

CAPACIDAD RESIDUAL DE ELEMENTOS DE H°A° SOMETIDOS A CARGAS CÍCLICAS REVERSIBLES

Daniela M. Scotta

Ingeniera Civil, Universidad Nacional de Cuyo

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

Dirigida por: Msc. Ing. Enrique E. Galíndez

Instituto de Estructuras
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán
San Miguel de Tucumán, Octubre 2012

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento a todas las personas que contribuyeron de forma directa o indirecta para que la realización de esta maestría fuera posible. En especial quiero mencionar:

Al Ing. Enrique Galíndez, Director de la tesis y Director del Instituto de Estructuras, por su buena predisposición, interés, dedicación y apoyo durante el desarrollo de esta investigación.

A la Dra. Bibiana Luccioni, Directora Académica de la Maestría, quien me permitió cursar el postgrado, por su ayuda comprensión y orientación en las etapas académicas.

A los profesores del XII Magister en Ingeniería Estructural de la Universidad Nacional de Tucumán, por su dedicación y paciencia durante el dictado de los cursos obligatorios. En especial a los Ingenieros Alberto Pascual y Raúl Benito por sus consejos y su apoyo en el diseño y construcción del ensayo.

Al Director Dr. Daniel Ambrosini, quien entendió y aceptó mis condiciones particulares de cursado, y a los profesores del III Magister en Ingeniería Estructural de la Universidad Nacional de Cuyo, quienes me iniciaron en esta etapa académica, en especial a Aníbal Mirasso y Silvia Raichman por su entusiasmo y el interés que despertaron en mí.

Al personal no docente del Laboratorio de Estructuras, quienes siempre estuvieron dispuestos a colaborarme en las tareas complementarias durante el desarrollo de la tesis. En especial a Eduardo Batalla que siempre tuvo buen humor y predisposición durante la construcción del ensayo y me enseñó a sortear las dificultades que día a día se presentaron.

A mis compañeros de Mendoza y Tucumán, con quienes compartí muchas horas de estudio e inolvidables momentos de esparcimiento que permitieron cultivar una gran amistad. En especial a Melisa Ribero por incentivar-me a empezar el postgrado, a Andrés Isla por su aporte ingenioso y meticuloso en la solución de problemas referidos al ensayo y a Gonzalo Ruano quien con paciencia me acompañó y me ayudó en cada paso del diseño, compra de materiales, construcción, montaje y realización del ensayo. Sin ellos todo eso no hubiera sido posible.

A mis compañeros de trabajo y amigos, quienes antes de empezar la maestría despertaron en mí el interés por problemas de ingeniería complejos, me permitieron empezar el cursado con la flexibilización de los horarios de trabajo e incluso me dieron su apoyo cuando más lo necesité, aún fuera de la relación de trabajo.

A mi compañero de vida Gonzalo Ruano, con quien emprendí una etapa nueva, por su apoyo, compañía, paciencia y su fortaleza para sortear las dificultades.

Finalmente quiero agradecer a mi familia, especialmente a mi madre por su invaluable esfuerzo y sacrificio durante mi desarrollo profesional. Por inculcarme valentía, responsabilidad, fuerza de voluntad, constancia y dedicación sin las cuales hubiera sido imposible llevar adelante cualquier proyecto en mi vida.

RESUMEN

El estudio de la evaluación del daño estructural post sismo se inicia en la década de los 80, en países con elevada sismicidad como Japón, Estados Unidos, Italia, Grecia y Colombia entre otros. Las motivaciones de esa evaluación pueden ser varias y dependen de los intereses. Entre ellos se pueden mencionar intereses económicos y de seguridad. Desde el punto de vista económico es necesario cuantificar el daño producido para estimar las pérdidas sufridas y hacer planes de reconstrucción. Desde el punto de vista de la seguridad es necesario hacer evaluaciones del daño estructural lo más rápido posible después del evento sísmico, para alertar a la población sobre estructuras inseguras que pudieran colapsar por réplicas.

En la República Argentina existen zonas de elevada peligrosidad sísmica, sin embargo aún no se dispone de directivas que sirvan como consulta y referencia para profesionales destinados a la evaluación del daño post sismo y a la rehabilitación estructural.

Para contribuir en el desarrollo de metodologías de evaluación propias, y como parte de un proyecto de investigación más amplio, se estudió el método de evaluación de estructuras de hormigón armado desarrollado en Japón. El mismo propone una evaluación objetiva, en la cual a partir de la medición del ancho de fisuras residuales, como manifestación del daño estructural, determina la capacidad sísmica residual de la estructura. Con ese objetivo se realizó el ensayo experimental de un elemento de hormigón armado, solicitado a flexión por cargas cíclicas reversibles pseudoestáticas. El desplazamiento de los ciclos de carga aplicados corresponde a ductilidades de desplazamiento entre 1 y 5. Durante el ensayo se midió el ancho de fisuras residuales, la flecha y la carga. Con estas últimas se obtuvo la curva carga-desplazamiento de los ciclos de histéresis.

Para definir la historia de cargas del ensayo experimental se realizó la simulación numérica del espécimen. El análisis monotónico permitió determinar la carga de fluencia teórica y el desplazamiento correspondiente. El análisis numérico posterior al ensayo experimental incluye la calibración del modelo, que luego se usó para simulaciones numéricas de elementos de hormigón con menor ductilidad de desplazamiento. En todos los casos se obtuvieron las curvas carga – desplazamiento numéricas.

En esta tesis se estudió analítica y experimentalmente, la relación entre el ancho de fisuras residuales medidas y la energía residual, y se propusieron factores de reducción para estimar la capacidad sísmica residual de elementos de hormigón armado dúctiles a partir del nivel de daño observado. Los resultados obtenidos del análisis numérico se corresponden adecuadamente con los del ensayo experimental y los factores de

reducción propuestos coincidieron satisfactoriamente con los presentados por otros autores para columnas dúctiles.

ABSTRACT

The study of post earthquake damage evaluations begins in the 80s, in countries with high seismicity such as Japan, USA, Italy, Greece and Colombia among others. The motivations of this evaluation can be various and depend on the interest, among them we can mention economic and security interests. From the economic point of view it is necessary to quantify the damage to estimate the losses and make plans for reconstruction. From the point of view of security it is necessary to make structural damage assessments as soon as possible after the seismic event, to alert the public about unsafe structures that could collapse due to aftershocks.

In Argentina there are areas of high seismic hazard, eventhough there are no standard procedures for professional reference and intended for post earthquake damage assessment and structural rehabilitation.

In order to contribute to the development of local evaluation methodologies, and as part of a larger research project, the method of evaluation of reinforced concrete structures developed in Japan was studied. The method proposes an objective assessment, in which the residual crack width is measurement to determine the residual seismic capacity of the structure. With this objective the experimental testing of a reinforced concrete element, subject to bending moment with a cyclic reversible pseudo statics load was performed. Displacement corresponding to ductilities between 1 and 5 were applied to the element. During the test residual crack widths, displacements and loads on the element were measured. With this information the load-displacement relationship of the hysteresis loops was obtained.

In order to define the displacement history of the experimental test, a numerical simulation was performed. Monotonic analysis allowed determining the theoretical yield load and displacement. After the experimental testing, the calibration of the numerical model was done, and the analysis of concrete elements with less ductility was performed. In all cases the load-displacement relationship of the hysteresis loops was obtained.

In this thesis the relationship between the residual crack width and residual energy was analytically and experimentally studied. Reduction factors were proposed in order to estimate the residual seismic capacity of ductile reinforced concrete elements from the level of damage observed. The results of numerical analysis correspond well with the experimental test and the proposed reduction factors agreed satisfactorily with those reported by other authors for ductile columns.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT	v
CONTENIDO	vii
NOTACIÓN.....	xi
CAPÍTULO 1: Introducción	1
1.1. Motivación de la tesis	1
1.2. Objetivos de la tesis	3
1.3. Contenido de la tesis	3
CAPÍTULO 2: Estado del arte	5
2.1. Daño sísmico.....	5
2.2. Importancia de la evaluación de daño por sismo	6
2.3. Metodologías y procedimientos	6
2.3.1. Estados Unidos.....	8
2.3.2. Japón	8
2.3.3. Otros países	9
2.3.4. Otros métodos	10
2.4. Comentarios finales.....	11
CAPÍTULO 3: Evaluación post sismo basada en el índice de capacidad sísmica residual	13
3.1. Descripción general de la metodología.....	13
3.2. Terminología.....	15
3.3. Inspección rápida	16
3.4. Clasificación del daño	17
3.4.1. Niveles de daño de elementos estructurales de hormigón armado	19
3.4.2. Factor de reducción de la capacidad sísmica	20
3.4.3. Índice de capacidad sísmica residual	23
3.4.4. Determinación de la clase de daño de la superestructura.....	26

CAPÍTULO 4: Estudio experimental.....	29
4.1. Ensayos existentes en la bibliografía	29
4.2. Diseño del ensayo y construcción del espécimen	32
4.2.1. Determinación de la armadura longitudinal.....	34
4.2.2. Determinación de la armadura transversal.....	34
4.2.3. Diseño del nudo central de carga	36
4.2.4. Diseño de los apoyos del espécimen.....	36
4.2.5. Instrumentación de la armadura longitudinal.....	38
4.2.6. Hormigonado	38
4.2.7. Estructura de montaje.....	39
4.3. Materiales.....	41
4.3.1. Hormigón	41
4.3.2. Acero.....	43
4.4. Ensayo del espécimen	43
4.4.1. Montaje	43
4.4.2. Historia de carga	45
4.4.3. Sistema de medición	46
4.5. Resultados del ensayo	47
4.5.1. Galgas extensométricas.....	47
4.5.2. Carga – desplazamiento	48
4.5.3. Patrón de fisuras.....	49
4.5.4. Ancho de fisuras.....	51
4.6. Análisis de los resultados.....	52
4.6.1. Relación entre fisuras.....	52
4.6.2. Determinación experimental del factor de reducción de la capacidad sísmica.....	54
4.6.3. Relación entre desplazamiento y ancho máximo de fisuras residuales	55
CAPÍTULO 5: Modelo numérico	57
5.1. Descripción del modelo teórico	57
5.1.1. Modelo de fibra.....	57
5.1.2. Modelo de hormigón uniaxial	58
5.1.3. Modelo de acero uniaxial.....	61

5.1.4. Modelo de deslizamiento	63
5.2. Calibración de los parámetros del modelo	67
5.2.1. Hormigón	67
5.2.2. Acero	68
5.2.3. Deslizamiento.....	69
5.3. Simulación numérica del elemento del ensayo experimental	70
5.3.1. Pushover.....	71
5.3.2. Análisis cíclico	75
5.4. Otros casos de estudio.....	77
5.5. Análisis de los resultados numéricos	80
5.5.1. Determinación numérica del factor de reducción de la capacidad sísmica... 80	
5.5.2. Generalización de los resultados.....	83
CAPÍTULO 6: Conclusiones y sugerencias para futuras investigaciones.....	87
6.1. Conclusiones	87
6.2. Sugerencias para futuras investigaciones.....	89
ANEXO A: Formularios de evaluación	91
A.1. Formulario de evaluación rápida.....	91
A.2. Formulario de evaluación detallada	93
ANEXO B: Principios de evaluación de la resistencia sísmica	97
B.1. Índice estructural básico de capacidad sísmica.....	97
B.1.1 Sistema de un grado de libertad.	97
B.1.2 Estructuras compuestas por distintos tipos de elementos estructurales	99
B.1.3 Estructuras con múltiples niveles.....	100
B.2. Procedimientos de evaluación del índice estructural de capacidad sísmica	102
B.2.1 Procedimiento de evaluación de primer nivel.....	102
B.2.2 Procedimiento de segundo nivel	104
B.2.3 Procedimiento de tercer nivel.....	107
ANEXO C: Ensayos experimentales	109
C.1. Procedimiento para pegar las galgas extensométricas	109
C.2. Determinación de la rigidez del sistema de apoyo.....	111
C.3. Resultados de los ensayos de las probetas de hormigón.....	112

C.4. Resultados del ensayo a tracción de las barras de acero	114
C.5. Resultados de las galgas extensométricas	117
C.6. Instrumentos de medición	120
BIBLIOGRAFIA	121

NOTACIÓN

A_{bt}	Armadura transversal
A_{di}	Máxima intensidad de aceleración sísmica necesaria para llevar al colapso a una estructura con nivel de daño i
A_{d0}	Máxima intensidad de aceleración sísmica necesaria para llevar al colapso a una estructura sin daño
A_s	Armadura longitudinal
b	Parámetro del modelo de deslizamiento $b = 0.3 \sim 0.5$
b_w	Ancho de alma
C	Índice de resistencia
\bar{C}	Índice de resistencia normalizado
C_y	Coefficiente de corte basal del modelo elastoplástico
C_e	Coefficiente de corte basal del modelo elástico
d	Altura útil de la sección
d_b	Diámetro de la armadura longitudinal
d_{bt}	Diámetro de la armadura transversal
E	Módulo de elasticidad del acero estructural
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
E_d	Energía disipada
E_0	Índice estructural básico de capacidad sísmica
E_r	Energía residual
E_s	Módulo de elasticidad de la armadura
E_{sh}	Módulo de elasticidad de endurecimiento de la armadura
E_T	Energía total
E_{Te}	Energía total del ensayo
E_{Tm}	Energía total del modelo numérico
f	Flecha
f'_c	Resistencia especificada a compresión del hormigón
f_{su}	Tensión última de la armadura longitudinal
f_t	Resistencia especificada a tracción del hormigón
f_y	Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal
F	Factor de ductilidad
h	Altura total de la sección
I_s	Índice estructural de capacidad sísmica antes del daño por sismo
I_{SD}	Índice estructural de capacidad sísmica después del daño por sismo
J_x	Momento de inercia alrededor del eje X
j	Factor de brazo de palanca (0.85)
K	Rigidez
K_h	Rigidez de la viga de hormigón
K_m	Rigidez de la viga metálica

l_a	Longitud de anclaje de las barras de acero, modelo de deslizamiento
L	Luz de cálculo
M	Momento flector
M_{S_u}	Momento último en la sección crítica
M_u	Momento último
n	Cantidad de pisos de un edificio
nf	Relación $\Sigma W_0 / máxW_0$
N_{ij}	Cantidad de elementos tipo j con nivel de daño i
P	Carga de aplicación
P_u	Carga última
P_y	Carga de fluencia
R	Índice de capacidad sísmica residual
R_{dyn}	Índice de capacidad sísmica residual dinámico
R^2	Factor de determinación de ajuste de la curva numérica a la experimental
R_c	Parámetro del modelo de deslizamiento $R_c = 0.5 \sim 1$
s	Separación entre estribos
s_y	Deslizamiento de la armadura en fluencia
s_u	Deslizamiento de la armadura correspondiente a f_{su}
S_D	Factor de reducción de Eo por irregularidad estructural
T	Factor de reducción de Eo por envejecimiento de los materiales
V_u	Esfuerzo de corte último
v_d	Tensión de corte de diseño
v_n	Tensión de corte nominal
v_u	Tensión de corte última
W_p	Ancho de fisura correspondiente a desplazamiento máximo
W_0	Ancho de fisura residual correspondiente a carga nula ($P = 0$)
W_0^1	Ancho máximo de fisura residual de la zona inferior del elemento de hormigón
W_0^4	Ancho máximo de fisura residual de la zona superior del elemento de hormigón
$máxW_0$	Ancho máximo de fisura residual
ΣW_{0f}	Sumatoria de ancho de fisuras residuales por flexión
α	Relación entre la resistencia alcanzada y la resistencia última de un elemento
β	Resistencia a tracción del hormigón correspondiente a ε_t
δ_p	Desplazamiento máximo de cada ciclo
δ_u	Desplazamiento último
δ_y	Desplazamiento de fluencia
δ_0	Desplazamiento residual
ε	Deformación específica
ε_c	Deformación específica del hormigón
ε_{c0}	Deformación específica del hormigón correspondiente a f'_c
ε_{cu}	Deformación específica última del hormigón

ε_t	Deformación específica máxima a tracción del hormigón
ε_s	Deformación específica de la armadura correspondiente a f_y
ε_{sh}	Deformación específica de la armadura al final del plafón
ϕ	Factor de reducción de la resistencia ($\phi = 1$ en rótulas plásticas)
ϕ	Diámetro de armadura
φ	Curvatura
η	Factor de reducción de la capacidad sísmica
λ_0	Factor de sobrerresistencia del acero
μ	Ductilidad de desplazamiento δ_u/δ_y
μ_φ	Ductilidad de curvatura φ_u/φ_y
$\rho_{m\acute{a}x}$	Cuantía máxima de la armadura longitudinal traccionada

CAPÍTULO 1: Introducción

1.1. Motivación de la tesis

La República Argentina se encuentra afectada sísmicamente por la convergencia de la placa de Nazca con la placa Sudamericana. Ambas se encuentran en contacto a lo largo de la costa de Perú y Chile. La placa de Nazca se desplaza hacia el este y se subduce bajo la placa Sudamericana, que se desplaza hacia el oeste. Debido a los grandes esfuerzos de compresión generados en el contacto entre placas, también se producen terremotos a distancias considerables de dichos contactos, generalmente asociados a fallas geológicas activas, como ha ocurrido en nuestro país.

Históricamente la actividad sísmica se ha concentrado en la zona oeste, con una ocurrencia mayor de sismos destructivos en la zona de Cuyo. De acuerdo a la zonificación sísmica del INPRES¹, el centro-sur de San Juan y el norte de Mendoza se encuentran en el área de peligrosidad muy elevada, la más alta del país; el norte de San Juan, centro de Mendoza, parte de Salta y Jujuy, en zona de peligrosidad elevada y hacia el sur de Mendoza, Neuquén, Río Negro, Chubut, Córdoba, Catamarca, La Rioja, y parte de Jujuy la peligrosidad disminuye a moderada.

Si bien los sismos que causan daños o efectos adversos sobre las comunidades o bienes presentan una recurrencia baja, tienen un gran poder destructivo. Se pueden mencionar dos sismos intensos en términos de daños y distribución territorial: el terremoto de Caucete, el 23 de noviembre de 1977 y el terremoto de Mendoza el 26 de enero de 1985.

Según datos del INPRES el primero produjo daños importantes en casi toda la provincia de San Juan, especialmente en la ciudad de Caucete, donde murieron 65 personas y hubo 300 heridos. Afectó a los departamentos Caucete, San Martín, Angaco, 25 de Mayo, Sarmiento y en menor medida Gran San Juan y Pocito. La intensidad máxima estimada alcanzó los IX grados en la escala Mercalli modificada y una magnitud $M_s = 7.4$ grados en la escala de Richter.

Según la misma fuente, el segundo terremoto causó daños considerables en todo el Gran Mendoza, con epicentro en Barrancas, departamento Maipú. Se reportaron 6 muertos, 238 heridos y 12.500 viviendas destruidas. Los departamentos más afectados fueron Godoy Cruz, Las Heras y Capital. La intensidad máxima estimada alcanzó los VIII grados en la escala Mercalli modificada y tuvo una magnitud $M_b = 6.0$ grados en la escala de Richter.

¹ Instituto Nacional de Prevención Sísmica (Argentina)

Debido a la probabilidad de ocurrencia de terremotos destructivos, es necesario contar con un plan de acción que defina las medidas a tomar después de la ocurrencia de un sismo. Estas medidas deben formar parte de la gestión de riesgos, y se refieren a la respuesta en caso de emergencia, la rehabilitación y la reconstrucción. Desde el punto de vista de la ingeniería civil la respuesta de emergencia pretende garantizar condiciones de seguridad y evitar la pérdida de vidas humanas. Por lo tanto, es de primordial importancia decidir acerca de la seguridad o riesgo de las estructuras ante posibles réplicas, a través de la evaluación cuantitativa del daño, que permita estimar la capacidad sísmica residual, e identificar las acciones a tomar respecto al edificio dañado. Durante los últimos treinta años distintos países con alto grado de sismicidad han dedicado sus esfuerzos al estudio de la evaluación de daño post sismo. Estos estudios están dirigidos a alcanzar objetivos a corto y largo plazo, entre los que se puede mencionar 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.

Actualmente en Argentina no se cuenta con un programa de gestión de desastres en caso de sismo, es decir, no existen directivas que sirvan como consulta y referencia para profesionales destinados a la evaluación del daño post sismo y a la rehabilitación estructural. Recientemente el sismo del 27 de febrero de 2010 en Salta, de magnitud 6.1 en la escala de Richter, produjo daños en numerosas viviendas en las localidades de Cerrillos y Campo Quijano. El evento puso en evidencia la ausencia de equipos de evaluadores entrenados que pudieran actuar en las primeras horas de ocurridos los acontecimientos. El Colegio de Arquitectos, docentes e investigadoras de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Salta organizaron la tarea de evaluación de daños en cuatro etapas: el diseño y dictado de un curso de capacitación, la elaboración de formularios para realizar una inspección rápida, la supervisión del relevamiento y el diagnóstico para cada edificación inspeccionada [1]. Si bien las conclusiones de este trabajo son válidas como experiencia piloto, se hace notar la necesidad de seguir trabajando sobre el tema.

A partir del año 2007 se ha comenzado a desarrollar el proyecto de investigación PICTO² 2007 “Estudio teórico-experimental de la capacidad sísmica residual de pórticos de hormigón armado rellenos con mampostería”, basado en el estudio del método japonés para la evaluación de daño post sismo como propuesta para desarrollar métodos de evaluación propios en un futuro cercano. Este método fue elegido por ser uno de los más objetivos en términos de evaluación y clasificación de daños, ayudando a disminuir evaluaciones erróneas debido a la inexperiencia o falta de habilidad de los evaluadores.

² *Proyecto de Investigación Científica y Tecnológica Orientado*

1.2. Objetivos de la tesis

El objetivo general de la línea de investigación es proponer una metodología de evaluación de estructuras de hormigón armado post sismo. Estos métodos deben permitir hacer una evaluación lo más objetiva posible de la capacidad sísmica de estructuras después de un evento sísmico, para identificar la necesidad de repararlas, reforzarlas o demolerlas. Un primer paso es el estudio de la capacidad residual de elementos estructurales simples (vigas, columnas, tabiques, etc.).

En este trabajo se realizan estudios experimentales y numéricos de un elemento de hormigón armado dúctil, sometido a cargas cíclicas reversibles con los siguientes objetivos específicos:

1. Determinar el factor de reducción de la capacidad sísmica η de elementos de hormigón armado dúctiles, en función de la capacidad sísmica residual E_r y la capacidad sísmica inicial o total E_T , obtenidos en términos de energía a partir de ciclos de histéresis.
2. Determinar la relación existente entre el ancho máximo de fisuras residuales y la flecha residual, y a partir de ésta obtener el factor de reducción.
3. Calibrar un modelo numérico no lineal que permita predecir el comportamiento cíclico de elementos de hormigón armado y determinar el factor de reducción de la capacidad sísmica para diferentes niveles de ductilidad.

1.3. Contenido de la tesis

El documento de esta tesis está compuesto por seis capítulos y dos anexos. Tiene como punto de partida, en el Capítulo 2, una revisión del estado del arte que abarca conceptos generales relacionados con los motivos por los cuales se producen daños sísmicos, la importancia de su evaluación, y una breve reseña de los métodos existentes.

El Capítulo 3 presenta conceptos particulares del método propuesto por la guía de evaluación de daños post sismo de edificios de hormigón armado en Japón. Incluye una breve descripción de la evaluación rápida y una descripción más extensa de la evaluación detallada.

El Capítulo 4 presenta el trabajo experimental llevado a cabo. Abarca el diseño y construcción de un elemento de hormigón armado, los ensayos de probetas realizados para la caracterización del hormigón y del acero, como etapas previas al ensayo del espécimen, y concluye con la presentación de los resultados del ensayo y el análisis de los mismos. En este último se hace la determinación experimental del factor de reducción de la capacidad sísmica residual, como primer objetivo específico de esta tesis y el análisis del ancho de fisuras residuales medidas, como segundo objetivo.

El Capítulo 5 presenta el modelo numérico que simula el ensayo experimental. En primer lugar se hace una breve referencia teórica de los modelos usados, implementados en el programa de elementos finitos no lineal OpenSees³. Luego se presenta la calibración de los modelos constitutivos de los materiales a partir de los resultados experimentales del Capítulo 4, para finalmente ser usados en la simulación numérica del ensayo experimental. Se compararon dos simulaciones, en las que se tiene en cuenta o no, el deslizamiento de la armadura longitudinal. Con el modelo que mejor se ajustó al ensayo experimental, el modelo que tiene en cuenta el deslizamiento de la armadura, se hicieron simulaciones adicionales de elementos con menor ductilidad. Finalmente se presentan los resultados, el análisis de los modelos y la determinación del factor de reducción de la capacidad sísmica residual para cada elemento analizado, como tercer objetivo específico de esta tesis.

Las conclusiones de esta tesis se presentan en el Capítulo 6, que identifica también futuros trabajos y líneas de investigación a partir de esta tesis.

En el Anexo A se presentan formularios de inspección rápida y detallada empleados en Japón para evaluaciones post sismo.

En el Anexo B se amplían conceptos empleados en el capítulo 3 relacionados con el método de evaluación de la resistencia sísmica en estudios de vulnerabilidad estructural.

El Anexo C es una extensión del Capítulo 4. En él se agrega información relacionada con los ensayos experimentales como por ejemplo tablas de resultados o gráficos específicos.

³ *Open System for Earthquake Engineering Simulation*

CAPÍTULO 2: Estado del arte

Este capítulo presenta una descripción del estado del arte que abarca conceptos generales relacionados con los motivos por los cuales se producen daños sísmicos, la importancia de su evaluación, y una breve reseña de los métodos existentes.

2.1. Daño sísmico

Durante la ocurrencia de un sismo, la energía acumulada en el terreno, debido al desplazamiento de placas tectónicas, se transforma en energía cinética que produce movimientos de la superficie terrestre. Esta energía que disminuye en función de la distancia, se transmite a la estructura a través de las fundaciones. En el caso de sismos ligeros 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 sucesos anteriores ha permitido desarrollar métodos de diseño que se traducen en estructuras más seguras disminuyendo o evitando la pérdida de vidas. Por otra parte el factor económico juega un papel muy importante en la construcción y las normas vigentes tienden a buscar un balance entre economía y seguridad. De este planteo surgen estructuras económicas, asociadas a la reducción de cantidad de materiales, cuyo grado de seguridad corresponda al de evitar pérdida de vidas durante el sismo de diseño. Dicho de otra forma las estructuras sometidas a sismos severos deben disipar energía a costa de sufrir daño, sin llegar al colapso.

Se puede decir entonces que un buen comportamiento estructural no solo se obtiene suministrando suficiente resistencia a la estructura, sino también ductilidad. Para esto las normas admiten que la estructura tenga deformaciones plásticas varias veces superiores a la deformación de fluencia y por lo tanto sufra daños estructurales y no estructurales. Esto no debe confundirse con la vulnerabilidad de una estructura, que corresponde al comportamiento inadecuado frente a un sismo moderado por tener un déficit de resistencia o poca ductilidad.

En general, 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. En otras palabras, el nivel de riesgo aceptable o admisible, implícito en las normas, considera que la capacidad máxima de los elementos del sistema sismorresistente puede ser excedida y que éstos pueden experimentar un comportamiento inelástico durante sismos muy fuertes, al producirse un incremento de las deformaciones por encima de las de fluencia. Además, se espera que en caso de sismos moderados se produzcan daños en los elementos no estructurales como cerramientos, carpintería, etc., y que, en general, sean fácilmente reparables. Sin embargo, el hecho de que se admita que los elementos no estructurales se puedan dañar no deja de ser objeto de reflexión, puesto que fallas de

muros divisorios y de fachadas también pueden comprometer la vida directamente o indirectamente, evitando que los edificios indispensables, tales como los hospitales, cumplan su función en el momento en que más se los necesita.

A los daños post sismo que se espera que ocurran debido a los criterios de diseño mencionados, se suman daños en estructuras que no cumplen con la normativa vigente. En este caso una serie de edificios responden a métodos de diseño sismorresistente obsoletos que en otras estructuras ya fueron puestos a prueba en algún evento, y que dieron lugar a los nuevos métodos y normas. Por último, no se puede dejar de mencionar entre los motivos que producen daño, las técnicas constructivas inadecuadas que se dan por distintos motivos y están fuera del alcance de este documento.

2.2. Importancia de la evaluación de daño por sismo

Para restablecer lo más rápido posible la actividad de una comunidad dañada por sismo, se debe tener una estrategia de reconstrucción bien preparada antes del suceso. Después de la ocurrencia de un sismo severo, en el que se producen daños destructivos en los edificios, es necesario hacer inspecciones para diferenciar las estructuras seguras de las que no lo son. De esta manera se logra evitar pérdida de vidas por el colapso de edificios durante las réplicas. Una vez que el caos disminuye, comienza el periodo de rehabilitación y reconstrucción. Nuevamente las estructuras deben ser inspeccionadas, esta vez con más detalle, para determinar la necesidad de reparación o refuerzo. Ambas inspecciones se basan en la evaluación de los daños en los edificios.

Por lo antes mencionado, es necesario contar con criterios y metodologías de evaluación que permitan actuar de forma ordenada y rápida en tales situaciones. Esto evita que los evaluadores usen distintos instrumentos y criterios de evaluación que den resultados contradictorios y difíciles de interpretar a nivel global. La evaluación del daño estructural es una tarea difícil que depende de la habilidad de los inspectores. Muchas veces se puede determinar a simple vista la inseguridad de una estructura debido a los daños que se observan, pero la mayoría de las veces no es tan fácil de determinar. Es necesario tener en cuenta no solo los daños estructurales que presentan los elementos sino también su importancia para el equilibrio global. Además, el daño puede ser estructural o no estructural, general o localizado y aún así poner en riesgo la estabilidad global. Estas evaluaciones deben ser hechas por ingenieros civiles, arquitectos o expertos.

2.3. Metodologías y procedimientos

El estudio de la evaluación del daño estructural post sismo se inició hace aproximadamente 30 años. Países con elevada sismicidad como Japón, Estados Unidos, Italia, Grecia y Colombia entre otros, han venido trabajando en el desarrollo de

metodologías de evaluación. Por otra parte hay distintas líneas de investigación con nuevas propuestas y desarrollo de software para tal fin.

Las metodologías existentes no se han desarrollado de forma aislada, es decir, las primeras metodologías desarrolladas han servido de base para trabajos posteriores. Los primeros trabajos realizados por Japón y los desarrollados por Estados Unidos fueron usados en México como base para el desarrollo de sus propios métodos de evaluación. En Turquía los formularios de clasificación de daños fueron propuestos por el equipo de especialistas de Japón de la agencia de cooperación internacional. Los procedimientos publicados en Estados Unidos desarrollados por el Applied Technology Council son muchas veces usados en países que no tienen el desarrollo necesario de este tipo de evaluaciones, como es el caso de Haití, en donde después del sismo de enero del 2010 se usó el ATC¹ 20 para la evaluación de los daños. De esta forma la experiencia acumulada se va traduciendo en la mejora de las metodologías desarrolladas.

Los métodos de evaluación de daños desarrollados normalmente se aplican en una, dos o tres etapas según el objetivo de cada evaluación. En general todos coinciden en la siguiente clasificación: *evaluación rápida o de habitabilidad*, que se basa en el riesgo que una estructura presenta para la población y se utiliza para definir la posible ocupación y utilización del edificio a corto plazo, y *evaluación detallada* en la que se estudia el nivel de daño estructural y se lo clasifica. En algunos países se propone una tercera etapa de *evaluación de ingeniería* [2].

Como resultado de las *evaluaciones rápidas* las estructuras se clasifican como segura, de ingreso limitado o inseguras, sin embargo, este tipo de evaluación no solo permite dar recomendaciones para la seguridad de la población, sino que proporciona recomendaciones técnicas sobre el acordonamiento de áreas inseguras, el apuntalamiento de edificios o elementos inestables o la demolición de elementos en peligro de caer, entre otros.

Las *metodologías detalladas* o evaluaciones que describen el nivel de daño estructural y su clasificación pueden ser realizadas por distintos motivos. En general se hacen con el propósito de revisar la seguridad de aquellos edificios sobre los cuales se tiene alguna duda por los cortos alcances de la evaluación rápida. Este tipo de evaluación normalmente tiene otros objetivos que varían según el país. Por ejemplo, en Japón se hacen con el fin de definir el uso a largo plazo de los edificios, para esto puede que sea necesario hacer alguna reparación, refuerzo o en último caso demolición de no ser posible las dos primeras opciones. En Italia, al igual que en Estados Unidos y México, el propósito es evaluar globalmente las pérdidas económicas directas y calcular funciones de vulnerabilidad de edificios, ya que la decisión del uso a largo plazo del

¹ *Applied Technology Council*

edificio la hacen profesionales especializados mediante una *evaluación de ingeniería* contratada por los propietarios de forma independiente.

Sin embargo la mayoría de los métodos propuestos, que consisten en completar formularios a partir de la observación global de la estructura dañada, son menos objetivos que el método japonés, puesto que este último propone una evaluación cuantitativa basada en el índice de capacidad sísmica residual R motivo de interés de este estudio.

A continuación se hace una breve reseña histórica de los métodos más importantes encontrados en la bibliografía.

2.3.1. Estados Unidos

En Estados Unidos en 1989 el Applied Technology Council desarrolla procedimientos para la evaluación bajo el nombre de ATC-20 “Procedures for Post-earthquake Safety Evaluation of Buildings” [3], que luego fue actualizado en 1995 como ATC-20-2 “Addendum to the ATC 20 Post-earthquake Building Safety Evaluation Procedures” [4]. Los procedimientos desarrollados en esos documentos apuntan a *evaluaciones rápidas y detalladas* a ser realizadas por individuos con menos conocimiento sobre el comportamiento de estructuras sismorresistentes que ingenieros estructuralistas. Adicional a estos documentos, en el 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” [5].

En 1996 la Federal Emergency Management Agency inicia un proyecto de evaluación y reparación de edificios de hormigón y muros de mampostería dañados por sismo en el cual ATC fue el responsable de desarrollar procedimientos y criterios técnicos, proyecto ATC 43. Los documentos resultantes de ese proyecto sirven para hacer una *evaluación de ingeniería* y deben ser usados por ingenieros estructurales. Estos documentos son: FEMA 306 “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Basic Procedures Manual” [6], FEMA 307 “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Technical Resources” [7] y FEMA 308 “Repair of Earthquake Damage Concrete and Masonry Wall Buildings” [8].

2.3.2. Japón

A raíz de los sismos ocurridos en la década de los 70, los ingenieros japoneses se enfrentaron al reto de evaluar las estructuras dañadas por sismo, decidir sobre su rehabilitación (que comprende los trabajos de reparación y refuerzo), y de diseñar, si así lo indicaba la evaluación, el esquema de rehabilitación. Para facilitar el proceso de evaluación diferentes asociaciones de ingenieros se dieron a la tarea de elaborar un procedimiento, con diferentes niveles de complejidad según la precisión requerida, que

permita evaluar la seguridad estructural de un edificio o de un conjunto de inmuebles, de manera rápida. Las experiencias acumuladas durante esos años sirvieron de base para el desarrollo y calibración de la metodología. En 1977 la JBDPA² publicó bajo el nombre “Standard for Seismic Evaluation of Existing RC Buildings” [9] los métodos de evaluación sísmica de edificios existentes.

Por otra parte, 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”, como parte del proyecto general de desarrollo tecnológico del ministerio de construcción. En 1985 la guía fue aplicada a estructuras de hormigón en el terremoto de México. En 1991 la JBDPA publicó la “Guideline for Post-earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation” [10], que describe los métodos de evaluación y reparación de tres tipos de estructuras básicas de ese país: estructuras de hormigón armado; estructuras metálicas y estructuras de madera. 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 46.000 edificios. En el año 2001 la guía fue revisada y publicada nuevamente teniendo en cuenta la experiencia adquirida durante el terremoto de Kobe. Los criterios básicos planteados originalmente fueron mantenidos durante la revisión.

En el año 2002, el Building Research Institute de Japón publicó una guía de métodos de relevamiento de daños “Guideline for Damage Survey Methods of Earthquake Disaster Related with Buildings and Houses” [11], con fichas de evaluación según el material del edificio y con indicaciones del modo y ocasión de uso de cada ficha. Además, el documento incluye comparaciones con fichas de otros países. El objetivo de esta guía es que sea usada para generar guías de evaluación de estructuras adaptadas a las condiciones locales de cada país.

2.3.3. Otros países

Varios otros países han desarrollado sistemas de evaluación rápida de daños. En 1999, después del terremoto de Koaceli, el gobierno de Turquía, con el apoyo de expertos japoneses, desarrolló un sistema de evaluación rápida de edificios de hormigón armado. El Centro Nacional de Prevención de Desastres de México publicó una traducción del manual japonés de 1991 editada por Jumonji para ser usada como norma de evaluación de edificios de hormigón armado [12]. En 2003 la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 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

² *Japan Building Disaster Prevention Association*

habitabilidad [13]. Basado en la experiencia de terremotos y evaluaciones anteriores, en Grecia se propuso un sistema de evaluación estructural post sismo. El sistema incluye formularios para la evaluación estructural rápida, así como la descripción de los aspectos referidos a la organización asociada al restablecimiento del sistema [14].

2.3.4. Otros métodos

Se han desarrollado métodos para la evaluación de daños basados en la determinación de índices calculados a partir de parámetros dinámicos. El procedimiento requiere 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. Estos índices, denominados por su nombre en inglés como “Structural Parameter-Based Damage Indices”, se obtienen de la comparación de los parámetros modales de la estructura medidos en dos eventos sísmicos independientes, antes y después de la ocurrencia del daño. Existen varias metodologías de comparación dando lugar a distintos índices. Los parámetros a comparar que se usan son: la frecuencia modal, la forma modal, o ambas. Con la comparación de la forma modal de la estructura en ambos sismos puede incluso determinarse la localización del daño en el edificio. En el trabajo de Wang [15] se presenta brevemente el estado del arte de estos métodos y se propone un índice de daño por piso que es aplicado a un edificio de siete pisos y comparado con métodos de evaluación más subjetivos.

Otros métodos se han desarrollado para ser usados con herramientas computacionales orientadas a complementar la evaluación del daño y la seguridad de los edificios después de sismos fuertes. Tal es el caso del programa EDE³ que es una herramienta de uso oficial adoptada por las oficinas de gestión del riesgo de desastre en Bogotá y Manizales, Colombia. El modelo propuesto y la herramienta computacional utilizan una red neuronal artificial (RNA) compuesta por tres capas. La primera capa corresponde a la base de datos de entrada, en ella se clasifican los elementos estructurales y no estructurales, dependiendo del daño observado utilizando cinco niveles, representados mediante conjuntos difusos: ninguno (N), leve (L), moderado (M), fuerte (F) y severo (S). Estas calificaciones están representadas por funciones de pertenencia en las cuales el punto máximo de pertenencia corresponde a los valores de los índices de daño. La segunda capa corresponde al procesamiento de la información de la primera capa. Se obtiene un índice de daño del grupo de elementos, cuyo valor corresponde al centroide del área de funciones de pertenencia relacionadas con cada nivel de daño. En la tercera y última capa se define el daño del edificio y la necesidad de reparación, utilizando reglas difusas. En el trabajo de Carreño [16] se explica detalladamente éste método. Hay que resaltar que en este método los datos de entrada del programa corresponden a

³ *Evaluación del Daño Sísmico en Edificios*

información subjetiva e incompleta del estado del edificio, obtenida por profesionales posiblemente inexpertos en el campo de la construcción.

2.4. Comentarios finales

Las estructuras sismorresistentes pueden sufrir daños durante un evento sísmico por distintos motivos. Entre ellos podemos mencionar los métodos de diseño actuales que admiten deformaciones plásticas durante el sismo de diseño, daños de estructuras que no cumplen con la norma vigente y daños por técnicas constructivas inadecuadas.

En muchos países con actividad sísmica se ha reconocido la importancia de realizar evaluaciones estructurales después de un evento sísmico importante. Uno de los objetivos principales de estas evaluaciones es evitar la pérdida de vidas humanas por fallas estructurales producidas después del evento principal. Con este fin se han desarrollado metodologías de evaluación, que en general consisten en completar formularios a partir de la observación global de la estructura. Algunos autores proponen métodos menos subjetivos, sin embargo todavía son objeto de estudio.

En nuestro país no se cuenta con ninguna guía para la evaluación actualmente. Por lo tanto es importante estudiar los métodos de evaluación existentes hasta el momento, para poder desarrollar un método de evaluación propio, que se ajuste a la zona.

CAPÍTULO 3: Evaluación post sismo basada en el índice de capacidad sísmica residual

En este capítulo se presentan los conceptos básicos del procedimiento de evaluación de la “Guideline for Post-earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation” de Japón. La cuantificación del daño para la determinación de la capacidad sísmica residual de la estructura, usando el método japonés, representa el marco teórico necesario para el desarrollo de esta tesis.

La metodología de evaluación de estructuras de hormigón armado dañadas por sismo empleada en la guía, es un procedimiento que permite determinar el índice de capacidad sísmica residual, como la relación entre la capacidad sísmica de la estructura dañada por sismo y la estructura sin daño. Ese índice representa el porcentaje de capacidad sísmica remanente de una estructura dañada por un sismo.

3.1. Descripción general de la metodología

Dentro de los objetivos principales del desarrollo de la guía está el poder identificar de forma rápida cuáles son los edificios seguros y cuáles no, en el caso de posibles réplicas, para salvaguardar la vida de dueños y transeúntes. Por otra parte se requiere evaluar y cuantificar el daño de forma precisa, para dar soluciones técnica y económicamente razonables a los edificios que necesiten reparaciones para su uso permanente. De esta forma la guía busca ser un manual a seguir por los evaluadores, que permita determinar las acciones que son necesarias realizar en un edificio dañado y acelerar el proceso de restauración en el área del desastre.

La guía está limitada a la evaluación de estructuras de hormigón armado, coladas in situ, de menos de 10 pisos o 31 metros de altura, que fueron diseñadas y construidas antes de 1981. En ese año se publicó un código de diseño sismorresistente nuevo, por lo tanto todas las estructuras anteriores a esa fecha en Japón se consideran de mayor vulnerabilidad sísmica. Los daños sufridos en edificios construidos con métodos distintos de los convencionales no están suficientemente estudiados, en esos casos se propone organizar un grupo especial de ingenieros estructuralistas que evalúen los daños. Es así que quedan fuera de la guía edificios de gran altura, estructuras de pórticos con grandes luces y construcciones de templos o iglesias.

