

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

Comportamiento Sísmico de Columnas de Concreto Reforzado Rectangulares No Dúctiles Reforzadas con Encamisados de Elementos Metálicos con Variación en las Dimensiones de las Soleras

T E S I N A

QUE PARA OBTENER EL:

GRADO DE ESPECIALISTA

EN:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :



Ing. José Enrique Andrade Gamboa

DIRECTOR DE TESINA:

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX, 2024

"If I have seen further, it is by standing in the shoulders of giants."

Isaac Newton

Agradecimientos

El autor agradece el apoyo económico provisto por el Consejo Nacional de Humanidades, Ciencia y Tecnología (CONAHCyT) mediante el Programa de Becas Nacionales, con el cual fue posible la culminación del programa y de la presente tesis.

Se agradece de igual manera el apoyo de la Universidad Nacional Autónoma de México y el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por la orientación, motivación y apoyo proporcionado al autor. De igual manera se agradece a los docentes pertenecientes a dichas instituciones por inspirar y dejar una gran marca en el autor.

Las pruebas fueron realizadas en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), por lo que se extiende un sincero agradecimiento a la institución y el personal que apoyó la realización de las pruebas.

Se extiende un agradecimiento especial al Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro por su apoyo y orientación como tutor de esta tesis, su firme disposición para compartir su conocimiento y sabiduría, además de ser una inspiración para la investigación en la ingeniería civil en México, ha sido fundamental en la culminación de este trabajo.

A Dai López, por el apoyo proporcionado para el desarrollo de la presente tesina mediante su guía de LaTeX, muchas gracias.

Quiero expresar mi profundo agradecimiento a mis amigos y compañeros que me acompañaron a lo largo de mi formación académica y la elaboración de este documento. Su apoyo incondicional y camaradería han sido fundamentales en mi desarrollo.

Agradezco enormemente a mi tía Jacqueline por su apoyo inquebrantable, su cariño sincero y sus sabios consejos. Sus valores y ejemplo han sido una fuente constante de inspiración en mi camino como profesional.

A Juan y Karina, por todo.

A mis hermanos, les agradezco su particular manera de marcar mi vida y apoyarme en cada paso que he dado. A Mateo por su cariño y admiración, a Aldo por ser mi mejor amigo y un gran hermano mayor.

Agradezco profundamente a mis abuelos Maria Antonia, Dalia, Jorge y Carol por su infinito cariño, apoyo incondicional y por cuidarme como si fuera uno más de sus hijos.

A mis padres, les agradezco por instruirme en la persona que me he convertido; su inquebrantable apoyo y cariño fueron mi principal apoyo en los momentos más difíciles; sus enseñanzas guiaron mis decisiones más duras, y siempre tuve presente el orgullo que sentirían, lo cual me impulsó en los momentos más cruciales.

A Melanie. Las palabras no bastan para expresar mis sentimientos. Te agradezco por ser la compañera de vida más excepcional que uno podría desear. Espero con entusiasmo llenar juntos los capítulos que el futuro nos depara.

Finalmente, se agradece al pueblo de México por apoyarme, tanto directa como indirectamente, y mediante su aportación garantizar a mí y a muchos más una educación superior accesible. Estoy en una deuda eterna con la sociedad mexicana y mi promesa es garantizar su bienestar mediante el ejercicio de mi profesión.

José E. Andrade Gamboa
Coyoacán, Ciudad de México
Septiembre 2023

Índice general

Agradecimientos v
Nomenclatura 1

1. Introducción **5**
1.1. Motivación 6
1.1.1. Objetivos 7
1.1.2. Alcance 7
1.1.3. Limitaciones 7
1.2. Rehabilitación y reforzamiento de estructuras 8
1.2.1. Métodos de modificación local de elementos existentes 10
1.2.1.1. Inyección de grietas 10
1.2.1.2. Sustitución del material 11
1.2.1.3. Encamisado de concreto 12
1.2.1.4. Encamisado de acero 12
1.2.1.5. Encamisado de polímeros reforzado con fibras 13
1.2.2. Métodos de modificación global del sistema estructural 13
1.2.2.1. Muros de concreto reforzado 14
1.2.2.2. Contraventeos de acero 14
1.2.2.3. Muros diafragma 15
1.3. Normativa 16
1.3.1. FEMA 547: Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings 16
1.3.2. Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de Septiembre de 2017 (N-Rehab) 17
1.3.3. Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México. Guía Técnica 17
1.3.4. Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retroft of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1-22) and Commentary 17
1.4. Aplicación de métodos de rehabilitación 18
1.4.1. Sismos del 19 de septiembre de 1985 18
1.4.1.1. Daño observado 18
1.4.1.2. Consecuencias y respuesta tras los sismos del 19 de septiembre de 1985 19
1.4.1.3. Técnicas de rehabilitación 20

