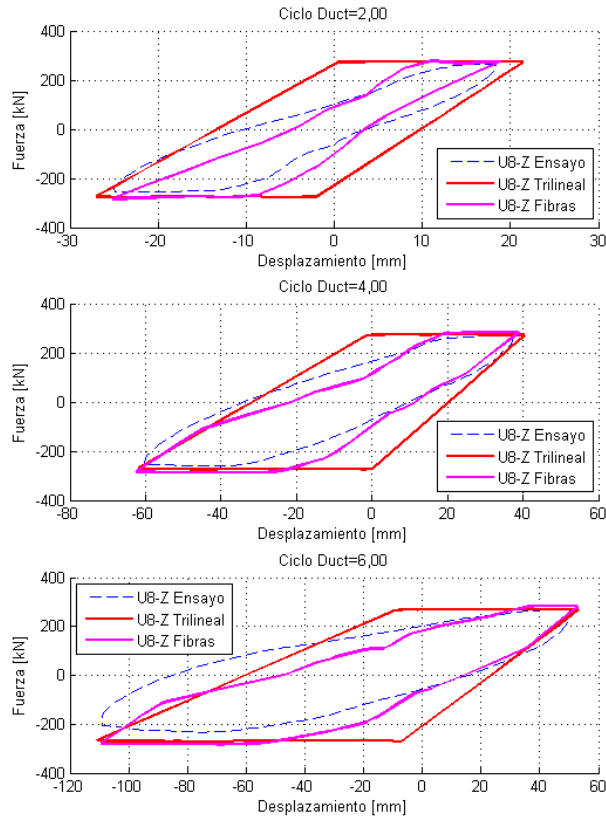


Figura IV. 18 - Curvas para los Distintos Ciclos de Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

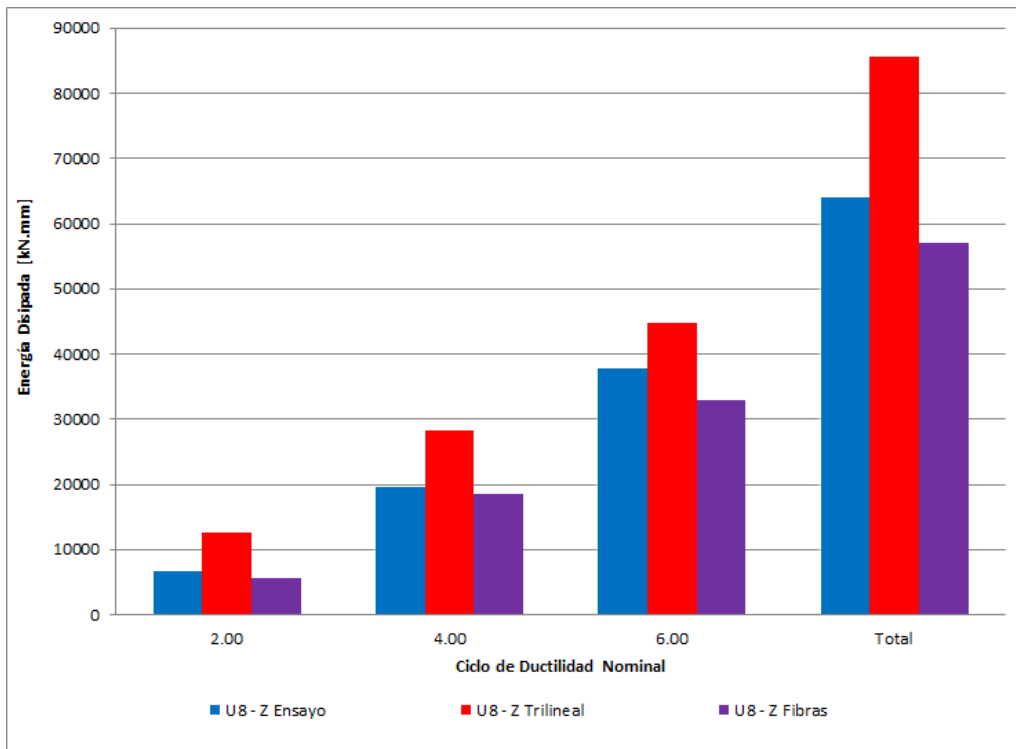


Figura IV. 19 - Diagrama de Barras de Energía Disipada por Ciclo Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

Ciclo Ductilidad	Energía Disipada [kN.mm]		
	Ensayo	Trilineal	Fibras
2.00	6633.23	12574.23	5615.84
4.00	19502.29	28163.73	18594.14
6.00	37796.32	44806.62	32832.48
Total	63931.85	85544.58	57042.46

Tabla IV. 10 - Energía Disipada para distintos Ciclos Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

### IV.3.c Síntesis de los Resultados Obtenidos

Por todo lo expuesto en las secciones anteriores, puede decirse que los modelos numéricos elaborados constituyen en general una buena aproximación a los resultados obtenidos en los ensayos. Se debe subrayar que los modelos con mayor grado de refinamiento, es decir los modelos de fibra, lograron disipar valores de energía bastante cercanos a los obtenidos con los prototipos experimentales. En el caso de los modelos trilineales se tuvo que para el caso de la columna con bajo nivel de carga axial la aproximación fue correcta con valores de energía disipada cercanos a los obtenidos del ensayo. En cambio, para el elemento con elevado nivel de carga axial se tuvieron valores de energía disipada que excedieron en un porcentaje importante a los computados del ensayo para todos los ciclos analizados.

También resulta relevante subrayar que ambos modelos trilineales disiparon energía en exceso con respecto a los prototipos experimentales. Esta tendencia se revierte los modelos de fibras, ya que ambos disiparon menor cantidad de energía que la que se pudo medir en los ensayos.

# CAPÍTULO V

## FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA PARA COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

---

Este capítulo aborda las relaciones propuestas por diversos autores entre los anchos de fisuras residuales y los desplazamientos residuales. Se describen sus principales hipótesis y se obtienen las fórmulas simplificadas para aplicar en los casos analizados. En base a estas relaciones se calculan los máximos anchos residuales de fisuras y los factores de reducción de la capacidad sísmica en ambos ensayos. Se realiza un procedimiento similar con los modelos numéricos de las columnas descritos en el Capítulo IV para lograr establecer los límites entre los diferentes niveles de daño. Adicionalmente, también se calculan desplazamientos residuales, desplazamientos máximos y los factores de reducción para los modelos numéricos. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos de los ensayos y de los modelos numéricos con los valores de  $\eta$  propuestos en la guía de evaluación del daño de la JBDPA.

## V.1 FÓRMULAS PARA CALCULAR ANCHOS DE FISURAS

Para poder realizar una clasificación del nivel de daño de un elemento de acuerdo con la Guía Japonesa de Evaluación del Daño, es necesario conocer los máximos anchos de fisura residuales. Ante la imposibilidad de conseguir datos sobre los anchos de fisuras medidos en los ensayos utilizados en este trabajo, se recurre a modelos simplificados que relacionen los desplazamientos residuales medidos en los prototipos experimentales para cada ciclo de carga con los máximos anchos de fisuras residuales.

Numerosos autores estudiaron experimentalmente la relación entre desplazamientos residuales y ancho de fisuras residuales. Se propusieron ecuaciones simplificadas que los relacionan, en el presente apartado se describen estudios destacados en esta temática.

### V.1.a Scotta (2013)<sup>[40]</sup>

En el año 2013, Scotta realizó un ensayo a carga cíclica de una viga de hormigón armado en el Instituto de Estructuras “Ing. Arturo M. Guzmán”. En base a los resultados, propuso un modelo analítico simple que relaciona el ancho máximo de fisura residual ( $maxW_0$ ) con el desplazamiento residual de la viga ( $\delta_0$ ). La hipótesis de este estudio es que la deformación total del espécimen puede atribuirse a la flexión (no considera el efecto del corte). Si el prototipo ensayado es idealizado como un cuerpo rígido (ver Figura V. 1), las deformaciones residuales pueden ser representadas como la rotación del cuerpo rígido. Esta suposición permite que se pueda estimar el desplazamiento residual debido al ancho total de fisuras  $\sum W_{0f}$ .

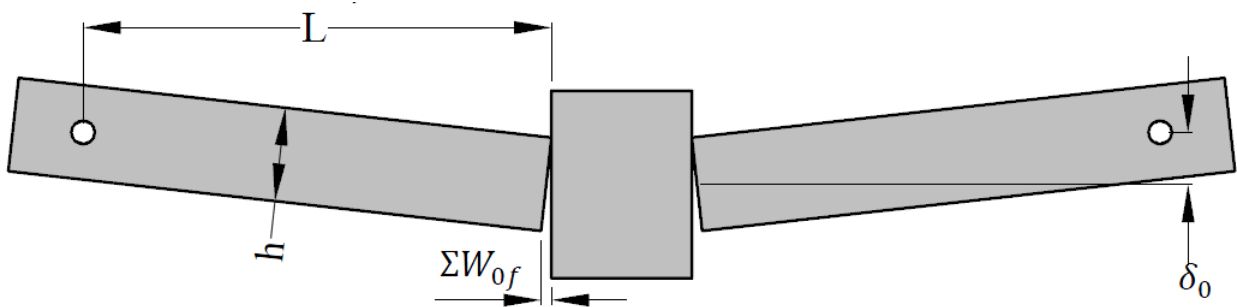


Figura V. 1 – Idealización del Desplazamiento por Flexión (Scotta<sup>[40]</sup>).

De la figura anterior puede deducirse que la deformación residual por flexión será:

$$R_{0f} = \frac{\sum W_{0f}}{h} = \frac{\delta_0}{L}$$

[V. 1]



Donde:

$R_{0f}$ : Ángulo de Rotación por Flexión.

$h$ : Altura de la sección transversal de la viga.

$L$ : Luz de la viga.

Se define el parámetro  $n_f$  como la relación entre la suma de los anchos residuales de fisuras de flexión y el ancho máximo de fisura residual:

$$n_f = \frac{\sum W_{0f}}{\max W_{0f}}$$

[V. 2]

Introduciendo  $n_f$  en la igualdad [V. 1], resulta:

$$\frac{n_f \cdot \max W_{0f}}{h} = \frac{\delta_0}{L}$$

$$\max W_{0f} = \delta_0 \cdot \frac{h}{L \cdot n_f}$$

[V. 3]

Esta última es la expresión que se busca ya que relaciona el máximo ancho residual de fisura con el desplazamiento residual del espécimen.

### V.1.b Maeda, Bunno & Nagata (2000)<sup>[31]</sup>

En este estudio, válido para elementos flexocomprimidos, se divide la deformación total del elemento en dos partes: la deformación flexional y la deformación por corte. Al igual que en el caso anterior, el elemento es idealizado como un cuerpo rígido para poder determinar la deformación flexional, esto puede observarse en la Figura V. 2 (a). Luego, la deformación flexional podrá expresarse como:

$$R_{0f} = \frac{\sum W_{0f}}{h}$$

[V. 4]

Para la deformación por corte puede suponerse un patrón de fisuras como el que se muestra en la Figura V. 2 (b). Haciendo esta suposición, la deformación por corte debida a la suma de los anchos de fisuras por corte  $\sum W_{0s}$  se puede escribir de la siguiente manera.

$$R_{0s} = \frac{\sum W_{0s} \cdot \text{sen}\theta}{L}$$

[V. 5]

Donde:

$\sum W_{0s}$ : Suma de anchos de fisuras ocasionadas por corte.

$\theta$ : Ángulo de la fisura de corte con respecto a un eje horizontal.

$L$ : Longitud libre de la columna.

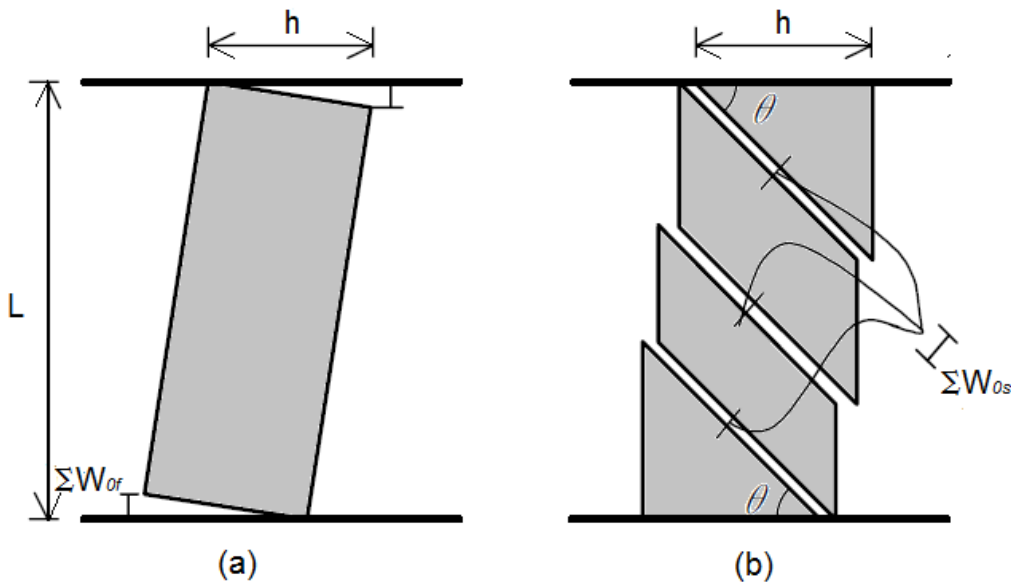


Figura V. 2 – Propuesta de Maeda, Bunno y Nagata<sup>[31]</sup>. (a) Idealización de Deformación por Flexión; (b) Idealización de Deformación por Corte.

La deformación residual total  $R_0$  de la columna se obtiene a través de la suma de las dos componentes antes mencionadas, esto es:

$$R_0 = R_{0f} + R_{0s} = \frac{\sum W_{of}}{h} + \frac{\sum W_{os} \cdot \text{sen}\theta}{L}$$

[V. 6]

Trabajando algebraicamente con la ecuación [V. 6] e introduciendo algunos parámetros nuevos puede llegarse a:

$$\max W_{0f} = \frac{\alpha \cdot h}{n_f} \cdot R_0 \quad [V. 7]$$

$$\max W_{0s} = (1 - \alpha) \cdot \frac{L}{n_s \cdot \text{sen}\theta} \cdot R_0 \quad [V. 8]$$

En las dos últimas expresiones,  $n_f$  continúa siendo definido por la ecuación [V. 2] mientras que:

$$\alpha = \frac{R_{0f}}{R_0} \quad [V. 9]$$

$$n_s = \frac{\sum W_{0s}}{\max W_{0s}} \quad [V. 10]$$

Si se dan valores apropiados a los factores  $\alpha$ ,  $n_f$  y  $n_s$ , se podrá calcular el máximo ancho de fisura residual si se determina la deformación residual total  $R_0$ . Aunque debe tenerse en cuenta que la relación de deformación flexional  $\alpha$  y los coeficientes que relacionan el ancho total de fisuras con el máximo ancho de fisuras  $n_f$  y  $n_s$  varían de acuerdo al modo de falla, la relación  $L/h$ , la cuantía de acero longitudinal, la edad de la construcción y otros factores más.

En base a resultados de ensayos realizados en columnas dúctiles, Maeda propuso los siguientes valores para los coeficientes:  $\alpha = 3/4$ ,  $n_f = 2$  y  $n_s = 4$ . En cambio, para elementos flexocomprimidos de comportamiento frágil, pueden usarse los siguientes valores:  $\alpha = 1/2$ ,  $n_f = 2$  y  $n_s = 2$ .

### V.1.c Choi, Nakano & Takahashi (2006)<sup>[10]</sup>

Basándose en el modelo de Maeda descrito anteriormente, los investigadores Choi, Nakano y Takahashi propusieron un modelo similar para columnas en el que se incluye la distancia entre la fibra más comprimida de la columna y su eje neutro ( $x$ ). Al igual que en caso anterior, la deformación residual de los elementos de hormigón armado se divide en deformación flexional y por corte, tal como se muestra en la Figura V. 3.

El ancho residual total de las fisuras por flexión ( $\sum W_{0f}$ ) medidos en elementos de hormigón armado es aproximadamente igual a  $h \cdot R_{0f}$ , ya que la deformación flexional de columnas de hormigón armado puede ser estimada como la rotación de cuerpo rígido, ver Figura V. 3 (a). Luego, el desplazamiento residual debido a flexión  $\delta_{0f}$  puede calcularse utilizando el promedio de los anchos residuales de fisuras totales en la base y el capitel del elemento. Esto se evidencia en la ecuación [V. 11]. Si se supone que el coeficiente  $n_f$  tiene un valor constante,  $\delta_{0f}$  puede determinarse también usando el máximo ancho residual de fisuras ( $maxW_{0f}$ ).

$$\delta_{0f} = R_{0f} \cdot L = \left[ \frac{1}{h-x} \cdot \left( \frac{\sum W_{0f,T} + \sum W_{0f,B}}{2} \right) \right] \cdot L = \frac{\sum W_{0f}}{h-x} \cdot L = \frac{n_f \cdot maxW_{0f}}{h-x} \cdot L$$

[V. 11]

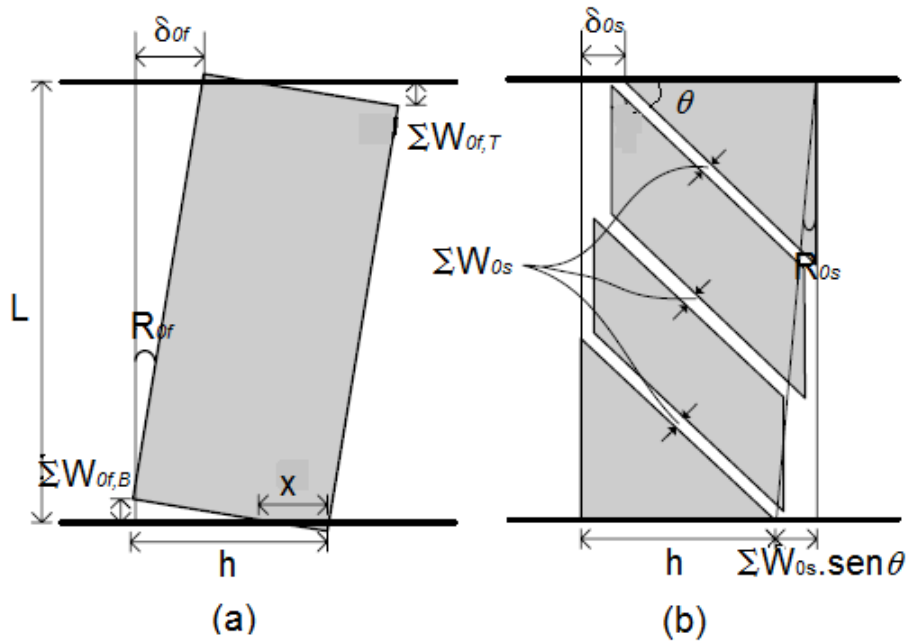


Figura V. 3 – Propuesta de Choi, Nakano y Takahashi<sup>[10]</sup>. (a) Idealización de Deformación por Flexión; (b) Idealización de Deformación por Corte.

Por otro lado, el desplazamiento residual por corte ( $\delta_{0s}$ ) de una columna de hormigón armado puede ser calculado si se conoce el ancho residual total de las fisuras por corte ( $\sum W_{0s}$ ). Esto implica que se puede determinar  $\delta_{0s}$  utilizando el máximo ancho residual de fisuras por corte ( $maxW_{0s}$ ) y el factor  $n_s$ . Este concepto se ilustra en la Figura V. 3 (b). De esta manera, se tendrá que:

$$\delta_{0s} = R_{0s} \cdot L = \left( \frac{\sum W_{0s} \cdot \text{sen}\theta}{L} \right) \cdot L = \sum W_{0s} \cdot \text{sen}\theta = n_s \cdot \text{max}W_{0s} \cdot \text{sen}\theta$$

[V. 12]

De todo lo dicho anteriormente se desprende que el desplazamiento residual total ( $\delta_0$ ) de elementos flexocomprimidos se determina como la suma del desplazamiento residual flexional (ecuación [V. 11]) y del desplazamiento residual por corte (ecuación [V. 12]), ambos calculados en función de los máximos anchos de fisuras flexionales y de corte medidos.

## V.2 METODOLOGÍA ADOPTADA PARA CLASIFICACIÓN DEL DAÑO

Contrariamente a lo que ocurre en la evaluación post-sísmica de las construcciones donde se tienen como datos las mediciones de los máximos anchos de fisuras residuales y en base a ellos se clasifica el nivel de daño de un elemento, para el caso de las columnas ensayadas, en las que no se midieron los anchos de fisuras, se cuenta con los desplazamientos residuales para cada ciclo de carga y descarga. En el apartado precedente se puso en evidencia que existen expresiones verificadas mediante ensayos que relacionan estas dos variables.

Entonces, para poder clasificar el daño de acuerdo a la guía de la JBDPA<sup>[44]</sup> se decidió emplear el criterio de Choi, Nakano y Takahashi<sup>[10]</sup> para determinar el máximo ancho de fisuras residuales. Este mismo enfoque fue utilizado con éxito por Arista Poegoeh<sup>[5]</sup> en otro estudio sobre columnas de hormigón armado.

Utilizando el criterio expuesto en V.1.c, se tiene que al sumar las ecuaciones [V. 11] y [V. 12] se obtiene el desplazamiento residual total ( $\delta_0$ ) del elemento flexocomprimido, esto es:

$$\delta_0 = \delta_{0f} + \delta_{0s} = \frac{n_f \cdot \text{max}W_{0f}}{h - x} \cdot L + n_s \cdot \text{max}W_{0s} \cdot \text{sen}\theta$$

[V. 13]

Donde:

$\delta_0$ : Desplazamiento Residual Total.

$\delta_{0f}$ : Desplazamiento Residual ocasionado por Flexión.

$\delta_{0s}$ : Desplazamiento Residual ocasionado por Corte.

$\text{max}W_{0f}$ : Máximo Ancho de Fisura Residual de Flexión.

$\text{max}W_{0s}$ : Máximo Ancho de Fisura Residual de Corte.

$n_f = \frac{\sum W_{of}}{\max W_{of}}$ : Relación entre la suma de los ancho de fisuras por flexión y el máximo ancho de fisura por flexión.

$x$ : Distancia desde la fibra más comprimida al eje neutro de la sección.

$n_s = \frac{\sum W_{os}}{\max W_{os}}$ : Relación entre la suma de los ancho de fisuras por corte y el máximo ancho de fisura por corte.

$\theta$ : Ángulo entre la fisura de corte y el eje horizontal.

Como los especímenes tratados en este trabajo fallaron por flexión y ninguno de los autores mencionó la presencia de desplazamientos residuales por corte importantes, para el cálculo de los máximos anchos residuales de fisuras se desprecia la colaboración del corte. Por lo tanto, la expresión [V. 13] se simplifica y queda reducida a [V. 11], entiéndase:

$$\delta_0 \cong \delta_{of} = \frac{\max W_{of} \cdot n_f \cdot L}{(h - x)}$$

[V. 14]

Despejando el máximo ancho de fisuras debido a flexión, se tendrá la ecuación que se usa en la clasificación del daño de la columna:

$$\max W_{of} = \frac{\delta_0 \cdot (h - x)}{n_f \cdot L}$$

[V. 15]

Otra suposición importante en este estudio es que el valor del factor  $n_f$  se mantiene constante con un valor igual a 2,00. Esta hipótesis se corresponde con mediciones de ancho de fisuras realizadas en numerosos ensayos por Maeda<sup>[31]</sup>, Choi<sup>[10]</sup> y Scotta<sup>[40]</sup> que la corroboran.

### V.3 DETERMINACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN $\eta$

En esta sección se exhiben los resultados obtenidos para los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$ . Vale la pena recordar del Capítulo II que este factor se define como la relación entre la energía que todavía puede disipar el elemento dañado y la energía total que se supone que podía disipar el elemento previo a la ocurrencia del daño.

En primer lugar, se tratará el cálculo de estos factores y la clasificación del daño para las curvas monotónicas obtenidas de los ensayo. Luego, se expondrán los resultados obtenidos para los distintos modelos numéricos de las columnas introducidos en el Capítulo IV.

### V.3.a Cálculo de Máximos Anchos de Fisuras Residuales y Clasificación de Nivel de Daño para los Resultados de los Ensayos

Para realizar este estudio fue necesario construir las curvas monotónicas de cada uno de los ensayos. Las mismas se definen como la envolvente de la curva fuerza vs. desplazamiento en el primer cuadrante del gráfico. Luego, para cada uno de los ciclos de carga se determina el desplazamiento máximo ( $\delta_{max}$ ) y el desplazamiento residual al hacer la descarga ( $\delta_0$ ). Con estos últimos y haciendo uso de la ecuación [V. 15] se calcula el máximo ancho residual de fisura ( $maxW_{of}$ ) y se define el nivel de daño para el ciclo analizado. La distancia de la fibra más comprimida al eje neutro de la sección ( $x$ ) fue obtenida en base a un análisis previo de la sección en el programa CUMBIA.

Para determinar los factores de reducción se estima la energía total disponible que es capaz de disipar el elemento sin daño como el área bajo la curva monotónica fuerza vs. desplazamiento, mientras que la energía disponible que le queda por disipar a la columna dañada se obtiene como la diferencia entre la energía total y la energía disipada en el ciclo estudiado. Las áreas respectivas fueron calculadas usando la regla del trapecio mediante un programa elaborado en MATLAB.

#### V.3.a.(i) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>

En la Tabla V. 1 se muestran los resultados obtenidos en base a la curva esqueleto del ensayo de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>. Vale la pena recordar que el desplazamiento de colapso de la columna ensayada fue de 120,00mm.

Características de Ciclo			maxW <sub>of</sub> [mm]	x [mm]	Nivel de Daño	Energía Total Disipada E <sub>T</sub> [kN.mm]	Energía Disipada por Ciclo [kN.mm]	$\eta$
$\mu_n$	$\delta_{max}$ [mm]	$\delta_0$ [mm]						
0.75	8.18	1.88	0.13	173.85	I	15741.47	316.44	0.980
2	21.22	3.89	0.32	162.52	II		1483.56	0.906
4	42.10	17.86	1.36	156.38	III		4817.78	0.694
6	64.09	38.95	2.98	154.91	IV		8110.59	0.485
8	86.19	62.81	4.84	153.36	IV		11248.77	0.285

Tabla V. 1 - Ancho de Fisuras y Factores de Reducción de Ensayo Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

En la Figura V. 4 se observa la curva esqueleto del ensayo. En la misma, también se pueden apreciar los distintos ciclos de carga y descarga para los que se calcularon los factores de reducción y se identificó el nivel de daño del elemento.

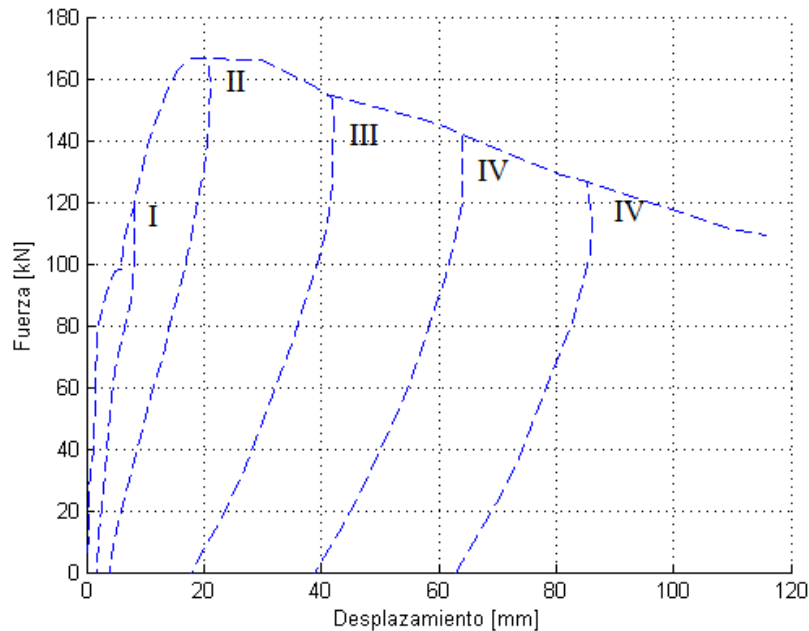


Figura V. 4 - Curva Esqueleto de ensayo Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>. Tipo de Daño para distintos ciclos de carga y descarga.

### V.3.a.(ii) Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>

En la Tabla V. 2 se realiza el mismo procedimiento para la Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>. En este caso el desplazamiento de colapso informado por el autor fue de 50,06mm y la falla se dio por pandeo de las barras longitudinales. Nótese como la curva esqueleto se extiende hasta este desplazamiento. Resulta evidente que en este caso se está tratando una columna con una ductilidad mucho más acotada que el caso anterior, esto se atribuye a la elevada carga axial.

Características de Ciclo			maxW <sub>of</sub> [mm]	x [mm]	Nivel de Daño	Energía Total Disipada E <sub>T</sub> [kN.mm]	Energía Disipada por Ciclo [kN.mm]	η
μ <sub>n</sub>	δ <sub>max</sub> [mm]	δ <sub>0</sub> [mm]						
0.75	6.99	1.59	0.07	260.00	I	12076.58	341.35	0.972
2	18.47	3.74	0.24	191.66	II		2109.60	0.825
4	37.49	9.82	0.71	167.19	II		5822.20	0.518
6	50.06	15.72	1.17	161.84	III		9022.90	0.253

Tabla V. 2 - Ancho de Fisuras y Factores de Reducción de Ensayo Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.



La Figura V. 5 muestra la curva monotónica del ensayo y las distintas ductilidades impuestas para las que se calcularon los factores de reducción y se identificó el nivel de daño.

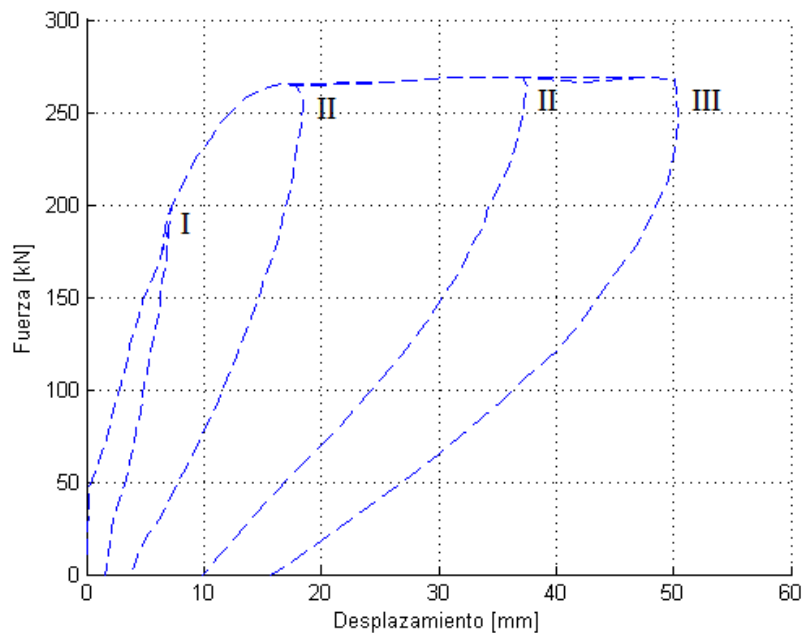


Figura V. 5 - Curva Esqueleto de ensayo Unidad 1 – Zahn<sup>[50]</sup>. Tipo de Daño para distintos ciclos de carga y descarga.

### V.3.b Determinación de Desplazamiento Residual Límite para los Distintos Niveles de Daño y Cálculo de Factores de Reducción para Modelos Numéricos

En base a los máximos anchos de fisuras residuales que se definen para dividir los distintos niveles de daño en la clasificación realizada por la norma Japonesa, haciendo uso de la expresión [V. 14] se calculan los desplazamientos residuales  $\delta_0$  que delimitan las diferentes categorías.

Luego, mediante un proceso iterativo se sometió a los modelos numéricos de las columnas descritos en el Capítulo III a diferentes desplazamientos máximos ( $\delta_{max}$ ) hasta encontrar los estados en que al descargar se obtienen estos desplazamientos residuales límites. De esta manera, se logró establecer con el uso de los modelos computacionales los límites entre los distintos tipos de daño. Finalmente, calculando la energía disponible para disipar del elemento dañado y la energía total que puede disipar el elemento en su estado original sin daño en los términos mencionados en V.3.a, se determinaron los factores de reducción de la capacidad sísmica para estos límites.

### V.3.b.(i) Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>

En este apartado se muestran los resultados obtenidos utilizando este procedimiento en los modelos numéricos de la Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

#### V.3.b.(i).01 Modelo Trilineal

En la Tabla V. 3 se observan los resultados obtenidos para el modelo trilineal. En la Figura V. 6 se encuentra graficada la curva esqueleto de este modelo. En la misma se marcan los intervalos correspondientes a los distintos tipos de daño.

$\max W_{of}$ [mm]	Nivel de Daño	$\delta_0$ [mm]	$x$ [mm]	$\delta_{max}$ [mm]	Energía Total Disipada $E_T$ [kN.mm]	Energía Disipada por Ciclo [kN.mm]	$\eta$
0.20	I	2.65	157.95	12.30	14139.64	484.25	0.966
1.00	II	12.03	157.81	26.73		2636.39	0.814
2.00	III	26.36	157.25	50.84		5335.30	0.623
>2.00	IV	71.23	157.24	119.18		12000.76	0.151
-	V	-	-	-		-	-

Tabla V. 3 - Desplazamientos Máximos y Factores de Reducción de Modelo Trilineal Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

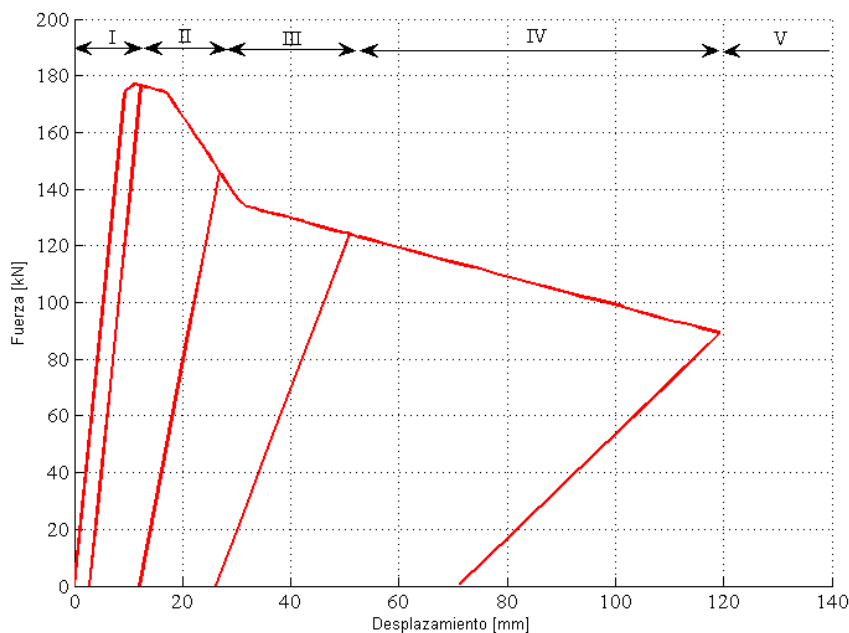


Figura V. 6 - Curva Esqueleto de Modelo Trilineal Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> con intervalos para cada nivel de daño.

### V.3.b.(i).02 Modelo de Fibras

La Tabla V. 4 contiene los desplazamientos máximos para cada tipo de daño y los factores de reducción de la capacidad sísmica calculados para el modelo de fibras de la Unidad 1 - Tanaka<sup>[42]</sup>. En la Figura V. 7 se muestra la curva esqueleto con las distintas categorías de daño marcadas en la parte superior.

$\max W_{of}$ [mm]	Nivel de Daño	$\delta_0$ [mm]	$x$ [mm]	$\delta_{\max}$ [mm]	Energía Total Disipada $E_T$ [kN.mm]	Energía Disipada por Ciclo [kN.mm]	$\eta$
0.20	I	2.63	157.92	14.29	15061.59	1049.62	0.930
1.00	II	12.03	157.79	26.42		2832.60	0.812
2.00	III	26.41	157.65	43.25		5038.32	0.665
>2.00	IV	100.23	157.24	120.35		14101.96	0.064
-	V	-	-	-		-	-

Tabla V. 4 - Desplazamientos Máximos y Factores de Reducción de Modelo de Fibras Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

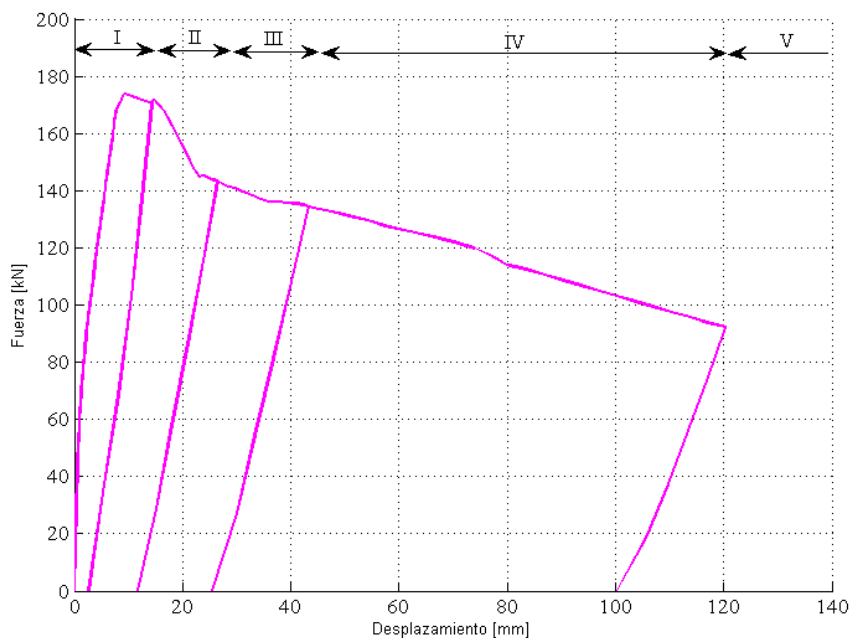


Figura V. 7 - Curva Esqueleto de Modelo de Fibras Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> con intervalos para cada nivel de daño.

### V.3.b.(i).03 Curvas $\max W_{of}$ vs. $\eta$

En la Figura V. 8 se sintetizan los resultados obtenidos tanto para los datos del ensayo como para ambos modelos numéricos. Los mismos se plasman en una curva que relaciona el máximo ancho de fisura residual (abscisas) con el factor de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  (ordenadas). Como punto de comparación, en la misma figura se graficaron en verde los valores de  $\eta$  propuestos por la JBDPA para los diferentes niveles de daño. Nótese como en general, las curvas calculadas en este estudio se encuentran por encima de los valores sugeridos en la norma para columnas dúctiles, indicando que estos últimos resultaron conservadores para la columna estudiada. La excepción más notoria a esta tendencia global ocurre en el modelo de fibras en el límite entre los tipos de daño IV y V (es decir, en las cercanías del colapso), donde la curva se encuentra por debajo de la de la norma.

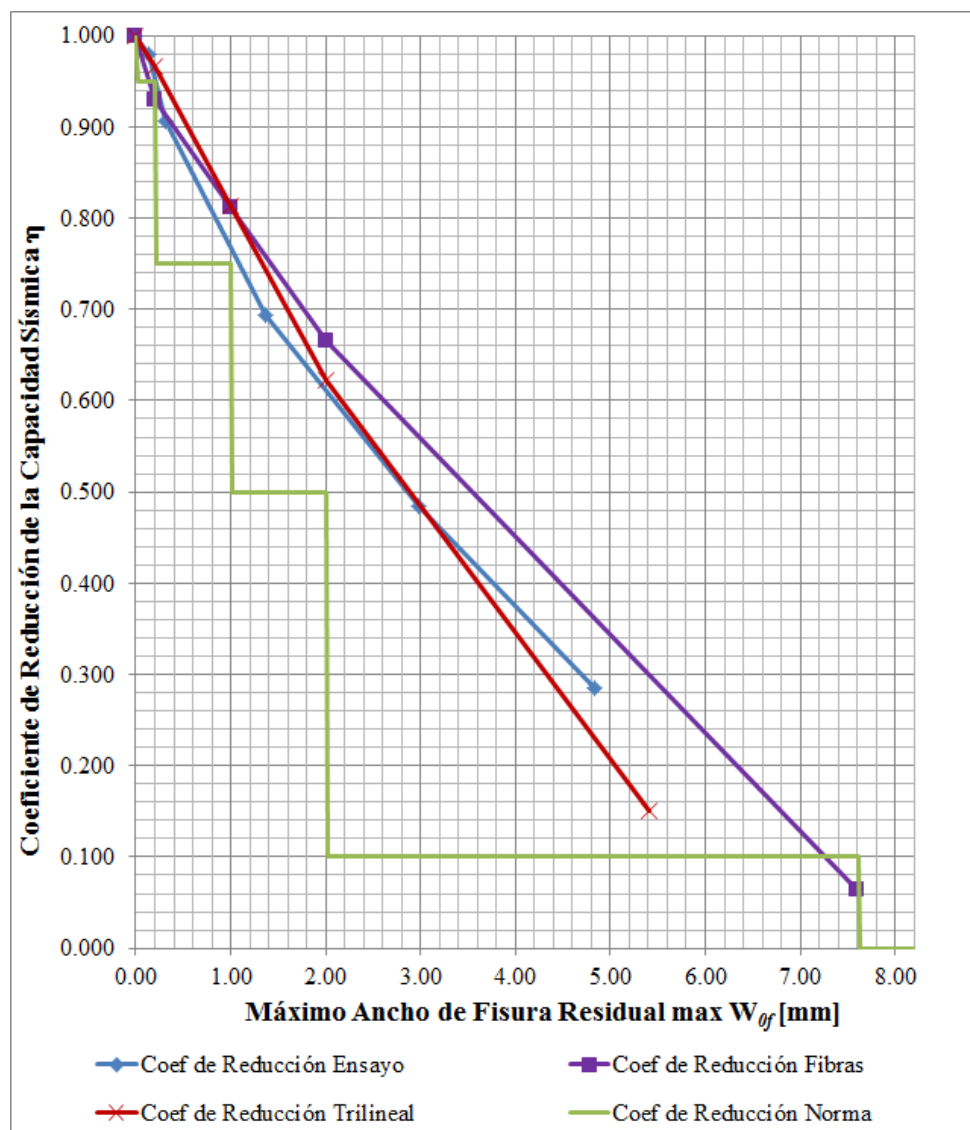


Figura V. 8 – Máx. Ancho de Fisura Residual vs. Coef. De Reducción de Capacidad Sísmica  $\eta$  para Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>.

### V.3.b.(ii) Unidad 8 - Zahn<sup>[50]</sup>

A continuación se exhiben los resultados alcanzados para los dos modelos numéricos de la Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

#### V.3.b.(ii).01 Modelo Trilineal

En la Tabla V. 5 se encuentran los coeficientes de reducción obtenidos empleando el modelo trilineal de esta columna. Asimismo, en la Figura V. 9 se grafica la curva esqueleto correspondiente a este caso y se discriminan los intervalos correspondientes a los distintos tipos de daño.

$\max W_{of}$ [mm]	Nivel de Daño	$\delta_0$ [mm]	$x$ [mm]	$\delta_{\max}$ [mm]	Energía Total Disipada $E_T$ [kN.mm]	Energía Disipada por Ciclo [kN.mm]	$\eta$
0.20	I	3.46	215.01	12.76	12801.39	946.89	0.926
1.00	II	14.39	177.55	27.23		4705.62	0.632
2.00	III	25.67	161.84	51.62		9312.53	0.273
>2.00	IV	-	-	-		-	-
-	V	-	-	-		-	-

Tabla V. 5 - Desplazamientos Máximos y Factores de Reducción de Modelo Trilineal Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

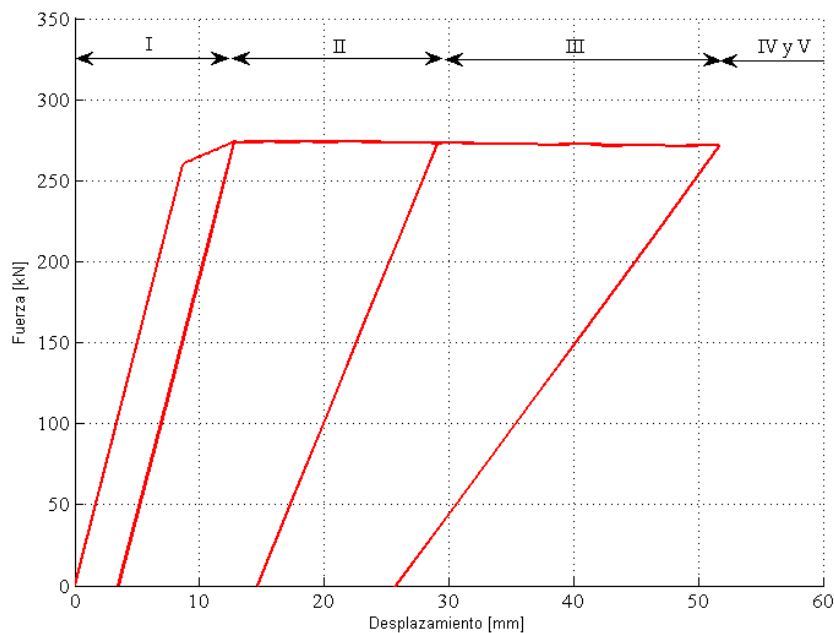


Figura V. 9 - Curva Esqueleto de Modelo Trilineal Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> con intervalos para cada nivel de daño.

### V.3.b.(ii).02 Modelo de Fibras

En la Tabla V. 6 se muestran los resultados obtenidos del modelo de fibras. La Figura V. 10 contiene la curva monotónica donde se identifican los límites para cada nivel de daño.

$\max W_{of}$ [mm]	Nivel de Daño	$\delta_0$ [mm]	x [mm]	$\delta_{\max}$ [mm]	Energía Total Disipada $E_T$ [kN.mm]	Energía Disipada por Ciclo [kN.mm]	$\eta$
0.20	I	3.07	191.66	17.76	12723.02	1655.72	0.870
1.00	II	13.55	163.88	42.81		7196.27	0.434
2.00	III	15.54	161.84	49.49		8553.55	0.328
>2.00	IV	-	-	-		-	-
-	V	-	-	-		-	-

Tabla V. 6 - Desplazamientos Máximos y Factores de Reducción de Modelo de Fibras Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

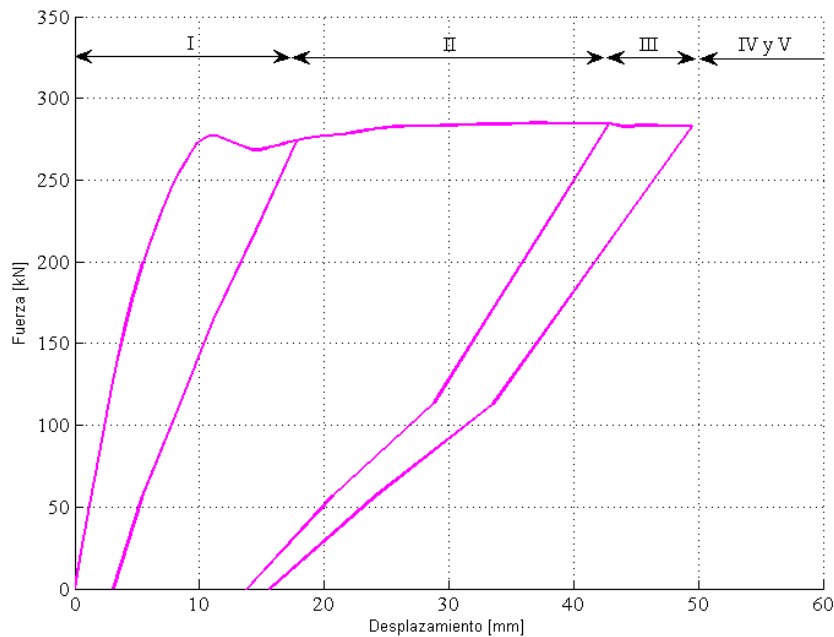


Figura V. 10 - Curva Esqueleto de Modelo de Fibras Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> con intervalos para cada nivel de daño.

### V.3.b.(ii).03 Curvas $\max W_{of}$ vs. $\eta$

En la Figura V. 11 se puede apreciar un gráfico que vincula el máximo ancho de fisura residual con el coeficiente de reducción  $\eta$ . Una vez más se dibujan en verde los factores  $\eta$  recomendados en el código, aunque en este caso se tratan de los valores sugeridos para columnas frágiles. Vale la pena destacar como en este caso las rectas correspondiente a la columna ensayada y al modelo de fibras son bastante similares, en cambio para el modelo trilineal la curva presenta una pendiente más tendida, lo que se traduce en valores de  $\eta$  más elevados que no se condicen con lo medido en los ensayos. Se hace notar también que para esta columna frágil las curvas del prototipo experimental y del modelo de fibras intersectan a la recomendada por la norma en varios puntos, a diferencia de lo que ocurrió en el caso analizado en V.3.b.(i).03.

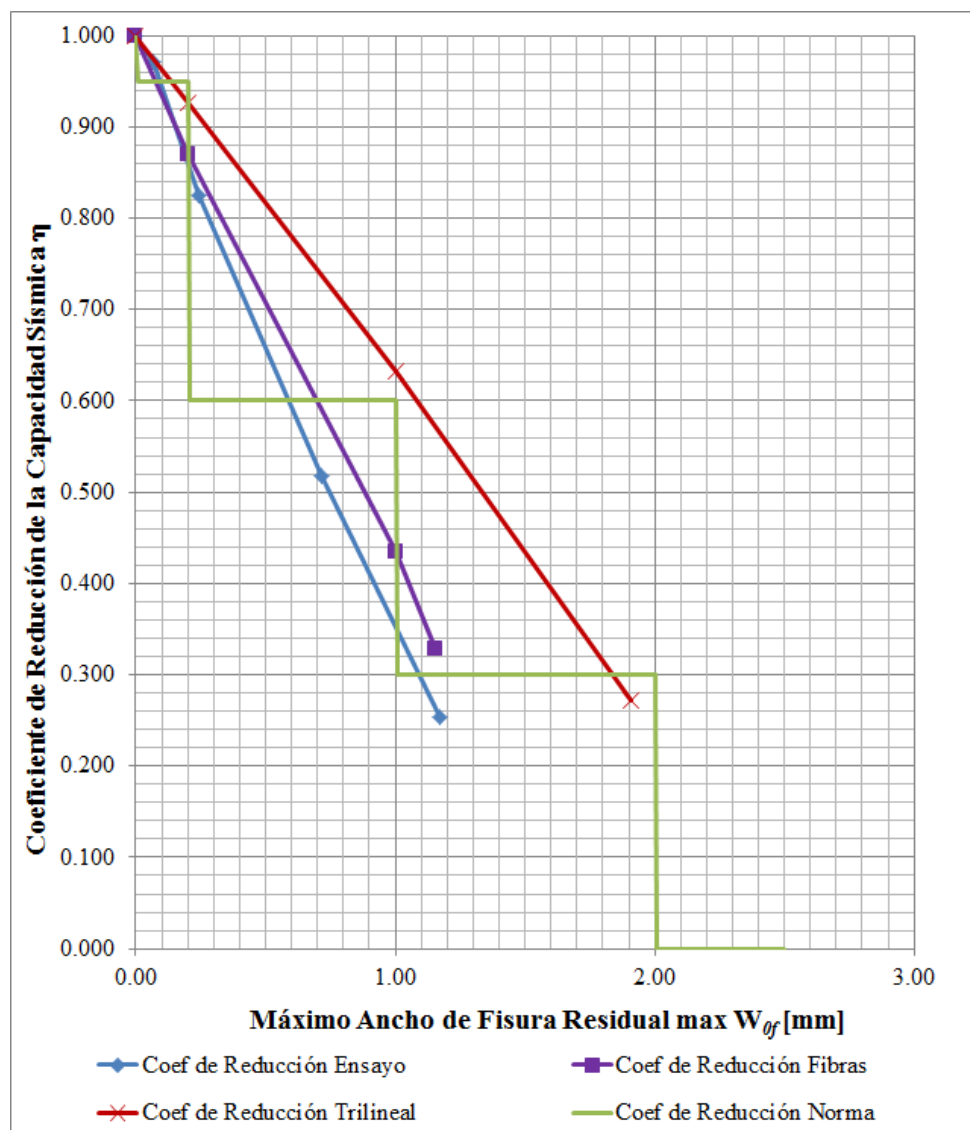


Figura V. 11 - Máx. Ancho de Fisura Residual vs. Coef. De Reducción de Capacidad Sísmica  $\eta$  para Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>.

## V.4 OBSERVACIONES FINALES

En esta sección se incluyen algunas observaciones del estudio presentado en las páginas previas. Las mismas son:

(1) Para el caso de la columna ensayada por Zahn<sup>[50]</sup>, se hace notar que no presenta un intervalo que se corresponda con el tipo de daño IV ( $maxW_{of} > 2\text{ mm}$ ). Esto se debe a que si se usa la ecuación [V. 14] para determinar el desplazamiento residual que se corresponda con un máximo ancho residual de fisura de 2mm, el desplazamiento máximo ( $\delta_{max}$ ) que corresponde a ese estado resulta mayor al desplazamiento de colapso informado por el autor (50,00mm). Este fenómeno puede atribuirse a la fragilidad del elemento y a su elevada carga axial, de hecho para nivel de daño IV en columnas frágiles la norma Japonesa establece un factor de reducción  $\eta = 0$  (como puede apreciarse en la curva verde de la Figura V. 11). Consecuentemente, se fijó que el límite entre los niveles de daño III y IV sea igual al desplazamiento de colapso de la columna.

(2) Los niveles de daño calculados para los desplazamientos máximos logrados en los distintos ciclos de carga de los ensayos (Figura V. 4 y Figura V. 5), estuvieron en su mayor parte dentro de los intervalos definidos para cada nivel de daño mediante los modelos numéricos. La única excepción se dio para la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup> en el ciclo de ductilidad nominal 4,00 al que le corresponde un tipo de daño II, mientras que para el modelo trilineal se ubicó dentro del intervalo definido para el nivel de daño III.

(3) Los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  para las columnas analizadas resultaron similares a los valores especificados por la norma japonesa. En el caso de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, los coeficientes de reducción se encontraron en general por encima de los valores propuestos. Esto se aprecia claramente en la Figura V. 8, donde para un determinado ancho de fisura residual los factores de reducción del código resultan menores que los de las curvas trazadas para los distintos casos analizados. Para la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup> puede decirse que la curva de los factores de reducción para el modelo trilineal arrojó valores elevados con respecto a los resultados del ensayo. En cambio, la curva correspondiente al modelo de fibras se ajusta con la del prototipo y siguen de manera aproximada los valores sugeridos por la norma.



---

# CAPÍTULO VI

## CALIBRACIÓN DEL ÍNDICE DE CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

---

El presente capítulo considera los efectos dinámicos en la determinación de la capacidad sísmica residual de columnas de hormigón armado. Esto se realiza mediante la introducción del índice de capacidad sísmica residual basado en la respuesta sísmica ( $R_{dyn}$ ). En las páginas que continúan se discute la metodología elaborada por Maeda y Kang<sup>[32]</sup> para calcular este índice, así como también las limitaciones de la misma. Además, se presentan los cuatro acelerogramas seleccionados para realizar el estudio de la capacidad sísmica residual dinámica. Con respecto a los análisis dinámicos no lineales, se especifica el método de integración utilizado en la resolución de la ecuación de movimiento y se presentan las relaciones de amortiguamiento ingresadas al programa. Los resultados de estos análisis pueden ser consultados en el Anexo B. Para cada uno de los modelos numéricos de las columnas descritas en el Capítulo IV como para cada uno de los registros elegidos, se determinan los índices de capacidad sísmica basados en la respuesta sísmica a partir de los resultados de análisis dinámicos. Se comparan los resultados obtenidos con los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  calculados utilizando cargas estáticas en el Capítulo V y con los valores fijados por la JBDPA<sup>[44]</sup> tanto para columnas dúctiles y frágiles. También se analizan en profundidad las relaciones existentes entre los factores de amplificación y los desplazamientos máximos de las columnas para cada nivel de daño.

## VI.1 CONCEPTO DEL ÍNDICE DE CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL BASADO EN LA RESPUESTA SÍSMICA $R_{dyn}$

En la Guía de Evaluación del Daño de la JBDPA<sup>[44]</sup> se define el factor de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  como el cociente entre la energía residual  $E_r$  que es capaz de disipar un elemento estructural dañado y la energía total  $E_T$  que era capaz de disipar el mismo elemento pero en su estado original sin daño, ambas energías son obtenidas a partir de la curva monotónica fuerza lateral – desplazamiento del elemento. Esto pudo verse con claridad en el procedimiento aplicado para determinar  $\eta$  en el Capítulo V. Consecuentemente, puede decirse que para determinar estos factores no se tuvo en cuenta el efecto dinámico de la sollicitación cíclica generada por un sismo.

Para poder considerar estos efectos, dicha guía define el índice de capacidad sísmica residual basado en la respuesta sísmica, denotado como  $R_{dyn}$ . En la Figura VI. 1 puede observarse un diagrama conceptual donde se muestran los factores de amplificación aplicados sobre un determinado registro de aceleraciones del terreno de forma que una estructura con distintos niveles de daño sometida a estas excitaciones colapse. En general, puede esperarse que un elemento estructural sin daño sea capaz de soportar excitaciones con mayores factores de amplificación. En cambio, una estructura dañada puede colapsar ante registros con factores de escalas más bajos.

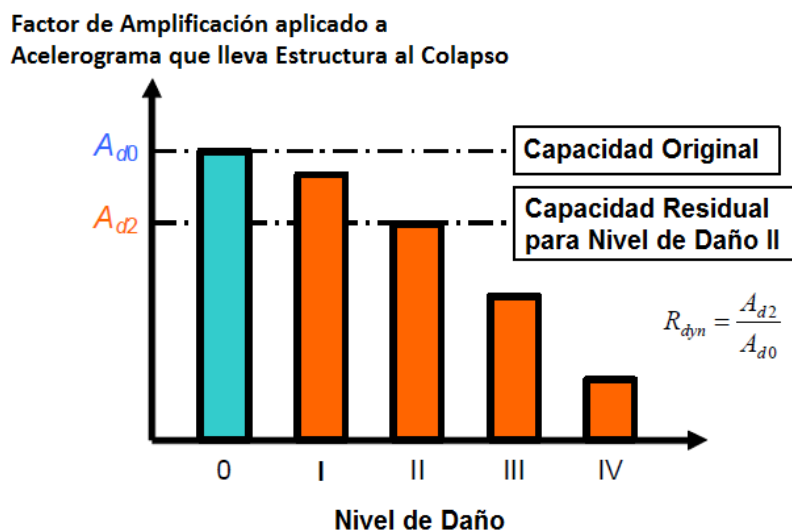


Figura VI. 1 – Intensidad Máxima del Movimiento del Terreno para Diferentes Niveles de Daño y Concepto de Índice  $R_{dyn}$ .

Para evaluar el índice  $R_{dyn}$ , Maeda y Kang<sup>[32]</sup> tomaron como referencia de la capacidad sísmica a los factores de amplificación que se aplican a un determinado registro de aceleraciones del terreno de manera tal que un sistema estructural sometido a esta excitación presente diferentes niveles de daño. Luego, el índice de capacidad sísmica residual basado en la respuesta sísmica ( $R_{dyn}$ ) se define como la relación entre dos factores de amplificación aplicados sobre un determinado acelerograma de manera que:

$$R_{dyn} = \frac{A_{di}}{A_{d0}}$$

[VI. 1]

Con:

$A_{d0}$ : Máximo factor de amplificación aplicado a un determinado acelerograma de forma que el mismo produzca el colapso de una estructura que parte de un estado sin daño.