El procedimiento de evaluación se lleva a cabo en dos etapas que se resumen en forma general en la **Tabla 3.1**. Como parte de la última etapa en la guía de evaluación de daños, se incluye también una sección destinada a la rehabilitación de edificios. En esa sección se presentan aproximadamente 50 técnicas ilustradas de reparación y refuerzo con detalles de diseño recomendados, así como también procedimientos de rehabilitación [17]. En la **Figura 3.1** se presenta el organigrama de trabajo para

restablecer las estructuras dañadas después del desastre, que puede resultar más complicado dependiendo de la magnitud del mismo, [11].

Tabla 3.1 Etapas de evaluación

ACCIÓN	METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN	EJEMPLO
Algunos días después	<ul style="list-style-type: none"> • Inspección rápida 	<ul style="list-style-type: none"> • Resultados de la evaluación en 3 rangos: inspeccionado, entrada limitada, inseguro
Algunas semanas después	<ul style="list-style-type: none"> • Clasificación del daño • Evaluación del daño en un área típica • Visión general del daño 	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluación de la capacidad sísmica

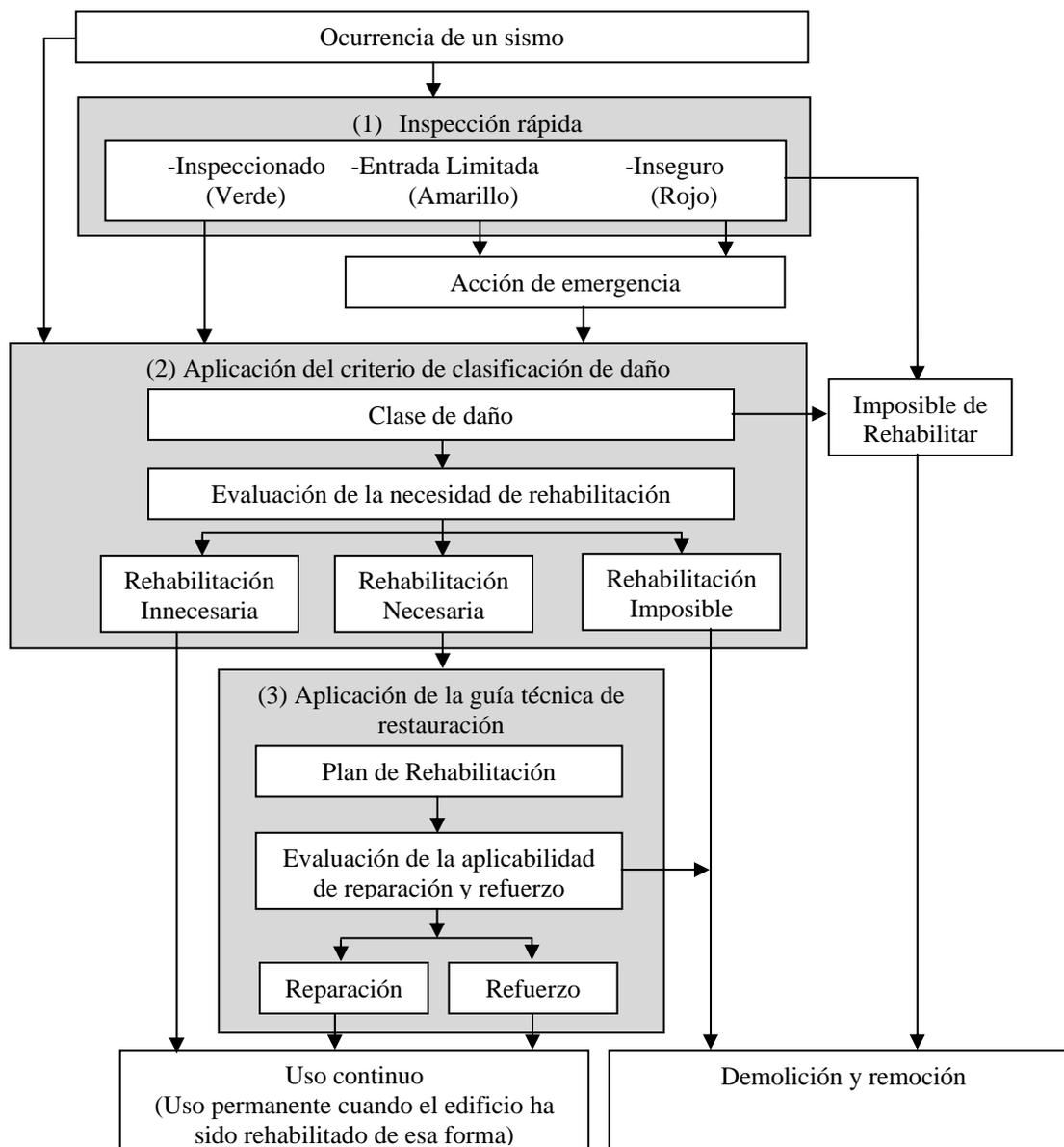


Figura 3.1 Organigrama del proceso de rehabilitación

En las secciones siguientes se explican las distintas etapas de evaluación. Se da especial importancia a la clasificación de daños, etapa (2), por ser el marco teórico de la tesis. Por otra parte la etapa de reparación y refuerzo no será ampliada por estar fuera del alcance de este trabajo. Para una mejor comprensión de los conceptos correspondientes a distintos términos usados en la guía, se presenta también una lista de las definiciones que se consideran importantes.

3.2. Terminología

Es necesario hacer referencia a definiciones básicas hechas en la guía, para poder comprender el alcance de ciertos términos. A continuación se presenta una descripción de los términos empleados.

- *Inspeccionado* se usa en reemplazo de la palabra “seguro” en una inspección rápida. El alcance de esta evaluación es limitado, y no significa que la seguridad estructural está garantizada por un largo periodo de tiempo.
- *De ingreso limitado* restringe el ingreso al edificio de forma parcial o total hasta que se mejoren las condiciones de seguridad temporalmente.
- *Inseguro* restringe el ingreso al edificio definitivamente hasta una inspección más detallada que juzgue la necesidad de rehabilitación o demolición.
- *Nivel de daño* corresponde al nivel de destrucción de los elementos de hormigón armado. El criterio de clasificación de daños define cinco niveles de destrucción que van de I a V en orden ascendente de acuerdo con la extensión del daño.
- *Clase de daño* corresponde a la clasificación global de la parte de la estructura bajo análisis. Las partes bajo análisis son fundaciones y superestructura. La clasificación para fundaciones es: sin daño; daño ligero; daño moderado y daño severo. La clasificación de la superestructura es: sin daño; daño leve; daño ligero; daño moderado; daño severo y colapso.
- *Rehabilitación* corresponde a la reparación o el refuerzo necesarios para la recuperación o mejoramiento del desempeño estructural del edificio dañado por sismo.
- *Reparación* corresponde a la recuperación del rendimiento estructural del edificio dañado al nivel original antes de la ocurrencia del desastre.
- *Refuerzo* corresponde al mejoramiento del rendimiento estructural del edificio dañado por encima del nivel original antes del desastre.
- *Continuidad de uso* permite usar el edificio dañado temporalmente después de repararlo, reforzarlo o tomar otras medidas, hasta que sea aprobado para su uso permanente.
- *Uso Permanente* permite el uso del edificio dañado por un largo periodo de tiempo después de tomar medidas de rehabilitación permanentes.

3.3. Inspección rápida

La inspección rápida se realiza entre el tercer y el séptimo día de ocurrido el sismo, o en períodos de tiempo mayores dependiendo del nivel del desastre. En esta etapa se analiza el posible peligro que puede generar la caída de objetos del edificio, u objetos adjuntos inestables que pueden terminar de caer con las réplicas. El evaluador concluye esta etapa pegando un papel de color rojo, amarillo o verde, en el edificio que indique si es “*inseguro*”, “*de ingreso limitado*” o “*inspeccionado*” respectivamente, para informar a los dueños y a los peatones que circulen por la zona sobre el peligro que representa la estructura.

La inspección rápida es una inspección subjetiva que se realiza a partir de un formulario que el evaluador debe completar según las observaciones hechas en campo. El formulario está dividido en distintas secciones. La primera información requerida está relacionada al día y hora de la inspección, datos del inspector y el municipio donde se realiza la misma. A continuación se solicita información inherente al edificio a evaluar como por ejemplo: nombre, dirección, uso, tipo de estructura, número de pisos y superficie en planta.

La información relacionada con la evaluación puede completarse según dos opciones contempladas en el formulario. La primera permite hacer una estimación muy rápida de los daños de la estructura, en la cual a partir de una inspección visual desde el exterior se puede clasificar la estructura en uno de los cuatro grupos que ofrece el formulario. Ese tipo de inspección está previsto para estructuras con grandes daños y en las cuales el ingreso de los evaluadores representa un gran riesgo. Los daños que ameritan este tipo de inspección pueden ser: colapso parcial o total y caída de losas; significativa inclinación parcial o completa del edificio; destrucción significativa de las fundaciones y desplazamiento de la superestructura. La segunda opción contempla estructuras en las que además de la evaluación exterior, se puede hacer una evaluación interior del piso más dañado. En esta etapa se requiere de información del exterior, que comprende la determinación del asentamiento y/o inclinación del edificio, y del peligro causado debido a la destrucción de edificios adyacentes. En cuanto a la información del interior del edificio, referida al piso más dañado, incluye el cálculo de la relación entre las columnas que presentan *nivel de daño V* y *nivel de daño IV* respecto a la cantidad total de columnas inspeccionadas. La clasificación del *nivel de daño* de elementos estructurales de hormigón armado se detalla en la sección 3.4.1.

Finalmente el formulario presenta una última inspección no relacionada con la estabilidad de la estructura. En esta etapa se evalúa el peligro causado por la caída y el desplazamiento de objetos. Daños de este tipo están relacionados con la rotura y caída de vidrios, escaleras de escape, posibilidad de caída de cielorrasos o revoques, etc.

En el documento [11] se presentan los formularios de inspección rápida tanto para estructuras de hormigón armado, como para estructuras metálicas o de madera y en el Anexo A se presenta una traducción del mismo.

3.4. Clasificación del daño

La evaluación y clasificación de daños (inspección detallada según otros países) se realiza después de la inspección rápida, cuando las tareas de rescate terminan y la población se encuentra más tranquila. Ésta comprende un período aproximado de dos meses y requiere del conocimiento de expertos, por lo tanto debe ser realizada por ingenieros civiles estructuralistas. El objetivo principal de esta evaluación es determinar la necesidad de *rehabilitación* de los edificios dañados para la “*continuidad de uso*”.

Esta evaluación está destinada mayoritariamente a los edificios clasificados como “*inseguros*” o “*de ingreso limitado*” en la inspección rápida, pero también puede ser solicitado por los dueños de edificios clasificados como “*inspeccionados*” para saber si éstos pueden tener un “*uso permanente*”. Esto último se debe a la posibilidad de que el daño se incremente con réplicas posteriores, además de que la inspección rápida es subjetiva y sus resultados pueden cambiar en una evaluación más detallada.

El proceso de evaluación y clasificación de daños se realiza de forma similar a la inspección rápida a través de un formulario que el evaluador debe completar en el campo [17], [11]. Las primeras secciones del formulario corresponden a la misma información de la inspección rápida, referida a la descripción general del edificio. A continuación el formulario consta de la sección correspondiente a la evaluación de las fundaciones y de la superestructura. Finalmente concluye con la evaluación del peligro causado por la caída y desplazamiento de objetos. Esta última sección también coincide con la de la inspección rápida. En el Anexo A se presenta la traducción del formulario.

El proceso de evaluación puede resumirse en el organigrama de la **Figura 3.2** [17]

Como resultado de esta evaluación se define la *clase de daño* de las fundaciones y de la superestructura. Según la *clase de daño* definida y la escala de intensidad sísmica a la que fue sometido el edificio, se sugieren las acciones correctivas necesarias. El daño de las fundaciones puede ser clasificado como: sin daño; daño leve; daño moderado y daño severo. Las acciones a tomar en función de esta clasificación y de la intensidad sísmica son: no es necesaria la *rehabilitación*; *reparación*; *reparación* e inspección detallada sugerida y por último inspección detallada. El procedimiento de evaluación de las fundaciones puede consultarse en [17].

En la superestructura el ingeniero encargado de la inspección estudia el daño estructural y clasifica los elementos del piso más dañado del edificio en *niveles de daño* de I a V. Con esta información se calcula lo que se denomina índice de capacidad sísmica

residual R , que según los rangos que tome define la *clase de daño* de la superestructura. La *clase de daño* de la superestructura se clasifica en las siguientes seis categorías: sin daño; daño ligero; daño leve; daño moderado; daño severo y colapso. Las acciones a tomar en función de la intensidad del sismo a la que fue sometida la estructura en este caso son: *rehabilitación* urgente innecesaria; pequeñas *reparaciones*; *rehabilitación* de emergencia; medidas de emergencia; inspección detallada; indiscutiblemente sin posibilidad de *rehabilitación* de emergencia (colapso).

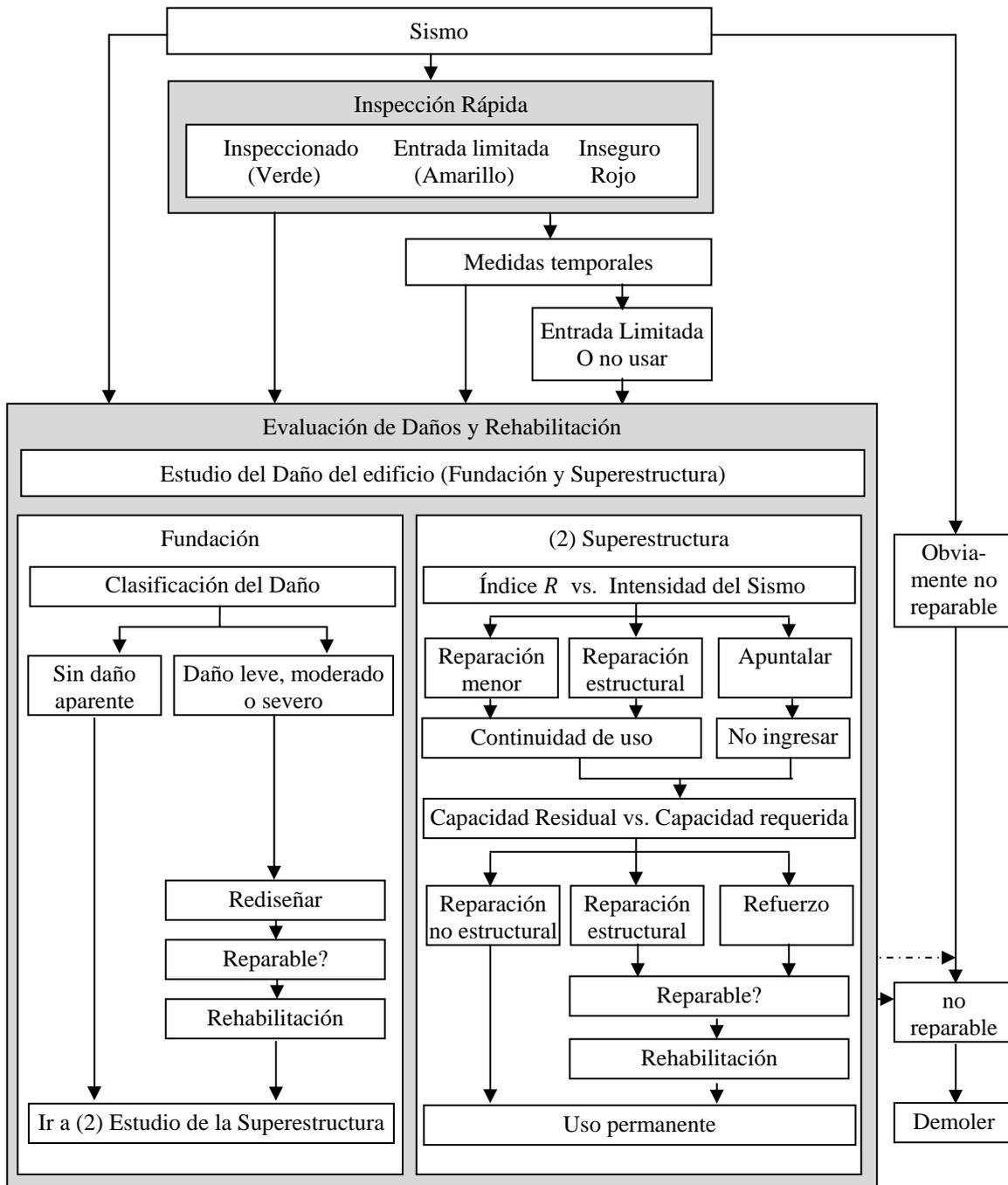


Figura 3.2 Organigrama de la evaluación de daños y rehabilitación

En las secciones siguientes se detallan las distintas etapas de la evaluación de la superestructura y se exponen los fundamentos teóricos.

3.4.1. Niveles de daño de elementos estructurales de hormigón armado

Según la experiencia obtenida en Japón en sismos pasados, los elementos estructurales dañados que ponen en peligro la vida de las personas, son los elementos verticales. Por tal motivo la identificación y clasificación de los daños se hace en columnas y muros. La clasificación del daño en vigas se hace en casos en que presenten deficiencias para soportar cargas verticales, o en casos en los que afectan la capacidad de resistir cargas horizontales de columnas adyacentes. En la **Tabla 3.2** se muestran los criterios de clasificación para cada *nivel de daño*. La guía cuenta además con fotos correspondientes a cada nivel. En la **Figura 3.3** se ilustra esquemáticamente en la curva de carga-desplazamiento de un elemento, las relaciones existentes entre la capacidad de carga horizontal, capacidad de carga vertical y el *nivel de daño*.

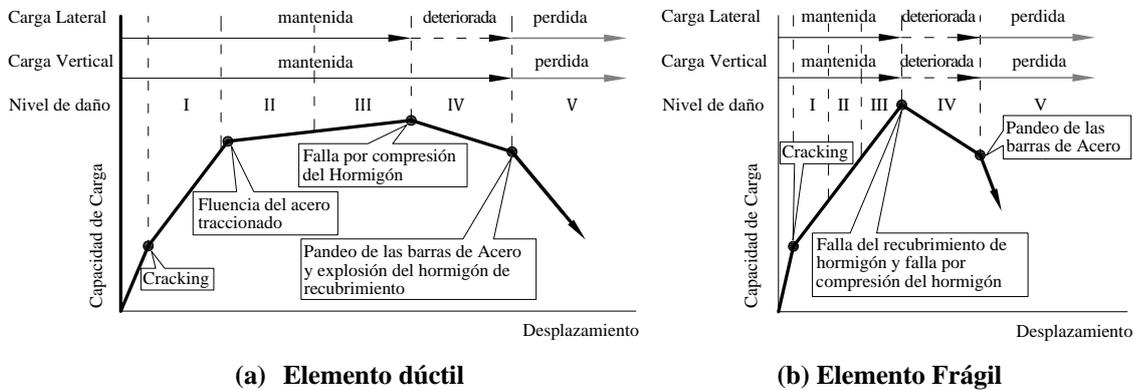
Tabla 3.2 Definición del nivel de daño de columnas de hormigón armado y muros

NIVEL DE DAÑO	DESCRIPCIÓN DEL DAÑO
I	Pequeñas fisuras visibles en la superficie del hormigón (ancho menor a 0.2mm)
II	Fisuras visibles en la superficie del hormigón (ancho entre 0.2 y 1.0mm)
III	Rotura local del hormigón de recubrimiento Ancho de fisuras considerables (ancho entre 1.0 y 2.0mm)
IV	Rotura considerable del hormigón con exposición de la armadura de refuerzo Desprendimiento del hormigón de recubrimiento (ancho de fisura mayores a 2.0mm)
V	Pandeo de la armadura de refuerzo Fisuras en el núcleo del hormigón Deformación vertical visible en columnas o muros Asentamiento o inclinación visible del edificio

En un elemento dúctil, la deformación correspondiente a la máxima resistencia supera varias veces la deformación de fluencia, **Figura 3.3(a)**. Después de que un elemento alcanza su máxima resistencia, la reducción de la misma es mínima. Si el máximo desplazamiento durante un sismo no alcanza el desplazamiento de fluencia, entonces no ocurrirán daños significativos, *nivel de daño I*. Si el máximo desplazamiento no excede el correspondiente a la máxima resistencia, el daño en el recubrimiento del hormigón es limitado y la mayoría de los elementos sometidos a flexión conservan su resistencia horizontal y vertical, se tendrá *nivel de daño II y III*. Si el máximo desplazamiento excede el punto correspondiente a la máxima resistencia, entonces habrá pérdida de resistencia horizontal con desprendimiento del hormigón de recubrimiento, pero mientras no exista pandeo o rotura de la armadura longitudinal, fisuración del hormigón del núcleo, y la resistencia vertical se mantenga, se tendrá *nivel de daño IV*, de lo contrario *nivel de daño V*.

La clasificación del *nivel de daño I, II y III* para un elemento frágil es similar al del elemento dúctil hasta la máxima resistencia, aunque las fisuras serán diagonales en

forma de X, **Figura 3.3(b)**. Después de alcanzar la máxima resistencia, ocurre una pérdida significativa de la resistencia horizontal y vertical, *nivel de daño IV*. Finalmente las fisuras en forma de X por corte se ensanchan y la capacidad de carga vertical y horizontal se pierde, *nivel de daño V*.



(a) Elemento dúctil

(b) Elemento Frágil

Figura 3.3 Nivel de daño vs. capacidad de carga

Para cuantificar el daño estructural se pueden utilizar distintas variables, como por ejemplo, el máximo desplazamiento alcanzado durante el evento sísmico, o 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, de lo contrario son difíciles de estimar. En la evaluación y clasificación de daños de la guía Japonesa se adopta como variable para cuantificar el daño el 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 anchos sin necesidad de instrumentación adicional. Por lo tanto, al ancho de fisuras medido le corresponde un *nivel de daño* según la **Tabla 3.2** que es asignado al elemento en estudio.

3.4.2. Factor de reducción de la capacidad sísmica

Una forma de determinar si un edificio que ha sido sometido a un movimiento sísmico es capaz de soportar réplicas, es a partir de la evaluación de su capacidad sísmica residual o remanente, dada por el índice de capacidad sísmica residual R . Mientras mayor sea éste, mejor será el comportamiento estructural después del primer evento. Para entender cómo se obtiene este índice es necesario definir el factor de reducción de la capacidad sísmica η .

El factor de reducción de capacidad sísmica η se define como la relación entre la energía residual E_r y la energía total E_T de la curva carga-desplazamiento de un elemento, como se muestra en la **Figura 3.4**. 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 η según la ecuación (3.1).

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} = \frac{E_r}{E_T} \quad (3.1)$$

La determinación del factor de reducción sísmica η se obtiene de ensayos de laboratorio, en los cuales 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 la capacidad sísmica residual y el factor η correspondiente. Esto permite establecer la relación entre el factor de reducción de cada ciclo y el desplazamiento residual correspondiente δ_0 .

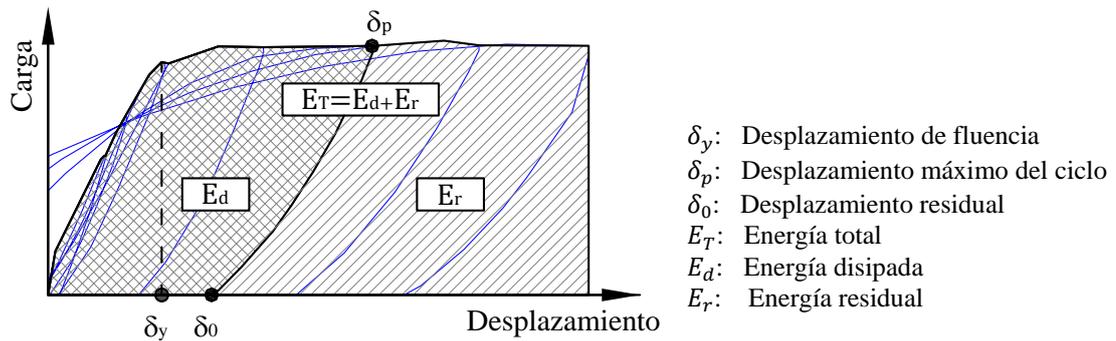


Figura 3.4 Concepto básico del factor de reducción de capacidad sísmica η

Sin embargo, como la variable usada para clasificar el daño es el ancho de fisuras residuales W_0 , es necesario encontrar una relación que vincule a estas con el factor de reducción. Para esto se miden las fisuras residuales W_0 después de la descarga de cada ciclo durante el ensayo, y se establece la relación $W_0 - \delta_0$. Finalmente combinando ambas relaciones se puede establecer la relación $\eta - W_0$.

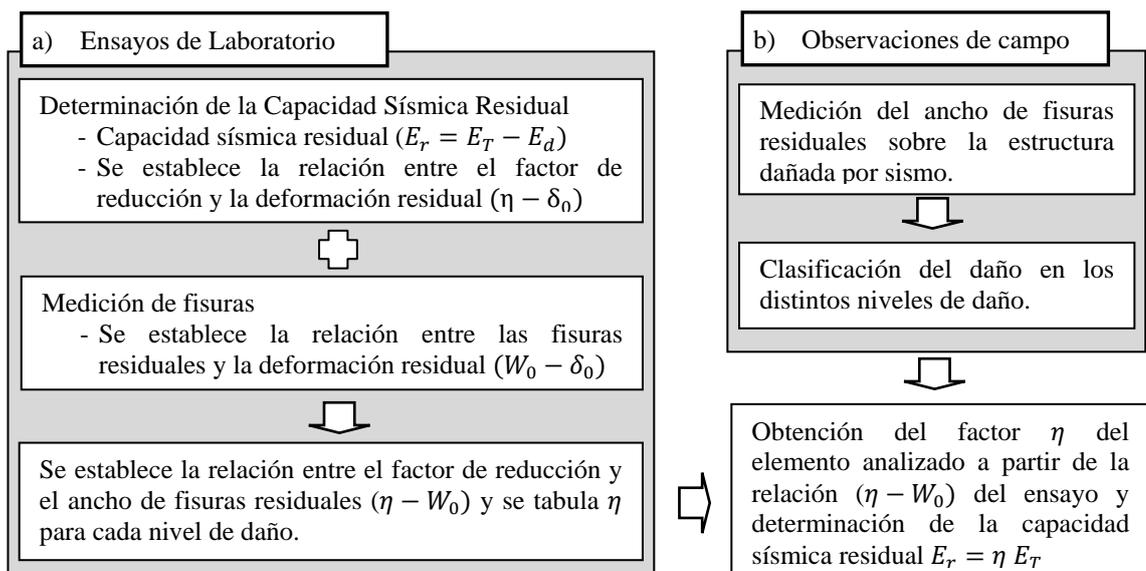


Figura 3.5 Determinación de la capacidad sísmica residual

En la **Figura 3.5** se presenta el esquema que resume el procedimiento empleado en el laboratorio para la obtención del factor de reducción de la capacidad sísmica, y su empleo junto con las observaciones de campo, para la determinación de la capacidad sísmica residual de un elemento.

Se han hecho varios ensayos de columnas y muros para determinar la relación $\eta - W_0$. En el trabajo de Maeda [18] se presenta la evaluación del factor de reducción de la capacidad sísmica η de elementos dúctiles basados en el ensayo de cuatro elementos bajo cargas axiales sometidos a cargas cíclicas de flexión. El análisis se acompaña con un modelo analítico, que con una propuesta simple permite relacionar el ancho de la máxima fisura residual $máxW_0$ con la deformación residual δ_0 . Por otra parte en el trabajo de Choi [19] se ensayan y se 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 estos ensayos se propusieron factores de reducción de la capacidad sísmica η conservadores, para cada *nivel de daño* como se muestra en la **Figura 3.6**.

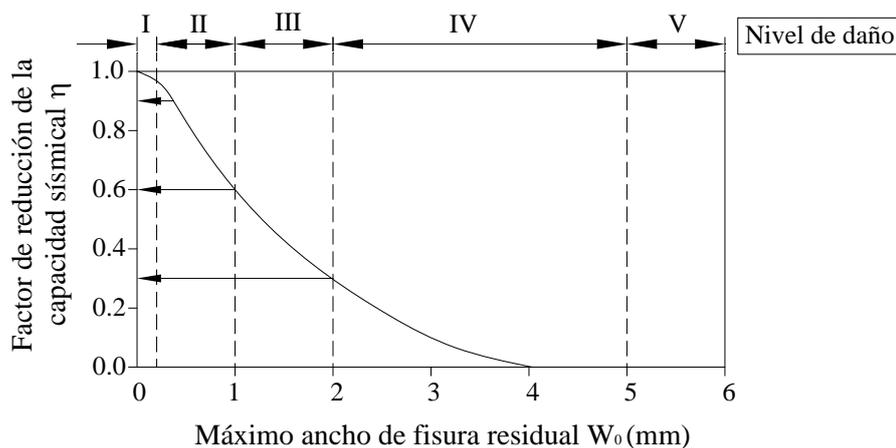


Figura 3.6 Relación $\eta - W_0$ de columnas frágiles. [17]

Para facilitar la aplicación del método, la guía propone valores de η tabulados para cinco grupos de elementos típicos según el nivel de daño alcanzado, como se muestra en la **Tabla 3.3**, dada en [17].

Tabla 3.3 Factor de reducción de la capacidad sísmica η

NIVEL DE DAÑO	Columna frágil (S)	Columna dúctil (C)	Muro sin columnas de borde (W)	Columna con muros laterales (CW)	Muro con columnas de borde (CWC)
I	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
II	0.60	0.75	0.60	0.60	0.60
III	0.30	0.50	0.30	0.30	0.30
IV	0	0.1	0	0	0
V	0	0	0	0	0

En el procedimiento de evaluación se determina, con el factor η , la reducción de la capacidad sísmica de cada elemento vertical de la estructura, en función del *nivel de daño* (ancho de fisuras) observado. Cabe señalar que la resistencia residual de cada elemento se calcula como el producto del factor η y su resistencia original, suponiendo que la ductilidad del elemento antes del daño se conserva incluso en la condición dañada, ya que no hay datos disponibles que determinen precisamente factores de reducción de la ductilidad de elementos dañados. [17]

3.4.3. Índice de capacidad sísmica residual

El índice de capacidad sísmica residual R sirve para clasificar el daño de la superestructura en las distintas *clases de daño*. El índice R se define como la relación entre la capacidad sísmica de la estructura dañada por sismo y la capacidad sísmica de la estructura sin daño, según la ecuación (3.2).

$$R = \frac{I_{SD}}{I_S} \times 100(\%) \quad (3.2)$$

Donde I_S y I_{SD} son los índices estructurales de capacidad sísmica antes y después del daño por sismo respectivamente. El índice I_S se determina según el procedimiento de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes de hormigón armado descrito en “Standard for Seismic Evaluation of Existing RC Buildings” [9]. El índice I_{SD} es calculado de forma análoga a I_S , afectando sus variables por los factores de reducción de la capacidad sísmica η , para considerar el deterioro de resistencia lateral.

El índice estructural de capacidad sísmica I_S de cada piso, en cada dirección principal del edificio, se define según la ecuación (3.3).

$$I_S = E_o \times S_D \times T \quad (3.3)$$

Donde:

- E_o : Índice estructural básico de capacidad sísmica $E_o = C \times F$.
- C : Índice de resistencia.
- F : Factor de ductilidad.
- S_D : Factor de reducción del índice E_o . Tiene en cuenta el efecto que produce en la respuesta la discontinuidad de la rigidez en altura, la excentricidad de la distribución de rigidez en planta y la irregularidad o la complejidad de la configuración estructural.
- T : Factor de reducción que tiene en cuenta el grado de deterioro de la estructura debido al envejecimiento de los materiales.

En el Anexo B se presentan los conceptos básicos y los procedimientos de determinación de I_S . En este capítulo solo se menciona que I_S puede determinarse

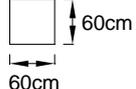
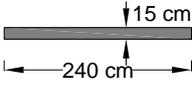
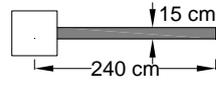
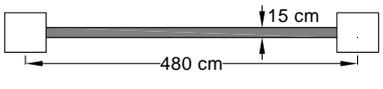
según tres procedimientos, definidos como de primer, segundo y tercer nivel. El procedimiento de evaluación de primer nivel determina la resistencia sísmica de la estructura en función del área transversal de muros estructurales y columnas, y de la tensión de corte que se produce en esas secciones para el estado último. Es un procedimiento aproximado, adecuado para edificaciones con una gran cantidad de muros. La resistencia de las vigas no se tiene en cuenta porque se considera que las columnas son más vulnerables y su falla puede provocar el colapso del edificio. El procedimiento de segundo nivel, parte de las hipótesis de que las vigas son suficientemente rígidas al igual que el procedimiento anterior, y el cálculo de la capacidad última a fuerzas horizontales se obtiene a partir de la resistencia a flexión y cortante de los elementos verticales. Cuando se emplea el procedimiento de tercer nivel, se debe considerar la fluencia por flexión y la falla por cortante en las vigas cuando se analiza el comportamiento de las columnas adyacentes, así como la naturaleza de los efectos de rotación de la estructura de cimentación de los muros estructurales.

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 R 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.

3.4.3.1. Método simplificado

En el procedimiento simplificado se adoptan las siguientes suposiciones: (1) Se agrupan los elementos verticales en cinco categorías de elementos típicos, esto es posible ya que la mayoría de los edificios evaluados sísmicamente en Japón son edificios de uso público como escuelas y edificios gubernamentales con estructuras similares. (2) El área de la sección transversal y el promedio de la resistencia al corte de cada elemento típico, adoptan valores fijos. (3) Se calculan índices de resistencia normalizados \bar{C} (relación entre el índice de resistencia de cada categoría respecto al de la columna), según las suposiciones anteriores. (4) Finalmente el factor de ductilidad F de cada elemento vertical se adopta igual a uno ($F = 1$). Los elementos típicos, las tensiones de corte último adoptadas por la guía según el procedimiento de primer nivel (Anexo B), y los índices de resistencia normalizados \bar{C} para cada elemento, se presentan en la **Tabla 3.4**.

Tabla 3.4 Índice de resistencia normalizado \bar{C} para el procedimiento simplificado

	Columna dúctil (C) o frágil (S)	Muro sin columnas de borde (W)	Columna con muros laterales (CW)	Muro con columnas de borde (CWC)
Sección Típica				
Tensión de corte τ	$1N/mm^2$	$1N/mm^2$	$2N/mm^2$	$3N/mm^2$
\bar{C}	1	1	2	6

Considerando el índice normalizado \bar{C} y el factor de reducción de resistencia η de la **Tabla 3.3**, el índice de capacidad sísmica residual R puede ser calculado de forma simplificada con la ecuación (3.4), [17].

$$R = \frac{A}{A_{org}} \times 100 (\%) \quad (3.4)$$

Donde:

$$A = \sum_{j=1}^5 \sum_{i=0}^V \eta_{ij} \cdot \bar{C}_j \cdot N_{ij} \quad A_{org} = \sum_{j=1}^5 \sum_{i=0}^V \bar{C}_j \cdot N_{ij}$$

- i : representa el nivel de daño de 0 a V
- j : elemento típico de 1 a 5 (S, C, W, CW, CWC)
- η_{ij} : factor de reducción de la capacidad sísmica del elemento tipo j con nivel de daño i . Con $\eta = 1$ para niveles de daño $i = 0$
- \bar{C}_j : índice de resistencia normalizado del elemento tipo j
- N_{ij} : cantidad de elementos tipo j con nivel de daño i

El procedimiento de cálculo simplificado fue aplicado a edificios de hormigón armado dañados por el sismo de Kobe en 1995. Se evaluaron 10 edificios con estructura sismorresistente de pórticos y 2 con estructura de muros. El índice de capacidad sísmica residual simplificado, calculado según la ecuación (3.4), se comparó con el índice R calculado de forma más precisa a partir de la determinación de los índices I_s y I_{SD} según la resistencia del material, las propiedades seccionales y la distribución de armadura. Con este estudio se comprobó que el procedimiento simplificado es una buena aproximación de los procedimientos de mayor nivel, [20], [17].

3.4.3.2. Estudio dinámico

La determinación del índice R de la ecuación (3.4) se hace en función del factor η , obtenido de la curva carga desplazamiento de un ensayo monotónico, explicado en la sección 3.4.2, es decir, los efectos del comportamiento dinámico durante la excitación sísmica no son tomados en cuenta. Para examinar la validez del índice de capacidad sísmica residual R frente a cargas dinámicas, se estudió la respuesta de sistemas de un grado de libertad (con $0.2s \leq T \leq 0.6s$), sometidos a seis registros de aceleraciones del

suelo de terremotos destructivos [20]. El índice de capacidad sísmica residual dinámico R_{dyn} obtenido de estos ensayos se define según la ecuación (3.5).

$$R_{dyn} = \frac{A_{di}}{A_{d0}} \quad (3.5)$$

Donde:

- A_{d0} : máxima intensidad de la aceleración sísmica necesaria para llevar al colapso a una estructura sin daño.
- A_{di} : máxima intensidad de la aceleración sísmica necesaria para llevar al colapso a una estructura con nivel de daño i .

En el estudio se compara el índice R_{dyn} obtenido con el factor de reducción de la capacidad sísmica η , ya que si un sistema estructural está compuesto por un único elemento, el índice de capacidad residual R de la guía coincide con el factor de reducción de la capacidad sísmica η . Con esta comparación, se llega a la conclusión de que el factor η propuesto por la guía es conservador, o dicho con otras palabras, es seguro para determinar la capacidad sísmica residual en caso de réplicas.

3.4.4. Determinación de la clase de daño de la superestructura

El índice de capacidad residual R se relaciona con las distintas clases de daño en función de la magnitud que tome del análisis hecho en el inciso anterior. Los límites adoptados según la guía de evaluación post sismo, dados en [20], se muestran en la **Tabla 3.5**.

Tabla 3.5 Clase de daño

CLASE DE DAÑO	ÍNDICE DE CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL R
Ligero	$95(\%) \leq R$
Leve	$80(\%) \leq R \leq 95(\%)$
Moderado	$60(\%) \leq R \leq 80(\%)$
Severo	$R < 60(\%)$
Colapso	Edificio que se considera que tiene $R \approx 0$ por colapso total o parcial.

Después del terremoto de Kobe, varios investigadores estudiaron 150 edificios de hormigón armado, determinaron el índice R de cada uno de ellos, y lo compararon con evaluaciones de daño basadas en la observación, [20]. En este estudio, los edificios clasificados con observaciones de campo, coinciden con las clases de daño determinadas según el índice R .

El límite entre el daño leve y ligero $R = 95\%$, define al daño ligero como un estado límite de serviciabilidad, en el cual no es necesario hacer reparaciones y el edificio sigue siendo funcional después de un evento sísmico. Casi todos los edificios evaluados como de daño severo y un tercio de los edificios evaluados como de daño moderado, según las observaciones de campo, fueron demolidos y reconstruidos después del sismo.

Por lo tanto el límite entre el daño severo y el daño moderado $R = 60\%$, define al daño moderado como un estado límite de reparabilidad.

CAPÍTULO 4: Estudio experimental

La determinación del factor de reducción de la capacidad sísmica η , aplicado en el procedimiento de evaluación post sismo, se hizo a partir del análisis de ensayos realizados a elementos estructurales de hormigón armado. En la referencia [18] se presenta una breve descripción del ensayo realizado a cuatro especímenes, y se muestran los resultados obtenidos.

Para abordar el tema se consideró necesario realizar el ensayo de un elemento de hormigón armado sin esfuerzo axial, con los materiales y las técnicas constructivas de la zona. Los resultados de este ensayo sirvieron para la determinación experimental del factor de reducción de la capacidad sísmica η definido en la ecuación (3.1), y para la calibración de modelos analíticos que permitan realizar el análisis de elementos de hormigón armado con distintas ductilidades.

En este capítulo se hace reseña de los ensayos de la bibliografía, y se presenta toda la información referida al ensayo realizado en el Instituto de Estructuras “Ing. Arturo M. Guzmán”.

4.1. Ensayos existentes en la bibliografía

En la referencia [18] se describen brevemente los ensayos empleados en la determinación del factor de reducción η . Se ensayaron cuatro elementos de hormigón armado a flexión con esfuerzo axial según el esquema de la **Figura 4.** El esfuerzo axial aplicado fue de $100kN$ en dos de los especímenes y de $400kN$ en los dos restantes.

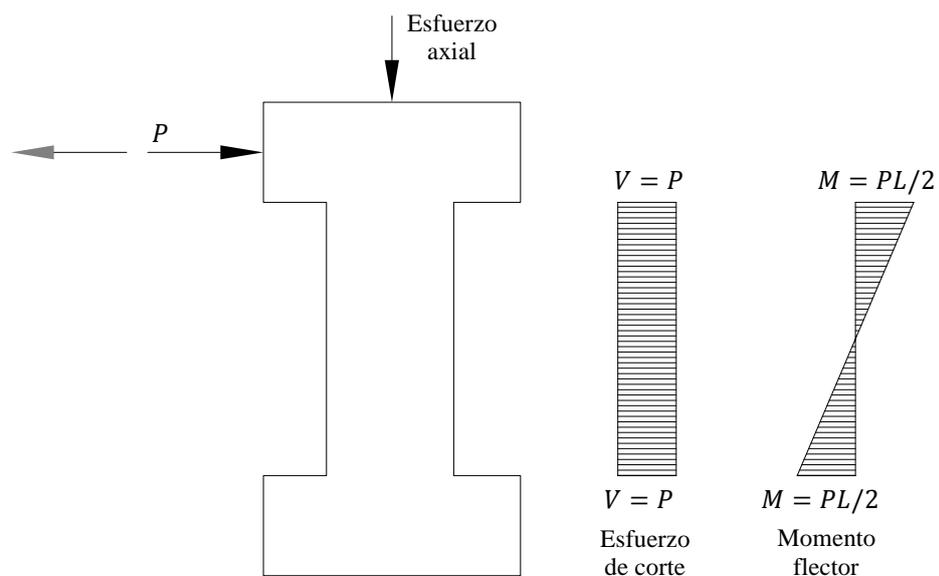


Figura 4.1 Croquis de ensayo y solicitaciones.