1.4.1.4. Encamisado con elementos de acero 21
1.4.2. Sismo del 19 de septiembre de 2017 M7.1 21
1.4.2.1. Daños observados 22
1.4.2.2. Consecuencias y respuesta tras el sismo del 19 de septiembre de 2017 23
1.4.2.3. Métodos de rehabilitación 24
1.4.2.4. Encamisado con elementos de acero 25
1.5. Investigación 26
1.5.1. O. González Cuevas, et al. 26
1.5.2. J. Ascensio 27
1.5.3. Y. Xiao, et al. 29
1.5.4. C. Xu, et al. 30
1.5.5. M. Priestley, et al. 32
1.5.6. R. Aboutaha 33
1.6. Perspectivas finales 35

2. Programa experimental **37**
2.1. Descripción del programa de ensaye 37
2.1.1. Marco de carga 37
2.1.2. Historia de carga 39
2.2. Descripción de los especímenes 43
2.2.1. Materiales 46
2.2.1.1. Concreto 46
2.2.1.2. Acero en barras corrugadas 47
2.2.1.3. Acero estructural 47
2.2.2. Diseño de los especímenes 48
2.2.2.1. Diseño a flexión 49
2.2.2.2. Diseño a cortante 50
2.2.2.3. Diagrama momento curvatura 53
2.2.2.4. Resumen de la resistencia a cortante esperada en la columna 55
2.2.3. Construcción de los especímenes 56
2.2.3.1. Armado de acero de refuerzo 56
2.2.3.2. Colocación de la cimbra 56
2.2.3.3. Colocación del concreto en los especímenes 57
2.2.3.4. Colocación del refuerzo de encamisado de acero . . . 59
2.3. Instrumentación y captura de datos 61
2.3.1. Instrumentación interna 61
2.3.2. Instrumentación externa 62
2.3.2.1. Transductores de desplazamiento 62
2.3.2.2. Deformímetros eléctricos 65
2.3.3. Captura de datos 65

3. Resultados del programa de ensayes **67**
3.1. Desarrollo de las pruebas experimentales 67
3.1.1. Espécimen O^* 67
3.1.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ 73
3.1.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ 82
3.2. Comportamiento histerético 91
3.2.1. Espécimen O^* 92
3.2.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ 93
3.2.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ 94
3.3. Rotación y curvatura 95
3.3.1. Espécimen O^* 95
3.3.1.1. Región 1 96
3.3.1.2. Región 2 97
3.3.1.3. Región 3 98
3.3.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ 99
3.3.2.1. Región 1 99
3.3.2.2. Región 2 100
3.3.2.3. Región 3 101
3.3.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ 102
3.3.3.1. Región 1 102
3.3.3.2. Región 2 103
3.3.3.3. Región 3 104
3.4. Deformación angular 105
3.4.1. Espécimen O^* 105
3.4.1.1. Región 1-C 106
3.4.1.2. Región 2-C 106
3.4.1.3. Región 3-C 107
3.4.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ 107
3.4.2.1. Región 1-C 107
3.4.2.2. Región 2-C 108
3.4.2.3. Región 3-C 108
3.4.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ 109
3.4.3.1. Región 1-C 109
3.4.3.2. Región 2-C 109
3.4.3.3. Región 3-C 110
3.5. Comportamiento detallado de los elementos 111
3.5.1. Espécimen O^* 111
3.5.1.1. Instrumentación interna 111
3.5.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ 115
3.5.2.1. Instrumentación interna 115
3.5.2.2. Instrumentación externa 119
3.5.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ 123
3.5.3.1. Instrumentación interna 123
3.5.3.2. Instrumentación externa 127

4. Análisis de los resultados **131**
4.1. Mecanismo de falla . . . 131
4.1.1. Espécimen O^* . . . 132
4.1.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ . . . 135
4.1.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ . . . 138
4.1.4. Comentarios . . . 141
4.2. Comportamiento del encamisado de acero . . . 142
4.2.1. Soleras de acero . . . 142
4.2.1.1. Extremos de las soleras . . . 142
4.2.1.2. Centro de las soleras . . . 144
4.2.2. Ángulos de acero . . . 148
4.3. Envolvente de respuesta . . . 151
4.4. Degradación de la rigidez . . . 153
4.5. Disipación de la energía . . . 155
4.6. Resistencia ante fuerza cortante analítica . . . 157
4.6.1. Normativa actual . . . 157
4.6.2. Ecuación propuesta 1: Aportación de las soleras de acero . . . 159
4.6.3. Ecuación propuesta 2: Aportación de los ángulos de acero al confinamiento . . . 161
4.7. Curva idealizada de carga-deformación . . . 163
4.7.1. Procedimiento para obtener las curvas idealizadas . . . 163
4.7.1.1. Obtención de los parámetros de modelación generalizados . . . 163
4.7.1.2. Obtención de la curva trilineal con la envolvente experimental . . . 164
4.7.2. Resultados obtenidos . . . 164
4.7.2.1. Espécimen O^* . . . 165
4.7.2.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ . . . 166
4.7.2.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ . . . 167
4.7.3. Perspectivas finales . . . 168