$A_{di}$ : Máximo factor de amplificación aplicado al mismo acelerograma de forma que produce el colapso de la estructura partiendo de un nivel de daño  $i$ .

Dichos factores de amplificación son evaluados mediante análisis dinámicos no lineales en sistemas de un grado de libertad para varios niveles de daño.

## VI.2 MÉTODO DE MAEDA Y KANG<sup>[32]</sup>

Maeda y Kang<sup>[32]</sup> realizaron estudios para determinar el índice  $R_{dyn}$  sobre modelos numéricos de columnas con distintos períodos, los mismos se realizaron aplicando el modelo histerético de Takeda (popular para elementos de hormigón armado). A través de análisis dinámicos no lineales se intentó determinar la relación entre el factor de amplificación aplicado a un acelerograma de entrada y la máxima demanda de desplazamiento (o de ductilidad) sobre las columnas. En la Figura VI. 2 se pueden apreciar los resultados obtenidos por estos autores para una columna de un grado de libertad con una ductilidad de colapso igual a 3 ( $\mu_{col} = 3,00$ ) y período  $T = 0,20 \text{ seg}$  sometida al sismo artificial Wave – S, Figura VI. 2 (a), y al acelerograma de El Centro componente Norte – Sur, Figura VI. 2 (b).

Como puede observarse en la figura, la ductilidad demandada se incrementa con el factor de amplificación aplicado al acelerograma. Las líneas llenas indican la ductilidad demandada para el sistema original que comienza sin daño. Los puntos rojos marcados sobre las líneas llenas corresponden al punto de la ductilidad de colapso, en este caso igual a 3. Por lo tanto, este punto sirve para indicar el factor de amplificación para el que se produce el colapso de la estructura partiendo de un estado original sin daño. Es decir, el valor de  $A_{d0}$ .

Posteriormente, se determina el factor de amplificación que produce una demanda de desplazamiento (o ductilidad) correspondiente a un nivel de daño  $i$  sobre el elemento original sin daño. Tomando el estado de la estructura deformada luego de esta entrada como punto de partida, la misma es sometida a un número de réplicas y se obtienen las demandas de ductilidades máximas exigidas por cada caso. De esta manera, se pueden graficar las curvas para el elemento dañado (las que se encuentran en trazo en la Figura VI. 2). De ellas se obtiene el factor de amplificación de la entrada para el punto rojo en el que se produce la demanda de ductilidad de colapso, el mismo corresponde al valor de  $A_{di}$ .

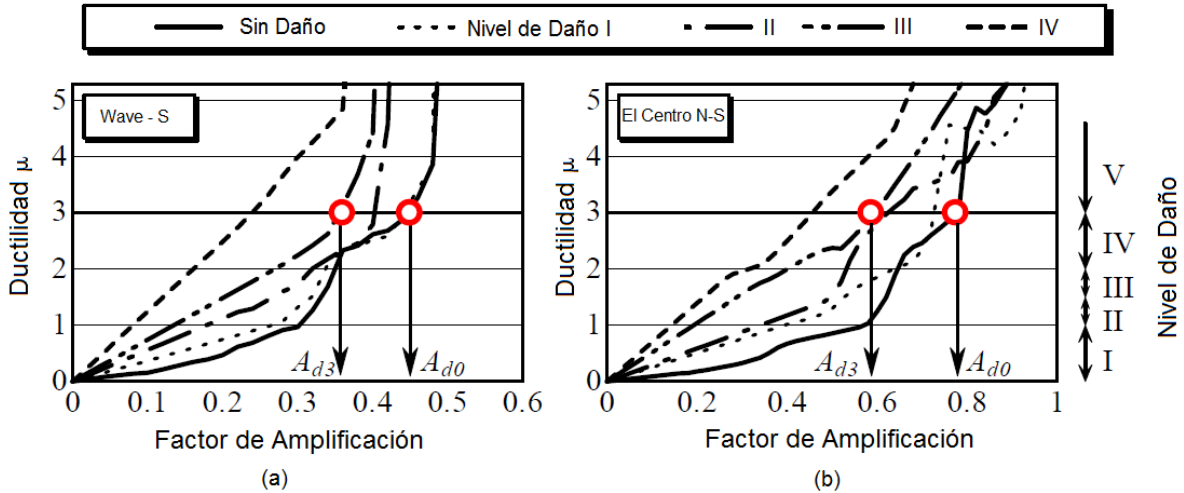


Figura VI. 2 – Factor de Amplificación vs. Ductilidad para columna con  $T = 0,20 \text{ seg}$  y  $\mu_{col} = 3,00$  (a) Sismo Artificial Wave – S; (b) Sismo El Centro Comp. N-S. Maeda y Kang<sup>[32]</sup>.

En la publicación de Maeda y Kang<sup>[32]</sup> el sismo principal (*mainshock*) fue separado de la réplica (*aftershock*) ingresando una aceleración de  $0 \text{ m/seg}^2$  durante un intervalo de tiempo de  $5 \text{ seg}$ . Esto logra minimizar la vibración debida al sismo principal, aunque no representa el fenómeno de cómo se dan las réplicas en la realidad. La Figura VI. 3 exhibe un ejemplo de la respuesta obtenida en términos de ductilidad demandada en función del tiempo para un análisis de este tipo realizado utilizando el acelerograma de El Centro. En el gráfico puede observarse que la máxima ductilidad demandada por el *mainshock* fue de 2, lo que corresponde a un nivel de daño III, mientras que para el *aftershock* se alcanzó la ductilidad de colapso del elemento ( $\mu_{col} = 3,00$ ).

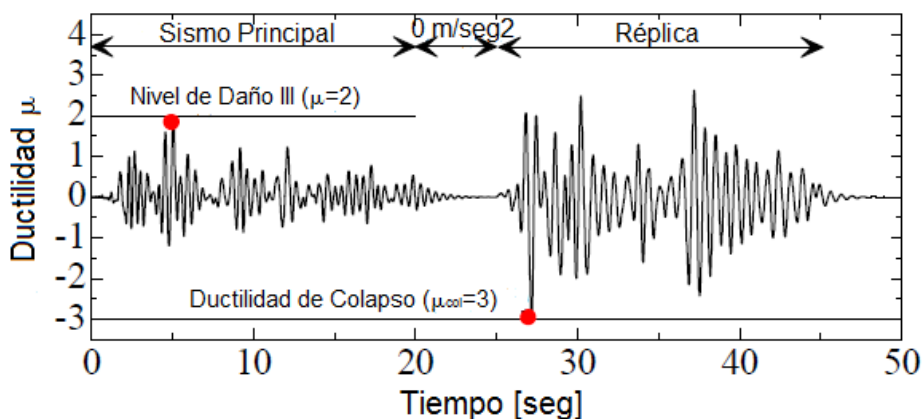


Figura VI. 3 – Respuesta en el Tiempo de un Sistema Sometido a un Sismo Principal y a una Réplica. Maeda y Kang<sup>[32]</sup>.

Para el ejemplo tratado en la Figura VI. 3 se tiene que el elemento estructural evitó la falla durante el sismo principal, pero finalmente colapso durante la réplica. El factor de amplificación

aplicado al acelerograma de la réplica constituye el máximo movimiento del terreno que pudo soportar la estructura analizada partiendo de un estado con nivel de daño III, o sea  $A_{d3}$ . De acuerdo a esto, el índice  $R_{dyn}$  puede calcularse aplicando la expresión [VI. 1].

Haciendo uso del procedimiento recién descrito, estos investigadores determinaron el índice  $R_{dyn}$  para elementos flexocomprimidos con distintos períodos y sometidos a diferentes acelerogramas. Algunos de los resultados obtenidos en este estudio se aprecian en la Figura VI. 4, donde también se graficaron los factores de reducción  $\eta$  obtenidos mediante métodos estáticos.

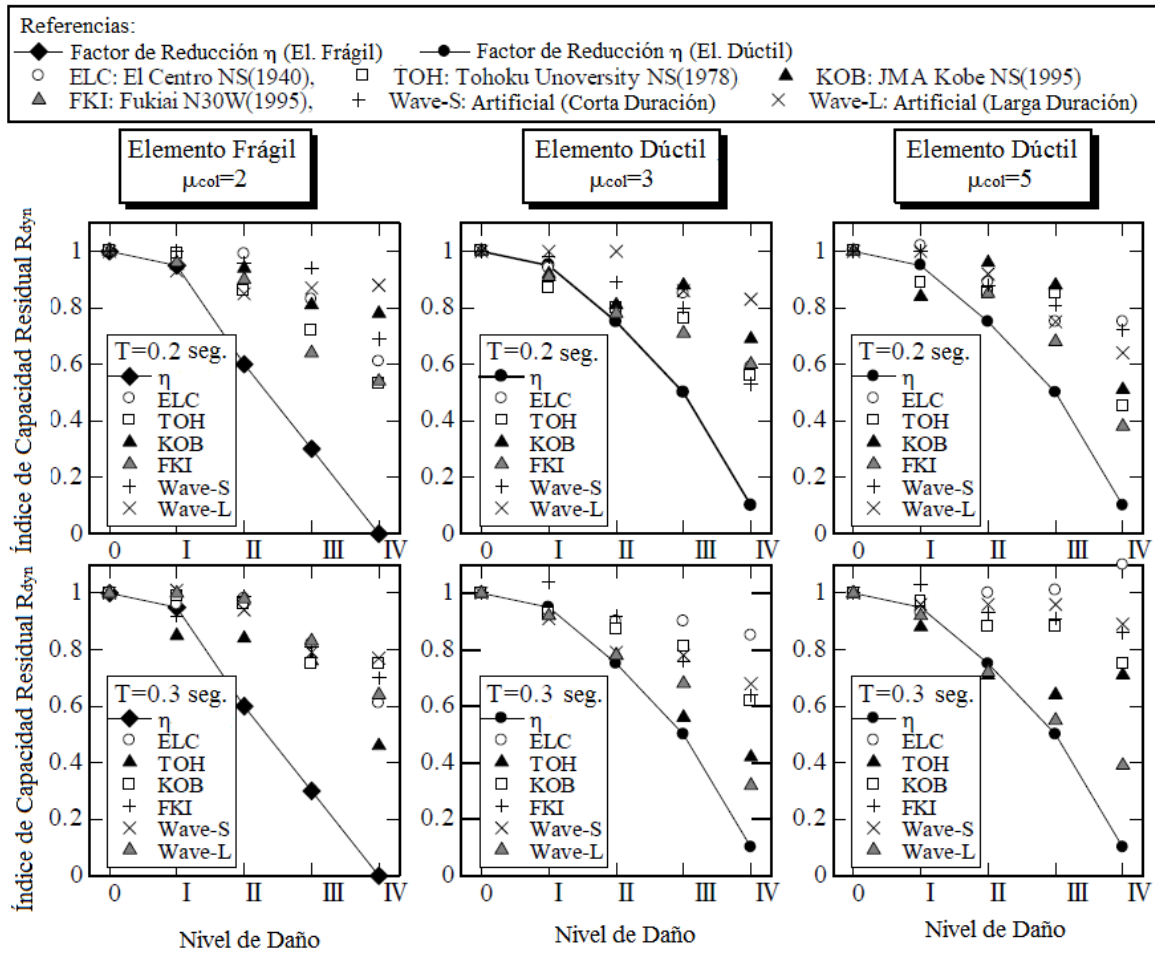


Figura VI. 4 – Resultados de  $R_{dyn}$  obtenidos por Maeda y Kang<sup>[32]</sup> para elementos con distintas ductilidades de colapso, períodos y sometidos a diferentes sismos.

## VI.2.a Limitaciones de Índice $R_{dyn}$

De la definición del índice de capacidad sísmica residual basado en la respuesta sísmica dada por la ecuación [VI. 1] y de la manera recién descrita en que se calcula el mismo, surgen distintas limitaciones para  $R_{dyn}$ . Las mismas se enumeran a continuación.

(1) El índice  $R_{dyn}$  depende de la máxima intensidad de la réplica que es capaz de soportar el elemento dañado, sin embargo el concepto general de la capacidad sísmica residual se refiere a la energía que es aún capaz de disipar un elemento estructural dañado. Es decir que en realidad la capacidad sísmica residual debe ser independiente de la magnitud de la réplica que actúe sobre el sistema dañado. De esto se sigue que el índice  $R_{dyn}$  es sólo una medida indirecta de la capacidad sísmica residual, y por ello debe tomarse sólo como un indicador de la misma.

(2) Para determinar el índice  $R_{dyn}$  se supone que tanto el *mainshock* como el *aftershock* se encuentran representados por un único acelerograma, la diferencia radica en el factor de amplificación que se le aplica a las aceleraciones del registro para el sismo principal y la réplica. En otras palabras, el método propuesto por Maeda y Kang<sup>[32]</sup> no contempla la posibilidad de que el *aftershock* presente una variación distinta en el tiempo a la que tiene el *mainshock*.

## VI.3 METODOLOGÍA PROPUESTA

### VI.3.a Aspectos Generales

En este trabajo se hace un estudio similar al que se expuso en el apartado VI.2 con el objetivo de determinar los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica para los modelos numéricos de las columnas descritos en el Capítulo III.

Tal como proponen Maeda y Kang<sup>[32]</sup>, aquí también se toma como referencia de la capacidad sísmica de un elemento con nivel de daño  $i$  al factor de amplificación aplicado a un determinado acelerograma que es capaz de llevar a dicho elemento dañado al colapso.

Como diferencia, puede marcarse que en el presente trabajo se utilizaron los desplazamientos máximos producidos por un sismo en lugar de la máxima ductilidad demandada por el mismo (como se muestra en las Figura VI. 2 y Figura VI. 3). Esto se debe a que se considera que el desplazamiento máximo demandado es una variable más objetiva que la ductilidad demandada, ya que es independiente del desplazamiento de fluencia cuya determinación es más bien subjetiva y puede variar de acuerdo a cada autor y para cada modelo histerético.

Además, como el programa utilizado permite retornar a un estado estático luego de someter un modelo a solicitaciones dinámicas, no fue necesario unir el *mainshock* y el *aftershock* en un único acelerograma separándolos uno del otro con un intervalo de 5 segundos con aceleración nula (como se muestra en la Figura VI. 3). Esto no representa lo que ocurre en la realidad. Lo que se hizo fue someter a los modelos de las columnas a un acelerograma que represente el sismo principal, luego de este análisis se retornó a un estado estático y finalmente se aplicó otro acelerograma separado que representa la réplica.

En los apartados que continúan se describen en profundidad los principales aspectos de este estudio.

### **VI.3.b Acelerogramas Utilizados**

Para realizar este estudio se hizo uso de un total de cuatro acelerogramas con diferentes características. La elección de los mismos se realizó con el criterio de representar de manera adecuada las características de los sismos típicos de las zonas sísmicas 2 y 4 de la República Argentina. Se incluye también un acelerograma artificial compatible con el espectro propuesto por el reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013)<sup>[39]</sup> para la zona sísmica 4. Adicionalmente, se incluyó también un acelerograma internacional para poder ampliar la base de los resultados y comparar con los resultados obtenidos en investigaciones previas.

#### **VI.3.b.(i) Acelerograma de Cauçete (ACAU)**

En la Figura VI. 5 se grafica la componente Norte – Sur del acelerograma de Cauçete registrada el 23 de Noviembre de 1977 en el Instituto de Investigaciones Antisísmicas “Ing. Aldo Bruschi”, ciudad de San Juan. La duración del sismo fue de alrededor de 70 segundos, observándose un pico de aceleración de  $0,19 \cdot g$ .

#### **VI.3.b.(ii) Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (ACE1-Z4)**

Este acelerograma artificial, representado en la Figura VI. 6, fue elaborado partiendo de una señal con distribución gaussiana, modificando el contenido de frecuencias del mismo de manera que aproximadamente coincida con el espectro correspondiente a la zona sísmica 4 con tipo de suelo  $S_d$  (tipo espectral 2) según el reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013)<sup>[39]</sup>. Se puede encontrar más información sobre el proceso de elaboración de este acelerograma en el Anexo C. Por otro lado, en la Figura VI. 7 puede apreciarse la similitud entre los espectros elásticos de pseudo-aceleración de la norma y del acelerograma propuesto.

De la Figura VI. 6 se desprende que el registro elaborado posee una duración total de 60 segundos y presenta un *PGA* de alrededor de  $0,43 \cdot g$ .

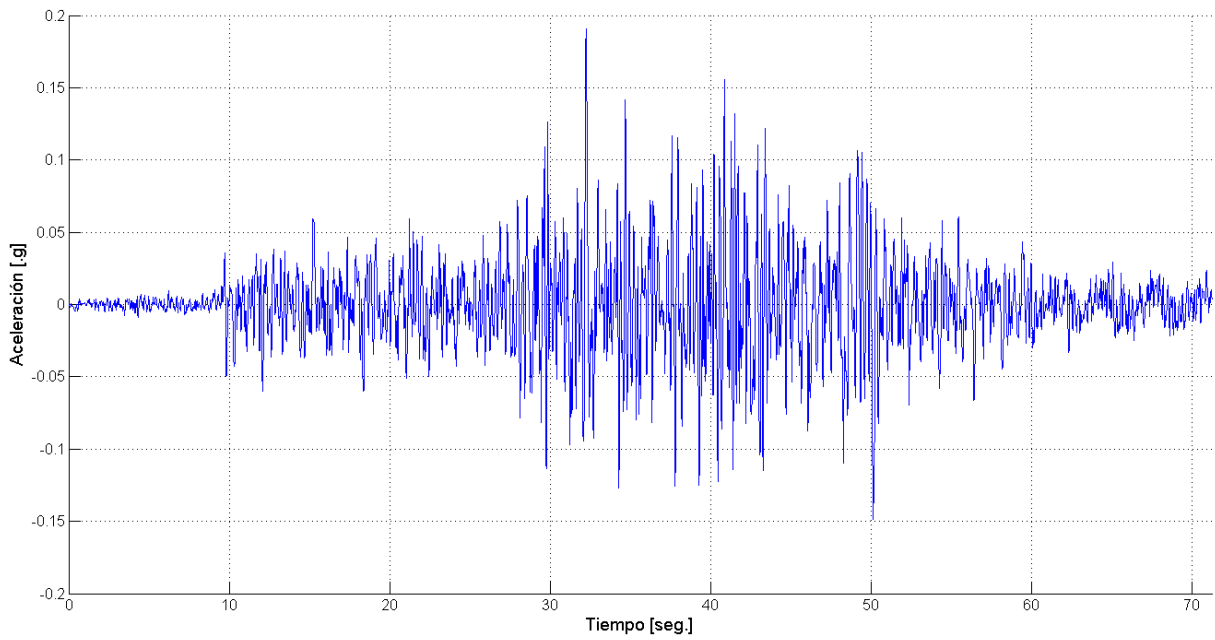


Figura VI. 5 – Componente Norte – Sur de Acelerograma de Cauce (ACAU), Registro IDIA 23/11/1977.

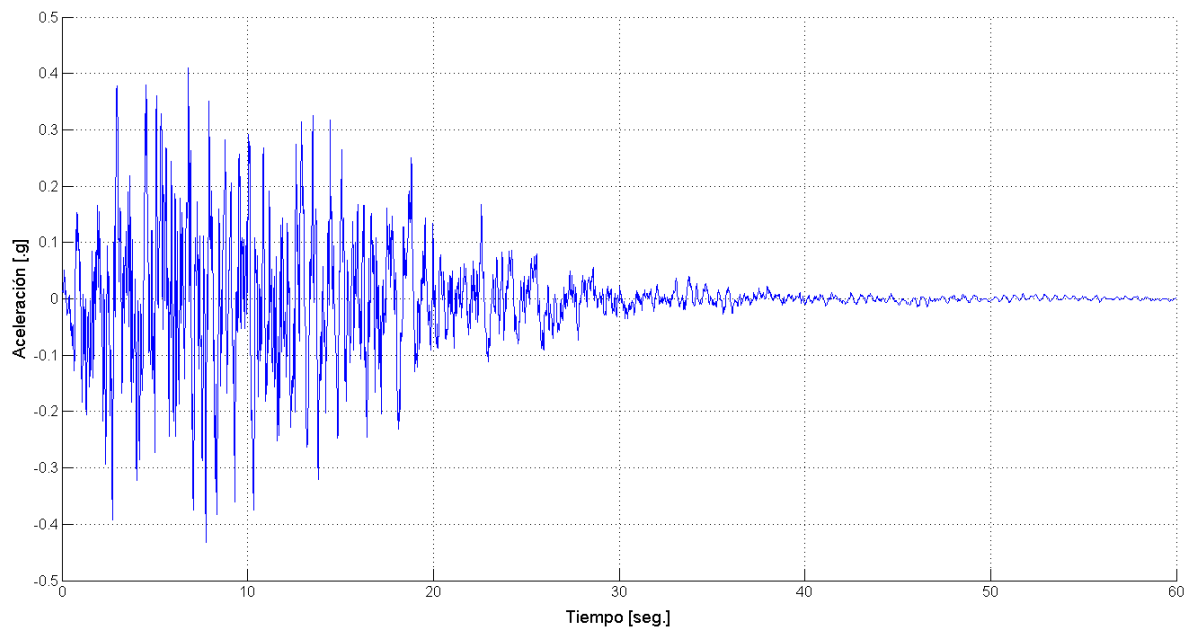


Figura VI. 6 – Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona Sísmica 4 (ACE1-Z4).



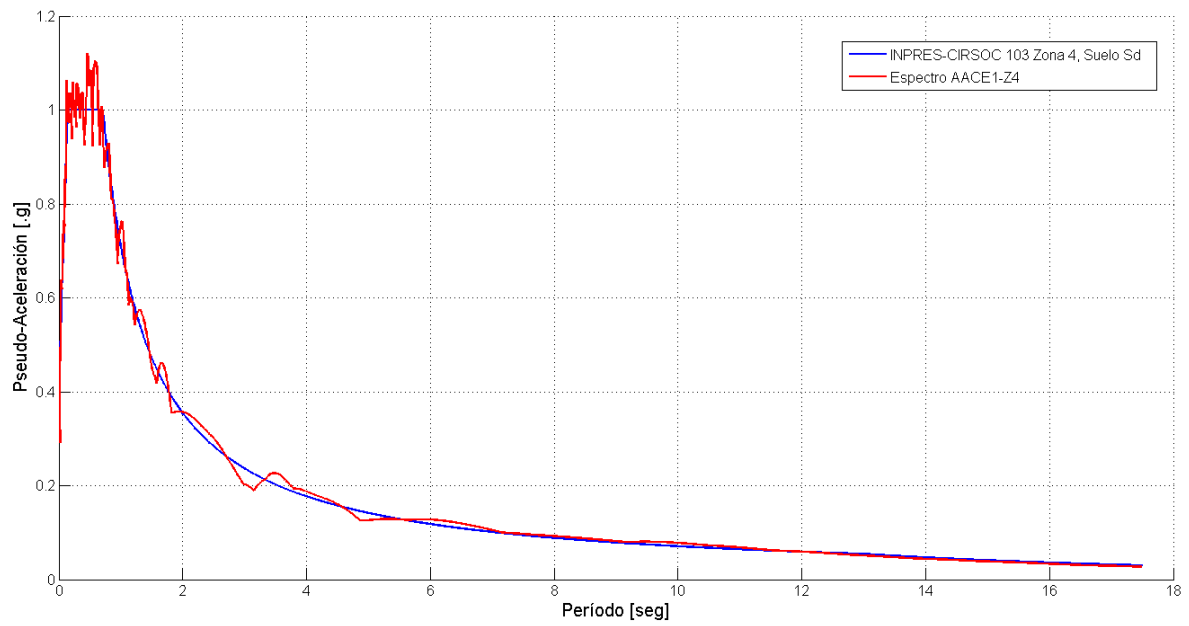


Figura VI. 7 – Espectros Elásticos de Pseudo-Aceleración Norma INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013)<sup>[39]</sup> vs. AACE1-Z4.

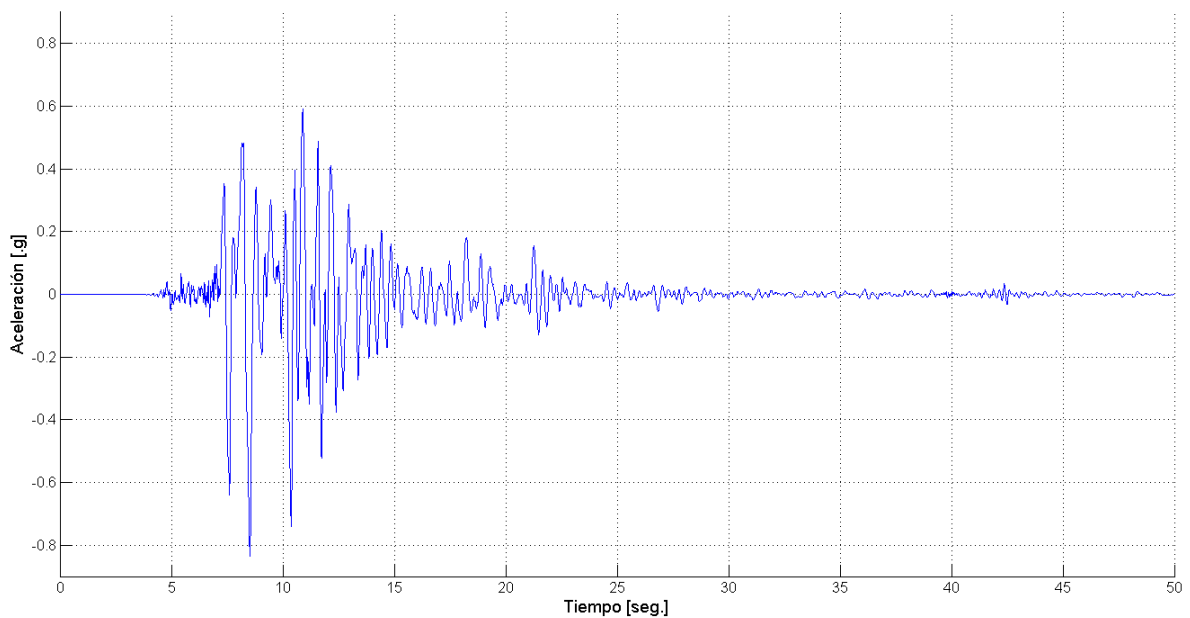


Figura VI. 8 – Componente Norte – Sur de Acelerograma registrado en el Observatorio de Kobe 17/01/1995 (AKOB).

### VI.3.b.(iii) Acelerograma de Kobe (AKOB)

El registro internacional elegido para este estudio corresponde a la componente Norte-Sur medida en el Observatorio de Kobe durante el Gran Terremoto de Hanshin ocurrido el 17 de Enero de 1995 en Japón. La misma se encuentra graficada en la Figura VI. 8 . Este registro fue seleccionado ya que se encuentra presente en varias investigaciones sobre capacidad sísmica residual realizadas por autores japoneses.

Se hace notar que este acelerograma posee una duración total cercana a los 50 segundos y una aceleración pico de terreno de  $0,83 \cdot g$ .

### VI.3.b.(iv) Acelerograma de El Cadillal (ACAD)

Este registro fue elegido para representar sismos característicos de la zona sísmica 2 de la República Argentina. Se trata de la componente longitudinal del acelerograma registrado en la estación ubicada en el depósito del dique El Cadillal (provincia de Tucumán) el día 4 de Noviembre de 2003. La misma puede apreciarse en la Figura VI. 9.

Con respecto a este acelerograma, puede decirse que su duración fue bastante menor que los descriptos anteriormente, sobrepasando ligeramente los 16 segundos. No obstante, el *PGA* medido fue de  $0,21 \cdot g$ .

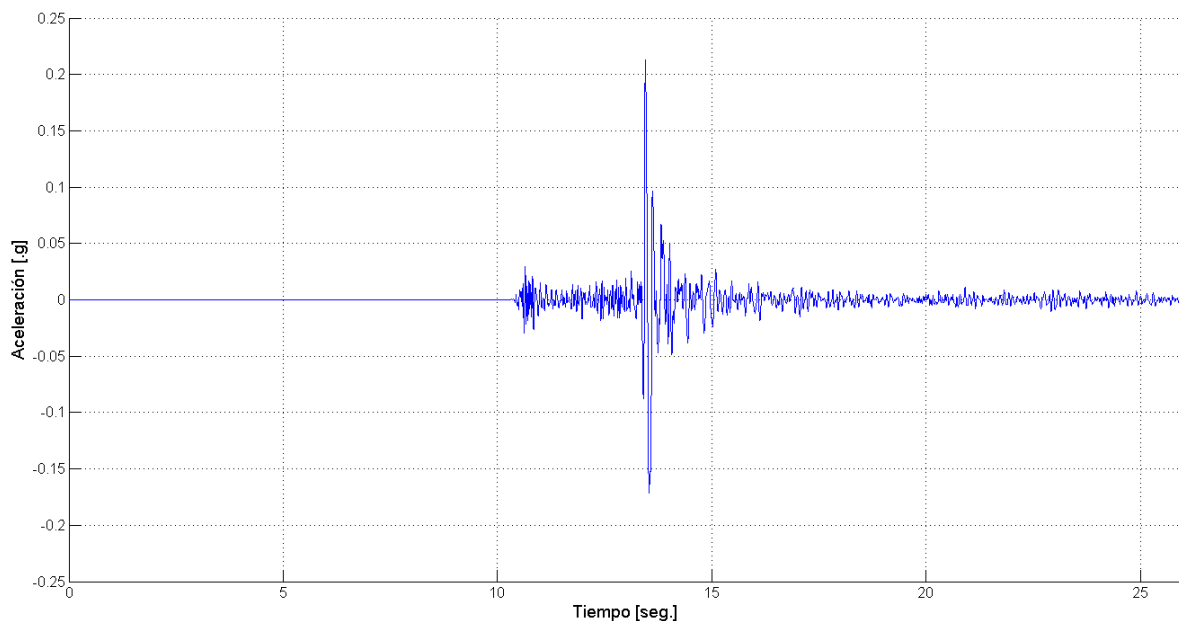


Figura VI. 9 – Componente Longitudinal de Acelerograma Estación Depósito El Cadillal 04/11/2003 (ACAD).

## VI.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta sección se muestran los principales resultados de los análisis dinámicos no lineales realizados a los modelos numéricos de las columnas de Tanaka<sup>[42]</sup> y Zahn<sup>[50]</sup>. Se hace especial hincapié en la parte de los resultados que se utiliza para el cálculo del índice de capacidad sísmica residual basado en la respuesta sísmica. Para mayores detalles sobre las relaciones desplazamiento - tiempo, fuerza - tiempo y desplazamiento - fuerza encontradas en este tipo de análisis se puede recurrir al Anexo B. A modo de ejemplo, en la Figura VI. 10 se incluye un gráfico que muestra los resultados obtenidos usando el acelerograma de Caucete en el modelo de fibras de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>. Como se observa en la misma, el *mainshock* (en verde) produce un desplazamiento máximo en el sistema que se corresponde con un nivel de daño III mientras que el *aftershock* (línea punteada en negro) produce el colapso de la estructura al alcanzar  $\delta_{col} = 120mm$ .

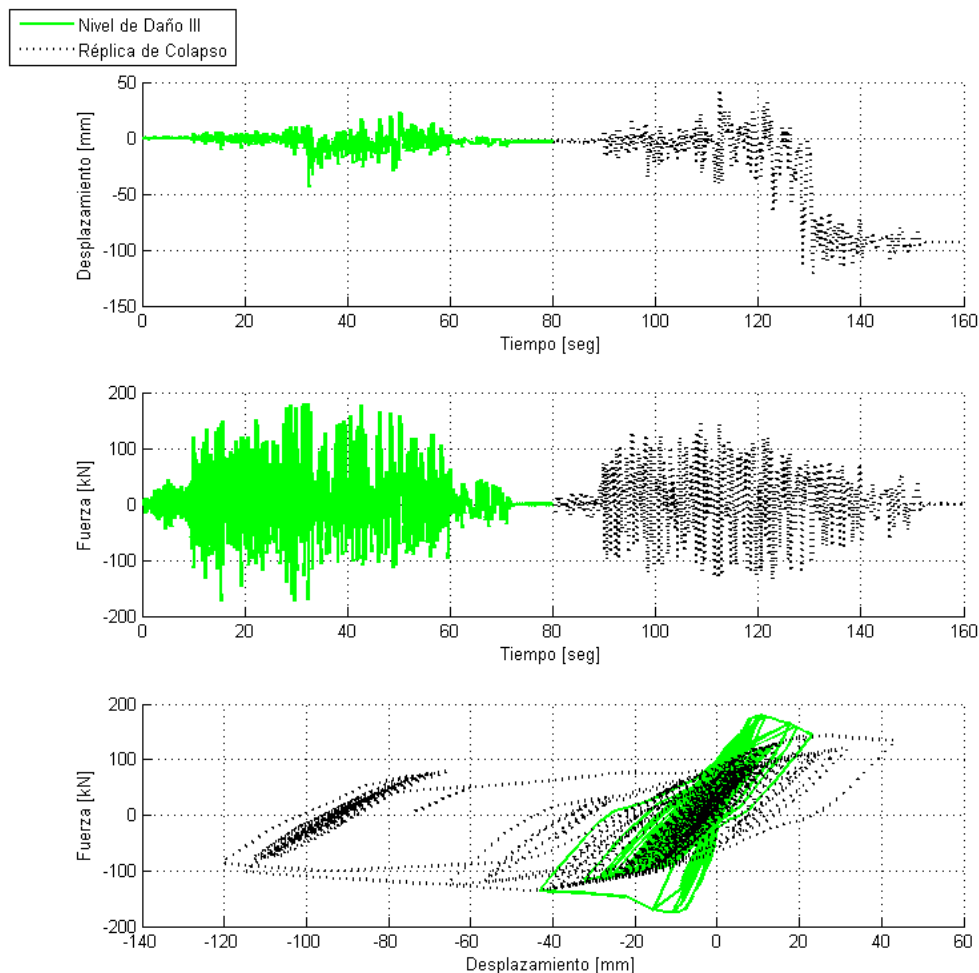


Figura VI. 10 – Modelo de Fibras de Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>. *Mainshock*: Nivel de Daño III; *Aftershock*: Colapso (ACAU).

En este capítulo se incluyen las curvas de daño (del tipo de la Figura VI. 2) y la determinación del índice  $R_{dyn}$  para cada caso. Además, se realiza la comparación de los mismos con los valores propuestos por la norma.

Asimismo, se debe decir que los intervalos correspondientes a los diferentes niveles de daño (cuantificados como desplazamientos máximos para este caso) se corresponden con los calculados en el Capítulo V para cada columna.

## VI.4.a Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup>

### VI.4.a.(i) Modelo Trilineal

#### VI.4.a.(i).01 Acelerograma de Cauçete (ACAU)

En la Tabla VI. 1 se exhiben los resultados encontrados realizando el procedimiento indicado anteriormente en el modelo trilineal de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>. Se hace notar que en esta tabla y en las que continúan en las secciones siguientes, la columna titulada “Factores de Amplificación” se refiere al factor de amplificación que se debe aplicar a las aceleraciones del registro original para lograr un desplazamiento máximo igual al señalado en la columna pertinente, de ello se deduce que el factor correspondiente al nivel de daño IV (considerado como el colapso del elemento) es igual al valor de  $A_{d0}$  en la ecuación [VI. 1]. Por otro lado, los valores especificados en la columna “ $A_{di}$ ” corresponden a los que se encuentran en la expresión [VI. 1], es decir a los factores de amplificación de la réplica que producen el colapso del elemento con un nivel de daño  $i$ .

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	12.30	0.910	2.778	0.997
II	26.73	1.375	2.790	1.002
III	50.84	2.385	2.860	1.027
IV	119.18	2.785	1.800	0.646

Tabla VI. 1 – Resultados  $R_{dyn}$  Modelo Trilineal Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Acelerograma de Cauçete (ACAU).

En la Figura VI. 11 se pueden apreciar las curvas que relacionan los factores de amplificación aplicados al acelerograma con los desplazamientos máximos ( $\delta_{max}$ ) para los distintos niveles de daño. Nótese que para el caso de las curvas correspondientes a los niveles de daño distintos de 0 (o sea, todas las curvas excepto la que corresponde al elemento en su estado original sin daño), se grafican los desplazamientos máximos y los factores de amplificación de las réplicas.

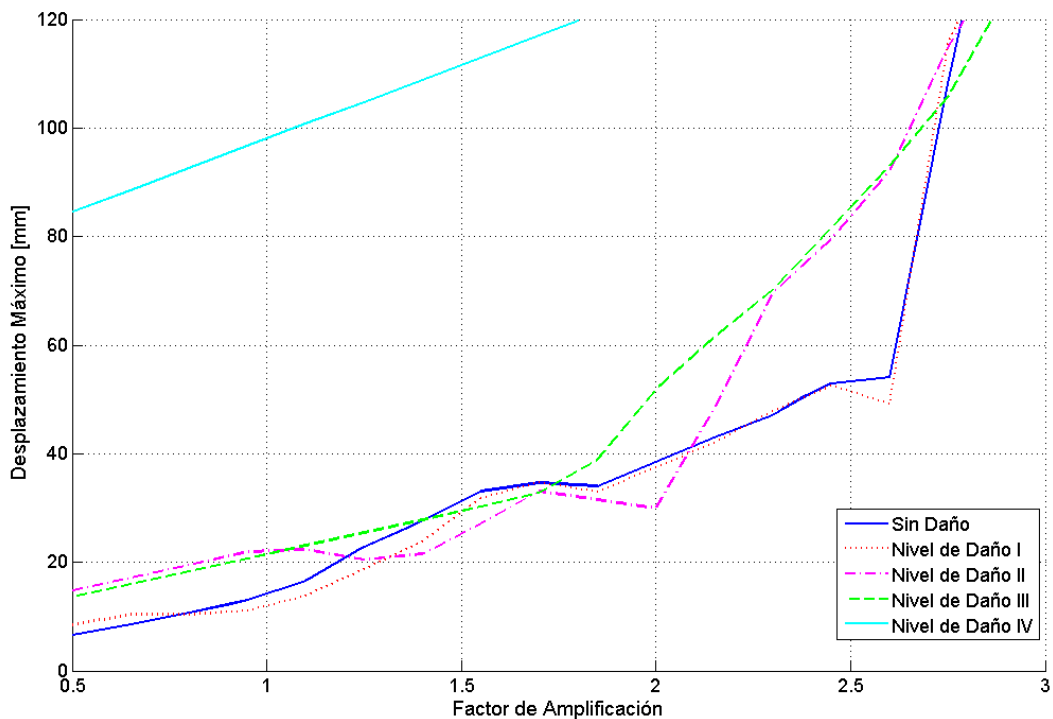


Figura VI. 11 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAU).

Adviértase como para este caso hay índices  $R_{dyn}$  que superan la unidad, esto puede resultar extraño en principio aunque es posible de acuerdo a la definición realizada de este índice en [VI. 1]. Puede agregarse además, que en los estudios de Maeda y Kang<sup>[32]</sup> también se obtuvieron para algunos casos factores  $R_{dyn}$  superiores a 1 (ver Figura VI. 4).

#### VI.4.a.(i).02 Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (ACE1-Z4)

En la Tabla VI. 2 se adjuntan los resultados obtenidos para el caso del acelerograma artificial generado. Nótese como difieren los resultados de  $R_{dyn}$  de este caso con los especificados en VI.4.a.(i).01.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	12.30	0.365	0.755	0.993
II	26.73	0.501	0.718	0.945
III	50.84	0.590	0.713	0.938
IV	119.18	0.760	0.538	0.708

Tabla VI. 2 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo Trilineal Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 - Zona 4 (ACE1-Z4).

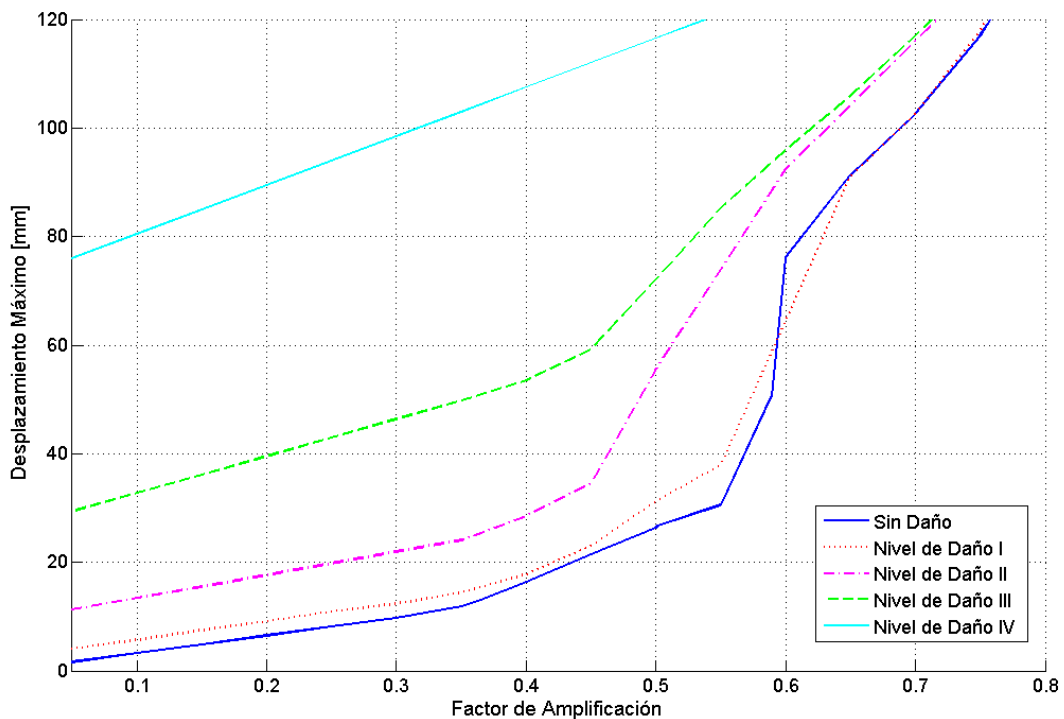


Figura VI. 12 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AACE1-Z4).

Por otro lado, en la Figura VI. 12 se observan las curvas que relacionan los factores de amplificación y los desplazamientos máximos para los distintos tipos de daño.

Nótese la diferencia entre los factores de amplificación introducidos para este acelerograma y el anterior. También se tiene que para este caso, todos los factores  $R_{dyn}$  resultaron menores que la unidad.

#### VI.4.a.(i).03 Acelerograma de Kobe (AKOB)

En la Tabla VI. 3 se muestran los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica calculados para el modelo trilineal de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup> sometida al registro correspondiente al terremoto de Kobe.

Tal como se realizó para los análisis anteriores, en la Figura VI. 13 se grafican las curvas que vinculan los factores de escala aplicados sobre el acelerograma con el desplazamiento máximo demandado al elemento estructural para los distintos niveles de daño.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	12.30	0.155	0.630	0.992
II	26.73	0.223	0.540	0.850
III	50.84	0.289	0.495	0.780
IV	119.18	0.635	0.320	0.504

Tabla VI. 3 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo Trilineal Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Acelerograma de Kobe (AKOB).

Puede recalcar que para este acelerograma se obtuvieron los factores  $R_{dyn}$  más pequeños, también se observa que los factores de amplificación utilizados para causar un nivel de daño IV en el modelo de la columna resultaron inferiores a los casos previos.

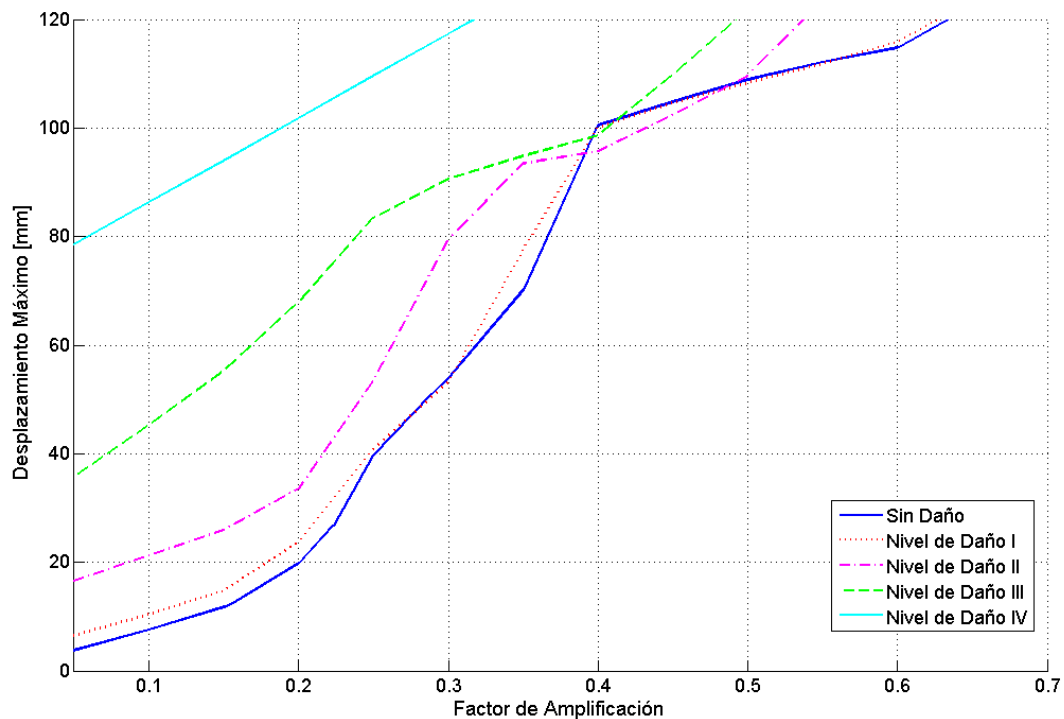


Figura VI. 13 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AKOB).

#### VI.4.a.(i).04 Acelerograma de El Cadillal (ACAD)

La Tabla VI. 4 resume los resultados encontrados para este acelerograma. Nótese como en este caso, el factor  $R_{dyn}$  correspondiente al nivel de daño IV resultó mayor que el calculado para el nivel de daño III. Este fenómeno también puede ser visto en la Figura VI. 14, donde para un mismo desplazamiento máximo se observa que la curva correspondiente al nivel de daño IV presenta un

factor de amplificación mayor que la curva correspondiente a un tipo de daño III. Se debe marcar también la magnitud de los factores de amplificación utilizados para causar daño en el modelo, los mismos resultaron muy superiores a los usados en los acelerogramas previos.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	12.30	3.670	33.700	0.991
II	26.73	6.200	30.700	0.903
III	50.84	9.850	26.800	0.788
IV	119.18	34.000	28.400	0.835

Tabla VI. 4 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo Trilineal Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Acelerograma de El Cadillal (ACAD).

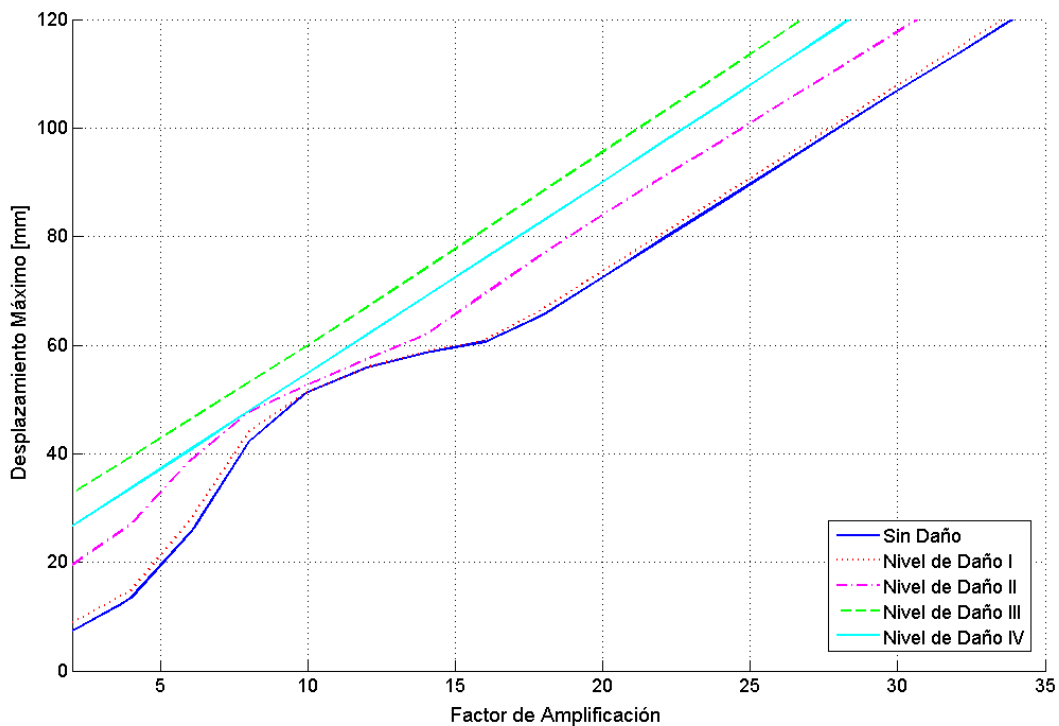


Figura VI. 14 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAD).



### VI.4.a.(i).05 Comparación de Resultados

Si una estructura está formada por un único elemento, como ocurre en este caso, el índice de capacidad sísmica residual  $R$  es igual al factor de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$ . Por esta razón es que se pueden comparar los resultados obtenidos para  $R_{dyn}$  con los factores de reducción determinados en el Capítulo V y con los valores sugeridos para  $\eta$  por la JBDPA<sup>[44]</sup>. Justamente esto fue lo que se hizo en la Figura VI. 15, donde se sintetizan los resultados obtenidos para este modelo y se identifican los intervalos para los distintos niveles de daño.

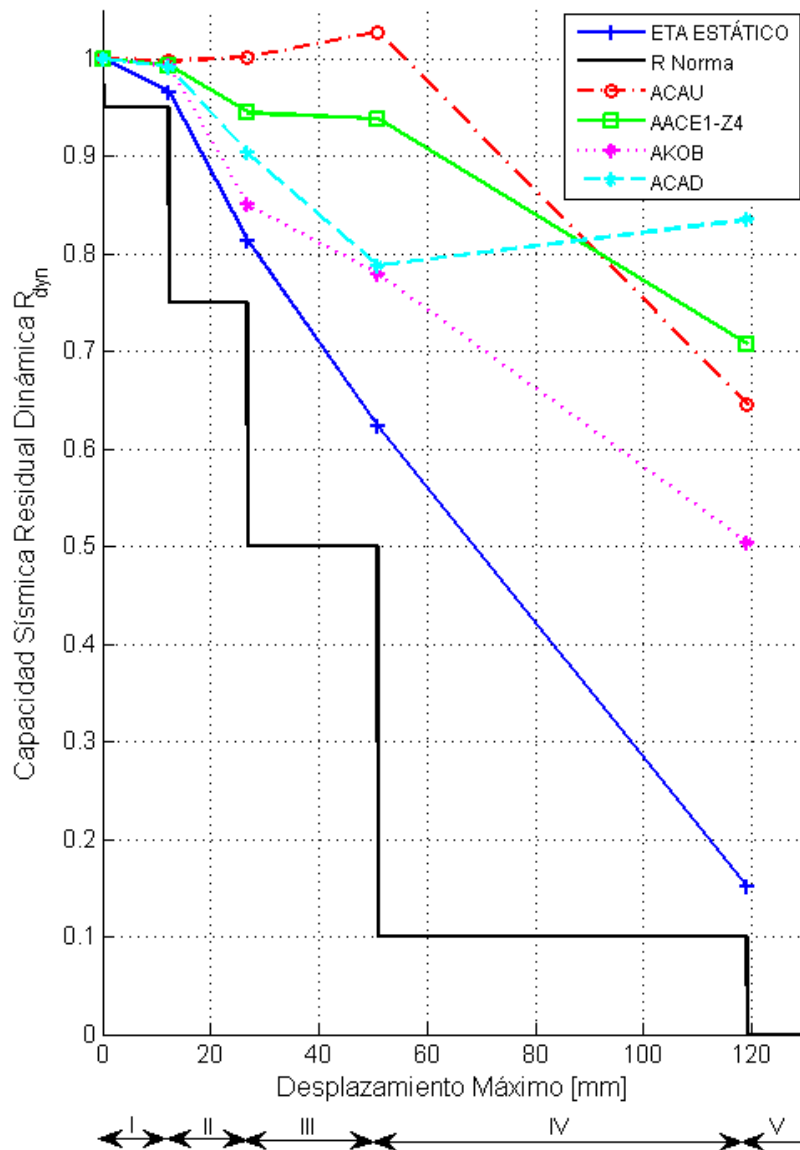


Figura VI. 15 – Resultados de  $R_{dyn}$  para Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal.

De este gráfico puede destacarse como, para todos los sismos, el índice basado en la respuesta sísmica se encuentra por encima de los valores de  $\eta$  calculados con el modelo trilineal sometido a los cíclicos de carga estática aplicados en el ensayo y como también resultan superiores a los valores propuestos por el código para una columna dúctil. Esto indicaría que en este caso los valores propuestos por la norma resultan conservadores. El acelerograma más desfavorable resultó AKOB con un índice de 0,504 para un nivel de daño IV. En el caso de ACAU se calcularon índices superiores a la unidad para los tipos de daño II y III. Además, vale la pena mencionar como para ACAD se observa un crecimiento en  $R_{dyn}$  en el nivel de daño IV con respecto al nivel III, esto se evidencia mediante un cambio de signo en la pendiente de la curva correspondiente a este acelerograma.

## VI.4.a.(ii) Modelo de Fibras

### VI.4.a.(ii).01 Acelerograma de Cauçete (ACAU)

En la Tabla VI. 5 se aprecian los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica calculados para el modelo de fibras de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup> sometido al acelerograma de Cauçete. En la misma se puede notar que los factores de amplificación aplicados al acelerograma resultaron un tanto superiores a los determinados para el modelo trilineal. También vale la pena mencionar que los desplazamientos máximos especificados en la tabla se corresponden con los límites para cada nivel de daño determinados para el modelo de fibras en el Capítulo V.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	14.29	1.178	3.924	0.998
II	26.42	1.561	3.875	0.986
III	43.25	2.234	3.805	0.968
IV	120.35	3.930	1.375	0.350

Tabla VI. 5 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo de Fibras Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Acelerograma de Cauçete (ACAU).

La Figura VI. 16 sirve para ilustrar las curvas que relacionan los factores de amplificación aplicados al acelerograma con los desplazamientos máximos ( $\delta_{max}$ ) para los diferentes niveles de daño. En la misma se puede observar que la curva que corresponde al elemento con un nivel de daño I coincide en gran medida con la de la columna en su estado original sin daño.

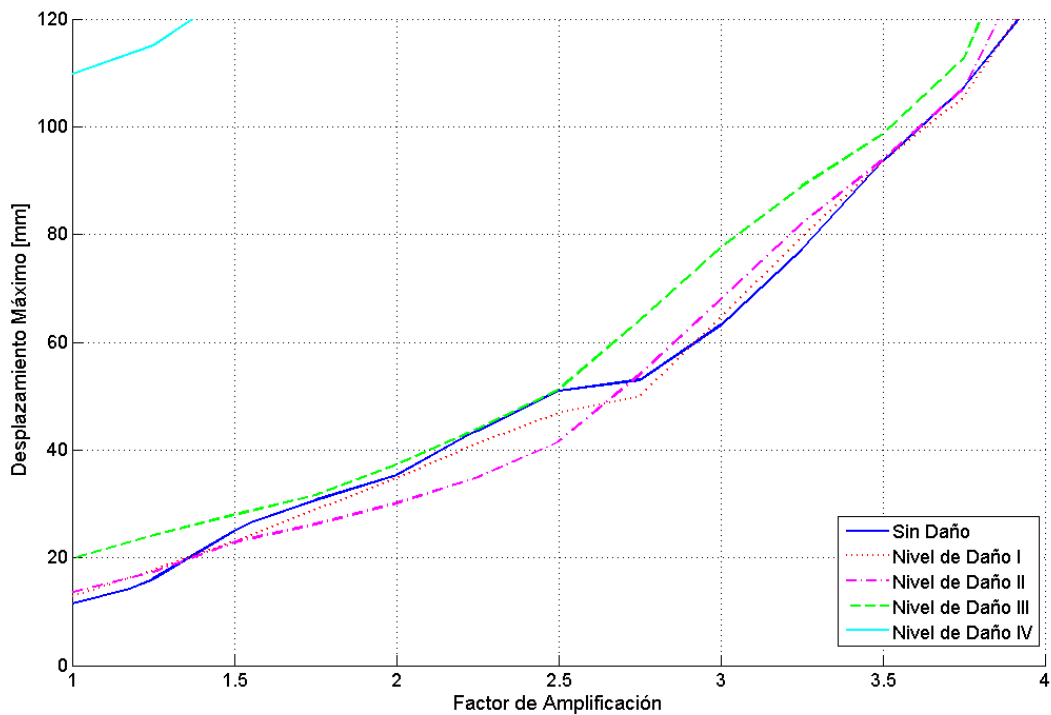


Figura VI. 16 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAU).

A diferencia del modelo trilineal, donde se tenían factores  $R_{dyn}$  superiores a la unidad, para este caso dichos índices resultaron en todos los casos menores que 1. Además, vale la pena decir que para todos los niveles de daño se tiene que el modelo de fibras arrojó valores menores que el modelo trilineal, la única excepción se dio para el tipo de daño I donde los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica fueron prácticamente idénticos para los dos modelos.

#### **VI.4.a.(ii).02 Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (ACE1-Z4)**

Los índices  $R_{dyn}$  calculados para este caso se pueden encontrar en la Tabla VI. 6. Tal como ocurrió en el caso anterior, los factores de amplificación aplicados al registro de aceleraciones fueron un tanto superiores a los especificados en el apartado VI.4.a.(i).02 para el modelo trilineal de la misma columna.

En la Figura VI. 17 se grafica la relación entre los factores de escala aplicados sobre el registro y los desplazamientos máximos del sistema para los distintos tipos de daño. Se recalca como las curvas de los niveles de daño II y III se encuentran casi superpuestas una sobre la otra.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	14.29	0.452	1.063	0.984
II	26.42	0.560	1.001	0.927
III	43.25	0.775	0.994	0.920
IV	120.35	1.080	0.367	0.340

Tabla VI. 6 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo de Fibras Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 - Zona 4 (AACE1-Z4).

Comparando estos resultados con los de VI.4.a.(i).02, se puede decir que para los niveles de daño I, II y III estuvieron en el mismo orden, la diferencia importante se detecta para el tipo de daño IV donde para el modelo trilineal se tiene un  $R_{dyn}$  de alrededor de 0,708, mientras que para el modelo de fibras fue de 0,340, es decir casi un 50% menos.