La relación entre la luz de corte a y la altura de la sección transversal d se adoptó igual a 1 y 2. Por definición general la luz de corte $a = M/V$ donde V es el esfuerzo de corte y M es el momento flector correspondiente a la misma sección. La armadura transversal adoptada fue suficiente para prevenir una falla frágil por corte antes que la fluencia por flexión y para asegurar una buena capacidad de deformación en la región de rótula plástica. Los especímenes fueron sometidos a dos ciclos de carga para distorsiones angulares igual a $1/200$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33rad$ luego de un primer ciclo con distorsión angular igual a $1/400rad$. Los detalles de los especímenes se presentan en la **Figura 4.2** y en la **Tabla 4.1**.

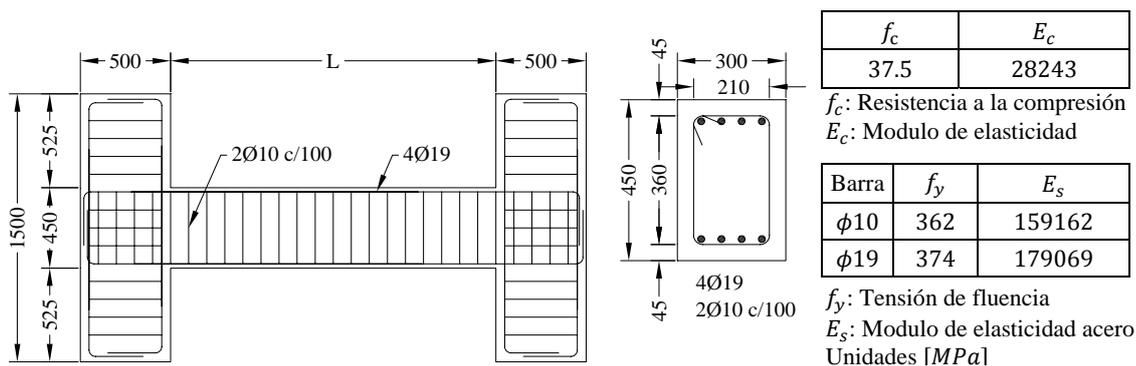


Figura 4.2 Detalles del espécimen típico

Tabla 4.1 Características generales de los especímenes

Especimen	Luz libre L [mm]	Relación a/d [mm/mm]	Esfuerzo Axial [kN]
1	900	1	100
2	900	1	400
3	1800	2	100
4	1800	2	400

En la **Figura 4.3** se muestra la relación entre la fuerza de corte y la distorsión angular para cada espécimen, en el margen superior izquierdo se indica la relación a/d y el esfuerzo axial correspondiente. En la **Figura 4.4** se muestra la relación entre el ancho máximo de fisuras residuales y la distorsión angular. En el ensayo todas las fisuras por flexión fueron medidas con galgas extensométricas para fisuras, colocadas en la superficie superior e inferior del espécimen. Se tomaron medidas correspondientes a la carga máxima y a carga nula de cada ciclo.

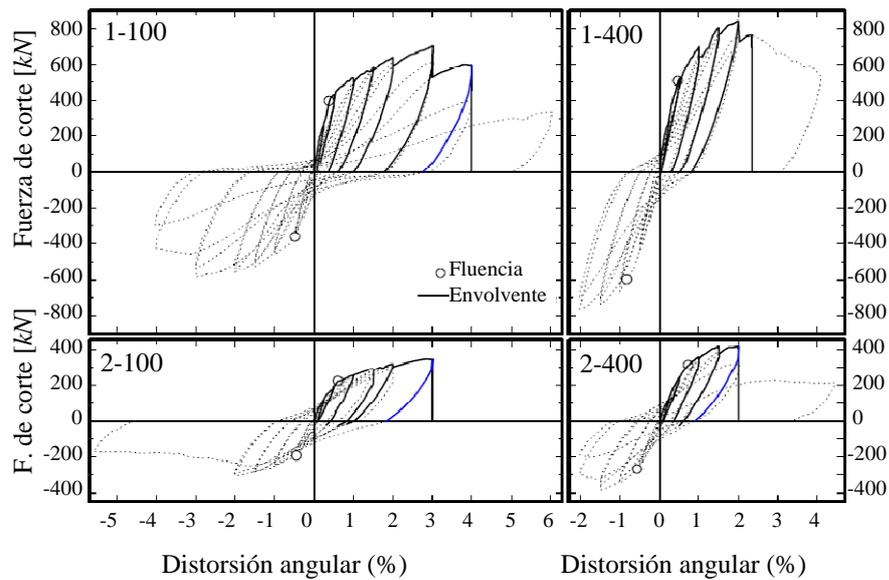


Figura 4.3 Relación entre la fuerza de corte y el desplazamiento lateral

La armadura longitudinal fluyó en cada espécimen a una distorsión angular del orden de $1/200\text{rad}$. Como se puede ver en la **Figura 4.4** el ancho de fisuras residuales era menor a 0.2mm , que corresponde a *nivel de daño I* (clase de daño *ligero*). Después de la fluencia por flexión, el ancho máximo de fisuras residuales se incrementó notablemente con el aumento del desplazamiento lateral. Cuando los especímenes alcanzaron la carga máxima para distorsiones angulares de $1/50$ y $1/33\text{rad}$ el ancho máximo de fisuras residuales alcanzó los 2mm , lo que corresponde a *nivel de daño III* o *IV*.

Con los ensayos se determinó el factor de reducción de la capacidad sísmica η . La energía total disipada E_T se calculó a partir de la envolvente positiva de la curva fuerza de corte – distorsión angular de la **Figura 4.3**. El desplazamiento último se supuso igual a la distorsión angular correspondiente a una reducción de la fuerza de corte del 80% respecto a la fuerza máxima de corte alcanzada. La relación entre el factor de reducción de la capacidad sísmica η y el ancho máximo de fisuras residuales $\text{máx}W_0$ se muestra en la **Figura 4.5**. Se observa que la misma presenta una relación de decrecimiento lineal.

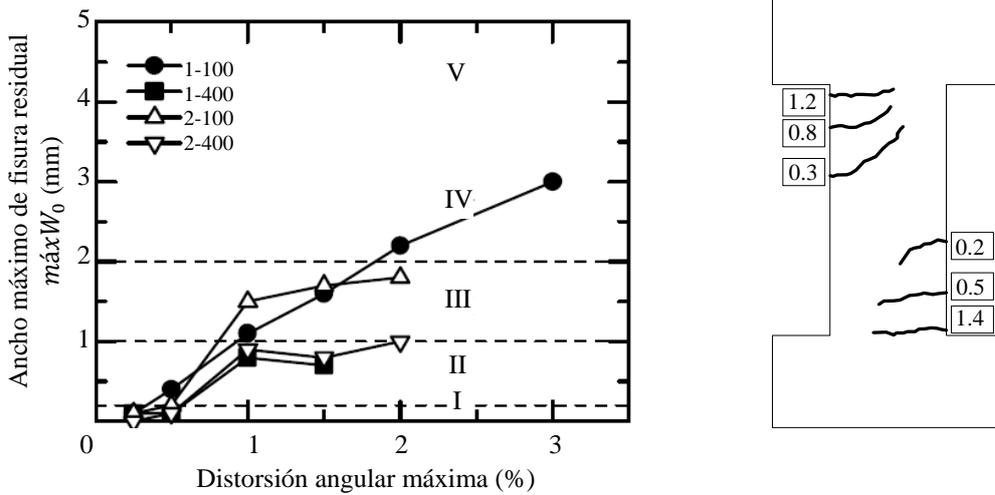


Figura 4.4 Ancho máximo de fisura residual vs ángulo de rotación

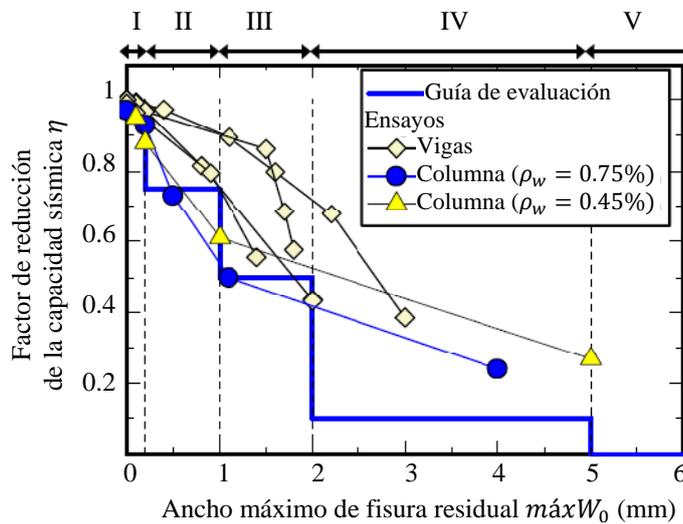


Figura 4.5 Ancho máximo de fisura residual vs factor de reducción de la capacidad sísmica. Elemento dúctil

4.2. Diseño del ensayo y construcción del espécimen

Se diseñó un elemento de hormigón armado, simplemente apoyado, para ser ensayado con una carga cíclica estática en el centro del tramo en la máquina Instron 8504. La Instron cuenta con servoválvula, tiene una capacidad de carga de $500kN$ y admite desplazamientos de $\pm 118mm$.

El espécimen se diseñó para que la falla fuera de tipo dúctil por flexión. Sus dimensiones geométricas se adoptaron de tal forma que fuera posible diseñar un sistema de apoyo, que junto con el espécimen se pudiera montar y ensayar en la Instron. Cumpliendo estos requisitos se adoptó un elemento de hormigón armado de sección rectangular de $100mm$ de ancho por $200mm$ de altura y $2.3m$ de longitud entre

apoyos. En el tramo central se previó un nudo de carga de 300mm por 200mm de sección y 400mm de altura. En la **Figura 4.6** se muestra un corte longitudinal del espécimen y en la **Figura 4.7** el corte transversal con las dimensiones y la armadura adoptada.

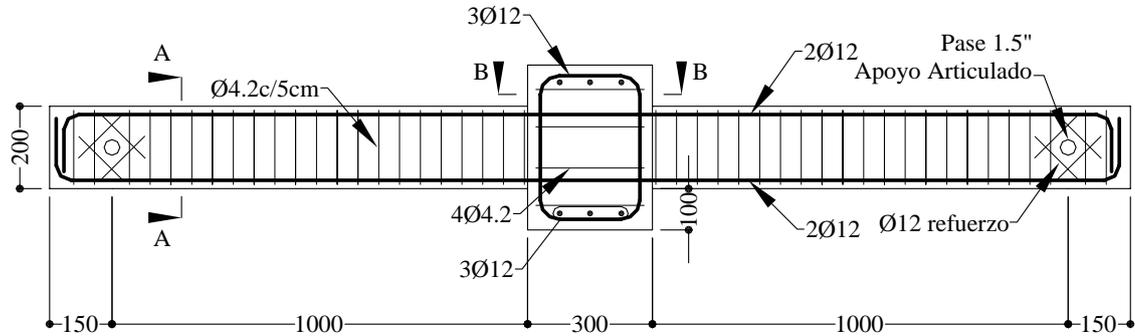


Figura 4.6 Corte longitudinal del espécimen

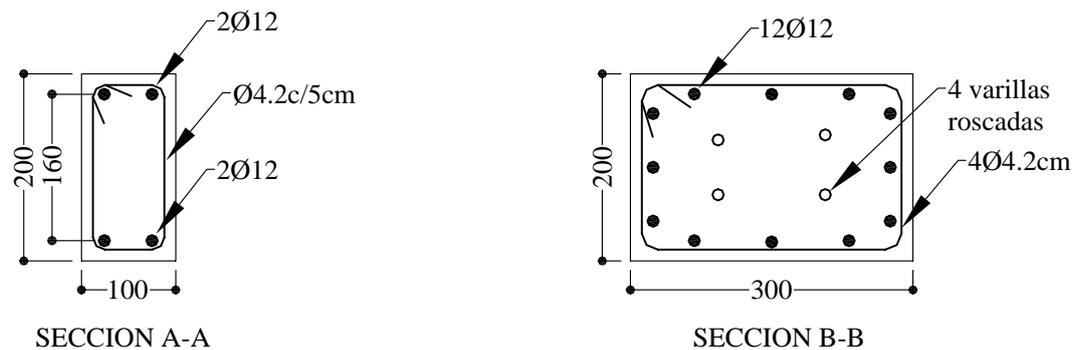


Figura 4.7 Corte transversal

La aplicación de cargas verticales sobre el nudo central, permite obtener un comportamiento simétrico de cada lado del mismo, por lo tanto, el análisis es equivalente al del tramo de un elemento de pórtico entre la unión con el nudo y su punto de inflexión en la mitad del tramo.

Para el predimensionado del espécimen se adoptaron las siguientes hipótesis:

1. Hormigón H21, resistencia a compresión $f'_c = 210\text{MPa}$
2. Acero ADN420, acero de dureza natural (acerbrag) con resistencia de fluencia $f_y = 420\text{MPa}$.
3. Factor de sobrerresistencia del acero $\lambda_o = 1.4$ ($f_{real}/f_y = 1.4$).
4. Recubrimiento 2cm, al baricentro de la barra longitudinal

En la primera etapa del diseño del ensayo no se contó con el ensayo de los materiales que se usarían, por este motivo es importante tener en cuenta la sobrerresistencia del acero. Se adoptó 1.4 según la recomendación de la Norma INPRES-CIRSOC 103 parte II para diseño por capacidad [21]. No tener en cuenta esta sobrerresistencia daría como resultado mayores esfuerzos que los esperados en el elemento de hormigón armado y por lo tanto también en el apoyo metálico. Esto tendría consecuencias negativas durante el ensayo.

4.2.1. Determinación de la armadura longitudinal

La armadura longitudinal se adoptó en función de los valores límites de cuantía estipulada por [21] parte II para la zona de potencial formación de rótulas plásticas. La norma limita la sección de acero sometida a tracción en la viga, para asegurar que en la rotula plástica se tenga una sección dúctil.

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{f_c + 10}{6 f_y} = 0.012 \quad (4.1)$$
$$A_s = \rho_{m\acute{a}x} b_w d = 2.21 \text{cm}^2$$

Se adoptó armadura longitudinal simétrica de 2Ø12 abajo y arriba con una sección de 2.26cm^2 .

4.2.2. Determinación de la armadura transversal

El diámetro y distribución de la armadura transversal fue dispuesta según el reglamento de construcciones sismorresistentes, [21] parte II. El análisis empleado fue diseño por capacidad, como prevé la misma norma para estructuras de hormigón armado sometidas a fuerzas sísmicas. El momento flector último de la sección de hormigón armado adoptada, se estimó según la ecuación (4.2), suponiendo un comportamiento del acero elástico perfectamente plástico.

$$M_{S_u} = A_s f_y \lambda o jd = 20.32 \text{kNm} \quad (4.2)$$

Por lo tanto el momento flector del espécimen, la carga del ensayo y el corte en estado último, según el diagrama de la **Figura 4.8** son:

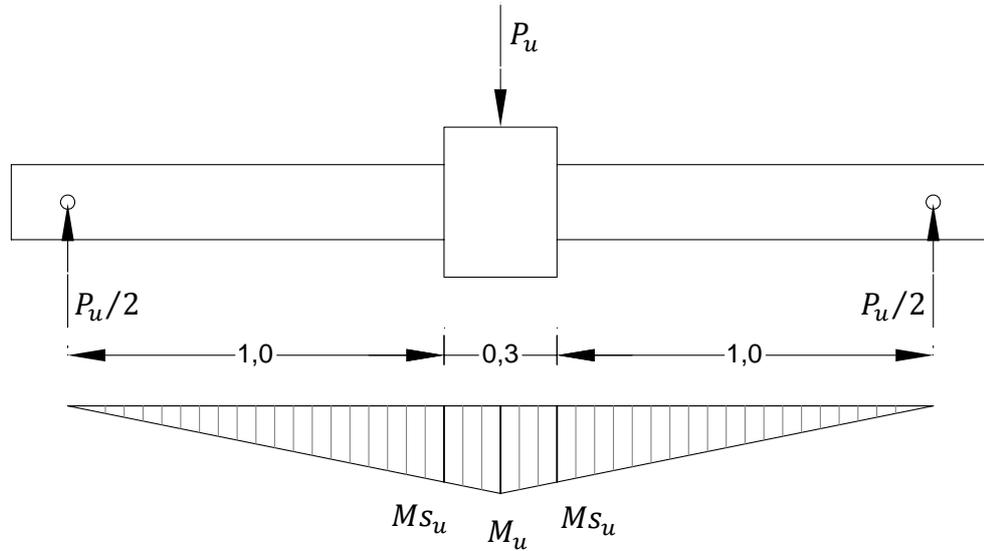


Figura 4.8 Momento flector último

$$M_u = 1.15 M_{s_u} = 23.37kNm$$

$$P_u = M_u \frac{4}{L} = 40.64kN$$

$$V_u = \frac{P_u}{2} = 20.32kN$$

La separación entre estribos y el diámetro se adoptó en función de las restricciones de máxima separación y mínimo diámetro permitidos por la norma.

$$s = \min\left(6d_b, \frac{d}{4}\right) = 4.45cm, \quad s_{adopt} = 5cm$$

$$d_{bt} = 4.2mm$$

Calculando la tensión de corte de diseño y la tensión de corte última se puede verificar la armadura adoptada:

$$v_d = \phi v_n = \frac{\phi A_{bt} f_y}{b_w s_{adopt}} = 2.33MPa$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d} = 1.13MPa$$

$$v_d/v_u = 2.06 \tag{4.3}$$

Donde $\phi = 1$ para rótulas plásticas.

Como puede verse en la ecuación (4.3), la relación entre la resistencia a corte suministrada y la resistencia última es 2. De esta forma se aseguró que el espécimen tenga capacidad para desarrollar una falla dúctil por flexión.

De lo anterior se adoptaron estribos cerrados de $\varnothing 4.2c/5cm$. En la **Figura 4.6** se muestra la distribución longitudinal de la armadura de corte y en la **Figura 4.7** sección A-A se muestra el corte.

4.2.3. Diseño del nudo central de carga

El nudo central se usó para transmitir las cargas verticales durante el ensayo. Como armadura longitudinal se adoptaron $3\varnothing 12$ por cara, dispuestos en forma de estribos en las dos direcciones principales. Como armadura transversal se adoptaron 4 estribos $\varnothing 4.2$.

La carga se transmitió al espécimen a través de 4 varillas roscadas embebidas en el núcleo de hormigón del nudo central. La armadura de esta pieza tiene como función materializar un núcleo de hormigón para anclar las varillas roscadas. En la **Figura 4.7** sección B-B se muestra el corte transversal del nudo central con la ubicación de las varillas de anclaje. En la foto de la **Figura 4.9** se muestra el detalle constructivo del nudo central visto de frente y desde arriba sin el posicionamiento de las varillas roscadas y con el posicionamiento respectivamente.

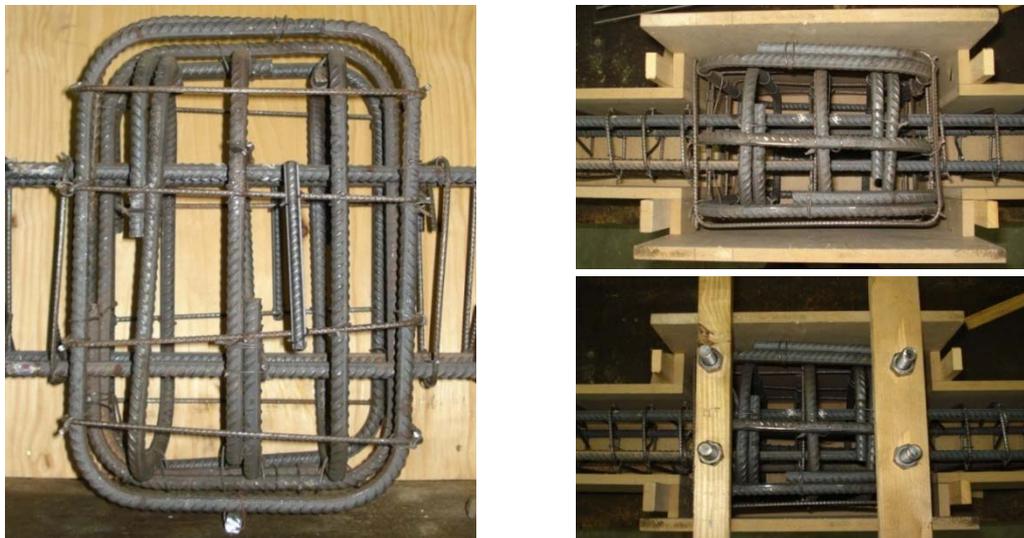


Figura 4.9 Detalle constructivo, nudo central de carga

4.2.4. Diseño de los apoyos del espécimen

En los extremos del espécimen se materializaron apoyos articulados dejando pasadores huecos. A través de éstos se montaron barras de acero 1045, de sección circular maciza, con diámetro igual a 1.5". Las barras macizas apoyaban en sus extremos en la estructura de montaje que será descrita en la sección 4.2.5. La unión se lubricó con grasa para

disminuir el rozamiento entre las partes durante el ensayo. En espécimen se reforzó en los apoyos con 4 barras $\varnothing 12$ a 45 grados. El detalle se muestra en la **Figura 4.6** y en la **Figura 4.10** se ve la foto del apoyo construido.



Figura 4.10 Detalle constructivo del apoyo articulado



Figura 4.11 Detalle constructivo apoyo articulado

Finalmente en la foto de la **Figura 4.12** se muestra la armadura del espécimen completa con el encofrado.



Figura 4.12 Detalle constructivo armadura y encofrado del espécimen

4.2.5. Instrumentación de la armadura longitudinal

Para la determinación de la curvatura del espécimen en la zona de rótula plástica, se colocaron doce galgas extensométricas en la armadura longitudinal, que permitieran medir las deformaciones específicas. La longitud de base de las galgas usadas fue de 5mm . Las doce galgas se distribuyeron según la **Figura 4.22** en grupos de a cuatro, alineadas a 20mm , 80mm y 140mm de la cara del nudo central de carga respectivamente.

El uso de las galgas tiene ciertas limitaciones que se mencionan a continuación.

1. El esfuerzo aplicado no debe llevar a las galgas fuera del rango elástico, puesto que las mediciones no serían reales.
2. Se necesita una buena adhesión, para que la medida de la deformación sea correcta.
3. Un incremento en la temperatura tiene como consecuencia una variación de la resistencia aún sin aplicar ningún esfuerzo.

El procedimiento empleado en la instrumentación de las barras con las galgas extensométricas se describe en el Anexo C.

4.2.6. Hormigonado

El hormigón fue elaborado en el instituto de estructuras en hormigonera de 250 litros en un solo pastón. Se usó binder, tamaño máximo 9.5mm . La dosificación empleada fue: binder $918\text{kg}/\text{m}^3$, arena $995\text{kg}/\text{m}^3$, cemento $325\text{kg}/\text{m}^3$, agua $160\text{kg}/\text{m}^3$, con una relación agua cemento de 0.5.

El colado se hizo con baldes y la compactación con vibrador de aguja de inmersión. Con el mismo pastón se llenaron diez probetas cilíndricas y tres vigas rílem para la caracterización del hormigón. En la **Figura 4.13** se muestra el proceso de colado, y el espécimen con las probetas terminadas.

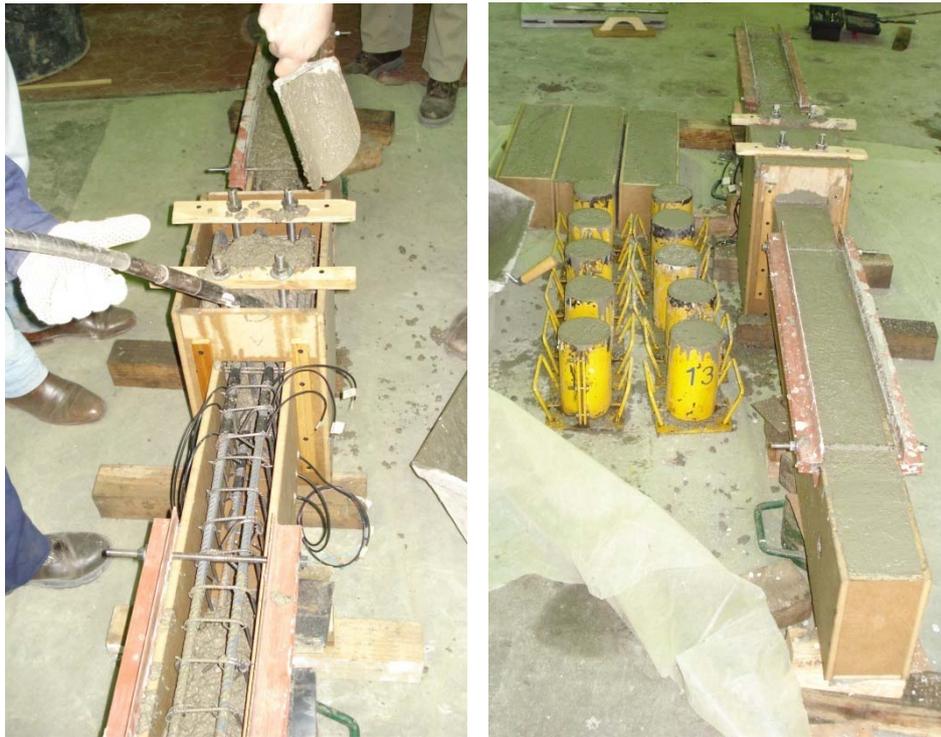


Figura 4.13 Hormigonado del espécimen y probetas

4.2.7. Estructura de montaje

Para poder ensayar con la máquina Instron y mantener todas las cargas aplicadas dentro del sistema, fue necesario diseñar y construir un soporte metálico que sirviera como estructura de montaje como se muestra en la **Figura 4.14**. La estructura de montaje cumplió dos funciones principales, la primera de ellas respecto a los apoyos del espécimen, y la segunda respecto a la transmisión de las cargas, aplicadas en el espécimen, a la celda de carga de la Instron.

Cada apoyo se materializó con dos perfiles UPN 100 montados de forma vertical, espalda con espalda, separados entre sí 210mm , a los cuales se les realizó un agujero del diámetro del pasador macizo. Esto permitió la rotación libre de los extremos del espécimen (apoyo articulado) y a su vez proveyó apoyo a cargas verticales positivas y negativas, ver **Figura 4.15(a)**. A cada columna metálica se le soldaron dos alas (indicadas como soporte soldado al UPN 100 en la figura), para conectarlas con la viga metálica por trabazón. La viga metálica se armó con dos perfiles UPN 300, espalda con espalda. Esta conexión restringió los desplazamientos verticales y horizontales del apoyo del espécimen. Para evitar que cada par de columnas se separen entre sí accidentalmente, se vincularon con 3 varillas roscadas.

La transmisión de cargas, tanto desde el pistón de la Instron al espécimen **Figura 4.15(b)**, como desde la viga metálica a la celda de carga **Figura 4.15(c)**, se hizo a través de pernos con doble rosca vinculados a una pieza de conexión metálica. Estos pernos

permitieron aplicar y registrar cargas en dirección positiva y negativa. Para evitar que los pernos se aflojen durante el ensayo debido a los distintos ciclos de carga, durante el montaje se sometieron a tracción. Esta condición de pretensado se mantuvo durante el ensayo con un conjunto de cuñas para tal fin. El esfuerzo de pretensado fue tal, que durante el ensayo se asegurase que siempre la misma cara de los filetes de la rosca estén en contacto.

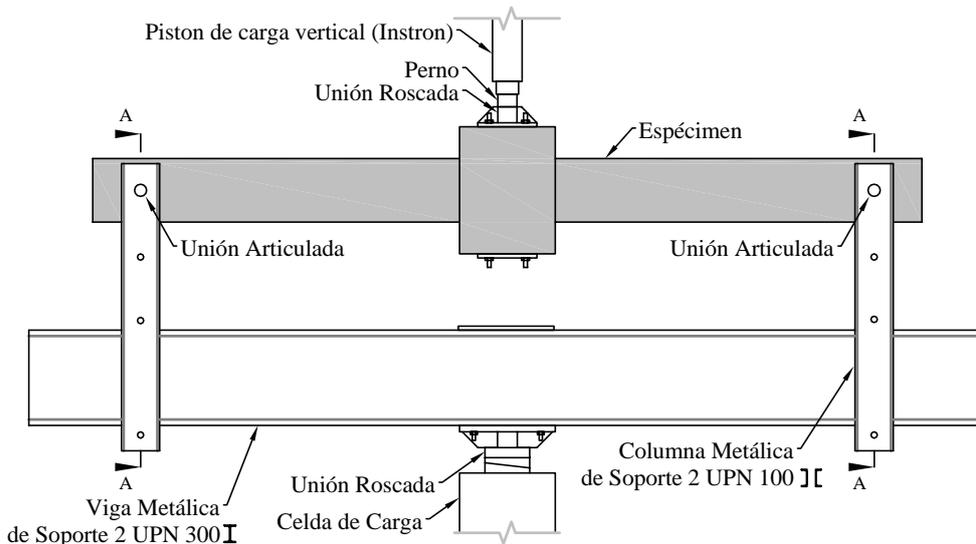


Figura 4.14 Estructura metálica de montaje

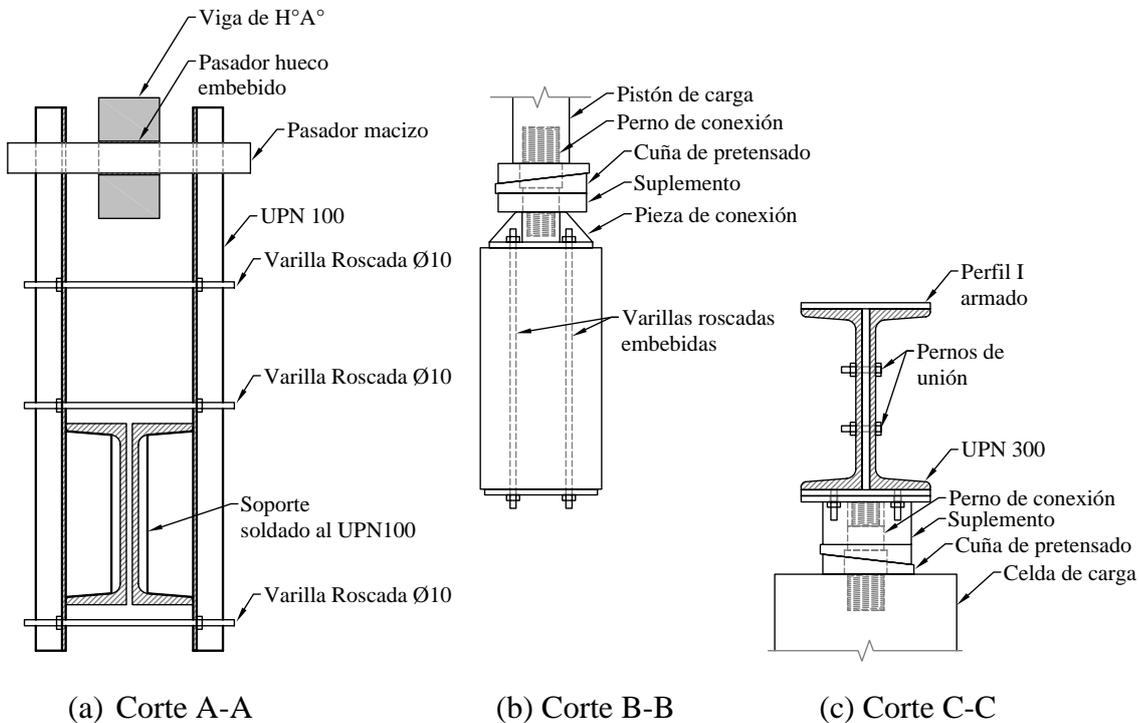


Figura 4.15 Cortes. Estructura de montaje

En el Anexo C se presenta la determinación de la rigidez de la viga metálica y del elemento de hormigón. La relación entre ambas es de 24, la rigidez del elemento de hormigón es de 4.2% respecto a la metálica. La viga compuesta por 2 UPN300 se considera adecuada para el ensayo.

4.3. Materiales

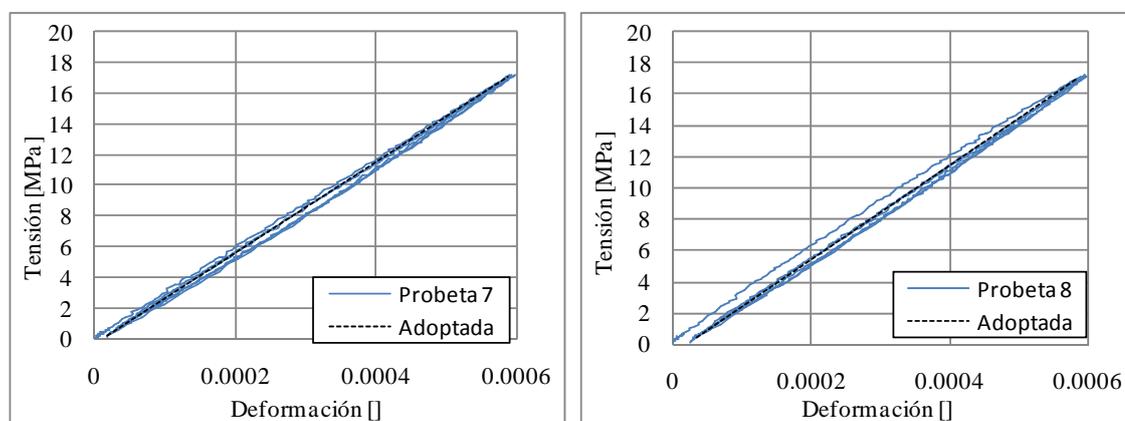
Para caracterizar el hormigón y el acero usados en el espécimen se realizó una serie de ensayos. Sus resultados son importantes para la determinación de los parámetros de los modelos numéricos. A continuación se presentan los resultados obtenidos.

4.3.1. Hormigón

Se llenaron diez probetas cilíndricas de 10cm de diámetro y 20cm de altura y tres vigas Rilem de 15cm x 15cm de sección y 60cm de longitud. Todas las probetas se curaron al lado del espécimen en condiciones de humedad y temperatura del laboratorio y se ensayaron a la misma edad que el espécimen. El curado se hizo mediante regado y cubriendo con plástico.

Las primeras siete probetas cilíndricas fueron ensayadas a compresión para la determinación de la resistencia a compresión del hormigón. Se ensayó a una velocidad constante y se registró la carga máxima alcanzada.

Para la determinación del módulo de elasticidad, las tres probetas restantes fueron ensayadas elásticamente hasta el 40% de la resistencia a compresión, determinada según el ensayo anterior. Se sometieron a tres ciclos de carga y descarga durante los cuales se registraron la carga y la deformación. Esta última se obtuvo como el promedio de la medición registrada por tres LVDT puestos en la probeta. El módulo de elasticidad se obtuvo como la pendiente de la recta del tercer ciclo en la curva tensión-deformación, **Figura 4.16**. Finalmente esas mismas probetas se ensayaron a compresión hasta la rotura, de la misma forma que las siete primeras.



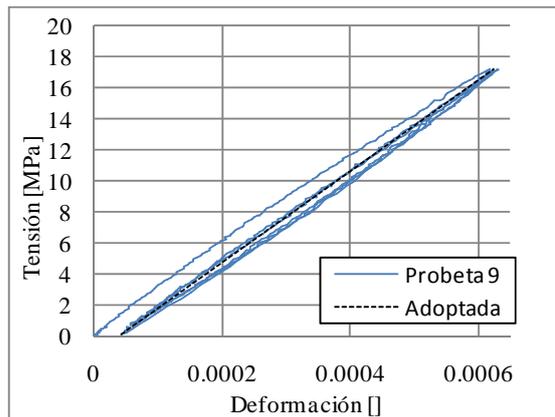


Figura 4.16 Determinación del módulo de elasticidad

Los ensayos de las vigas Rilem se usaron para caracterizar la resistencia a tracción del hormigón. En las vigas se realizó una entalla de 2.5cm de profundidad en la sección central. La viga se ensayó a flexión de tres puntos, con una distancia entre apoyos de 50cm y una carga puntal en la sección central. El ensayo se realiza con control de desplazamientos y se miden la apertura de fisura, la flecha y la carga aplicada, **Figura 4.17**. La determinación de la resistencia a la tracción se hizo con un modelo numérico, mediante un proceso iterativo en el cual se adoptó la resistencia a tracción del hormigón que reprodujo la curva carga – desplazamiento del ensayo de laboratorio. El modelo numérico se presenta en el próximo capítulo.

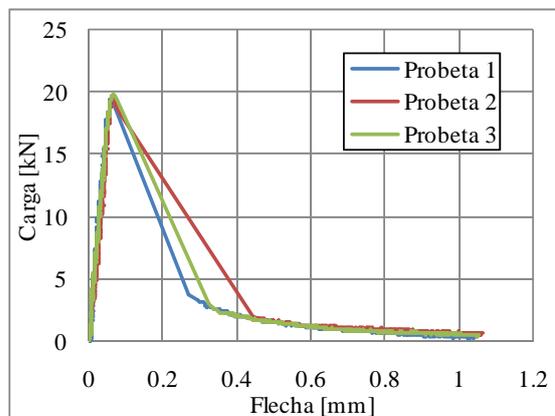


Figura 4.17 Carga – desplazamiento, viga Rilem

Los resultados, las curvas y las fotos de estos ensayos se presentan en el Anexo C. La resistencia a compresión de los ensayos excedió la resistencia de diseño, resultando una resistencia promedio de 42.1MPa con una desviación estándar de 3.08. El promedio del módulo de elasticidad medido es de 29761MPa, se ajusta satisfactoriamente al estimado para un hormigón de densidad normal como $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$, para lo cual resulta ser de 30495MPa.

4.3.2. Acero

Para la construcción del espécimen se usaron barras de acero conformado Acerbrag, tipo ADN 420. Se ensayaron a tracción, cinco barras $\varnothing 12$, correspondientes a la misma partida de la armadura longitudinal. La longitud de las barras ensayadas fue de 50cm. Durante el ensayo se registró la carga aplicada por la Instron y la deformación, **Figura 4.18**. La deformación se registró utilizando un LVDT 1 (rango $-25mm$ a $+25mm$, posición: mínima 215mm, máxima 280mm) y un LVDT 2 Instron (rango 4mm, longitud de base 200mm) para desplazamientos menores a 4mm. La curva carga – deformación obtenida según ambas formas de medición se compararon.

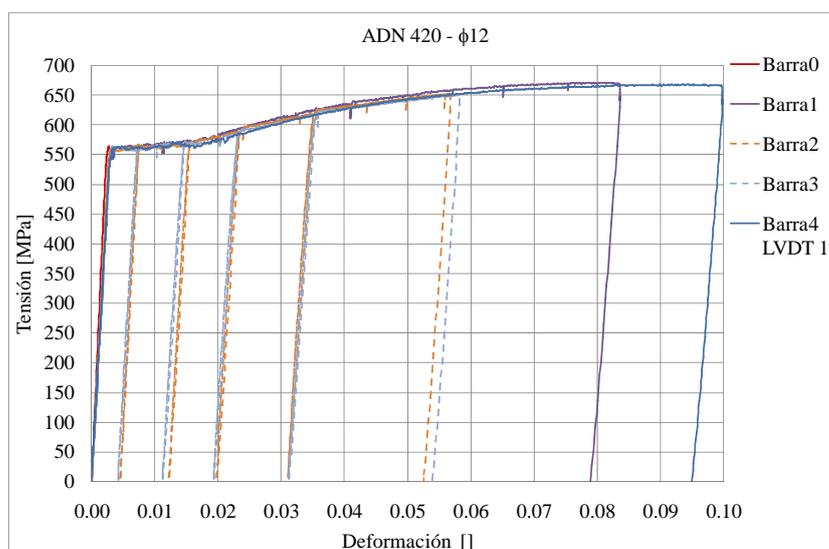


Figura 4.18 Tensión – deformación acero

La información obtenida de estos ensayos se presenta en el Anexo C. El promedio de las tensiones de fluencia medidas en las distintas curvas de tensión – deformación fue de 563MPa, y el promedio del módulo de elasticidad de 215879MPa. La tensión máxima alcanzada en la barra 4 fue de 668MPa para una deformación de 10%, el ensayo en el resto de las barras se detuvo antes de alcanzar la máxima tensión para proteger los instrumentos de medición.

4.4. Ensayo del espécimen

4.4.1. Montaje

En primer lugar se montó la estructura metálica de apoyo en la Instron. Todas las uniones abulonadas fueron debidamente ajustadas. Para pretensar los pernos de conexión doble rosca de la celda de carga y del pistón, se colocó una viga metálica en lugar del espécimen de hormigón a ensayar, luego todo el conjunto se sometió a una carga vertical positiva. Para mantener la condición de pretensado en los pernos, se colocaron un conjunto de cuñas entre la pieza de conexión y el pistón de carga, según la

Figura 4.15(b), y entre la celda de carga y la pieza de conexión, según la **Figura 4.15(c)**.

Una vez fijadas las cuñas, se retiró la viga metálica de montaje y en su lugar se presentó el espécimen de hormigón. Para evitar someter a esfuerzos accidentales al espécimen de hormigón, durante el montaje y previo al ensayo, se colocaron piezas de apoyo móviles en el tramo central, entre la cara inferior del nudo central de hormigón y el ala superior de la viga metálica de apoyo. Luego, se alineó el espécimen de hormigón respecto al apoyo metálico, se colocaron los pasadores macizos (apoyos articulados) y se ajustó la pieza de conexión del pistón con las varillas roscadas embebidas en el nudo de carga central de hormigón.

En la **Figura 4.19** se muestra el espécimen de hormigón y la estructura metálica de soporte montados en la máquina Instron. En la misma se indica la dirección de aplicación de cargas. En la **Figura 4.20** se tiene una fotografía del espécimen en la posición definitiva antes del ensayo. Bajo el nudo central puede verse el apoyo móvil todavía sin quitar.