5. Conclusiones **169**
5.1. Recomendaciones y comentarios adicionales . . . 171
5.1.1. Direcciones para investigación futura . . . 171

Apéndice A. Resultados de los ensayes en los materiales **173**
A.1. Concreto . . . 173
A.2. Acero . . . 174
A.2.1. Acero en barras corrugadas . . . 174
A.2.2. Acero estructural . . . 176
A.2.2.1. Soleras de acero . . . 176
A.2.2.2. Ángulos de acero . . . 177

Apéndice B. Código en Python **179**

Referencias **187**

Notación

α Factor adimensional empleado para evaluar la eficiencia del refuerzo de acero transversal, es 1 para $s/d \leq 0.75$ y 0 para $s/d \geq 1$, variando linealmente para valores de s/d intermedios

a Peralte del bloque equivalente de esfuerzos en el concreto

a_{ang} Ancho del ala del ángulo de acero de lados iguales (LI) empleado en el encamisado con ángulos y soleras de acero

A_{si} Área de acero de refuerzo en el lecho "i"

A_s Área de acero de refuerzo a tensión

A_{vNoi} Área de una barra de acero del número "i"

$A_{vSolera}$ Área transversal de las soleras de acero empleadas en el refuerzo mediante encamisado de acero

A_{vs} Área de acero de refuerzo transversal en la dirección de análisis

b Dimensión paralela al eje de flexión analizado

b_1 Dimensión paralela al eje de flexión

b_2 Dimensión paralela al eje de flexión

δ Desplazamiento medido mediante los transductores de desplazamiento

Δ Distorsión en la columna, obtenido del cociente entre el desplazamiento medido en el punto de aplicación de la carga y la altura de la columna hasta dicho punto

d Peralte efectivo en la dirección ortogonal al eje de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión

d_i Posición del acero en el lecho "i"

ϵ_y Deformación unitaria asociada a la fluencia en el acero

ϵ_c Deformación unitaria asociada a la resistencia a la compresión máxima en el acero

$\epsilon_{\%}$ Error porcentual

E Energía disipada en cada ciclo histerético de aplicación de carga en los especímenes

E_s Módulo de elasticidad en el acero, igual a $2.039 \cdot 10^6 kg/cm^2$

f'_c Resistencia a la compresión del concreto

f_{si} Esfuerzo en el acero del lecho "i"

f_{yt} Esfuerzo asociado a la fluencia en el acero de refuerzo transversal

f_y Esfuerzo asociado a la fluencia en el acero

h Dimensión ortogonal al eje de flexión analizado

H_{O-E} Longitud vertical medida entre los transductores ubicados en las caras Este y Oeste

K Rigidez ante desplazamientos laterales de la columna en los especímenes

k_{nl} Factor adimensional para obtener la resistencia ante fuerza cortante en columna, es 1 para demandas de ductilidad menores a 2 y 0.7 para mayores a 6, variando linealmente para valores intermedios.

λ_c Factor adimensional de corrección por el peso unitario del concreto, es 1 para concreto regular y 0.75 para concreto ligero

L_{DD} Longitud diagonal medida entre los extremos de los transductores diagonales

L_{O-E} Longitud horizontal medida entre los transductores ubicados en las caras Este y Oeste

M_n Momento flexionante resistente nominal

M_u Momento flexionante actuante para el análisis de la resistencia ante fuerza cortante

N_u Carga axial actuante en una columna para el análisis de la resistencia ante fuerza cortante

ϕ Curvatura medida en la columna

P_n Carga axial resistente nominal

$P^{\pm}$ Carga lateral aplicada en el sentido positivo (+) y negativo (−)

ρ Cuantía de acero longitudinal, definido como la proporción de acero a tensión contra el área efectiva a flexión

ρ_{Solera} Cuantía de acero transversal obtenido con el área de las soleras

s Separación de los elementos que componen al refuerzo de acero transversal

s_{Solera} Separación de las soleras que componen el encamisado de acero

θ Rotación medida en la columna

V Fuerza cortante

V_{cr} Fuerza cortante resistente nominal proporcionada por el concreto

$V_{esperado}$ Valor esperado al calcular el error porcentual

V_{medido} Valor medido al calcular el error porcentual

V_{sr} Fuerza cortante resistente nominal proporcionada por el acero de refuerzo transversal

V_u Fuerza cortante actuante para el análisis de la resistencia ante fuerza cortante

1 Introducción

El riesgo sísmico es una medida que toma en cuenta el peligro sísmico en una zona, la vulnerabilidad ante daños por los movimientos del suelo de la infraestructura y el nivel de exposición, que representa la cantidad de bienes y personas vulnerables en la zona. En México, es un tema de suma importancia debido a las características del país, con diversas fuentes sísmicas y un gran historial de eventos sísmicos que han ocasionado grandes pérdidas tanto económicas como de vidas humanas. Dadas estas condiciones, surge una necesidad de actualizar constantemente los reglamentos relacionados al diseño de estructuras.