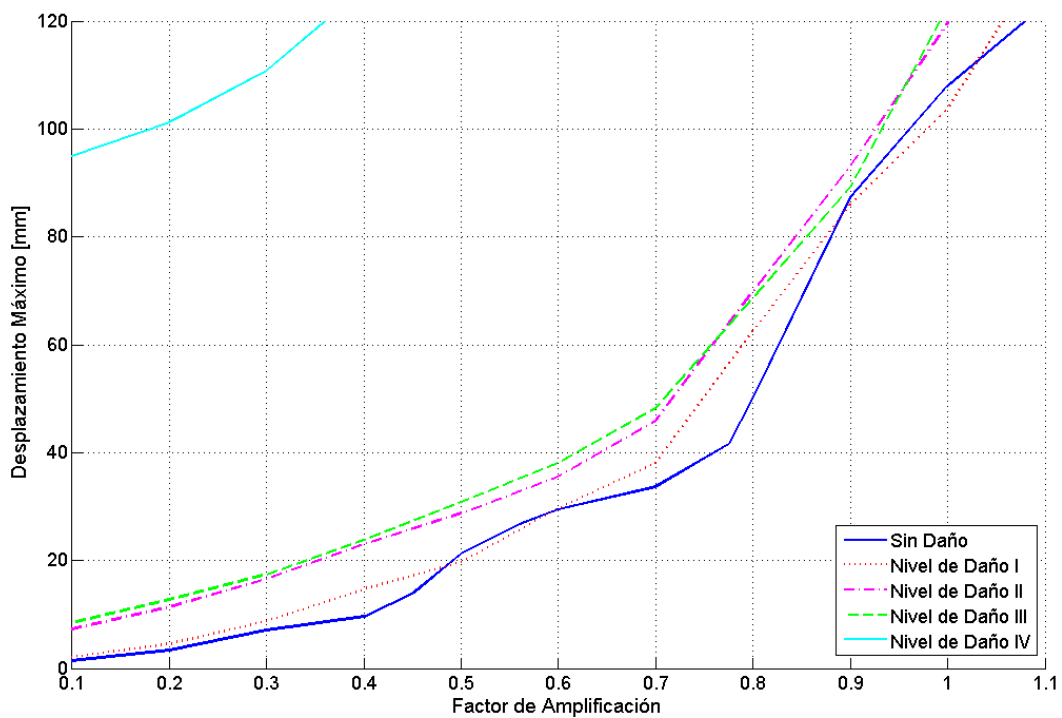


Figura VI. 17 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AACE1-Z4).

### VI.4.a.(ii).03 Acelerograma de Kobe (AKOB)

Los resultados obtenidos para el acelerograma de Kobe se especifican en la Tabla VI. 7. Siguiendo con la tendencia, para este caso los factores de amplificación aplicados al registro de la aceleración del terreno fueron mayores a los que se aplicaron para el modelo trilineal, aunque para este caso la diferencia fue menor que para el resto de los acelerogramas.

En la Figura VI. 18 se trazaron las curvas que vinculan los factores de amplificación aplicados al acelerograma original con el desplazamiento máximo que sufre el sistema partiendo de estados con diferentes niveles de daño.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	14.29	0.217	0.728	0.990
II	26.42	0.275	0.685	0.932
III	43.25	0.316	0.641	0.872
IV	120.35	0.735	0.280	0.381

Tabla VI. 7 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo de Fibras Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Acelerograma de Kobe (AKOB).

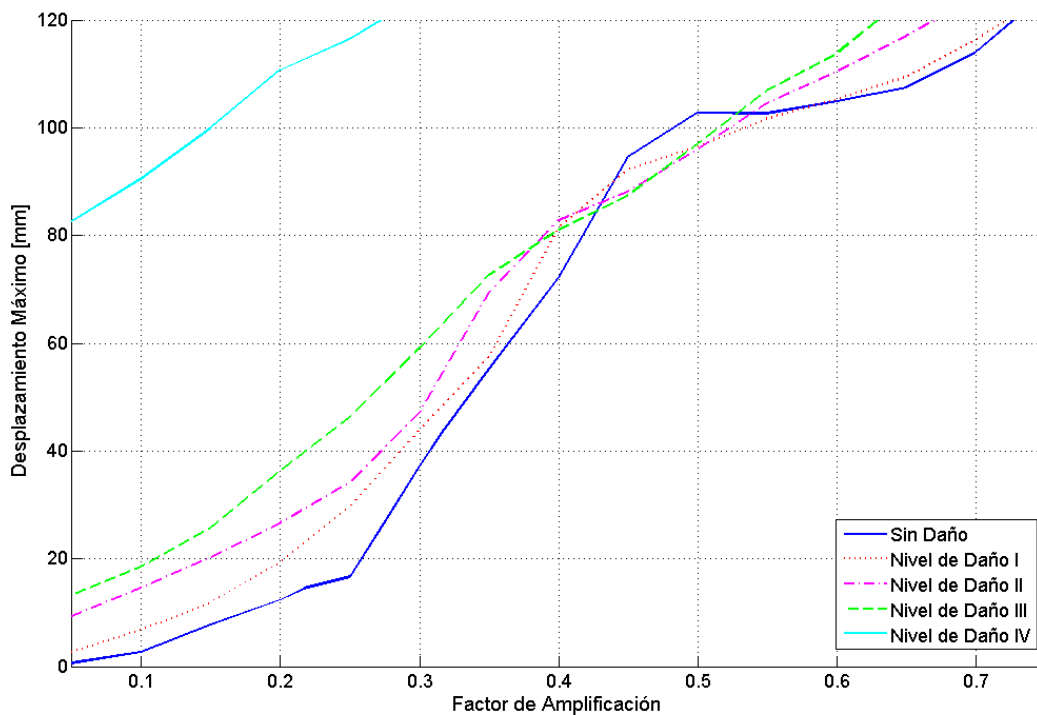


Figura VI. 18 – Fact. de Amplificación vs. Despl. Máximos (Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AKOB).

Para este caso se observa que las curvas para los distintos tipos de daño se encuentran bien diferenciadas. Por otro lado, los factores  $R_{dyn}$  correspondientes a los niveles de daño I a III resultaron mayores que los calculados para el modelo trilineal. En cambio, el índice de capacidad sísmica residual dinámico para el nivel de daño IV del modelo de fibras fue menor que el del trilineal.

#### **VI.4.a.(ii).04 Acelerograma de El Cadillal (ACAD)**

La Tabla VI. 8 exhibe los índices de capacidad sísmica residual determinados para este acelerograma. A diferencia del modelo trilineal, para el modelo de fibras el índice  $R_{dyn}$  correspondiente al nivel de daño IV resultó menor que el del nivel de daño III. En contraste, se hace notar también que el factor correspondiente al tipo de daño I resultó superior a 1, esto puede observarse en la Figura VI. 19, donde la curva correspondiente al nivel de daño I presenta menor pendiente que la correspondiente a la estructura original sin daño. Nuevamente, se debe hacer hincapié en la magnitud de los factores de amplificación utilizados con este acelerograma ya que los mismos fueron superiores que los utilizados para el resto de los registros.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	14.29	4.100	33.450	1.018
II	26.42	6.600	32.680	0.994
III	43.25	10.100	29.500	0.897
IV	120.35	32.870	19.000	0.578

Tabla VI. 8 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo de Fibras Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Acelerograma de El Cadillal (ACAD).

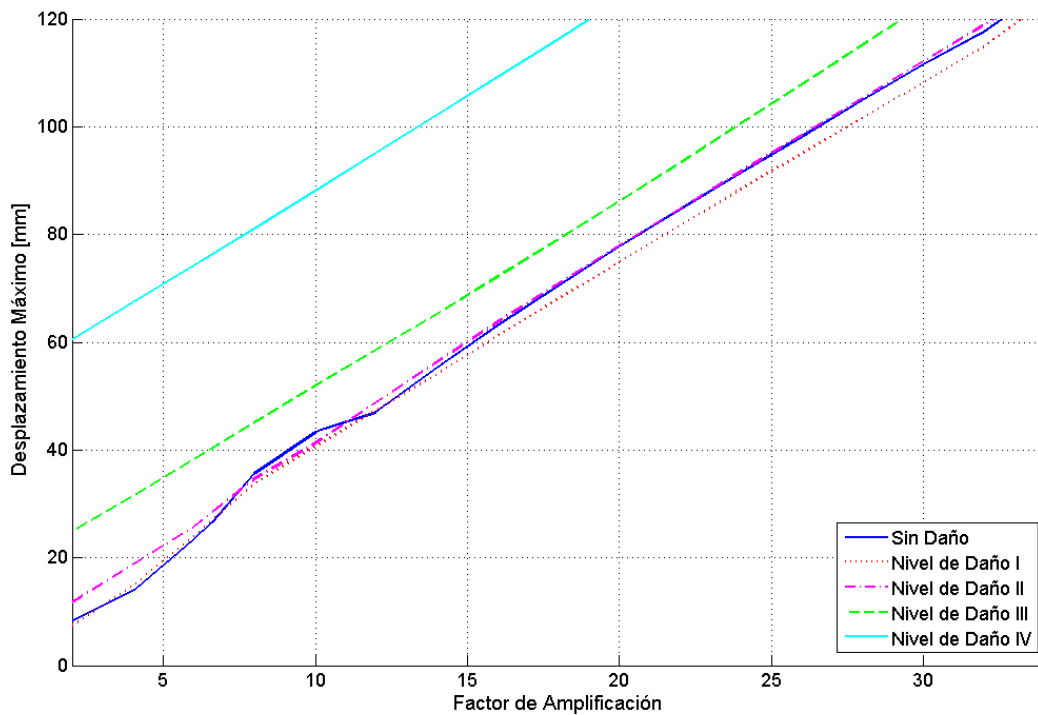


Figura VI. 19 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAD).

#### VI.4.a.(ii).05 Comparación de Resultados

Tal como se hizo para el modelo trilineal, en la Figura VI. 20 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para el modelo de fibras de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>. Además, en la misma figura se distinguen los intervalos en términos de desplazamientos máximos para los diferentes niveles de daño.

Al igual que para el modelo trilineal, se observa que los índices  $R_{dyn}$  determinados son superiores a los factores de reducción de la capacidad sísmica y a los valores sugeridos por la norma para un elemento flexocomprimido con comportamiento dúctil.

Comparando este caso con el modelo trilineal, se puede decir que en general los índices  $R_{dyn}$  calculados para este caso fueron menores. En particular, se destaca que esta diferencia se hace aún más pronunciada para el nivel de daño IV donde se tienen diferencias que superan el 50%.

En el gráfico se puede apreciar que a medida que se incrementa el desplazamiento máximo del sistema, las curvas correspondientes a los registros ACAU, AACE1-Z4 y AKOB tienden a valores similares de capacidad sísmica residual, en cambio la curva de ACAD presenta valores superiores para los niveles de daño I (superando la unidad en este caso), II y IV. El acelerograma que presentó el índice  $R_{dyn}$  más pequeño fue AACE1-Z4 con un valor de 0,340 para un nivel de daño IV.

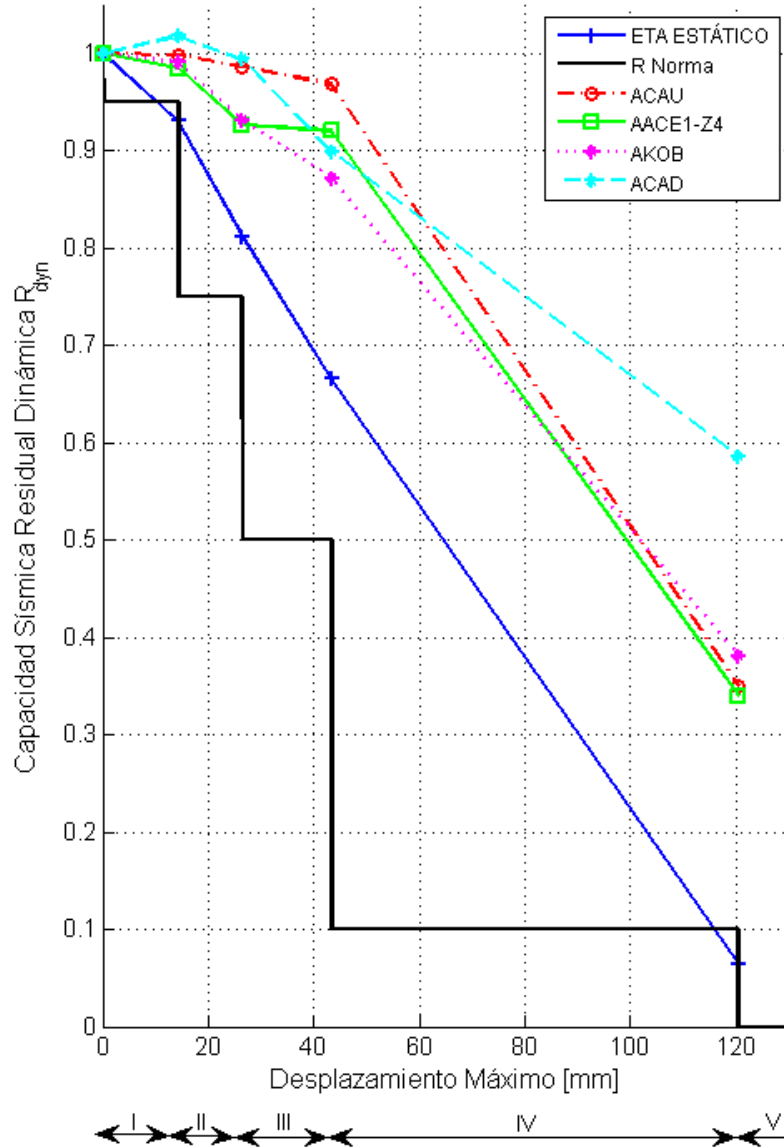


Figura VI. 20 - Resultados de  $R_{dyn}$  para Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras.



## VI.4.b Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup>

### VI.4.b.(i) Modelo Trilineal

#### VI.4.b.(i).01 Acelerograma de Cauçete (ACAU)

La Tabla VI. 9 resume los resultados encontrados utilizando el acelerograma de Cauçete en el modelo trilineal de la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>. El formato usado en la tabla para la presentación de los resultados es el mismo que se utilizó para los resultados obtenidos en los modelo de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>. No obstante, se debe recalcar que en el caso de esta columna no se evidencia comportamiento en el nivel de daño IV por las razones expuestas en el capítulo anterior. Adicionalmente, vale la pena recordar que los desplazamientos máximos especificados en la tabla surgen de los desplazamientos límites determinados para cada tipo de daño del modelo trilineal de esta columna en el Capítulo V.

Es importante hacer notar que los factores de amplificación aplicados a esta columna resultaron considerablemente menores que los que se aplicaron a la columna más dúctil de Tanaka, esto ocurre para todos los acelerogramas propuestos actuando sobre este elemento frágil, como se verá más adelante.

Paralelamente, en la Figura VI. 21 se aprecian las curvas que relacionan los factores de amplificación aplicados al acelerograma con los desplazamientos máximos para los diferentes niveles de daño. En el caso de las curvas para los niveles de daño I, II y III se grafican los factores de amplificación utilizados en las réplicas, no en el sismo principal que llevó al elemento al tipo de daño indicado.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	12.76	0.637	1.478	0.996
II	27.23	1.040	1.432	0.965
III	51.62	1.484	0.980	0.660
IV	-	-	-	-

Tabla VI. 9 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo Trilineal Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Acelerograma de Cauçete (ACAU).

Con respecto a los índices  $R_{dyn}$  calculados, puede advertirse que los mismos presentan poca variación entre los niveles de daño I y II. La diferencia se acentúa considerablemente entre los índices correspondientes a los niveles II y III.

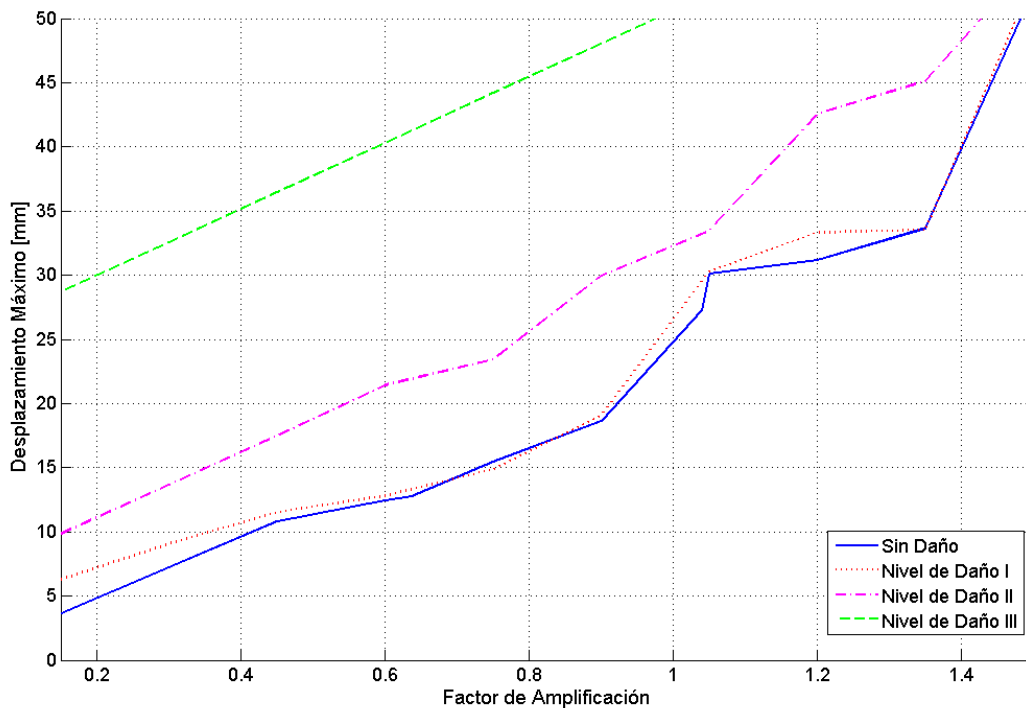


Figura VI. 21 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACAU).

#### VI.4.b.(i).02 Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (AACE1-Z4)

Los resultados correspondientes a este acelerograma pueden ser consultados en la Tabla VI. 10. Para este caso se evidenciaron índices de capacidad sísmica residual menores que los determinados en VI.4.b.(i).01. También se puede decir que los factores de amplificación utilizados resultaron pequeños.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	12.76	0.155	0.359	0.944
II	27.23	0.318	0.309	0.814
III	51.62	0.380	0.208	0.547
IV	-	-	-	-

Tabla VI. 10 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo Trilineal Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 - Zona 4 (AACE1-Z4).

Las relaciones entre los factores de amplificación y los desplazamientos máximos encontradas para este caso se encuentran graficadas en la Figura VI. 22. Se recalca que las curvas para los distintos niveles de daño son fácilmente identificables, con poca superposición entre las mismas.

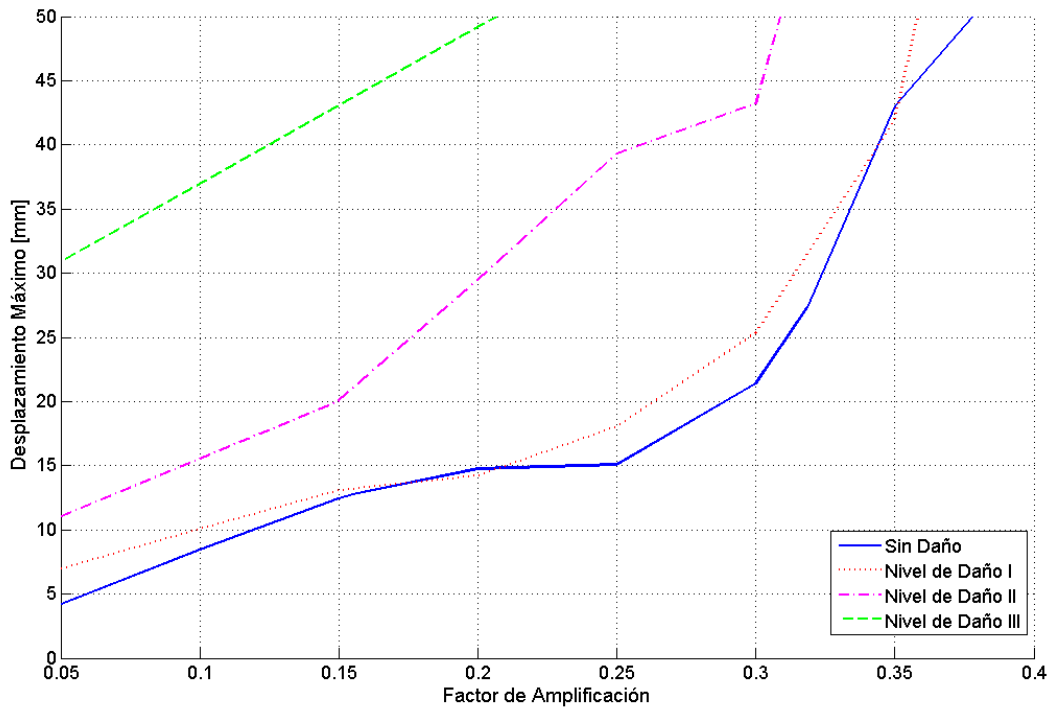


Figura VI. 22 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACE1-Z4).

#### VI.4.b.(i).03 Acelerograma de Kobe (AKOB)

Los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica determinados utilizando este registro sobre el modelo trilineal de la Unidad 8 de Zahn se sintetizan en la Tabla VI. 11. De la misma se pueden destacar los bajos factores de amplificación necesarios para generar daño en el modelo.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	12.76	0.113	0.187	0.984
II	27.23	0.156	0.185	0.971
III	51.62	0.190	0.108	0.568
IV	-	-	-	-

Tabla VI. 11 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo Trilineal Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Acelerograma de Kobe (AKOB).

Por otra parte, las curvas que vinculan los factores de escalas aplicados sobre las aceleraciones del registro con el desplazamiento máximo del elemento analizado se hallan en la Figura VI. 23.

A diferencia de los modelos de la columna de Tanaka, donde éste acelerograma arrojaba los índices  $R_{dyn}$  más bajos, puede observarse que en este caso los índices determinados resultaron por encima de los obtenidos para el registro tratado en VI.4.b.(i).02.

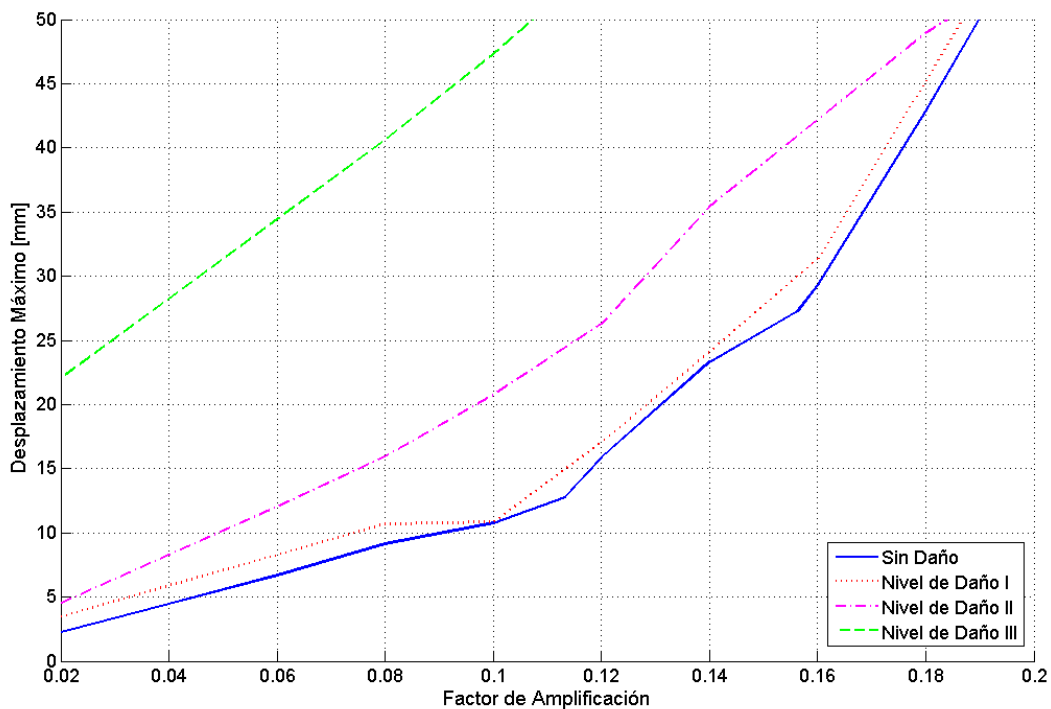


Figura VI. 23 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal AKOB).

#### VI.4.b.(i).04 Acelerograma de El Cadillal (ACAD)

La Tabla VI. 12 muestra los factores de capacidad residual dinámica determinados para este caso. En particular, puede destacarse la marcada diferencia entre los índices determinados para el nivel de daño I y el II. En cambio, se observa que el índice  $R_{dyn}$  permanece casi constante entre los niveles de daño II y III. Se puede apreciar también en la tabla que los factores de amplificación aplicados a este registro resultaron los mayores sobre este modelo, sin embargo no fueron tan importantes como los que se lograron en el apartado VI.4.a.(i).04.

En la Figura VI. 24 se trazan para cada tipo de daño las curvas que relacionan los factores de amplificación aplicados con el desplazamiento máximo del elemento. Se puede ver que en este caso las curvas para los distintos niveles de daño se encuentran bien diferenciadas unas de otras. También se puede notar que para el intervalo de desplazamientos máximos comprendido entre los 18 y 27mm aproximadamente, se tiene que los factores de amplificación aplicados para el elemento con un tipo

de daño II resultaron superiores a los usados para el mismo elemento pero partiendo de un nivel de daño III, esta tendencia se revierte para desplazamientos mayores.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	12.76	2.420	12.600	0.944
II	27.23	5.530	10.100	0.757
III	51.62	13.350	9.820	0.736
IV	-	-	-	-

Tabla VI. 12 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo Trilineal Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Acelerograma de El Cadillal (ACAD).

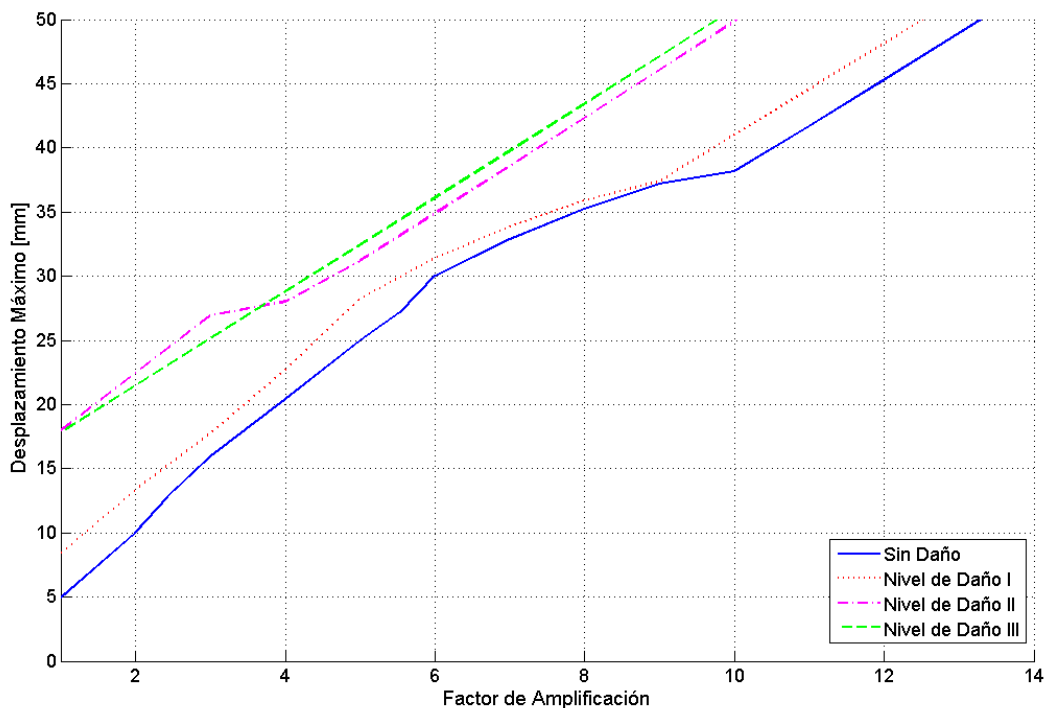


Figura VI. 24 - Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACAD).

#### VI.4.b.(i).05 Comparación de Resultados

Los resultados expuestos en las secciones previas para el modelo trilineal de la Unidad 8 de Zahn se encuentran graficados en la Figura VI. 25, donde además se trazaron los valores sugeridos por la JBDPA para columnas frágiles y los factores de reducción calculados estáticamente en el Capítulo V. Nótese además que en la misma figura se destacan los intervalos correspondientes a los distintos niveles de daño establecidos en la norma.

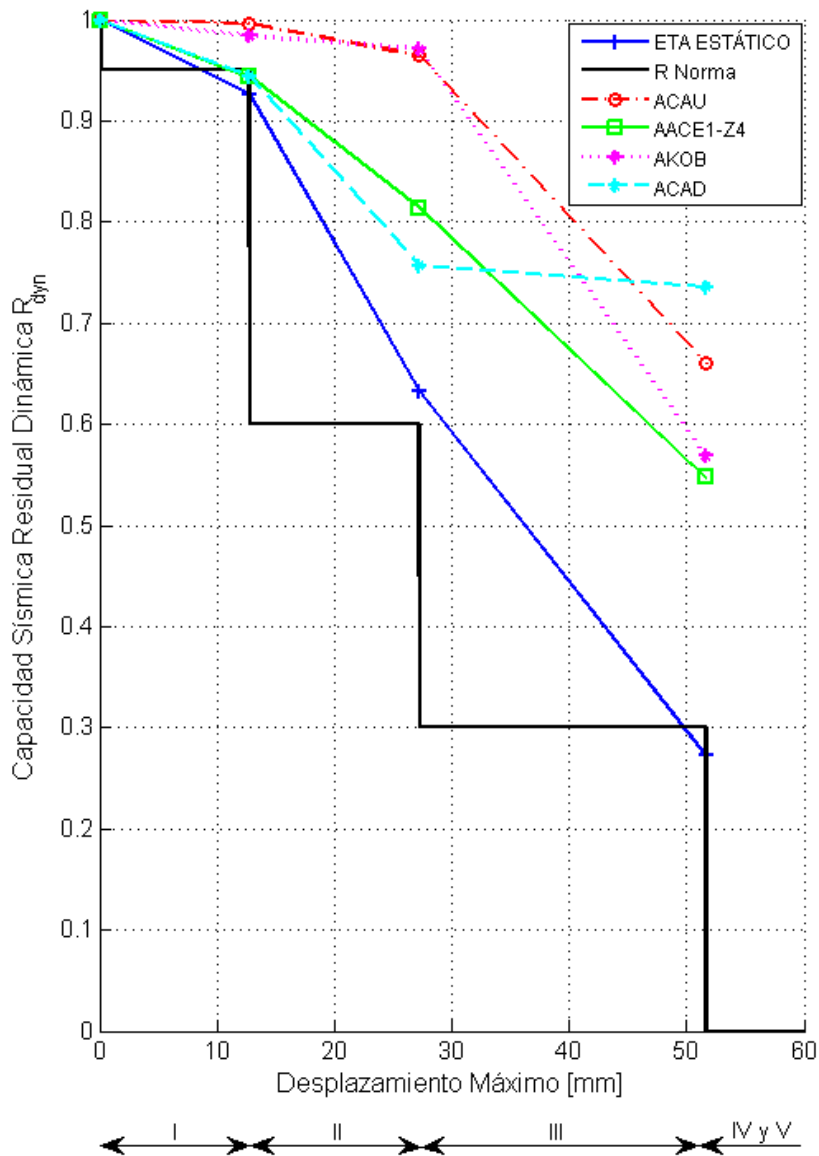


Figura VI. 25 - Resultados de  $R_{dyn}$  para Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal.

A primera vista, puede mencionarse que para este modelo no se tuvieron índices  $R_{dyn}$  superiores a 1. También es posible destacar que para los acelerogramas considerados en el análisis, los índices calculados resultaron superiores a los valores arrojados del análisis estático del modelo y a los propuestos por el código. La excepción a esto se da solo para el nivel de daño I en el caso de las curvas correspondientes a ACAD y AACE1-Z4, donde se aprecian valores ligeramente inferiores a los recomendados por la JBDPA, pero aún superiores a los determinados utilizando el análisis estático.

Del gráfico puede subrayarse la similitud entre las curvas correspondientes a ACAU y AKOB, con valores ligeramente inferiores para el segundo caso. El valor del índice de capacidad sísmica residual dinámica más desfavorable se dio para AACE1-Z4 en el nivel de daño IV. Por otro lado, para la curva

resultante de la aplicación de ACAD se observa una considerable disminución en la pendiente entre los niveles de daño II y III, con valores de  $R_{dyn}$  prácticamente idénticos. Esto último resulta similar a lo observado para la misma curva pero correspondiente al modelo trilineal de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, con la diferencia de que en ese caso se tenía un cambio en el signo de la pendiente que provocaba que los índices correspondientes al tipo de daño IV resultaran superiores a los calculados para el nivel III.

## VI.4.b.(ii) Modelo de Fibras

### VI.4.b.(ii).01 Acelerograma de Cauçete (ACAU)

Los resultados hallados para el modelo de fibras utilizando el acelerograma de Cauçete se encuentran en la Tabla VI. 13. Se debe recordar que para esta columna no se tiene incursión en el nivel de daño IV por las razones expuestas en el capítulo anterior. Se debe agregar también que los desplazamientos máximos límites para cada nivel de daño señalados en la tabla se corresponden con los determinados para el modelo de fibras sometido a cargas cíclicas aplicadas de forma estática en el Capítulo V.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	17.76	0.915	1.830	0.993
II	42.81	1.690	1.750	0.950
III	49.49	1.843	1.660	0.901
IV	-	-	-	-

Tabla VI. 13 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo de Fibras Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Acelerograma de Cauçete (ACAU).

Asimismo, la relación establecida entre los factores de amplificación aplicados al registro y los desplazamientos máximos experimentados por el elemento flexocomprimido para cada tipo de daño se dibuja en la Figura VI. 26. Justamente de este gráfico se puede destacar como para los factores de amplificación comprendidos entre 1,40 y 1,85 la curva sin daño y la curva correspondiente al nivel de daño I arrojan desplazamientos máximos aproximadamente iguales. En general, puede recalarse que las curvas obtenidas para los diferentes niveles de daño resultaron bastante similares, esto ocasiona que se obtenga poca variación en los índices  $R_{dyn}$ , como se aprecia en la tabla anterior.

Para este caso se pueden observar tanto factores de amplificación como índices  $R_{dyn}$  superiores a los determinados para el modelo trilineal de la misma columna. En el caso de los índices de capacidad sísmica residual, se resalta la escasa variación de los mismos para los diferentes niveles de daño.

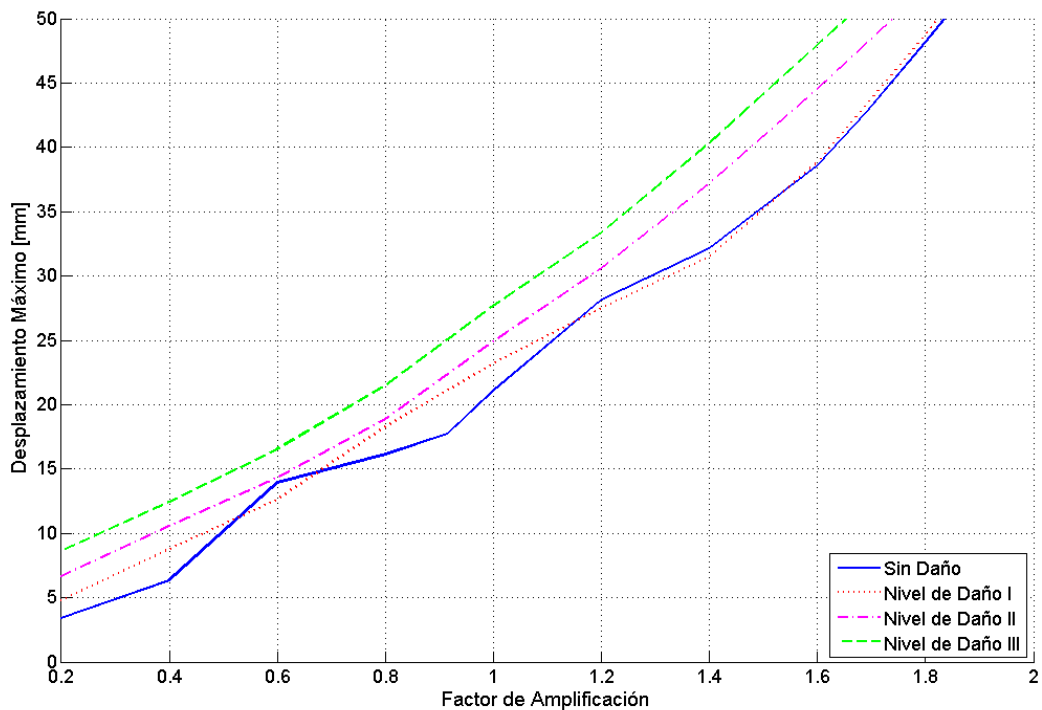


Figura VI. 26 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACAU).

#### VI.4.b.(ii).02 Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona 4 (ACE1-Z4)

En la Tabla VI. 14 se adjuntan los resultados alcanzados para el modelo de fibras de la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup> aplicando el acelerograma artificial generado. Al igual que en VI.4.b.(ii).01, puede subrayarse que los factores de amplificación usados resultaron mayores que los aplicados al modelo trilineal. Nuevamente, puede observarse que los índices  $R_{dyn}$  tuvieron poca variación para los distintos niveles de daño.

En la Figura VI. 27 se graficaron las relaciones encontradas entre el factor de escala aplicado al acelerograma y el desplazamiento máximo del sistema. De la misma se puede decir que a medida que se incrementan los valores de desplazamiento máximo, las curvas correspondientes a los diferentes tipos de daño tienden a factores de amplificación similares.



Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	17.76	0.221	0.466	0.991
II	42.81	0.426	0.463	0.985
III	49.49	0.470	0.450	0.957
IV	-	-	-	-

Tabla VI. 14 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo de Fibras Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 - Zona 4 (AACE1-Z4).

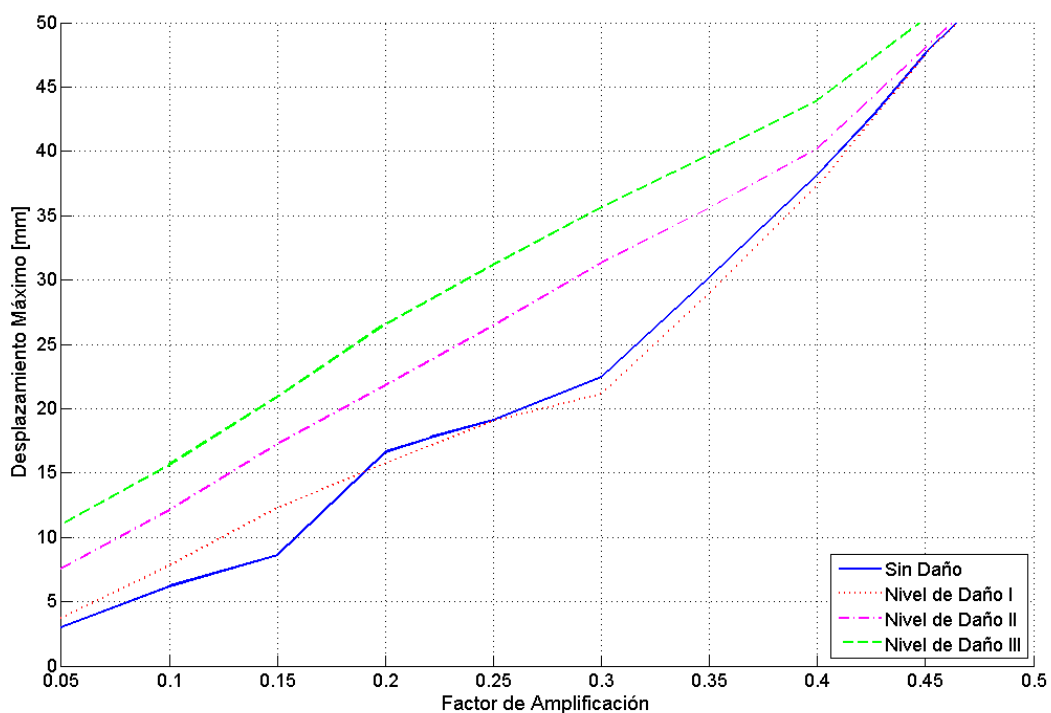


Figura VI. 27 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras AACE1-Z4).

### VI.4.b.(ii).03 Acelerograma de Kobe (AKOB)

Los resultados alcanzados aplicando el registro de Kobe sobre el modelo de fibras de la unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup> se resumen en la Tabla VI. 15. Se debe resaltar como para este acelerograma se obtuvieron los índices  $R_{dyn}$  más bajos para el modelo de fibras de esta columna, así como también que los factores de amplificación aplicados resultaron pequeños comparados con el resto de los acelerogramas.

La Figura VI. 28 ilustra las relaciones existentes entre los desplazamientos máximos de la columna y el factor de amplificación aplicado a las aceleraciones originales del registro para los distintos

niveles de daño. Del gráfico vale la pena destacar como para este acelerograma se encuentran más diferenciadas las curvas para los distintos niveles de daño.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	17.76	0.135	0.169	0.970
II	42.81	0.164	0.148	0.849
III	49.49	0.174	0.141	0.811
IV	-	-	-	-

Tabla VI. 15 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo de Fibras Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Acelerograma de Kobe (AKOB).

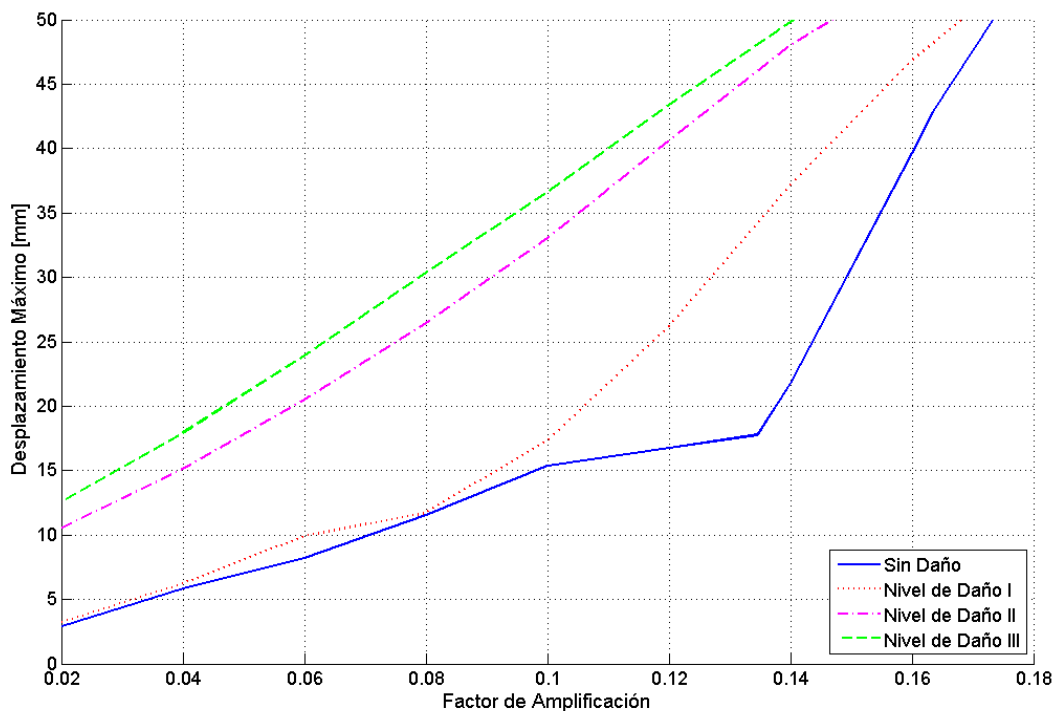


Figura VI. 28 – Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras AKOB).

#### VI.4.b.(ii).04 Acelerograma de El Cadillal (ACAD)

La Tabla VI. 16 especifica los índices de capacidad sísmica residual dinámicos determinados para el modelo de fibras de la Unidad 8 - Zahn<sup>[50]</sup>. Se vuelve a resaltar que este acelerograma es el que requiere los mayores factores de amplificación para alcanzar los diversos niveles de daño.

Nivel de Daño	$\delta_{max}$ [mm]	Fact. de Amplif.	$A_{di}$	$R_{dyn}$
I	17.76	3.750	12.700	0.951
II	42.81	11.270	12.395	0.928
III	49.49	13.350	12.100	0.906
IV	-	-	-	-

Tabla VI. 16 - Resultados  $R_{dyn}$  Modelo de Fibras Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Acelerograma de El Cadillac (ACAD).

En la Figura VI. 29 se observa el gráfico que vincula los factores de amplificación con los desplazamientos máximos para cada tipo de daño. Se debe hacer notar como las curvas obtenidas resultaron bastante similares, a pesar de pertenecer a distintos niveles de daño, esto lleva a índices  $R_{dyn}$  con poca variación para los distintos tipos de daños.

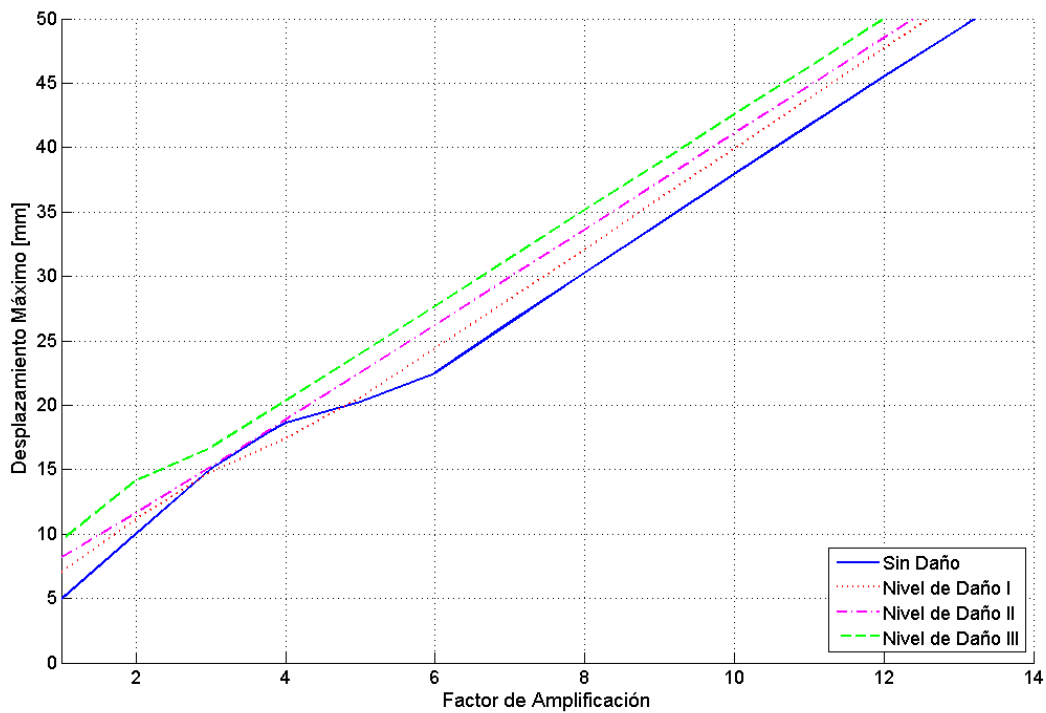


Figura VI. 29 - Fact. de Ampl. vs. Despl. Máximos (Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACAD).

#### VI.4.b.(ii).05 Comparación de Resultados

En la Figura VI. 30 se sintetizan los resultados descritos en los apartados previos para el modelo de fibras de la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>. Adicionalmente, en el mismo gráfico se trazaron los factores de reducción de la capacidad sísmica determinados en el Capítulo V para este modelo y los valores

propuestos por la norma japonesa para un elemento flexocomprimido con comportamiento frágil. Los intervalos correspondientes a los distintos niveles de daño se encuentran identificados debajo del eje de las abscisas, los mismos fueron establecidos para el modelo de fibras en el capítulo anterior.

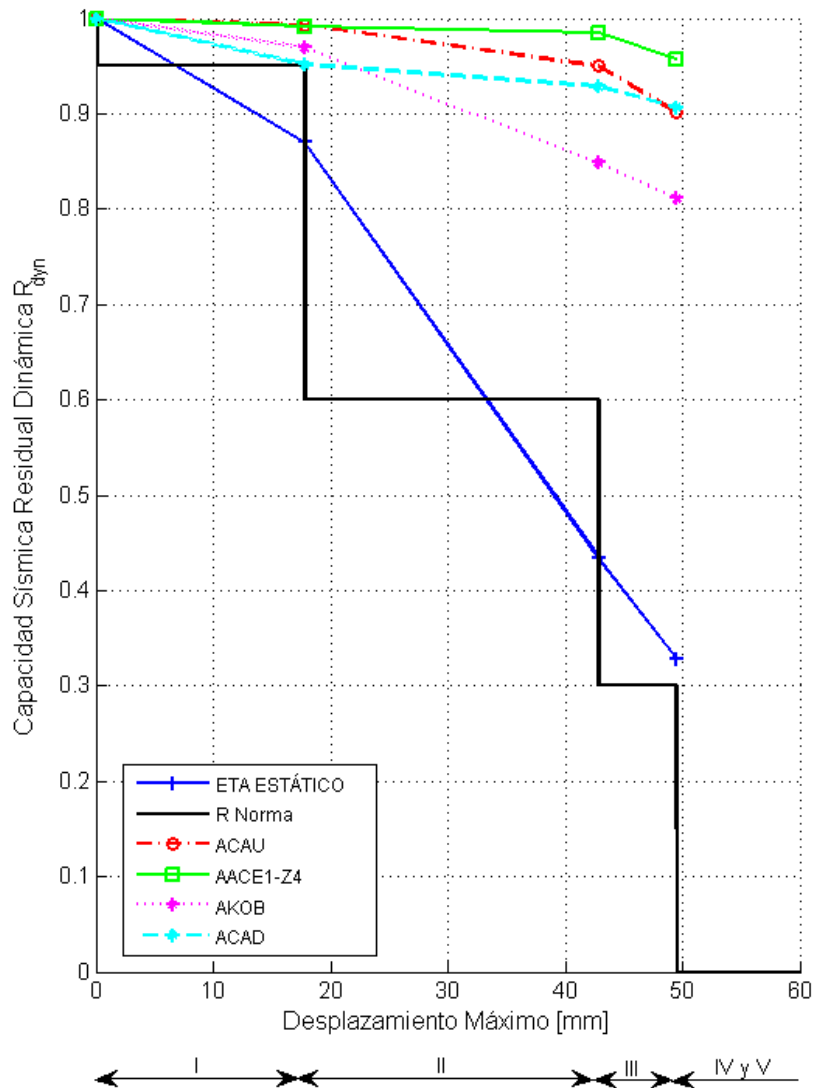


Figura VI. 30 - Resultados de  $R_{dyn}$  para Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras.

Del gráfico presentado se deduce que los índices  $R_{dyn}$  calculados para este caso resultaron superiores a los factores de reducción estáticos y a los valores sugeridos en el código. Se observa una diferencia considerable entre los índices de capacidad sísmica residual dinámica del modelo de fibras con respecto al modelo trilineal (donde se estimaron valores menores de  $R_{dyn}$ ), ésta diferencia se hace más notoria aún para los tipos de daños II y III.

Por otro lado, se debe subrayar que el acelerograma más desfavorable en este caso fue AKOB, alcanzando un valor mínimo de  $R_{dyn}$  de 0,811 para el nivel de daño III. Las curvas correspondientes a ACAU y AACE1-Z4 resultaron similares. En contraste, la curva correspondiente a ACAD exhibe una pendiente que se suaviza entre los puntos correspondientes al nivel de daño I y II. Además, puede observarse que los índices determinados para ACAD y ACAU en el nivel de daño III son aproximadamente iguales.

Vale la pena mencionar que para el tipo de daño I, utilizando ACAD se obtuvo un índice casi idéntico al recomendado por la norma. En este caso, éste es el punto más cercano entre las curvas obtenidas aplicando análisis dinámicos y los valores sugeridos por la JBDPA.

## VI.5 OBSERVACIONES FINALES

En base a los resultados expuestos en VI.4 se pudieron extraer las conclusiones que se enumeran a continuación:

- (1) En general, los índices de capacidad sísmica basados en la respuesta dinámica de las columnas resultaron superiores tanto a los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  obtenidos mediante análisis estáticos no lineales como a los valores sugeridos por la norma japonesa. Esta afirmación es válida tanto para el elemento con baja carga axial como para el elemento con elevado nivel de esfuerzo normal. Por lo tanto, se puede afirmar que para los casos estudiados los valores de  $\eta$  propuestos por la JBDPA tanto para columnas dúctiles como frágiles resultaron generalmente conservadores.
- (2) Existen algunas excepciones a lo recién afirmado. Las mismas se evidencian en particular para la columna con elevada carga axial, donde puede observarse que para el tipo de daño I las curvas correspondientes a AACE1-Z4 y ACAD del modelo trilineal y la curva ACAD del modelo de fibras intersectan o presentan valores muy similares a los factores de reducción sugeridos por la norma.
- (3) La diferencia entre los índices calculados en este capítulo y los factores de reducción determinados estáticamente en el Capítulo V se incrementa con los desplazamientos máximos de la columna (y, por lo tanto, con los niveles de daños).
- (4) Se observa una gran dispersión de los resultados dependiendo del registro de aceleraciones utilizado para calcular  $R_{dyn}$ , esto se evidencia con mayor claridad para el caso de los modelos trilineales. En algunos casos se determinaron índices de capacidad sísmica residual superiores a la unidad, los mismos se dieron solamente para la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, en particular para los niveles de daño II y III utilizando ACAU sobre el modelo trilineal y para el tipo de daño I aplicando ACAD sobre el modelo de fibras.
- (5) Se observaron cambios bruscos de pendientes en las curvas elaboradas utilizando ACAD sobre los modelos trilineales de ambas columnas. Esto se refleja en el cambio de signo de la pendiente entre los tipos de daño III y IV del modelo trilineal de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, y en la abrupta disminución de la pendiente entre los niveles de daño II y III del modelo trilineal de la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>.

(6) Los factores de amplificación aplicados sobre los acelerogramas en los modelos de fibras fueron superiores a los que se aplicaron a los modelos trilineales, aunque se debe aclarar que siempre estuvieron dentro del mismo orden de magnitud.

(7) La variabilidad de los factores de amplificación aplicados fue amplia. En general, para AACE1-Z4 y AKOB fueron necesarios factores aproximadamente iguales o menores que 1,00. En cambio, para ACAU se necesitaron factores de amplificación de alrededor de 3,00 para llevar al colapso a la columna dúctil. Para ACAD los factores empleados fueron muy superiores, requiriéndose amplificar el registro original hasta por un factor de 32,87 para ocasionar el colapso del modelo de fibras de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>.

# **CAPÍTULO VII**

## **CONCLUSIONES**

---

En el presente capítulo se presentan las conclusiones de este trabajo, abarcando los modelos numéricos elaborados, la determinación de los factores de reducción de la capacidad sísmica y los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta dinámica. Asimismo, se enumeran sugerencias para futuras investigaciones con miras a cumplir el objetivo general de elaborar una metodología de evaluación post-sísmica de las construcciones locales.

## VII.1 CONCLUSIONES DEL ESTUDIO REALIZADO

En esta tesis se realizó un estudio numérico de la capacidad sísmica residual de dos elementos flexocomprimidos de hormigón armado ensayados previamente por otros autores. El objetivo principal de esta investigación fue determinar los factores de reducción de la capacidad sísmica y los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica de los dos especímenes seleccionados. Para ello, se elaboraron modelos numéricos con distinto nivel de refinamiento con el fin de reproducir el comportamiento histerético de las columnas.

Los ensayos elegidos para realizar este trabajo exhibieron fallas por flexión. El nivel de esfuerzo axial aplicado sobre los prototipos fue diferente, considerando un espécimen (Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>) con bajo nivel de carga axial y otro (Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>) con elevado esfuerzo axial normalizado. De estos ensayos se obtuvo el comportamiento de cada elemento sometido a carga lateral, prestando especial atención a la rigidez, resistencia, ductilidad y cantidad de energía disipada.

Utilizando el programa de análisis no lineal de estructuras PERFORM-3D, se elaboraron modelos analíticos para reproducir el comportamiento de los prototipos ensayados. Estos modelos fueron sometidos a ciclos de carga pseudo-estática para obtener los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$ . Posteriormente se realizaron análisis dinámicos no lineales sobre estos modelos para determinar los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta dinámica.

Este trabajo forma parte de un proyecto de investigación en el que se pretende determinar los factores de reducción de la capacidad sísmica para diversos elementos estructurales con comportamiento dúctil y frágil, sometidos a cargas cíclicas reversibles. Las conclusiones de este estudio, enumeradas a continuación, constituyen un avance en dicho proyecto.

(1) Los modelos numéricos de las columnas tuvieron, en general, una buena aproximación a los resultados obtenidos de los ensayos. Se destaca que los modelos con mayor grado de refinamiento, modelos de fibras, lograron disipar valores de energía bastante cercanos a los obtenidos con los prototipos experimentales: en el caso de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, un 7,78% menos que el prototipo; y en el caso de la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>, un 10,78% en defecto con respecto a la columna ensayada. Por otro lado, en el caso de los modelos trilineales los resultados fueron dispares, aunque en ambos casos se disipó energía en exceso. Para la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, este exceso alcanzó un 9,79%; mientras que para la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>, se sobrepasó en un 33,81% al valor de energía total disipada experimentalmente.

(2) Los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  calculados con los modelos numéricos muestran concordancia con los obtenidos de los resultados de los ensayos y resultan similares a los valores especificados por la norma japonesa. Para la columna con menor nivel de carga axial normalizada, es decir la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, los coeficientes de reducción se encontraron en general por encima de los valores sugeridos en el código. En el caso de la columna con un elevado nivel de esfuerzo normal, Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>, se tiene que la curva de los factores de reducción para el modelo trilineal arrojó valores elevados de  $\eta$  con respecto a los resultados del ensayo. Esto no resulta del lado de la seguridad, ya que el modelo trilineal sobreestima la capacidad de disipar energía del elemento dañado. En contraste, se debe señalar que la curva correspondiente al modelo de fibras de esta columna se ajusta bastante bien con la determinada para el prototipo, sólo



observándose pequeñas diferencias para anchos residuales de fisuras elevados. Se puede agregar que en este último caso, los valores calculados resultaron similares a los propuestos por la JBDPA.

(3) Debe recalarse que en el caso del nivel de daño I, se calcularon factores de reducción de la capacidad sísmica un tanto más bajos que los dados por la JBDPA para el modelo de fibras de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup> y para el modelo trilineal y de fibras de la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>. Pero en estos casos la diferencia fue mínima.

(4) En base a la ecuación propuesta por Choi, Nakano y Takahashi<sup>[10]</sup> que vincula máximos anchos residuales de fisura con desplazamientos residuales en elementos en los que predomina la flexión, se identificaron intervalos que definen los distintos niveles de daño para los modelos numéricos. Vale la pena destacar que en el caso de la columna que alcanza menores valores de ductilidad (la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup>), no se evidencia un intervalo que se corresponda con el tipo de daño IV ( $maxW_{of} > 2 mm$ ) ya que el colapso ocurre antes de lograr los anchos de fisuras residuales requeridos en la definición de este nivel de daño.

(5) Se destaca que los niveles de daño determinados para los distintos ciclos de carga de los ensayos coincidieron con los intervalos definidos para los niveles de daño correspondientes mediante los modelos numéricos en todos los casos menos uno. Esta excepción se dio para el ciclo de carga con ductilidad nominal 4,00 de la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup> al que le corresponde un tipo de daño II según los resultados de los ensayos, mientras que para el modelo trilineal se ubicó dentro del intervalo definido para el nivel de daño III.

(6) De los análisis dinámicos no lineales realizados sobre los distintos modelos numéricos se puede señalar que los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta dinámica resultaron, en la mayoría de los casos, un tanto más elevados que los factores de reducción de la capacidad sísmica  $\eta$  y los valores propuestos en la norma japonesa. En general, este fenómeno se cumple tanto para la columna con baja carga axial como para el elemento con alto nivel de esfuerzo normal. De esta manera es posible afirmar que para los casos analizados en este trabajo, los valores de  $\eta$  sugeridos por la JBDPA tanto para columnas dúctiles como frágiles fueron usualmente conservadores.