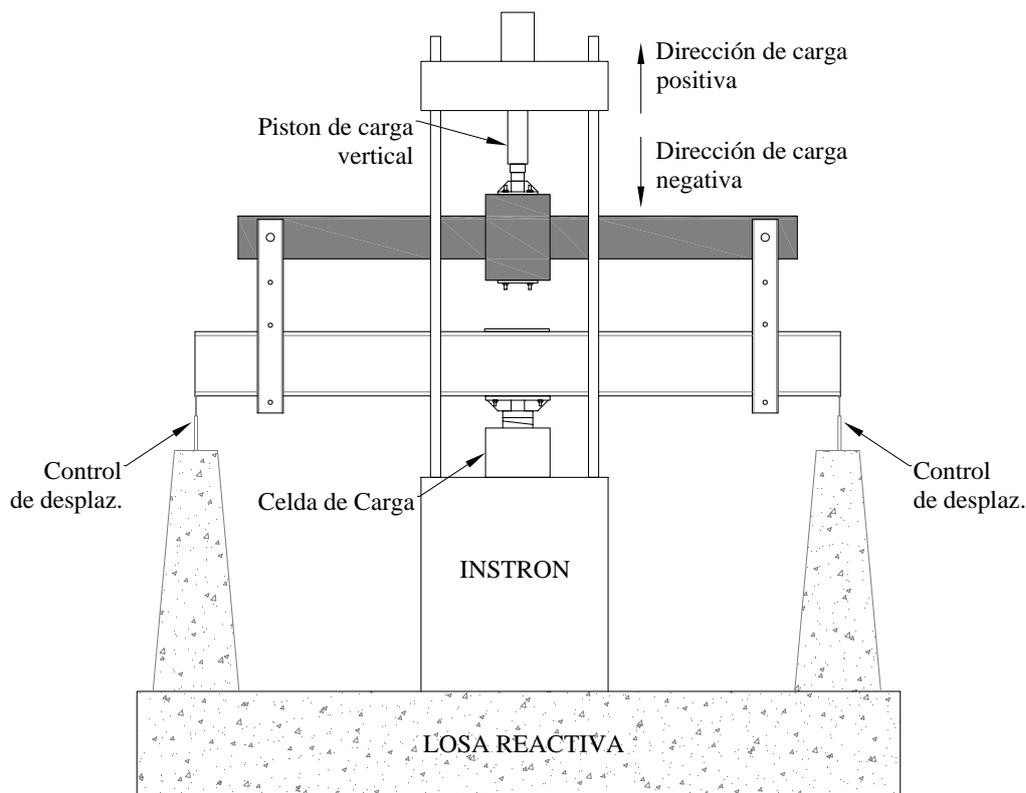


Figura 4.19 Croquis. Montaje del ensayo



Figura 4.20 Foto. Montaje del ensayo

4.4.2. Historia de carga

Para diseñar la historia de carga del ensayo se realizó un análisis numérico, con el que se determinó la carga teórica necesaria para provocar la fluencia en la armadura traccionada de la sección.

La **Figura 4.21(a)** muestra la historia de carga del ensayo en función de la ductilidad del espécimen y de los desplazamientos alcanzados en cada ciclo. En el primer y segundo ciclo se alcanzó una carga de 60% y 75% de la carga de fluencia teórica P_y con control de carga. El desplazamiento de fluencia se determinó extrapolando la recta que pasa por los máximos de $0.75P_y$ hasta P_y teórico, **Figura 4.21(b)**. El desplazamiento así obtenido, corresponde al desplazamiento de fluencia aplicado en el tercer ciclo. El resto de los ciclos se repitieron 2 veces cada uno para ductilidades crecientes de 1, 2, 3, 4 y 5. La carga fue aplicada cuasi estáticamente con control de desplazamientos, para desplazamientos crecientes, y control de carga para la descarga.

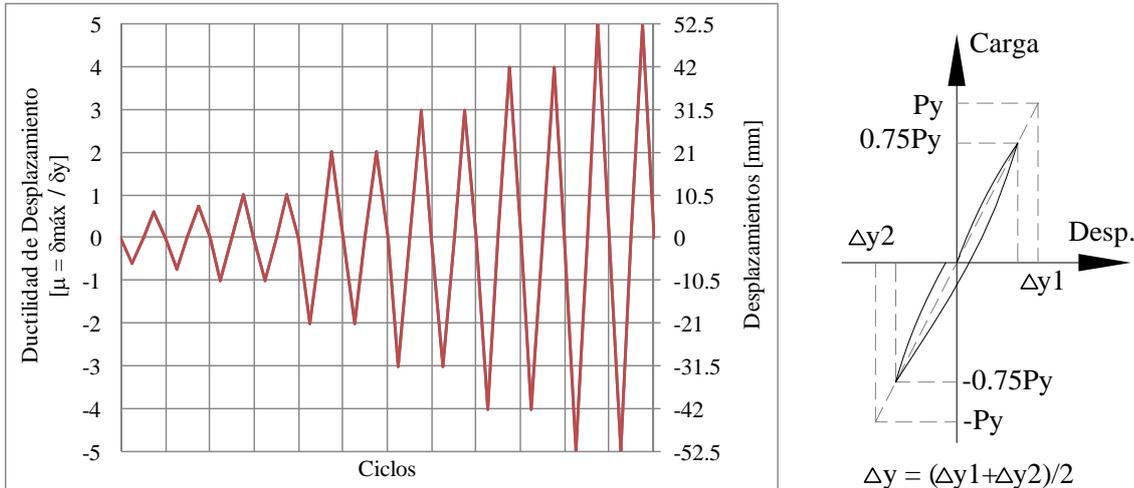


Figura 4.21 (a) Historia de carga. (b) Definición experimental del desplazamiento de fluencia

4.4.3. Sistema de medición

El sistema de medición se muestra en la **Figura 4.22**. En la misma, puede verse la disposición de las galgas extensométricas de la armadura longitudinal. La adquisición de datos se hizo con la central registradora marca Kyowa (Data Login system (JP) Modelo: UCAM 10^a).

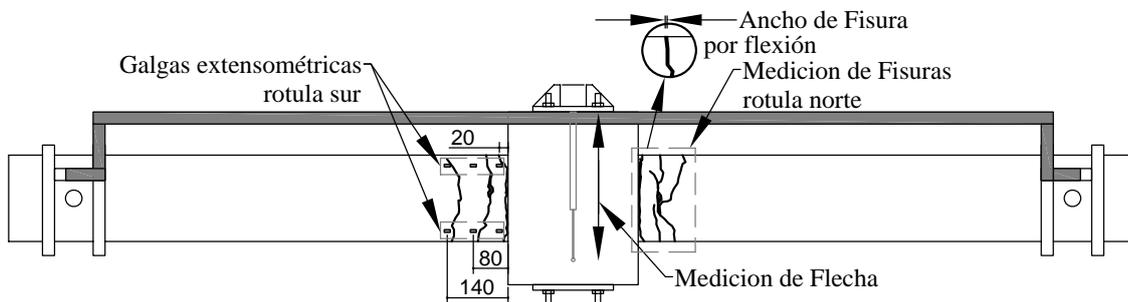


Figura 4.22 Sistema de medición.

La flecha correspondiente al desplazamiento vertical del tramo central, se midió tomando como referencia un soporte vinculado a los extremos articulados del espécimen. Con esto se evitaron errores de medición por deformaciones del sistema de apoyo. La medición se hizo de ambos lados del espécimen, para eso se emplearon dos LVDT (rango $-50mm$ a $+50mm$, posición: mínima $280mm$, máxima $390mm$). Para flechas mayores a $42mm$ debieron remplazarse por transductores de desplazamiento potenciométricos con rango de $200mm$.

La carga aplicada por el pistón se midió con la celda de carga de la Instron. La reacción de apoyo del espécimen de hormigón se transmitió a través de la estructura metálica de apoyo, al perno de conexión vinculado a la celda de carga.

Se midieron los anchos de fisuras por flexión W_p , correspondientes a los desplazamientos máximos de cada ciclo δ_p , y los anchos de fisuras residuales W_0 , correspondientes a la descarga del ciclo ($P = 0$) para desplazamientos residuales δ_0 . Para la medición de las fisuras se empleó una regla de 10mm con una precisión de 0.1mm adherida a una pequeña lupa. Los anchos de fisura mayores se midieron por comparación, con una cinta transparente con distintos espesores de línea. Para cada medición se detuvo el ensayo. En la **Figura 4.23** se muestran los métodos de medición de fisuras.



Figura 4.23 Medición de fisuras

Para controlar la rotación de la estructura metálica debido a excentricidades constructivas, durante el ensayo se controlaron los desplazamientos en los extremos de la misma con transductores de desplazamiento potenciométricos, **Figura 4.19**. Estas mediciones solo se hicieron como medida de seguridad.

4.5. Resultados del ensayo

4.5.1. Galgas extensométricas

La denominación adoptada para las galgas se presenta en la **Figura 4.24(a)**, el lado visto según la figura corresponde al lado A del espécimen y el lado oculto al lado B. Se tomó lectura correspondiente a cargas máximas alcanzadas y cargas nulas, debido a la imposibilidad de tomar lectura periódicamente.

Del análisis de las lecturas tomadas se observó que ninguna galga registró correctamente las deformaciones después de que las barras longitudinales entraran en fluencia. Sin embargo durante el ensayo al menos permitieron asegurar que se había llegado a la fluencia cuando se alcanzó la flecha de 10.5mm . En el Anexo C se describe con más detalle el comportamiento de cada galga.

En la **Figura 4.24(b)**, (c) y (d) se presentan las gráficas momento – curvatura de cada sección determinados según las lecturas registradas, antes del desprendimiento de las galgas.

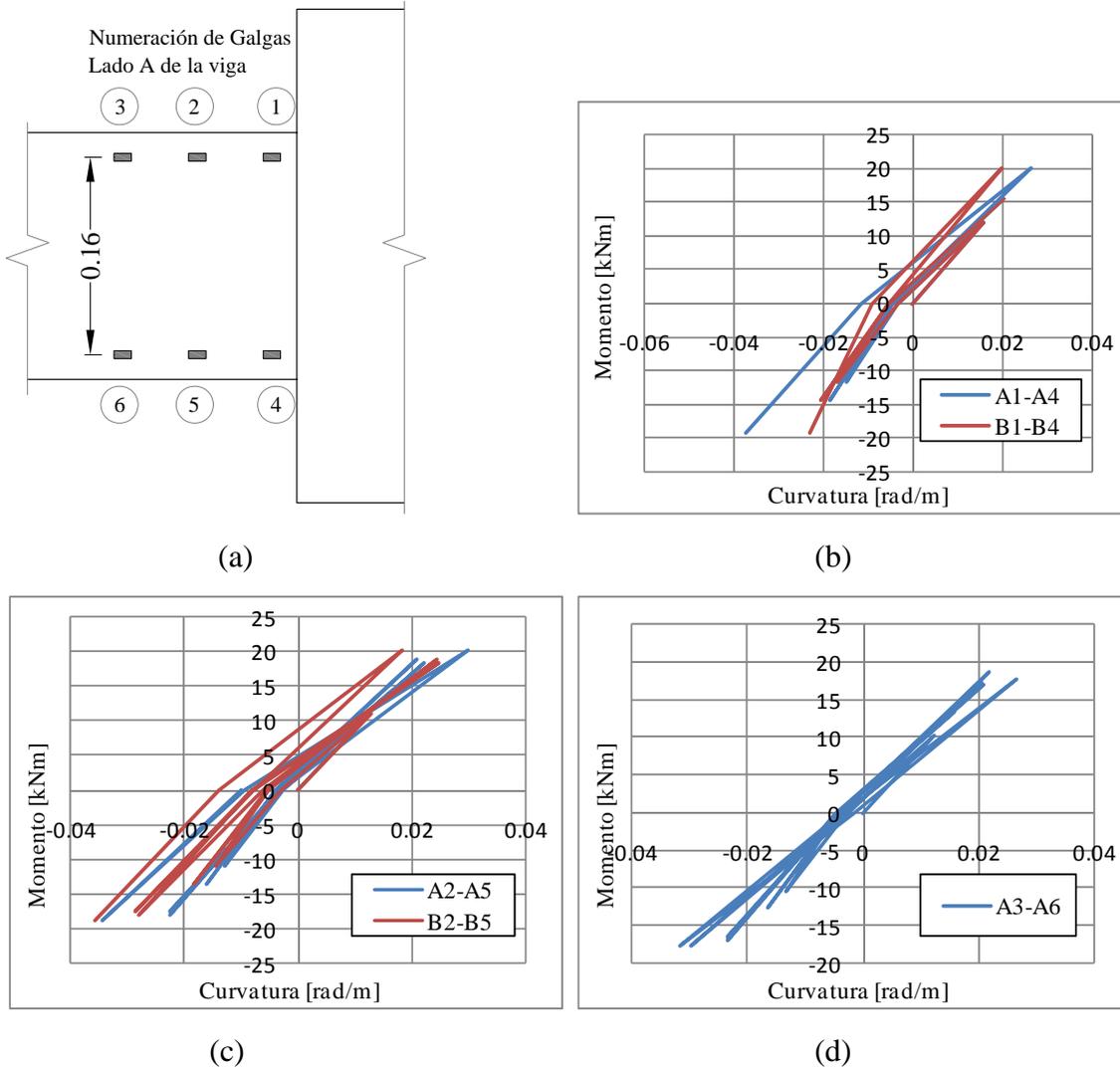


Figura 4.24 Momento – curvatura de la sección

4.5.2. Carga – desplazamiento

En la **Figura 4.25** se muestra la curva carga-desplazamiento obtenida del ensayo. En ésta, el desplazamiento corresponde al promedio de las flechas registradas por los LVDT de cada lado del espécimen. La máxima resistencia registrada fue de $44kN$ y se mantuvo aproximadamente constante para ductilidades de 1 a 5. Se observaron pérdidas de rigidez durante la descarga. El comportamiento fue dúctil como se esperaba.

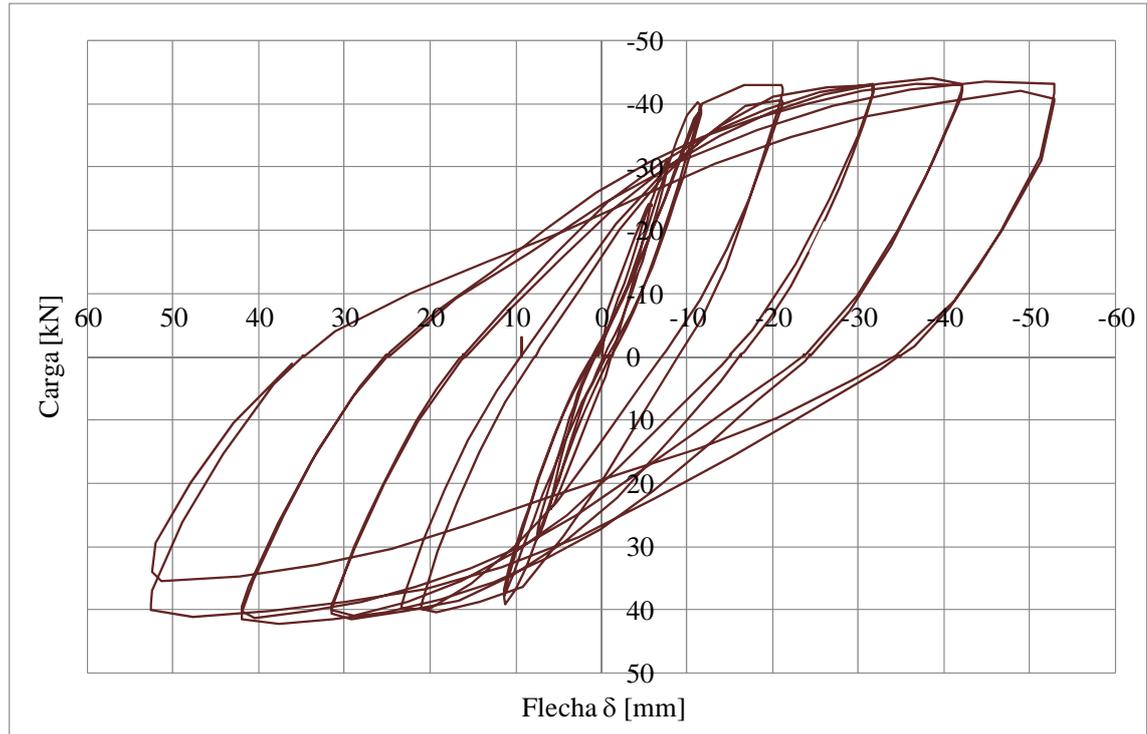


Figura 4.25 Relación carga vs. desplazamiento

El ensayo se detuvo en la segunda repetición del séptimo ciclo, debido a la caída de la resistencia que hubo, producto de un deterioro asimétrico del espécimen a ambos lados del nudo de carga central. Este comportamiento se lo atribuyó al recubrimiento de las galgas extensométricas que impidió la correcta adherencia con el hormigón y favoreció el desprendimiento del recubrimiento.

4.5.3. Patrón de fisuras

Durante el primer y segundo ciclo, aparecieron un conjunto de fisuras verticales por flexión en el espécimen, solo apreciables para el máximo desplazamiento. Para ciclos con ductilidad $\mu = 1$, las barras longitudinales entraron en fluencia, el patrón de fisuración se extendió hacia los apoyos y aparecieron algunas fisuras inclinadas casi imperceptibles. En la zona de rótula plástica empezaron a observarse fisuras residuales. Para ciclos con ductilidad $\mu = 2$, se distinguió una mayor tasa de crecimiento de la primera fisura pegada a la cara del nudo central en relación a las siguientes fisuras. Se produjeron algunos desprendimientos del recubrimiento de la cara del nudo central, **Figura 4.26**. Para ciclos con ductilidad $\mu = 3$, las fisuras verticales se unieron a las fisuras inclinadas y fueron visibles incluso en la zona comprimida de la sección. Empezaron a manifestarse pequeños desprendimientos del recubrimiento sobre las fisuras, **Figura 4.27**. Para ciclos con ductilidad $\mu = 4$, continuaron los desprendimientos y comenzó a verse parte de la armadura de estribo correspondiente a una mayor degradación de la zona de la rótula plástica. El recubrimiento de la zona

comprimida se terminó de separar por unión de las fisuras de la zona, **Figura 4.28**. Para ciclos con ductilidad $\mu = 5$ el espécimen ya se encontraba bastante deteriorado, se notaban descascaramientos continuos. La medición del ancho de fisuras se tornó dificultosa debido al deterioro. Para éstos niveles de ductilidad se acentuó la asimetría de daño entre la rótula norte y la rótula sur debido a la influencia de las galgas extensométricas colocados en esta última. En la zona donde el recubrimiento sufrió desprendimientos, se observó leve pandeo de las armaduras longitudinales, **Figura 4.29**. El ensayo se terminó debido a una caída de la resistencia del espécimen del 70% en la repetición del ciclo.

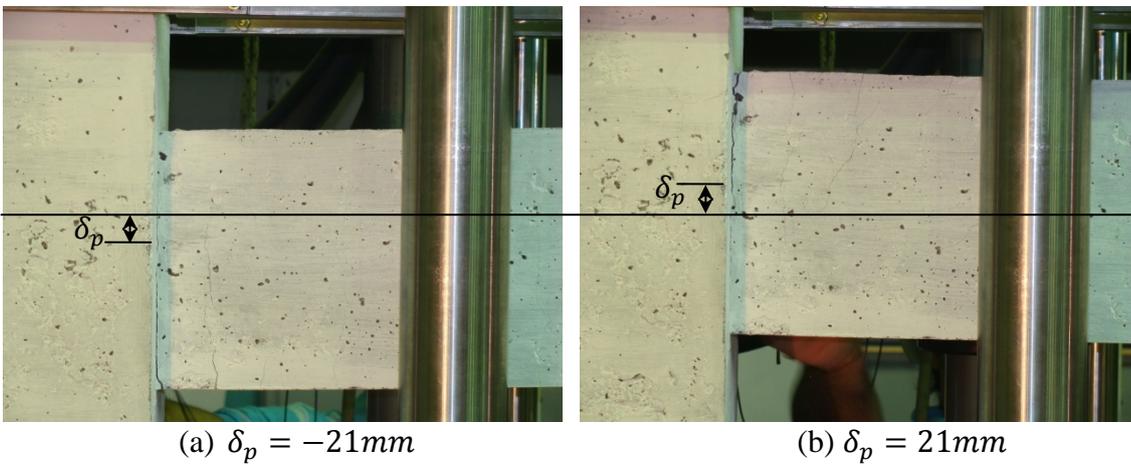


Figura 4.26 Patrón de fisuras. Ductilidad 2

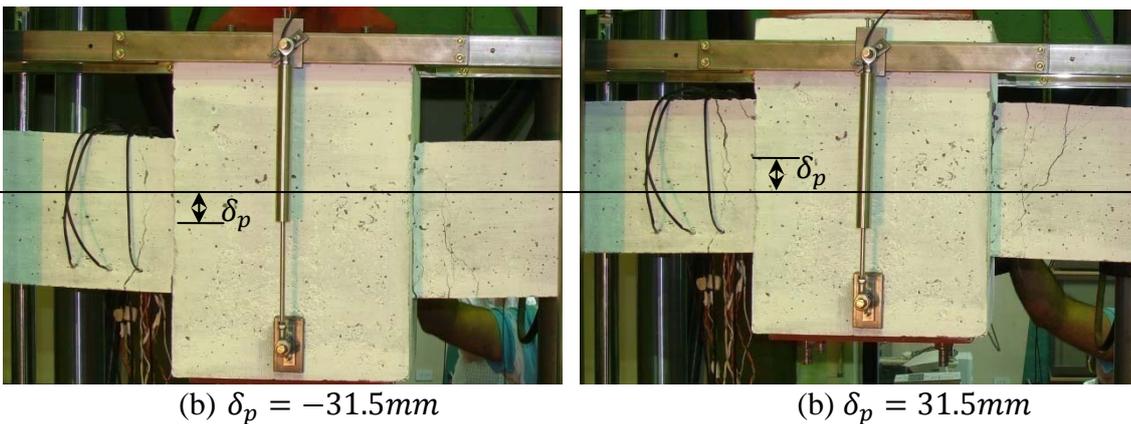


Figura 4.27 Patrón de fisuras. Ductilidad 3

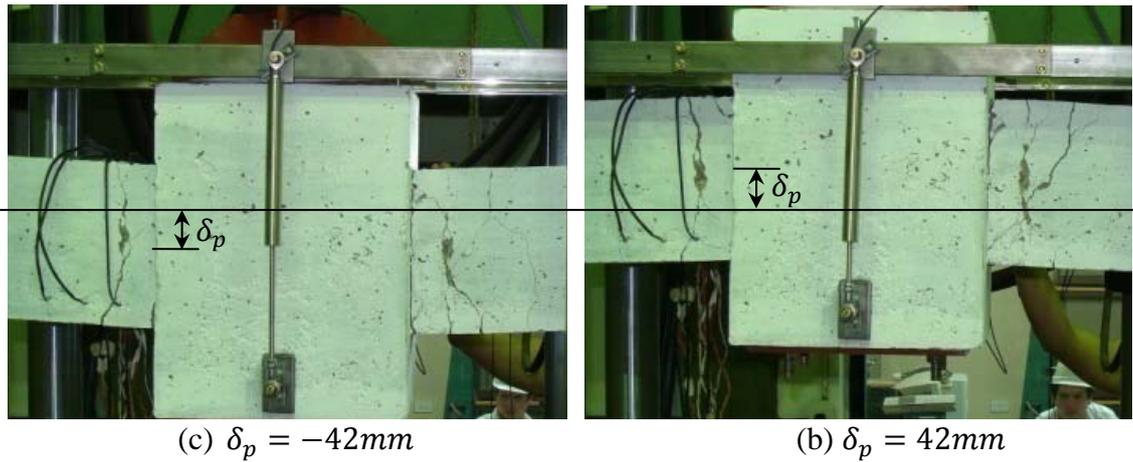


Figura 4.28 Patrón de fisuras. Ductilidad 4

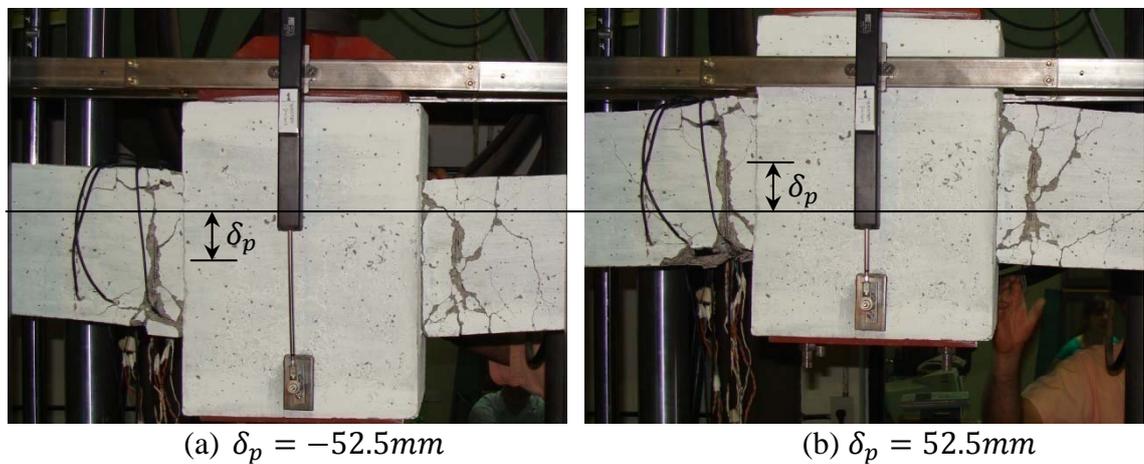


Figura 4.29 Patrón de fisuras. Ductilidad 5

4.5.4. Ancho de fisuras

Todas las mediciones se hicieron sobre la rótula norte del espécimen, según la zona de estudio que se muestra en la **Figura 4.22**. Se midieron los anchos de las tres primeras fisuras que se formaron a partir de la cara del nudo central. Se distinguieron entre anchos de fisuras superiores e inferiores, para el máximo desplazamiento de cada ciclo δ_p y para la descarga correspondiente δ_0 . En la **Figura 4.30(a)** se muestra un croquis con la designación empleada para cada fisura y en la **Figura 4.30(b), (c) y (d)**, se presentan las mediciones hechas para las fisuras residuales W_0 en función de la flecha máxima δ_p . En las mismas, el segundo ciclo se refiere a la repetición hecha para cada desplazamiento máximo, y el superíndice en el término W_0^x se refiere a la posición de la fisura según la **Figura 4.30(a)**.

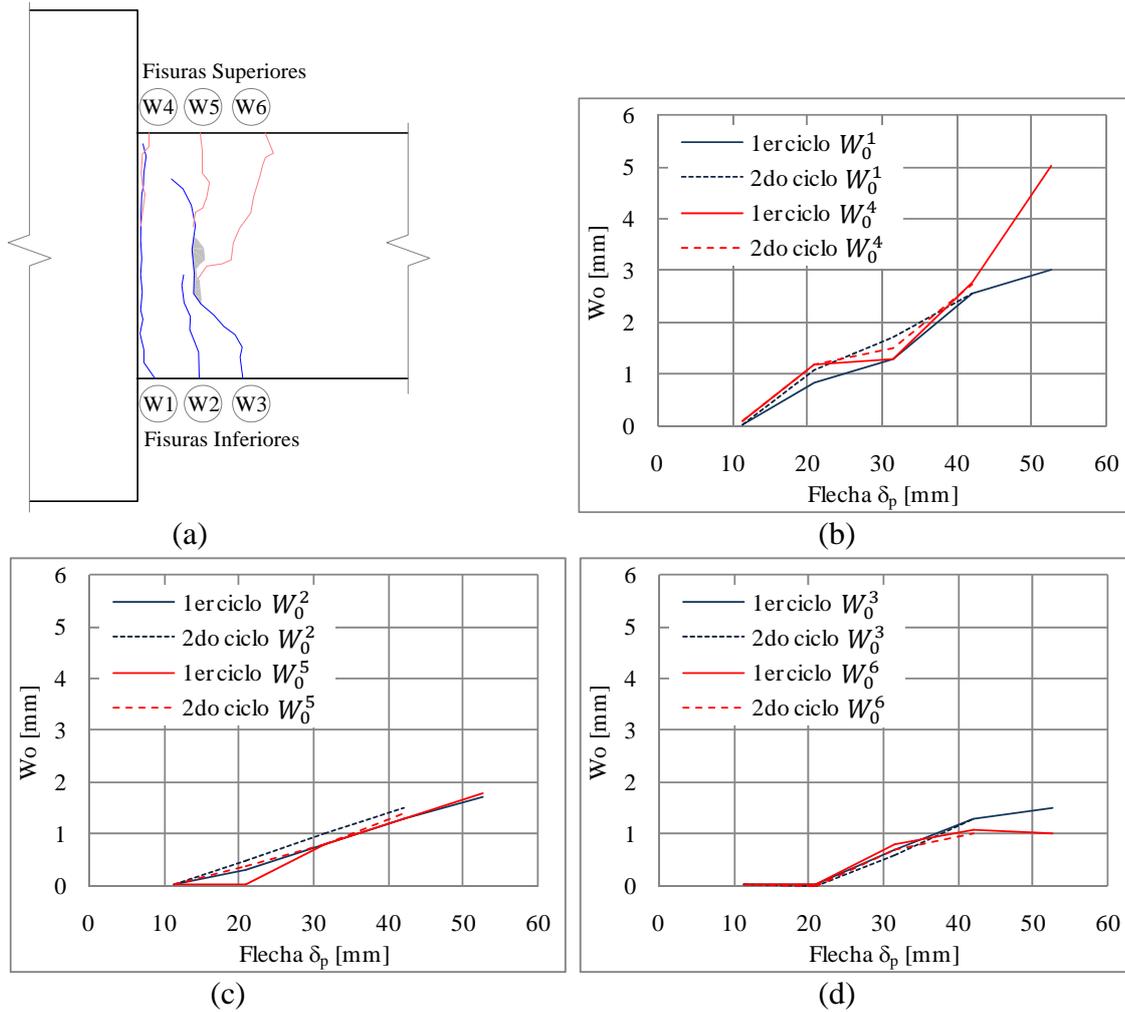


Figura 4.30 Ancho de fisura residual W_0

Viendo la **Figura 4.30** se resumen las siguientes conclusiones. Las fisuras residuales empiezan a ser visibles para desplazamientos mayores a 10mm ($\mu = 1$). Los anchos residuales de las fisuras W_0^1 y W_0^4 , a los que de forma general se hará referencia como $máxW_0$, son mayores que los demás, correspondientes al mismo desplazamiento máximo δ_p , sin embargo no se registra gran diferencia entre W_0^2 y W_0^5 respecto a W_0^3 y W_0^6 . El ancho de fisuras residuales medido durante el segundo ciclo, se mantiene aproximadamente igual al registrado durante el primer ciclo del ensayo. Debido a esto último los siguientes análisis se hicieron únicamente para el primer ciclo correspondiente a cada ductilidad.

4.6. Análisis de los resultados

4.6.1. Relación entre fisuras

Se analizaron distintos parámetros obtenidos del ensayo, para determinar las constantes que permitan relacionar flechas residuales δ_0 , con máxima apertura de fisura residual $máxW_0$, a través de un modelo analítico sencillo. Esta relación permite expresar en

función de $máxW_0$, cualquier curva obtenida numéricamente en función de δ_0 . Para comparar el comportamiento de la zona superior del espécimen con el de la zona inferior, todos los desplazamientos se consideraron en valor absoluto.

En la **Figura 4.31(a)** se presenta la relación encontrada entre δ_0 , ΣW_0 y $máxW_0$ respecto a la máxima flecha δ_p . En general el análisis de la zona superior presenta desplazamientos residuales levemente superiores a los de la zona inferior. Esta diferencia no se considera de gran importancia. Los anchos de fisura que se producen en la zona inferior, son aproximadamente iguales a los de la zona superior para valores de flecha de hasta $42mm$. Se produce una diferencia de $2mm$ para flechas de $52.5mm$ que revela el inicio del comportamiento asimétrico.

En la **Figura 4.31(b)** se presenta la relación encontrada entre $\Sigma W_0/máxW_0$ y la máxima flecha δ_p . En la **Figura 4.31(c)** se presenta la relación encontrada entre $máxW_0/\delta_0$ y la máxima flecha δ_p y en la **Figura 4.31(d)** se presenta la relación encontrada entre $\Sigma W_0/\delta_0$ y la máxima flecha δ_p . Puede observarse que las relaciones presentadas se mantienen aproximadamente constantes durante el ensayo con promedio de 2, 0.1 y 0.18 respectivamente.

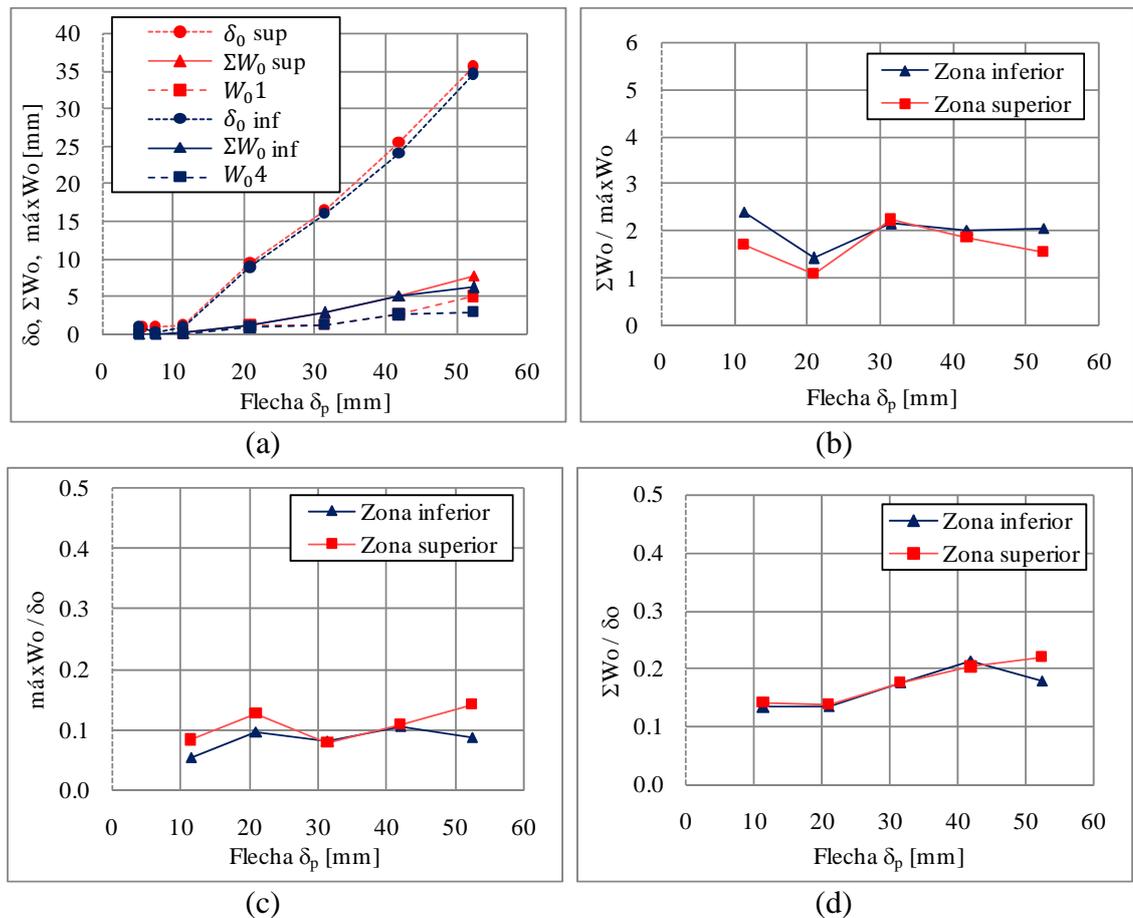


Figura 4.31 Relación entre $máxW_0$, ΣW_0 y δ_0 vs. δ_p

El modelo analítico propuesto que relaciona δ_0 y $máxW_0$ a partir de las constantes presentadas se expone en la Sección 4.6.3.

4.6.2. Determinación experimental del factor de reducción de la capacidad sísmica

En la **Tabla 4.2** se resume la información relevante del ensayo obtenida a partir de la curva carga-desplazamiento. La energía disipada E_d para cada ciclo se determinó como el área bajo la curva de la **Figura 4.25**. La energía residual E_r se obtuvo como diferencia entre la energía total E_T y la energía disipada E_d .

La energía total E_T se calculó a partir del análisis numérico de la Sección 5.5.1, ya que en el ensayo experimental no se disipó toda la energía. En ese análisis se determinó que la ductilidad de desplazamiento del espécimen es $\mu = 6$, y le corresponde una energía total $E_T = 2127Nm$.

Finalmente en la última columna se obtiene el factor de reducción de la capacidad sísmica para cada ciclo a partir de la ecuación (3.1).

Tabla 4.2 Determinación experimental de η

Ciclo	Ductilidad μ	Carga $P [kN]$	Flecha máx. $\delta_p [mm]$	Flecha residual $\delta_0 [mm]$	Ancho de fisura residual $W_0^1 [mm]$	Ancho de fisura residual $W_0^4 [mm]$	Energía disipada $E_d [Nm]$	Energía residual $E_r [Nm]$	Factor de reducción η
	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0	2127	1.00
3_1	1	-40.20	11.4	0.9	0.05	0.10	95.2	2032	0.96
4_1	2	-43.65	21.0	8.9	0.98	1.20	470.2	1657	0.78
5_1	3	-43.88	31.5	16.0	1.50	1.40	880.5	1247	0.59
6_1	4	-44.29	42.0	24.1	2.55	2.75	1291.0	836	0.39
7_1	5	-43.90	52.5	34.6	3.00	5.00	1764.0	363	0.17

La variación del factor de reducción de la capacidad sísmica residual en función del desplazamiento residual, se presenta en la **Figura 4.32(a)**, y en función del ancho máximo de fisuras residuales en la **Figura 4.32(b)**.

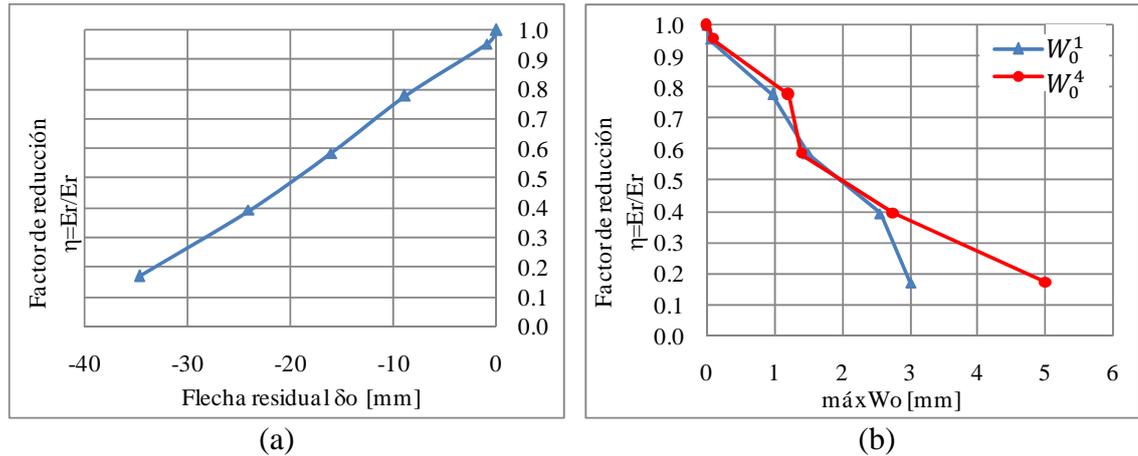


Figura 4.32 Variación experimental de η

La relación entre el factor η y la flecha residual δ_0 es lineal, como se puede observar en la **Figura 4.32(a)**. La relación entre el factor η y el ancho máximo de fisuras residuales $máxW_0$ también se puede interpretar como lineal, **Figura 4.32(b)**. Para valores de $\eta = 0.17$ se observan diferencias de $2mm$ en las mediciones de $máxW_0$ producto del comportamiento asimétrico como se había hecho notar en la sección anterior.

Es posible por lo tanto, establecer la relación entre δ_0 y $máxW_0$ que permita en un análisis numérico, en el que se obtenga $\eta - \delta_0$, pasar a $\eta - máxW_0$. En la sección siguiente se propone un modelo analítico sencillo para establecer esta relación.

4.6.3. Relación entre desplazamiento y ancho máximo de fisuras residuales

Se propone un modelo analítico simple para encontrar la relación entre el ancho máximo de fisura residual $máxW_0$ y el factor de reducción de capacidad sísmica η . Para ello se considera que la deformación total del espécimen en estudio es por flexión. Si el espécimen es idealizado como un cuerpo rígido como en la **Figura 4.33**, las deformaciones residuales pueden entonces ser representadas como la rotación del cuerpo rígido. Esta suposición permite estimar la flecha residual alcanzada δ_0 , debido al ancho total de fisuras ΣW_{0f} según la ecuación (4.4).

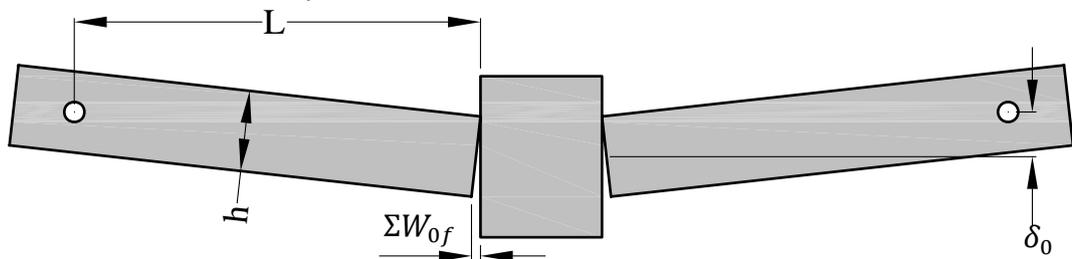


Figura 4.33: Idealización del desplazamiento por flexión

$$R_{0f} = \frac{\Sigma W_{0f}}{h} \quad , \quad R_{0f} = \frac{\delta_0}{L} \quad (4.4)$$

Donde:

R_{0f} = rotación por flexión

h = altura de la sección del espécimen

L = luz de cálculo

Reordenando la ecuación (4.4) se tiene:

$$\text{máx}W_0 = \delta_0 \frac{h}{L n_f} \quad (4.5)$$

$$\text{Donde, } n_f = \frac{\Sigma W_{of}}{\text{máx}W_{of}} \quad (4.6)$$

Reemplazando de forma adecuada la ecuación (4.6) en la ecuación (4.5), es posible representar la máxima abertura de fisuras en función de la flecha residual.