Específicamente en la Ciudad de México, la cual ha sufrido graves daños relacionados a eventos sísmicos como fueron los sismos del 17 de septiembre de 1985 y del 17 de septiembre de 2017, es necesaria una atención especial a la respuesta ante estos eventos, dado que las condiciones del suelo incrementan las solicitaciones en las estructuras y aumentan la probabilidad de que se presente daño en éstas (Cruz et al., 2017). Dada la prevalencia de edificaciones con una antigüedad que precede a la reglamentación actual en la entidad, es común que exista daño tras un sismo en estructuras de la ciudad, específicamente las ubicadas en la zona centro de ésta, que abarcan la Zona III de la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (ZGCM) declarada en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) (Gobierno de la Ciudad de México, 2017d). En dichas estructuras, la opción de demolerlas y reconstruirlas se enfrenta a las condiciones socioeconómicas de la entidad, donde muchas comunidades cuentan con recursos limitados y la urbanización actual dificulta la ejecución de dicho tipo de proyectos, por lo que es común optar por la rehabilitación de dichas estructuras dañadas, con una gran variedad de métodos empleados.

Un método ampliamente utilizado es el encamisado con elementos metálicos de miembros estructurales, para incrementar su resistencia (Fukuyama et al., 2000). Éste método es particularmente atractivo dada la filosofía de diseño estructural "columna fuerte - viga débil" favorecida en el RCDF (Gobierno de la Ciudad de México, 2017d), ya que permite la rehabilitación de columnas dañadas tras un sismo, puesto que permiten la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, manteniendo a las columnas como elementos vitales para la estabilidad del sistema estructural. Por lo tanto, es imperante conocer el comportamiento de una columna de concreto, reforzada por un encamisado metálico, con el objetivo de poder reglamentar el diseño y construcción de éstas.

En la presente tesina se pretende conocer la respuesta de una columna rectangular de concreto, reforzada con encamisados metálicos ante cargas laterales, así como

comparar su comportamiento con respecto a otra configuración de refuerzo, para determinar el aporte de fuerza cortante y rigidez que tendría el elemento.

1.1. Motivación

Esta tesina aborda el análisis del comportamiento sísmico de columnas rectangulares de concreto reforzado. Estas columnas han sido detalladas con un refuerzo de acero transversal que no cumple con los estándares actuales, pero que estuvo permitido según las normativas anteriores a 1985, por lo que presentan un comportamiento no dúctil, los cuales han sido reforzados con un encamisado de elementos de acero, compuesto de un entramado de ángulos y soleras, conectados a la columna mediante pernos.

El uso de este método, al compararlo con encamisados de acero con placas completas, presenta ciertas ventajas, ya que implica un menor peso de acero adicionado, lo que también deriva en menor costo y dificultad para la construcción de este método, ya que el uso de el entramado permite una mayor facilidad en el ensamblaje y colocación, al poder elaborarse en un taller y colocarse en posiciones con menos espacio. Por ello, adicionado a su amplio uso en proyectos de rehabilitación en la Ciudad de México tras el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Alcocer et al., 2020), es importante conocer el comportamiento sísmico de columnas con dicho refuerzo.

Para ello, se realizaron pruebas experimentales en las que se sometieron a cargas laterales cíclicas en una dirección, simulando la acción de un sismo. Con esto, se pretende simular las condiciones de las edificaciones con mayor vulnerabilidad y que han requerido un mayor número de proyectos de rehabilitación tras el sismo del 19 de septiembre de 2017. Dicho estudio forma parte de la investigación realizada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en colaboración con el Instituto para la Seguridad de las Construcciones de la Ciudad de México (ISC) “Estudio experimental de columnas de concreto encamisadas con elementos metálicos”, el cual consiste de 15 pruebas experimentales en columnas con diversas variaciones en la configuración del encamisado de acero ensayadas en cuatro etapas de acuerdo con su construcción y variaciones en su composición por analizar, de las cuales 11 se han realizado al momento de redacción del presente documento, y 4 más están por ser realizadas.

En esta tesina, presentarán los resultados de los ensayes para dos configuraciones en el refuerzo del encamisado, junto con los resultados de la columna de control, pertenecientes al programa experimental completo elaborado por el Instituto de Ingeniería. Las configuraciones de encamisado de acero analizadas constarán de diferente número de pernos conectores como medio de transferencia de esfuerzos entre la columna y el encamisado, y se analizará el comportamiento de este tipo de configuraciones y la influencia del número de conectores en éste. De igual manera, se analizará el aporte del encamisado metálico a la resistencia ante fuerza cortante y se comparará con la documentación y normativa relacionada disponible.