(7) A pesar de que los valores de  $R_{dyn}$  resultaron en general superiores a los factores  $\eta$ , no puede dejar de mencionarse que para los niveles de daño bajos de la Unidad 8 de Zahn<sup>[50]</sup> se obtuvieron valores del índice de capacidad sísmica residual dinámico casi iguales o incluso apenas por debajo de los sugeridos por el código para ciertos registros de aceleración.

(8) Se debe señalar que la diferencia entre los factores de reducción de la capacidad sísmica y los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica crece con los desplazamientos máximos experimentados por las columnas. Es decir, que esta diferencia también se incrementa a medida que los niveles de daño del elemento se incrementan. Esto indicaría que los valores de  $\eta$  sugeridos por el código se hacen más conservadores a medida que el tipo de daño del elemento se agrava, lo cual estaría del lado de la seguridad.

(9) Es posible notar una gran dispersión en los resultados del índice de capacidad sísmica residual dinámico dependiendo tanto del tipo de modelo histerético adoptado como del acelerograma que se aplique al elemento. Esta dispersión en los índices se hace más evidente en el caso de los modelos trilineales, en los que se observaron cambios bruscos de pendientes en las curvas  $\delta_{max} - R_{dyn}$

utilizando como entrada el registro ACAD. Adicionalmente, en algunos casos se determinaron índices  $R_{dyn}$  superiores a la unidad, aunque estos valores fueron calculados para los niveles de daño más bajos del elemento con elevada ductilidad.

## VII.2 SUGERENCIAS PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

Esta tesis se limitó a determinar factores de reducción de la capacidad sísmica e índices de capacidad sísmica residual dinámicos partiendo de modelos numéricos de columnas de hormigón armado ensayados por distintos autores y con diferente nivel de carga axial. Consecuentemente, se pueden distinguir numerosos frentes de investigación para el futuro:

- (1) Se reconoce la necesidad de ampliar la base de datos disponible considerando diferentes secciones transversales y luces. Además, debe evaluarse la influencia de un esfuerzo de corte significativo en las columnas para investigar cómo este fenómeno afecta a los factores de reducción de la capacidad sísmica para cada nivel de daño. La norma japonesa proporciona valores de  $\eta$  para columnas dúctiles o frágiles, pero no especifica qué tipo de fragilidad afecta a la columna: si es por un esfuerzo axial grande, si es por un esfuerzo de corte elevado o si es porque la columna se encuentra sobreamada. Se reconoce que sería interesante comparar valores del factor de reducción para elementos flexocomprimidos con fragilidad inducida por distintos factores como los recién mencionados. Para ello, es imprescindible el estudio de elementos sometidos a esfuerzos axiales con esfuerzos de corte importantes.
- (2) Tomando como punto de partida el ensayo realizado por Scotta<sup>[40][41]</sup>, planificar ensayos pseudo-estáticos a carga cíclica reversible sobre columnas de hormigón armado en los que se midan los anchos residuales de fisuras estableciendo apropiadamente el tipo de daño del elemento para relacionarlos con los desplazamientos residuales de los especímenes y con los factores de reducción  $\eta$ .
- (3) Complementar estos ensayos pseudo-estáticos con ensayos dinámicos o pseudo-dinámicos para poder establecer de qué manera influye en el factor de reducción de la capacidad sísmica la forma de aplicación de la carga. Este tipo de ensayos también podría servir para calibrar los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica.
- (4) Es de vital importancia estudiar el comportamiento de otros elementos estructurales dañados por sismos tales como pórticos, pórticos rellenos de mampostería y tabiques de hormigón armado con el fin de determinar los factores de reducción de la capacidad sísmica correspondientes.
- (5) Se debe recalcar la necesidad de aplicar la metodología de evaluación a estructuras completas, en base a los resultados que se van obteniendo para elementos estructurales individuales. En este sentido, deben aprovecharse eventos sísmicos para evaluar estructuras e ir ganando experiencia en el campo.

# ANEXO A

## EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Tanto los grandes desplazamientos como el efecto  $P - \Delta$  pueden causar el comportamiento no lineal de elementos estructurales y de estructuras completas. Esto usualmente se conoce como no linealidad geométrica.

### A.1 COMPARACIÓN ENTRE EFECTO $P - \Delta$ Y TEORÍA DE GRANDES DESPLAZAMIENTOS

El uso de la teoría de pequeños desplazamientos lleva asociado dos suposiciones claves que se describen a continuación:

- (1) La relación geométrica entre los desplazamientos nodales y las deformaciones de los elementos es lineal.
- (2) Las ecuaciones de equilibrio pueden ser planteadas en la configuración original de la estructura, es decir sin deformaciones.

De hecho, ninguna de estas hipótesis se cumple en la realidad.

Desde el punto de vista estrictamente matemático, la primera suposición es correcta sólo en el límite cuando los desplazamientos tienden a cero. A medida que los desplazamientos de los nodos aumentan, la relación entre los desplazamientos nodales y las deformaciones de los elementos se hace progresivamente no lineal.

La segunda hipótesis no es correcta ya que el equilibrio debe cumplirse en la posición de la estructura deformada. A medida que las rotaciones de un elemento crecen, esta suposición va perdiendo validez.

La teoría de los grandes desplazamientos considera los dos tipos de no linealidad recién mencionados. En cambio, el análisis considerando el efecto  $P - \Delta$  mantiene la hipótesis (1), pero plantea las ecuaciones de equilibrio en la posición deformada. La diferencia entre los distintos tipos de no linealidad geométrica se ilustra en la Figura A. 1.

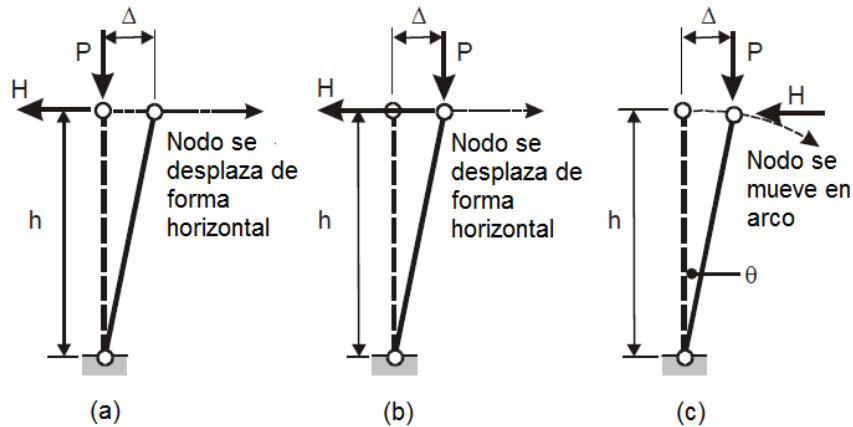


Figura A. 1 – No linealidad Geométrica (a) Pequeños Desplazamientos; (b) Efecto  $P - \Delta$ ; (c) Grandes Desplazamientos.

Para el ejemplo de la Figura A. 1 se supone que la deformación axial de la barra es despreciable, lo que equivale a una rigidez axial muy elevada. Se tendrá entonces que:

(a) Teoría de Pequeños Desplazamientos: esta teoría sostiene que la parte superior de la barra se mueve horizontalmente y que el equilibrio puede ser tomado en la posición indeformada. Por lo tanto, la fuerza horizontal  $H$  es nula para todos los valores de desplazamiento  $\Delta$ .

(b) Efecto  $P - \Delta$ : en este caso se tiene que el nodo superior de la barra se desplaza horizontalmente y que no existen extensiones o acortamientos de la barra (geometría de pequeños desplazamientos), pero el equilibrio se toma en la posición deformada. Luego, se tiene que:

$$H = \frac{P \cdot \Delta}{h}$$

[A. 1]

(c) Teoría de Grandes Desplazamientos: para este caso el nodo ubicado en la parte superior de la barra se desplaza sobre un arco, por lo que el mismo se mueve tanto en la dirección horizontal como vertical, de manera que la deformación axial de la barra resulte nula, además el equilibrio es tomado en la posición deformada. Por lo que se tendrá que:

$$H = \frac{P \cdot \Delta}{h \cdot \cos \theta}$$

[A. 2]

La diferencia en el valor de  $H$  entre considerar efecto  $P - \Delta$  y la teoría de grandes desplazamientos resulta pequeña aún para grandes rotaciones. Por ejemplo, para un valor de distorsión  $\Delta/h = 0,05$  (elevado para estructuras normales), la teoría  $P - \Delta$  da como resultado

$H = 0,05 \cdot P$ , mientras que la teoría de grandes desplazamientos resulta  $H = 0,05006 \cdot P$ , lo que implica una diferencia despreciable. Adicionalmente, para esta distorsión el desplazamiento vertical predicho utilizando la teoría (c) es de  $0,00125 \cdot h$ . Lo cual es bastante próximo al desplazamiento vertical nulo obtenido teniendo en cuenta el efecto  $P - \Delta$ . Por lo tanto, para la mayoría de las estructuras resulta suficientemente preciso adoptar la teoría (b).

En la mayor parte de las estructuras sometidas a cargas sísmicas, el comportamiento se puede asimilar al ilustrado en la Figura A. 1, por lo que para estos casos resulta conveniente utilizar la teoría que considera el efecto  $P - \Delta$ . Esto tiene la ventaja de que es más fácil de aplicar que la teoría de grandes desplazamientos y requiere menos esfuerzo computacional.

## A.2 EFECTO $P - \delta$

En la Figura A. 2 (a) se puede observar una columna en voladizo sometida tanto a cargas verticales como a cargas horizontales. Si la columna permanece dentro del rango elástico, se deforma de la manera ilustrada en la figura. Tomando el equilibrio en la posición deformada, el diagrama de momentos flectores es el que se muestra en la Figura A. 2 (b).

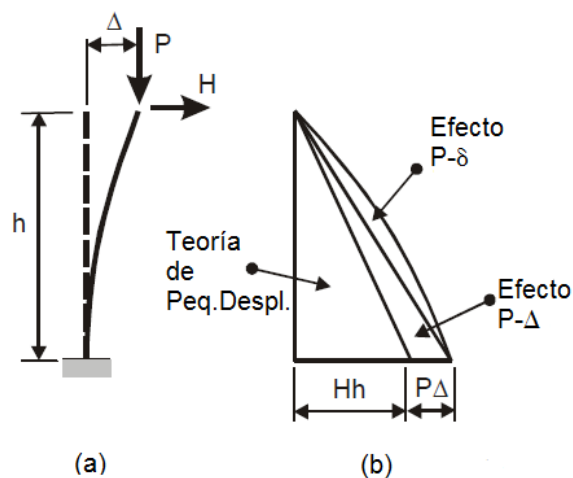


Figura A. 2 – Efectos  $P - \Delta$  y  $P - \delta$  (a) Columna Considerada; (b) Diagrama de Momentos Flectores.

En el diagrama de momentos pueden distinguirse tres partes, a saber:

- (1) Una parte que corresponde a la Teoría de Pequeños Desplazamientos, con un valor igual a  $H \cdot h$  en la base de la columna.
- (2) Una parte que considera el efecto  $P - \Delta$ , con un valor de  $P \cdot \Delta$  en la base. Este depende del desplazamiento lateral que se produce en la parte superior de la columna.

(3) Una parte que corresponde al llamado efecto  $P - \delta$ . La misma depende de la flexión de la columna dentro de su longitud.

Desde el punto de vista computacional resulta simple considerar la parte del diagrama de momento correspondiente al efecto  $P - \Delta$ , ya que sólo depende de la rotación global de la columna. No obstante, resulta más complicado calcular la parte correspondiente al efecto  $P - \delta$ , porque depende de la deformación flexional de la columna (la que, a su vez, se relaciona con los momentos y el hecho de si la columna plastificó o permanece en estado elástico).

Es posible tener en cuenta el efecto  $P - \delta$  en el análisis estructural. Sin embargo, se debe ser cuidadoso cuando se considera este fenómeno. El caso analizado en la Figura A. 2 corresponde a una columna en estado elástico. La Figura A. 3 muestra la misma columna, pero ahora una vez que entró en fluencia y se formó una rótula plástica en la base.

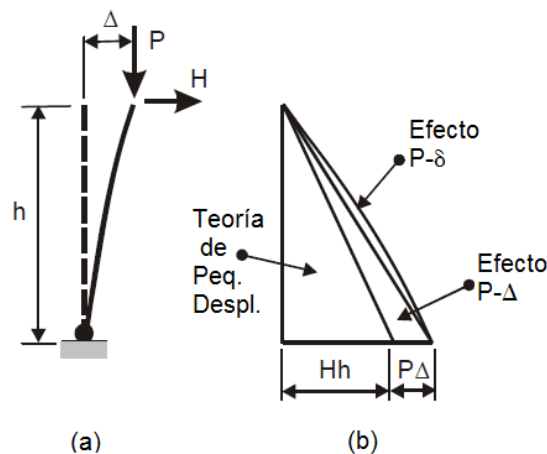


Figura A. 3 – Efecto  $P - \delta$  cuando la columna entra en fluencia (a) Columna Considerada; (b) Diagrama de Momentos.

Como puede apreciarse en la figura, para un dado desplazamiento  $\Delta$ , los momentos producidos por el efecto  $P - \Delta$  son los mismos que antes, pero ahora los momentos debidos al efecto  $P - \delta$  son mucho más pequeños. La teoría del efecto  $P - \delta$  debe considerar este fenómeno. Si los momentos  $P - \delta$  son calculados basándose en la deformación elástica de la columna, entonces estos momentos pueden tener errores importantes.

Para columnas en las que se forman rótulas plásticas sólo en sus extremos (como es el caso que se trata en este trabajo), es poco probable que los momentos debidos al efecto  $P - \delta$  sean importantes. Si una columna tiene la suficiente rigidez para tomar momentos altos, sus deformaciones elásticas de flexión son usualmente tan pequeñas que los momentos por efecto  $P - \delta$  resultan despreciables. En el caso en que una columna sea lo suficientemente flexible como para que el efecto  $P - \delta$  resulte significativo, usualmente concentrará poco momento y sus deformaciones flexionales nuevamente resultarían muy pequeñas. De este razonamiento se concluye que para la mayor parte de los casos el efecto  $P - \delta$  puede ser despreciado.

Esto se aplica al caso en que las columnas sólo presenten plastificaciones en sus extremos. El efecto  $P - \delta$  puede ser determinante en columnas o elementos flexocomprimidos que presentan rótulas plásticas a lo largo de su luz, ya que las deformaciones que contribuyen a este tipo de efecto incluyen además de las deformaciones elásticas, las inelásticas.

### **A.2.a Acortamiento Axial Debido a la Flexión**

A medida que una columna sufre deformaciones de flexión, la distancia entre sus extremos se reduce levemente, esto ocurre porque la distancia a lo largo de una columna curvada es ligeramente superior que la línea recta que une sus extremos. Este es un efecto de la no linealidad geométrica, es la contraparte en la teoría de grandes desplazamientos del efecto  $P - \delta$ . Es decir, la teoría del efecto  $P - \delta$  considera los momentos  $P - \delta$ , pero ignora el acortamiento debido a la flexión, en cambio la teoría de grandes desplazamientos considera ambos efectos. Este acortamiento puede ser considerado en los análisis, pero generalmente añade mucha complejidad.

## **A.3 DISMINUCIÓN DE RESISTENCIA EN ELEMENTOS FLEXOCOMPRIMIDOS**

La Figura A. 3 pone en evidencia la razón por la cual la consideración del efecto  $P - \Delta$  reduce la resistencia efectiva a flexión de una columna. Sea  $M$  la capacidad de momento que se puede tomar en la rótula plástica. Este parámetro es constante (no es afectado por el hecho de que se tenga en cuenta o no el efecto  $P - \Delta$ ). Si se usa la teoría de desplazamientos pequeños, la rótula plástica se activa cuando  $M = H \cdot h$ , por lo que la resistencia a carga horizontal de la columna resulta  $H = M/h$ . Mientras que si se tiene en cuenta el efecto  $P - \Delta$ , la rótula se forma cuando  $M = H \cdot h + P \cdot \Delta$ , por lo que la resistencia a carga horizontal será  $H = (M - P \cdot \Delta)/h$ . Nótese que esta última resulta menor que la resistencia calculada para la columna sin considerar el efecto  $P - \Delta$ .

# ANEXO B

## RESULTADOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

En este anexo se incluyen las propiedades y los resultados de los análisis dinámicos no lineales realizados sobre los modelos numéricos de las columnas que se utilizaron para determinar los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta dinámica en el Capítulo VI de este trabajo.

### B.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

El presente apartado discute las propiedades fundamentales de los análisis dinámicos no lineales de sistemas de un grado de libertad realizados en este trabajo. El objetivo de los mismos fue estimar la capacidad sísmica residual basada en la respuesta dinámica ( $R_{dyn}$ ) de las columnas para poder compararlas con los factores de reducción de la capacidad sísmica ( $\eta$ ) de los ensayos pseudo-estáticos que se obtuvieron en el Capítulo V.

#### B.1.a Método de Integración

Para la resolución de este tipo de problemas de un grado de libertad es necesario realizar la integración en el tiempo de la ecuación de equilibrio dinámico de un sistema sometido a una excitación en su base:

$$m \cdot \ddot{\delta} + c \cdot \dot{\delta} + k \cdot \delta = -m \cdot \ddot{\delta}_g$$

[B. 1]

Donde:

$m$ : Es la masa del sistema. En los casos estudiados está conformada tanto por el peso propio de las columnas, como por la carga axial aplicada por el actuador en el ensayo.

$c$ : Es el coeficiente de amortiguamiento del sistema, se discutirá sobre el mismo más adelante.



$k$ : Es la rigidez de la columna, la cual va variando de acuerdo a los factores de degradación de energía que se explicitaron en la sección IV.1.c.

$\delta$ ,  $\dot{\delta}$  y  $\ddot{\delta}$ : Son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración del sistema, respectivamente.

$\ddot{\delta}_g$ : Es la excitación sísmica, que se asume como la aceleración del terreno actuante en la base de la estructura analizada.

Existen distintas familias de métodos para poder integrar la ecuación [B. 1], PERFORM-3D hace uso del método de Newmark con coeficientes  $\beta = 0,25$  y  $\gamma = 0,50$ , suponiendo de esta forma una aceleración promedio constante a lo largo del paso de integración en el tiempo  $\Delta t$ . Esta metodología implícita, también conocida como regla trapezoidal, es incondicionalmente estable (para el caso de una estructura sin amortiguamiento) y tiene un orden de convergencia 2. Además, puede recalarse que para sistemas de un grado de libertad este procedimiento presenta la ventaja de que no agrega amortiguamiento numérico artificial.

El paso de tiempo de integración  $\Delta t$  debe ser especificado por el usuario. Para ello, deben considerarse dos aspectos importantes:

(1) Se debe capturar de la manera más precisa posible la respuesta del sistema. Para el caso de un sistema elástico de un grado de libertad, el método de la aceleración constante da resultados lo suficientemente aproximados si el paso de tiempo es menor que  $1/12$  del período de la estructura. Para una estructura lineal de varios grados de libertad, se puede identificar el modo más alto que tiene una contribución importante en la respuesta y usar un paso de tiempo igual a  $1/12$  del período de ese modo. Como en general el período de una estructura se incrementa luego de que esta entra en fluencia, si el paso de tiempo es seleccionado en base al criterio presentado para estructuras en estado elástico, usualmente será lo suficientemente pequeño como para calcular la respuesta inelástica.

(2) Se debe capturar correctamente el movimiento del terreno. Por ejemplo, si un registro de un sismo posee valores de aceleración cada 0,02 segundos, no se debe usar un paso de tiempo  $\Delta t$  mayor que 0,02 segundos, aún para una estructura con un período muy elevado, de otra manera se tendría el riesgo de distorsionar el movimiento del terreno.

En los análisis dinámicos realizados en este trabajo prevaleció la segunda condición por sobre la primera. En la Tabla B. 1 se adjuntan los intervalos de muestreo de los acelerogramas utilizados y el paso de integración adoptado para cada uno de ellos.

Acelerograma	Intervalo de Muestreo [seg]	Paso de Integración $\Delta t$ [seg]
Caucete (ACAU)	0,02	0,02
Artificial Comp. Esp. 1-Zona 4 (AACE1-Z4)	0,02	0,02
Kobe (AKOB)	0,02	0,02
El Cadillal (ACAD)	0,004	0,004

Tabla B. 1 – Intervalos de Muestreo y Paso de Integración adoptado para cada acelerograma considerado.

### B.1.b Amortiguamiento

Una estructura esencialmente elástica disipa energía mediante distintos mecanismos. Esto es disipación de energía “elástica”, que se modela comúnmente utilizando amortiguamiento viscoso. Una suposición usual en el análisis tiempo-historia elástico lineal es de un amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento viscoso crítico en cada uno de los modos naturales de vibración. Como el mecanismo de amortiguamiento real es casi con certeza no viscoso, esto constituye una aproximación.

Una vez que la estructura plastifica, disipa energía adicional a través de su comportamiento inelástico. En un análisis dinámico no lineal esto es modelado directamente. Luego, la energía total disipada será la suma de la energía disipada en rango elástico y la disipada inelásticamente.

En los análisis dinámicos no lineales es una práctica usual asumir amortiguamiento viscoso para tener en cuenta la energía disipada en el rango elástico.

#### B.1.b.(i) Amortiguamiento Viscoso

Para el caso de una estructura de un grado de libertad, el coeficiente de amortiguamiento viscoso puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$c = 2 \cdot m \cdot \xi \cdot \omega$$

[B. 2]

Donde:

$m$ : Es la masa del sistema, al igual que en la ecuación [B. 1].

$\xi$ : Es la relación de amortiguamiento con respecto al amortiguamiento crítico ( $c_c$ ).

$\omega$ : Es la frecuencia angular propia del sistema de un grado de libertad.  $\omega = 2\pi/T$  [rad/seg].

La ecuación [B. 2] deja en claro que si se fija una relación de amortiguamiento  $\xi$ , el coeficiente de amortiguamiento del sistema dependerá de la frecuencia angular  $\omega$  y, consecuentemente, del período de la estructura  $T$ .

Tal como argumentan Priestley, Calvi & Kowalsky<sup>[38]</sup>, los períodos calculados con el modelo trilineal y con el modelo de fibras para cada una de las columnas estudiadas resultaron diferentes. En la Tabla B. 2 pueden apreciarse los distintos valores de los períodos  $T$  para cada caso.

	Modelo Trilineal	Modelo de Fibras
Unidad 1 – Tanaka <sup>[42]</sup>	0,415	0,220
Unidad 8 – Zahn <sup>[50]</sup>	0,577	0,482

Tabla B. 2 – Períodos Elásticos  $T$  [seg.] Calculados para los distintos Modelos Numéricos.

La diferencia en los períodos puede atribuirse a las distintas hipótesis realizadas con respecto a la rigidez inicial de las columnas, debidas fundamentalmente a la adopción de los factores para considerar la rigidez fisurada que multiplican a los momentos de inercia en los modelos trilineales (ver sección IV.1.a.(ii)).

Luego, para una misma relación de amortiguamiento  $\xi$ , la expresión [B. 2] dará como resultado un valor del coeficiente de amortiguamiento para el modelo trilineal y otro distinto para el modelo de fibras.

Considerando que los dos modelos de una misma columna poseen igual masa  $m$ , y una rigidez efectiva que se asume similar para los ciclos de ductilidad media ( $k_{trilineal} \sim k_{fibras}$ ), se pretende que para un determinado sismo la demanda de desplazamientos que se le impone al sistema sea similar, entendiéndose que al resolver la ecuación [B. 1], los  $\delta$  demandados por el sismo al modelo trilineal no difieran mucho de los  $\delta$  que se obtienen para el modelo de fibras. Ello lleva a buscar igualar en la medida de lo posible los coeficientes de amortiguamiento  $c$ . Esto último trae como consecuencia que se adopten distintos valores de la relación de amortiguamiento  $\xi$  para el modelo trilineal que para el modelo de fibras, siempre con el criterio de intentar igualar  $c$  en ambos modelos.

De esta manera, se decidió adoptar un valor fijo para la relación de amortiguamiento de los modelos de fibras ( $\xi_{fibras}$ ) de 0,05 (5% con respecto a  $c_c$ ) y calcular los valores correspondientes a los modelos trilineales ( $\xi_{trilineal}$ ) igualando los coeficientes  $c$  dados por la ecuación [B. 2]:

$$\xi_{trilineal} \cdot \omega_{trilineal} = \xi_{fibras} \cdot \omega_{fibras}$$

$$\xi_{trilineal} = \frac{\xi_{fibras} \cdot \omega_{fibras}}{\omega_{trilineal}}$$

[B. 3]

Las relaciones de amortiguamiento finalmente adoptadas para los distintos análisis dinámicos no lineales se pueden encontrar en la Tabla B. 3.

	$\xi_{trilineal}$	$\xi_{fibras}$
<b>Unidad 1 – Tanaka<sup>[42]</sup></b>	0,0943	0,0500
<b>Unidad 8 – Zahn<sup>[50]</sup></b>	0,0599	0,0500

Tabla B. 3 – Relaciones de Amortiguamiento adoptadas para los Distintos Modelos.

### **B.1.b.(ii) Interpretación Física del Amortiguamiento Viscoso en Análisis Dinámicos No Lineales**

Es necesario distinguir la diferencia entre el amortiguamiento viscoso en una estructura que permanece en rango lineal y el amortiguamiento viscoso en una estructura que incursiona en campo no lineal.

A medida que una estructura lineal se deforma bajo la acción sísmica, su deformada cambia para cada instante de tiempo. Para una estructura con varios grados de libertad, esta deformada puede ser descompuesta en formas modales, cada una de ellas vibrando de forma independiente en su frecuencia natural. Si se asume un amortiguamiento viscoso modal, cada modo se encuentra amortiguado de manera independiente del resto. La experiencia ha demostrado que es razonable utilizar amortiguamiento viscoso modal en análisis dinámicos lineales.

En principio, esto podría extenderse a una estructura que incursiona en campo inelástico. Si el comportamiento de la estructura es lineal dentro de eventos no lineales bien definidos, como puede ser la formación de una rótula plástica, se podrían recalcular las formas modales para cada evento (es decir, cada vez que la rigidez del elemento cambia), y por lo tanto se podría utilizar amortiguamiento viscoso modal. No obstante, resulta costoso desde el punto de vista computacional recalcular las formas modales en cada evento. Luego, como en este trabajo se utiliza amortiguamiento viscoso modal para los análisis dinámicos no lineales, se hace la suposición de que el coeficiente de amortiguamiento (o matriz de amortiguamiento, para el caso de varios grados de libertad) permanece constante.

Por esta razón, en cualquier instante la forma deformada de la estructura todavía contiene contribuciones de las formas modales elásticas. Sin embargo, a diferencia del caso lineal, los períodos efectivos de estas formas no son los períodos lineales, las formas no son usualmente independientes (o desacopladas), y la deformada contiene formas distintas a las formas modales lineales. Esto tiene los siguientes efectos:

(1) Las formas modales permanecen amortiguadas, pero como el período efectivo puede haber cambiado (probablemente haciéndose más grande) mientras el coeficiente de amortiguamiento efectivo permanezca sin cambios, la cantidad de amortiguamiento generalmente varía.

(2) Los únicos componentes de la deformada que se encuentran amortiguados son aquellos que corresponden a las formas modales lineales. El resto de las deformaciones no están amortiguadas.

Esto no invalida un modelo de amortiguamiento basado en las formas modales lineales. Lo que sí implica es que una interpretación física de este tipo de amortiguamiento es complicada, y que sólo se puede decir que mediante este tipo de amortiguamiento se busca representar fenómenos no capturados por el modelo histerético adoptado en el análisis.

## B.2 RESPUESTA DINÁMICA DE LOS MODELOS

En esta sección se presenta la respuesta dinámica de cada uno de los modelos de las columnas ante los diferentes acelerogramas considerados y sus respectivas réplicas. Esta respuesta se exhibe mediante gráficos como los de la Figura VI. 10 que muestran la variación de los desplazamientos laterales en el tiempo, la variación de la fuerza restitutiva en el tiempo y, finalmente, la relación que vincula los desplazamientos laterales con las fuerzas restitutivas de la columna. En dicha figura, que corresponde al modelo de fibras de la Unidad 1 de Tanaka<sup>[42]</sup>, puede observarse que el máximo desplazamiento demandado por el sismo principal (verde) fue de aproximadamente 40mm, lo que corresponde a un nivel de daño III, mientras que para la réplica (trazo negro) se alcanzó el desplazamiento de colapso del elemento ( $\delta_{col} = 120mm$ ).

Estos análisis permitieron establecer los factores de amplificación ( $FA$ ) que deben aplicarse a los registros de aceleración seleccionados para provocar sobre los modelos numéricos un determinado nivel de daño. Luego, estos modelos numéricos con el nivel de daño alcanzado se someten a réplicas para determinar el factor de amplificación que debe aplicarse a las aceleraciones del terreno para llevar al colapso el elemento ( $A_{di}$ ). Con estos datos puede calcularse el índice  $R_{dyn}$  para el acelerograma y el nivel de daño considerado.

Vale la pena aclarar que en este anexo sólo se muestra una parte del total de los análisis dinámicos realizados, ya que para construir las curvas que relacionan el factor de amplificación aplicado al acelerograma con el desplazamiento máximo para cada nivel de daño (Figura VI. 11 y similares en el 79Capítulo VI), el número de análisis llevados a cabo fue elevado y no resultaría práctico mostrar todos esos gráficos en esta sección.

En este sentido, se seleccionaron los resultados más importantes que corresponden a los límites de cada nivel de daño en los que se calcula el índice  $R_{dyn}$ . Esto implica que en los gráficos que se exhibirán a continuación, el *mainshock* provoca un desplazamiento máximo sobre el elemento que se corresponde con un determinado nivel de daño de la columna, mientras que el *aftershock* lleva a la misma al desplazamiento de colapso. Los factores de amplificación aplicados sobre las aceleraciones de los registros tanto para el sismo principal como para las réplicas se especifican en cada figura.

Por otro lado, a pesar de que en las figuras de las páginas que siguen el eje correspondiente al tiempo se muestra como un eje continuo, es necesario aclarar que una vez terminado el análisis correspondiente al *mainshock*, el modelo se retornó a un estado estático para recién después someterlo al *aftershock*.

## B.2.a Unidad 1 - Tanaka<sup>[42]</sup>

### B.2.a.(i) Modelo Trilineal

#### B.2.a.(i).01 Acelerograma de Cauçete (ACAU)

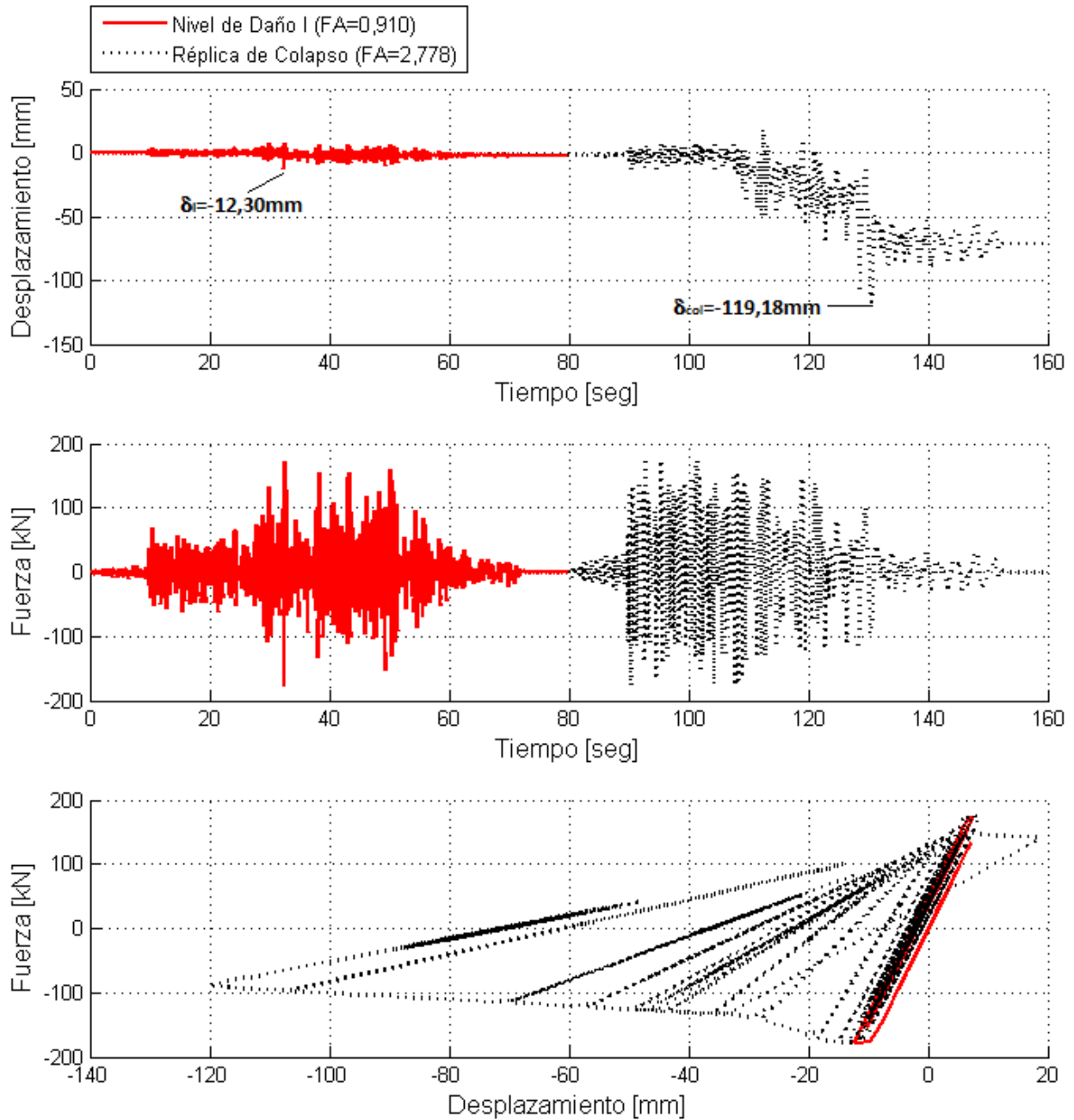
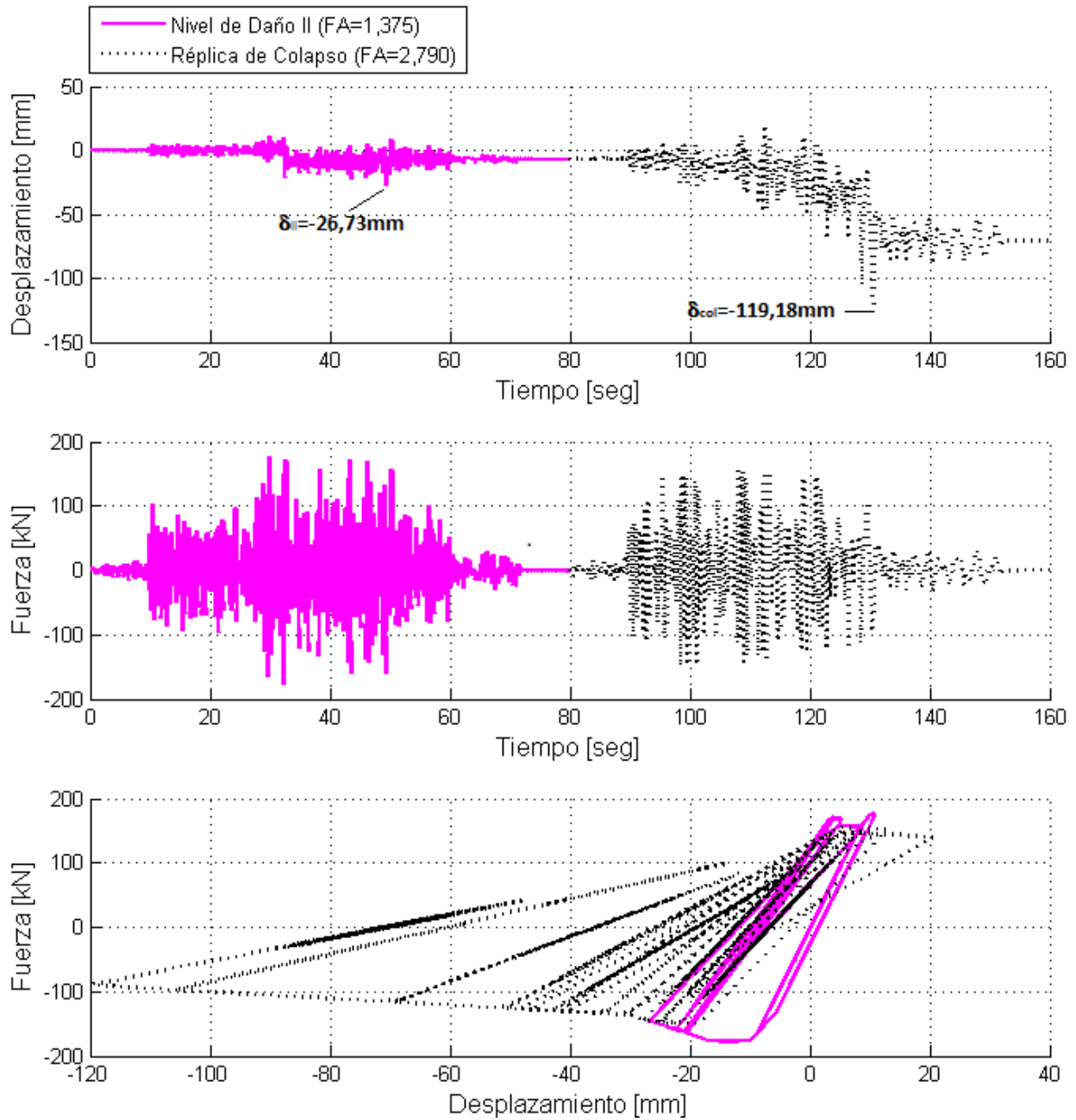
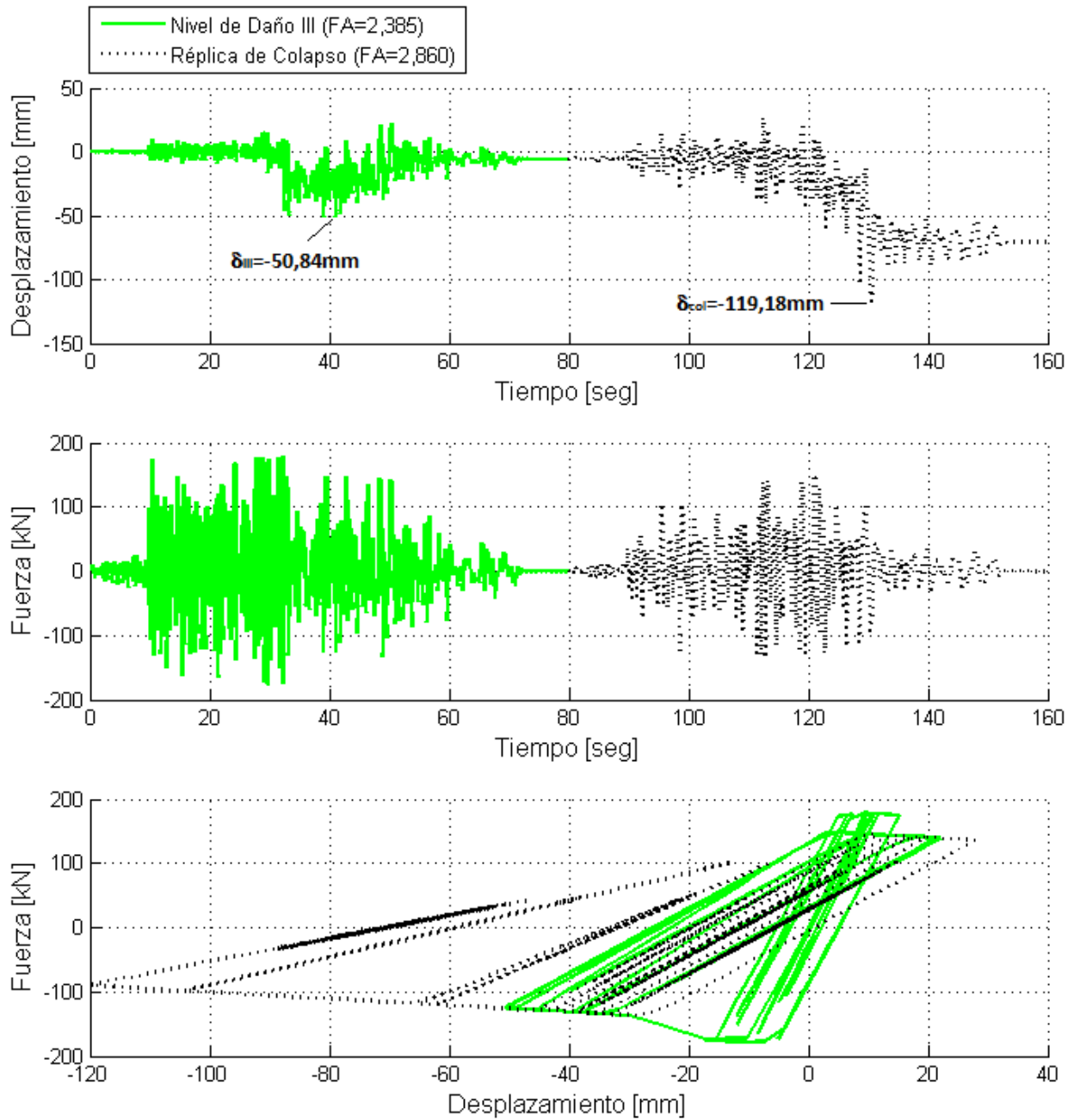
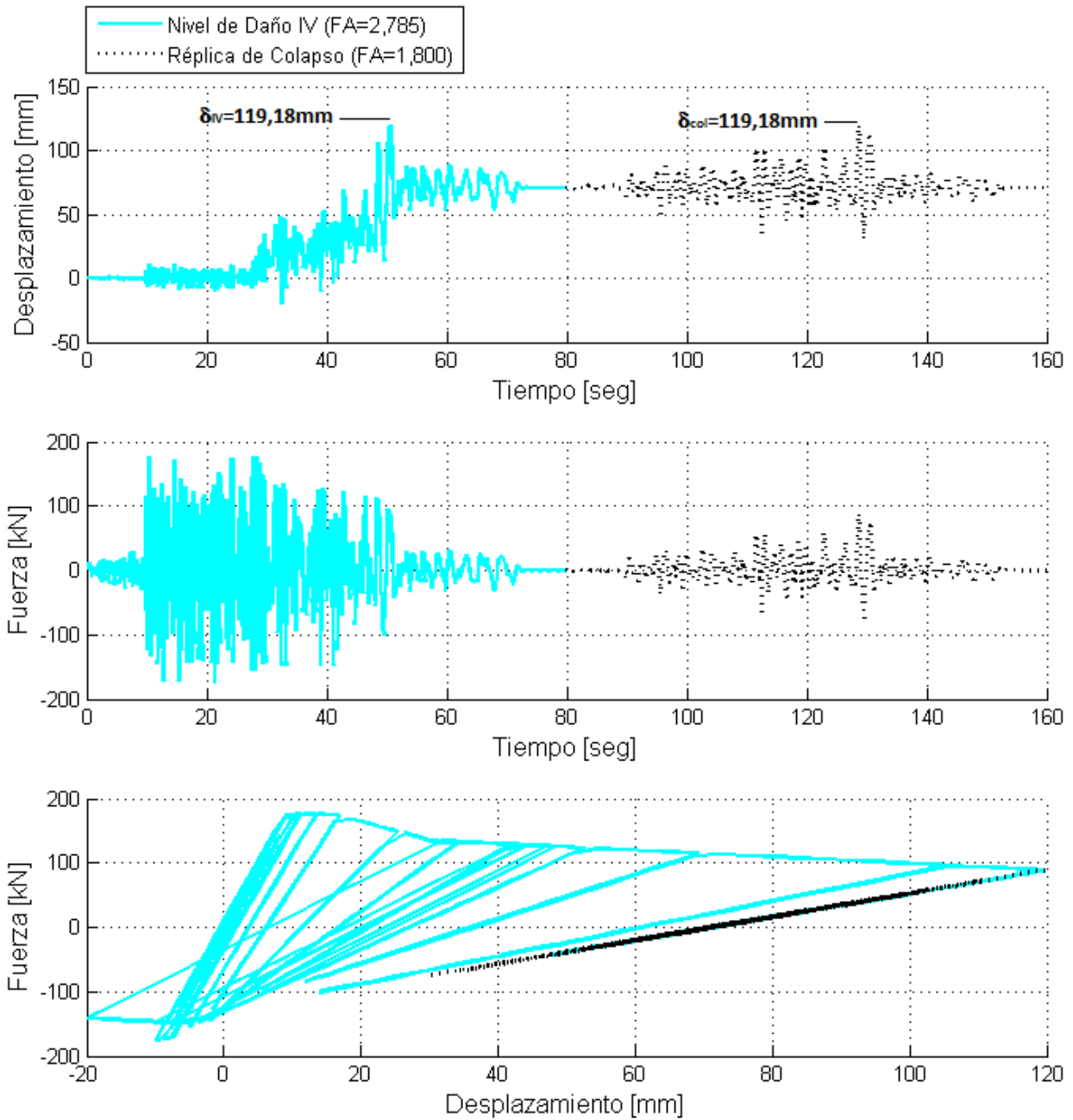


Figura B. 1 – Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAU Nivel de Daño I.

Figura B. 2 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAU Nivel de Daño II.

Figura B. 3 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAU Nivel de Daño III.



Figura B. 4 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAU Nivel de Daño IV.

### B.2.a.(i).02 Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 - Zona 4 (ACE1-Z4)

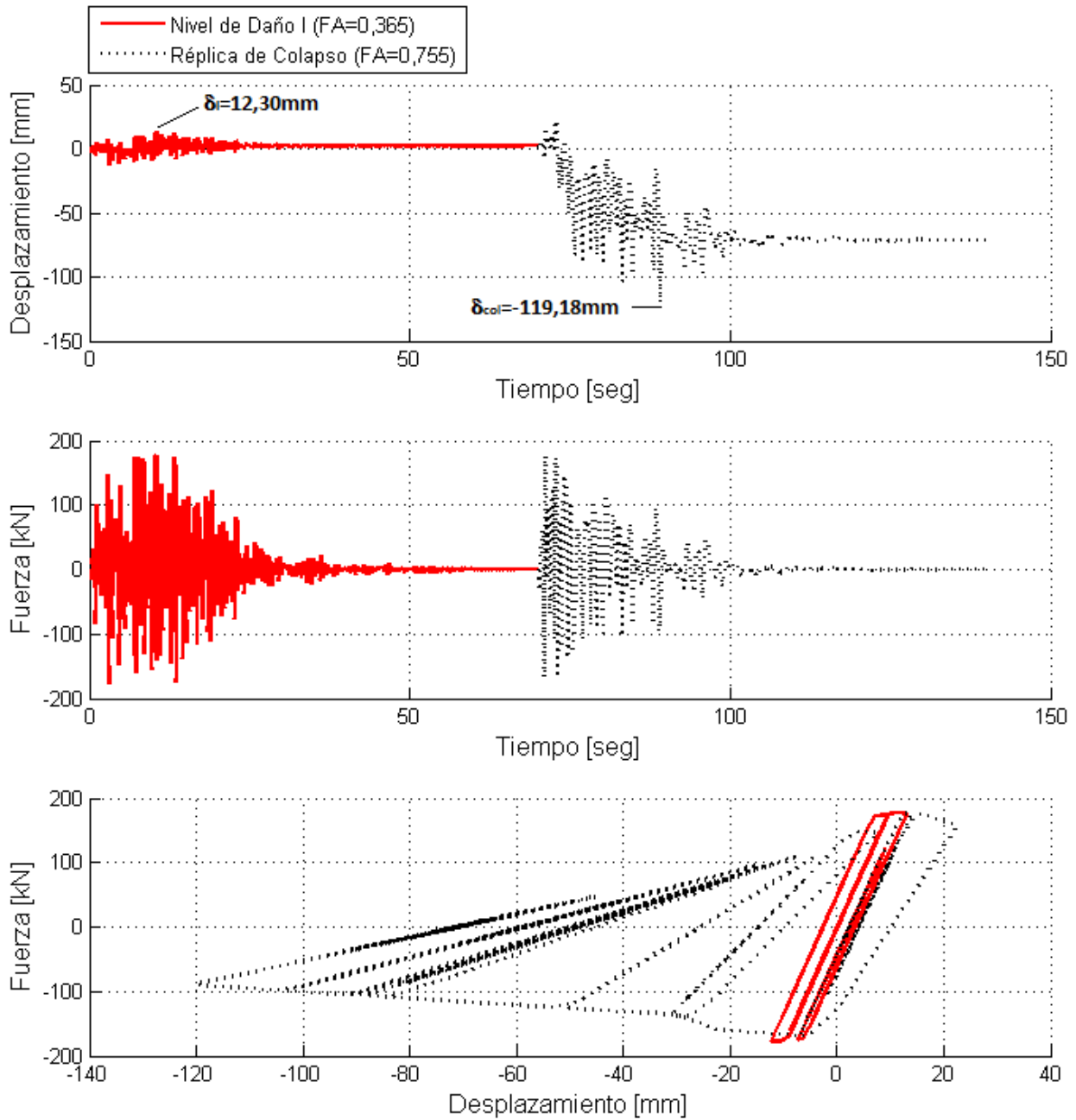
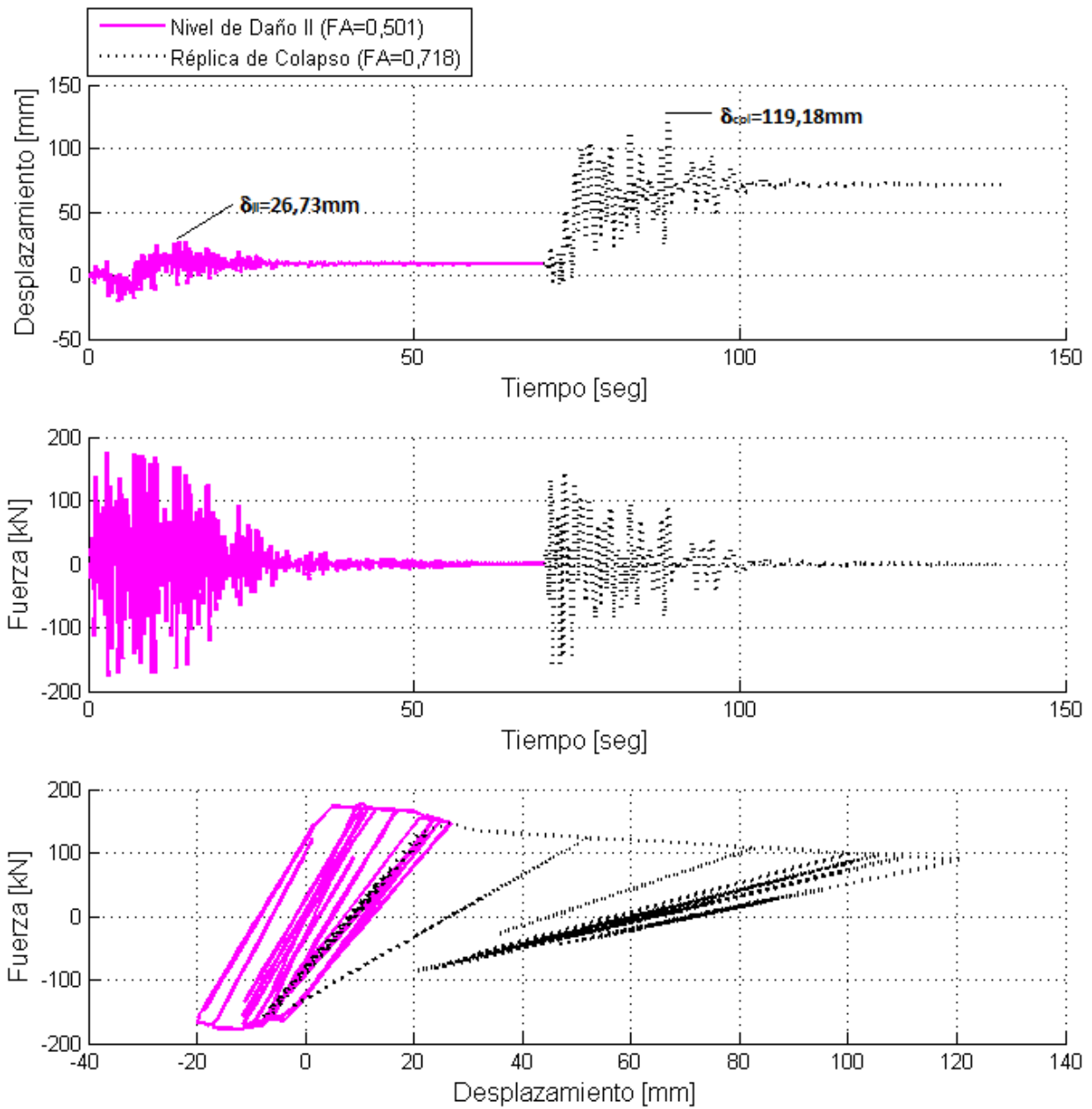
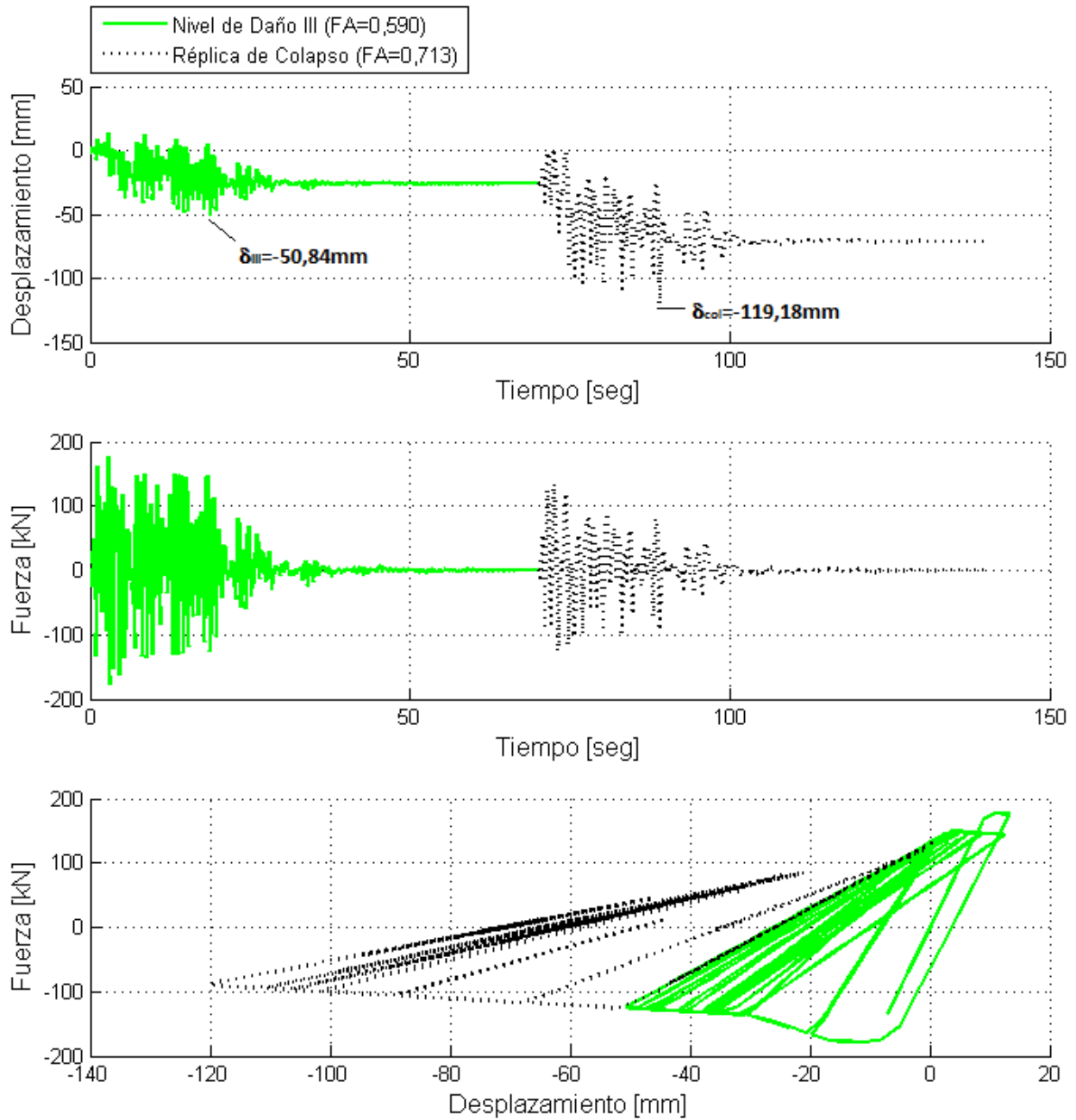
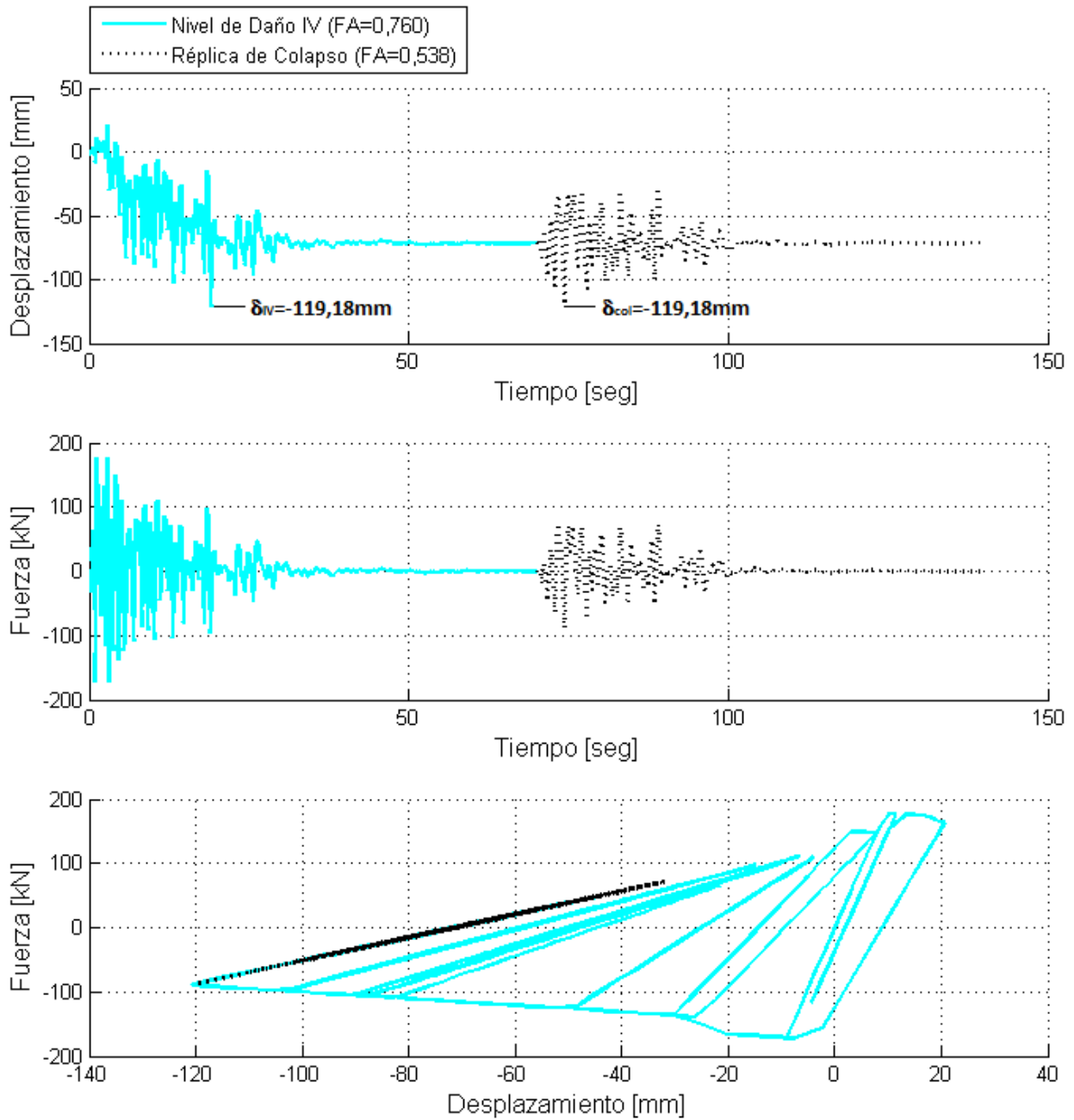


Figura B. 5 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACE1-Z4 Nivel de Daño I.