En la **Figura 4.34** se muestra el factor de reducción sísmica η en función de $\text{máx}W_0$ obtenido analíticamente a partir del modelo presentado. Se adoptó el valor de $n_f = 2$ según la **Figura 4.31(b)**. De la ecuación (4.5) y (4.6) se pueden obtener de forma teórica las relaciones $\text{máx}W_0/\delta_0$ y $\Sigma W_0/\delta_0$ las cuales dan como resultado 0.1 y 0.2 respectivamente. Estos resultados concuerdan con los obtenidos de la **Figura 4.31(c)** y **Figura 4.31(d)**.

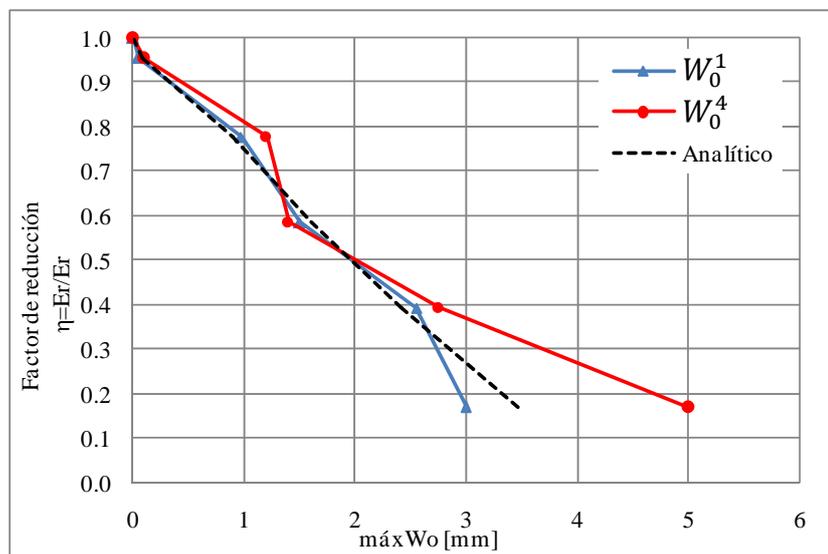


Figura 4.34 Relación $\eta - \text{máx}W_0$ analítica

Comparando la relación $\eta - \text{máx}W_0$ propuesta analíticamente con las obtenidas experimentalmente se puede afirmar que los resultados se ajustan satisfactoriamente, y que la relación entre δ_0 y $\text{máx}W_0$ propuesta puede ser usada en un modelo numérico.

CAPÍTULO 5: Modelo numérico

Además de los ensayos experimentales descritos en la sección anterior, se realizaron distintos modelos numéricos. En primer lugar se modelaron los materiales de tal forma que por comparación con los ensayos experimentales realizados se calibraran sus parámetros. Una vez determinados estos parámetros, fueron empleados en la simulación del espécimen del ensayo. Con este modelo se persiguieron dos objetivos principales. El primer objetivo fue predecir con suficiente aproximación la carga de fluencia teórica que sería alcanzada durante el ensayo experimental, para poder diseñar la historia de carga a la que sería sometido el espécimen en función de la ductilidad. El segundo objetivo fue obtener un modelo numérico adecuado que represente la curva carga-deformación de la **Figura 4.25**, y por lo tanto pueda ser empleado para el análisis de elementos de hormigón armado con distinta ductilidad a la del ensayo experimental.

Para el análisis numérico se empleó el programa de elementos finitos OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Es un programa de código abierto, que tiene implementados modelos materiales uniaxiales y multiaxiales. Además permite describir los componentes estructurales a distintos niveles, éstos pueden ser: a nivel elemento, nivel sección y/o nivel fibra.

A continuación se describen los tipos de modelo usados, se hace una breve referencia teórica de los mismos y se presentan los resultados obtenidos de las modelaciones realizadas.

5.1. Descripción del modelo teórico

5.1.1. Modelo de fibra

Los modelos de fibras son modelos que sirven para el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado sometidas a flexión. En estos modelos el elemento se subdivide en un número discreto de secciones transversales. Estas secciones se ubican en los puntos de integración numérica. La integración numérica se hace con el método de Gauss-Lobato, que hace coincidir los puntos de integración con los nodos extremos del elemento. Cada sección se divide en fibras longitudinales, como se ve en la **Figura 5.1**. Las características geométricas de cada fibra son: las coordenadas y, z según ejes locales, y el área A_{ifib} .

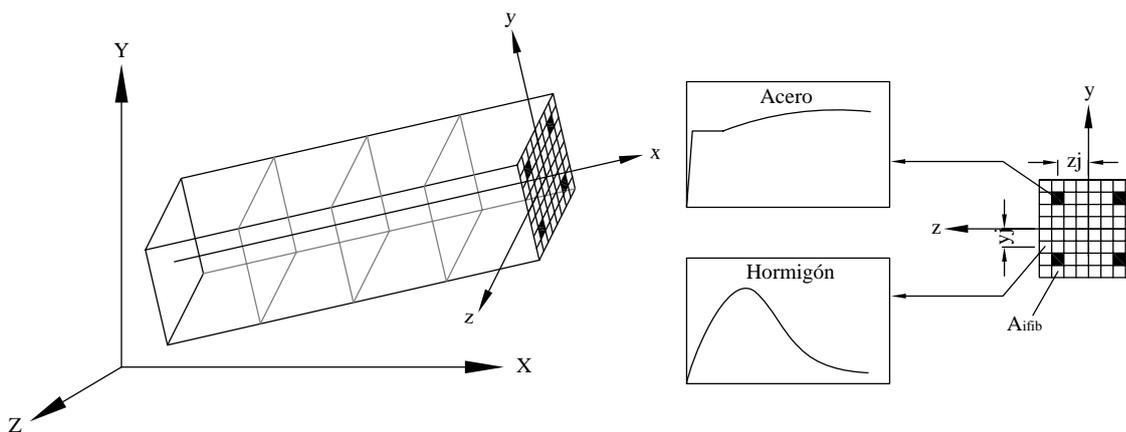


Figura 5.1 Discretización de la sección transversal

La relación esfuerzo-deformación ($M - \varphi, N - \varepsilon$) de la sección no se especifica explícitamente, sino que se obtiene de la integración de la respuesta de las fibras. Estas últimas siguen el comportamiento uniaxial de tensión – deformación definido para los materiales que se les asignaron. Por este motivo, el modelo puede ser usado para cualquier elemento sometido a flexión independientemente de la forma de su sección transversal o de la dirección de aplicación de cargas. La no linealidad del elemento deriva de la relación no lineal de tensión-deformación asignada a las fibras (no linealidad material).

El modelo de fibras se basa en la suposición de que las deformaciones son pequeñas y que las secciones planas permanecen planas para cualquier historia de cargas. Supone una adherencia perfecta entre fibras, por lo que no tiene en cuenta fenómenos como el deslizamiento de la armadura longitudinal. El modelo es capaz de describir el comportamiento cíclico de los elementos de hormigón armado, sometidos a cargas nodales. Representa fenómenos como endurecimiento, ablandamiento y estricción de los ciclos de histéresis.

Sin embargo hay que tener presente que el modelo no tiene en cuenta la interacción entre el corte y la flexión y además la suposición de que las secciones permanecen planas no es apropiada para algunos elementos.

La implementación del modelo en el programa de elementos finitos se estudia y explica en detalle en [22].

5.1.2. Modelo de hormigón uniaxial

Para calcular la tensión del hormigón en cada fibra, es necesario establecer la ley del material que describa la relación entre la tensión y la deformación para historias de carga cíclicas arbitrarias. Para esto se ha adoptado el material Concrete04 implementado

en el OpenSees. Las características de este modelo se presentan en [23] y se resumen a continuación.

La envolvente de la curva tensión-deformación, para cargas de compresión, responde al modelo propuesto por Popovics referencia [24]. Este modelo coincide con el modelo de Mander, Priestley y Park referencia [25], cuando el módulo de elasticidad se adopta igual a $E_c = 57000 \left(\sqrt{|f'_c|} \right)$ (en psi). El modelo sirve para hormigón confinado aplicable tanto a secciones circulares como rectangulares con refuerzo transversal. La ecuación (5.1) gobierna la curva de tensión deformación de la **Figura 5.2**.

$$f_{ci} = f'_{cc} \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cc}} \right)^{\frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cc}} \right)^n}} \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (5.2)$$

$$n = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.4)$$

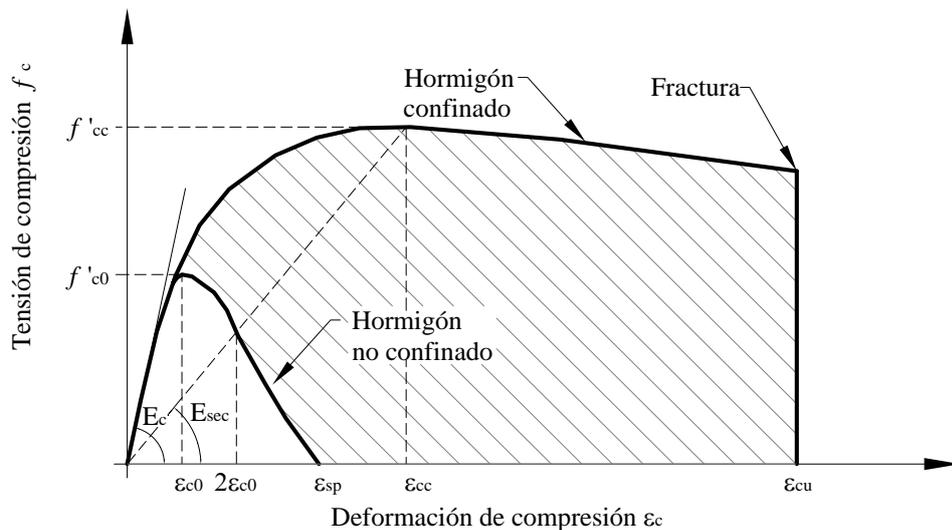


Figura 5.2 Hormigón confinado. Modelo de Popovics

El subíndice i define la tensión y la deformación para cada estado de carga. El modelo puede ser usado para hormigón no confinado, en ese caso $f'_{cc} = f'_{c0}$, por lo tanto, $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0}$ en la ecuación (5.2).

La ley que define la pendiente de la curva durante la descarga y la recarga en compresión responde al modelo de Karsan y Jirsa referencia [26]. Básicamente ambas

curvas se definen con una parábola de segundo grado que une los puntos ACB en la descarga y BCD en la recarga de la **Figura 5.3**.

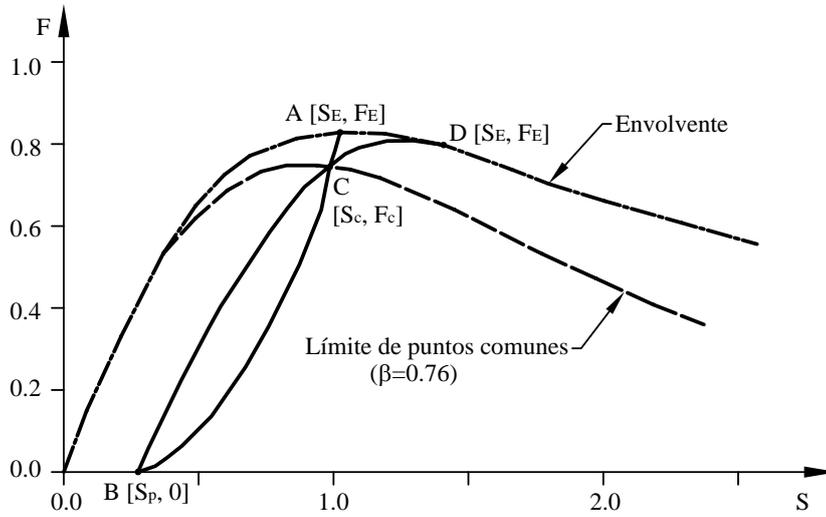


Figura 5.3 Curva de descarga y recarga, modelo de [26]

La tensión y la deformación correspondiente a los puntos B, C y D están dadas por las siguientes expresiones:

$$S_p = 0.145 S_E^2 + 0.13 S_E \quad (5.5)$$

$$S_p = (1.76 - \beta)(0.160 S_C^2 + 0.133 S_C) \quad (5.6)$$

$$F_C = \beta \frac{S_C}{0.315 + 0.77\beta} e^{(1 - S_C / (0.315 + 0.77\beta))} \quad (5.7)$$

$$S_p = 0.093 S_E^2 + 0.91 S_E \quad (5.8)$$

$$F_E = 0.85 S_E e^{(1 - S_E)} \quad (5.9)$$

Donde F y S son valores normalizados respecto de f'_c y ε_{c0} respectivamente. El parámetro β define la ubicación de los puntos de intersección entre la curva de descarga y recarga, y puede tomar valores entre $\beta = 0.76$ para el primer ciclo de descarga y recarga y $\beta = 0.63$ como límite inferior para un número indefinido de ciclos. El modelo también define situaciones intermedias en que no se llega a una descarga completa [26].

La curva tensión-deformación, para cargas de tracción, es lineal hasta la máxima resistencia a tracción, a partir de la cual tiene una caída exponencial que responde a la ecuación (5.10). La descarga y la recarga del modelo en tracción, se define con la rigidez secante [23].

$$f_{ti} = f_t \beta^x \quad (5.10)$$

Donde,
$$x = \left(\varepsilon_{ti} - \frac{f_t}{E_c} \right) / \left(\varepsilon_t - \frac{f_t}{E_c} \right)$$

ε_t corresponde a la deformación última por tracción y β se refiere a la tensión correspondiente a esa deformación, normalmente se adopta 0.1.

5.1.3. Modelo de acero uniaxial

Para calcular la tensión del acero en las fibras correspondientes, al igual que para el hormigón, es necesario establecer la ley del material que describa la relación entre la tensión y la deformación para historias de carga cíclicas arbitrarias. Para esto se ha adoptado el material Reinforcing Steel implementado en el OpenSees. El material se basa en el modelo uniaxial de Chang y Mander referencia [27] con algunas modificaciones. Las características de este modelo se presentan en [28] y se resumen a continuación.

El comportamiento monótonico del material en tracción se define con el modelo de Chang y Mander. Los parámetros correspondientes pueden ser calibrados con un ensayo a tracción. El comportamiento monótonico en compresión se obtiene a partir del de tracción. Según se expone en la referencia [29] las curvas de tracción y compresión del acero coinciden, si se expresa la tensión y la deformación en coordenadas naturales, que tiene en cuenta la geometría instantánea del espécimen (sección transversal y longitud). En cambio, si la tensión y la deformación se expresan en función de la sección transversal inicial y la longitud inicial constantes del espécimen (tensiones y deformaciones ingenieriles), en la curva de tensión deformación se tiende a subestimar las tensiones en tracción y a sobreestimarlas en compresión. Para tener en cuenta ese fenómeno el modelo define la curva de tensión – deformación en compresión igual a la de tracción expresada en coordenadas naturales pero con signo opuesto. En la **Figura 5.4** se muestra la curva tensión deformación según coordenadas ingenieriles y naturales.

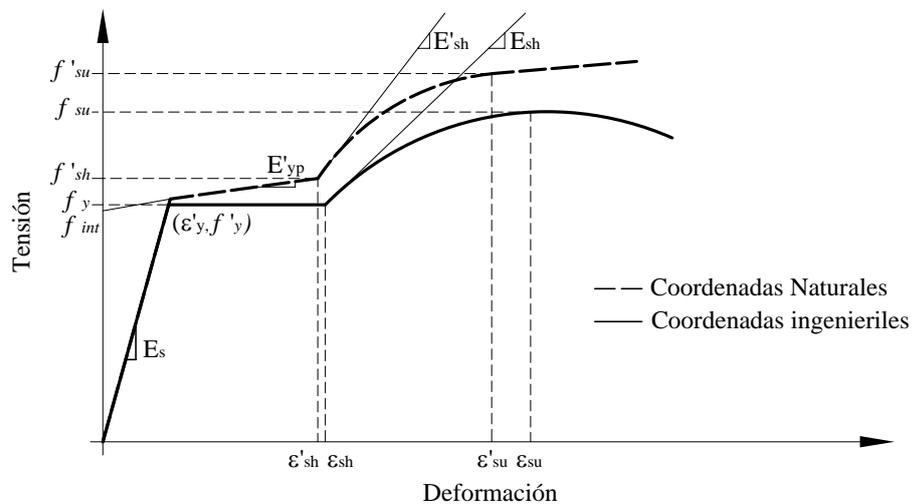


Figura 5.4 Modelo de acero

La transformación a coordenadas naturales parte de la suposición de que el volumen de acero permanece constante. Representando los parámetros en coordenadas naturales con (') los mismos se pueden obtener en función de la tensión y la deformación en coordenadas ingenieriles con las siguientes expresiones.

$$\varepsilon' = \ln(1 + \varepsilon) \quad (5.11)$$

$$f'_s = \frac{N}{A} = f_s(1 + \varepsilon) \quad (5.12)$$

$$E'_s = \left(E_s + \frac{f_s}{\varepsilon_s + 1}\right)(\varepsilon_s + 1)^2 \quad (5.13)$$

El plafón de fluencia no es horizontal en coordenadas naturales y se describe de la siguiente forma.

$$E'_{yp} = \frac{f'_{ts} - f'_{ty}}{\varepsilon'_{sh} - \varepsilon'_{y}} \quad (5.14)$$

$$f'_{int} = f'_y - E'_{yp} \varepsilon'_y \quad (5.15)$$

La respuesta se genera por lo tanto a partir de las siguientes ecuaciones:

$$f'_s = \varepsilon'_s \left(E'_{yp} + \frac{E'_{ts} - E'_{yp}}{\left(1 + \frac{\varepsilon'_{ts}}{\varepsilon'_{y}}\right)^R} \right)^{1/R} \quad \varepsilon'_s < \varepsilon'_{sh} \quad (5.16)$$

$$f'_s = f'_{su} + (f'_{sh} - f'_{su}) \left(\frac{\varepsilon'_{su} - \varepsilon'_s}{\varepsilon'_{su} - \varepsilon'_{sh}} \right)^{p'} \quad \varepsilon'_{sh} < \varepsilon'_s < \varepsilon'_{su} \quad (5.17)$$

$$f'_s = f'_{su} + E'_{sh}(\varepsilon'_s - \varepsilon'_{su}) \quad \varepsilon'_{su} < \varepsilon'_s \quad (5.18)$$

Donde:

$$p' = E'_{sh} \left(\frac{\varepsilon'_{su} - \varepsilon'_{sh}}{f'_{su} - f'_{sh}} \right) \quad (5.19)$$

En el modelo también se puede tener en cuenta de forma opcional, el fenómeno de pandeo de la armadura longitudinal entre estribos. El fenómeno se describe con el modelo de Dhakal y Maekawa (2002) referido en [28]. En el caso de estudio de esta tesis, la armadura transversal del elemento de hormigón ensayado cumple con las disposiciones de la norma [21] parte II necesarias para evitar el pandeo de la armadura longitudinal. Por este motivo no se profundiza en la explicación del modelo que describe ese fenómeno.

La respuesta del comportamiento cíclico del material se obtiene del modelo propuesto por Chang y Mander [27], como variación de la formulación propuesta por Menegotto y Pinto (1973), referido en [28]. El modelo tiene en cuenta el endurecimiento isotrópico. El autor incorpora en la respuesta cíclica dos modificaciones adicionales. En primer lugar incorpora el fenómeno de pandeo, y en segundo lugar aumenta de 10 a 16 la

cantidad de parámetros que se guardan en la memoria para predecir la respuesta bajo cargas cíclicas de baja amplitud. Esto último soluciona el problema que presentan varios modelos que tienden a obtener tensiones menores o mayores cuando son sometidos a bajas amplitudes de carga.

Finalmente el modelo tiene en cuenta la rotura de la barra y la degradación de la rigidez por fatiga. Ese fenómeno se tiene en cuenta con la incorporación del modelo de Coffin (1954, 1971) y Manson (1965) referido en [28]. Este modelo también excede los objetivos de esta tesis por lo tanto no se presenta.

5.1.4. Modelo de deslizamiento

En los elementos de hormigón armado sometidos a flexión, la armadura longitudinal anclada en elementos de hormigón de conexión, se deforma y esa deformación penetra en el hormigón de anclaje, provocando el deslizamiento de la barra a lo largo de la longitud parcial de anclaje l_a de la barra. Estos deslizamientos provocan rotaciones adicionales, como se indica en la **Figura 5.5** con flechas, en los extremos de los elementos flexionados identificados como áreas sombreadas “1” (cabeza y pie de columnas o tabiques) y “2” (extremos de vigas). Al ignorar este fenómeno se subestiman los desplazamientos y se sobreestiman la rigidez y la capacidad de disipar energía, [30].

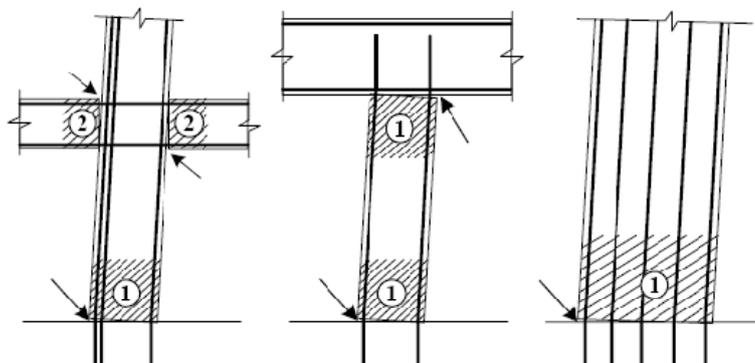


Figura 5.5 Zonas de deslizamiento en estructuras de hormigón armado

El programa OpenSees tiene en cuenta este fenómeno a través del modelo Bond_SP01 que introduce la relación tensión – deslizamiento de las barras longitudinales en el modelo de fibras, usando un elemento de longitud cero (zeroLengthSection element).

El elemento de longitud cero, está definido por una sección discretizada en fibras, Figura 5.6. Las coordenadas del nodo i coinciden con las del nodo j , es decir que la distancia entre nodos es nula. El vínculo transversal del nodo j se define como esclavo

del vínculo del nodo i , para evitar desplazamientos transversales, ya que el elemento no tiene resistencia al corte.

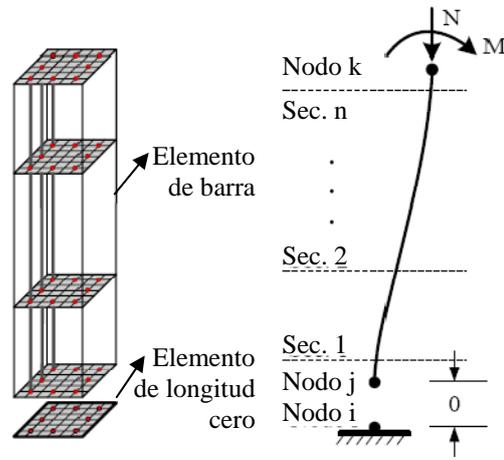


Figura 5.6 Elemento de longitud cero

El elemento de longitud cero puede ser usado para modelar las rotaciones producidas por el deslizamiento de la armadura longitudinal, ya que numéricamente se supone que tiene longitud unitaria, de tal forma que las deformaciones en el elemento, son iguales a las deformaciones en la sección (rotación = curvatura).

En este elemento se introduce el modelo del hormigón de anclaje en las fibras de hormigón y el modelo de deslizamiento en las fibras de acero. El mismo establece la relación tensión – deslizamiento, de barras ancladas en un extremo y cargadas en el extremo opuesto, a partir de ensayos experimentales.

El comportamiento monotónico de la relación tensión (σ)- deslizamiento (s) se define según la **Figura 5.7**.

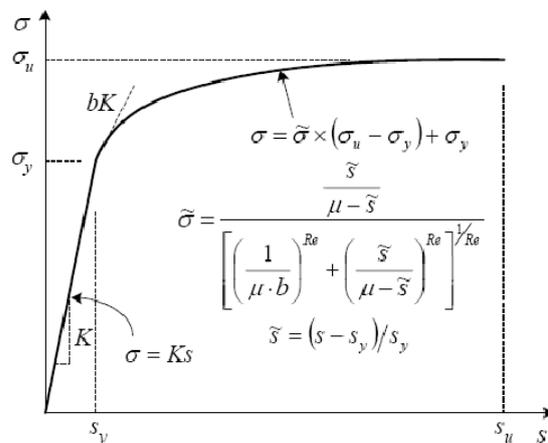


Figura 5.7 Relación tensión – deslizamiento

Donde $\tilde{\sigma} = \frac{\sigma - f_y}{f_u - f_y}$ es la tensión normalizada de la barra, $\tilde{s} = \frac{s - s_y}{s_y}$ es el deslizamiento normalizado de la barra, $\mu = \frac{s_u - s_y}{s_y}$ es el coeficiente de ductilidad, b es el factor de reducción de la rigidez K , f_y y f_u son la tensión de fluencia y la última respectivamente, y por último, s_y y s_u son el deslizamiento correspondiente a las tensiones f_y y f_u . El parámetro R_e define la pendiente de la curva cerca de la tensión última, el valor de $R_e = 1$ da una pendiente casi nula.

Los parámetros necesarios para definir la curva son por lo tanto s_y , s_u y b . En [30] se propone la ecuación (5.20) para la determinación de s_y . Esta ecuación se obtiene por regresión lineal de una serie de ensayos experimentales. En los ensayos se sometieron a arrancamiento barras ancladas en hormigón una longitud mayor o igual a l_{amin} , determinada según la ecuación (5.21).

$$s_y(mm) = 2.54 \left(\frac{d_b(mm)}{8437} \frac{f_y(MPa)}{\sqrt{f'_c(MPa)}} (2\alpha + 1) \right)^{1/\alpha} + 0.34 \quad (5.20)$$

$$l_{amin} = \frac{f_y \pi d_b^2 / 4}{1.75 \sqrt{f'_c} \pi d_b} = \frac{1}{7} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (5.21)$$

Donde α es el parámetro usado en la determinación de la distribución de tensiones de adherencia $\tau = f(s, \alpha)$. En la referencia [30] el autor propone adoptar $\alpha = 0.4$.

Según la misma referencia el deslizamiento s_u correspondiente a la tensión última y el factor de reducción de la rigidez b dependen de las propiedades del acero, del hormigón, y del diámetro de la barra d_b . Sin embargo no hay datos experimentales suficientes para hacer un análisis que permita determinar sus valores. En la literatura se recomienda adoptar $s_u = 30 \sim 40 s_y$ y $b = 0.3 \sim 0.5$ como valores adecuados.

En el modelo se definen también curvas de descarga y recarga para los análisis cíclicos. En el mismo se establecen las siguientes reglas según la **Figura 5.8**

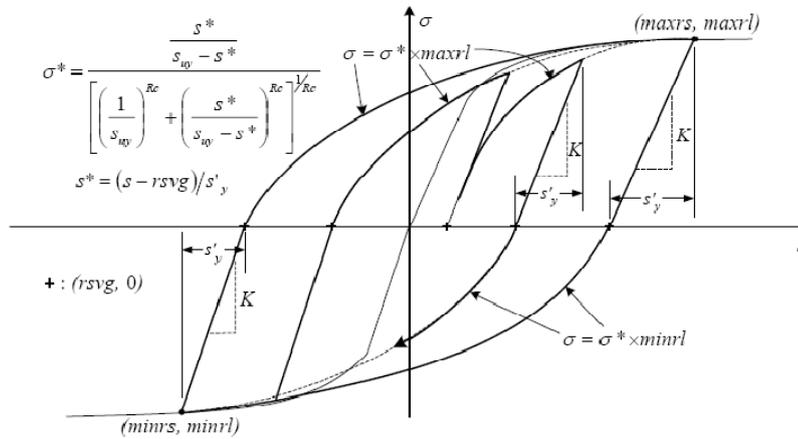


Figura 5.8 Modelo histerético de la relación tensión – deslizamiento

1. Antes de la descarga se comparan los máximos y los mínimos valores de tensión y de deslizamiento alcanzados con la historia de carga, y se actualizan las variables $(maxrs, maxrl)$ y $(minrs, minrl)$ si corresponde.
2. La descarga y la recarga en cualquier dirección sigue la rama elástica de la curva si no se ha superado el deslizamiento de fluencia s_y o $-s_y$.
3. Si el deslizamiento de fluencia s_y o $-s_y$ ha sido superado, la descarga en cualquier dirección sigue una recta de pendiente K hasta llegar a tensión cero. El punto alcanzado de esta forma tiene coordenadas $(rsvg, 0)$.
4. La recarga se define según las ecuaciones (5.22) a (5.25) a partir del punto $(rsvg, 0)$.

$$\sigma = \sigma^* maxrl \quad \text{o} \quad \sigma = \sigma^* minrl \quad (5.22)$$

$$\sigma^* = \frac{s^*/s_{uy} - s^*}{\left[\left(\frac{1}{s_{uy}} \right)^{R_c} + \left(\frac{s^*}{s_{uy} - s^*} \right)^{R_c} \right]^{1/R_c}} \quad (5.23)$$

$$s^* = \frac{s - rsvg}{s'_y} \quad (5.24)$$

$$s_{uy} = \frac{maxrl - rsvg}{s'_y} \quad \text{o} \quad \frac{minrl - rsvg}{s'_y} \quad (5.25)$$

Donde σ^* es la relación de tensión, s^* es la relación de deslizamiento, s_{uy} es la relación de tensión límite, y s'_y es la recuperación elástica de deslizamiento obtenida como la tensión de descarga dividida por la pendiente inicial K .

5. El parámetro R_c de la ecuación (5.23) toma valores entre 0.5 y 1.0, y define la forma de la curva de recarga para tener en cuenta la estricción en la curva de

histéresis. Valores más bajos de R_c dan como resultado una mayor estricción en la curva mientras que $R_c = 1$ no tendrá en cuenta este comportamiento.

5.2. Calibración de los parámetros del modelo

5.2.1. Hormigón

Los parámetros del hormigón adoptados en las simulaciones numéricas se resumen en la **Tabla 5.3**. El efecto del confinamiento del hormigón del elemento no es relevante, por lo tanto no se ha considerado en el análisis. Para calibrar el modelo se compararon los resultados numéricos, con los del ensayo experimental para la obtención del módulo de elasticidad. Esa comparación puede verse en la **Figura 5.9**. Como no se cuenta con la curva experimental completa, adicionalmente se comparó con la curva de compresión definida por Hognestad. Todas las curvas coinciden aceptablemente. Como límite de falla del hormigón se consideró una deformación última igual a -0.3% .

Tabla 5.3 Propiedades del hormigón

Hormigón	E_c [MPa]	f'_c [MPa]	ϵ_{c0}	ϵ_{cu}	f_t [MPa]	ϵ_t	β
No confinado	29761	-42.1	-0.002	-0.003	4.21	0.001	0.1

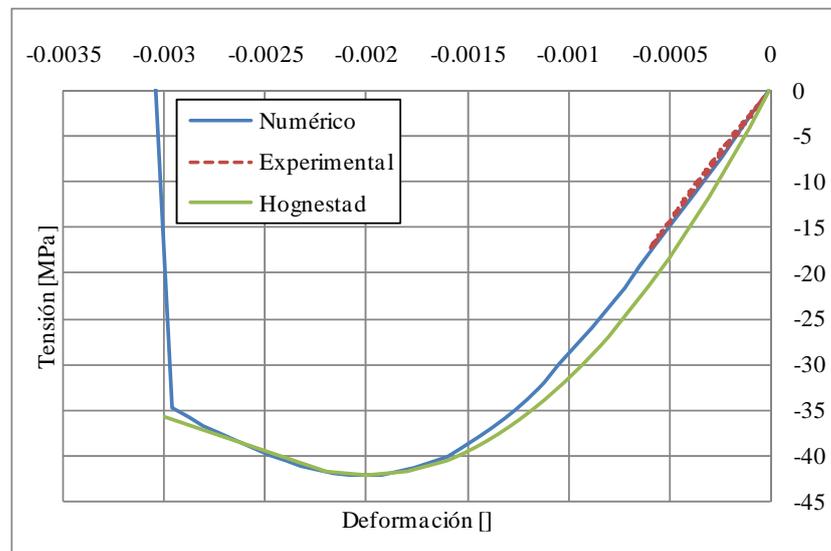


Figura 5.9 Compresión del hormigón, tensión-deformación

Para calibrar el modelo en tracción, se hizo una simulación numérica del ensayo de las vigas Rilem con los parámetros de la **Tabla 5.3**. La resistencia a tracción máxima se adoptó como el 10% de la resistencia a compresión, $\beta = 0.1$ según recomendaciones del manual y ϵ_t se calibró por comparación de la respuesta, con la del ensayo experimental. En la **Figura 5.10(a)** se muestra el mejor ajuste logrado para la curva numérica, correspondiente a $\epsilon_t = 0.001$. En la **Figura 5.10(b)** se muestra la curva

tensión-deformación que reproduce ese comportamiento. No se consiguió un buen ajuste debido a que en la viga Rilem se producen deformaciones por corte que no pueden despreciarse, relación entre la luz de corte y la altura de la viga $a/d = 2$, y el modelo de fibras no considera las deformaciones por corte del elemento. Sin embargo la resistencia a tracción del hormigón en el ensayo del espécimen no tiene gran influencia, por lo tanto, se consideraron adecuados los parámetros adoptados.

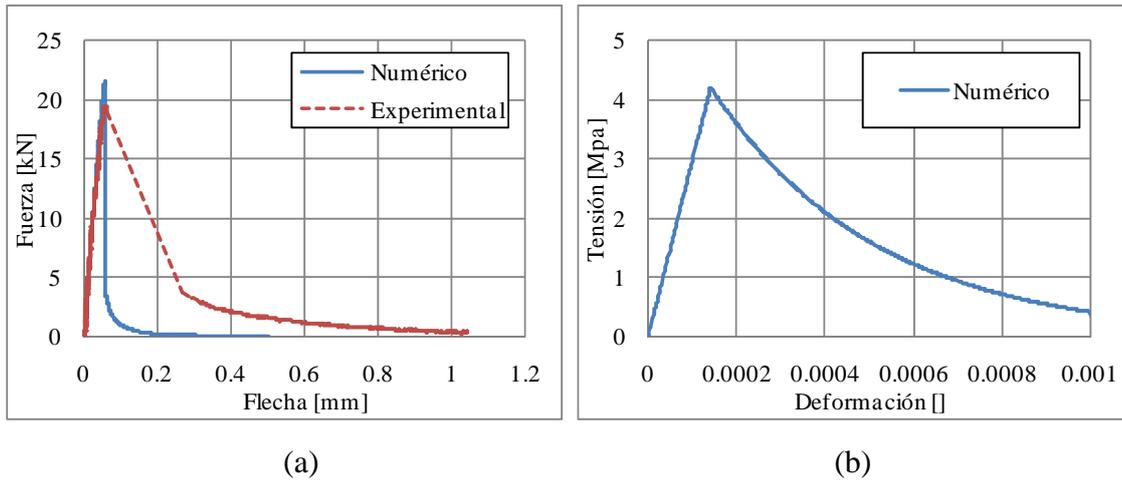


Figura 5.10 Tracción del hormigón

5.2.2. Acero

En la **Tabla 5.4** se presentan los parámetros adoptados para el modelo de acero. En la **Figura 5.11** se muestra la curva tensión deformación de la simulación de una barra sometida a tracción y la misma se compara con la obtenida del ensayo experimental. Ambas curvas se ajustan adecuadamente hasta deformaciones del 6%, la diferencia de tensión para la deformación del 10% es de 20MPa. Se considera que la aproximación numérica es adecuada.

Tabla 5.4 Propiedades de acero

Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_{su} [MPa]	E_s [MPa]	E_{sh} [MPa]	ϵ_{sh}	ϵ_{su}
12	563	668	215993	5184	0.02	0.1

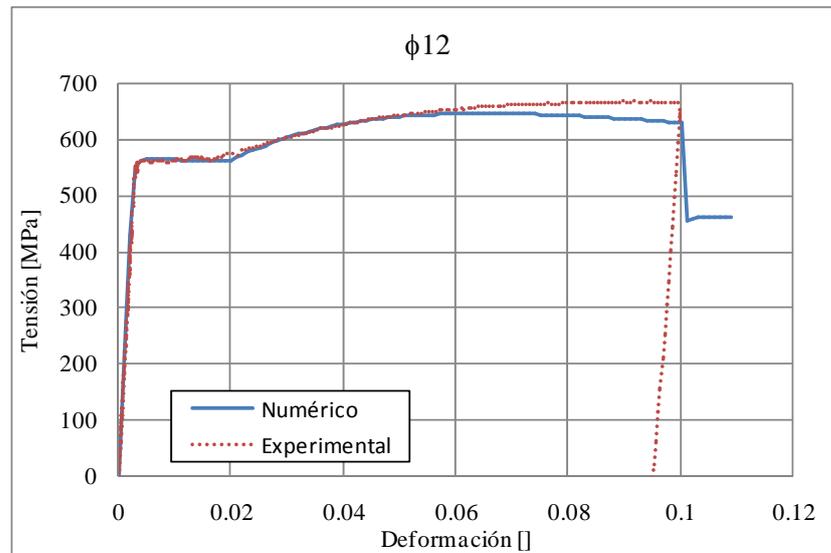


Figura 5.11 Acero, tensión-deformación

En el modelo de acero adoptado, los fenómenos de pandeo y degradación de la rigidez y fatiga antes mencionados, son opcionales. En este estudio esos fenómenos no se tuvieron en cuenta, ya que el ensayo experimental no fue realizado con cargas cíclicas de baja amplitud, y el pandeo de las barras registrado solo afecta la respuesta de los ciclos de mayor desplazamiento. Esto permite obtener un modelo más sencillo, con suficiente aproximación de la respuesta.

5.2.3. Deslizamiento

La longitud de anclaje mínima necesaria para que sea válida la ecuación (5.20) se determinó según la ecuación (5.21), a partir de la cual $l_{a,min} = 148.7mm$. Se considera que la armadura longitudinal del espécimen se encuentra anclada en el nudo de carga central. El ancho del nudo central es de $300mm$, tomando el centro del nudo como eje de simetría, la armadura longitudinal tiene deslizamiento nulo en este punto. Por lo tanto, la longitud de anclaje de cada barra longitudinal es $l_a = 150mm$ siendo válida la ecuación (5.20) para la determinación de s_y .

En la **Tabla 5.5** se presentan los valores de los parámetros adoptados para el modelo de deslizamiento.

Tabla 5.5 Propiedades del acero del modelo de deslizamiento

f_y [MPa]	s_y [mm]	f_{su} [MPa]	s_u [mm]	b	R_c	d_b [mm]	f'_c [MPa]	l_a [mm]
563	0.34	668	11.9	0.5	1	12	42.1	150

Los valores de s_u , b y R_c se adoptaron en función de los propuestos por el autor y la tensión de fluencia y última de la barra de acero es la misma que la del ensayo experimental.

5.3. Simulación numérica del elemento del ensayo experimental

Se modeló la mitad del espécimen aprovechando las ventajas de la simetría del ensayo. Se hicieron dos modelos, cuyos resultados se comparan en las secciones siguientes. En el primero se usó una sola barra, con dos nodos extremos y cinco puntos de Gauss (puntos en los cuales se hace el control seccional según el modelo de fibras), y no se tuvo en cuenta el fenómeno de deslizamiento de la armadura longitudinal. En el segundo la barra se discretizó en cinco elementos, con cinco puntos de Gauss cada uno, adicionalmente se definió un elemento de longitud cero para tener en cuenta el fenómeno de deslizamiento de la armadura longitudinal. En el croquis de la **Figura 5.12** puede verse la geometría del modelo numérico y la discretización de los elementos adoptada.

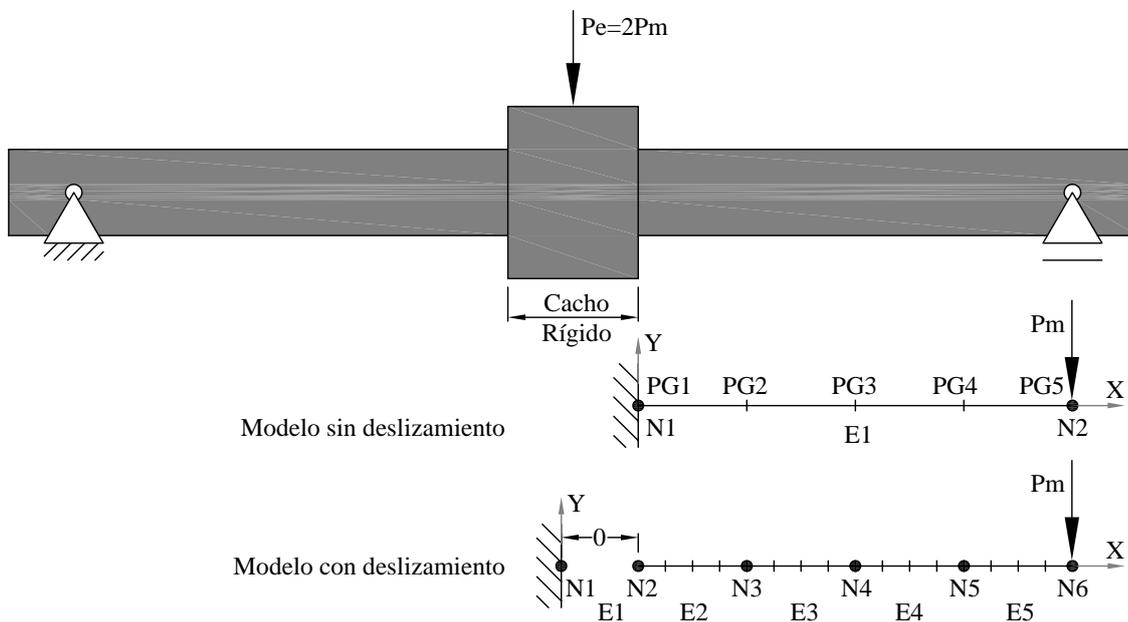


Figura 5.12 Discretización del elemento

La zona del nudo de carga central es lo suficientemente rígida a flexión, respecto a la sección transversal del espécimen, por lo tanto, se asume que la flecha medida en el eje de simetría es igual a la flecha medida en cualquier punto del nudo central. Según este esquema, la carga del ensayo experimental se obtiene como el doble de la carga del modelo numérico.

A cada punto de Gauss se le asignó la sección rectangular del espécimen, discretizada según la **Figura 5.13**.