1.1.1. Objetivos

La culminación de esta tesina y los resultados obtenidos a través de este trabajo tienen como objetivo lograr los siguientes resultados:

- Establecer el comportamiento de columnas de concreto rehabilitadas con encamisados de acero conformado por un entramado de elementos, el cual ha sido ampliamente utilizado y estudiado en la Ciudad de México.
- Establecer la contribución del encamisado de acero ante la acción de cargas laterales.
- Proponer recomendaciones al aplicar esta técnica de rehabilitación en estructuras existentes.
- Contribuir al desarrollo de criterios de diseño para dicha técnica de rehabilitación.

1.1.2. Alcance

En esta tesina se incluye la descripción del programa experimental, los especímenes analizados y el desarrollo de la prueba. Se realizó un análisis de los resultados obtenidos y se comparó con los modelos analíticos disponibles y, finalmente, se presentan conclusiones acerca del comportamiento de este método de rehabilitación y se darán recomendaciones basadas en dichas conclusiones.

Se presentan los resultados de dos columnas, ambas reforzadas con encamisado de acero mediante entramado de ángulos y soleras, unidos a la columna con anclaje químico de pernos de acero. Para el primer caso, se empleó un perno en lado con mayor dimensión, mientras que para el segundo, se utilizaron dos pernos conectores para la unión con el elemento de concreto. Además de estas columnas reforzadas, se incluye una columna de control que no fue sometida al método de refuerzo descrito.

Las columnas fueron sometidas únicamente a cargas laterales cíclicas.

1.1.3. Limitaciones

El alcance de esta tesina tiene las siguientes limitaciones:

- Se empleará únicamente una configuración en las dimensiones de las soleras y ángulos para ambos especímenes reforzados.
- En las pruebas presentadas, no se aplicará carga axial en los especímenes ya que:

  a) Se planteó la aplicación de carga axial en otros especímenes del programa experimental completo, y

b) Se desea encontrar la aportación del encamisado únicamente a la fuerza cortante, dado que el reglamento actual no permite considerar su aporte a la resistencia ante otro tipo de esfuerzos (Gobierno de la Ciudad de México, 2023). Adicionalmente, la compresión aplicada incrementaría la resistencia a carga fuerza cortante (Gobierno de la Ciudad de México, 2017d), y podría inducir mecanismos que dificulten el análisis del comportamiento del encamisado únicamente ante fuerza cortante.

- No se analizará específicamente el comportamiento de los pernos conectores en el concreto, sino su funcionamiento como medio de adhesión del encamisado de acero en conjunto.

1.2. Rehabilitación y reforzamiento de estructuras

La rehabilitación y el reforzamiento de estructuras, típicamente realizados tras un evento sísmico o como medida preventiva, son procesos fundamentales para mejorar el desempeño y la resistencia de las edificaciones. Estos trabajos se llevan a cabo con el objetivo de adecuar las estructuras a las normativas de diseño vigentes en la zona donde se ubican, lo cual es crucial debido a que muchas edificaciones fueron concebidas bajo normas obsoletas. En ese contexto, es crucial reconocer que estas estructuras pueden presentar una mayor vulnerabilidad sísmica, definida como la susceptibilidad de una estructura a sufrir daños ante la ocurrencia de un evento adverso (en este caso, un sismo). Esta vulnerabilidad se debe, en parte, a que las normativas antiguas podrían no haber tenido en cuenta adecuadamente la magnitud de las fuerzas sísmicas actuantes o las mejores prácticas constructivas disponibles en la actualidad.

Mejorar el desempeño suele conllevar una mejora en la ductilidad y resistencia de la estructura. En la Ciudad de México, este tipo de obras se realizan de manera frecuente debido a la frecuencia de eventos sísmicos dado el peligro sísmico en la zona y otras fuentes de daño como los hundimientos diferenciales, considerando que gran parte de la sociedad en la entidad cuenta con recursos limitados para considerar demoler y reconstruir una estructura dañada.

En la Ciudad de México, los marcos de concreto y los sistemas de losa plana son sistemas estructurales utilizados ampliamente en edificaciones de tamaño medio a grande debido a su relativa sencillez en construcción y diseño, por lo que conocer su comportamiento es de suma importancia. Como prueba de ello, los sistemas estructurales conformados por marcos de concreto y losa plana representaron el 38 y 39 porciento de las edificaciones dañadas con proyectos de rehabilitación por parte del Gobierno de la Ciudad de México, siendo los dos sistemas más comunes (Cruz, 2022).

Entre las deficiencias más comunes de sistemas de marcos resistentes a momento fabricados con concreto reforzado ante cargas sísmicas están los errores de configuración y de detallado (ATC, 1996). A continuación se describen las deficiencias particulares a cada una de las categorías mencionadas anteriormente.

- Deficiencias típicas en la configuración:

  - Trayectoria de carga incompleta.
  - Irregularidades verticales.
  - Irregularidades horizontales.
  - Columna débil-viga fuerte.