Figura B. 6 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AACE1-Z4 Nivel de Daño II.

Figura B. 7 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AACE1-Z4 Nivel de Daño III.

Figura B. 8 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AACE1-Z4 Nivel de Daño IV.

### B.2.a.(i).03 Acelerograma de Kobe (AKOB)

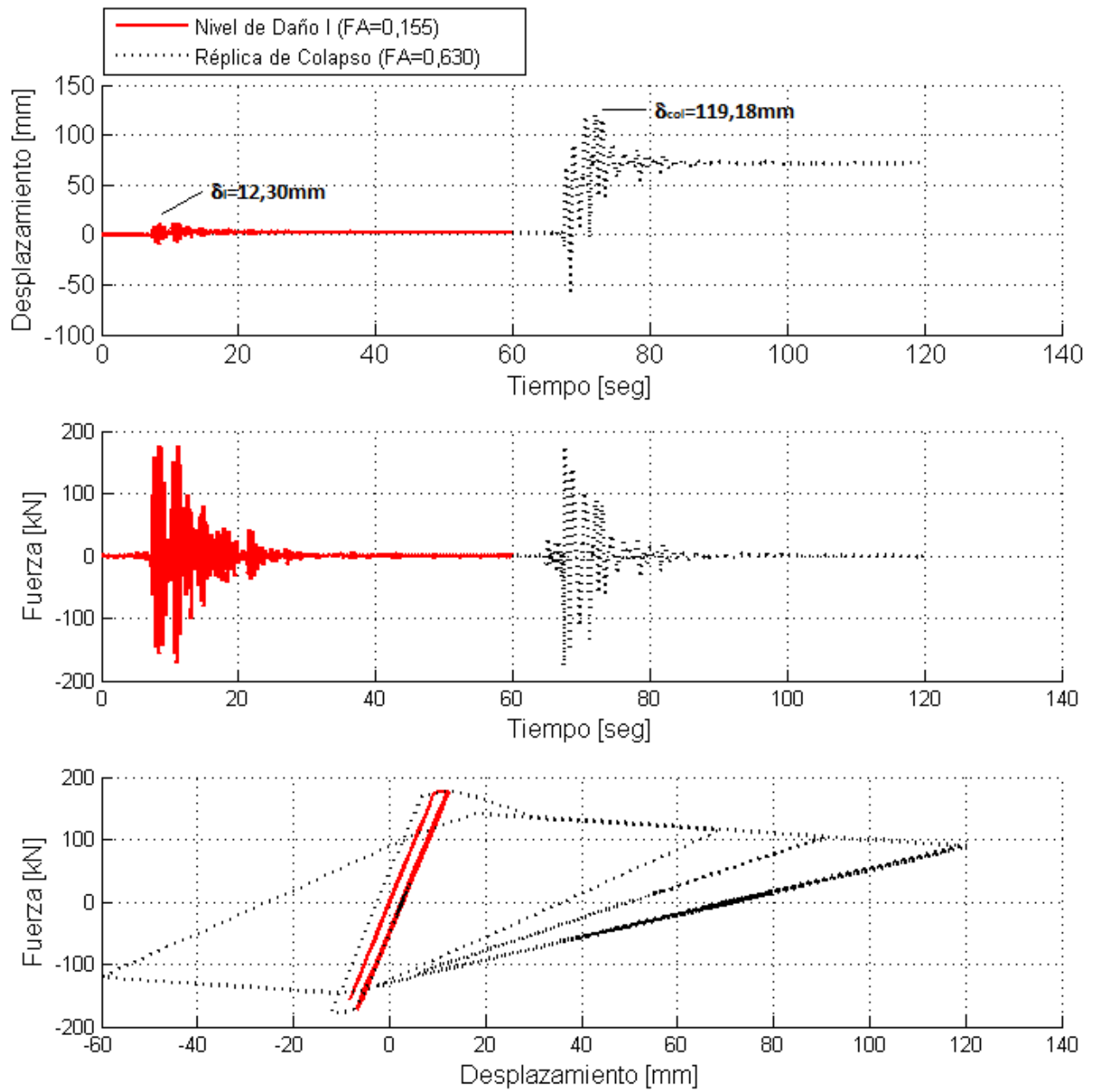


Figura B. 9 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AKOB Nivel de Daño I.

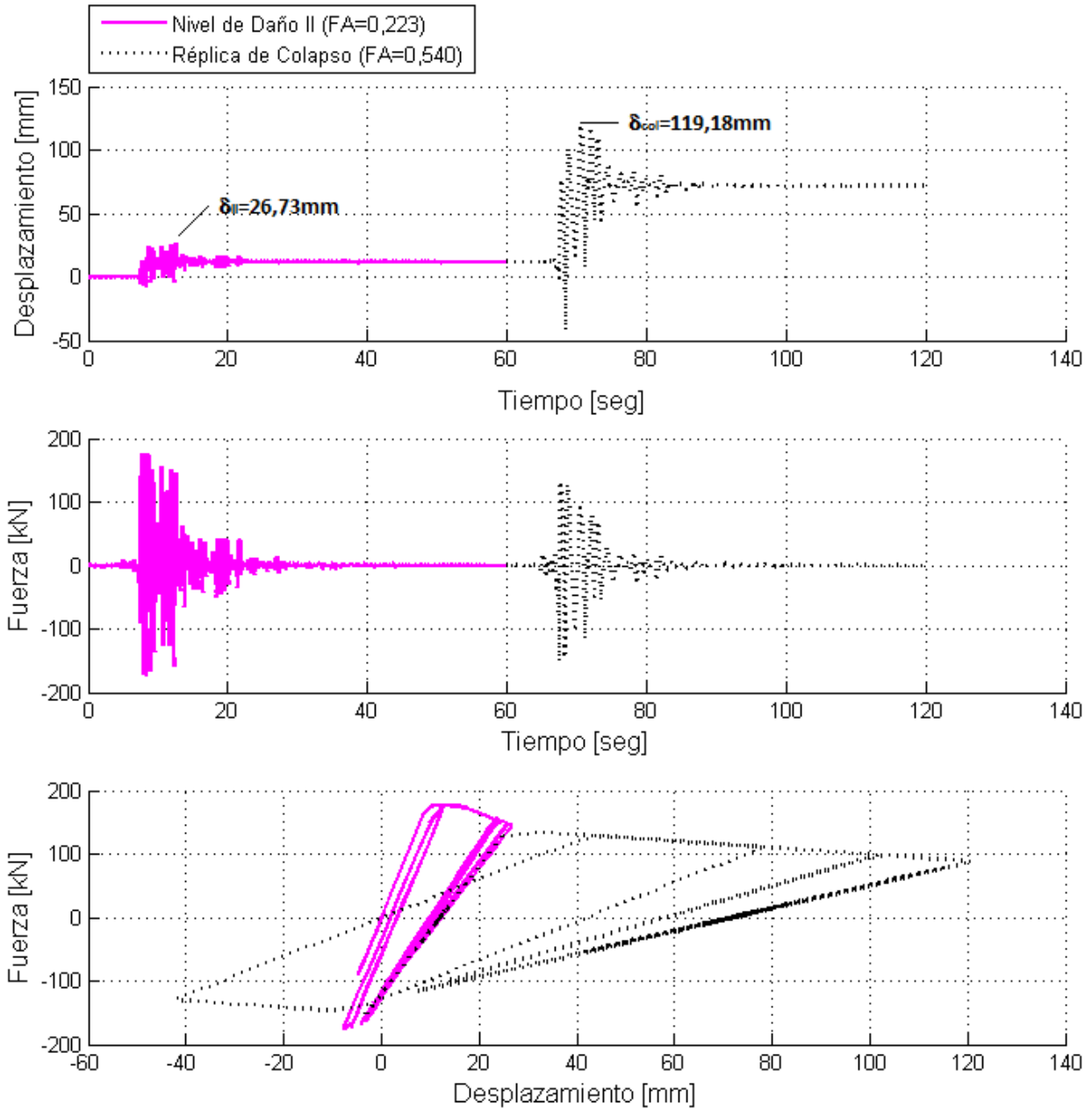
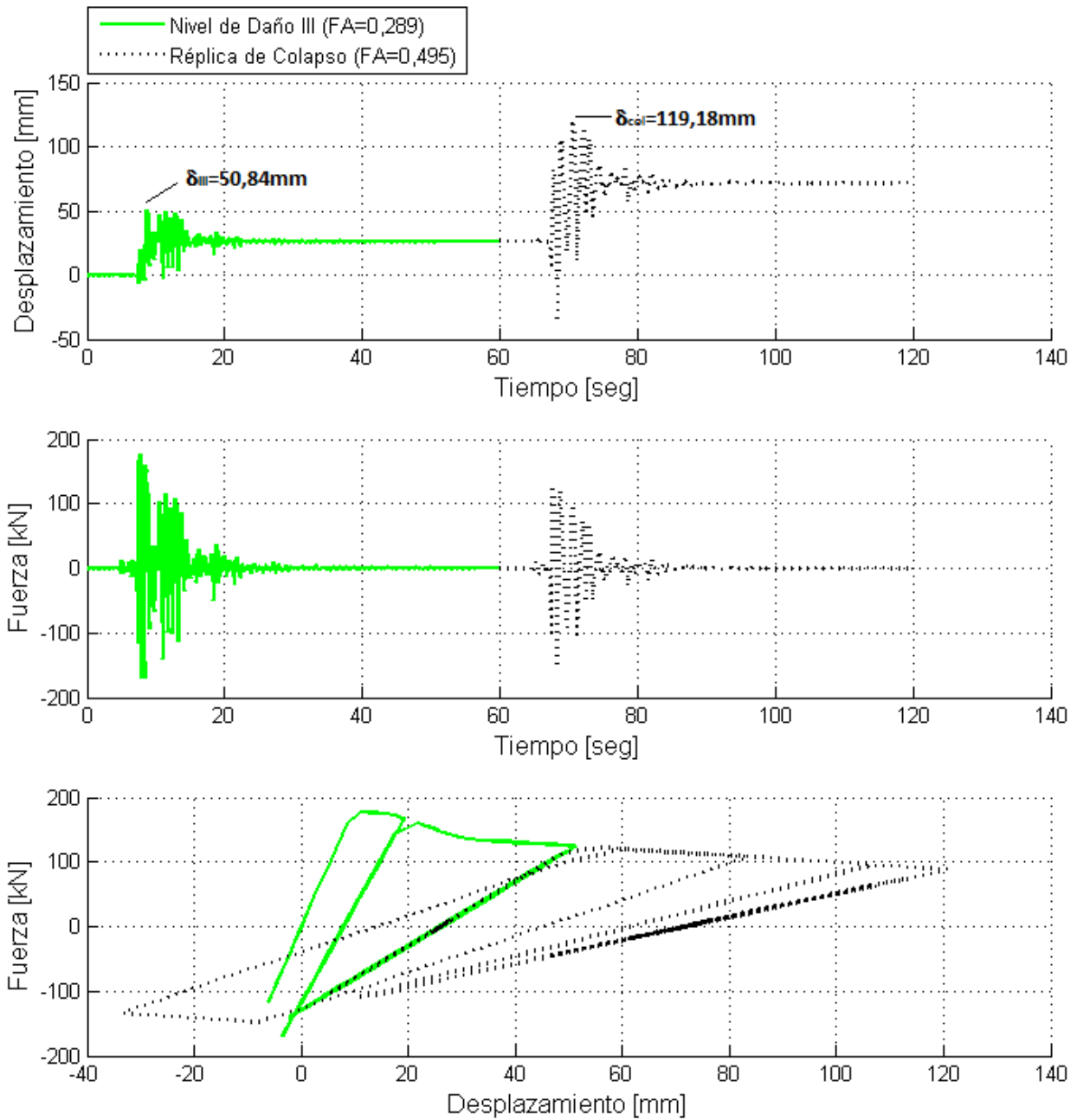


Figura B. 10 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AKOB Nivel de Daño II.

Figura B. 11 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AKOB Nivel de Daño III.



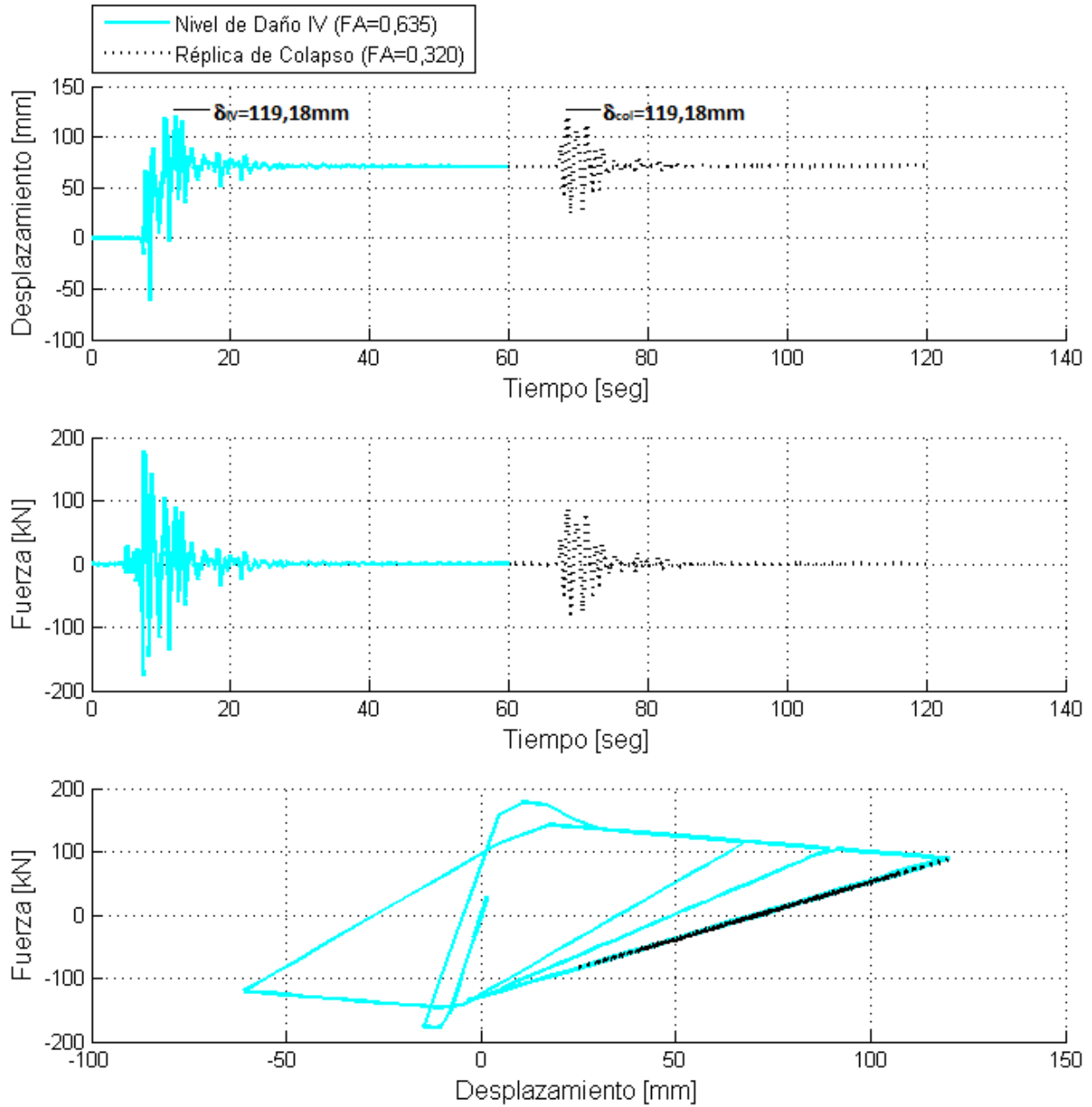
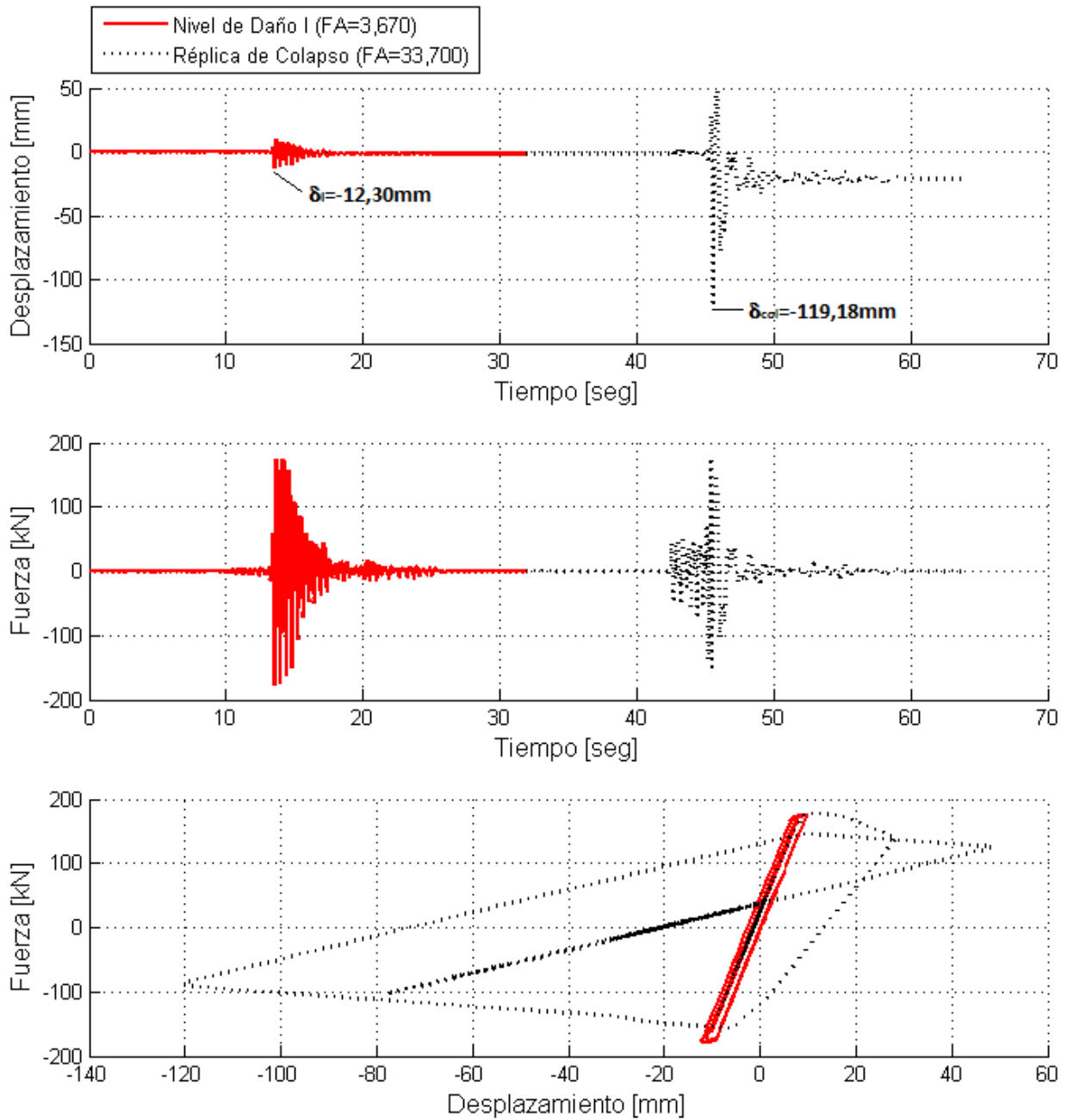
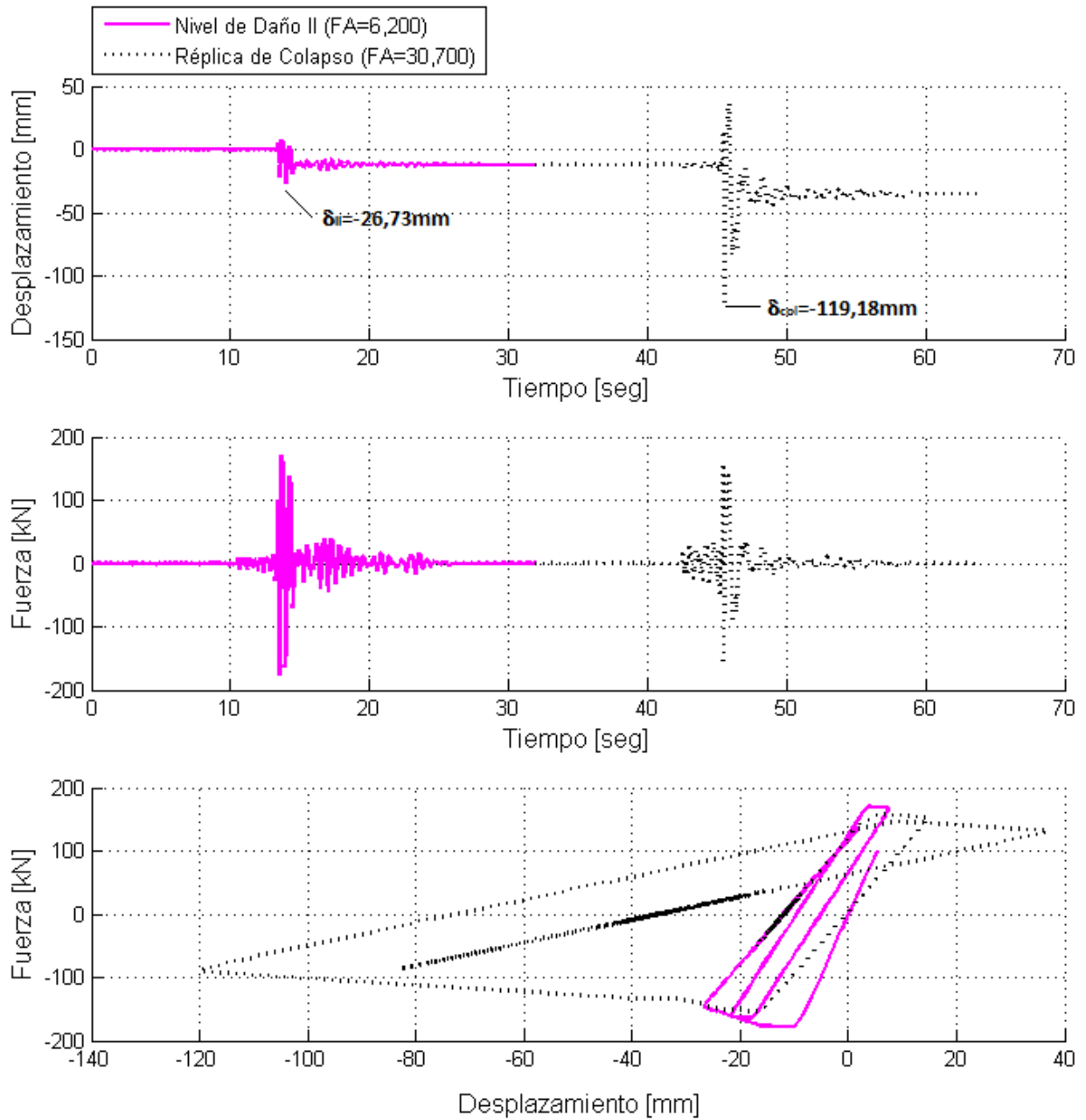
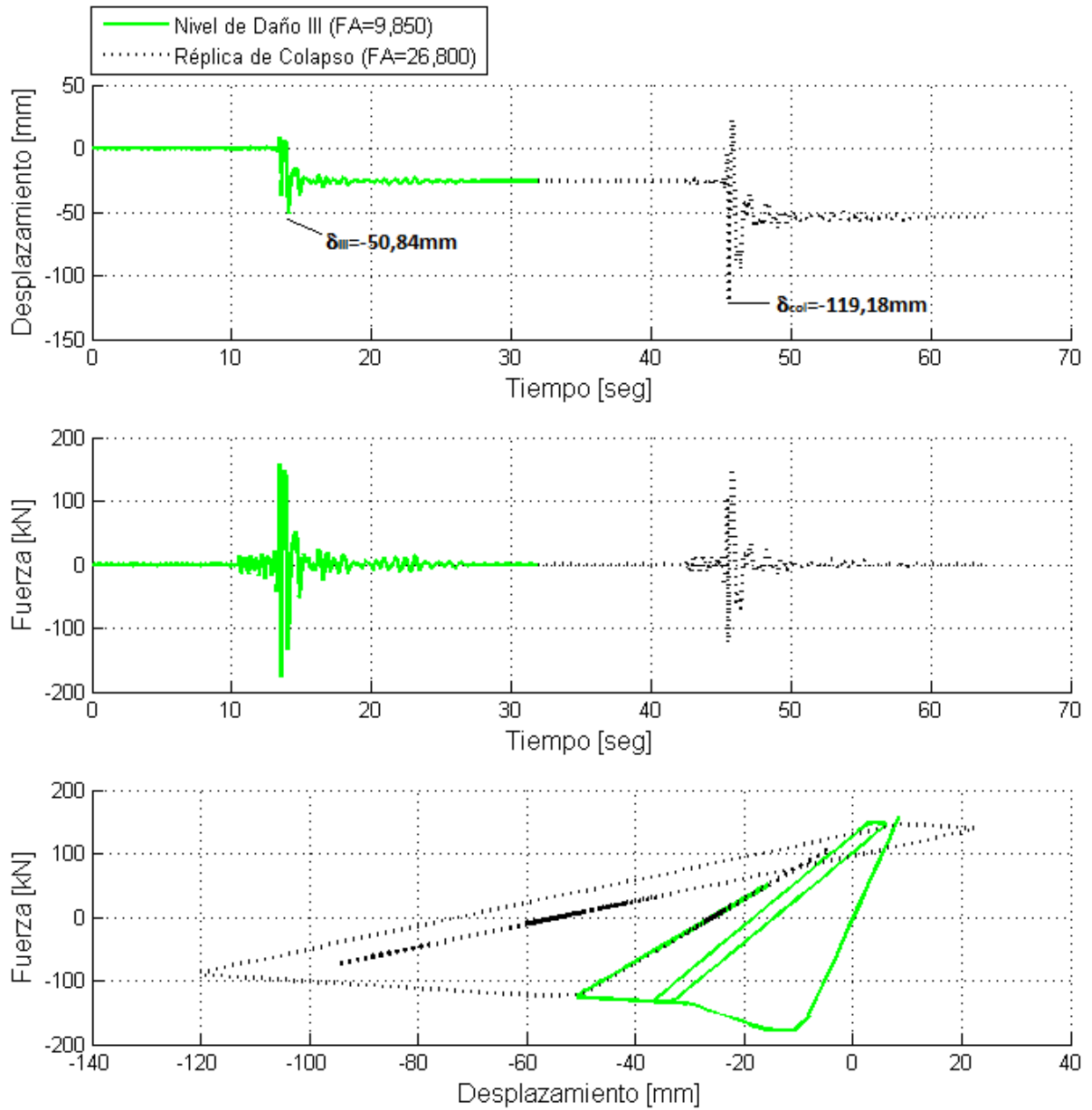
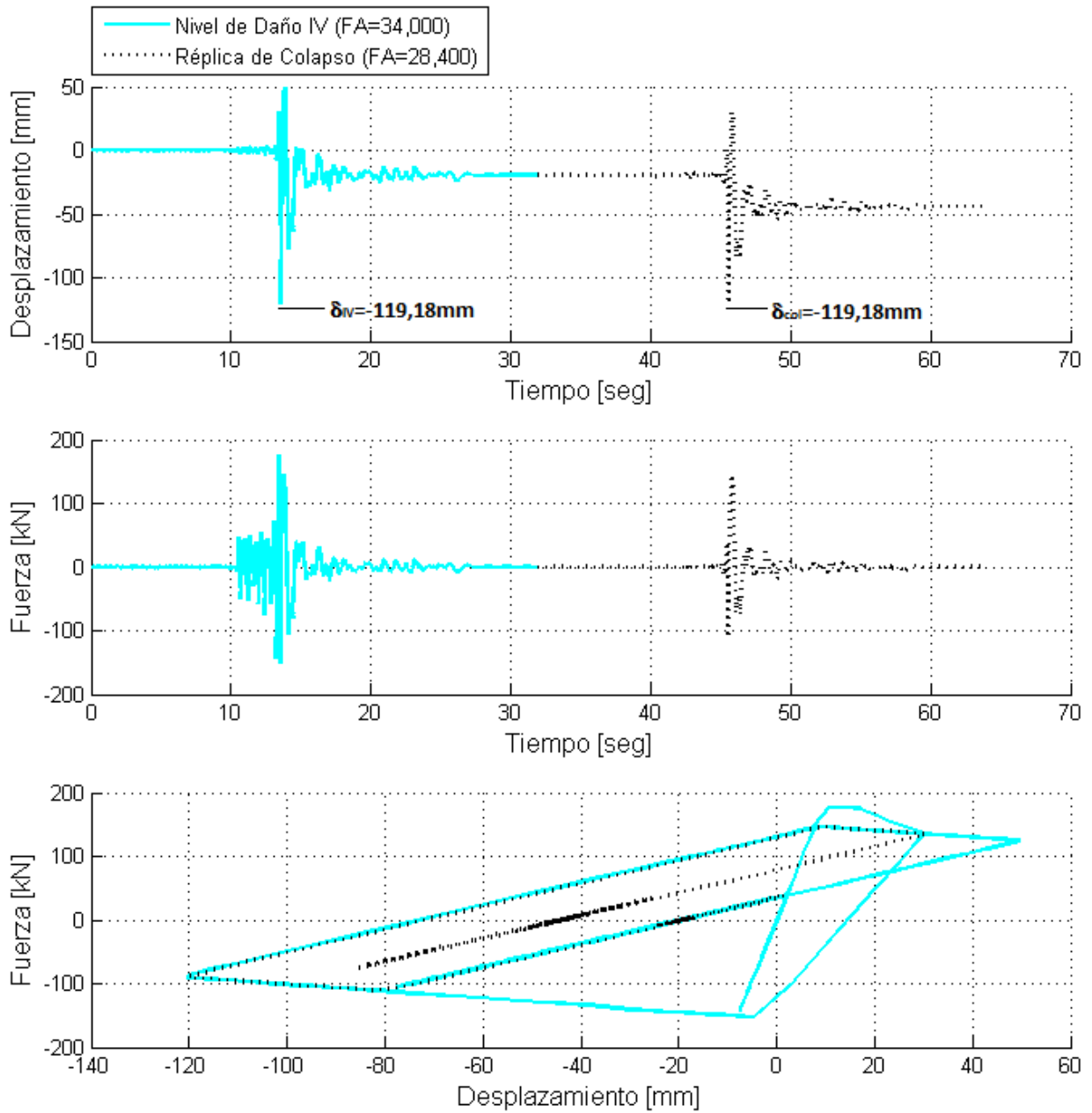


Figura B. 12 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal AKOB Nivel de Daño IV.

**B.2.a.(i).04 Acelerograma de El Cadillal (ACAD)**Figura B. 13 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAD Nivel de Daño I.

Figura B. 14 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAD Nivel de Daño II.

Figura B. 15 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAD Nivel de Daño III.

Figura B. 16 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo Trilineal ACAD Nivel de Daño IV.

## B.2.a.(ii) Modelo de Fibras

### B.2.a.(ii).01 Acelerograma de Cauce (ACAU)

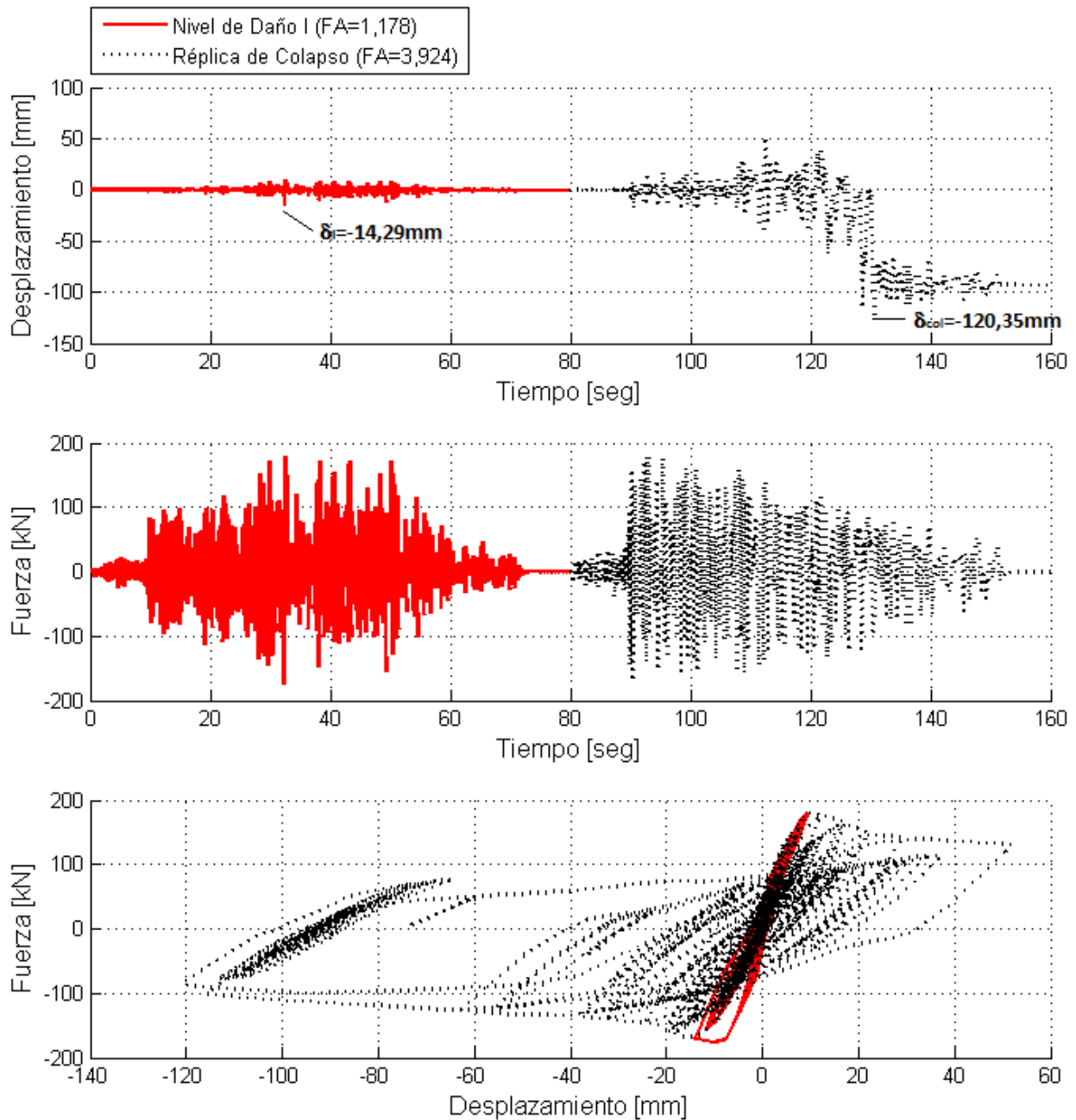
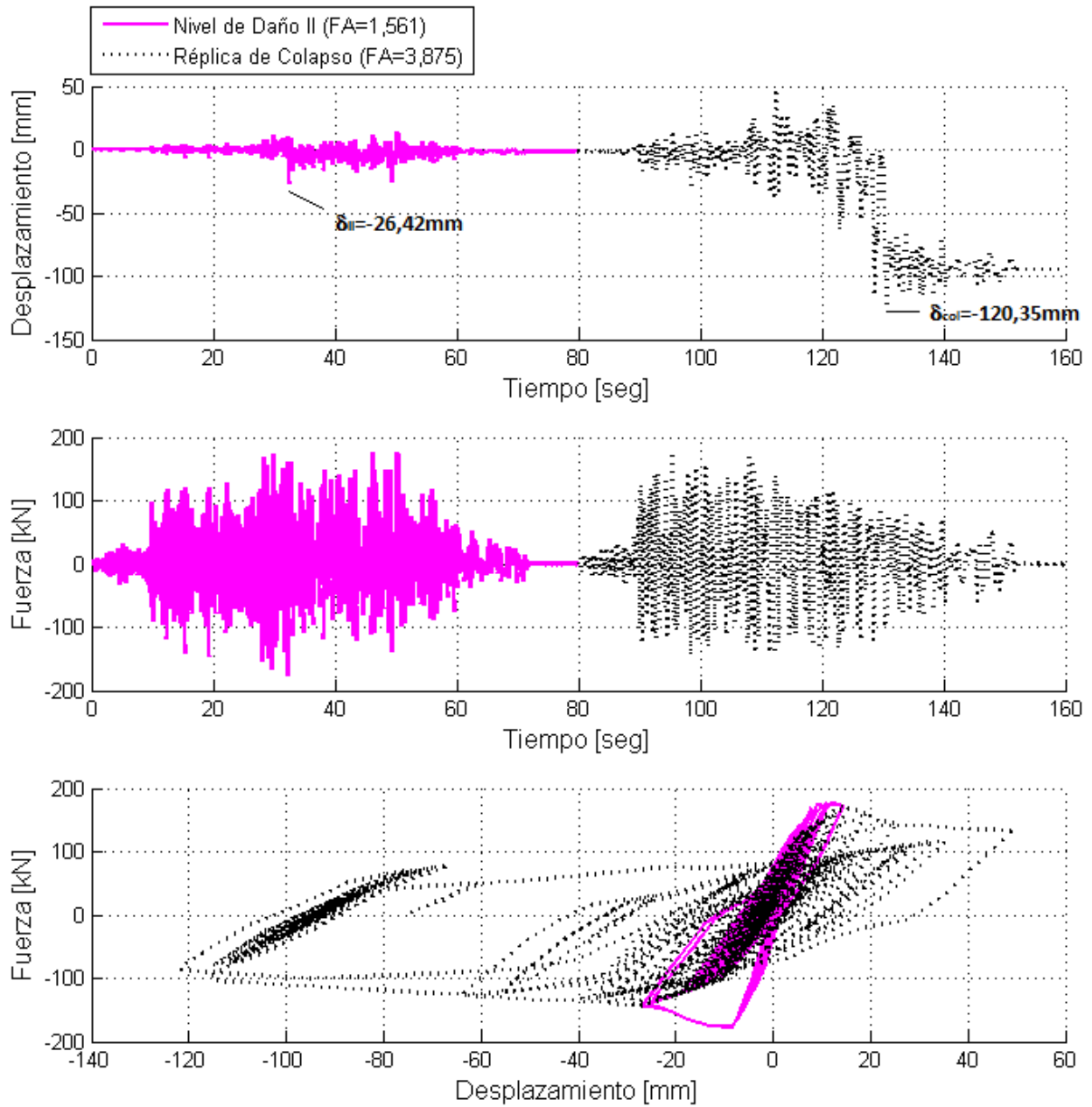
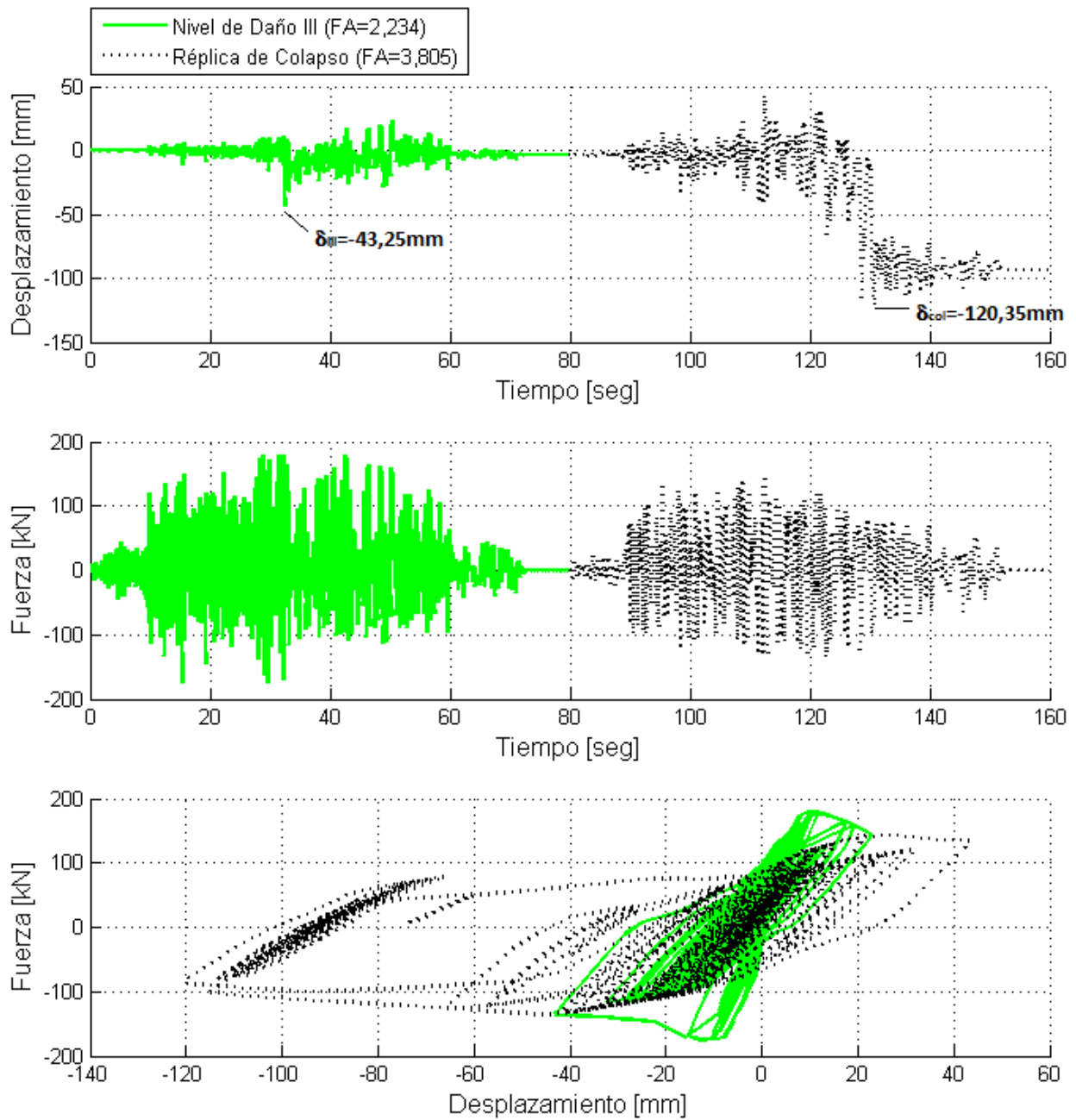
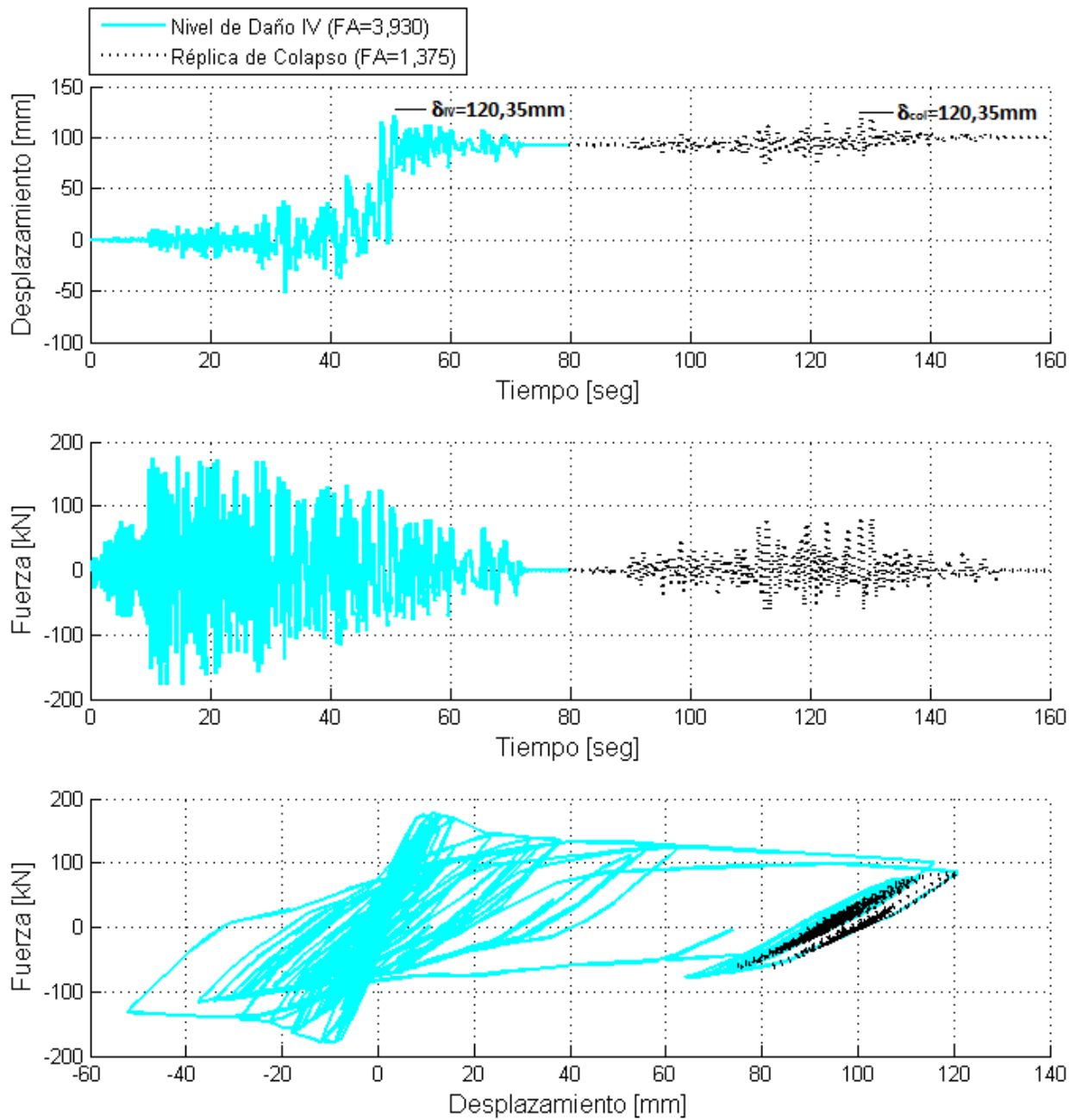


Figura B. 17 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAU Nivel de Daño I.

Figura B. 18 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAU Nivel de Daño II.

Figura B. 19 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAU Nivel de Daño III.



Figura B. 20 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAU Nivel de Daño IV.

### B.2.a.(ii).02 Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 - Zona 4 (ACE1-Z4)

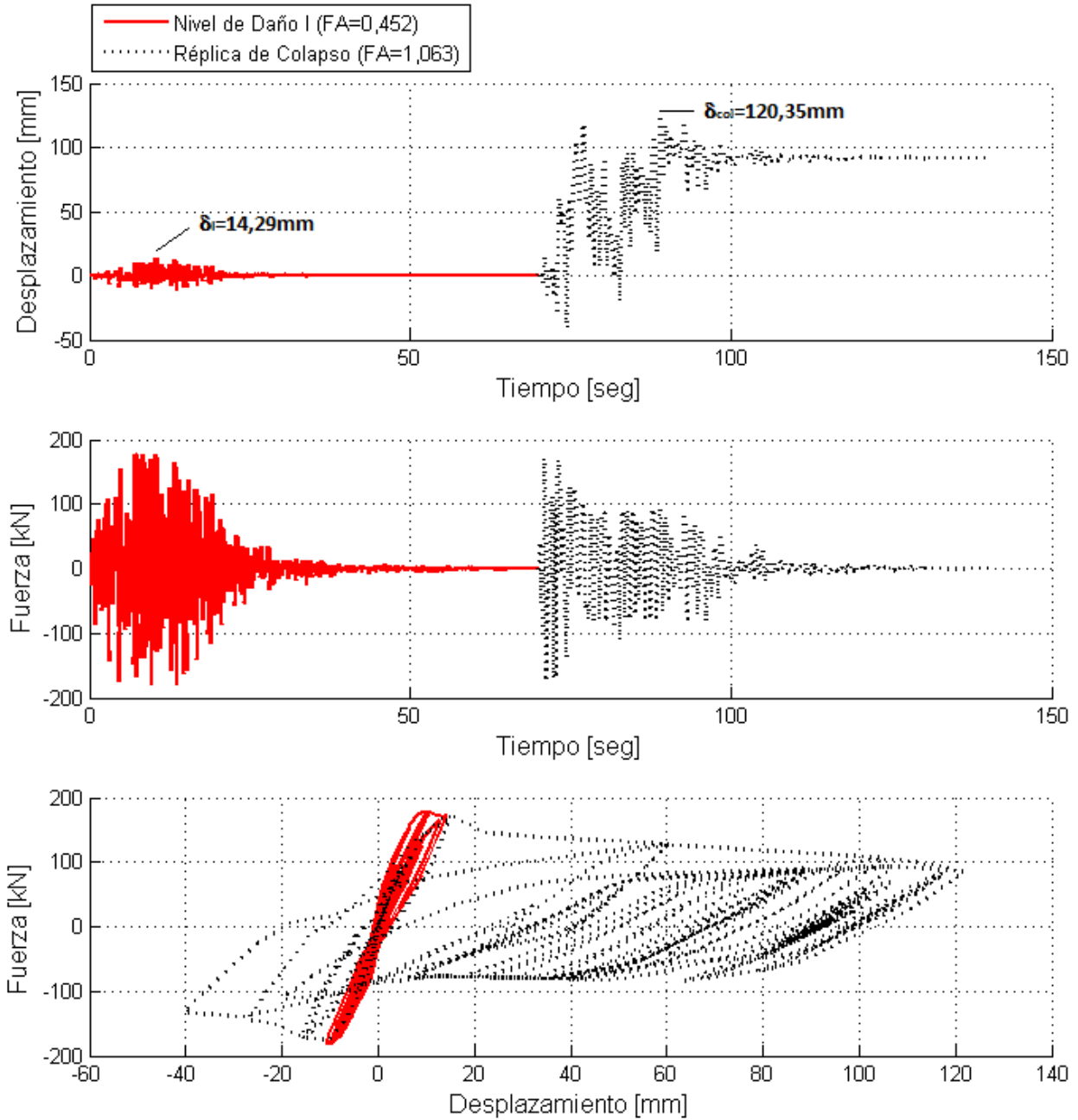
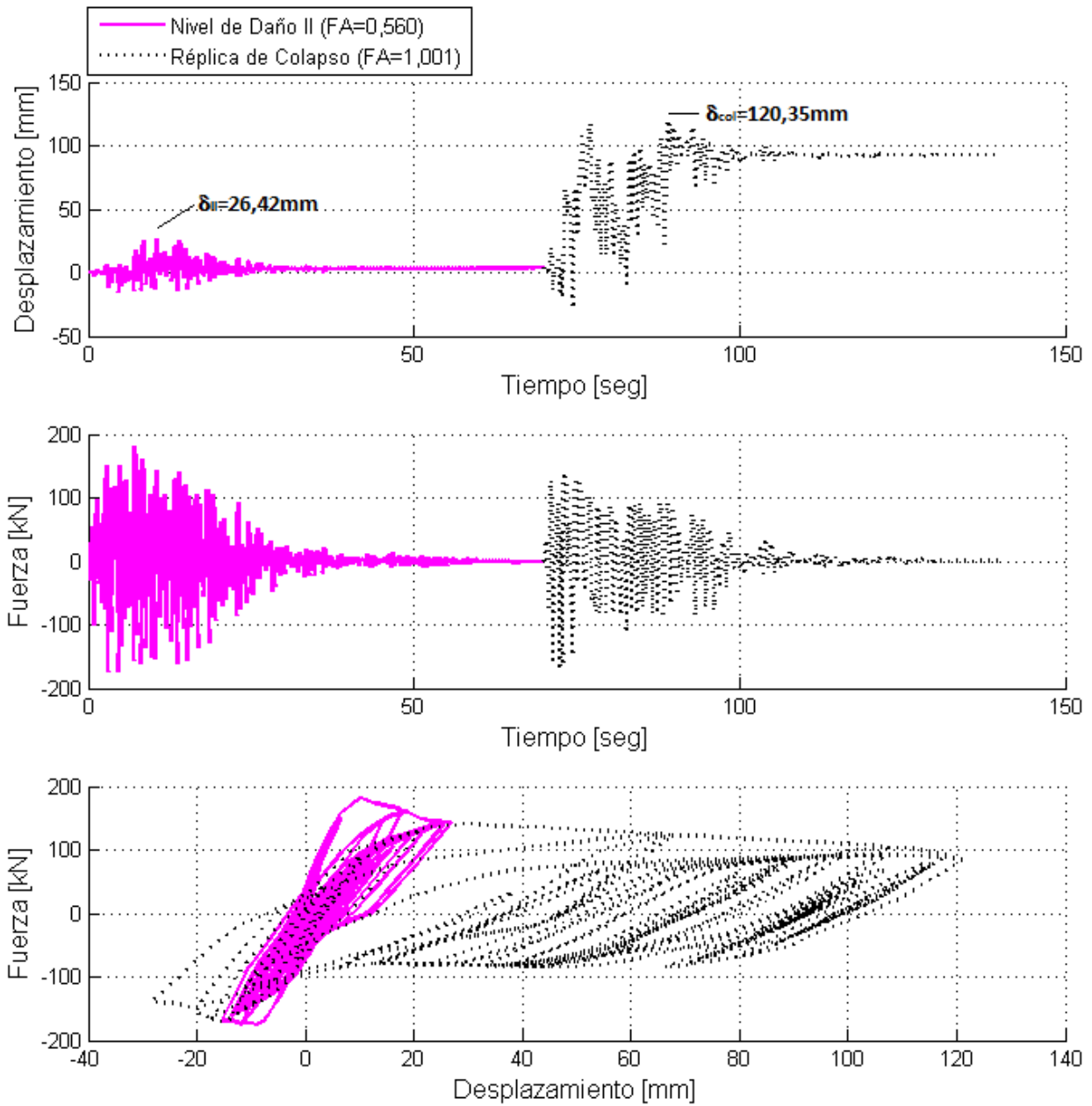


Figura B. 21 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACE1-Z4 Nivel de Daño I.

Figura B. 22 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AACE1-Z4 Nivel de Daño II.

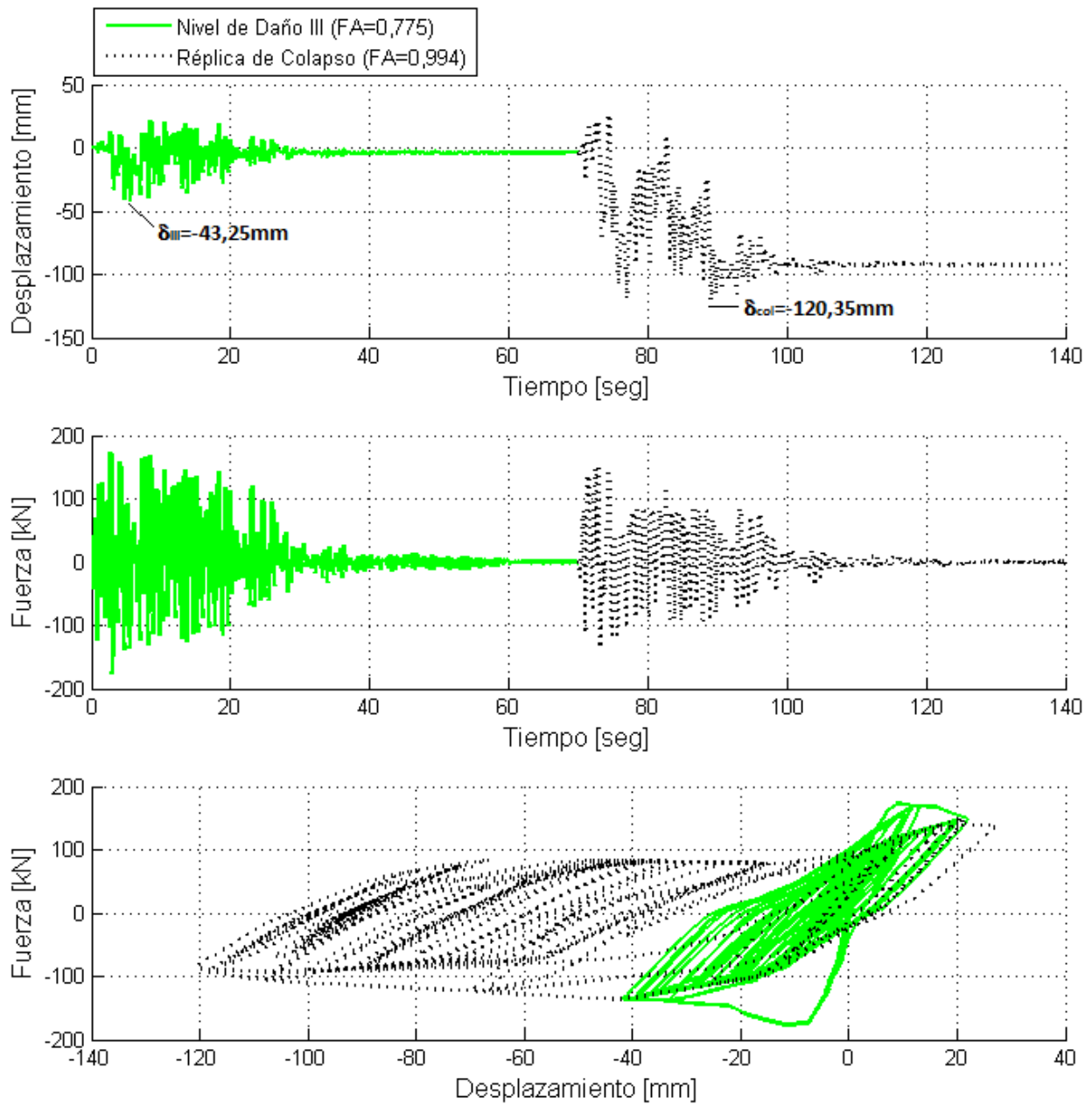


Figura B. 23 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AACE1-Z4 Nivel de Daño III.