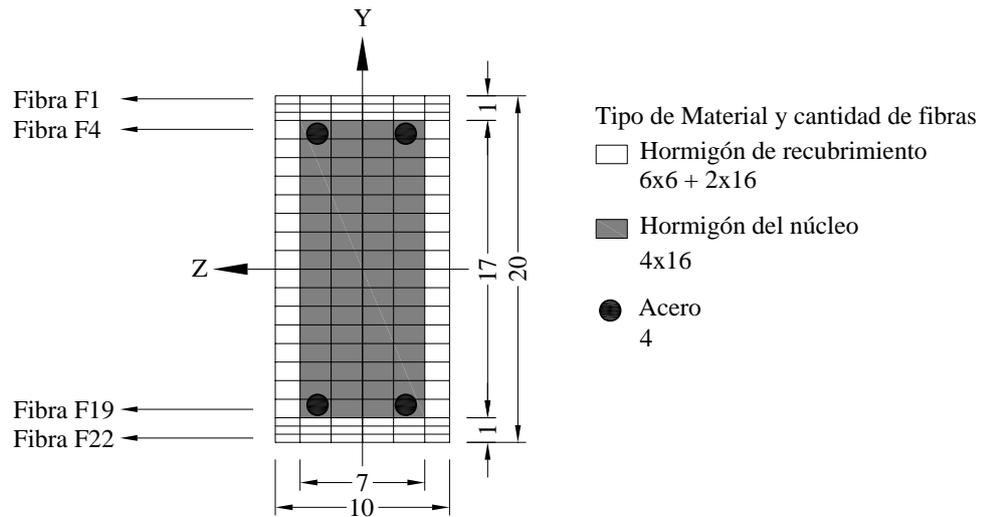


Figura 5.13 Distribución de fibras

Los materiales que definen el comportamiento de cada fibra son los que se mencionaron previamente con los correspondientes parámetros ya calibrados.

5.3.1. Pushover

Como se mencionó anteriormente uno de los objetivos de la simulación numérica fue la determinación de la carga de fluencia del ensayo experimental para el diseño de los ciclos de carga. En esta sección se presentan los resultados de la simulación numérica previa al ensayo experimental.

Experimentalmente es posible aplicar control de carga durante el rango elástico, luego para deformaciones post fluencia, cuando el daño es significativo y la rigidez se ve deteriorada, debe aplicarse control de desplazamientos para obtener la respuesta posterior del espécimen. Sin embargo las simulaciones numéricas se hicieron solo con control de desplazamientos, que permite el análisis lineal y no lineal cerca de la resistencia última del elemento y en la respuesta posterior.

El modelo sin deslizamiento se sometió a un desplazamiento máximo de 52.5mm en cien pasos, es decir incrementos de desplazamiento de 0.525mm . El modelo con deslizamiento de la armadura longitudinal se sometió a un desplazamiento máximo de 73.5mm en cien pasos, es decir incrementos de desplazamiento de 0.735mm . En el momento en que el desplazamiento alcanzó los 60.3mm , el hormigón de la fibra F4 alcanzó la deformación de falla ($\varepsilon_c = -0.3\%$).

En la **Figura 5.14** se muestra la curva carga - flecha del análisis de pushover para ambos modelos presentados. Cabe aclarar que la carga de la figura corresponde a $P_e = 2 P_m$ según se explicó previamente, **Figura 5.12**. El modelo numérico que tiene en

cuenta el deslizamiento de la armadura longitudinal presenta menor rigidez, debido a la rotación que se produce en la sección adyacente al empotramiento, por lo tanto, el desplazamiento alcanzado por este modelo es mayor que el desplazamiento alcanzado en el modelo sin deslizamiento para la misma carga. Sin embargo, la carga de fluencia obtenida coincide en ambos modelos, en los cuales $P_y = 41kN$. La carga de fluencia determinada durante el predimensionamiento del espécimen fue bastante aproximada, donde para un comportamiento elástico perfectamente plástico $P_y = P_u = 40.64kN$.

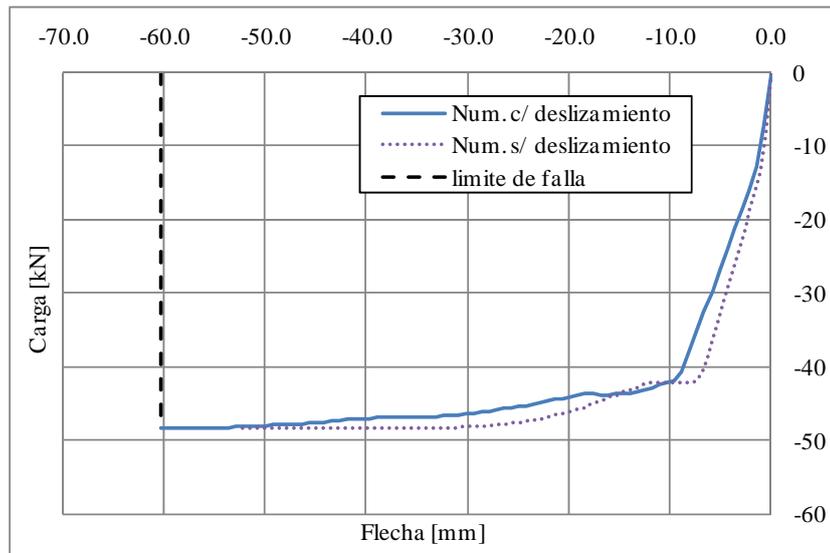


Figura 5.14 Pushover carga-desplazamiento

5.3.1.1. Análisis seccional

El modelo de fibras también permite obtener información sobre el análisis seccional en cada punto de Gauss. En la **Figura 5.15** se presenta el momento – curvatura del punto de Gauss PG1 correspondiente a la sección crítica. La ductilidad de curvatura de la sección es $\mu_\phi = 43.89$. La relación momento-curvatura coincide en ambos modelos por ser una propiedad de la sección transversal.

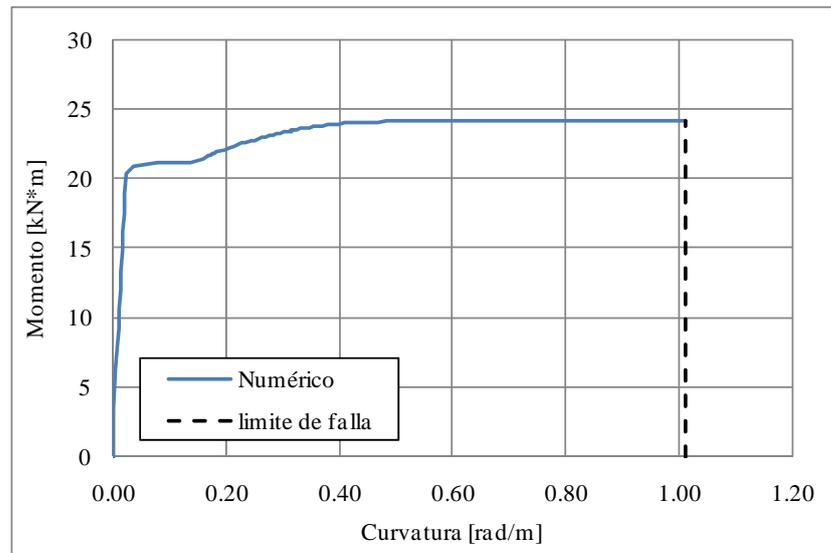


Figura 5.15 Momento-curvatura

En la **Figura 5.16** se presenta la curva tensión – deformación del hormigón para dos fibras extremas, donde F1 corresponde a la fibra del recubrimiento superior y F22 corresponde a la fibra del recubrimiento inferior sometido a tracción. Como límite de falla se adoptó el momento en el que la primera fibra comprimida del núcleo de hormigón alcanza la deformación de -0.3% . En la **Figura 5.16** esa fibra corresponde a F4, y como puede observarse el ensayo se terminó justo para la deformación última adoptada.

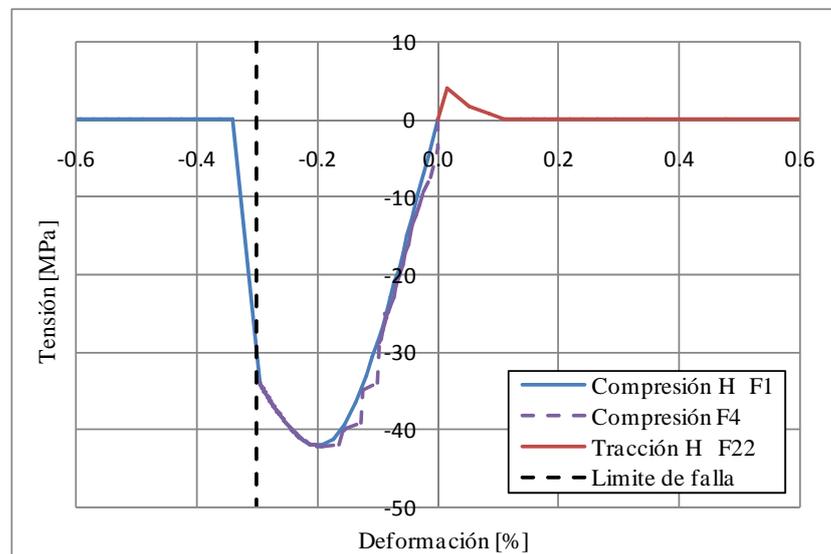


Figura 5.16 Comportamiento del hormigón en fibras extremas

En la **Figura 5.17** se presenta la curva tensión – deformación del acero de la fibra comprimida F4 y de la fibra traccionada F19. La armadura comprimida alcanzó una tensión máxima de $507MPa$ levemente inferior a la tensión de fluencia. La

deformación máxima alcanzada para la armadura traccionada es de 14% correspondiente a la falla del hormigón por compresión.

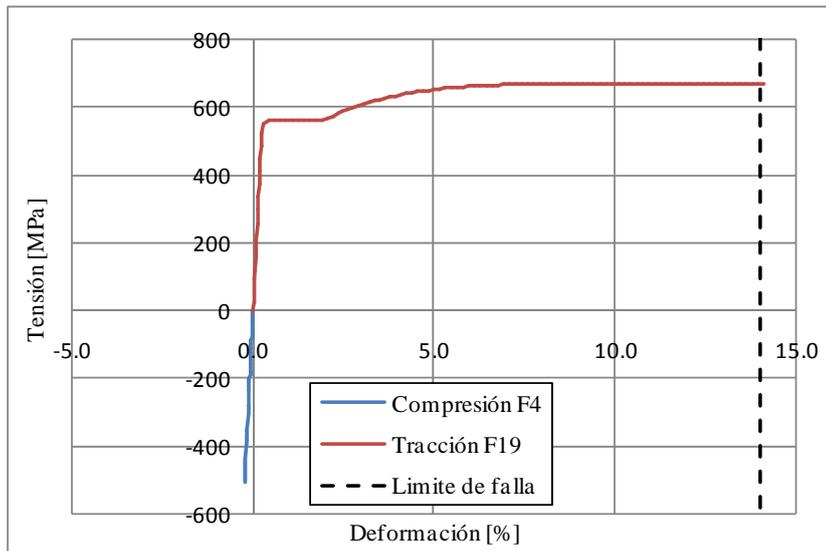


Figura 5.17 Comportamiento del acero fibra superior e inferior

En la **Figura 5.18** se presenta la distribución de deformaciones en la sección transversal para el paso de cálculo 26, desplazamiento de flecha $13.65mm$, y para el paso de cálculo 100, desplazamiento de flecha $52.5mm$. Se ve claramente que se cumple la simplificación de que secciones planas permanecen planas después de la deformación.

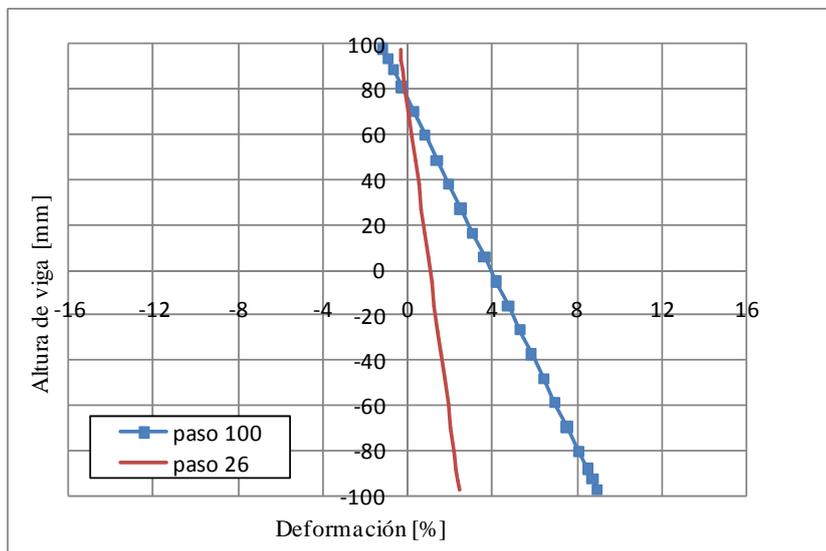


Figura 5.18 Deformación de la sección en altura

Finalmente en la **Figura 5.19** se muestra la distribución de tensiones del hormigón en la sección crítica, para los mismos pasos de cálculo que la figura anterior. Esta distribución no reproduce de forma exacta la curva de tensión – deformación del hormigón debido a la discretización de fibras tomada en la sección. Sin embargo la

aproximación es buena ya que mayor discretización no produce mejores resultados globales.

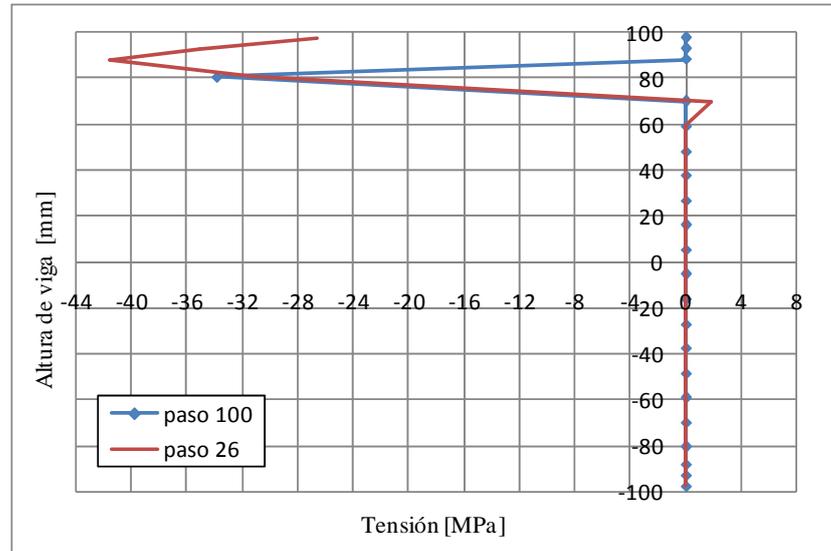


Figura 5.19 Distribución de tensiones de hormigón en altura

5.3.2. Análisis cíclico

En esta sección se presenta la simulación numérica cíclica, realizada posterior al ensayo experimental, y se comparan sus resultados.

Los modelos antes presentados, con deslizamiento y sin deslizamiento, se sometieron a cargas cíclicas con control de desplazamientos. La historia de desplazamientos adoptada puede verse en la **Figura 5.20**, a diferencia de la adoptada en el ensayo experimental, en la simulación numérica no se realizó la repetición de cada ciclo.

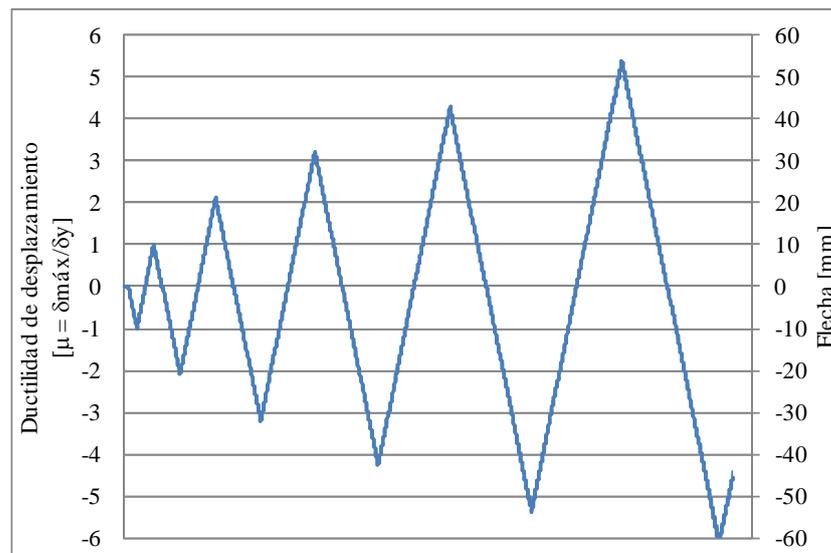


Figura 5.20 Historia de desplazamientos ensayo numérico

En la **Figura 5.21** se presenta la curva carga – desplazamiento de la simulación numérica y se la compara con la de la simulación experimental. Comparando el modelo sin deslizamiento de la armadura longitudinal con el ensayo experimental se pueden hacer las siguientes observaciones: el modelo presenta mayor disipación de energía, la rigidez inicial es mayor, y la carga máxima va aumentando para cada ciclo dando como resultado una envolvente de carga constante para desplazamientos mayores al desplazamiento de fluencia.

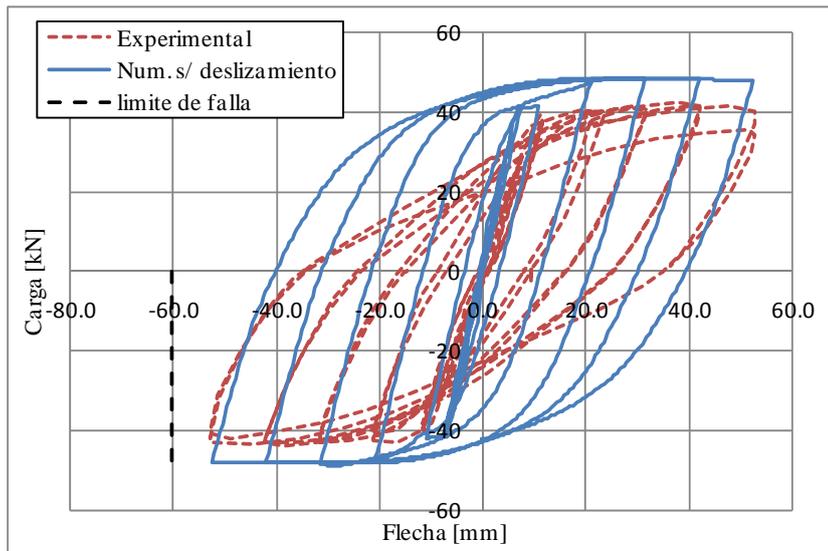


Figura 5.21 Análisis cíclico, relación carga – desplazamiento sin deslizamiento

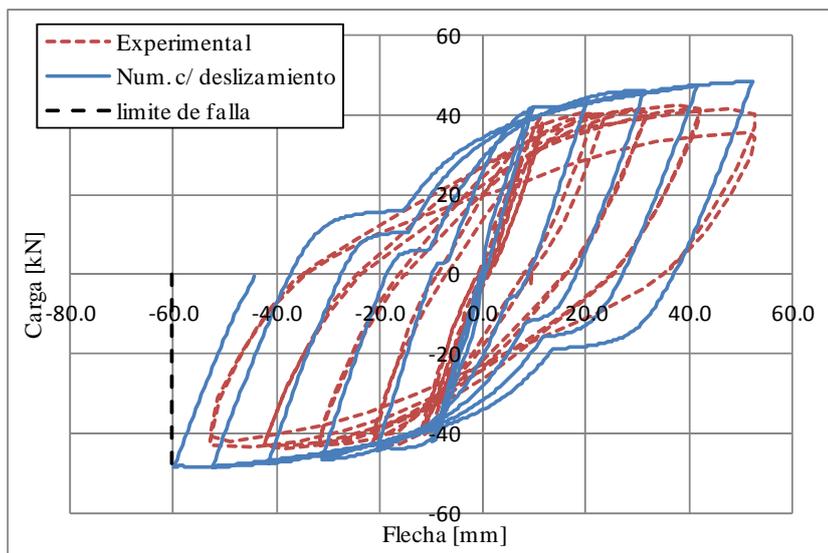


Figura 22 Análisis cíclico, relación carga – desplazamiento con deslizamiento

El modelo que tiene en cuenta el deslizamiento de la armadura longitudinal tiene rigidez inicial más cercana a la rigidez inicial del ensayo experimental. Los ciclos de histéresis

presentan una estricción similar a la del ensayo que se traduce en una mejor aproximación en la determinación de la energía disipada. La carga máxima alcanzada en cada ciclo coincide para la carga de fluencia, sin embargo no se mantiene constante como en el ensayo experimental alcanzando una diferencia de $4kN$ para desplazamientos de $52.5mm$. A pesar de eso se considera que representa correctamente el ensayo experimental, y por lo tanto sus resultados se adoptan para los análisis posteriores.

5.3.2.1. Momento – Curvatura

En la **Figura 5.23** se presenta el análisis seccional del punto de Gauss PG1 con el modelo de deslizamiento. El mismo se compara en la zona elástica con el medido por las galgas extensométricas 1 y 4 de la cara A y B del espécimen ensayado.

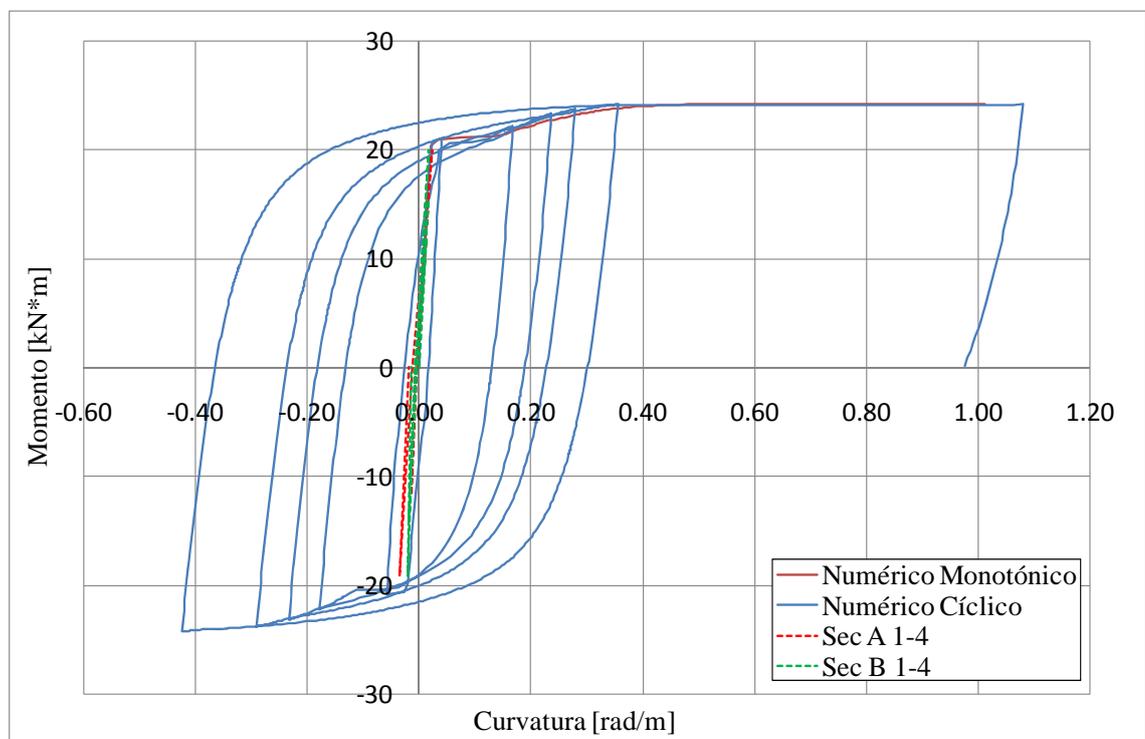


Figura 5.23 Momento – curvatura análisis cíclico

El modelo numérico se ajusta correctamente a los valores obtenidos experimentalmente. La pendiente inicial coincide con suficiente aproximación.

5.4. Otros casos de estudio

El modelo con deslizamiento de armadura longitudinal presentado en la Sección (5.3), representa con buena aproximación el ensayo experimental, por lo tanto sirve de base para el análisis de elementos de hormigón armado con la misma geometría y distinta ductilidad de desplazamiento.

Para estudiar la influencia de ductilidades de desplazamiento menores a $\mu = 6$, en el factor de reducción de la capacidad sísmica residual, se hicieron tres modelos numéricos adicionales.

Para obtener elementos de hormigón armado menos dúctiles que el estudiado, se incrementó la sección de armadura longitudinal. Se adoptaron tres secciones de armadura distintas. En la **Tabla 5.6** se presentan las secciones adoptadas para cada análisis.

Tabla 5.6 Armadura adoptada

Análisis	Armadura longitudinal	$A_s = A'_s [cm^2]$	Ductilidad μ
1	2Ø12 + 2Ø8	3.26	5
2	3Ø12	3.39	4
3	4Ø12	4.52	3

En la **Figura 5.24** se comparan las curvas de carga – desplazamiento, del análisis de pushover. En todos los casos el desplazamiento de fluencia se mantiene aproximadamente constante, por lo tanto para ductilidades cada vez menores, el desplazamiento último es cada vez menor, y como es de esperarse, la resistencia va aumentando debido al aumento de la sección transversal de armadura.

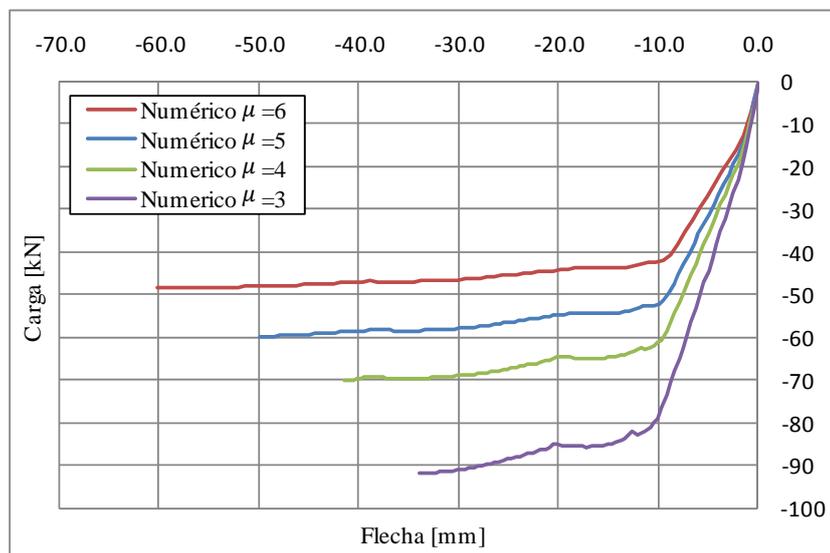


Figura 5.24 Pushover carga – desplazamiento ($\mu = 3, 4, 5$ y 6)

En la **Figura 5.25** a la **Figura 5.27** se presenta el análisis cíclico correspondiente a ductilidades de desplazamiento $\mu = 5, 4$ y 3 . En todos los casos el límite de falla adoptado corresponde a la deformación de la fibra F4 de hormigón del -0.3% .

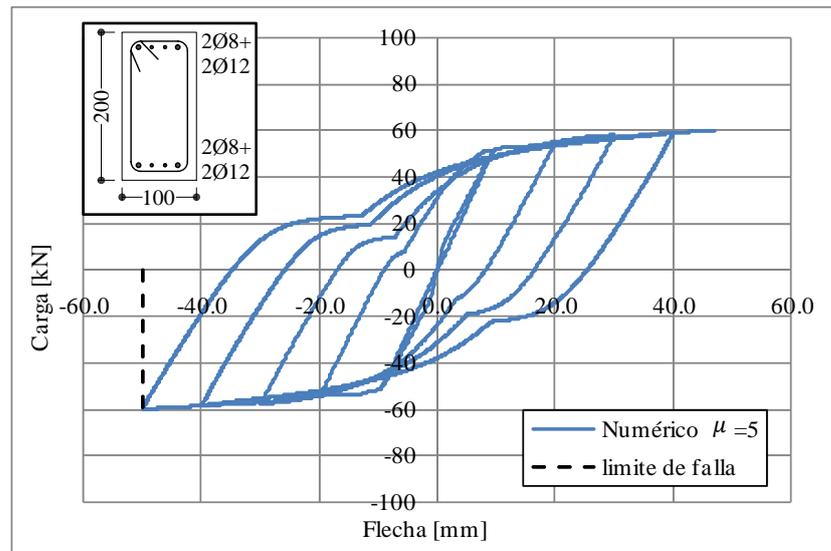


Figura 5.25 Análisis cíclico, carga – desplazamiento ($\mu = 5$)

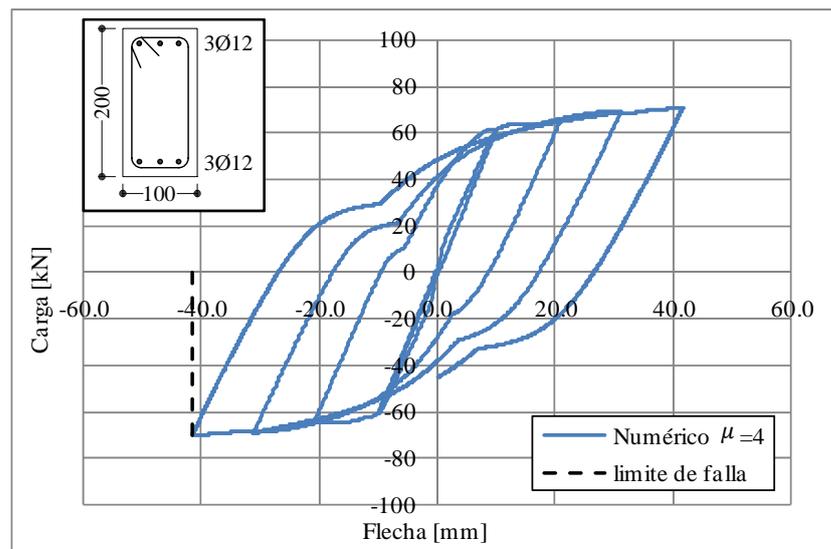


Figura 5.26 Análisis cíclico, carga – desplazamiento ($\mu = 4$)

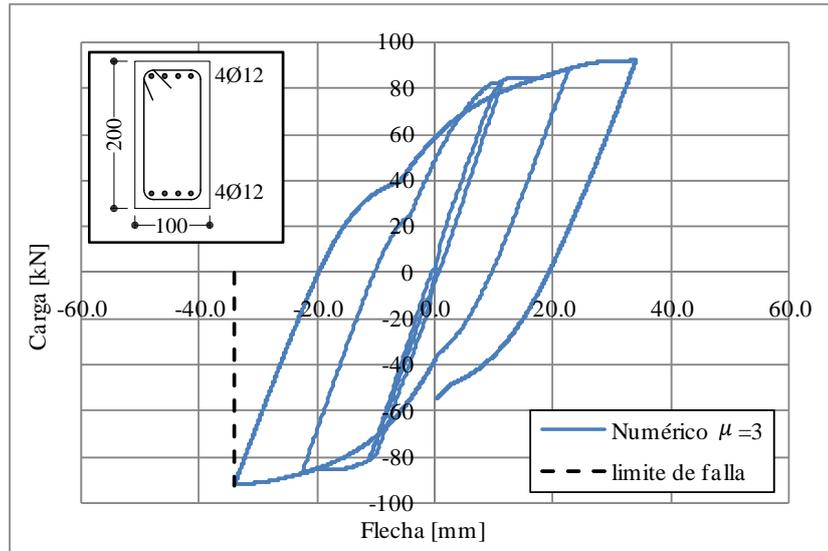


Figura 5.27 Análisis cíclico, carga – desplazamiento ($\mu = 3$)

5.5. Análisis de los resultados numéricos

5.5.1. Determinación numérica del factor de reducción de la capacidad sísmica

Del análisis cíclico de la sección anterior se puede obtener la relación existente entre el factor de reducción de la capacidad sísmica η y el ancho máximo de fisuras $máxW_0$ para cada una de las ductilidades estudiadas. En esta sección se presentan los resultados obtenidos de los modelos numéricos.

En la **Tabla 5.7** se resume la información necesaria para la determinación del factor de reducción de la capacidad sísmica a partir del modelo numérico que representa el ensayo experimental.

En comparación con la **Tabla 4.2**, el promedio de la relación entre la energía disipada en el ensayo experimental y en el ensayo numérico de cada ciclo es de 0.91, es decir, el área bajo la curva en el ensayo experimental es 91% menor a la del ensayo numérico. Esta relación se usó para la estimación de la energía total del ensayo experimental de la Sección 4.6.2. Por lo tanto, la energía total del ensayo experimental se obtuvo según la ecuación (5.26).

$$E_{Te} = 0.913 E_{Tm} = 2127Nm \quad (5.26)$$

Tabla 5.7 Determinación numérica de η ($\mu = 6$)

Ductilidad μ	Carga P [kN]	Flecha máx. δ_p [mm]	Flecha residual δ_0 [mm]	Energía disipada E_d [Nm]	Energía residual E_r [Nm]	Factor de reducción η	Ec. (4.5) $máxW_0$ [mm]
0	0	0	0	0	2330	1.00	0.00
1	-42.1	-9.72	-0.54	47	2283	0.98	0.05
2	-44.5	-20.52	-10.26	501	1829	0.78	1.03
3	-46.7	-31.32	-18.90	965	1365	0.59	1.89
4	-47.6	-41.58	-27.54	1438	893	0.38	2.75
5	-48.5	-52.38	-37.80	1953	377	0.16	3.78
6	-48.5	-59.94	-44.28	2330	0	0.00	4.43

En la **Figura 5.28(a)** se presenta el factor de reducción de la capacidad sísmica residual en función del desplazamiento residual determinado numéricamente y se compara con el obtenido experimentalmente. En la **Figura 5.28(b)** se presenta η en función de $máxW_0$ determinado a partir de la ecuación (4.5) en función de δ_0 numérico.

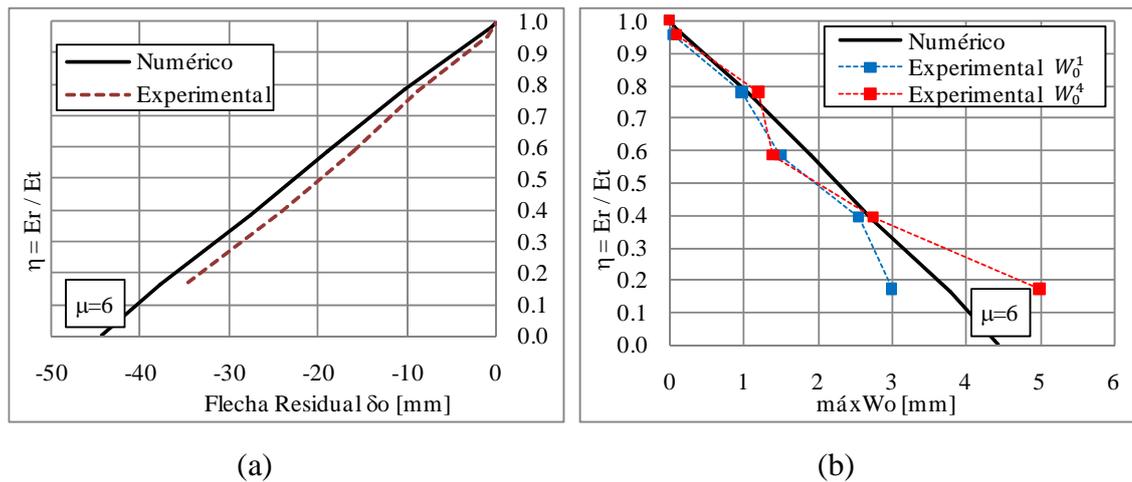


Figura 5.28 Variación numérica de η

Para evaluar si el modelo numérico se ajusta de forma adecuada al ensayo experimental, se recurrió a la determinación del coeficiente R^2 . En estadística, el coeficiente R^2 varía entre 0 y 1, siendo mejor el ajuste, cuanto más se acerque a 1. Este índice se determina con la ecuación (5.27).

$$R^2 = 1 - \frac{\sum(y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum(y_i - \bar{y})^2} \tag{5.27}$$

Donde

y_i Corresponde a los η experimentales

\hat{y}_i Corresponde a los η numéricos

\bar{y} Corresponde al promedio de los η experimentales

De la curva de la **Figura 5.28(a)** se obtiene un $R^2=0.97$, y de la curva de la **Figura 5.28(b)** se obtiene un $R^2=0.92$. Por lo que, tanto el ajuste numérico como en modelo analítico propuesto en la Sección 4.6.3 se ajustan correctamente a los datos obtenidos experimentalmente.

La **Figura 5.28(b)** permite evaluar la capacidad sísmica residual de elementos estructurales de hormigón armado, similares al presentado en esta tesis, con solo medir el ancho máximo de fisura residual.

Para sistematizar este procedimiento se puede tabular el factor η correspondiente a niveles de daño de I a V, definidos en la **Tabla 3.2**. En la **Figura 5.29** se muestra el factor η obtenido para cada nivel de daño. El límite entre el nivel de daño IV y V de la **Tabla 3.2**, no se define a partir de un ancho de fisura específico, como es el caso de los niveles de daño de I a IV, porque el deterioro en la estructura no permite medir con facilidad estos anchos. Este límite se identifica con fenómenos de pandeo en la armadura longitudinal, y/o pérdida del recubrimiento. Durante el ensayo se observó este comportamiento para ductilidad de desplazamiento $\mu = 5$, durante el cual se registró $W1_0 = 3mm$ y $W4_0 = 5mm$. Como criterio para obtener el factor de reducción de la capacidad sísmica η correspondiente a nivel de daño IV, se adoptó $máxW_0 = 4mm$ como promedio de $W1_0$ y $W4_0$.

Como se muestra en la **Tabla 5.8**, los valores de η determinados en este estudio son levemente superiores o iguales a los mostrados por [18] para columnas dúctiles. Estos últimos se muestran en la **Figura 5.29** en línea punteada a modo de comparación.

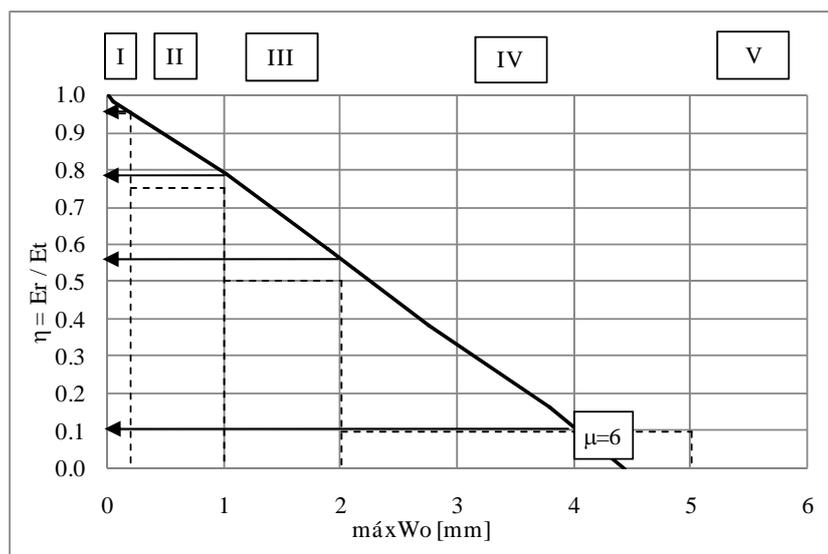


Figura 5.29 Determinación de η para niveles de daño de I a V

Tabla 5.8 Factor de reducción de la capacidad sísmica en función del nivel de daño

Nivel de daño	η Obtenido elemento dúctil de H°A° $\mu = 6$	η Especificado por (JBDPA, 2001) Columna dúctil de H°A°
I	0.95	0.95
II	0.79	0.75
III	0.56	0.50
IV	0.10	0.10
V	0.00	0.00

Resumiendo, la capacidad sísmica residual E_r de elementos de hormigón armado, similares a las del ensayo experimental, puede ser estimada con el siguiente procedimiento.

1. Determinación de la capacidad sísmica total E_T del elemento estructural.
2. Clasificación del daño sufrido post sismo según la **Tabla 3.2**
3. Determinación del factor de reducción sísmica η según la **Tabla 5.8**
4. Cálculo de la capacidad sísmica residual $E_r = \eta E_T$.

Cabe recalcar que el factor de reducción de la capacidad sísmica residual η varía entre 0 y 1, siendo cercano a 0 cuanto más agotada se encuentre la capacidad de la estructura en análisis a resistir fuerzas sísmicas, y cercano a 1 mientras mayor capacidad de disipar energía tenga.

5.5.2. Generalización de los resultados

En la **Tabla 5.9** a la **Tabla 5.11** se resume la información obtenida del análisis numérico de los elementos de hormigón armado con ductilidad de desplazamiento $\mu = 5, 4$ y 3 respectivamente. Al igual que en el caso del elemento con $\mu = 6$, se determinó el factor de reducción de la capacidad sísmica η en función de $máxW_0$ según la ecuación (4.5).