- Deficiencias en el detallado:

  - Cantidad, espaciamiento y tamaño de refuerzo transversal.
  - Continuidad de barras longitudinales de refuerzo en los nodos.
  - Ubicación y longitud de empalmes de barras longitudinales en zonas críticas.

Existe una gran variedad de métodos de rehabilitación y reforzamiento para este tipo de sistemas estructurales, y la selección de éstos de manera que sea óptima para el caso analizado depende de muchos factores, tanto en términos económicos como en la logística de su aplicación. Por lo tanto, se requiere un análisis completo de las variables y considerar la aplicación conjunta de varios métodos, con el fin de elegir la configuración más eficiente.

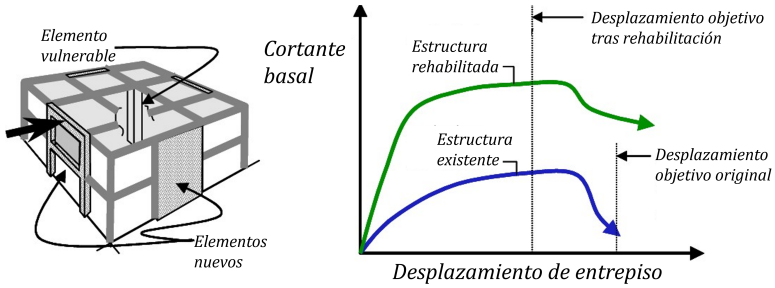
En proyectos de rehabilitación, pueden existir condicionantes del diseño que afectan la selección del método de reforzamiento. Algunos de éstos pueden ser el desempeño deseado, los costos de diseño y construcción, el cronograma del proyecto, los requisitos de preservación histórica, los efectos en la apariencia y espacio útil en el edificio, los efectos en la ocupación del edificio durante y después del proyecto, y el riesgo asociado a la ejecución del proyecto (ATC, 1996). Podemos identificar dos maneras de modificar un sistema estructural, para mejorar su desempeño (Moehle, 2000), las cuales se muestran a continuación:

- Modificación global: se refiere a modificar el sistema estructural con elementos que alteren el comportamiento general de la estructura y los demás elementos que la componen, así como modificar el sistema de resistencia ante cargas laterales. Se pude incluir aquí la adición de muros, de marcos y de contraventeos (ver Figura 1.1a).

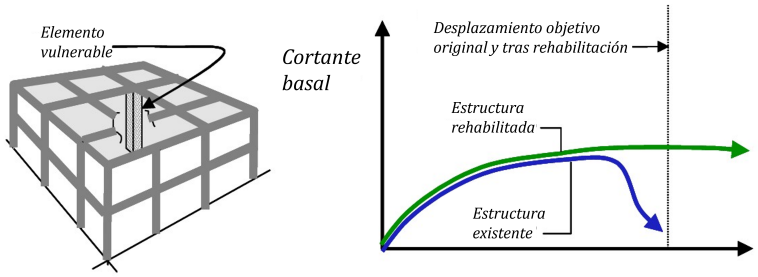
- Modificación local: se refiere a la modificación de uno o varios elementos que componen al sistema estructural. Usualmente estos elementos son críticos en el comportamiento de la estructura y se desea cambiar algún aspecto de su desempeño individual. Se puede incluir aquí el encamisado y reemplazo de elementos estructurales (ver Figura 1.1b).

Es importante señalar que existe una gran variedad de técnicas para rehabilitar o reforzar estructuras, y el desarrollo tecnológico nos asegura que se desarrollarán más (o se mejorarán las actuales) en el futuro. Para los objetivos de la presente tesina, se analizarán los métodos comúnmente usados en México para estructuras de concreto reforzado ante cargas sísmicas. A continuación, se describen las características de

distintos métodos de rehabilitación, clasificados de acuerdo con la designación anterior en modificaciones globales o locales en la estructura.



(a) Modificación global



(b) Modificación local

Figura 1.1: Modificaciones en sistemas estructurales (modificado de Moehle, 2000).

1.2.1. Métodos de modificación local de elementos existentes

Con el reforzamiento local de los elementos, se busca recuperar o incrementar la resistencia de los elementos sin modificar en gran medida el sistema estructural y su comportamiento originalmente esperado. Los cambios que se apliquen deben cumplir con los requisitos de resistencia, rigidez y ductilidad de las normas aplicables (Aguilar, 1995).

1.2.1.1. Inyección de grietas

Este método se utiliza para recuperar la rigidez en elementos con agrietamiento pero sin daño en el núcleo del concreto. La Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes (en adelante, NTC-EyR 2023), la cual al momento de la redacción se encuentra en consulta pública, define en la Tabla 9.3.2 los anchos de grieta aceptables en diversas condiciones (Gobierno de la Ciudad de México, 2023). Se suele utilizar inyección con resina epóxica, permitiendo mayor manejabilidad en espesores menores (ver Figura 1.2). Para anchos superiores se recomienda mezclar la resina con otros materiales como arena o aplicarse antes de la sustitución del material (Teran, 1988).