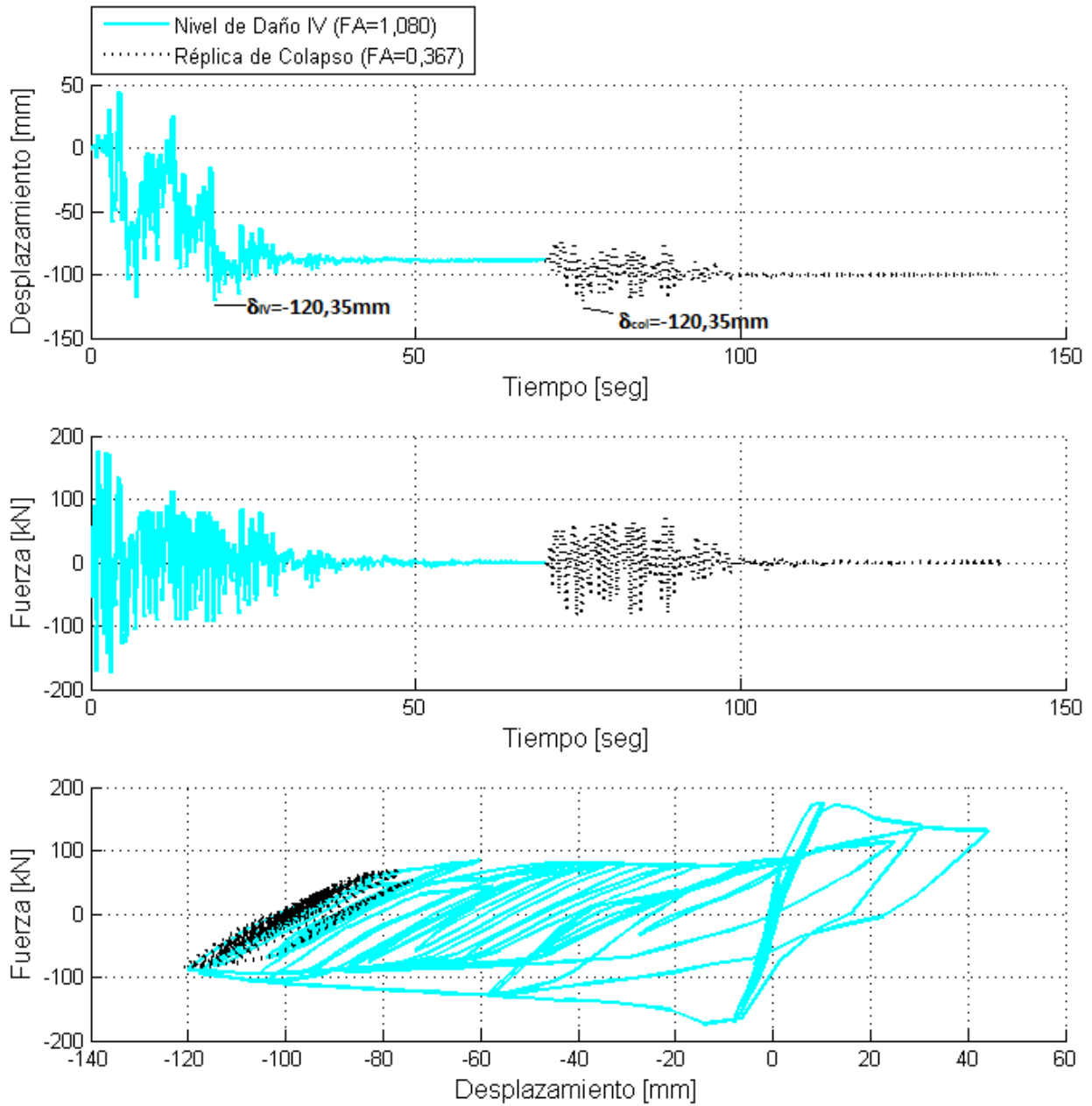


Figura B. 24 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AACE1-Z4 Nivel de Daño IV.

### B.2.a.(ii).03 Acelerograma de Kobe (AKOB)

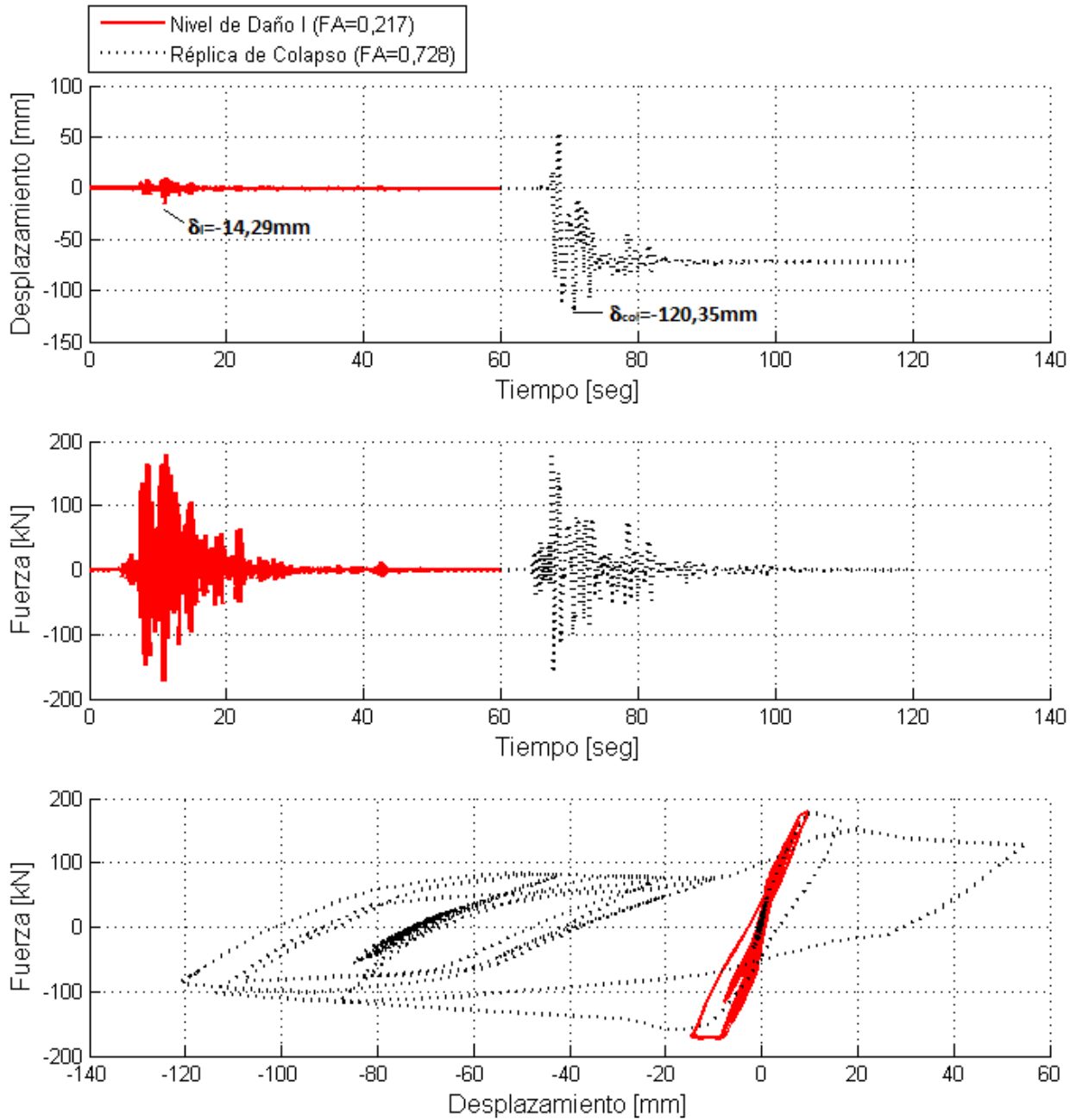
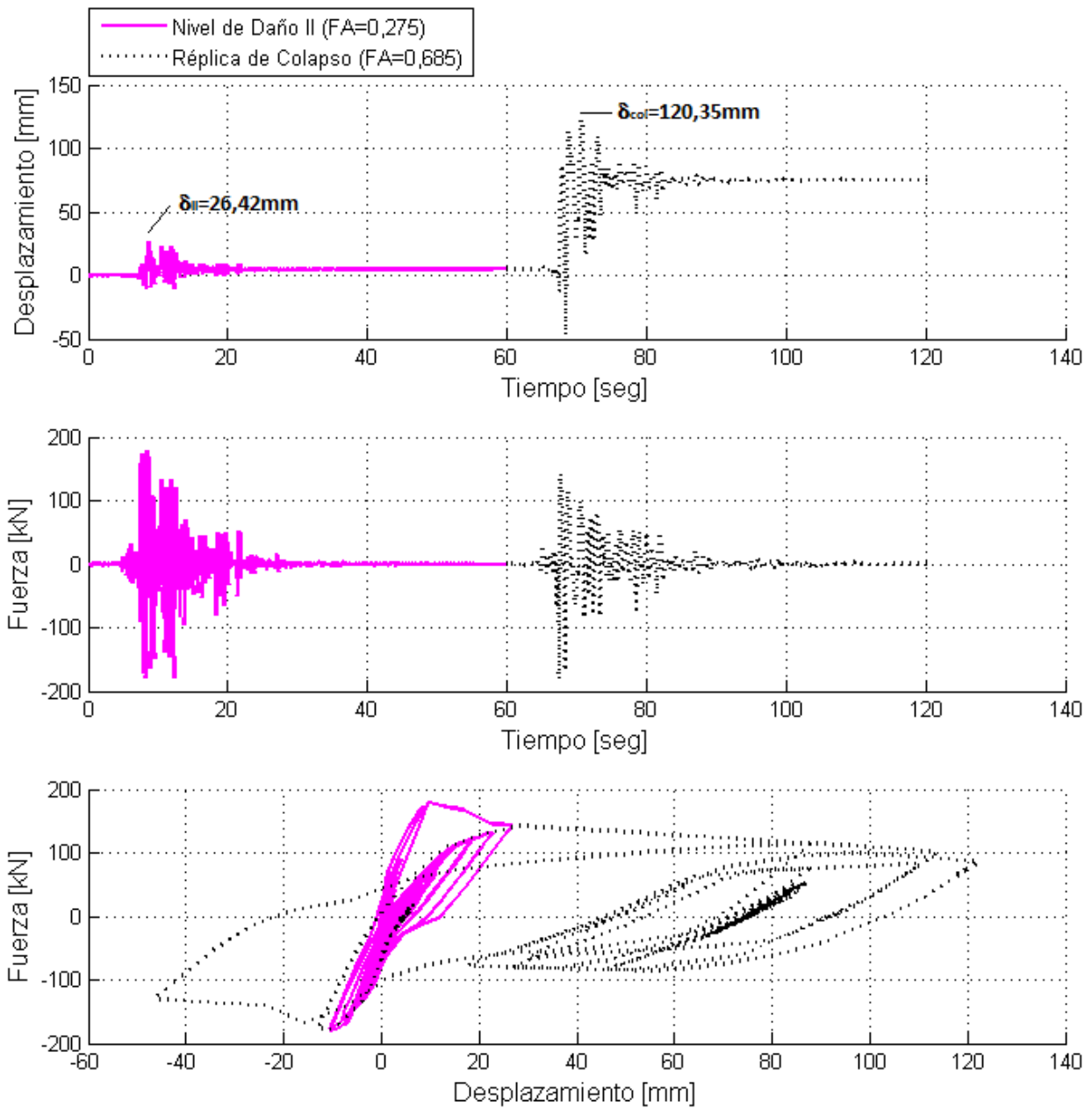
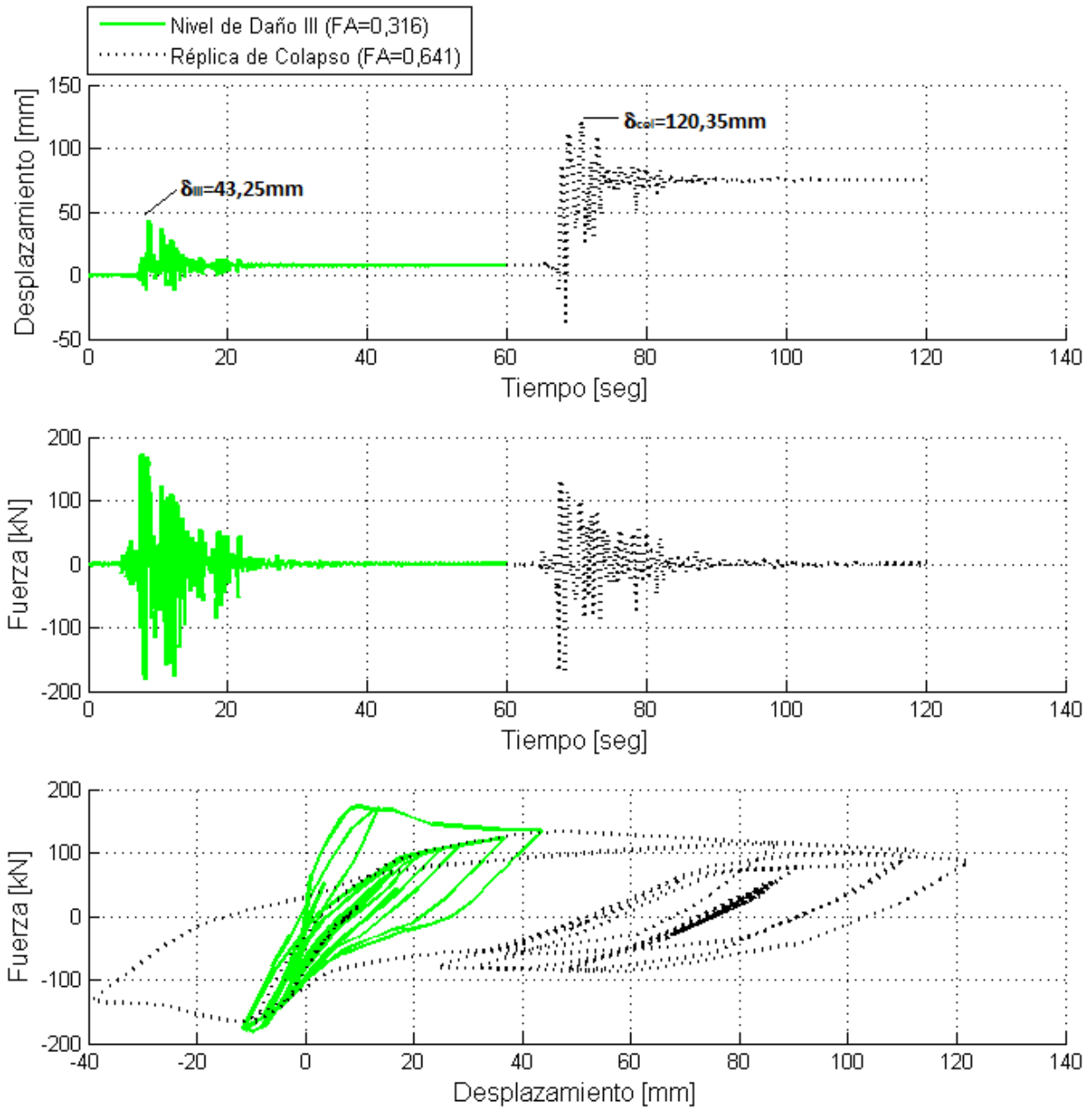
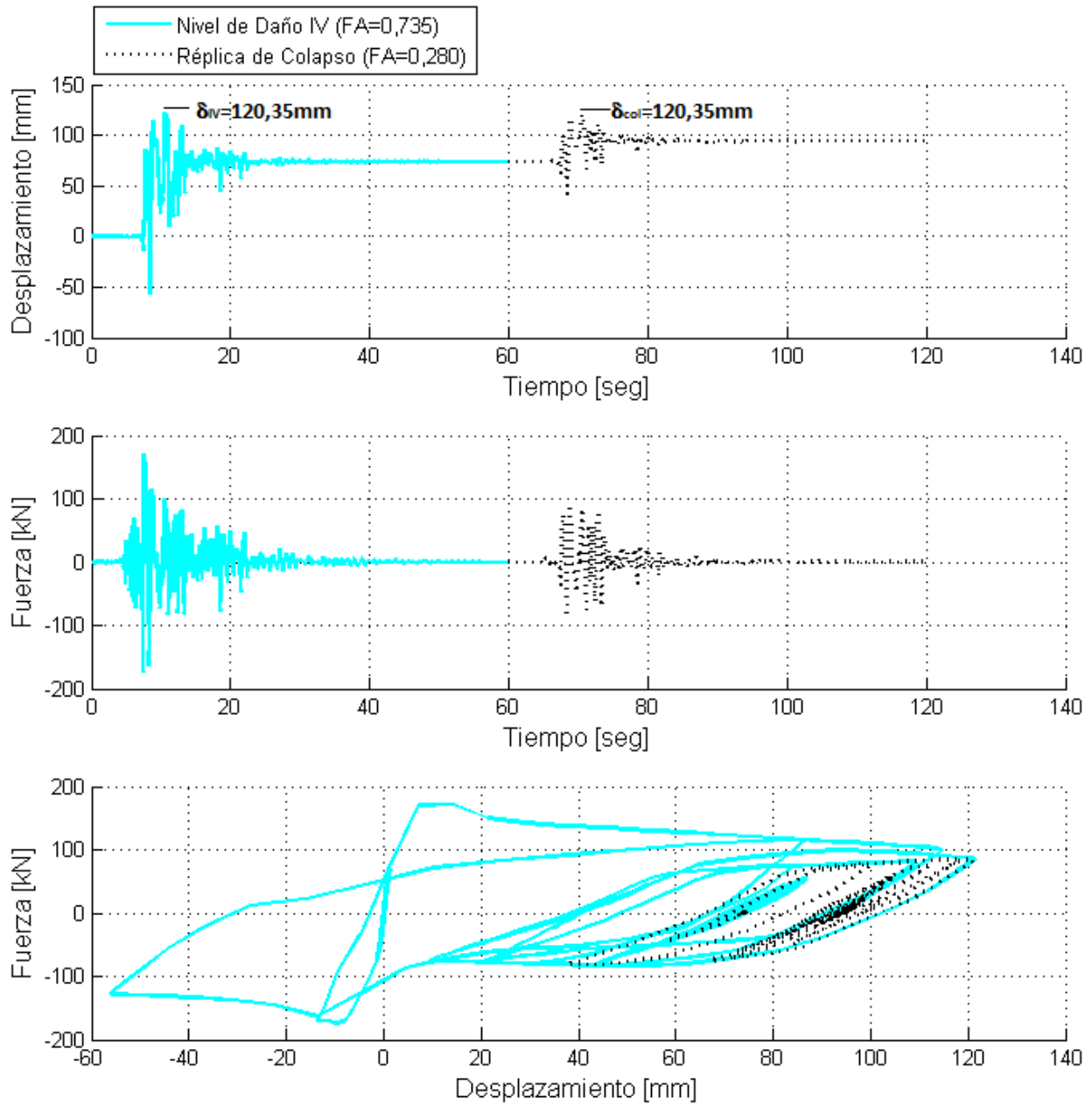


Figura B. 25 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AKOB Nivel de Daño I.

Figura B. 26 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AKOB Nivel de Daño II.

Figura B. 27 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AKOB Nivel de Daño III.



Figura B. 28 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras AKOB Nivel de Daño IV.

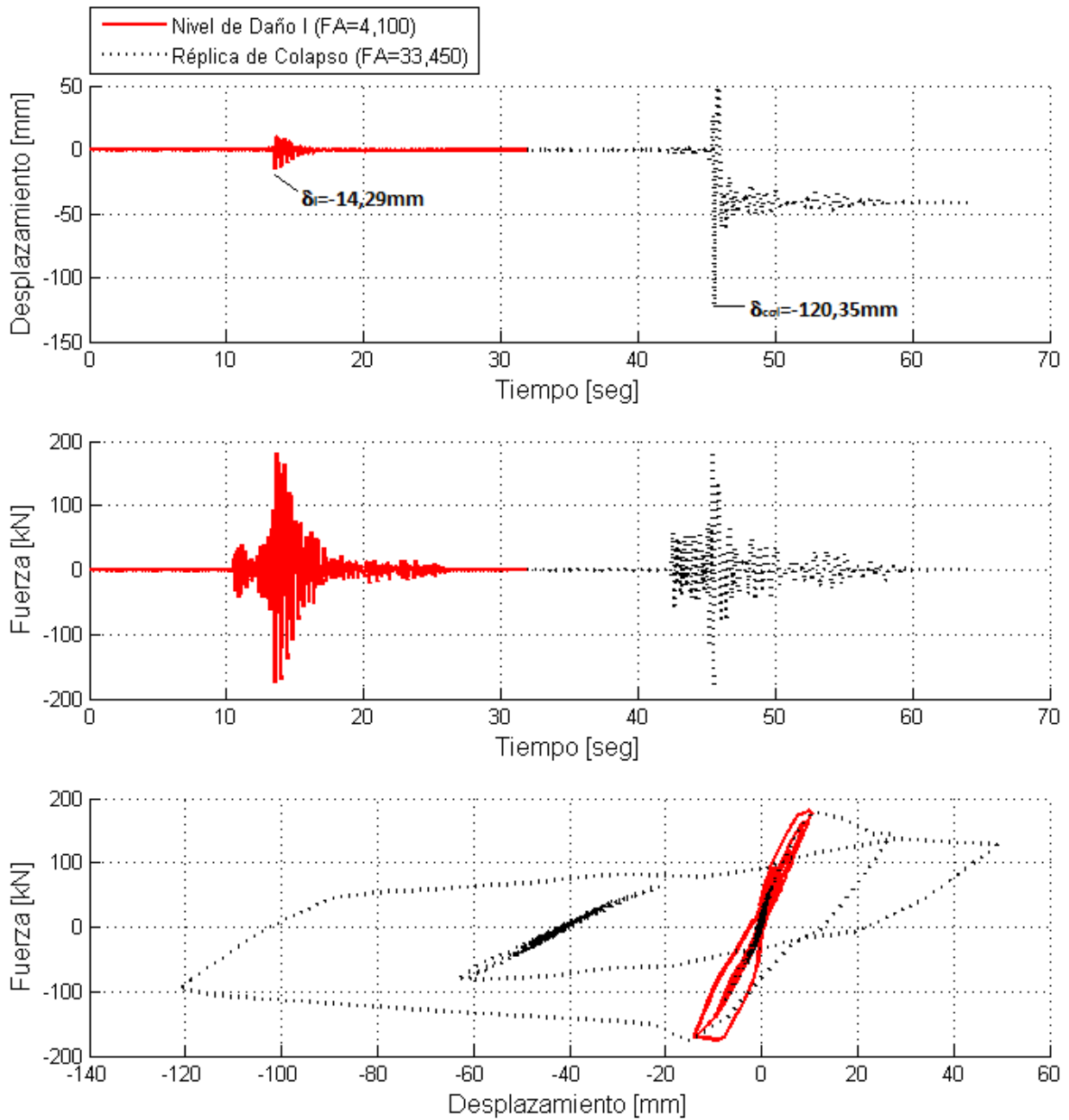
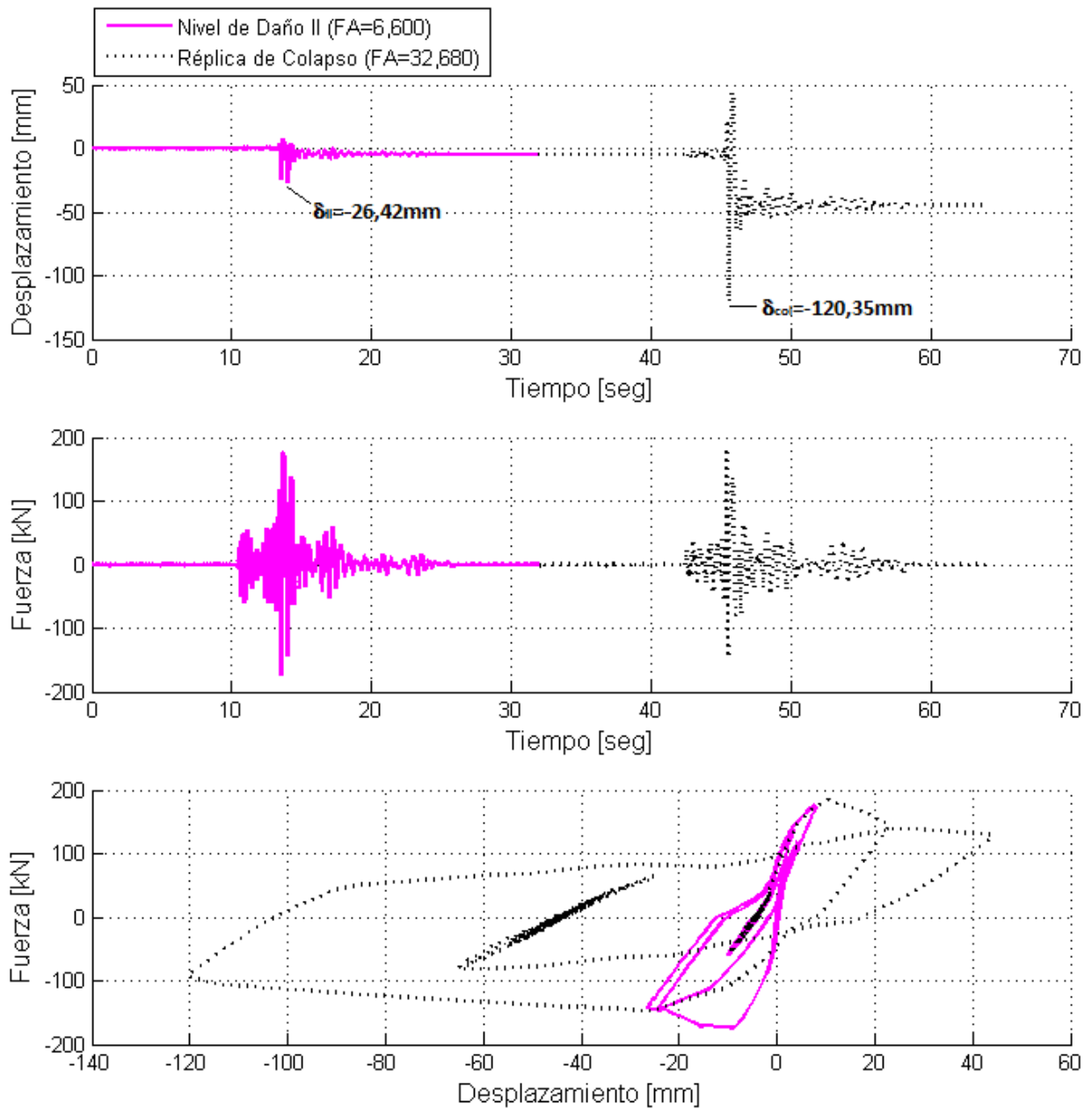
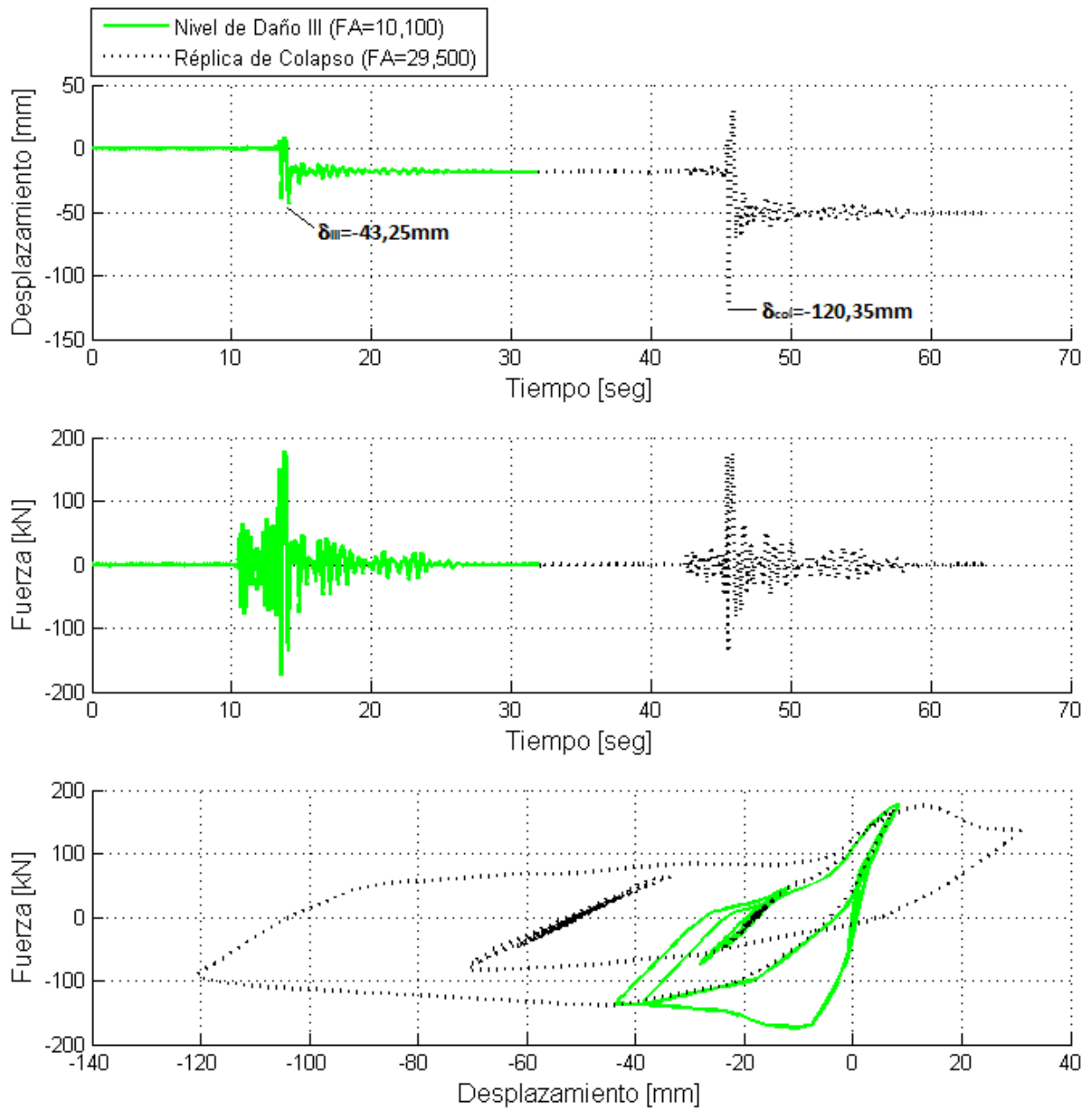
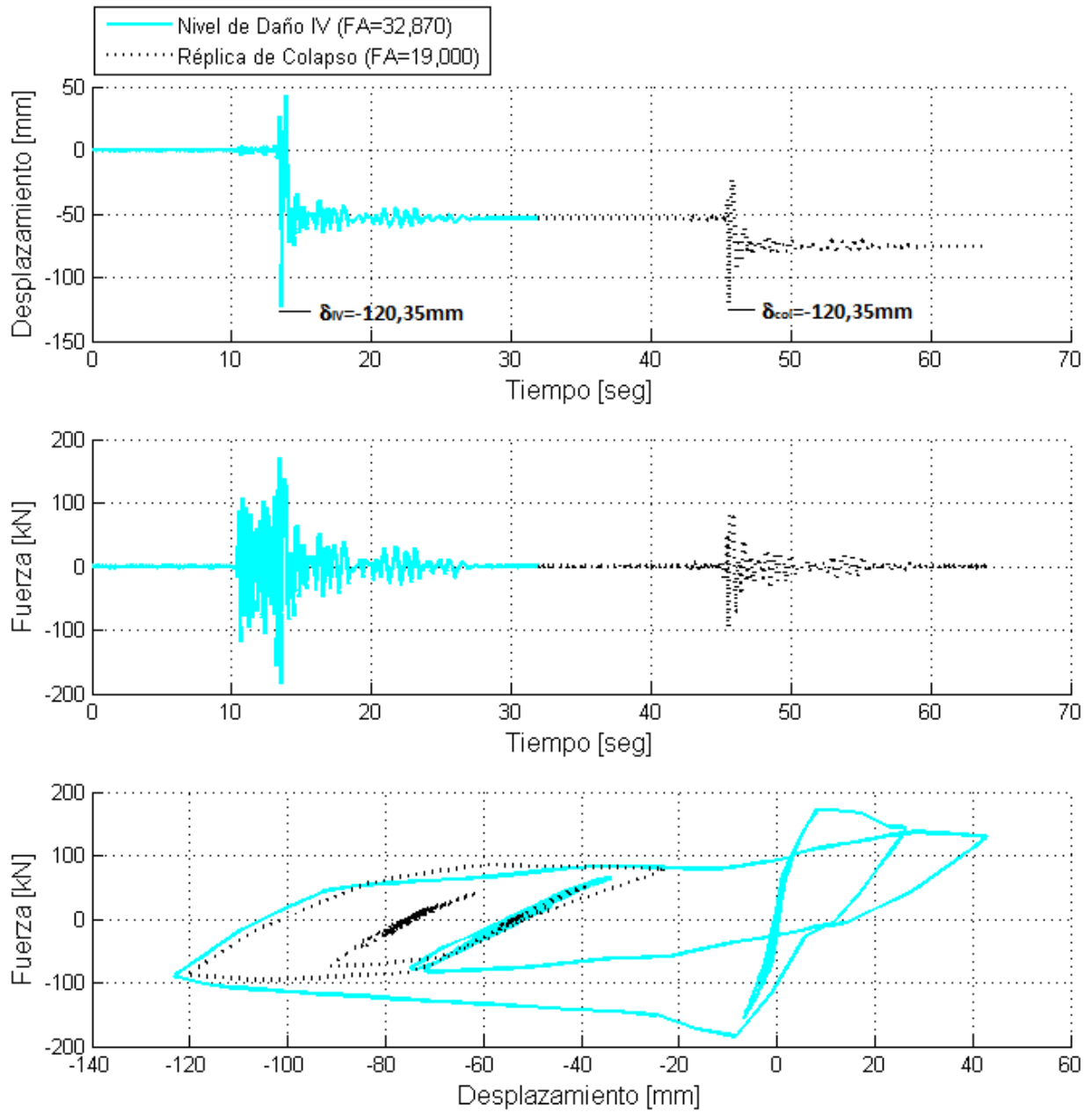
**B.2.a.(ii).04 Acelerograma de El Cadillal (ACAD)**

Figura B. 29 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAD Nivel de Daño I.

Figura B. 30 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAD Nivel de Daño II.

Figura B. 31 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAD Nivel de Daño III.

Figura B. 32 - Unidad 1 Tanaka<sup>[42]</sup> Modelo de Fibras ACAD Nivel de Daño IV.

## B.2.b Unidad 8 - Zahn<sup>[50]</sup>

### B.2.b.(i) Modelo Trilineal

#### B.2.b.(i).01 Acelerograma de Cauçete (ACAU)

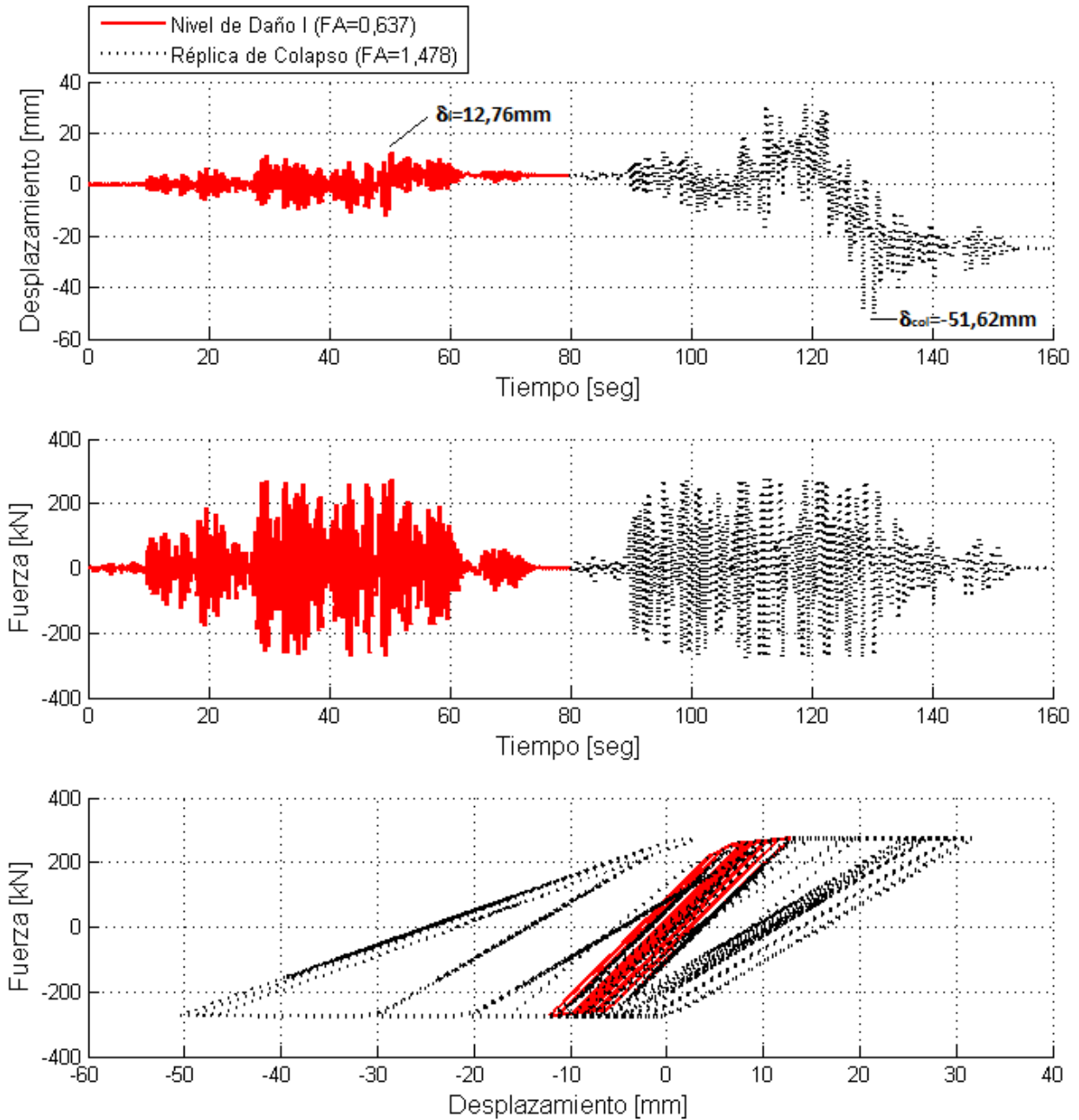
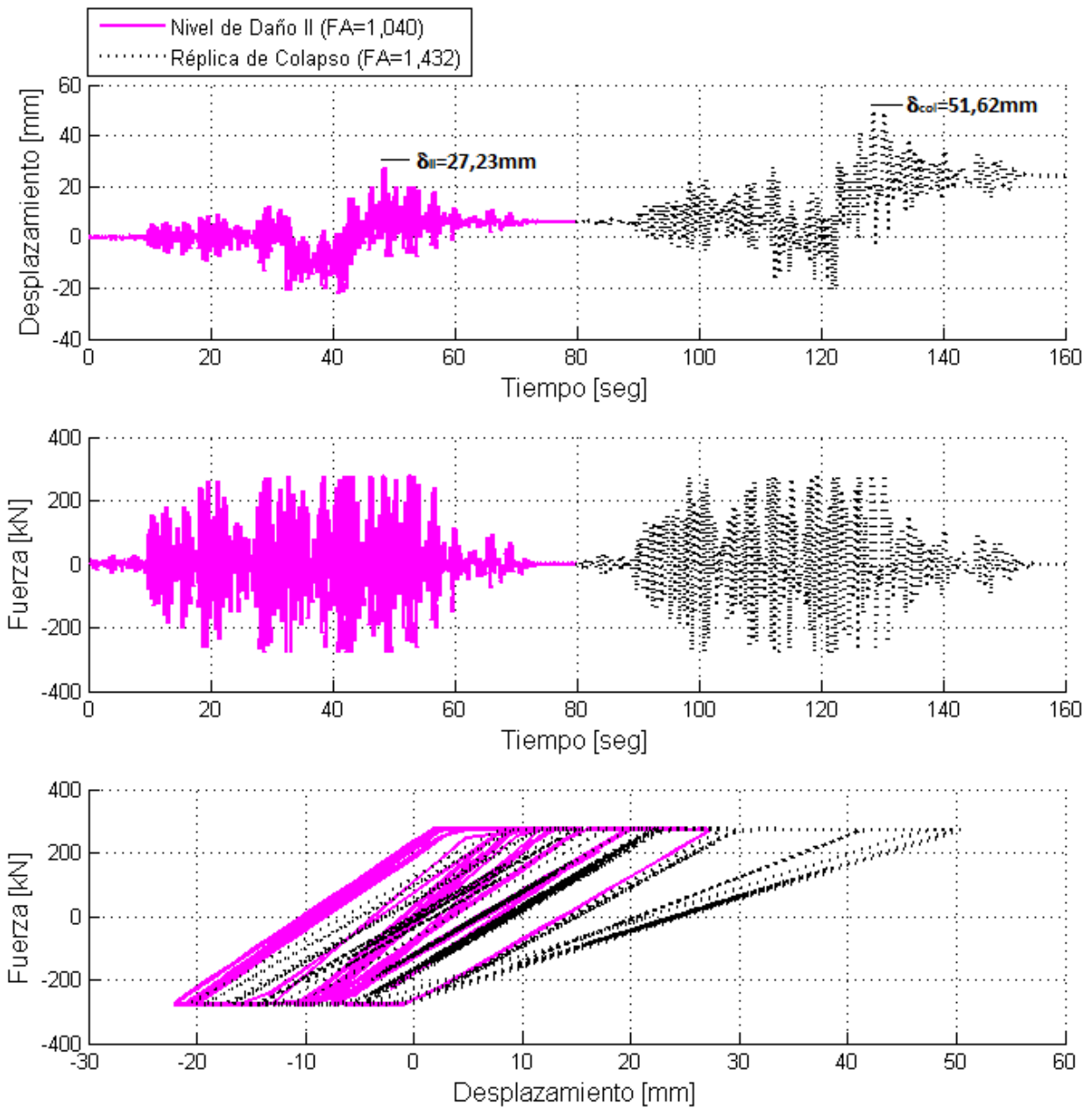
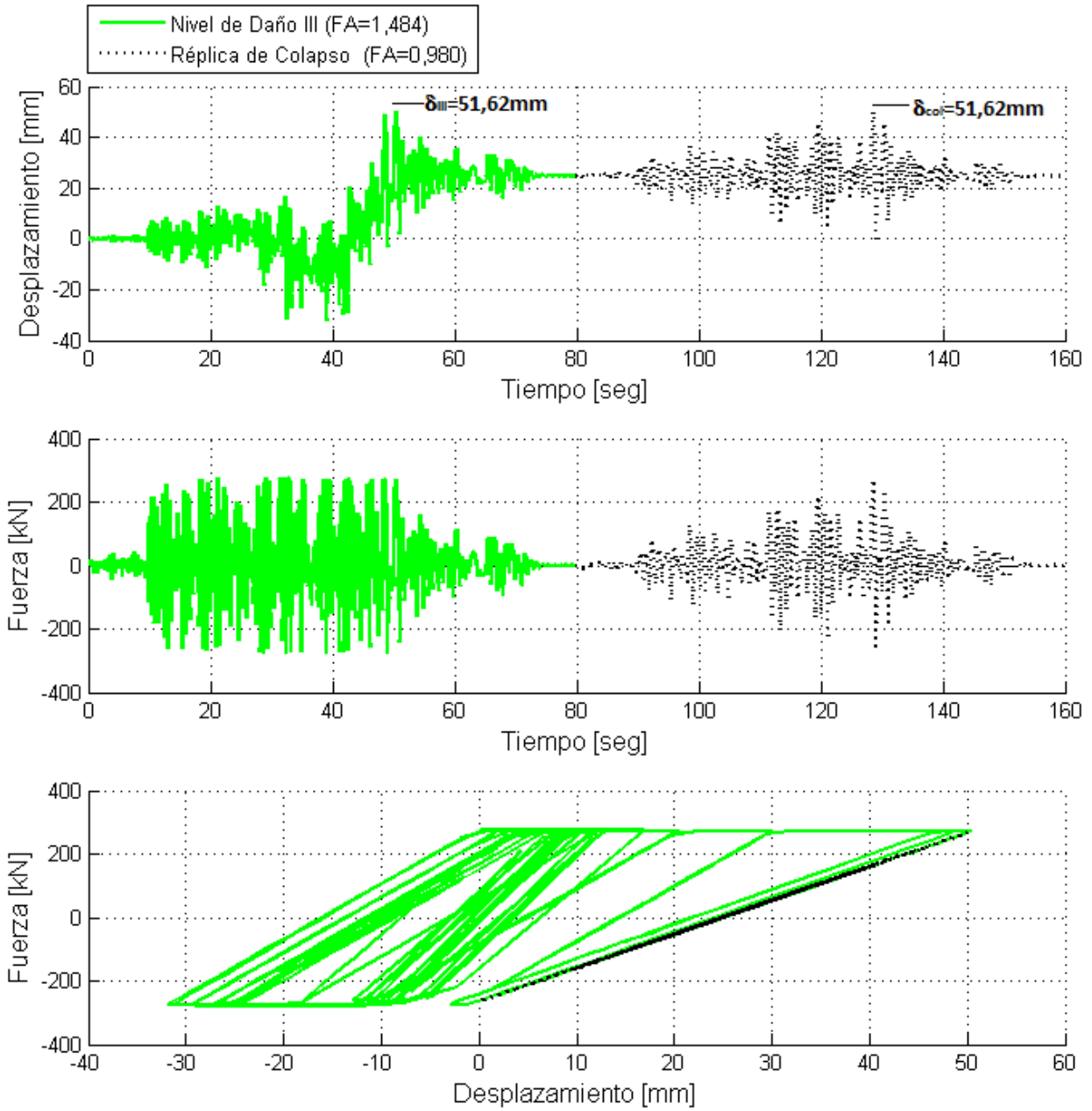


Figura B. 33 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACAU Nivel de Daño I.

Figura B. 34 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACAU Nivel de Daño II.

Figura B. 35 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACAU Nivel de Daño III.



### B.2.b.(i).02 Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 - Zona 4 (AACE1-Z4)

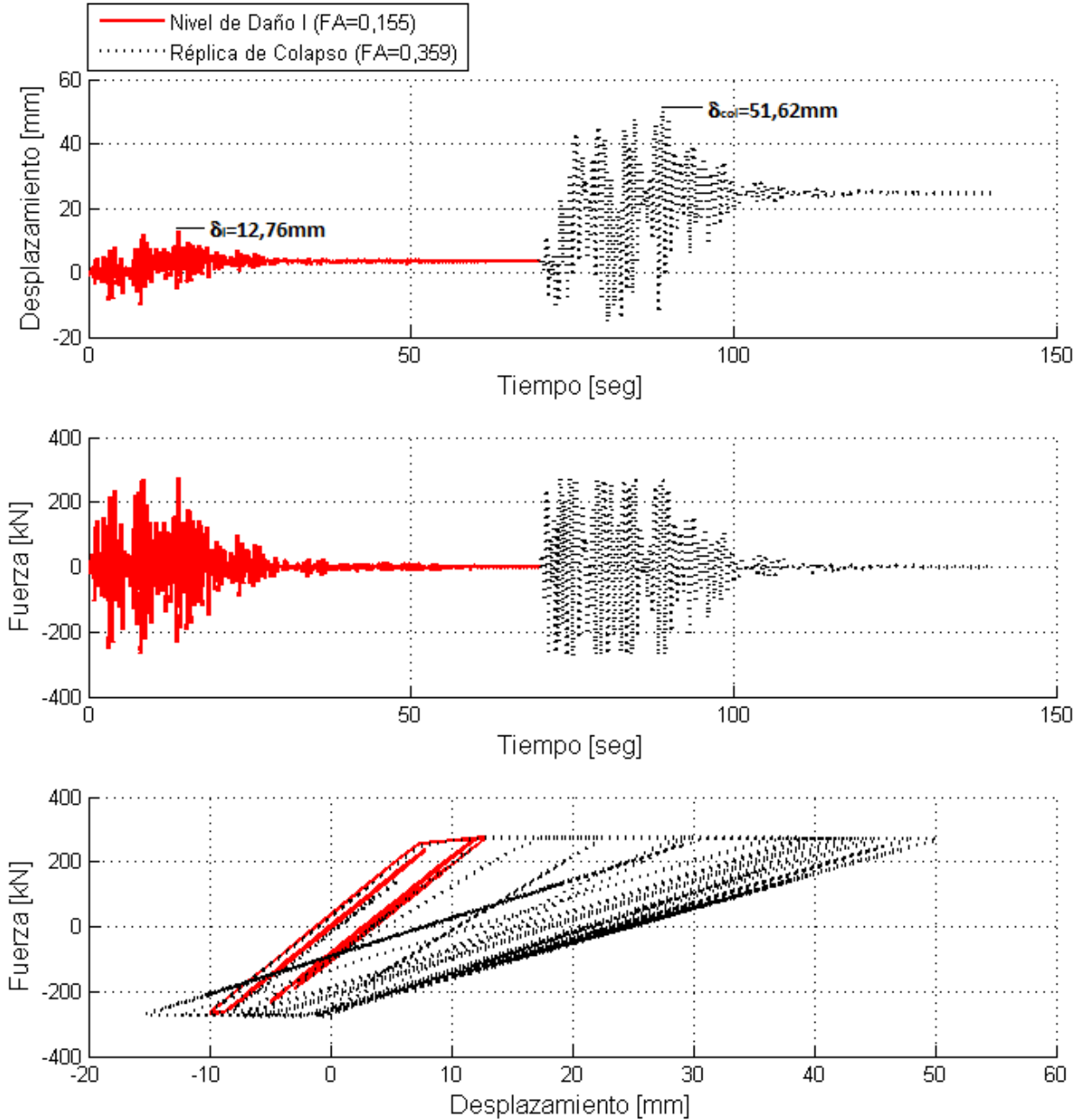


Figura B. 36 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal AACE1-Z4 Nivel de Daño I.

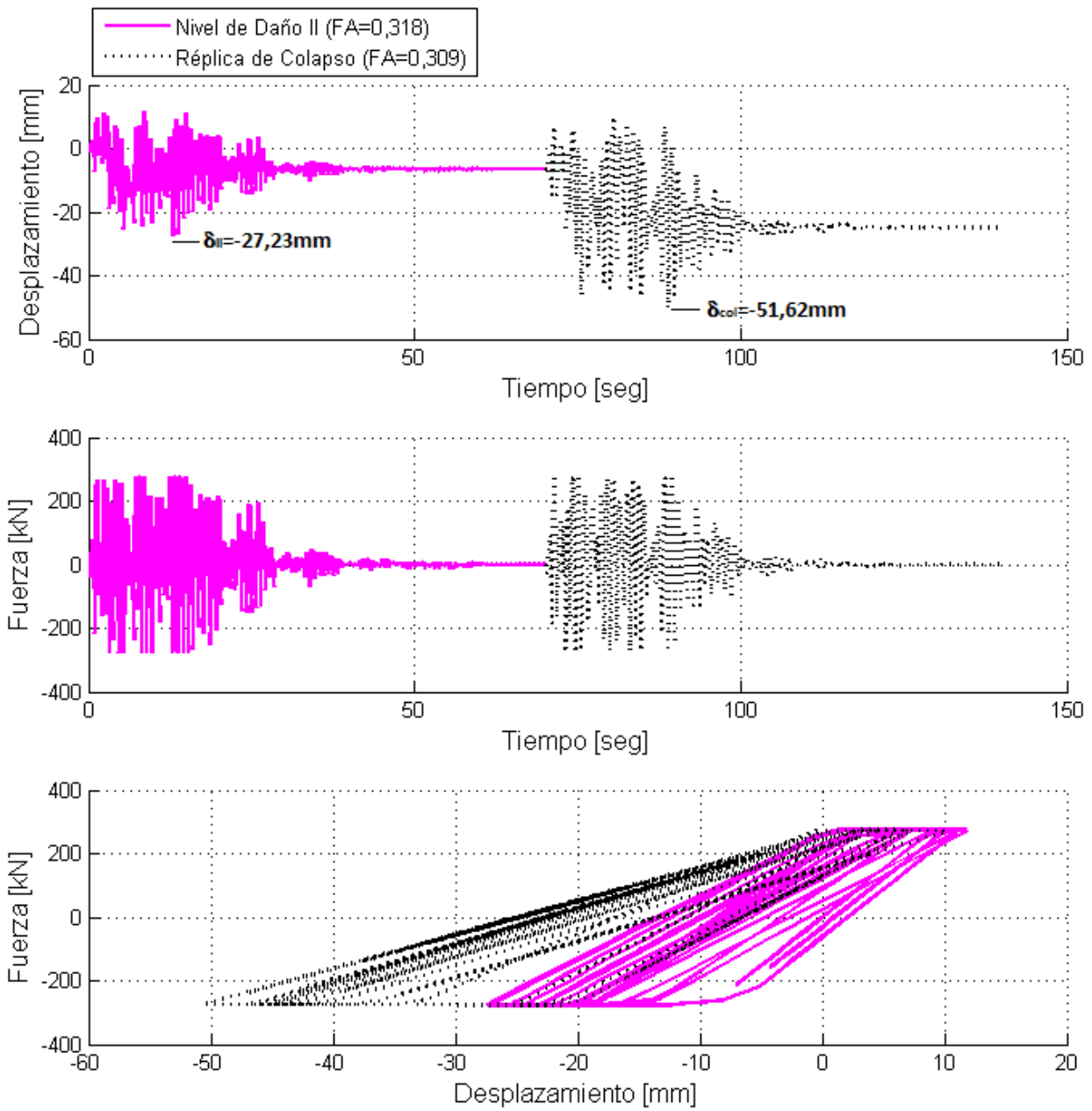
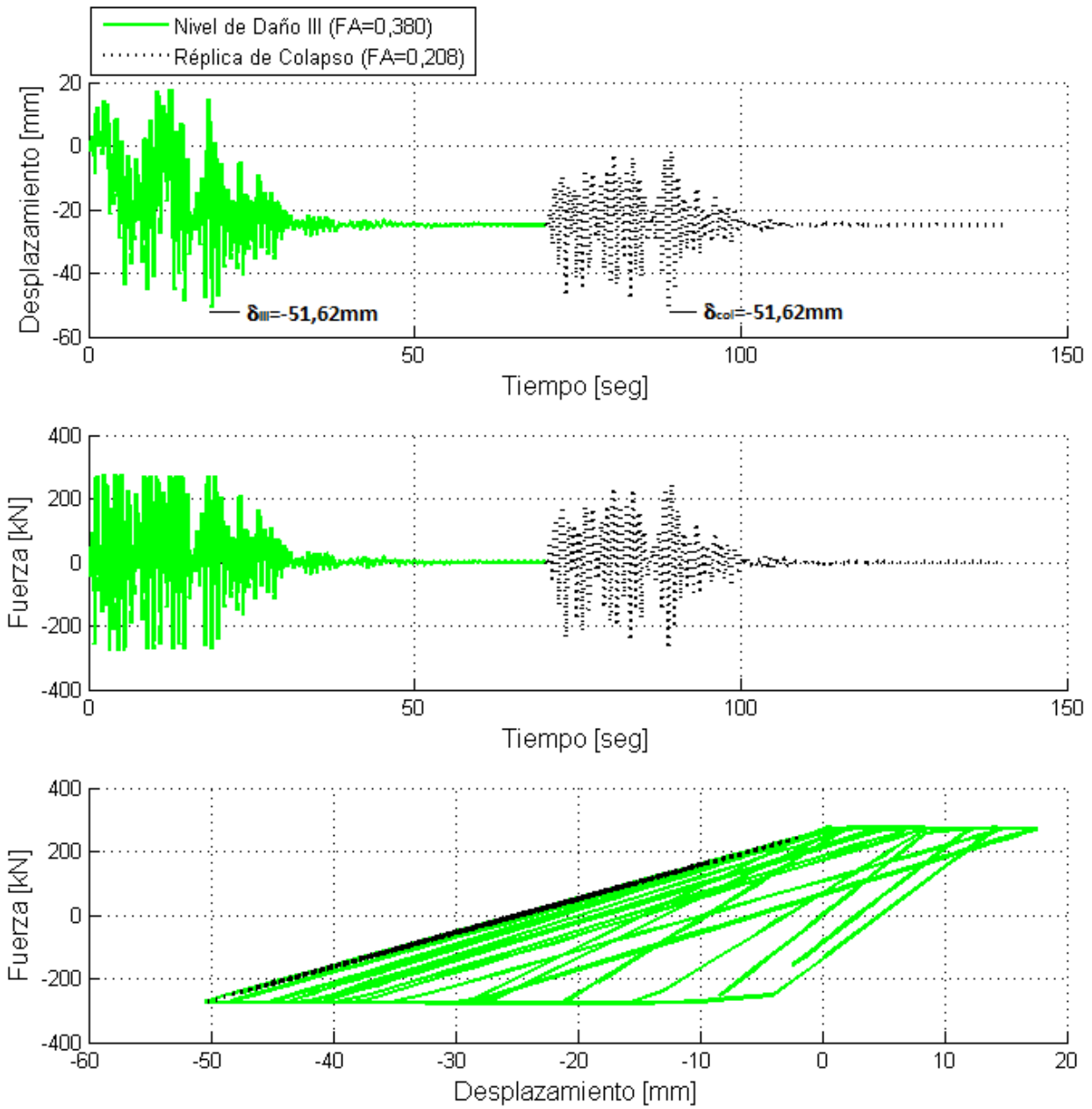
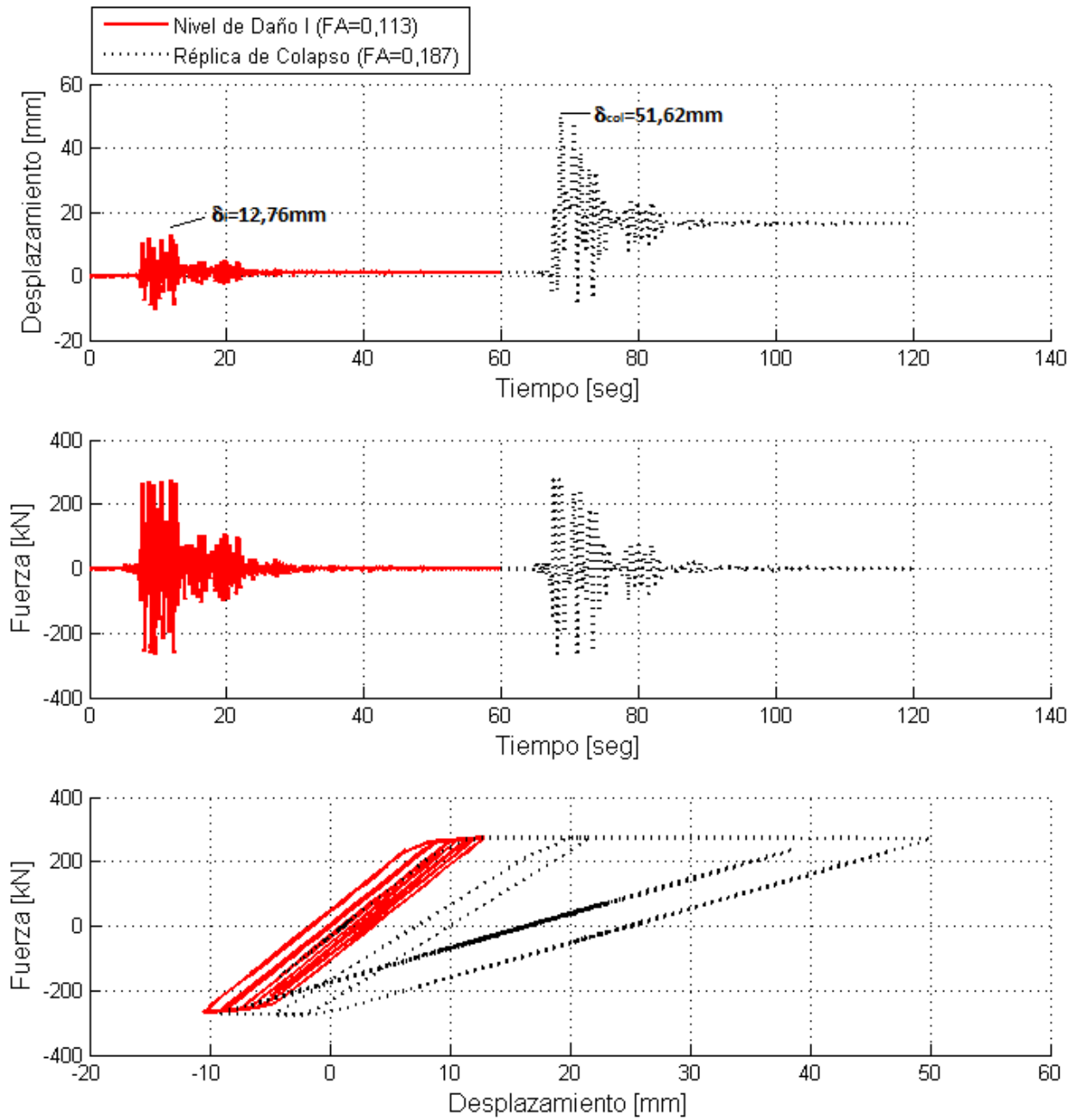
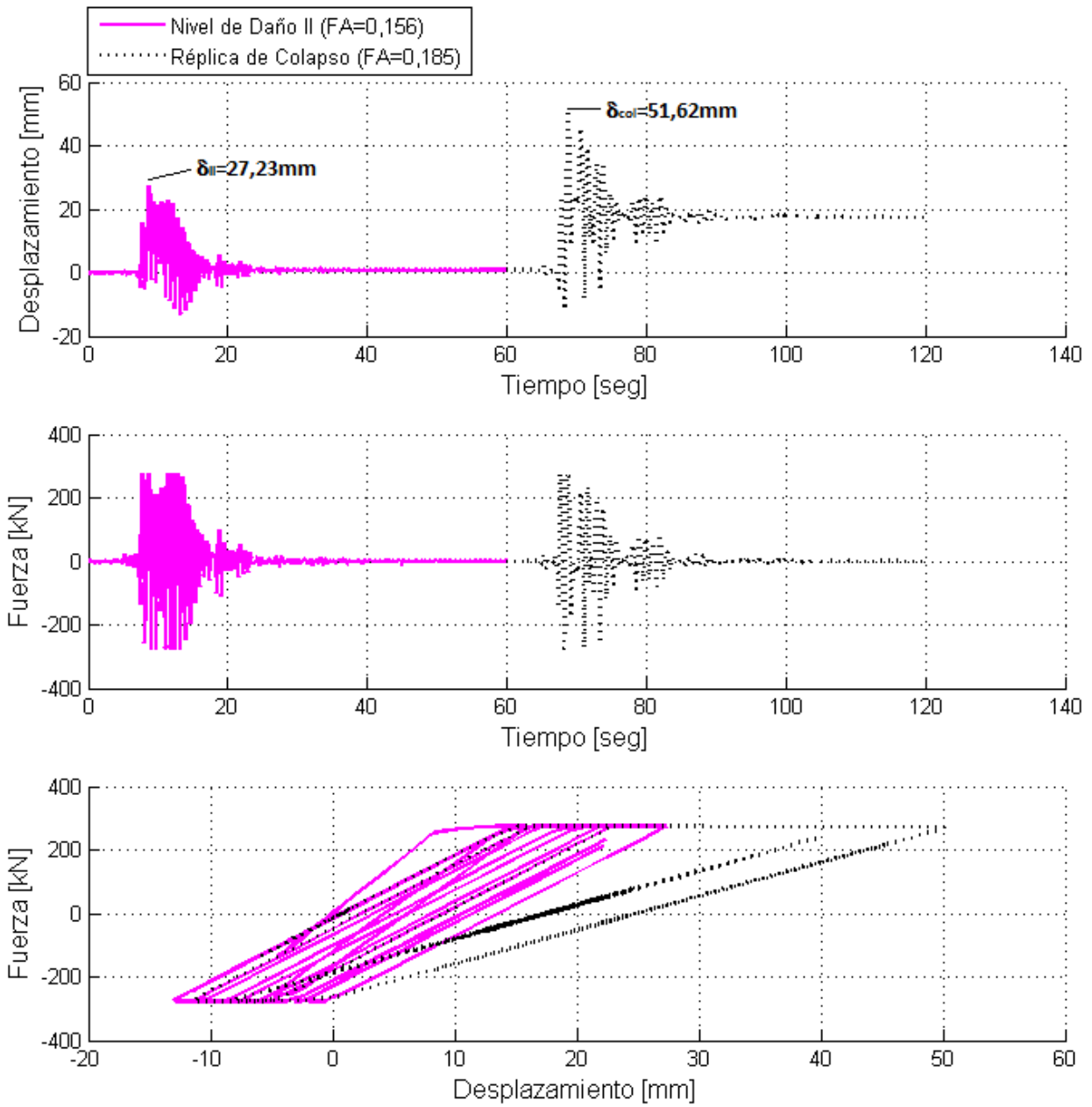


Figura B. 37 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal AACE1-Z4 Nivel de Daño II.