Tabla 5.9 Determinación numérica de η ($\mu = 5$)

Ductilidad μ	Carga P [kN]	Flecha máx. δ_p [mm]	Flecha residual δ_0 [mm]	Energía disipada E_d [Nm]	Energía residual E_r [Nm]	Factor de reducción η	Ec. (4.5) $máxW_0$ [mm]
0	0	0	0	0	2165	1.00	0.00
1	-50.9	-9.4	-0.00	32	2133	0.99	0.00
2	-54.6	-20.0	-9.2	554	1611	0.74	0.92
3	-57.8	-30.0	-17.0	1060	1105	0.51	1.70
4	-58.7	-40.0	-25.85	1610	555	0.26	2.59
5	-60.0	-50.0	-34.75	2165	0	0.00	3.48

Tabla 5.10 Determinación numérica de η ($\mu = 4$)

Ductilidad μ	Carga P [kN]	Flecha máx. δ_p [mm]	Flecha residual δ_0 [mm]	Energía disipada E_d [Nm]	Energía residual E_r [Nm]	Factor de reducción η	Ec. (4.5) $máxW_0$ [mm]
0	0	0	0	0	1996	1.00	0.00
1	-61.0	-10	-0.4	52	1944	0.97	0.04
2	-65.2	-21	-9.6	696	1300	0.65	0.96
3	-69.2	-31.2	-17.8	1311	685	0.34	1.78
4	-70.4	-41.6	-26.95	1996	0	0.00	2.70

Tabla 5.11 Determinación numérica de η ($\mu = 3$)

Ductilidad μ	Carga P [kN]	Flecha máx. δ_p [mm]	Flecha residual δ_0 [mm]	Energía disipada E_d [Nm]	Energía residual E_r [Nm]	Factor de reducción η	Ec. (4.5) $máxW_0$ [mm]
0	0	0	0	0	1911	1.00	0.00
1	-81.6	-11.2	-0.8	99	1811	0.95	0.08
2	-86.9	-22.6	-10.4	989	922	0.48	1.04
3	-91.9	-34.0	-19.76	1911	0	0.00	1.98

En la **Figura 5.30** se presentan las relaciones obtenidas entre η y $máxW_0$ para cada una de las ductilidades de desplazamiento adoptada. A modo de comparación se presenta también la relación correspondiente a $\mu = 6$ determinada en la sección anterior, y en línea punteada se superponen los valores de η especificados por “The Japan Building Disaster Prevention Association” referidos en [18].

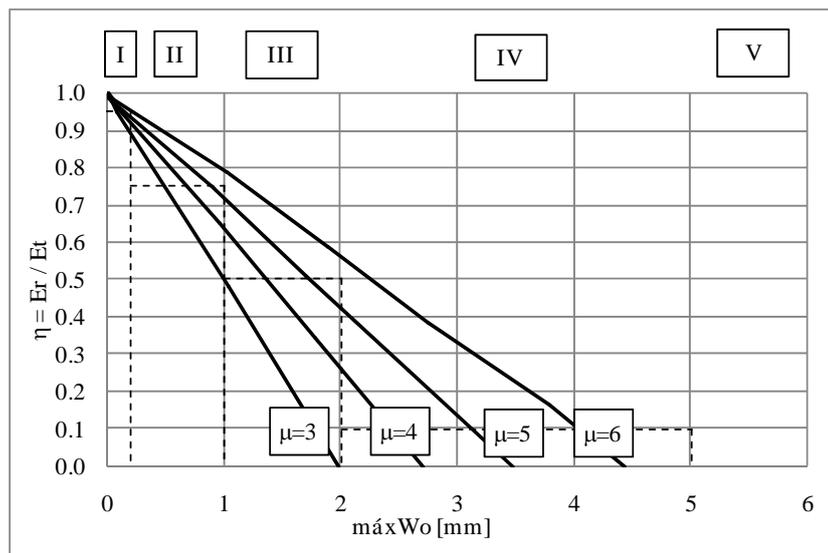


Figura 5.30 Relación η – $máxW_0$ para ductilidades entre 6 y 3

De los resultados obtenidos se puede concluir que la relación entre η y $máxW_0$ es lineal. La pendiente de esta recta es inversamente proporcional a la ductilidad del elemento, es decir, es mayor para ductilidades menores.

En la **Tabla 5.12** se resumen los valores de η obtenidos para las distintas ductilidades, según el nivel de daño correspondiente. Esto permite representar en la **Figura 5.31** la relación entre el factor de reducción de la capacidad sísmica η y la ductilidad de desplazamiento μ para niveles de daño entre I y III. Como se puede ver en esa figura, el factor η va aumentando para ductilidades crecientes, en todos los niveles de daño presentados. Por lo tanto, los factores η para elementos dúctiles obtenidos en este estudio (**Tabla 5.8**) están del lado de la seguridad cuando se analizan elementos con ductilidades mayores.

Por otra parte, de la **Figura 5.31** se puede concluir que la variación de η entre ductilidades extremas, es mucho mayor, cuanto mayor sea el nivel de daño considerado. El factor η expresado como porcentaje puede ser interpretado como el índice de capacidad sísmica residual R de un elemento aislado. Se puede entonces comparar los valores de la **Tabla 5.12** (en %), con los límites establecidos en guía japonesa de evaluación post sismo, **Tabla 3.5**, que determina la clase de daño estructural y en cierta medida define las acciones a tomar. De esta comparación, al nivel de daño II le corresponde clase de daño *moderado* para elementos con $\mu > 4$ y *severo* para elementos con $\mu < 4$. Por lo tanto, debe tenerse en cuenta en la aplicación del método, la importancia de la determinación correcta de la ductilidad de desplazamiento cuando la estructura presenta nivel de daño II.

Tabla 5.12 η obtenido según nivel de daño y ductilidad

Nivel de daño	η Obtenido elemento dúctil de $H^\circ A^\circ$				Índice R	
	$\mu = 6$	$\mu = 5$	$\mu = 4$	$\mu = 3$		
I	0.95	0.94	0.92	0.87		Leve
II	0.79	0.72	0.64	0.50		Moderado
III	0.56	0.42	0.26	0.00		Severo
IV	0.10	0.00	0.00	0.00		Colapso
V	0.00	0.00	0.00	0.00		

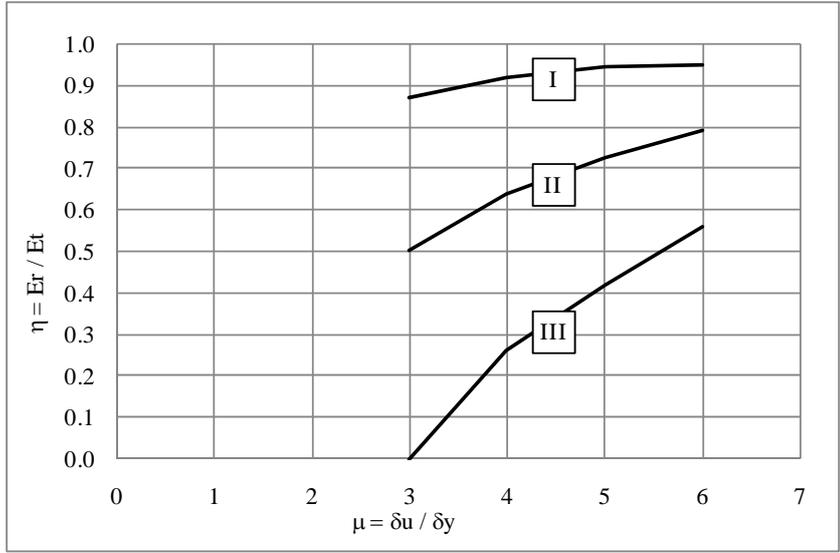


Figura 5.31 Relación $\eta - \mu$ para niveles de daño entre I y III

CAPÍTULO 6: Conclusiones y sugerencias para futuras investigaciones

6.1. Conclusiones

En este trabajo se realizó el estudio experimental y numérico de un elemento dúctil de hormigón armado, con el objetivo principal de determinar el factor de reducción de la capacidad sísmica, empleado en el método japonés de evaluación post sísmica de estructuras.

En ese contexto se diseñó y ensayó un elemento de hormigón armado, sin esfuerzo axial, a cargas cíclicas reversibles. De este ensayo se obtienen los resultados que muestran el comportamiento del elemento sometido a flexión, desde el punto de vista de rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de energía. El ensayo también permitió determinar el ancho máximo de fisuras residuales, como medida del nivel de daño alcanzado en cada ciclo de análisis.

Con el uso del programa OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) para análisis no lineal, se obtuvo el modelo analítico que reprodujo el comportamiento del elemento ensayado experimentalmente. Posteriormente este modelo fue usado para la simulación de elementos de hormigón armado de igual geometría con distinta ductilidad de desplazamiento, por aumento de la armadura longitudinal.

El trabajo forma parte de un proyecto más general en el que se pretenden hacer varios ensayos que incluyen elementos dúctiles y frágiles sometidos a cargas cíclicas reversibles, con y sin esfuerzo axial. Las conclusiones presentadas a continuación representan un avance en el proyecto mencionado.

1. El espécimen ensayado experimentalmente registró anchos de fisuras residuales simétricos para flechas hasta $42mm$, tanto entre la zona inferior y la zona superior de su sección transversal, como entre dos secciones a ambos lados del punto de aplicación de la carga. Para valores de flecha mayores se registró un comportamiento asimétrico debido a la pérdida de recubrimiento, provocada por la presencia de las galgas extensométricas en la armadura longitudinal.
2. Las relaciones $\Sigma W_0/máxW_0$, $máxW_0/\delta_0$ y $\Sigma W_0/\delta_0$ se mantuvieron aproximadamente constantes durante todo el ensayo, con un promedio de 2, 0.1 y 0.18 respectivamente.
3. Las curvas experimentales $\eta - \delta_0$ y $\eta - máxW_0$ son lineales. Por lo tanto, con un modelo analítico sencillo, se puede obtener el ancho máximo de fisuras

- residuales en función del desplazamiento residual, como $máxW_0 = \delta_0 \frac{h}{L_{nf}}$. Donde $nf = \Sigma W_{of}/máxW_{of} = 2$ obtenido experimentalmente. La relación $máxW_0 - \delta_0$ puede ser usada en un análisis numérico para obtener $\eta - máxW_0$ a partir de la curva $\eta - \delta_0$, y en una evaluación estructural, midiendo $máxW_0$, para estimar la flecha residual alcanzada durante el evento sísmico.
4. El modelo analítico propuesto se ajusta correctamente a los resultados experimentales. Además las constantes $máxW_0/\delta_0$ y $\Sigma W_0/\delta_0$ obtenidas a partir del modelo analítico, coinciden con las obtenidas en el ensayo experimental.
 5. El análisis numérico realizado con el OpenSees se ajusta adecuadamente a los resultados del ensayo experimental. El factor R^2 que evalúa este ajuste da como resultado 0.97 para la relación $\eta - \delta_0$ y 0.92 para la relación $\eta - máxW_0$. Por lo tanto el modelo numérico y el modelo analítico sirven de base para el análisis de elementos de hormigón armado con distinta ductilidad de desplazamiento.
 6. La relación $\eta - máxW_0$ permite tabular los valores de η para cada nivel de daño. Por lo tanto, el procedimiento de evaluación de la capacidad sísmica residual se puede sintetizar de la siguiente forma: determinación de la capacidad sísmica total E_T del elemento estructural, clasificación del daño sufrido post sismo, determinación del factor de reducción sísmica η , y cálculo de la capacidad sísmica residual E_r como ηE_T .
 7. Los valores de η para elementos de hormigón armado obtenidos en este estudio son similares a los propuestos por la guía japonesa de evaluación post sismo referida en [20] para columnas dúctiles.
 8. En el estudio de elementos con ductilidades de desplazamiento menores a 6, se determinó que la relación entre η y $máxW_0$ es lineal, y la pendiente de esta recta es inversamente proporcional a la ductilidad del elemento.
 9. En el análisis del factor η en función de la ductilidad se determinó que el mismo va aumentando para ductilidades de desplazamiento crecientes, en todos los niveles de daño. Con esto se establece que los factores η para elementos dúctiles, obtenidos con este estudio, están del lado de la seguridad cuando se analizan elementos con ductilidades mayores.
 10. La variación de η entre ductilidades extremas, es mucho mayor, cuanto mayor sea el nivel de daño considerado. Esto se traduce en la necesidad de estimar con mayor precisión la ductilidad original de elementos con nivel de daño II. La variación de η en función de la ductilidad para ese nivel de daño, equivale a un

índice de reducción de la capacidad sísmica de un solo elemento, que varía entre clases de daño *moderado* y *severo*.

6.2. Sugerencias para futuras investigaciones

1. En este trabajo se estudió un solo elemento sometido predominantemente a flexión. Es necesario estudiar elementos con secciones transversales o luces de corte diferentes, que presenten un esfuerzo de corte significativo para saber cómo afecta eso al modelo analítico propuesto y a los factores de reducción de la capacidad sísmica para cada nivel de daño. Con el mismo objetivo es necesario el estudio de elementos sometidos a esfuerzos axiales con y sin esfuerzo de corte significativo.
2. En el elemento estudiado la armadura de corte suministrada se diseñó por capacidad, sin embargo muchas estructuras del medio no son diseñadas con este procedimiento y presentan deficiencia de armado por corte. Sería conveniente estudiar el patrón de fisuración, el ancho de fisuras y la relación entre ellas para estructuras con deficiencia de armado por corte, para establecer si la relación $\eta - \text{máx}W_0$ se ve afectada por este motivo.
3. Las estructuras sismoresistentes más usadas en el país son pórticos, pórticos rellenos de mampostería y tabiques de hormigón armado. Como parte del proyecto de investigación se ha realizado el ensayo y estudio de un pórtico de hormigón armado que servirá de referencia para el ensayo de un pórtico relleno con mampostería. Sin embargo es necesario incluir el estudio de tabiques de hormigón armado, ya que cada vez cobran más importancia en la construcción de estructuras nuevas.
4. La aplicación de las cargas de forma cíclica estática simplifica los ensayos experimentales en los que se quiere estudiar estructuras sometidas a sismo, sin embargo la carga sísmica es dinámica, por lo tanto, es necesario realizar algunos ensayos dinámicos para establecer cómo afecta la forma de aplicación de la carga en el factor de reducción de la capacidad sísmica.
5. Es necesario estudiar la posibilidad de aplicar el método en el medio, en lo posible, deben aprovecharse los eventos sísmicos para evaluar estructuras y sacar conclusiones al respecto.

ANEXO A: Formularios de evaluación

A.1. Formulario de evaluación rápida

Reporte No. _____	Fecha: aa/mm/dd _____	Hora: _____	
Nombre del inspector (País y provincia): _____			
Descripción general del edificio			
1. Nombre del edificio _____		1.1 Nro de edificio _____	
2. Dirección _____			
3. Destino: <input type="checkbox"/> Oficina <input type="checkbox"/> Escuela <input type="checkbox"/> Industria <input type="checkbox"/> Departamentos <input type="checkbox"/> Depósito <input type="checkbox"/> Hospital <input type="checkbox"/> Gimnasio <input type="checkbox"/> Of. gubernamental <input type="checkbox"/> Gimnasio <input type="checkbox"/> Negocio <input type="checkbox"/> Otro: _____			
4. Material: <input type="checkbox"/> H°A° <input type="checkbox"/> Acero y H°A° <input type="checkbox"/> H° prefabricado <input type="checkbox"/> Mampostería <input type="checkbox"/> Mixto			
5. Número de pisos: _____ bajo el nivel de terreno, _____ sobre el nivel de terreno			
6. Dimensiones del edificio: dimensiones del primer piso _____ m x _____ m			
Inspección Método de inspección			
(1. Inspección de la apariencia únicamente 2. Inspección de la visual interna)			
Inspección 1 Peligro evaluado de un vistazo			
(marcar la opción adecuada con un círculo, si el edificio es peligroso hacer una evaluación global)			
1. Colapso total o parcial y caída de pisos del edificio	2. Destrucción de la fundación y desplazamiento de la superestructura		
3. Inclinación significativa de todo el edificio o de parte del mismo	4. Otro: _____		
Inspección 2 Peligro debido a edificios vecinos, del terreno cercano, pórticos del edificio entre otros.			
Evaluación (1)	Rango A	Rango B	Rango C
1. Hay elementos con nivel de daño mayor a III	No	Si	
Evaluación (2)	Rango A	Rango B	Rango C
2. Presencia de daño causado por la destrucción de edificios o terrenos vecinos	No	Incierto	Si
3. Asentamiento del edificio completo por destrucción del suelo	> 0.2m	0.2m - 1m	< 1m
4. Inclinación del edificio por asentamientos diferenciales	> 1/60	1/60-1/30	<1/30
Daño en columnas: nivel estructural con mayor daño () (Si el sistema estructural principal corresponde a muros de carga, la cantidad de columnas en 5. y 6. debe ser sustituido por la longitud de muros)			
5. Cantidad de columnas con nivel de daño V () Cantidad de columnas evaluadas () [Porcentaje (%)]	> 1%	1% - 10%	<10%
6. Cantidad de columnas con nivel de daño IV () Cantidad de columnas evaluadas () [Porcentaje (%)]	>10%	10% - 20%	< 10%
Resultado de la evaluación (2)			
Inspeccionado (si todos los rangos son A)	Ingreso limitado (si un rango es igual a B)	Inseguro (si uno o más rangos son C y dos o más son B)	

A.2. Formulario de evaluación detallada

Reporte No. _____	Fecha: aa/mm/dd _____	Hora: _____ am/pm
No. de inspección: _____	Inspector: ID _____	Institución: _____

1. Descripción general del edificio

1.1 Nombre del edificio: _____

1.2 Dirección: _____

1.3 Nombre del dueño: _____

1.4 Contacto: _____

1.5 Destino: Oficina Escuela Industria Departamentos
 Depósito Hospital Gimnasio Of. gubernamental
 Gimnasio Negocio Otro: _____

1.6 Material: H°A° Acero y H°A° Mampostería H° prefabricado
 Mixto

1.7 Estructura: Pórticos Tabiques de H°A° Otro

1.8 Fundación: Zapatas Platea Pilotes

1.9 Dimensiones: Niveles sobre el terreno _____ subsuelos _____ dim. aprox. ___m x ___m

1.10 Terreno: llano ladera colina cuenca

1.11 Topografía: _____m de acantilado río costa lago

1.12 Documentos: Cálculos Planos Memorias de cálculo

1.13 Año de construcción: _____ Antes de 1971 después de 1972 desconocido

2. Nivel de daño

2.1 Nivel de daño de la estructura completa a partir de la observación

Colapso, colapso parcial o inclinación observable <input type="checkbox"/> Sí (Ir a 2.3, saltar los cálculos y marcar [colapso]) <input type="checkbox"/> No (Ir a 2.2)
--

2.2 Nivel de daño en fundaciones

(1) Asentamiento S=_____m

(2) Inclinación $\theta_x =$ _____ rad $\theta_y =$ _____ rad $\sqrt{\theta_x^2 + \theta_y^2} =$ _____ rad

#1 Nivel de daño de las fundaciones a partir del asentamiento e inclinación (Ver tabla 1 y 2 y elegir) <input type="checkbox"/> Sin daño <input type="checkbox"/> Leve <input type="checkbox"/> Moderado <input type="checkbox"/> Severo
--

2.3 Nivel de daño de la superestructura

(1) Piso más dañado y su dirección _____ piso en dirección longitudinal transversal

(2) Daño localizado Si No

(3) Identificación del daño en elementos estructurales

	Columna frágil	Columna dúctil	Mampostería. sin columnas de borde	Mampostería. con una columna	Mampostería. con columnas de borde.	Suma
Cant. de elementos	() + () + () + () + () = ()					
Cantidad encuestada	() ^{<1>} + () ^{<2>} + () ^{<3>} + () ^{<4>} + () ^{<5>} = ()					
	<1> x 1 + <2> x 1 + <3> x 1 + <4> x 1 + <5> x 1 = ()					= A _{org}
DC 0	() + () + () + ()x2 + ()x6 = ()					= A ₀
DC I	()x0.95 + ()x0.95 + ()x0.95 + ()x1.9 + ()x5.7 = ()					= A ₁
DC II	()x0.6 + ()x0.75 + ()x0.6 + ()x1.2 + ()x3.6 = ()					= A ₂
DC III	()x0.3 + ()x0.5 + ()x0.3 + ()x0.6 + ()x1.8 = ()					= A ₃
DC IV	()x0 + ()x0.1 + ()x0 + ()x0 + ()x0 = ()					= A ₄
DC V	()x0 + ()x0 + ()x0 + ()x0 + ()x0 = ()					= A ₅

DC clase de daño $\Sigma A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = ()$

(4) Índice de capacidad sísmica residual $R = \frac{A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{()}{()} \times 100 = ()$

#2 Nivel de daño de la superestructura a partir del índice de capacidad sísmica residual R
<input type="checkbox"/> Ninguno (R = 100) <input type="checkbox"/> Ligero (95 ≤ R < 100) <input type="checkbox"/> Leve (80 ≤ R < 95)
<input type="checkbox"/> Moderado (60 ≤ R < 80) <input type="checkbox"/> Severo (R < 60) <input type="checkbox"/> Colapso (R ≈ 0)

3. Otros daños

			Comentarios
<input type="checkbox"/> Piso / cubierta	<input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Si	_____
<input type="checkbox"/> Aleros	<input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Si	_____
<input type="checkbox"/> Escalera exterior	<input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Si	_____
<input type="checkbox"/> Chimenea	<input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Si	_____
<input type="checkbox"/> Pasillos de conexión	<input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Si	_____
<input type="checkbox"/> Otros	<input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Si	_____

4. Medidas a tomar en el edificio dañado

Intensidad del sismo en escala JMA: VI+ o VII VI- V+ V- o menor

Tabla 1: Fundaciones con pilotes

		Asentamiento S(m)			
		0	0.1	0.3	
Inclinación	1/300	Ninguno	Ligero	Moderado	*
	1/150	Ligero	Moderado	Moderado	Severo
	1/75	Moderado	Moderado	Severo	Severo
		Severo	Severo	Severo	Severo

Tabla 2: Fundaciones superficiales

		Asentamiento S(m)			
		0.05	0.1	0.3	
Inclinación	1/150	Ninguno	Ligero	*	*
	1/75	Ligero	Moderado	Moderado	*
	1/30	Moderado	Moderado	Severo	Severo
		Severo	Severo	Severo	Severo

*No presente en la guía. Se necesita inspección más profunda.

Tabla 3: Criterio para la fundación

Daño EQ intensidad	[Leve]	[Moderado]	[Severo]
≤V-	X	X	X
V+	C	X	X
VI-	B	C	X
≥VI+	B	B	C

Tabla 4: Criterio para la superestructura

Daño EQ intensidad	[Ligero]	[Leve]	[Moderado]	[Severo]
	$95 \leq R < 100$	$80 \leq R < 95$	$60 \leq R < 80$	$R < 60$
≤V-	X	X	X	X
V+	A	C	C	C
VI-	A	B (C)	C	C
≥VI+	A	A (B)	B (C)	C

#1 Nivel de daño de las fundaciones

Sin Daño Leve Moderado Severo

Rehabilitación de fundaciones (ver tabla 3) No se requiere (sin daño) Reparación (B) Debe repararse. Se recomienda una exanimación detallada (C) Exanimación detallada (X)

#2 Nivel de daño de la superestructura

Sin Daño Ligero Leve Moderado Severo Colapso

Rehabilitación de la superestructura (ver tabla 4) No se requiere (sin daño) Reparación menor (A) Restauración temporal (reparación estructural) (B) Apuntalar. No se permite continuar usando el edificio hasta que no se haga una rehabilitación estructural completa (C) Exanimación detallada (X) No se puede hacer una rehabilitación temporal (Colapso o colapso parcial)

5. Croquis y comentarios

ANEXO B: Principios de evaluación de la resistencia sísmica

El índice estructural de capacidad sísmica I_s , se determina según el procedimiento de la “Standard for Seismic Evaluation of Existing RC Buildings” utilizado en la metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica. En este anexo se presentan los principios básicos para la determinación de I_s , referencia [31] [32].

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica no es suficiente con determinar la resistencia a cargas horizontales de la estructura, también es necesario tener en cuenta la capacidad de deformación de los elementos, la distribución estructural, tipo de fundaciones, sismicidad de la zona, la interacción estructura-suelo, la calidad de la construcción, la importancia del edificio, la edad de la estructura y la historia de acciones sísmicas a las que estuvo expuesta la estructura. Todos esos fenómenos se tienen en cuenta con distinto nivel de detalle de análisis, según tres niveles de evaluación de I_s .

La expresión general del índice I_s se definió en la ecuación (3.3), en la cual se tiene en cuenta las irregularidades en la disposición de los elementos estructurales y el deterioro de las propiedades de los materiales por envejecimiento, a través de los factores S_D y T respectivamente.

$$I_s = E_o \times S_D \times T \quad (3.3)$$

Donde

- S_D : Factor de reducción del índice E_o . Tiene en cuenta el efecto que produce en la respuesta la discontinuidad de la rigidez en altura, la excentricidad de la distribución de rigidez en planta y la irregularidad o la complejidad de la configuración estructural.
- T : Factor de reducción que tiene en cuenta el grado de deterioro de la estructura debido al envejecimiento de los materiales.

En las secciones siguientes se presentan los fundamentos del índice estructural básico de capacidad sísmica E_o y la determinación de todas las variables del índice I_s según los tres niveles de procedimiento desarrollados en la Standart.

B.1. Índice estructural básico de capacidad sísmica

B.1.1 Sistema de un grado de libertad.

Una estructura puede resistir acciones sísmicas severas sin llegar al colapso si posee suficiente resistencia a cargas horizontales, o si posee una resistencia limitada a cargas horizontales y es a su vez lo suficientemente dúctil. Mientras la máxima demanda no exceda su capacidad sísmica límite, ambas serán capaces de soportar sismos severos.

El criterio de diseño de Newmark [33], determina el coeficiente de corte basal mínimo C_y necesario para que un sistema elasto-plástico de un grado de libertad, con ductilidad de desplazamiento μ , resista la acción sísmica cuya intensidad produce una respuesta elástica con coeficiente de corte basal C_e , **Figura B.1**.

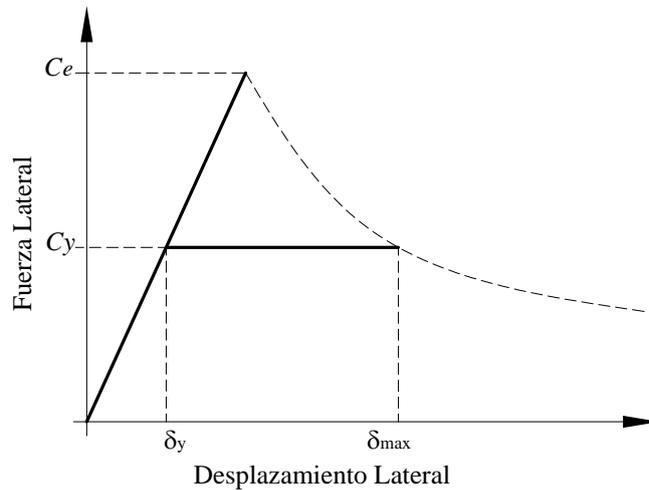


Figura B.1 Respuesta sísmica y resistencia a la fluencia en un modelo bilineal

$$C_y = \frac{C_e}{\sqrt{2\mu-1}} \quad \text{Estructuras con periodo bajo} \quad (\text{B.1})$$

$$C_y = \frac{C_e}{\mu} \quad \text{Estructuras con periodo alto} \quad (\text{B.2})$$

Esa relación puede ser reescrita para expresar el coeficiente de corte basal C_e en función de C_y como:

$$C_e = C_y \sqrt{2\mu-1} \quad \text{Estructuras con periodo bajo} \quad (\text{B.3})$$

$$C_e = C_y \mu \quad \text{Estructuras con periodo alto} \quad (\text{B.4})$$

Como la “Standard for Seismic Evaluation of Existing RC Buildings” está orientada a edificios de hormigón armado de mediana y baja altura, considera que C_e es prácticamente constante para edificios de período bajo, por lo que se pueden considerar adecuados los valores de C_y como índice de resistencia C y el valor de $\sqrt{2\mu-1}$ como índice de ductilidad F . El criterio de Newmark [33] no es exacto en términos científicos, pero puede ser considerado como una aproximación sencilla.

Por lo tanto para un sistema de un grado de libertad, el índice estructural básico E_o de capacidad sísmica se expresa como:

$$E_o = C \times F \quad (B.5)$$

En el cual C es el índice de resistencia (resistencia al corte dividido por el peso total) y F índice de ductilidad, que tiene en cuenta la capacidad de deformación.

B.1.2 Estructuras compuestas por distintos tipos de elementos estructurales

La ecuación (B.5) es válida para un sistema de un grado de libertad compuesto por elementos con propiedades idénticas. En una estructura real, algunos elementos fallan antes que otros. Por simplicidad se puede considerar un sistema con dos tipos distintos de elementos estructurales, con la relación carga-deformación de la **Figura B.2**. La falla del elemento menos dúctil reduce significativamente la resistencia de la estructura, pero el elemento dúctil puede seguir resistiendo acciones sísmicas. El retraso en alcanzar la resistencia última del elemento dúctil respecto al menos dúctil se debe tener en cuenta en la evaluación. Por lo tanto, el índice estructural básico de capacidad sísmica E_o se determina según la ecuación (B.6) cuando falla el elemento menos dúctil, y según la ecuación (B.7) cuando falla el elemento dúctil.

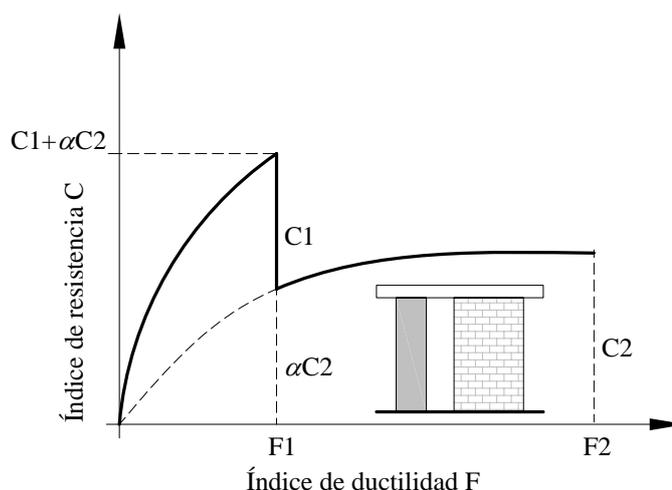


Figura B.2 Relación carga - deformación de dos tipos distintos de elementos

$$E_o = (C_1 + \alpha C_2)F_1 \quad (B.6)$$

$$E_o = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (B.7)$$

Donde:

$$E_i = C_i \times F_i \quad (B.8)$$

El término $(C_1 + \alpha C_2)$ es el índice de resistencia total cuando falla el elemento menos dúctil, donde C_1 es el índice de resistencia del elemento menos dúctil y C_2 es el índice de resistencia del elemento más dúctil afectado por el coeficiente $\alpha < 1$ para tener en cuenta la resistencia desarrollada por ese elemento al momento de la falla. E_i es el

índice estructural básico de capacidad sísmica para ambos elementos, F_i y C_i son el índice de ductilidad y el índice de resistencia respectivamente para ambos elementos. El mayor de los valores determinados según las ecuaciones (B.6) y (B.7) es el que se adopta como índice estructural básico de capacidad sísmica. El índice determinado de esta forma, es menor que la suma directa de $E_1 + E_2$.

La ecuación (B.6) debe ser usada por ejemplo cuando la falla de una columna frágil produce pérdida de la capacidad para soportar cargas verticales, y esas cargas no pueden ser transferidas a otros miembros dúctiles cercanos que las soporten mientras éstos desarrollan toda su capacidad de deformación. En ese caso los elementos verticales son definidos como “elementos críticos”.

El mismo concepto desarrollado en esta sección puede ser empleado para determinar E_o en estructuras con más de dos elementos típicos.

B.1.3 Estructuras con múltiples niveles

Para un sistema con varios grados de libertad, el índice estructural básico E_o debe ser evaluado en cada piso. El índice de resistencia C_i del nivel i se define como la resistencia a corte del piso dividida por el peso total de la estructura por encima del nivel de análisis. El índice estructural básico E_{oi} del nivel i se puede determinar a partir de la comparación del sistema de varios grados de libertad con el de un sistema de un grado de libertad equivalente como se explica a continuación.

Si se supone que el sistema de varios grados de libertad vibra en su modo fundamental, la fuerza de inercia $\{f\}_1$ puede expresarse en función del vector de funciones de forma correspondiente $\{\phi\}_1$, el factor de participación modal γ_1 , la aceleración espectral S_a y la matriz de masa $[m]$ como:

$$\{f\}_1 = [m]\{\phi\}_1\gamma_1S_a \quad (\text{B.9})$$

Donde el factor de participación modal es:

$$\gamma_1 = \frac{\{\phi\}_1^T[m]\{1\}}{\{\phi\}_1^T[m]\{\phi\}_1} \quad (\text{B.10})$$

El corte en el nivel i es la suma de todas las fuerzas horizontales por encima del nivel:

$$V_i = \sum_{j=i}^n f_{1j} = \sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j} \gamma_1 S_a \quad (\text{B.11})$$

Donde f_{1j} es la fuerza horizontal en el modo fundamental de vibración actuando en el nivel j , m_j es la masa del nivel j , y n es el número total de niveles. El índice de resistencia C_i del nivel i se obtiene dividiendo V_i por el peso total por encima del nivel:

$$C_i = \frac{V_i}{\sum_{j=1}^n m_j g} = \frac{\gamma_1 S_a \sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}}{g \sum_{j=1}^n m_j} \quad (\text{B.12})$$

Por otra parte, el índice de resistencia C de un sistema equivalente de un grado de libertad puede expresarse según la ecuación (B.13) como:

$$C = \frac{S_a}{g} \quad (\text{B.13})$$

Remplazando la ecuación (B.13) en la ecuación (B.12) se obtiene:

$$C = \frac{1}{\gamma_1} \frac{\sum_{j=1}^n m_j}{\sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}} C_i = \varphi_i C_i \quad (\text{B.14})$$

Donde φ_i es el índice de piso del piso i . El índice de piso relaciona al índice de resistencia C de un sistema equivalente de un grado de libertad con el coeficiente de corte C_i del piso i .

$$\varphi_i = \frac{1}{\gamma_1} \frac{\sum_{j=1}^n m_j}{\sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}} \quad (\text{B.15})$$

Si se supone que el vector de forma tiene una forma lineal para el modo fundamental de vibración de la estructura y que la altura entre pisos y la masa son constantes para cada piso, el índice de piso responde a la ecuación (B.16).

$$\varphi_i = \frac{2}{3} \frac{2n+1}{n+i} \quad (\text{B.16})$$

Donde n es la cantidad de pisos e i es el piso en análisis.

En la Standard [9] se adopta una expresión para el índice de piso más conservadora para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, que tiene en cuenta la contribución de modos más altos de vibración en los pisos superiores.

$$\varphi_i = \frac{n+1}{n+i} \quad (\text{B.17})$$

La ecuación (B.17) representa la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte de piso de un edificio uniforme (con distribución de altura entre pisos y masa constante) que tiene deformación lineal. Esas suposiciones son usadas normalmente en los procedimientos de evaluación japoneses.

Por lo tanto, el índice E_{oi} del piso i de un sistema de un grado de libertad equivalente se determina según la siguiente expresión:

$$E_{oi} = \varphi_i C_i F_i \quad (B.18)$$

B.2. Procedimientos de evaluación del índice estructural de capacidad sísmica

La “Standard for Seismic Vulnerability Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings” presenta tres procedimientos de evaluación de I_s , según distintos niveles de profundidad del análisis.

El procedimiento de primer nivel es el más simple, y sirve para identificar la mayor cantidad de edificios con adecuada resistencia sísmica, a partir de la determinación de la resistencia a corte del piso, provista por columnas y muros estructurales. Las estructuras que presenten resistencia dudosa mediante el procedimiento de primer nivel deben ser analizadas con más detalle según el procedimiento de segundo nivel, que tiene en cuenta la capacidad de deformación de los elementos verticales. El procedimiento de tercer nivel es el de mayor detalle y requiere del análisis no lineal estático o dinámico de toda la estructura.

B.2.1 Procedimiento de evaluación de primer nivel

El primer nivel de evaluación pretende identificar los edificios que tienen suficiente resistencia a acciones sísmicas. A partir de 1950 los edificios en Japón fueron diseñados por tensiones admisibles con un coeficiente sísmico constante de 0.2. La resistencia a compresión admisible del hormigón, usada en el diseño de elementos flexionados era igual a dos tercios de la resistencia a compresión del hormigón, y la tensión admisible del acero era igual a la tensión de fluencia. En la evaluación de la resistencia al corte no se tenía en cuenta la contribución de la armadura transversal, y se consideraba que todo el esfuerzo de corte debía ser resistido por la sección de hormigón, con una tensión de corte admisible de $0.75 + 0.015F_c(MPa)$, donde F_c es la resistencia a compresión del hormigón. Para satisfacer las fuerzas sísmicas de diseño grandes, y las bajas tensiones de corte admisibles, los edificios japoneses fueron provistos de columnas y muros de gran sección. Al mismo tiempo se hizo énfasis en la importancia de los muros en el diseño, y por lo tanto se usaron en cantidad siempre que fuera posible. Por lo tanto, los edificios diseñados con el código antiguo, tienen mayor resistencia que la requerida por el código actual. Este nivel de procedimiento pretende identificar esos edificios mediante un cálculo sencillo.

La resistencia a cargas horizontales del piso analizado se determina únicamente teniendo en cuenta la resistencia al corte de las columnas y los muros a partir del área de la sección transversal. La resistencia de las vigas no se tiene en cuenta, ya que se considera que la columna es más vulnerable a cargas horizontales y su falla puede provocar el colapso de la estructura. Además se supone que la viga es más dúctil.

Se consideran por lo tanto tres grupos de elementos típicos:

- Columnas cortas (relación entre altura libre y ancho menor a 2)
- Muros
- Columnas

Para la determinación de la resistencia al corte, se estima una tensión de corte en columnas cortas de $1.5MPa$ y en columnas dúctiles de $1.0MPa$. Para esto se tomó como referencia valores típicos de dimensiones, materiales y cuantía de armadura en columnas usadas en edificios de Japón. La tensión límite de corte en muros se adoptó igual a $3MPa$ para muros con columnas en ambos extremos, $2MPa$ para muros con una sola columna de extremo y $1MPa$ para muros sin columnas en los extremos. Además la sección transversal de las columnas de los extremos no se considera en la determinación de la resistencia al corte.

El índice de resistencia de cada piso C_j , para cada grupo ($j = 1$ para columnas cortas, $j = 2$ para muros y $j = 3$ para columnas) se determina por separado como:

$$C_1 = \frac{\tau_1}{w} a_1 \frac{F_c}{200kg/cm^2} \quad (B.19)$$

$$C_2 = \left(\frac{\tau_{21}}{w} a_{21} + \frac{\tau_{22}}{w} a_{22} + \frac{\tau_{23}}{w} a_{23} \right) \frac{F_c}{200kg/cm^2} \quad (B.20)$$

$$C_3 = \frac{\tau_3}{w} a_3 \frac{F_c}{200kg/cm^2} \quad (B.21)$$

Donde:

- τ_1 Esfuerzo cortante promedio en columna corta, correspondiente a la capacidad última, puede adoptarse $15 kg/cm^2$.
- τ_{21} Esfuerzo cortante promedio en muro, correspondiente a la capacidad última (con columnas de borde en ambos extremos), puede adoptarse $30 kg/cm^2$.
- τ_{22} Esfuerzo cortante promedio en muro, correspondiente a la capacidad última (con columna de borde en un solo extremos), puede adoptarse $20 kg/cm^2$.
- τ_{23} Esfuerzo cortante promedio en muro, correspondiente a la capacidad última (sin columnas de borde), puede adoptarse $10 kg/cm^2$.
- τ_3 Esfuerzo cortante promedio en columna, correspondiente a la capacidad última, puede adoptarse $10 kg/cm^2$.
- a_i Relación entre la suma del área transversal del elemento i y la superficie total de piso $A_i/\sum A_f$ en (cm^2/m^2) .
- A_i Suma del área de la sección transversal de todos los elementos i en (cm^2) .
- $\sum A_f$ Suma del área de los pisos de los niveles superiores al de análisis en (m^2) .
- w Peso por unidad de superficie de los pisos del edificio superiores al de análisis en (kg/m^2) .

F_c Resistencia a compresión del hormigón en (kg/cm^2).

Las columnas cortas fallan por corte de modo frágil, por lo tanto se adopta un índice de ductilidad $F = 0.8$. En el momento que la columna corta falla, se supone que los muros y el resto de las columnas desarrollaron el 70% ($\alpha_2 = 0.7$) y 50% ($\alpha_3 = 0.5$) de su resistencia respectivamente. Por lo tanto el índice estructural básico E_{oi} del piso i se determina según la ecuación (B.22) cuando la falla es debido a las columnas cortas.

$$E_{oi} = \frac{n+1}{n+i} (C_1 + 0.7C_2 + 0.5C_3) \times 0.8 \quad (B.22)$$

Si no hay columnas cortas en el piso, o si la falla de columnas cortas no produce el colapso del piso, el índice estructural básico E_{oi} del piso i se determina suponiendo que la falla de los muros es la que lleva al colapso, ecuación (B.23)

$$E_{oi} = \frac{n+1}{n+i} (C_2 + 0.7C_3) \times 1.0 \quad (B.23)$$

Donde se adoptó el índice de ductilidad de los muros $F_2 = 1.0$ y se supone que la columna alcanza el 70% ($\alpha_3 = 0.7$) de su resistencia cuando el muro falla.

Si no existen muros en el piso el índice estructural básico E_{oi} del piso i se determina según la ecuación (B.24).

$$E_{oi} = \frac{n+1}{n+i} C_3 \times 1.0 \quad (B.24)$$

Finalmente el índice estructural de capacidad sísmica I_s se determina con la ecuación (3.3). Los factores de reducción que tienen en cuenta las irregularidades estructurales y la pérdida de resistencia por edad se adoptan de forma aproximada en este procedimiento. El índice de distribución estructural S_D varía entre 0.43 a 1.2 y se aclara que el procedimiento de primer nivel no debería usarse si el edificio tiene grandes excentricidades. El índice de deterioro por edad se supone varía entre 0.7 y 1.0 para tener en cuenta asentamiento de las fundaciones, fisuras en columnas y muros, exposición a agentes químicos, exposición a fuego y edad del edificio.

B.2.2 Procedimiento de segundo nivel

El procedimiento de evaluación de segundo nivel se aplica si algún edificio resulta vulnerable o se tiene dudas sobre el procedimiento de primer nivel. En este procedimiento, al igual que en el anterior, se supone que la viga es muy rígida y resistente. A diferencia del primer nivel, se tiene en cuenta la ductilidad de las columnas y muros, que se determina de forma aproximada según el modo de falla (a corte o a

flexión), definido a partir de la comparación entre la resistencia a corte y a flexión del elemento.