Figura 1.2: Preparación de un elemento para la inyección de grietas con resina epóxica (Alcocer et al., 2023).

1.2.1.2. Sustitución del material

Para garantizar el comportamiento adecuado de un elemento en el caso del aplastamiento del concreto o deformaciones y fallas en el acero de refuerzo, se puede sustituir el material dañado con otro nuevo y compatible con las características anteriores (ver Figura 1.3). Por lo tanto, se recomienda la preparación de la superficie para garantizar continuidad en el comportamiento.



(a) Elemento previo a la sustitución (b) Elemento tras la sustitución de material

Figura 1.3: Sustitución de material en un elemento dañado (Alcocer et al., 2023).

1.2.1.3. Encamisado de concreto

Consiste en incrementar la sección transversal mediante la adición de una nueva capa de concreto reforzado con barras longitudinales y transversales de acero o con malla de alambre soldado (ver Figura 1.4). De esta manera, se puede incrementar la rigidez y resistencia axial (Cruz, 2022), de cortante y a flexión del elemento, así como incrementar su ductilidad. Existen elementos conectores que permiten una adecuada transferencia de esfuerzos con el elemento original.

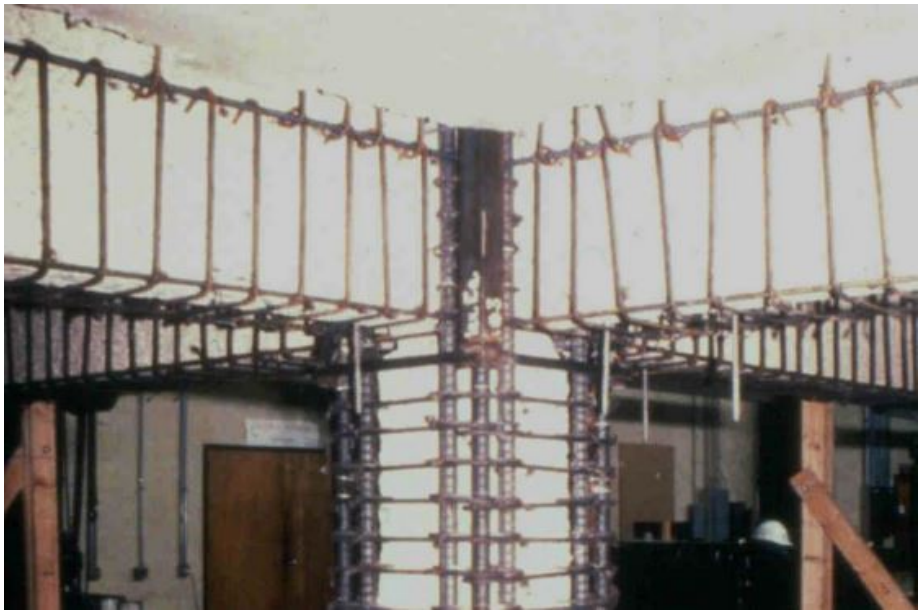


Figura 1.4: Encamisado de concreto en una columna, viga y nodo (Alcocer y Jirsa, 1993).

1.2.1.4. Encamisado de acero

Se pueden utilizar elementos de acero con el fin de mejorar las capacidades y comportamiento del elemento. Éste se puede cubrir con placas de acero que envuelvan totalmente a la sección o mediante un entramado de ángulos y soleras de acero (ver Figura 1.5). Se recomienda el uso de resinas o morteros fluidos para asegurar la transferencia de esfuerzos entre elementos, así como la reparación previa del elemento original.

Este método puede incrementar la resistencia a cargas laterales y distorsión de los elementos, aunque la NTC-EyR 2023 no permite considerar su aporte a la resistencia a flexión.



Figura 1.5: Encamisado con un entramado de acero formado por ángulos y soleras en una columna (Alcocer et al., 2023).

1.2.1.5. Encamisado de polímeros reforzado con fibras

El encamisado con polímeros reforzado con fibras (FRP por sus siglas en inglés) puede incrementar la resistencia ante cargas laterales y ductilidad de los elementos. Las FRP son un material ligero cuya resistencia es mayor que el acero, su aplicación es relativamente simple y no afecta en gran medida el tamaño del elemento (ver Figura 1.6).



Figura 1.6: Encamisado de polímeros reforzados con fibras en una columna (Gkournelos et al., 2019).

1.2.2. Métodos de modificación global del sistema estructural

Como se mencionó anteriormente, la modificación del sistema estructural con la adición de elementos resistentes ante cargas laterales requiere un análisis extenso del comportamiento de la estructura, tanto antes como después del proyecto de rehabilitación, para asegurar una selección eficiente y evitar problemas en los elementos

preexistentes.