Figura B. 38 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal AACE1-Z4 Nivel de Daño III.

**B.2.b.(i).03 Acelerograma de Kobe (AKOB)**Figura B. 39 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal AKOB Nivel de Daño I.

Figura B. 40 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal AKOB Nivel de Daño II.

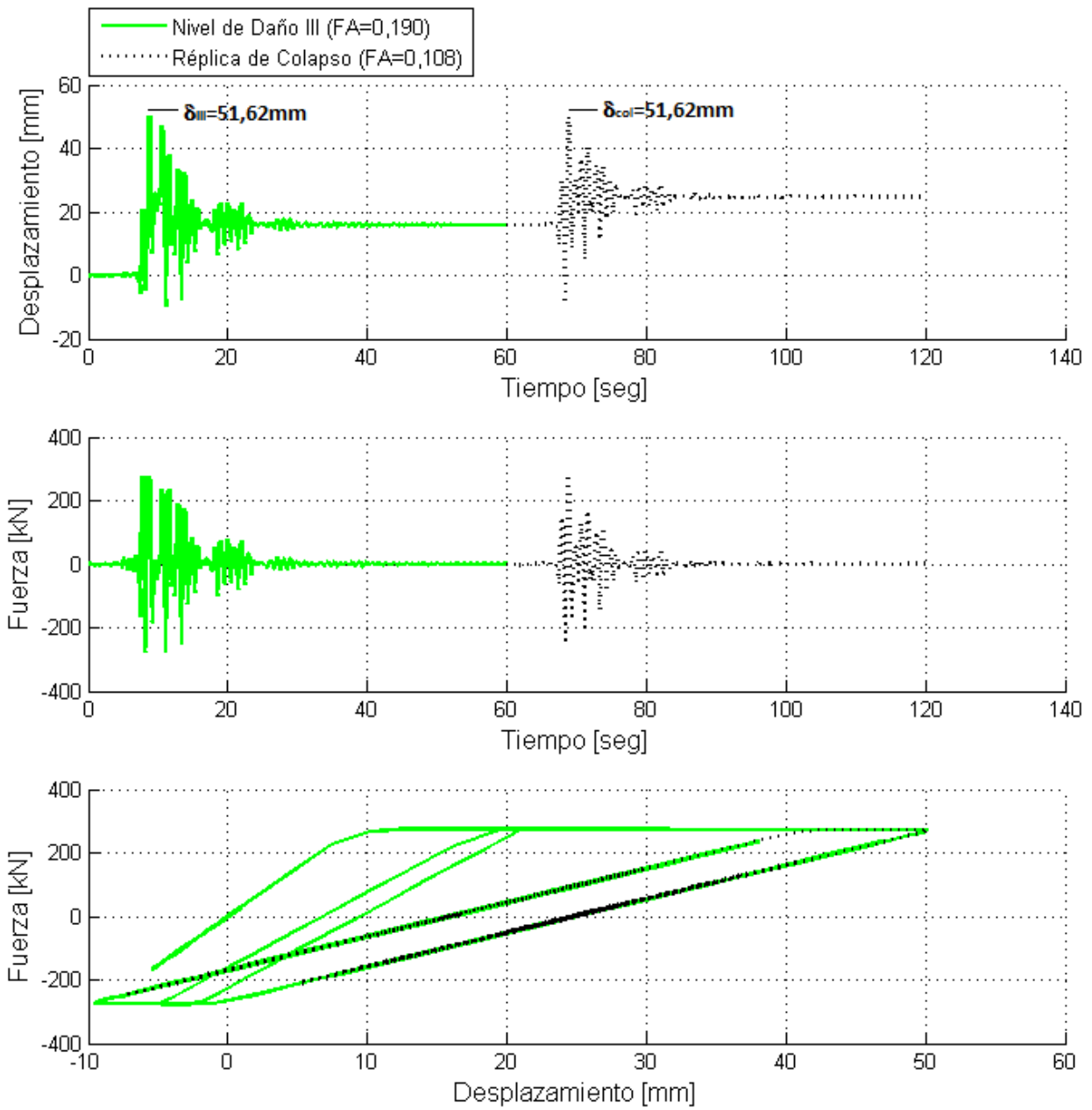
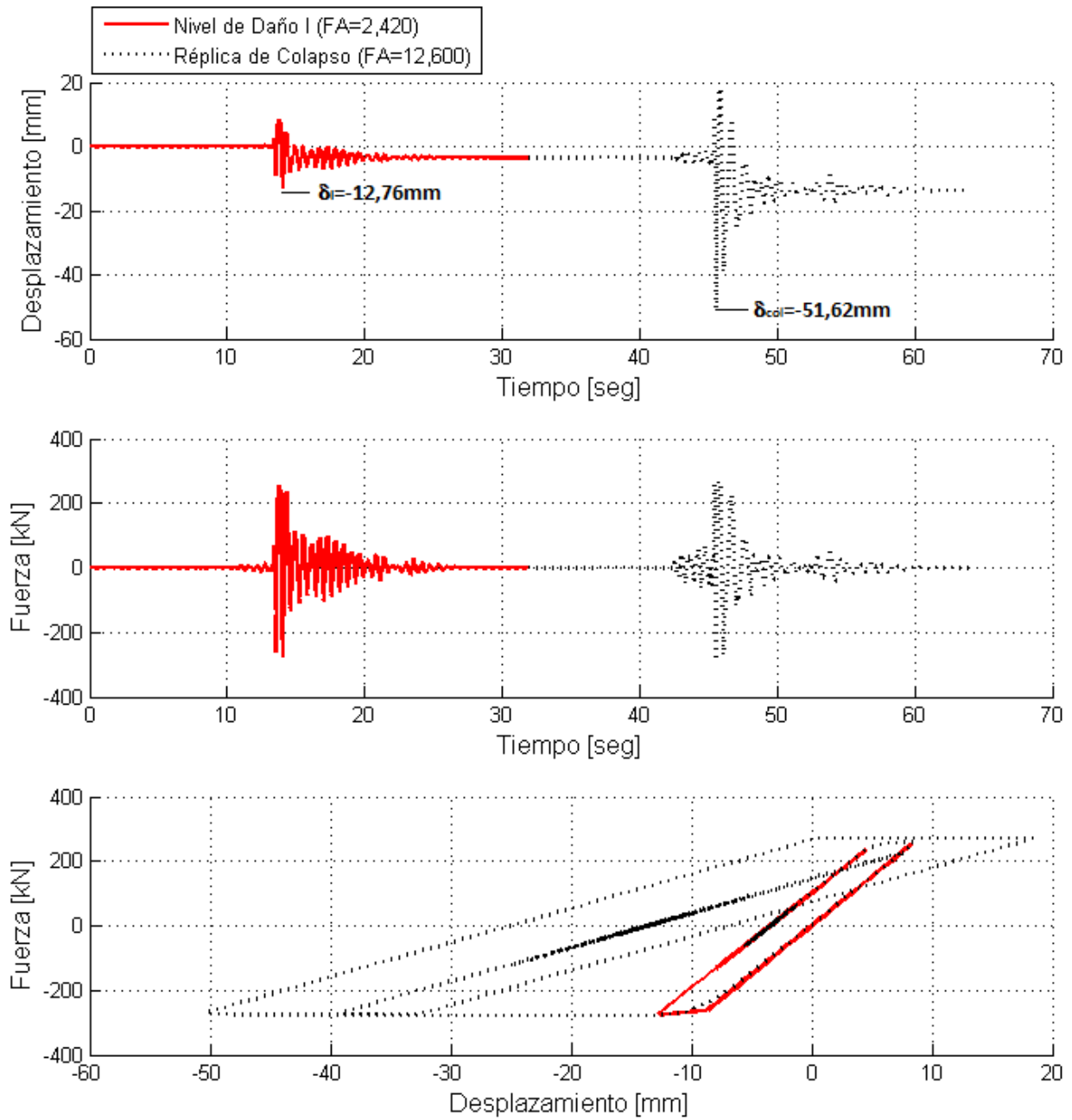


Figura B. 41 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal AKOB Nivel de Daño III.

**B.2.b.(i).04 Acelerograma de El Cadillal (ACAD)**Figura B. 42 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACAD Nivel de Daño I.

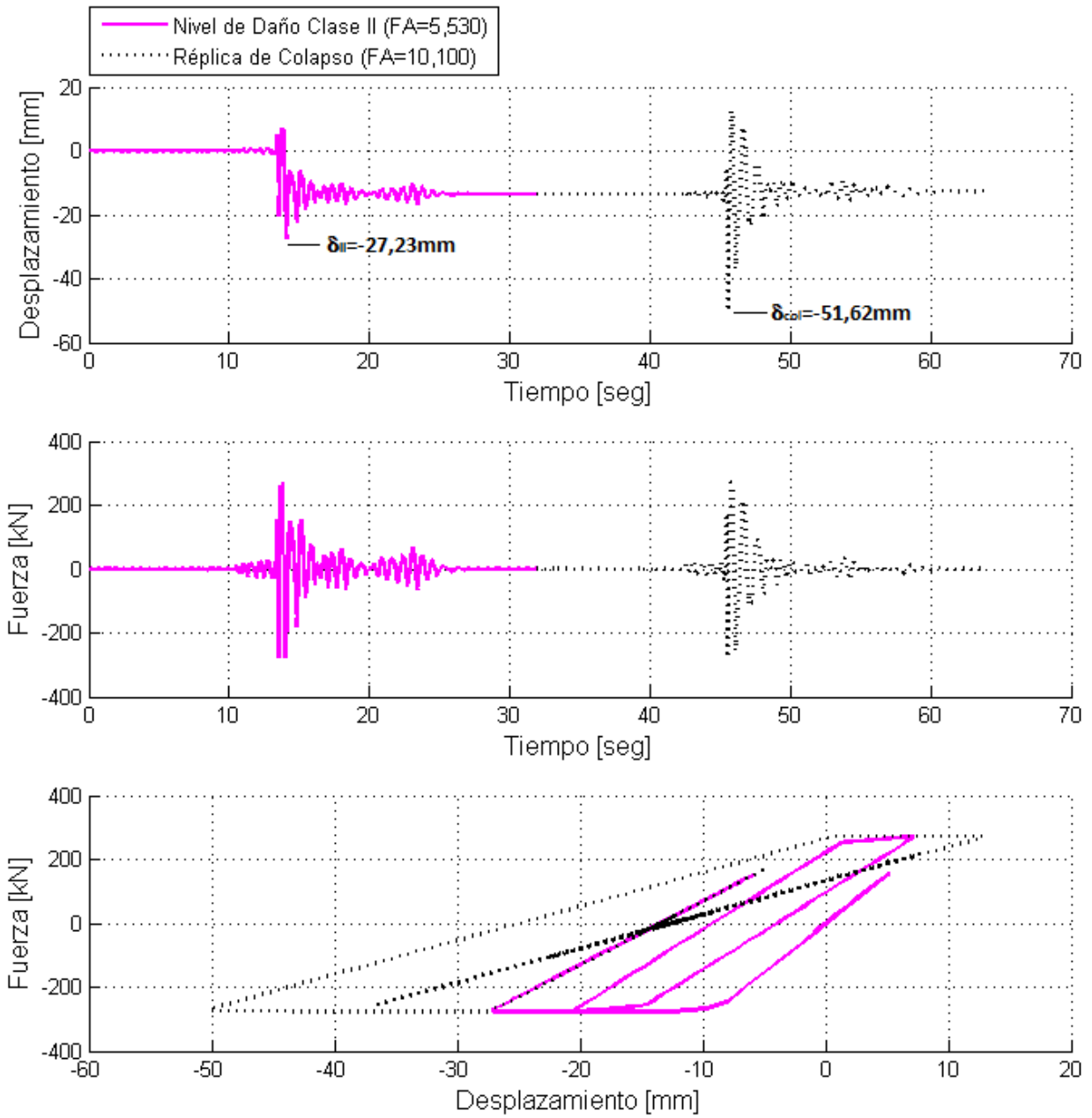
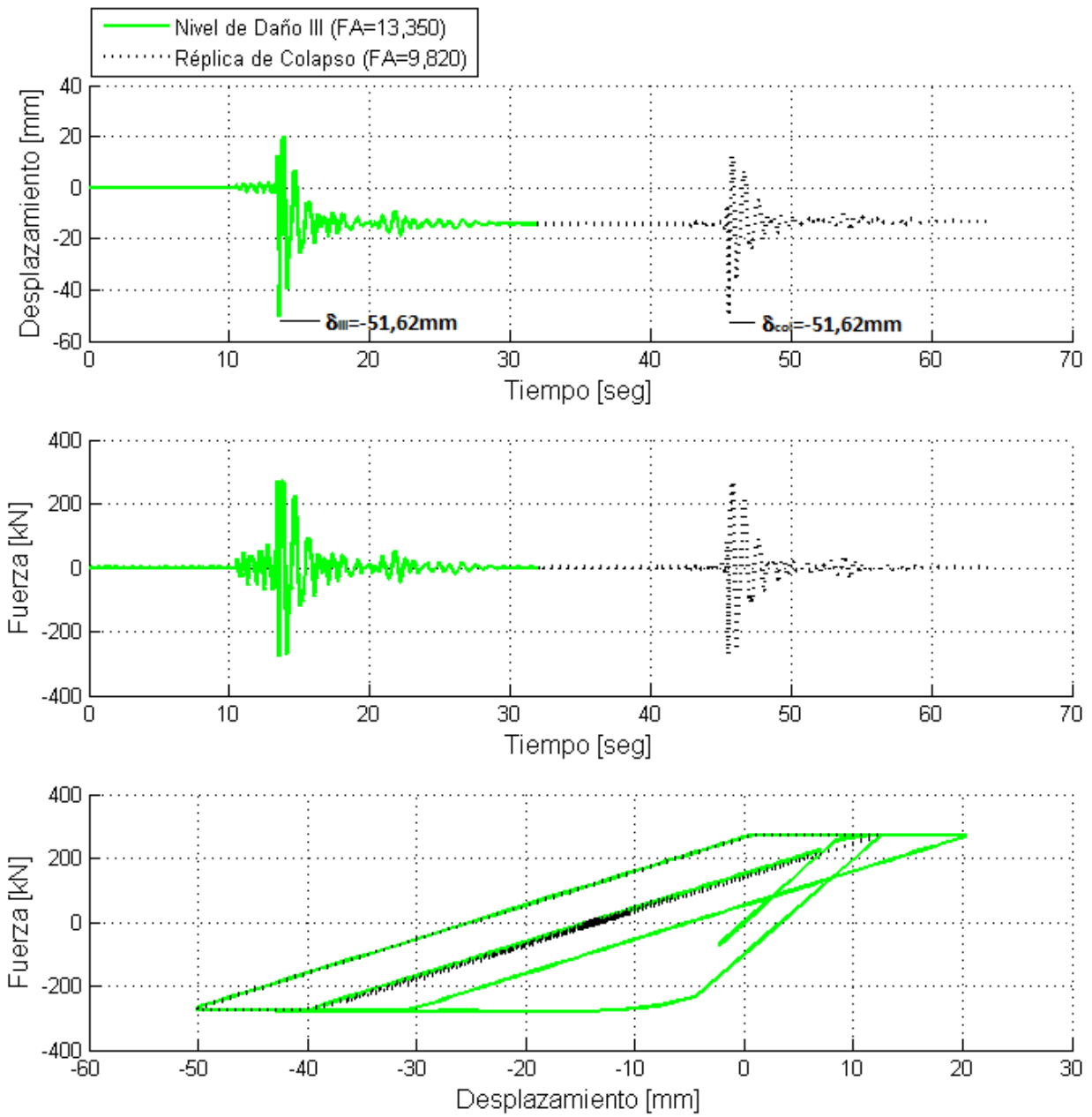


Figura B. 43 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACAD Nivel de Daño II.



Figura B. 44 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo Trilineal ACAD Nivel de Daño III.

## B.2.b.(ii) Modelo de Fibras

### B.2.b.(ii).01 Acelerograma de Cauçete (ACAU)

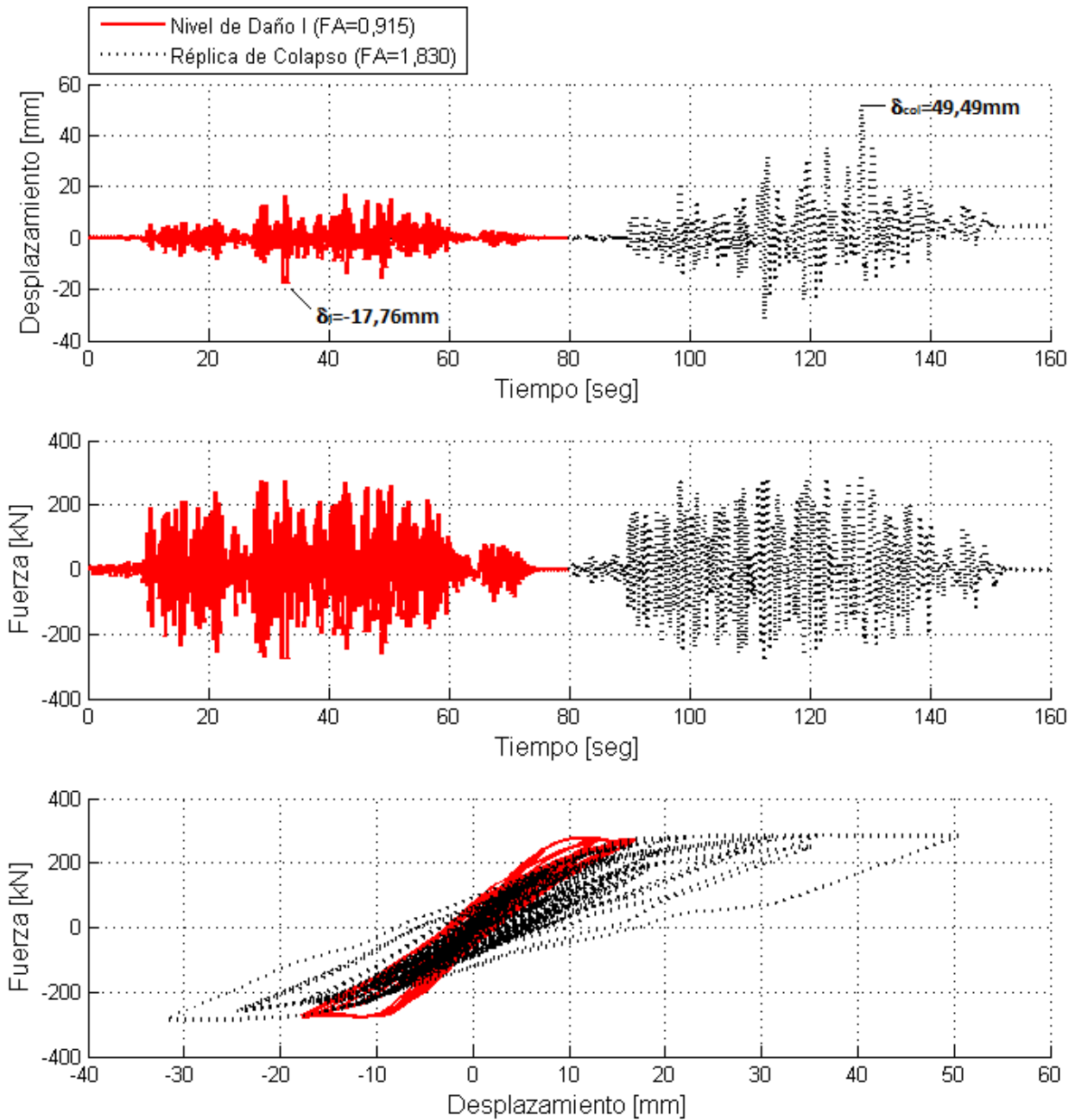
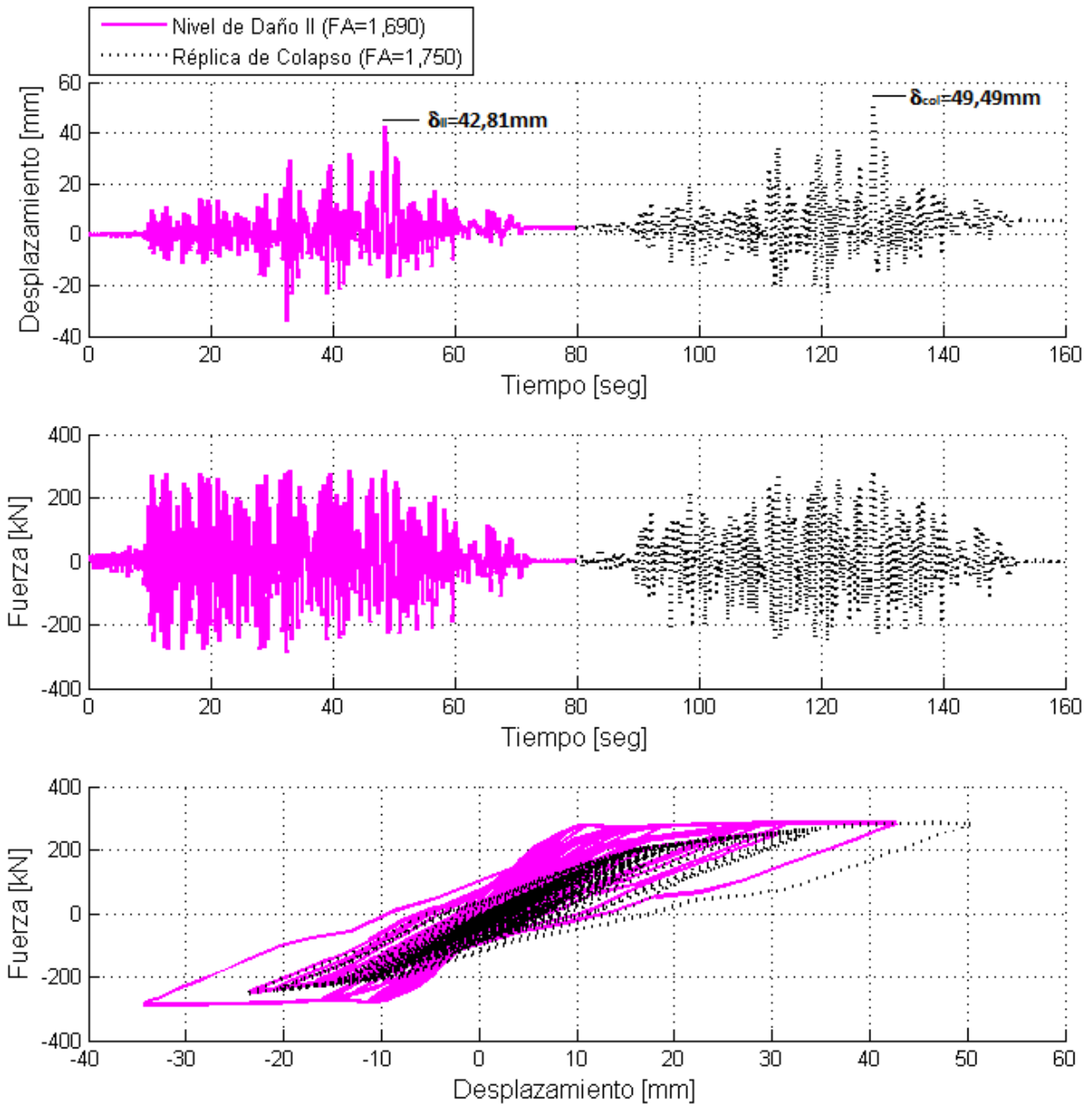
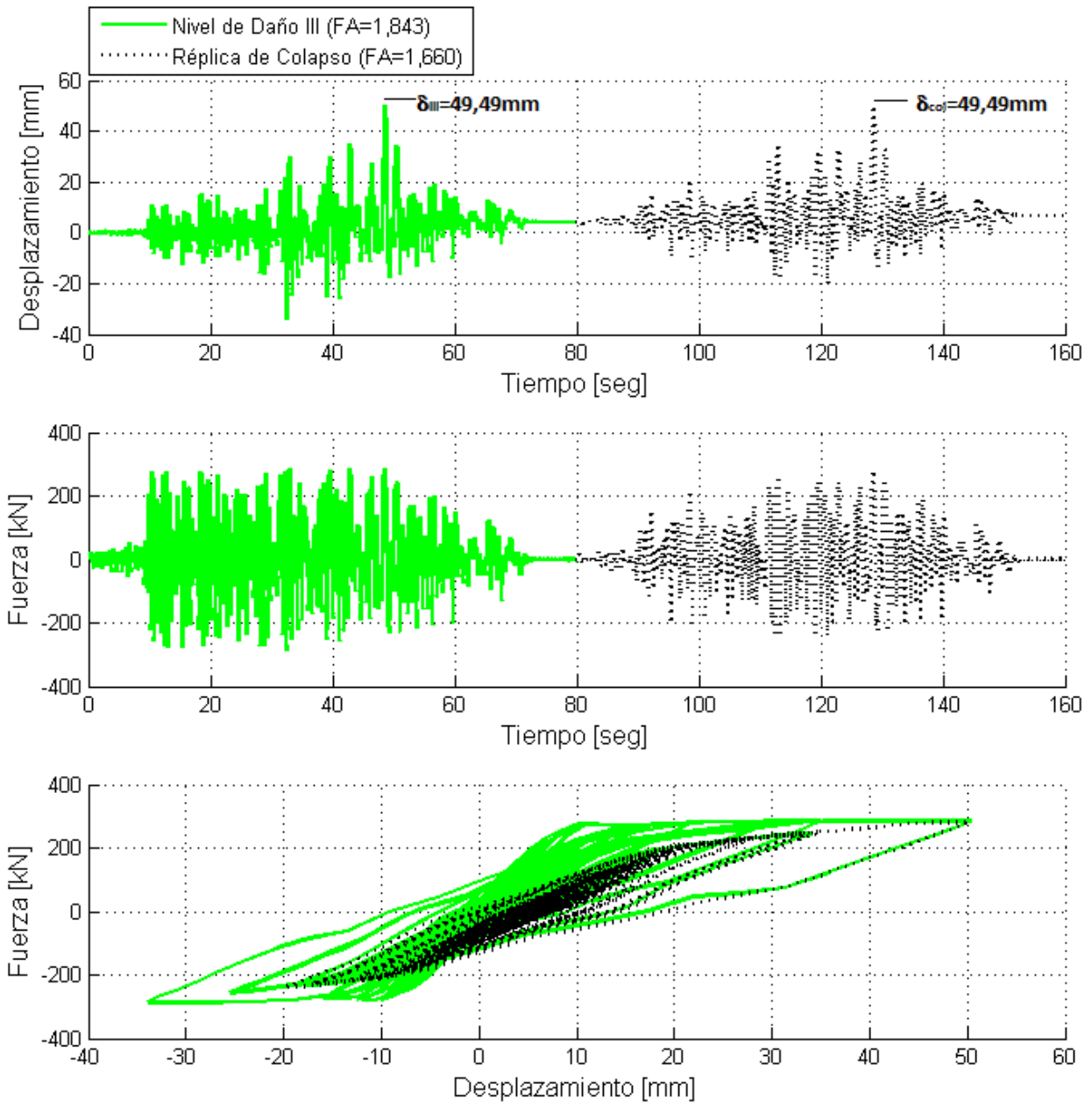
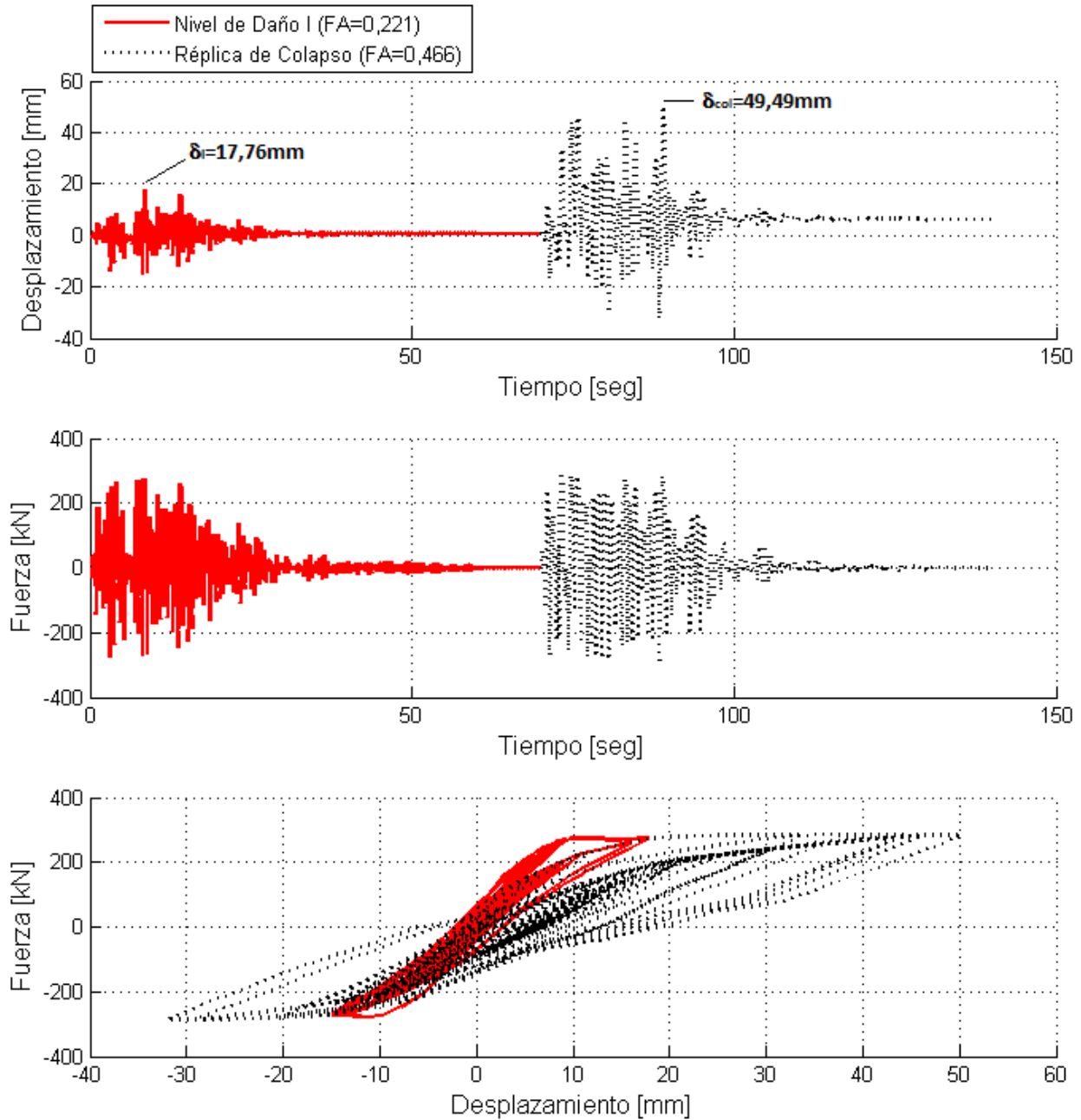


Figura B. 45 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACAU Nivel de Daño I.

Figura B. 46 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACAU Nivel de Daño II.

Figura B. 47 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACAU Nivel de Daño III.

**B.2.b.(ii).02 Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 - Zona 4 (ACE1-Z4)**Figura B. 48 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACE1-Z4 Nivel de Daño I.

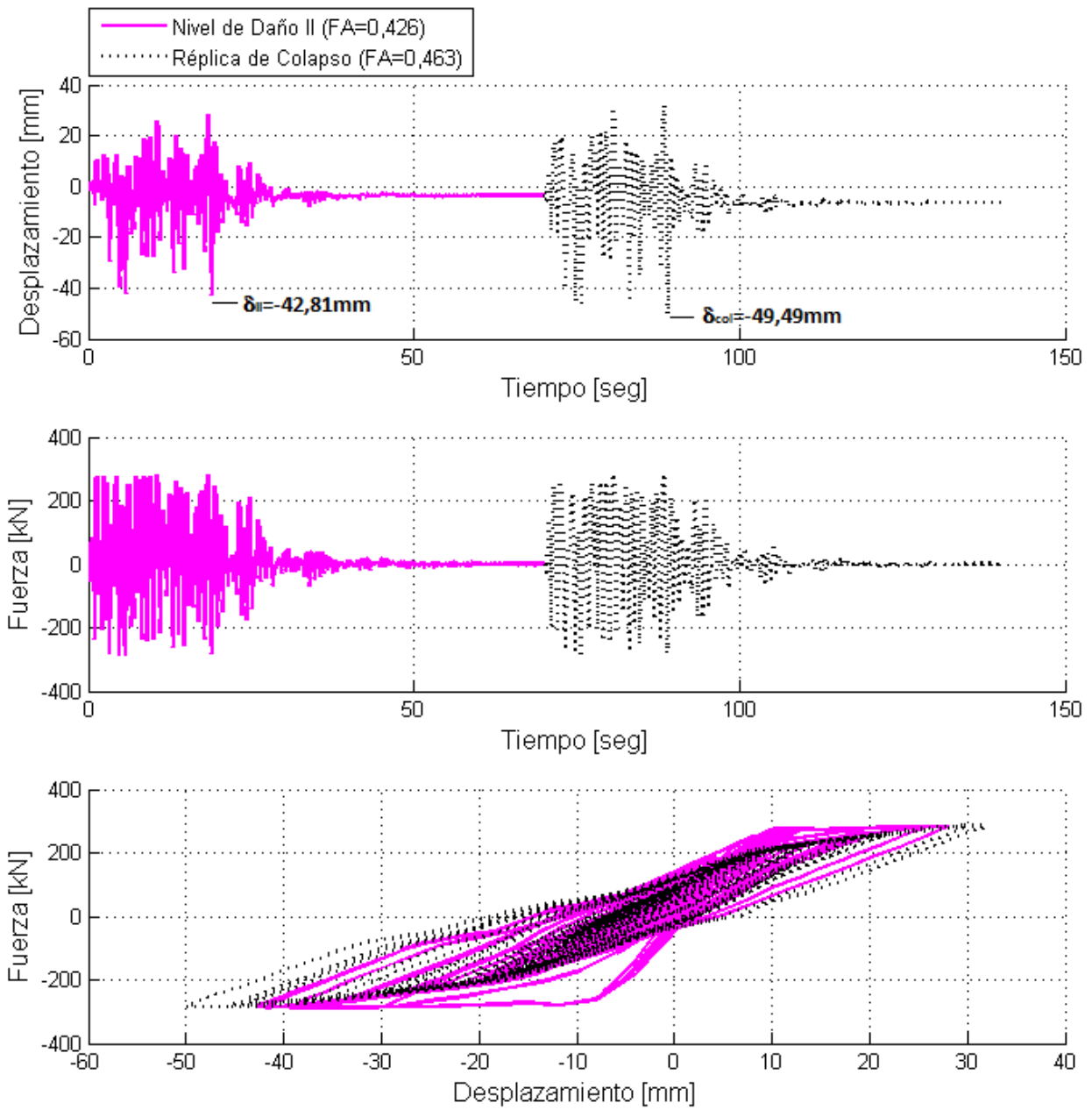
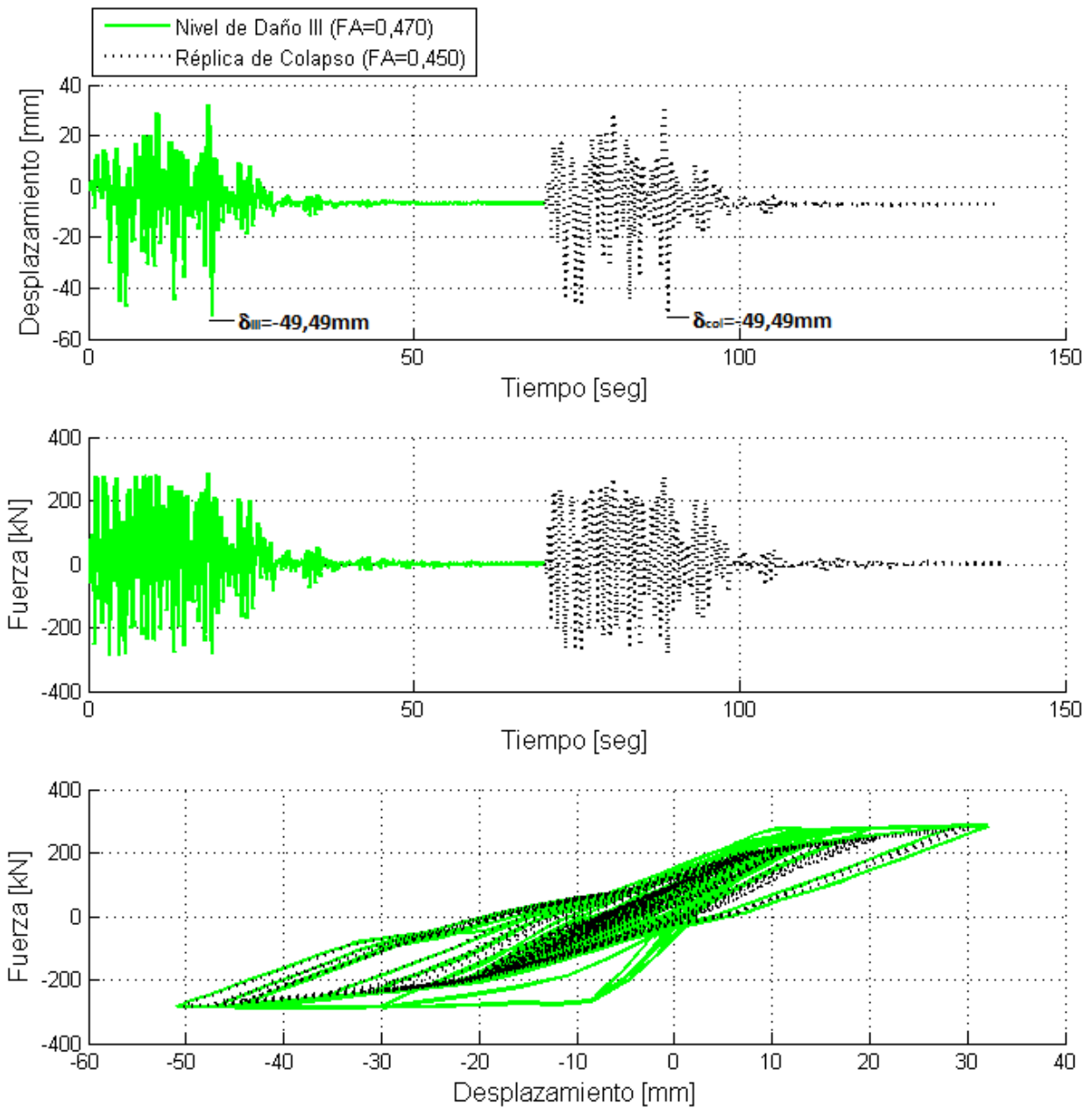
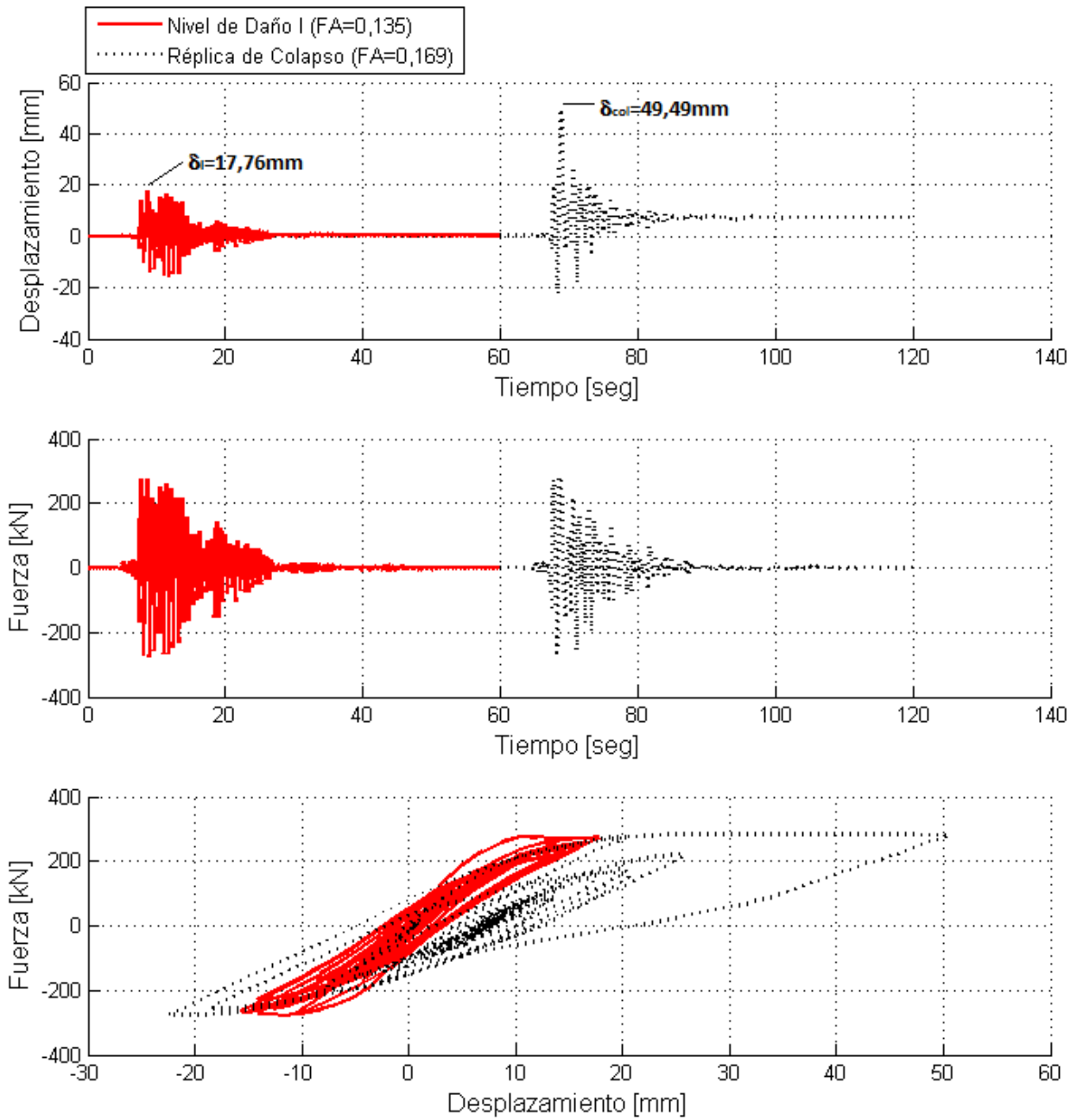
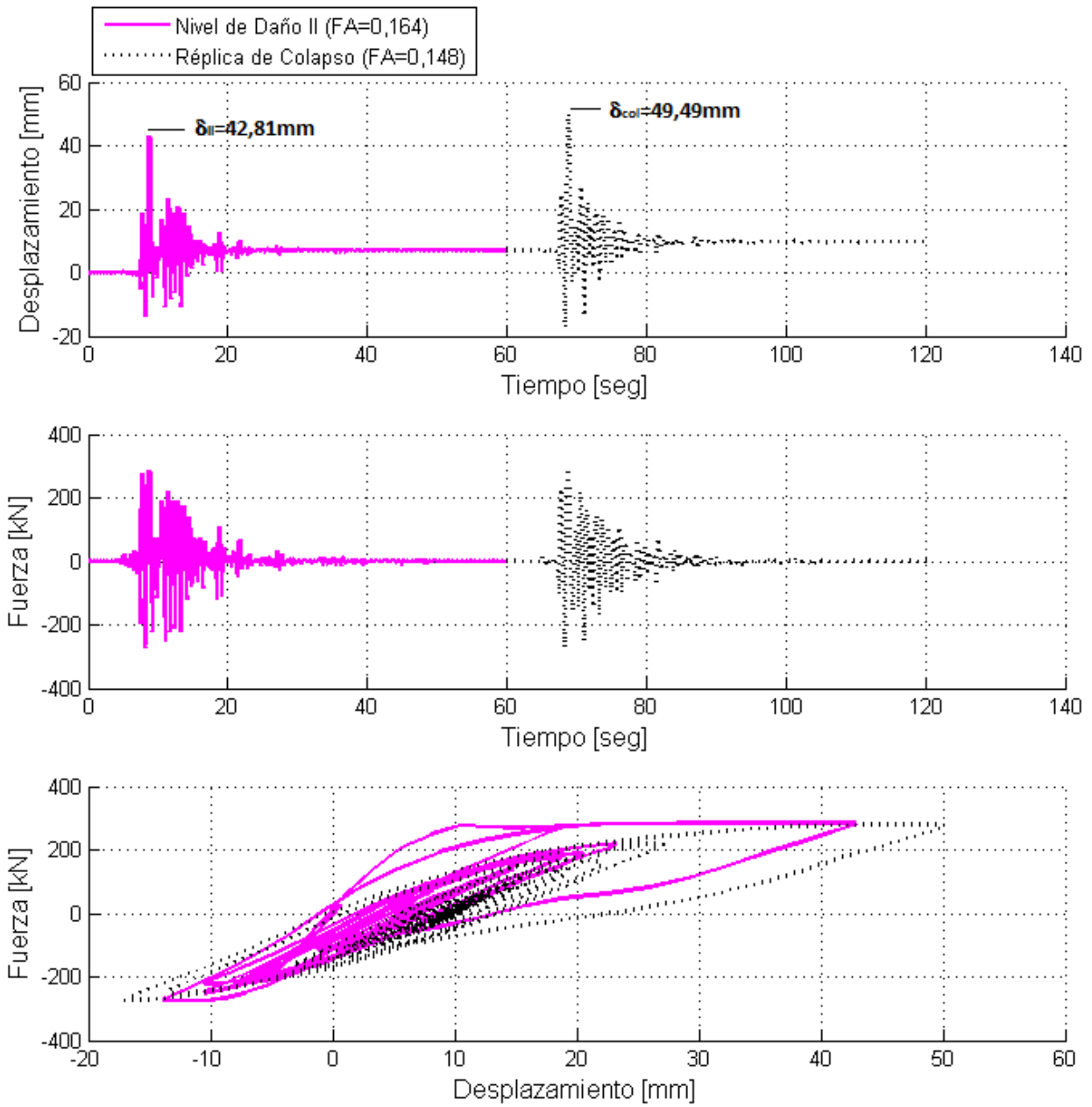


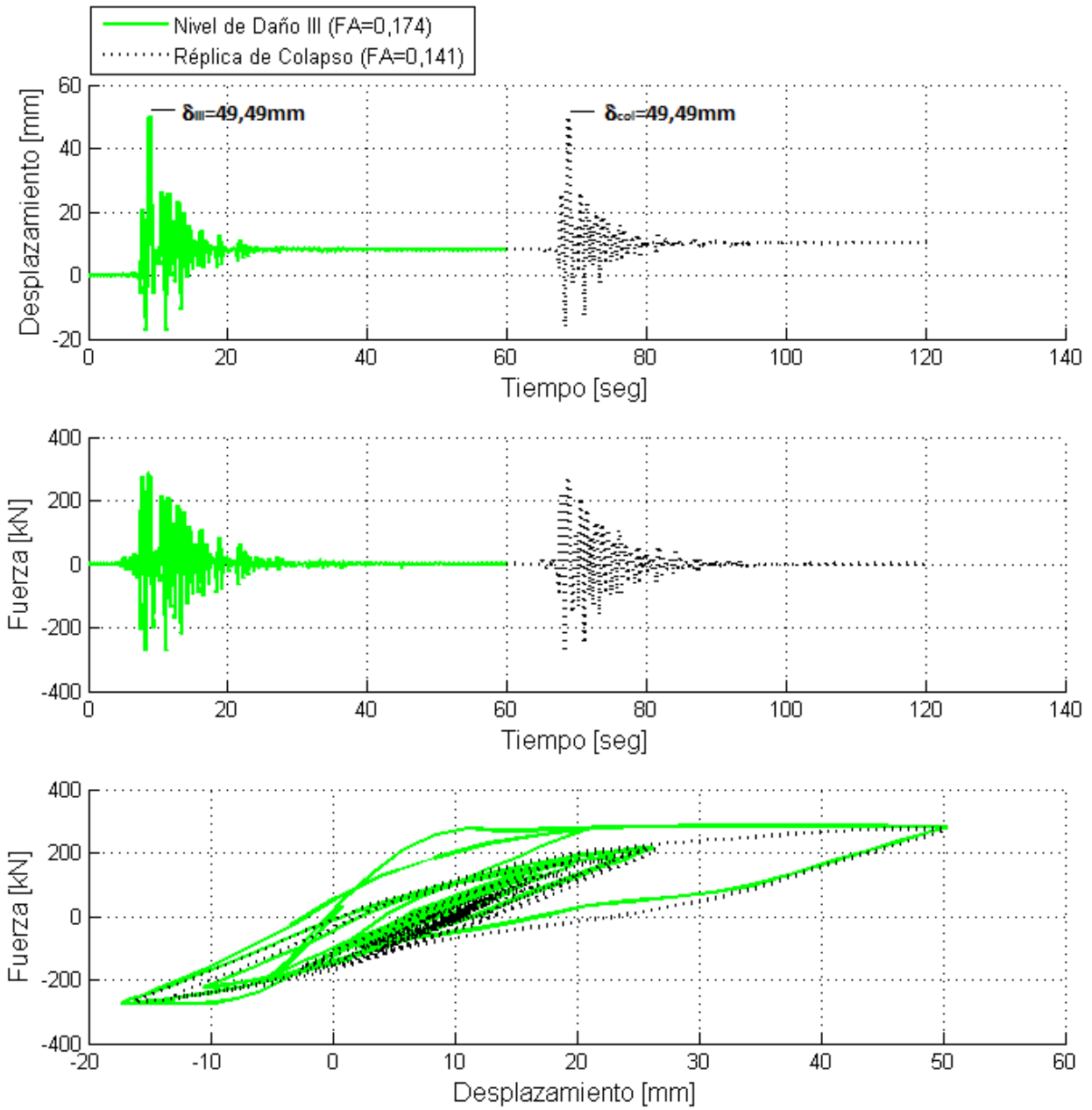
Figura B. 49 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras AACE1-Z4 Nivel de Daño II.

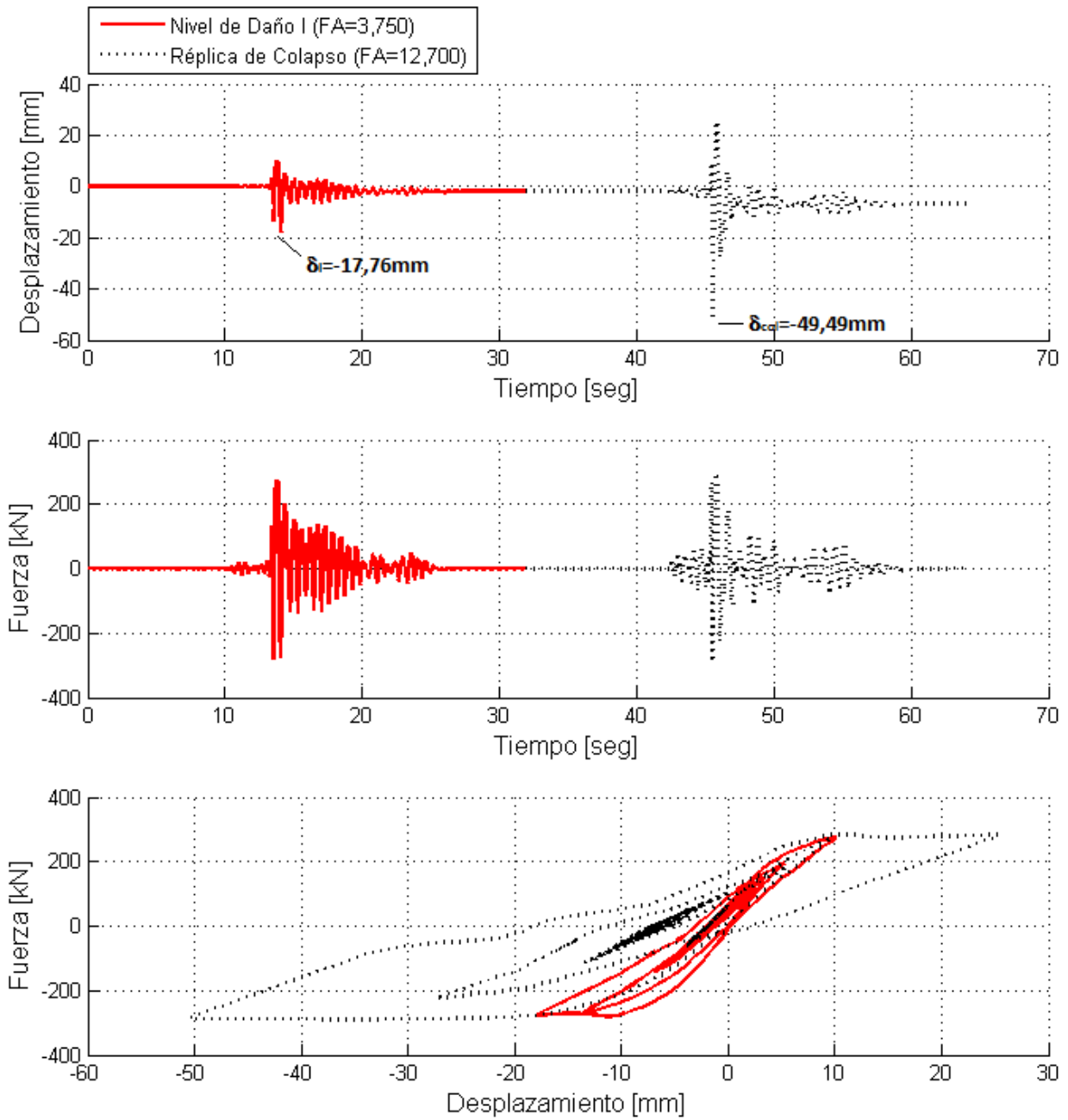
Figura B. 50 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras AACE1-Z4 Nivel de Daño III.