Los elementos verticales se clasifican en cinco grupos dependiendo de su modo de falla:

- Columnas flexionadas (la resistencia a flexión es menor que a corte)
- Muros flexionados (la resistencia a flexión es menor que a corte)
- Columnas a corte (la resistencia a corte es menor que a flexión)
- Muros a corte (la resistencia a corte es menor que a flexión)
- Columnas cortas (columna a corte con una relación de altura libre y de sección menor a 2.0)

Para determinar a qué grupo pertenece cada elemento en análisis, se debe calcular su resistencia última a corte V_{Su} , así como el corte correspondiente a la capacidad última por flexión V_{Mu} y comparar ambos valores. Tanto la resistencia última a corte V_{Su} como a flexión M_u se deben calcular usando ecuaciones adecuadas que tengan en cuenta la geometría, cuantía de armadura longitudinal y transversal, resistencia a compresión del hormigón y nivel de esfuerzo axial del elemento. En la referencia [32] se presentan distintas ecuaciones con ese fin.

El índice de resistencia de cada piso C_j , para cada grupo se determina como:

$$C_j = \frac{\sum V_j}{\sum W} \quad (\text{B.25})$$

Donde:

$\sum V_j$ Suma total de la resistencia a corte en la capacidad última de los elementos verticales pertenecientes al grupo j

$\sum W$ Peso total de la parte del edificio que está sobre el nivel del entrepiso en estudio; incluye las cargas vivas consideradas en caso de sismo.

Para cada grupo se adopta el índice de ductilidad F de la **Tabla B.1**, en función del modo de falla.

Tabla B.1 Índice de ductilidad

Modo de falla	Índice de ductilidad
Columnas flexionadas	1.27 – 3.2
Muros flexionados	1.0 – 2.0
Columnas a corte	1.0
Muros a corte	1.0
Columnas cortas	0.8

El índice de ductilidad de una columna flexionada se determina según la ecuación (B.26).

$$F = \frac{4\sqrt{2\mu-1}}{3(1+0.05\mu)} \quad (\text{B.26})$$

Donde μ es la ductilidad de la columna a flexión que puede variar entre 1 y 5. El índice de ductilidad es 1 si presenta cualquiera de las siguientes condiciones:

1. la tensión a compresión es mayor a 0.4 veces la resistencia del hormigón
2. la tensión de corte es mayor a 0.2 veces la resistencia del hormigón
3. la cuantía de armadura es mayor a 0.01
4. la relación entre la luz de corte y la altura de la sección transversal es menor a dos ($a/d < 2$).

El índice de ductilidad F de un muro flexionado es 1 si la resistencia a corte es menor a 1.2 veces la resistencia a flexión, y 2 si la resistencia a corte es mayor a 1.3 veces la resistencia a flexión. Para ductilidades intermedias se debe hacer una interpolación lineal.

Para la determinación de E_{oi} , los elementos verticales (columnas y muros) se clasifican en tres grupos en función de su ductilidad, y cada grupo se representa por el menor índice de ductilidad de los elementos del grupo. Los grupos se numeran del menor al mayor índice de ductilidad (F_1, F_2 y F_3) y se determinan los índices de resistencia correspondientes C_1, C_2 y C_3 de cada grupo.

El índice estructural básico de capacidad sísmica E_{oi} del piso i se adopta igual al mayor obtenido con las ecuaciones (B.27) y (B.28).

$$E_{oi} = \frac{n+1}{n+i} (C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3) \times F_1 \quad (\text{B.27})$$

$$E_{oi} = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_{1i}^2 + E_{2i}^2 + E_{3i}^2} \quad (\text{B.28})$$

Donde α_i es la relación entre el corte de los elementos del grupo 2 o 3, cuando los elementos del grupo 1 fallan, y la resistencia a corte de éstos últimos. Los valores de α_i se adoptan basados en ensayos experimentales de elementos de hormigón típicos. $\alpha_2 = 0.7$ y $\alpha_3 = 0.5$ cuando se tienen en cuenta las columnas cortas, y $\alpha_2 = 1, \alpha_3 = 0.7$ cuando no se tienen en cuenta. Si existen columnas cortas en un piso, se debe evaluar E_{oi} con las ecuaciones (B.27) y (B.28) sin tener en cuenta las columnas cortas, y la ecuación (B.27) teniendo en cuenta las columnas cortas, luego se adopta el mayor de los valores obtenidos para E_{oi} .

Si la excentricidad en planta (distancia entre el centro de gravedad y el centro de rigidez) es muy grande, el índice estructural E_{oi} se adopta como el menor de los valores calculados con las ecuaciones (B.27) y (B.28), sin tener en cuenta los elementos

verticales que causan la excentricidad y el valor calculado con la ecuación (B.29) evaluado para la falla del elemento vertical que causa la excentricidad.

Finalmente el índice estructural de capacidad sísmica I_s se determina con la ecuación (3.3). El índice de distribución estructural S_D toma en cuenta la excentricidad en la planta y el cambio de la relación peso-rigidez entre pisos, y toma valores entre 0.42 y 1.42. El índice de deterioro por edad T es igual para todos los pisos y se adopta el promedio del índice de los pisos analizados. El índice T varía entre 0.49 y 1.0.

B.2.3 Procedimiento de tercer nivel

El procedimiento de evaluación de tercer nivel se aplica a edificios que se consideran vulnerables según el procedimiento de segundo nivel. Se debe realizar un análisis de push-over en el que se tenga en cuenta la fluencia por flexión y la falla a corte de las vigas, y el levantamiento de las bases de los muros estructurales.

Una estructura que puede desarrollar fluencia en los extremos de viga disipa energía y puede alcanzar grandes ductilidades. Las fundaciones de los muro pueden levantarse debido al cambio de dirección de la acción sísmica antes de que se produzca la fluencia por flexión en el muro. Ese comportamiento se toma en cuenta en el procedimiento de evaluación de tercer nivel agregando tres tipos adicionales de elementos a los cinco grupos definidos en el procedimiento de segundo nivel. Estos son:

- Pórticos dúctiles (columnas conectadas a vigas dúctiles)
- Pórticos no dúctiles (columnas conectadas a vigas cuya falla es por corte)
- Muros con levantamiento de su base

El índice de ductilidad para estos grupos es 3.0 para pórticos dúctiles, 1.5 para pórticos no dúctiles, y 3.0 para muros con levantamiento de su base. Para los grupos definidos en el segundo nivel de procedimiento se adoptan los mismos índices de ductilidad.

La resistencia a corte y a flexión de todos los elementos debe ser calculada para identificar su modo de falla. En el procedimiento de tercer nivel se realiza un análisis no lineal monotónico con incremento de carga para estimar el estado último de la estructura e identificar la fluencia por flexión y la falla por corte. Para cada columna y muro se selecciona un índice de ductilidad en función de su modo de falla o del de las vigas a las que se conectan. El índice estructural básico de capacidad sísmica E_{oi} de cada piso se evalúa para cada grupo de elementos representativos a partir del corte resistido por los elementos verticales cuando se forma el mecanismo de colapso. La determinación de E_{oi} se hace con las ecuaciones (B.27) y (B.28) igual que en el segundo nivel de procedimiento.

ANEXO C: Ensayos experimentales

C.1. Procedimiento para pegar las galgas extensométricas

Las galgas que se colocan sobre las barras de acero son muy sensibles a cualquier factor externo, es por ello que deben colocarse con el mayor cuidado posible. A continuación se describe los pasos seguidos en la colocación de las galgas.

1. En primer lugar se quitó la corruga de la barra longitudinal donde se pegó la galga y de sus alrededores. Después se lijó la zona con el fin de dejarla lo más lisa posible.
2. Se limpió la zona lijada con alcohol isopropílico.
3. Se marcaron dos ejes perpendiculares sobre la barra con el fin de posicionar correctamente la galga. Se presentó la galga sobre la barra y se fijó con una cinta adhesiva transparente.
4. Para pegar definitivamente la galga se levantó la cinta adhesiva con la galga desde uno de sus extremos, manteniendo el extremo opuesto pegado, se colocó un adhesivo instantáneo sobre la barra y se fue bajando la cinta desde el extremo fijo hasta el otro, evitando la formación de burbujas de aire al presionar con el dedo.
5. Una vez pegada la galga se pegaron dos contactos con poxipol de frente a los cables de la galga, **Figura C.1a**). El pegamento se extendió hasta cercanías de la galga para aislar los cables de la barra longitudinal.
6. Los cables de salida de la galga se soldaron a los contactos, **Figura C.1b**), y luego los cables exteriores se soldaron a los mismos contactos y se fijaron con un alambre a la barra longitudinal para evitar movimientos, **Figura C.1c**).
7. Para proteger la galga se colocó un aislante sintético de alta tensión.
8. Para evitar daños mecánicos durante la construcción y aislar la galga de la humedad del hormigón se recubrió toda la superficie con un sellador adhesivo (fastix), **Figura C.1d**).
9. Como última medida de protección se cubrió la barra longitudinal con cinta autosoldable 3M y los cables con espaguetis, **Figura C.1e**)



a)



b)



c)



d)



e)

Figura C.1 Colocación de galgas extensométricas

Una vez posicionada la armadura dentro del encofrado, los cables de las barras superiores se sacaron por la parte superior, y los cables de las barras inferiores se sacaron por orificios intencionalmente dejados en el encofrado. Para evitar la salida del hormigón se selló el espacio sobrante con masilla.

C.2. Determinación de la rigidez del sistema de apoyo

Para asegurar que la rigidez del apoyo metálico sea suficientemente alta respecto a la rigidez del elemento de hormigón a ensayar, se calcularon ambas rigideces de forma simplificada y se determinó su relación.

La rigidez elástica de una viga simplemente apoyada con una carga puntual en el centro del tramo puede determinarse según la Ecuación (C.1)

$$K = \frac{P_u}{f} = \frac{48 E J_x}{L} \quad (C.1)$$

Por lo tanto:

Rigidez de la viga metálica (2 UPN300)	$K_m = 1298.8 \text{ kN/cm}$
Rigidez del elemento de hormigón	$K_h = 53.9 \text{ kN/cm}$
Relación	$K_m/K_h = 24.1$

Donde:

Módulo de elasticidad del acero estructural	$E = 205000 \text{ MPa}$
Momento de inercia respecto del eje X (UPN300)	$J_x = 8030 \text{ cm}^4$
Momento de inercia sección compuesta (2 UNP300)	$J_{xc} = 2 J_x$
Luz de cálculo	$L = 2.3 \text{ m}$
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_h \approx E/10$
Momento de inercia de la sección de Hormigón	$J_{hx} = \frac{b_w h^3}{12} = 6666.7 \text{ cm}^4$

La rigidez de la estructura metálica de apoyo será un poco menor a la rigidez de la viga metálica, su valor es difícil de estimar con exactitud ya que depende también de las uniones, defectos constructivos, etc. Para evitar pérdidas de rigidez debido a las uniones, se materializaron uniones del tipo pretensado con bulones de alta resistencia.

La relación entre la rigidez del sistema y la rigidez del espécimen mayor a ocho se considera adecuada para este ensayo, por lo tanto la viga metálica cumple con el requisito.

C.3. Resultados de los ensayos de las probetas de hormigón

La mayoría de las probetas fueron ensayadas la semana previa al ensayo del espécimen. Los resultados obtenidos para la resistencia a compresión se presentan en la **Tabla C.2**.

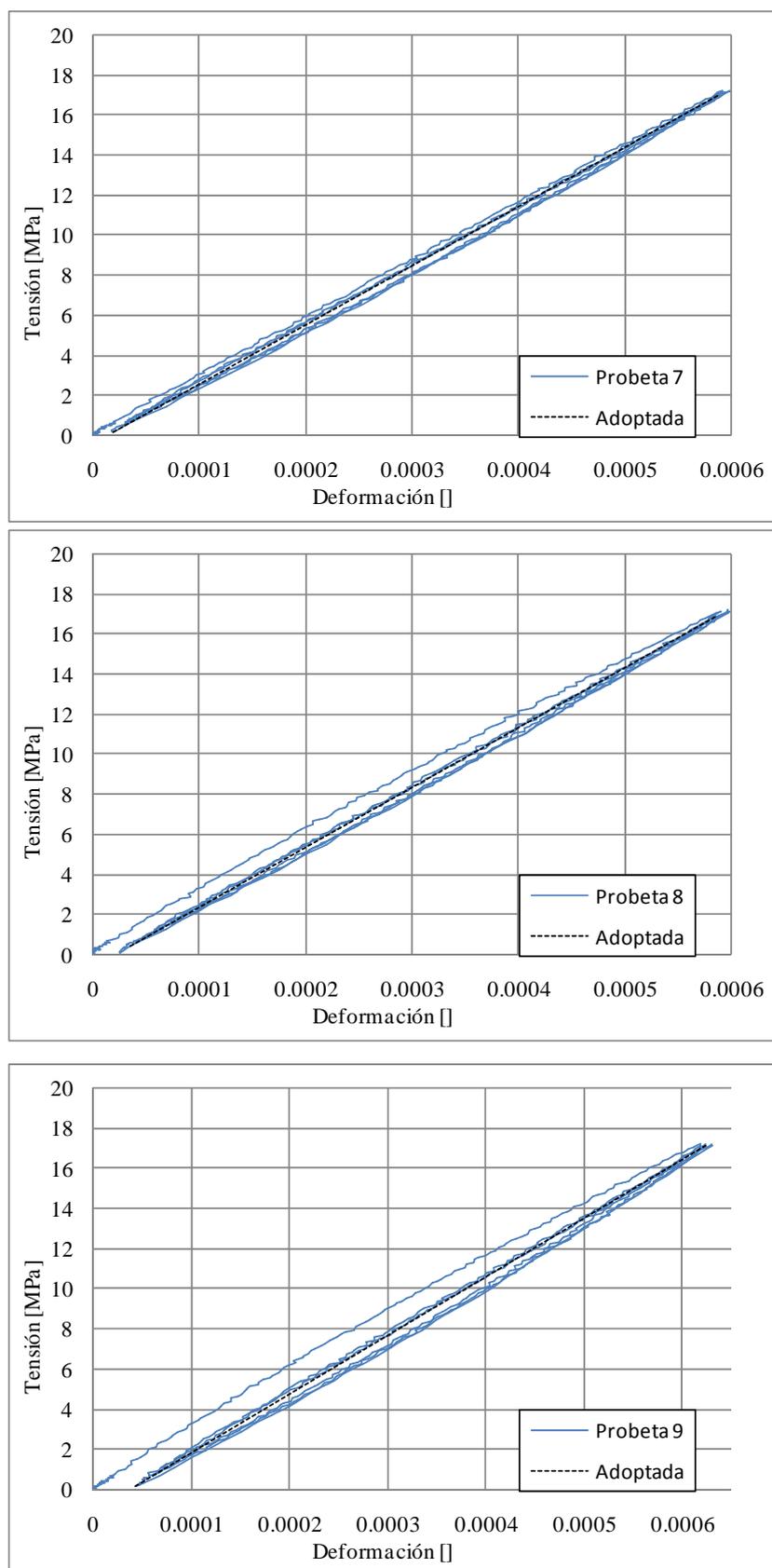
Tabla C.2 Resistencia a compresión del hormigón

Probeta cilíndrica	Resistencia a Compresión f_c [MPa]	Modulo de elasticidad E_c [MPa]	Edad [días]
1	42.3	-	108
2	42.3	-	108
3	46.3	-	108
4	40.5	-	108
5	37.7	-	108
6	42.5	-	108
7	42.7	29810	164
8	45.4	30154	164
9	36.9	29319	164
10	44.6	-	108

La curva tensión - deformación para la determinación del módulo de elasticidad, se presenta en la **Figura C.2** y los valores correspondientes a la deformación y la tensión adoptados para esa misma determinación, se presentan en la **Tabla C.3**.

Tabla C.3 Modulo de elasticidad del hormigón

Probeta	Punto 1		Punto 2		E
	Deformación	Tensión	Deformación	Tensión	
	[]	[MPa]	[]	[MPa]	[MPa]
7	0.000019	0.180	0.000587	17.12	29810
8	0.000035	0.441	0.000586	17.05	30154
9	0.000044	0.176	0.000624	17.18	29319

**Figura C.2 Tensión – deformación del hormigón**

En la **Figura C.3** se muestran dos fotos del ensayo de la viga Rilem, sin los instrumentos de medición y con los mismos respectivamente. En la **Figura C.4** se presentan las curvas carga – desplazamiento obtenidas para cada viga.

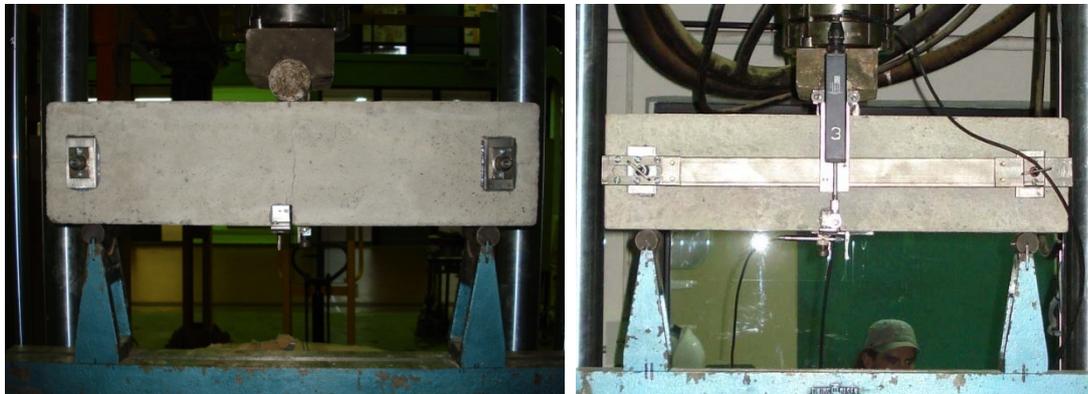


Figura C.3 Ensayo viga rilem

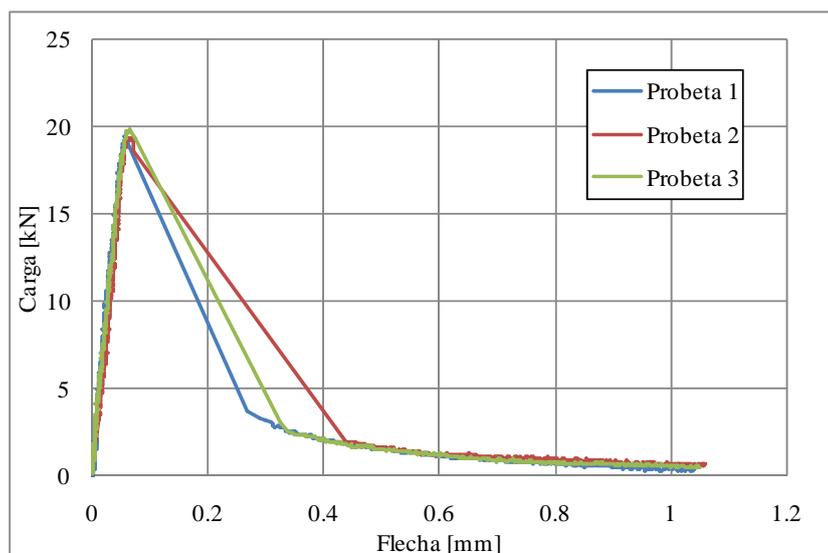


Figura C.4 Curva carga – desplazamiento, viga rilem

C.4. Resultados del ensayo a tracción de las barras de acero

Se ensayaron cinco barras $\varnothing 12$ con control de carga. Se usaron dos sistemas diferentes de medición de las deformaciones. El primero fue un LVDT 1 (rango $-25mm$ a $+25mm$, posición: mínima $215mm$, máxima $280mm$) que permitió registrar hasta deformaciones del 10%, y el segundo LVDT 2 (LVDT Instron, longitud de base $200mm$, rango $4mm$), que solo permitió medir deformaciones en la parte elástica del ensayo. De las cinco barras ensayadas, tres fueron ensayadas con una variación de carga creciente en el tiempo, y las dos restantes fueron sometidas a ciclos de carga y descarga para estudiar el endurecimiento del acero. En la **Tabla C.4** se resume el tipo de ensayo

y el sistema de medición de deformaciones empleado en el ensayo de cada barra y en la **Figura C.5** se presentan las curvas tensión – deformación correspondientes.

Tabla C.4 Resumen de ensayos del acero

Barra	Tipo de ensayo	Medición de la deformación
0	solo de carga	LVDT 2
1	solo de carga	LVDT 1
2	con descarga	LVDT 1
3	con descarga	LVDT 1
4	solo de carga	LVDT 1 + LVDT 2

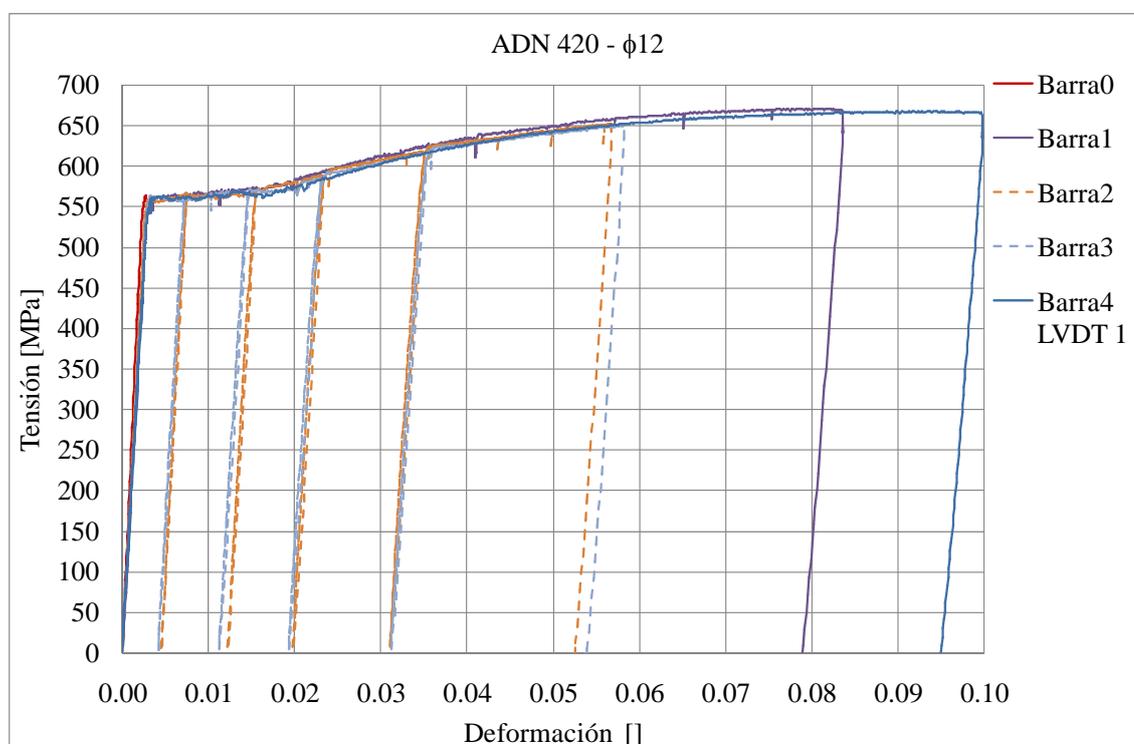


Figura C.5 Curva tensión – deformación del acero

En la **Figura C.6** se muestra la curva tensión – deformación de la barra 4 según ambos sistemas de medición.

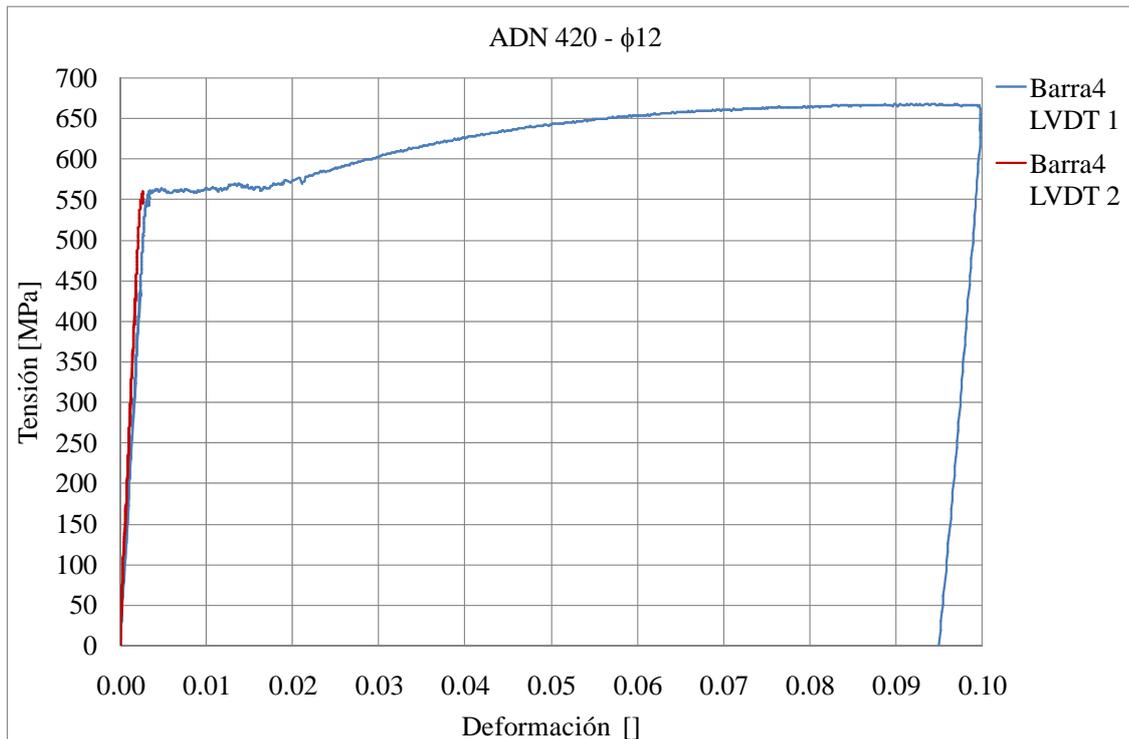


Figura C.6 Curva tensión – deformación barra 4

En la **Tabla C.5** se presenta el resumen de los parámetros obtenidos según las curvas de ensayo. El módulo de elasticidad se calculó como la pendiente de una recta de aproximación que se superpuso con cada una de las curvas.

Tabla C.5 Parámetros del acero

Barra	Tensión de fluencia f_y [MPa]	Tensión máxima registrada $f_{m\acute{a}x}$ [MPa]	Módulo de elasticidad (LVDT 1) E_s [MPa]	Módulo de elasticidad (LVDT 2) E_s [MPa]
0	567	669	-	241546
1	562	671	198413	-
2	559	652	204082	-
3	563	650	194553	-
4	563	668	188679	232558
Promedio	563	662	196432	235327

El promedio del módulo de elasticidad obtenido a partir de la medición de las deformaciones según el LVDT 1 y el LVDT 2 es de $E_s = 215879MPa$ que para una tensión de fluencia promedio de $f_y = 563MPa$, le corresponde una deformación específica de $\epsilon_s = 0.0026$.

C.5. Resultados de las galgas extensométricas

A continuación se presentan las mediciones de las galgas extensométricas de la cara A de espécimen según la designación de los ciclos presentada en la **Figura C.7** . Las de la cara B son similares.

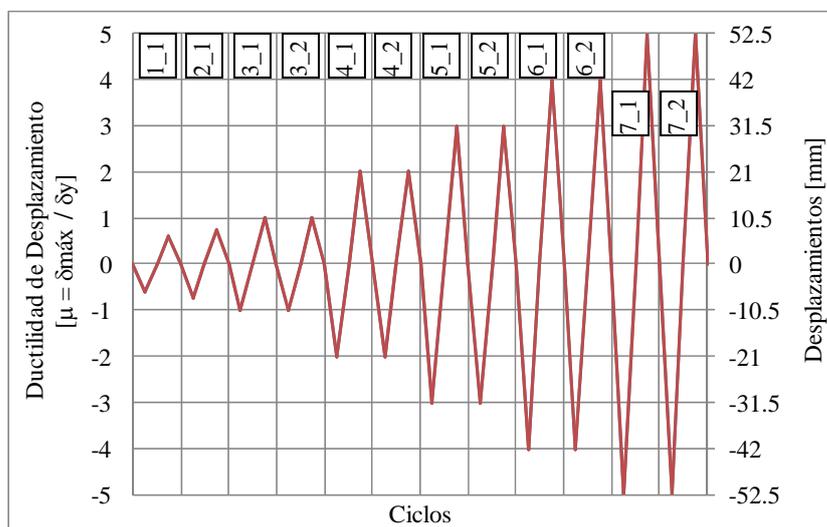


Figura C.7 Designación de ciclos de carga

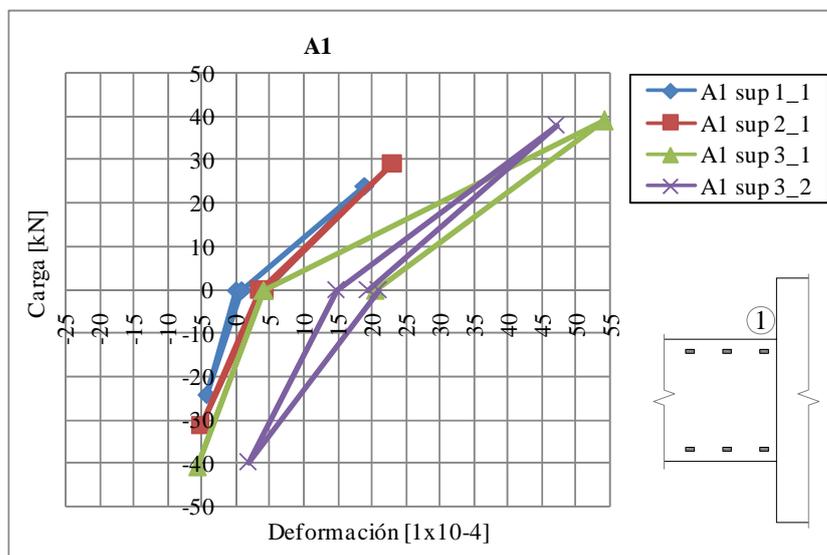


Figura C.8 Galga A1

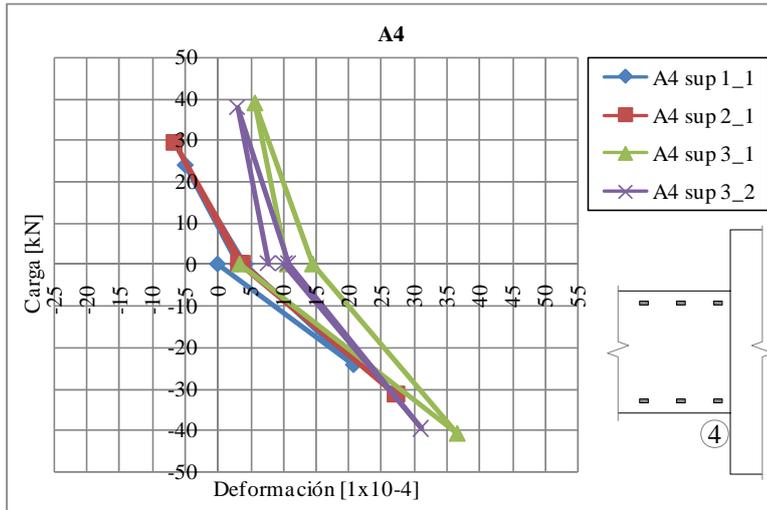


Figura C.9 Galga A4

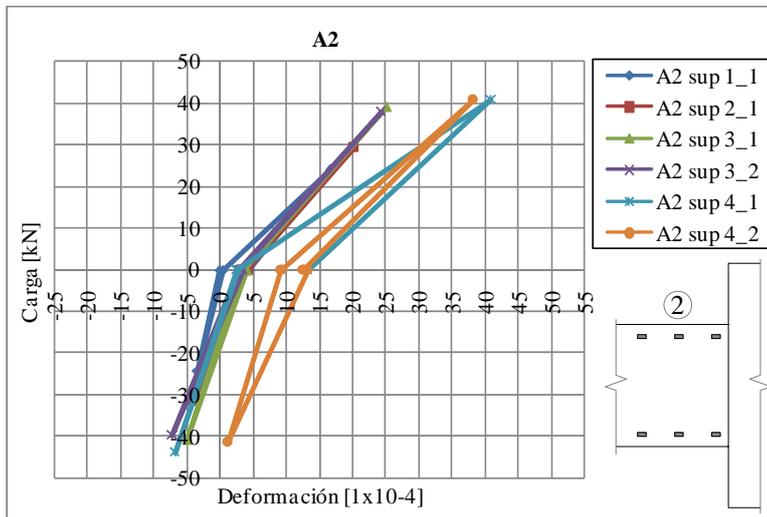


Figura C.10 Galga A2

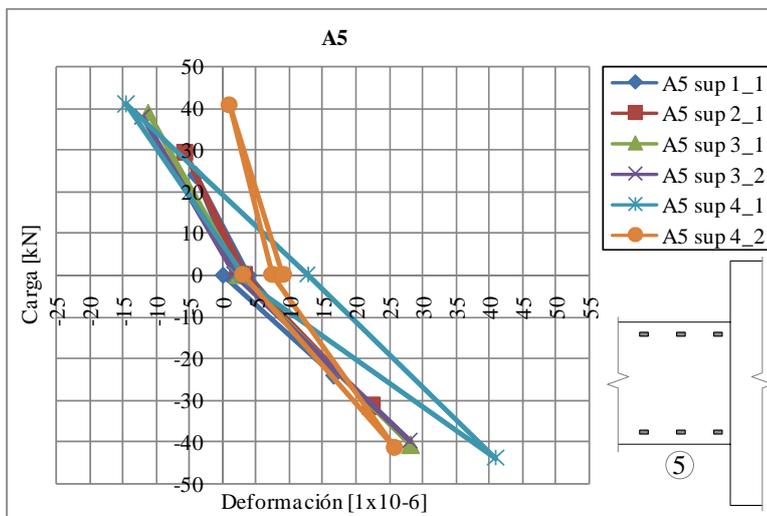


Figura C.11 Galga A5

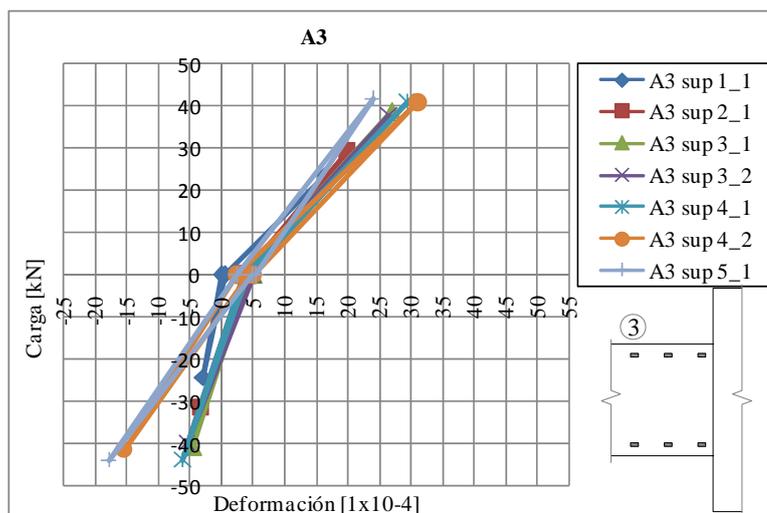


Figura C.12 Galga A3

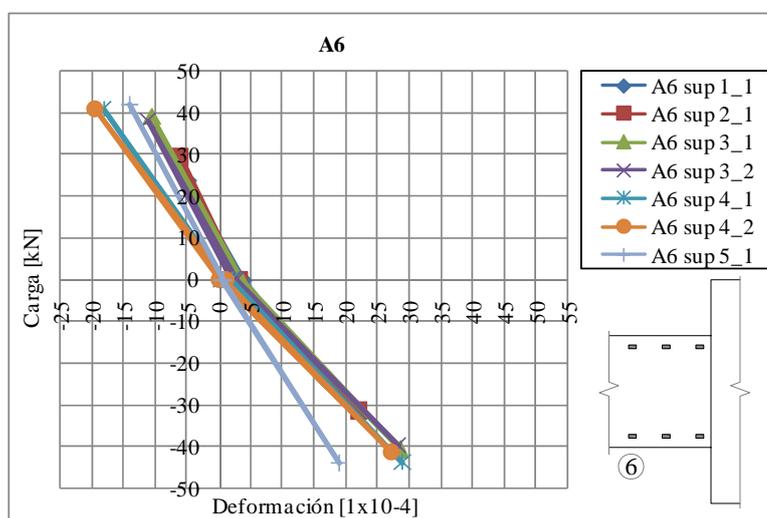


Figura C.13 Galga A6

1. Las galgas A1 y A4 (galga 1 y 4 del lado A respectivamente) registraron correctamente deformaciones hasta el ciclo 3_1 (tercer ciclo, primera repetición).
2. Las galgas B1 y B4 registraron correctamente deformaciones hasta el ciclo 2_1.
3. Las galgas A2, B2 y A5 registraron correctamente deformaciones hasta el ciclo 4_1.
4. La galga B5 registró correctamente deformaciones hasta el ciclo 3_2.
5. Las galgas A3, A6 y B6 registraron correctamente deformaciones hasta el ciclo 4_2.
6. La galga 3B, se despegó y no registró deformaciones para ningún ciclo de ensayo.

C.6. Instrumentos de medición

En la **Figura C.14** se presenta la foto de los instrumentos de medición empleados durante el ensayo que se numeran a continuación:

1. LVDT rango -50mm , +50mm
2. Transductores potenciométricos, rango 200mm
3. Transductores potenciométricos, rango 100mm
4. Caja de distribución
5. Transformador para transductores pontenciométricos
6. Placa de adquisición de datos de 8 canales.



Figura C.14 Instrumentos de medición

BIBLIOGRAFIA

- [1] S. Gea y M. Ceballos, «Experiencia de evaluación post-sismo en Salta,» de *EIPAC*, 2011.
- [2] M. L. Carreño, «Técnicas innovadoras para la evaluación del riesgo sísmico y su gestión en centros urbanos: Acciones ex antes y ex post,» España, 2006.
- [3] Applied Technology Council (ATC-20), *Procedures for Post-earthquake Safety Evaluation of Buildings*, 1989.
- [4] Applied Technology Council (ATC-20-2), *Addendum to the ATC 20 Post-earthquake Building Safety Evaluation Procedures*, 1995.
- [5] Applied Technology Council (ATC-20-1), *Field Manual: Post-earthquake Safety Evaluation of Buildings*, revised in 2005.
- [6] Federal Emergency Management Agency (FEMA 306), *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Basic Procedures Manual*, 1998.
- [7] Federal Emergency Management Agency (FEMA 307), *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Technical Resources*, 1998.
- [8] Federal Emergency Management Agency (FEMA 308), *Repair of Earthquake Damage Concrete and Masonry Wall Buildings*, 1999.
- [9] The Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), *Standard for Seismic Evaluation of Existing RC Buildings*, 2005.
- [10] The Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), *Guideline for Post-earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation*, 2001. In Japanese.
- [11] Building Research Institute, *Guideline for Damage Survey Methods of Earthquake Disaster Related with Buildings and Houses*, Japan, 2002.
- [12] Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), *Norma para la evaluación del nivel de daño por sismo en estructuras y guía técnica de rehabilitación*, T. Jumonji, Ed., Mexico, 2001.
- [13] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), *Guía técnica para inspección de edificaciones después de un sismo*, Colombia, 2009.
- [14] S. Anagnostopoulos and M. Moretti, "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.
- [15] J.-F. Wang, C.-C. Lin and S.-M. Yen, "A story damage index of seismically-excited buildings based on modal frequency and mode shape," *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 2143-2157, 2007.
- [16] M. L. Carreño, O. D. Cardona, M. C. Marulanda y A. H. Barbat, «Herramienta computacional para la evaluación post-sísmica de daños en edificios,» *Revista Internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, vol. 7, nº 1, 2007.

- [17] Y. Nakano, M. Maeda, H. Kuramoto and M. Murakami, "Guideline for Post-earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation of RC Buildings in Japan," in *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [18] M. Maeda, Y. Nakano and K. S. Lee, "Post-Earthquake Damage Evaluation for R/C Buildings Based on Residual Seismic Capacity," in *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [19] H. Choi, Y. Nakano and N. Takahashi, "Residual Seismic Capacity Estimation of RC Frame with Block Infill Based on Crack Width," in *8th Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Singapore, 2007.
- [20] M. Maeda and D. E. Kang, "Post-Earthquake Damage Evaluation of Reinforced Concrete Buildings," *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 7, no. 3, pp. 327-335, October 2009.
- [21] INPRES-CIRSOC 103, *Reglamento Argentino para las Construcciones Sismorresistentes*, Julio 2005.
- [22] F. F. Taucer, E. Spacone and F. C. Filippou, "A Fiber Beam-Column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures," 1991.
- [23] S. Mazzoni, F. McKenna, M. Scott and F. G.L., *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), User Manual*, University of California, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006.
- [24] S. Popovics, "A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete," *Cement and concrete research*, vol. 3, no. 5, pp. 583-599, 1973.
- [25] J. Mander, M. Priestley and R. Park, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1825, 1988.
- [26] I. Karsan and J. Jirsa, "Behavior of concrete under compressive loading," *Journal of Structural Division ASCE*, vol. 95, 1969.
- [27] G. Chang and J. Mander, "Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1- Evaluation of Seismic Capacity," *NCEER Technical Report*, no. 94-0006, 1994.
- [28] S. K. Kunnath, Y. Heo and J. F. Mohle, "Nonlinear Uniaxial Material Model for Reinforcing Steel Bars," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 135, no. 4, pp. 335-343, 2009.
- [29] L. Dodd and J. Restrepo-Posada, "Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 121, no. 3, pp. 433-445, 1995.
- [30] J. Zhao and S. Sritharan, "Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures," *ACI Structural Journal*, vol. 104, pp. 133-141, 2007.
- [31] S. Otani, "Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Buildings," *Faculty of Engineering, University of Tokyo*, vol. XLVII, pp. 5-28, 2000.
- [32] Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) , *Normas y comentarios para la evaluación del comportamiento ante sismo de estructuras existentes de concreto reforzado*, T. Jumonji, Ed., Mexico, 1996.
- [33] A. Veletsos and N. Newmark, "Effect of Inelastic Behavior of the Response of

Simple Systems to Earthquake Motions," in *Second World Conference on Earthquake Engineering*, Japan, 1960.

- [34] R. Park and T. Paulay, *Reinforced Concrete Structures*, United States of America: John Wiley & Sons, Inc., 1975.