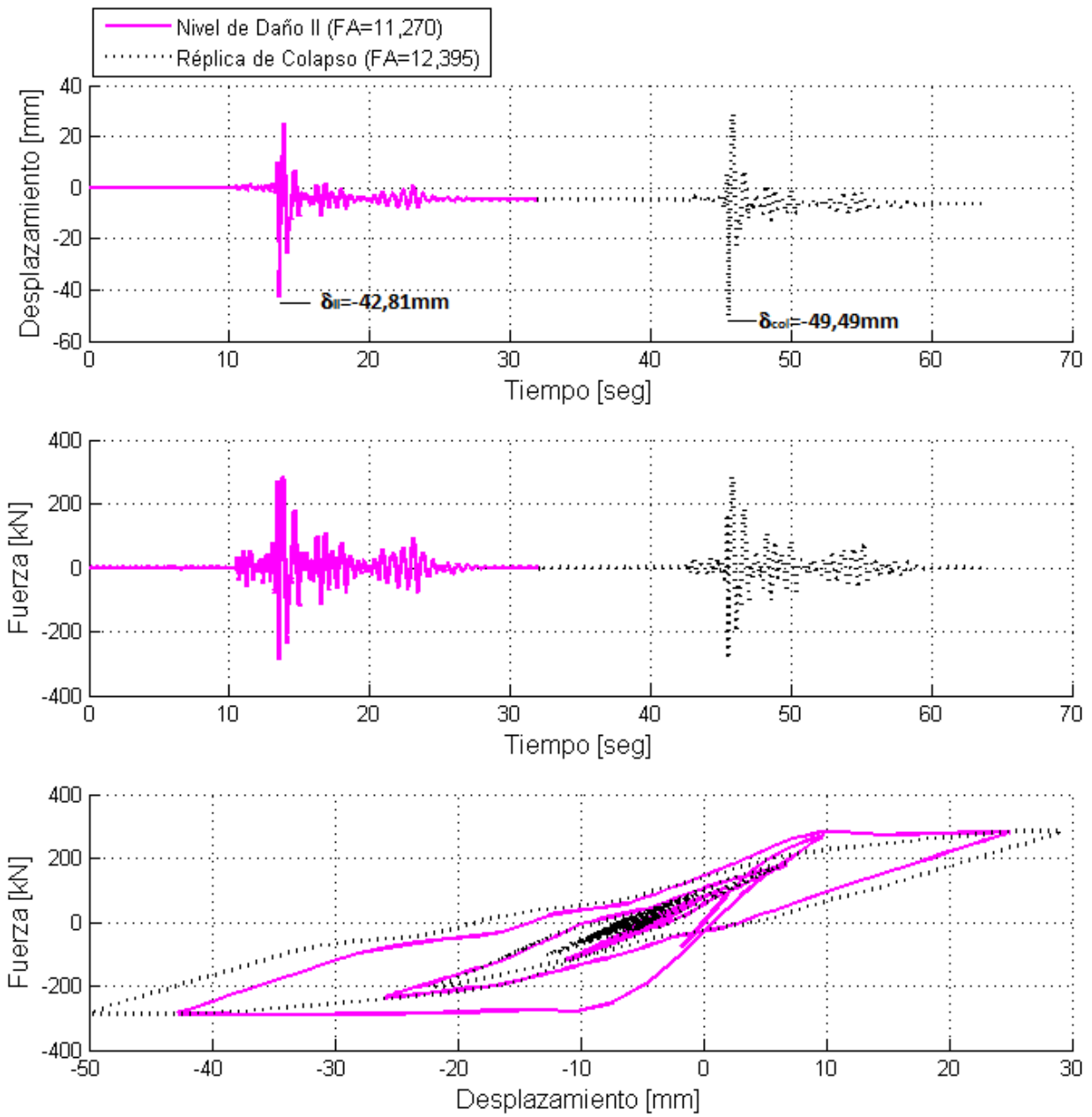
**B.2.b.(ii).03 Acelerograma de Kobe (AKOB)**Figura B. 51 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras AKOB Nivel de Daño I.

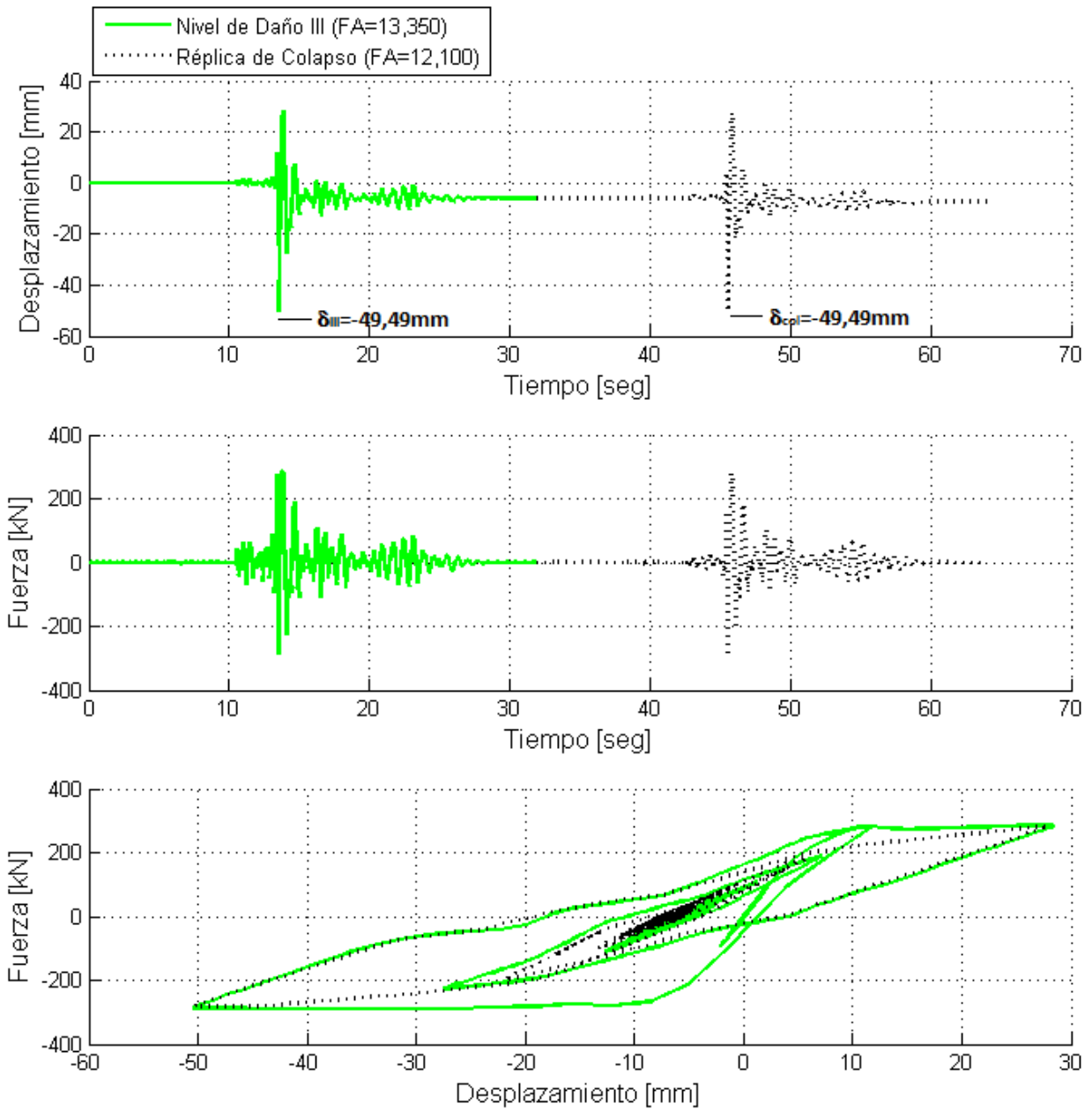


Figura B. 52 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras AKOB Nivel de Daño II.

Figura B. 53 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras AKOB Nivel de Daño III.

**B.2.b.(ii).04 Acelerograma de El Cadillal (ACAD)**Figura B. 54 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACAD Nivel de Daño I.

Figura B. 55 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACAD Nivel de Daño II.

Figura B. 56 - Unidad 8 Zahn<sup>[50]</sup> Modelo de Fibras ACAD Nivel de Daño III.

# ANEXO C

## GENERACIÓN DE ACELEROGRAMA

### COMPATIBLE CON ESPECTROS DE NORMA

En este anexo se presenta el procedimiento utilizado en este trabajo para generar el Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 – Zona Sísmica 4 (AAE1-Z4), registro que fue usado extensivamente en la determinación de los índices de capacidad sísmica residual basados en la respuesta sísmica ( $R_{dyn}$ ) en el Capítulo VI. Posteriormente, se adjuntan también los programas escritos en MATLAB para realizar los cálculos pertinentes.

#### C.1 METODOLOGÍA DE CLOUGH Y PENZIEN<sup>[12]</sup>

El método seleccionado en esta tesis para generar acelerogramas compatibles con espectros de respuesta específicos fue el propuesto por Clough y Penzien<sup>[12]</sup>. El mismo consta de los siguientes pasos:

(1) Se define tanto la duración del registro como el intervalo de muestro del mismo. En este caso, para AAE1-Z4 se fijó una duración de 60 segundos y un intervalo de muestreo  $\Delta t = 0,02 \text{ seg}$ , lo que corresponde a una frecuencia de muestreo de 50 Hz, bastante difundida para la obtención de registros sísmicos. En base a esto se construye un vector de tiempo con los valores apropiados para el registro.

(2) Paralelamente, se define otro vector con la misma cantidad de elementos que contenga números aleatorios entre -1 y 1, de manera que los mismos cumplan con una distribución de probabilidad normal (Gaussiana) con un valor medio igual a 0 y una varianza de 1. Este vector se genera haciendo uso de la función *randn* de MATLAB, que cumple con las condiciones mencionadas anteriormente.

(3) De esta manera, se puede establecer una función  $y(t)$  asignando los valores discretos  $y_1, y_2, y_3, \dots, y_n$  obtenidos del vector definido en el paso (2) a las  $n$  sucesivas ordenadas separadas por un intervalo de tiempo uniforme  $\Delta t$  a lo largo de un eje del tiempo asumiendo una variación constante de las ordenadas en cada uno de los intervalos.

(4) Se multiplica el vector correspondiente a las ordenadas  $y(t)$  del paso previo por una función determinística en el tiempo  $f(t)$  apropiada, esta función se conoce comúnmente como función de intensidad. Como resultado se tendrá una función no estacionaria  $z(t)$  que se adapta a la magnitud y a la distancia entre la fuente y el sitio del máximo terremoto probable que se considere. Se

propusieron diversos tipos de funciones  $f(t)$  de este tipo, sin embargo la que se utilizó en este trabajo se especifica a continuación.

$$f(t) = a_1 \cdot t \cdot e^{-a_2 \cdot t} \quad [C. 1]$$

Esta ecuación fue la utilizada para escribir la función “intensidad” en MATLAB. Para los parámetros  $a_1$  y  $a_2$  se adoptaron valores propuestos por Clough y Penzien<sup>[12]</sup> de 0,45 y 0,167, respectivamente.

(5) Se realiza la transformada rápida de Fourier (*fft* en MATLAB) de la función  $z(t)$  del paso (4) para obtener los valores discretos de  $Z(i\bar{\omega})$ . Esta función transformada debe ser filtrada. Las funciones filtros se denotan como  $H_1(i\bar{\omega})$  y  $H_2(i\bar{\omega})$ , y luego de la aplicación de las mismas se obtendrá:

$$B(i\bar{\omega}) = Z(i\bar{\omega}) \cdot H_1(i\bar{\omega}) \cdot H_2(i\bar{\omega}) \quad [C. 2]$$

Con:

$$H_1(i\bar{\omega}) = \frac{1 + 2i \cdot \xi_1 \cdot \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_1}\right)}{\left(1 - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega_1^2}\right) + 2i \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_1}\right)} \quad [C. 3]$$

Y:

$$H_2(i\bar{\omega}) = \frac{\left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_2}\right)^2}{\left(1 - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega_2^2}\right) + 2i \cdot \xi_2 \cdot \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_2}\right)} \quad [C. 4]$$

La ecuación [C. 3] es la función que representa el filtro de Kanai-Tajimi que amplifica el contenido de frecuencia de  $Z(i\bar{\omega})$  en las proximidades de  $\bar{\omega} = \omega_1$  y lo atenúa por sobre  $\bar{\omega} = \omega_1$  a medida que  $\bar{\omega} \rightarrow \infty$ . El parámetro  $\omega_1$  puede asimilarse como una frecuencia característica del terreno, mientras que  $\xi_1$  se interpreta como una relación de amortiguamiento propia del mismo. Los valores sugeridos por Kanai para suelo firme, que a su vez son los adoptados en este trabajo, son  $\omega_1 = 15,60 \text{ rad/seg}$  y  $\xi_1 = 0,60$ .

La ecuación [C. 4] constituye el filtro (no causal) de Penzien que atenúa de manera considerable las frecuencias más bajas de  $Z(i\bar{\omega})$ . Esto es necesario para corregir el posible desplazamiento en el tiempo de la primera y segunda funciones integrales de  $z(t)$ . Los valores de los parámetros en esta expresión para terreno firme son  $\omega_2 = 2,51 \text{ rad/seg}$  y  $\xi_1 = 0,70$ .

El módulo del producto de los filtros  $H_1(i\bar{\omega})$  y  $H_2(i\bar{\omega})$  usualmente tiene la apariencia que se observa en la Figura C. 1.

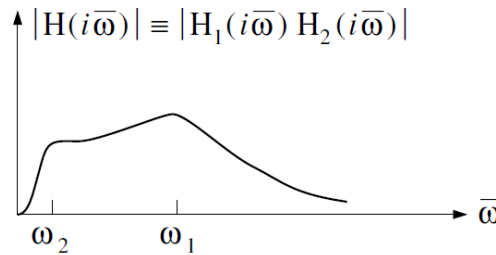


Figura C. 1 – Módulo del producto de las funciones de filtro en función de la frecuencia angular  $\bar{\omega}$ .

Los filtros  $H_1(i\bar{\omega})$  y  $H_2(i\bar{\omega})$  fueron programados como las funciones de MATLAB “kanai\_tajimi” y “penzien”, respectivamente.

(6) Se calcula la antitransformada rápida de Fourier (*ifft* en MATLAB) de la función compleja  $B(i\bar{\omega})$  del paso (5) para obtener la función en el dominio del tiempo  $b(t)$  que luego debe ser normalizada por un factor de escala  $\alpha$  de manera que su aceleración pico del terreno (*PGA*) sea la requerida por el espectro de respuesta objetivo. Este registro normalizado en el tiempo representa al acelerograma  $a(t)$ .

(7) Con el nuevo registro  $a(t)$  del paso anterior se determina el espectro de respuesta de pseudo-velocidades utilizando una relación de amortiguamiento  $\xi$  representativa del comportamiento estructural y coincidente con el espectro objetivo ( $\xi = 0,05$  en este caso). Este espectro de pseudo-velocidades es denotado como  $S_{pv}^a(\xi, T)$  donde el superíndice  $a$  se utiliza para indicar que el espectro fue generado para el registro normalizado  $a(t)$ .

El espectro de pseudo-velocidades se calculó utilizando un programa de integración de sistemas lineales de un grado de libertad mediante la representación de espacio de estado, haciendo uso del mantenedor de orden 0. Dicha función se encuentra adjunta en C.3.e y su nombre es “espest”.

(8) Luego, se compara el espectro  $S_{pv}^a(\xi, T)$  con el espectro objetivo de la norma, que se va a denotar como  $S_{pv}(\xi, T)$ . Como en primer término lo más probable es que estos dos espectros no coincidan, será necesario realizar ciertos ajustes sobre el acelerograma  $a(t)$  para hacerlo compatible con el espectro del código.



Con este fin se divide el rango de frecuencias en pequeños intervalos de frecuencia que coinciden con los intervalos de período utilizados para definir el espectro objetivo. Para cada uno de estos intervalos se calcula un factor de corrección ( $FC$ ) como el cociente entre el valor de la pseudo-velocidad en el espectro objetivo y el valor de la misma en el espectro  $S_{pv}^a(\xi, T)$ . Posteriormente, este factor de corrección es aplicado a los valores tanto reales como imaginarios de la función  $A(i\bar{\omega})$  de acuerdo a la banda de frecuencia en la que se encuentren.

El paso que sigue es realizar la antitransformada de la función compleja ajustada con los factores de corrección antes definidos. A la misma se le determina el espectro de respuesta de pseudo-velocidades, se observará que el mismo se ajustará un poco mejor al espectro objetivo. Se logrará un mejor ajuste todavía repitiendo este procedimiento varias veces y fijando una tolerancia. La misma se definió para este caso como el valor absoluto de la diferencia entre el área encerrada por debajo del espectro  $S_{pv}(\xi, T)$  objetivo y el espectro  $S_{pv}^a(\xi, T)$  sobre el que se trabaja. Las áreas por debajo de dichos espectros fueron determinadas utilizando la regla del trapecio (*trapz*) en MATLAB.

Resulta evidente que el procedimiento enunciado depende en gran medida del número de intervalos especificados en el paso (8). Aún con una elección óptima de este número, no se puede lograr una convergencia total con el espectro objetivo. Sin embargo, el nivel de compatibilidad que se puede lograr suele ser satisfactorio.

Los acelerogramas generados mediante este procedimiento son compatibles con el espectro de respuesta de la norma sólo para un único valor de amortiguamiento. Si se desea generar un acelerograma compatible con los espectros de respuesta del código para dos valores diferentes de amortiguamiento, se debe realizar un número de ajustes más complejos sobre el acelerograma. En la actualidad, existen metodologías y programas computacionales elaborados para realizar este tipo de ajustes.

Por otro lado, con la metodología aquí descrita también se pueden obtener acelerogramas compatibles con espectros partiendo de registros reales. Este proceso es simple y consiste en hacer la transformada de Fourier de los acelerogramas reales para obtener la función compleja  $B(i\bar{\omega})$ . Con esta función se realizan los pasos (6), (7) y (8) descritos previamente para obtener el acelerograma con el espectro objetivo.

## C.2 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE AACE1-Z4

Tal como se hizo en la Figura VI. 6, en la Figura C. 2 se puede apreciar el registro de aceleraciones en el tiempo que define al acelerograma AACE1-Z4. Puede observarse que el mismo tiene una duración total de 60 segundos y que la aceleración pico del terreno alcanza los  $0,43 \cdot g$ .

El acelerograma fue ajustado con el procedimiento descrito en el apartado C.1 para cumplir con el espectro de respuesta especificado por la norma INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013)<sup>[39]</sup> para una zona de muy elevada peligrosidad sísmica (zona 4) y un tipo de suelo  $S_d$ .

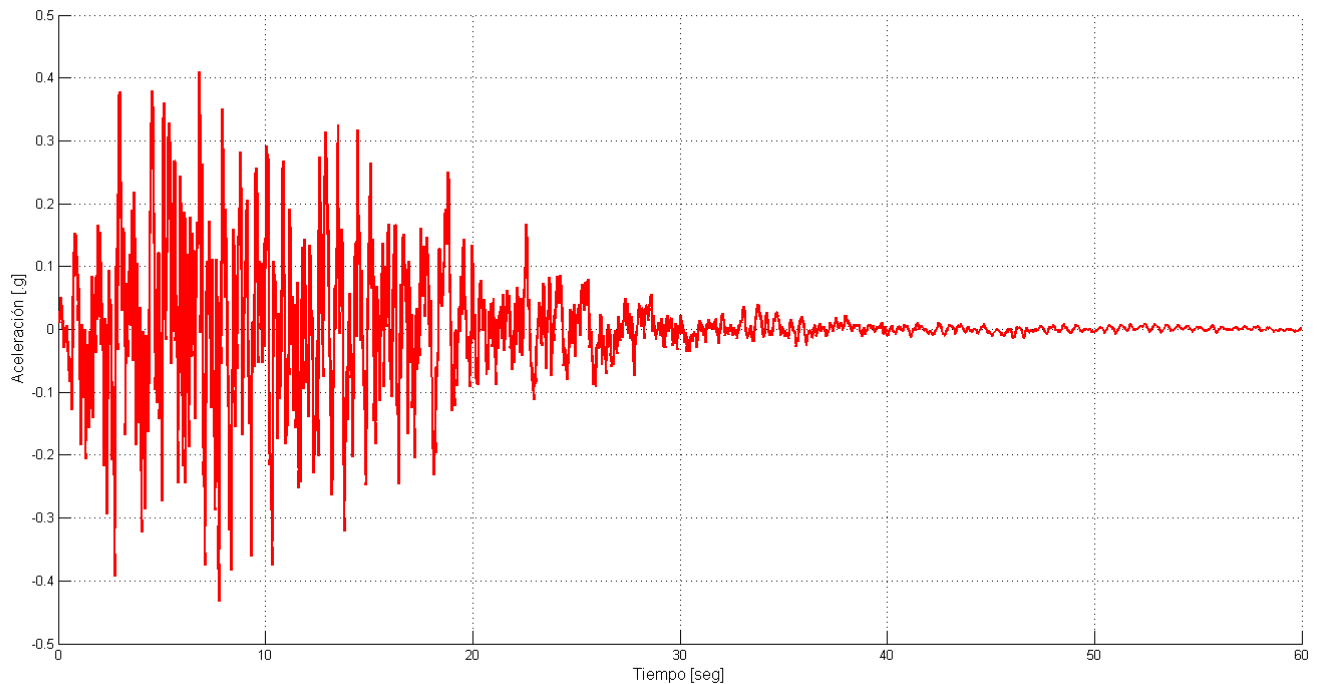


Figura C. 2 – Acelerograma Artificial Compatible con Espectro 1 –Zona Sísmica 4 (ACE1-Z4).

En la Figura C. 3 se puede apreciar un gráfico trilogarítmico que compara el espectro de respuesta del acelerograma creado en este trabajo y el espectro objetivo del INPRES-CIRSOC 103. En el mismo se hace evidente la semejanza entre ambas curvas.

Algo similar ocurre con la Figura C. 4 y la Figura C. 5 donde se observan los espectros de pseudo-velocidad y pseudo-aceleración, respectivamente, correspondientes a ACE1-Z4 y al espectro de diseño elástico reglamentario.

La tolerancia fijada para la diferencia entre las áreas encerradas bajo los espectros de pseudo-velocidad fue de 0,0001. En la Figura C. 4 se aprecia que el espectro de ACE1-Z4 no converge exactamente al reglamentario. Se recalca, por ejemplo, que el pico del espectro de ACE1-Z4 excede los  $1,20 \text{ m/seg}$ , mientras que el espectro del código tiene una pseudo-velocidad máxima de  $1,10 \text{ m/seg}$ . A pesar de esto, se puede decir que el espectro del acelerograma propuesto sigue adecuadamente la tendencia del establecido por la normativa.

Puede recalarse que el espectro de pseudo-aceleración del acelerograma elaborado posee valores picos aproximadamente un 10% superiores al plafón del espectro de la norma, aunque finalmente se logra una forma bastante similar a este último.

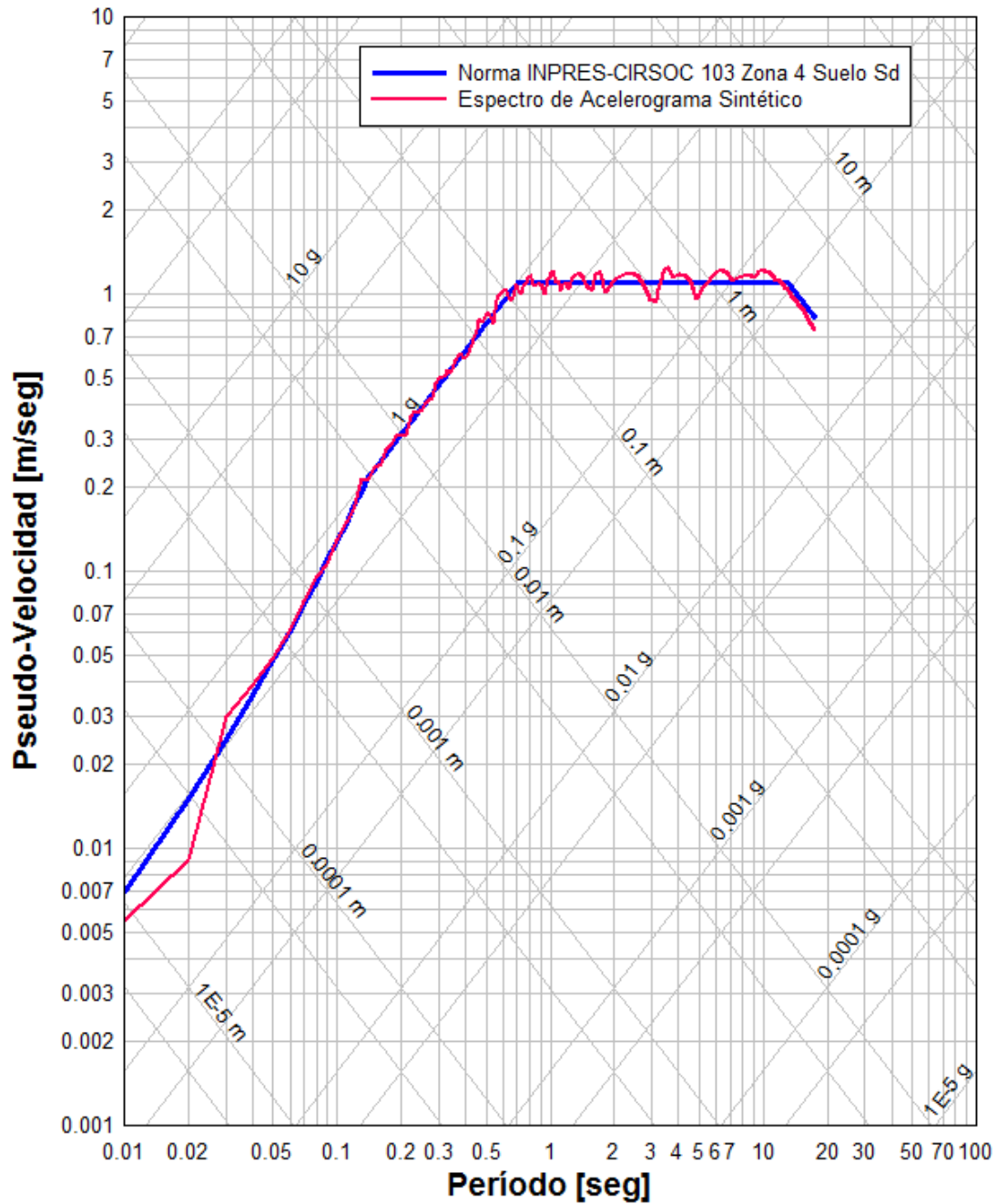


Figura C. 3 – Espectro Trilogarítmico de AACE1-Z4 y Espectro propuesto por INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013)<sup>[39]</sup> Zona Sísmica 4 Suelo  $S_d$ .

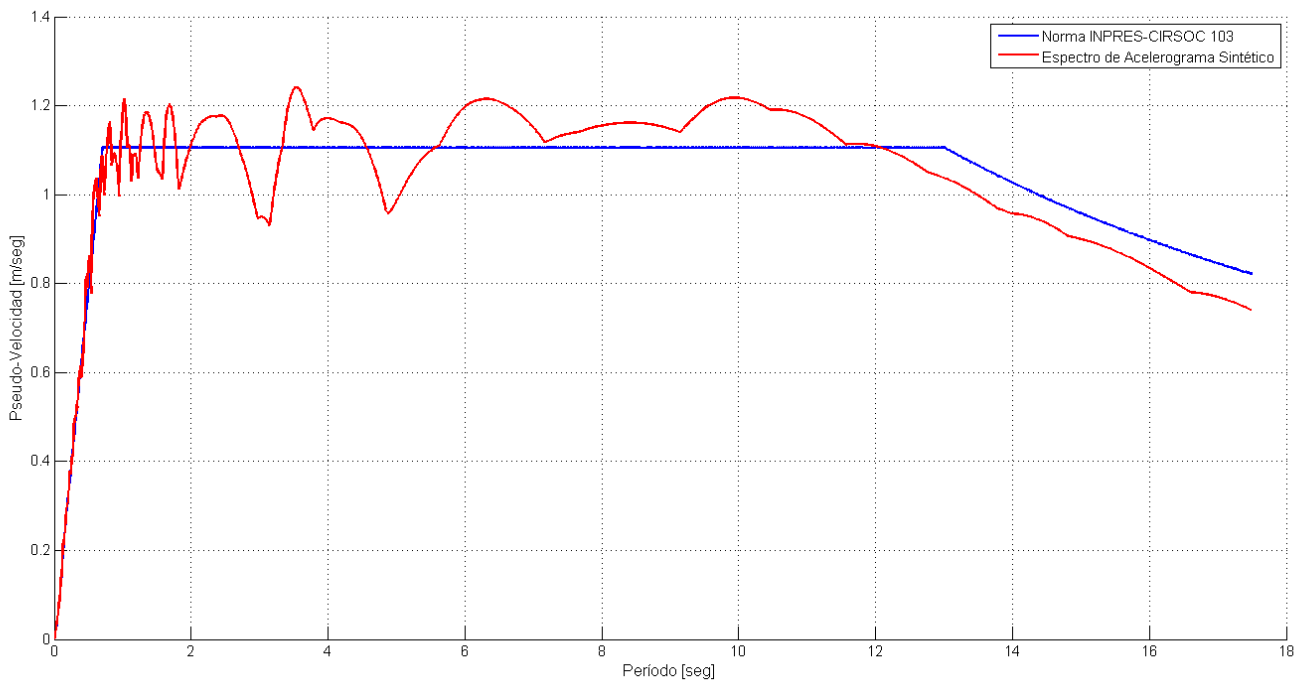


Figura C. 4 – Espectro de Pseudo-Velocidad de AACE1-Z4 vs. Espectro de Repuesta INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013)<sup>[39]</sup> Zona Sísmica 4 Suelo  $S_d$ .

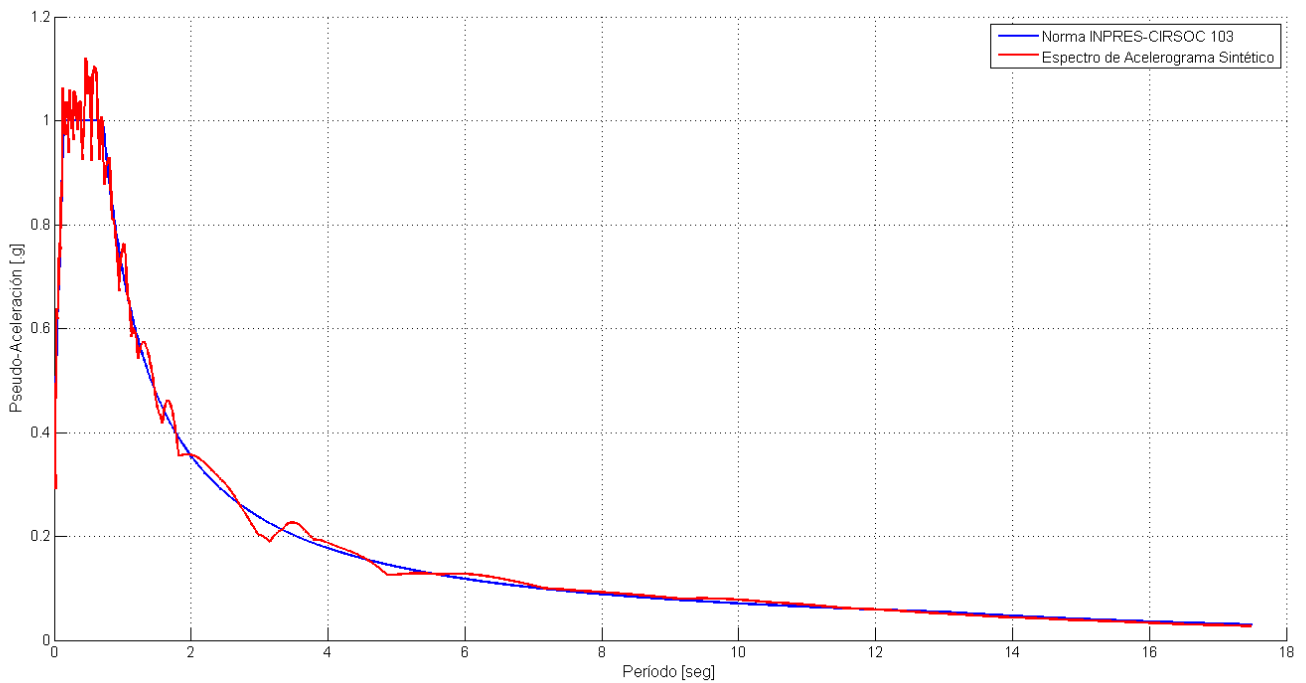


Figura C. 5 – Espectro de Pseudo-Aceleración de AACE1-Z4 vs. Espectro de Repuesta INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013)<sup>[39]</sup> Zona Sísmica 4 Suelo  $S_d$ .

En la Figura C. 6 se puede observar el módulo de la transformada de Fourier del acelerograma resultante ( $|A(i\bar{\omega})|$ ) en función de la frecuencia angular ( $\bar{\omega}$  [rad/seg]). Se hace notar que en este gráfico hay frecuencias angulares positivas y negativas ya que al hacer la transformada de Fourier se asume que el registro de aceleraciones en el tiempo es una función periódica.

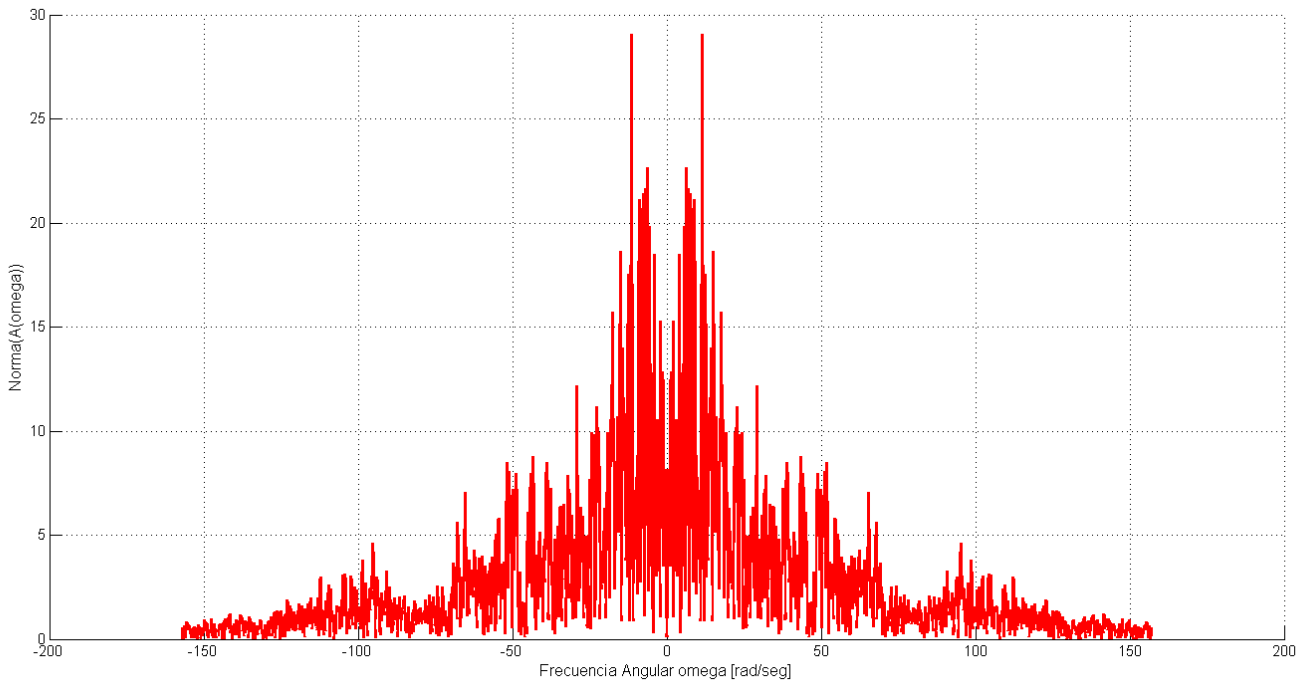


Figura C. 6 – Norma de Transformada  $A(i\bar{\omega})$  en función de Frecuencia Angular  $\bar{\omega}$ .

Paralelamente, en la Figura C. 7 se grafica el espectro de potencia del acelerograma generado para las frecuencias entre 0 Hz y 25 Hz. Este espectro se obtiene al graficar  $|A(i\bar{\omega})|^2$  en función de la frecuencia medida en Hz. En el mismo se observa un importante pico que corresponde con una frecuencia de 0,55 Hz. El segundo valor más alto del espectro se corresponde con una frecuencia de 0,98 Hz. El último pico relevante de este espectro fue detectado para una frecuencia un tanto menor que 5 Hz. Para frecuencias mayores, se observa que el valor de  $|A(i\bar{\omega})|^2$  permanece casi constante hasta que comienza a decrecer cerca de los 16 Hz, este descenso continúa hasta alcanzar un valor prácticamente nulo en las cercanías de los 20 Hz.

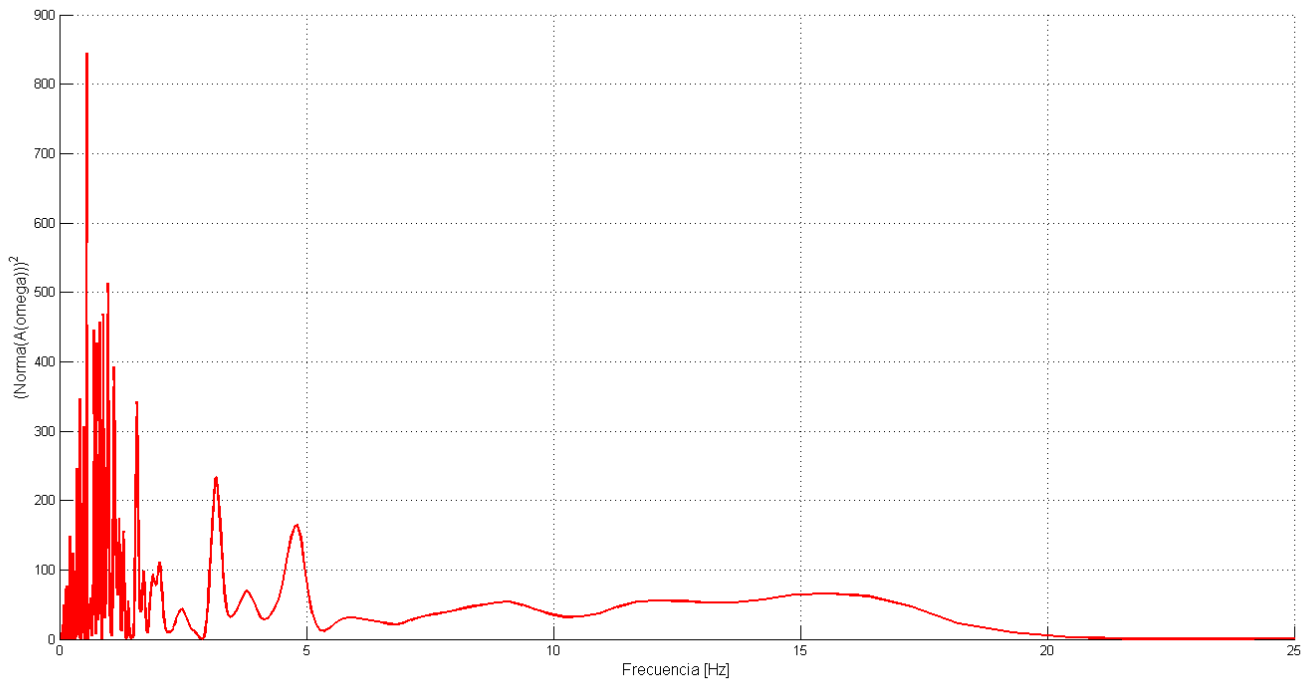


Figura C. 7 – Espectro de Potencia de Acelerograma AACE1-Z4.

### C.3 CÓDIGOS DE MATLAB

#### C.3.a Programa “genacel”

El programa “genacel” constituye el principal código elaborado para la generación del acelerograma artificial. Desde el mismo se invocan todas las otras funciones introducidas en el apartado C.1. A continuación se adjunta el código de este programa.

```
%PROGRAMA DE GENERACIÓN DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS COMPATIBLES CON
%ESPECTRO DE NORMA

clc
clear all

%Definición e Iniciación de Variables
n=3000; %intervalos de tiempo
g=9.81; %aceleracion de la gravedad [m/seg2]
TIEMPOACEL=zeros(n,2); % Inicialización de la Matriz del Acelerograma en
Dominio del Tiempo [Tiempo Accl. [.g]]
dt=0.02; % Paso de tiempo del acelerograma
FRACACEL=zeros(n,2); % Inicialización de la Matriz del Acelerograma en
Dominio de la Frecuencia
NORMAAC=load('espCIRSOC.txt'); %Espectro Objetivo, en este caso Norma
INPRES CIRSOC 103
PGA=NORMAAC(1,2); % Peak Ground Acceleration - Norma INPRES CIRSOC 103 [.g]
ne=length(NORMAAC); % N° de componentes de espectro del acelerograma
```

```

NORMAVEL=zeros(ne,2); % Espectro de Pseudo-velocidades, Norma INPRES CIRSOC
103
FC=zeros(ne,2); % Inicialización de Matriz de Factores de Corrección
ESPV=zeros(ne,2); % Espectro de Pseudo-velocidades de Acelerograma Generado
ESPAC=zeros(ne,2); % Espectro de Pseudo-aceleraciones de Acelerograma
Generado
VE=zeros(ne,2); %Matriz Auxiliar para obtener resultados de Función de
Espacio de Estado
tol=1; %Tolerancia en la determinacion del acelerograma
niter=0; %Numero de Iteraciones necesarias

TIEMPOACEL(:,1)=[0:dt:(n-1)*dt]';

TIEMPOACEL(:,2)=randn(n,1); %Generación de Ruido Gaussiano

% Parámetros de Función de Intensidad
a1=0.45;
a2=1/6;

for j=1:n
    f=intensidad(a1,a2,TIEMPOACEL(j,1)); % Calculo de Función de
Intensidad
    TIEMPOACEL(j,2)=f*TIEMPOACEL(j,2); % Aplicación de f a TIEMPOACEL(:,2)
end

fs=1/dt; %frecuencia de Muestreo del acelerograma [muestras/segundo o Hz]

Ntot=2^(nextpow2(n)+2); % N total para el zero padding DE FFT

ttot=Ntot/fs; %ttot: tiempo total del registro [seg]

domega=2*pi/ttot; %domega: espaciamiento en frecuencias angulares

if mod(Ntot,2)==0 %N par
    nn = -Ntot/2:Ntot/2-1;
else %N impar
    nn = -(Ntot-1)/2:(Ntot-1)/2;
end

FRECACEL=zeros(Ntot,2); % Inicialización de la Matriz del Acelerograma en
Dominio de la Frecuencia

FRECACEL(:,1)=domega*nn; %vector de frecuencias angulares

FRECACEL(:,2)=fft(TIEMPOACEL(:,2),Ntot);
FRECACEL(:,2)=fftshift(FRECACEL(:,2),1);

%Parámetros Filtro de Kanai-Tajimi
omega1=15.6;
psi1=0.6;

%Parámetros Filtro de Penzien
omega2=2.51;
psi2=0.7;

```

```

%Proceso de Filtrado
for k=1:Ntot
    H1(k)=kanai_tajimi(FRECACEL(k,1),omega1,psi1);
    H2(k)=penzien(FRECACEL(k,1),omega2,psi2);
    H(k)=H1(k)*H2(k);
    FRECACEL(k,2)=FRECACEL(k,2)*H(k);
end

% Espectro de Pseudo-velocidades Reglamentario
for k=1:ne
    NORMAVEL(k,1)=NORMAAC(k,1);
    NORMAVEL(k,2)=NORMAAC(k,2)*NORMAVEL(k,1)*g/(2*pi);
end

% Características Estructurales Iniciales para Calcular Espectro
m=1;
psi=0.05;
dT=NORMAAC(2,1)-NORMAAC(1,1);

FRECACELINV=zeros(Ntot,1); % Vector de Aceleracion en dominio de
Frecuencias para antitransformar
TIEMPOACELEXT=zeros(Ntot,1); % Vector de Aceleracion Extendido en Tiempo
Antitransformado

FRECACELINV=ifftshift(FRECACEL(:,2),1); %Vector de Aceleracion en
Frecuencia para invertir
TIEMPOACELEXT=ifft(FRECACELINV); %Vector de Aceleracion Extendido en Tiempo
antitransformado (size Ntot)

disp(max(max(imag(TIEMPOACELEXT)))); %Se muestra que el máximo de los
imaginarios es despreciable

TIEMPOACELEXT=real(TIEMPOACELEXT); %Se toma parte real

TIEMPOACEL(:,2)=TIEMPOACELEXT(1:n); %Redefinición de aceleración en el
tiempo una vez filtrada

fesc=PGA/max(abs(TIEMPOACEL(:,2))); %Factor de Escala para ajustar a PGA
del terreno
TIEMPOACEL(:,2)=TIEMPOACEL(:,2)*fesc; % Escalado de Acelerograma a PGA

while tol>=0.0001

    T=0;

    %Elaboración de Espectro de Pseudo-velocidades de Acelerograma
    for k=2:ne

        T=T+dT;

        VE(k,:)=espest(T,m,psi,TIEMPOACEL);

        ESPV(k,1)=T;

        ESPAC(k,1)=T;
    end
end

```



```

    ESPV(k,2)=VE(k,2);

    ESPAC(k,2)=ESPV(k,2)*2*pi/(g*ESPV(k,1));

    FC(k,1)=2*pi/T;

    FC(k,2)=NORMAVEL(k,2)/ESPV(k,2);

end

FRECACEL(:,2)=fft(TIEMPOACEL(:,2),Ntot);
FRECACEL(:,2)=fftshift(FRECACEL(:,2),1);

%Aplicación de Factores de Corrección
for k=1:Ntot
    for j=ne-1:-1:1
        if abs(FRECACEL(k,1))<FC(j,1)
            if abs(FRECACEL(k,1))>=FC(j+1,1)
                FRECACEL(k,2)=FRECACEL(k,2)*FC(j,2);
            end
        end
    end
end
end

FRECACELINV=ifftshift(FRECACEL(:,2),1); %Vector de Aceleracion en
Frecuencia para invertir
TIEMPOACELEXT=ifft(FRECACELINV); %Vector de Aceleracion Extendido en
Tiempo antitransformado (size Ntot)

disp(max(max(imag(TIEMPOACELEXT)))); %Se muestra que el máximo de los
imaginarios es despreciable

TIEMPOACELEXT=real(TIEMPOACELEXT); %Se toma parte real

TIEMPOACEL(:,2)=TIEMPOACELEXT(1:n); %Redefinición de aceleración en el
tiempo una vez filtrada

tol=trapz(NORMAVEL(:,1),NORMAVEL(:,2)-ESPV(:,2)); % Definición de
Tolerancia

niter=niter+1; %Calculo del Numero de Iteraciones

ESPAC(1,2)=abs(max(TIEMPOACEL(:,2)));

end

figure(1)
hold on
plot(TIEMPOACEL(:,1),TIEMPOACEL(:,2),'r-','LineWidth',1.5)
grid
xlabel('Tiempo [seg]')
ylabel('Aceleración [.g]')
title('Acelerograma')
hold off

```

```

figure(2)
hold on
plot(FRECACEL(:,1),abs(FRECACEL(:,2)),'r-','LineWidth',1.5)
grid
xlabel('Frecuencia Angular [rad/seg]')
ylabel('Norma(A(omega))')
title('Norma(A(i.omega)) vs omega')
hold off

figure(3)
hold on
plot(NORMAVEL(:,1),NORMAVEL(:,2),'b-','LineWidth',1.5)
plot(ESPV(:,1),ESPV(:,2),'r-','LineWidth',1.5)
grid
xlabel('Período [seg]')
ylabel('Pseudo-Velocidad [m/seg]')
legend('Norma INPRES-CIRSOC 103','Espectro de Acelerograma Sintético')
title('Espectro de Pseudo-Velocidad')
hold off

figure(4)
hold on
plot(NORMAAC(:,1),NORMAAC(:,2),'b-','LineWidth',1.5)
plot(ESPAC(:,1),ESPAC(:,2),'r-','LineWidth',1.5)
grid
xlabel('Período [seg]')
ylabel('Pseudo-Aceleración [.g]')
legend('Norma INPRES-CIRSOC 103','Espectro de Acelerograma Sintético')
title('Espectro de Pseudo-Aceleración')
hold off

figure(5)
loglog(NORMAVEL(:,1),NORMAVEL(:,2),'b-','LineWidth',1.5)
hold on
loglog(ESPV(:,1),ESPV(:,2),'r-','LineWidth',1.5)
grid
xlabel('log(Período)')
ylabel('log(Pseudo-Velocidad)')
legend('Norma INPRES-CIRSOC 103','Espectro de Acelerograma Sintético')
title('Espectro Trilogarítmico')
hold off

```

### C.3.b Función “intensidad”

Esta función es la que se encuentra expresada en la ecuación [C. 1], los parámetros  $a_1$  y  $a_2$  se encuentran especificados en el programa “genacel”.

```

% Funcion de Intensidad f(t) - Ec [C.1]
function [f]=intensidad(a1,a2,t)

%Parámetros: a1 y a2
% t= tiempo

```

```
f=a1*t*exp(-a2*t);
```

```
return
```

### C.3.c Función “kanai-tajimi”

En esta función se programó el filtro de Kanai-Tajimi definido por la expresión [C. 3]. Los parámetros del mismo son importados desde “genacel”.

```
% Función Filtro de Kanai-Tajimi - Ec. [C.3]
function[H1]=kanai_tajimi(omega,omega1,psi1)

H1=(1+2i*psi1*(omega/omega1))/((1-
(omega^2/omega1^2))+2i*psi1*(omega/omega1));

return
```

### C.3.d Función “penzien”

La función tratada en este apartado corresponde al filtro no causal de Penzien de acuerdo a la ecuación [C. 4].

```
% Función Filtro de Penzien - Ec. [C.4]
function[H2]=penzien(omega,omega2,psi2)

H2=(omega/omega2)^2/((1-(omega^2/omega2^2))+2i*psi2*(omega/omega2));

return
```

### C.3.e Función “espest”

La siguiente función corresponde a la integración en el tiempo para obtener la respuesta dinámica de un sistema elástico de un grado de libertad utilizando la representación en espacio de estado e integrando con el mantenedor de orden 0. Nótese que esta función es utilizada en este caso para el cálculo de los espectros de los acelerogramas, por lo que sólo interesa exportar a “genacel” los valores máximos de la respuesta en términos de velocidad.

```

Función Espacio de Estado para 1 GDL
function [Zemax]=espest(T,m,psi,acel)

t=acel(:,1); % Vector de tiempo
acel=acel(:,2)*9.81; % Vector de Aceleración del Terreno (m/seg2)

% Carga de Escalares y Matrices

n=length(acel);

Ze=zeros(2,n); % Z=matriz con z=(u du/dt) para cada paso de tiempo

% Carga de Datos de Sistema de Un Grado de Libertad

K=4*m*pi^2/(T)^2; % rigidez del sistema (expresada en kN/m)

omega=2*pi/T; %Frecuencia Angular del Sistema [rad/seg]

c=psi*2*m*omega; % Coeficiente de Amortiguamiento (en kN.sec/m)

% Procedimiento de ESPACIO DE ESTADOS

Ac=[0 1; -K/m -c/m]; % Matriz de Estado

Bc=[0; -1]; % Vector de Colocación

dt=t(2)-t(1); % Paso de Tiempo de la Integración (seg)

Ad=expm(Ac*dt); % Matriz A Discreta

Bd=Ac\((Ad-eye(2))*Bc); % Vector B Discreto

for j=1:n-1

    Ze(:,j+1)=Ad*Ze(:,j)+Bd*acel(j);

end

Zemax(1)=max(abs(Ze(1,:)));
Zemax(2)=Zemax(1)*omega;

return

```

---

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- [1] Anagnostopoulos S. and Moretti M., "*Post-earthquake Emergency Assessment of Building Damage, Safety and Usability - Part 1: Technical issues*", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 28, pp. 223-232, 2008.
- [2] Applied Technology Council (ATC-20), "*Procedures for Post-earthquake Safety Evaluation of Buildings*", 1989.
- [3] Applied Technology Council (ATC-20-1), "*Field Manual: Post-earthquake Safety Evaluation of Buildings*", revised in 2005.
- [4] Applied Technology Council (ATC-20-2), "*Addendum to the ATC-20 Post-earthquake Building Safety Evaluation Procedures*", 1995.
- [5] Arista Poegoeh, C. "*Reduction Factors of Seismic Capacity for Earthquake-Damaged Reinforced Concrete Columns*". Tesis de Maestría en Ingeniería de la Construcción, NTUST, Taiwán, Enero de 2013.
- [6] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), "*Guía Técnica para Inspección de Edificaciones Después de un Sismo*", Colombia, 2009.
- [7] Baggio C., Bernardini A., Colozza R., Di Pasquale G., Dolce M., Goretti A., Martinelli A., Orsini G., Papa F., Zuccaro G., Pinto A. V., and Taucer, F. (2007). "*Field Manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES)*", EUR 22868. Joint Research Center, Ispra, Italy, 2007.
- [8] Bazzurro P., Cornell C. A., Menun C. A. and Motahari M, "*Guidelines for Seismic Assessment of Damaged Buildings*". The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver B.C., Canada, 2004.
- [9] Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), "*Norma para la Evaluación del Nivel de Daño por Sismo en Estructuras y Guía Técnica de Rehabilitación*", Jumonji T., Ed., México, 2001.
- [10] Choi H., Nakano Y. and Takahashi N., "*Residual Seismic Performance of R.C. Frames with Unreinforced Block Wall Based on Crack Widths*". First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, September, 2006.
- [11] Chopra A. K., "*Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*". Second Edition – Prentice Hall International Series In Civil Engineering and Engineering Mechanichs. 2001.
- [12] Clough, R. and Penzien, J. "*Dynamics of Structures*". Third Edition. CSI (Computers & Structures Inc.), 2003.

- [13] Computers & Structures Inc. (CSI). *“User Guide PERFORM-3D™ Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures – Version 5”*. Berkeley, United States of America, 2011.
- [14] Computers & Structures Inc. (CSI). *“Components and Elements for PERFORM-3D™ and PERFORM-COLLAPSE – Version 5”*. Berkeley, United States of America, 2011.
- [15] Earthquake Engineering Research Institute (EERI). *“El Quindío, Colombia Earthquake, January 25, 1999, Reconnaissance Report”*. Technical Report, 1999.
- [16] El-Tawil S. and Deierlein G. *“Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames I: Element Formulation”*. Journal of Structural Engineering, v. 127, pp. 647-655, 2001.
- [17] El-Tawil S. and Deierlein G. *“Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames II: Implementation and Verification”*. Journal of Structural Engineering, v. 127, pp. 656-665, 2001.
- [18] Federal Emergency Management Agency (FEMA 306). *“Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Basic Procedures Manual”*, 1998.
- [19] Federal Emergency Management Agency (FEMA 307), *“Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Technical Resources”*, 1998.
- [20] Federal Emergency Management Agency (FEMA 308), *“Repair of Earthquake Damage Concrete and Masonry Wall Buildings”*, 1999.
- [21] Gea S. y Ceballos M. *“Experiencia de Evaluación Post-Sismo en Salta”*. EIPAC, Argentina, 2011.
- [22] Goretti A. and Di Pasquale G. *“Technical Emergency Management”*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, vol. 2, chapter 15, pp. 339-368. Springer, Netherlands, 2008.
- [23] Heredia-Zavoni E., Zeballos A. and Esteva L., *“Theoretical Models and Recorded Response in the Estimation of Cumulative Seismic Damage on Non-Linear Structures”*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 29(12), pp. 1779-1796, 2000.
- [24] Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES). *“Sismicidad de la República Argentina”*. Documento Interno.
- [25] Jin K., Choi H., Takahashi N. & Nakano Y. *“Failure Mechanism and Seismic Capacity of RC Frames with URM Wall Considering Beam Deformation”*. New Technologies for Urban Cities of Mega Cities in Asia, pp. 251-260, 2009.
- [26] Jung M. and Maeda M. *“Estimation of Residual Seismic Performance for R/C Building Damage due to Earthquake”*. Journal of Structural Engineering, Vol. 46B, AIJ, 2000.
- [27] Kent D.C. and Park R. *“Flexural Members with Confined Concrete”*. Journal of the Structural Division – ASCE, Vol. 97, No. ST 7, pp. 1969-1990, 1971.
- [28] MacKay-Lyons R. *“Performance-Based Design of RC Coupled Wall High-Rise Buildings with Viscoelastic Coupling Dampers”*. Masters of Applied Science Dissertations. University of Toronto, Canada, 2013.

- [29] Mackie K. R. and Stojadinovic B. *“Residual Displacement and Post-Earthquake Capacity of Highway Bridges”*. The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [30] Maeda M. and Bunno M. *“Post-Earthquake Damage Evaluation for RC Buildings Based on Residual Seismic Capacity in Structural Members”*. The Third US-Japan Workshop on Performance Based Seismic Design of Reinforced Concrete Building Structures, pp. 157-169, Seattle, United States of America, 2001.
- [31] Maeda M., Bunno M. and Nagata M. *“A Study on the Damage Level Estimation of RC Buildings Based on Residual Seismic Capacity of Members”*. Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 22, No. 3, pp. 1447-1452, 2000.
- [32] Maeda M. and Kang D.E. *“Post-Earthquake Damage Evaluation of Reinforced Concrete Buildings”*. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 7, No. 3, pp. 327-335. Japan Concrete Institute, 2009.
- [33] Maeda M., Nakano Y. and Lee K.S. *“Post-Earthquake Damage Evaluation for R/C Buildings Based on Seismic Residual Capacity”*. The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [34] Mander J., Priestley M. and Park R. *“Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete”*. Journal of Structural Engineering – ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1825, 1988.
- [35] Mroz Z., Shrivastava H.P. and Dubey R.N. *“A Non-linear Hardening Model and Its Application to Cyclic Loading”*. Acta Mechanica, v. 25, i. 1-2, pp. 51-61, 1976.
- [36] Park R. and Paulay T. *“Reinforced Concrete Structures”*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand. John Wiley & Sons Publication, 1975.
- [37] Paulay T. and Priestley M. *“Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand; Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, USA. John Wiley & Sons Publication, 1992.
- [38] Priestley M., Calvi G. and Kowalsky M. *“Displacement-Based Seismic Design of Structures”*. IUSS Press, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, 2007.
- [39] Proyecto de Norma INPRES – CIRSOC 103 Parte I *“Construcciones en General”* (elevado para su puesta en vigencia legal a nivel nacional), Argentina, Septiembre de 2013.
- [40] Scotta D.M. *“Capacidad Residual de Elementos de Hormigón Armado Sometidos a Cargas Cíclicas Reversibles”*. Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural UNT, Argentina, Abril de 2013.
- [41] Scotta D.M., Galíndez E.E. y Pavoni S.B. *“Capacidad Sísmica Residual de Elementos de Hormigón Armado Flexionados Sometidos a Cargas Cíclicas Reversibles”*. XXXV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Río de Janeiro, Septiembre, 2012.

[42] Tanaka, H. *“Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behaviour of Reinforced Concrete Columns”*. Tesis Doctoral en Ingeniería Civil, University of Canterbury, Nueva Zelanda, Marzo, 1990.

[43] The Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), *“Standard for Seismic Evaluation of Existing RC Buildings”*, 2005.

[44] The Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), *“Guideline for Post-earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation”*, 2001.

[45] Wang J.F., Lin C.C. and Yen S.M. *“A Story Damage Index of Seismically-excited Buildings Based on Modal Frequency and Mode Shape”*. Engineering Structures, Vol. 29, pp. 2143-2157, 2007.

[46] Wu X.H. and Zhang B. *“The Transformation of Nonlinear Structure Analysis Model from NosaCAD to Abaqus and PERFORM-3D”*. Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal, 2012.

[47] Yazgan U. *“The Use of Post-Earthquake Residual Displacements as a Performance Indicator in Seismic Assessment”*. Ph.D. Dissertation, ETH Zurich, Switzerland, 2009.

[48] Yazgan U. and Dazio A. *“Post-Earthquake Damage Assessment using Residual Displacements”*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 41, pp. 1257-1276, 2012.

[49] Yeo G. L. and Cornell C. A. *“Building tagging criteria based on aftershock PSHA”*. The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 2004.

[50] Zahn F.A. *“Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility”*. Ph.D. Dissertation. University of Canterbury, New Zealand, 1986.