A continuación, se presentan algunos métodos de modificación global aplicables a sistemas estructurales basados en marcos resistentes a momento de concreto reforzado.

1.2.2.1. Muros de concreto reforzado

La adición de muros de concreto reforzado es una técnica de rehabilitación que reduce significativamente los desplazamientos laterales e incrementa sustancialmente la capacidad ante cargas laterales (ver Figura 1.7). Su colocación debe realizarse tomando en cuenta una adecuada continuidad y transferencia de esfuerzos con la estructura preexistente (Aguilar, 1995).

Estos elementos representan un peso adicional significativo y se debe realizar el impacto en el comportamiento de la estructura y en la demanda en las columnas.

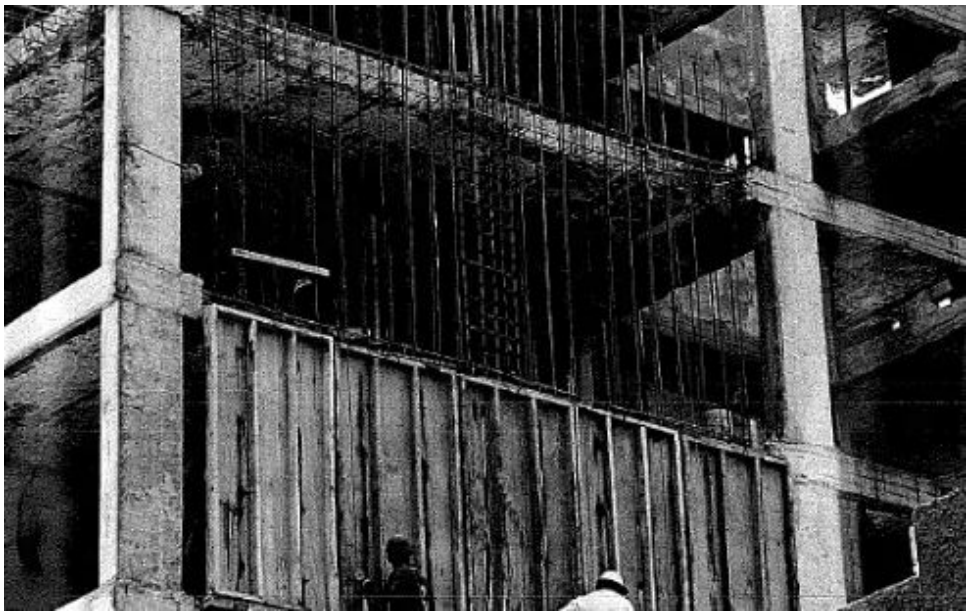


Figura 1.7: Adición de muros de concreto a un edificio preexistente (Aguilar, 1995).

1.2.2.2. Contraventeos de acero

Esta técnica de rehabilitación incrementa la capacidad ante cargas laterales y permite controlar los desplazamientos laterales de una estructura, mediante perfiles de acero colocados diagonalmente entre crujías (ver Figura 1.8). De igual manera, permite una colocación más práctica con un menor uso de espacio y peso en comparativa a muros de concreto reforzado.

Un punto importante en la aplicación de este método es lograr una adecuada conexión de los elementos de acero con los elementos del marco de concreto preexistente, para asegurar un correcto anclaje que garantice un comportamiento adecuado.

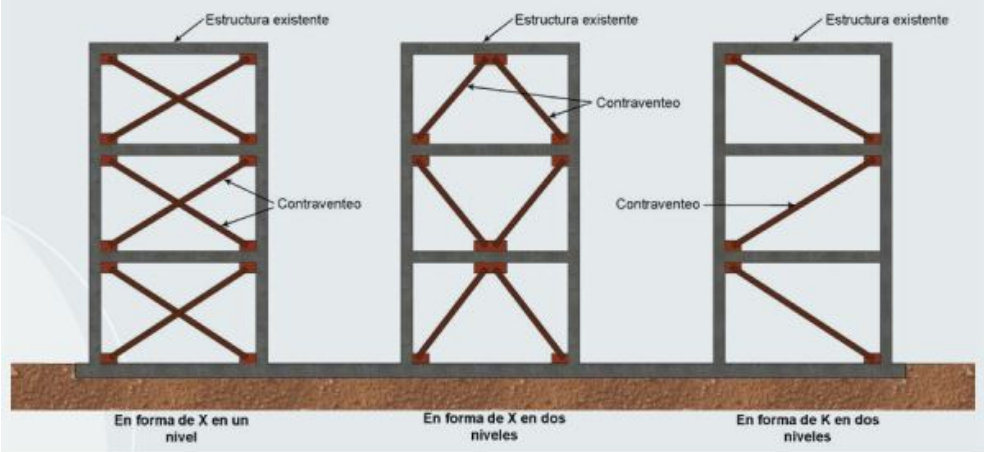


Figura 1.8: Contraventeos de acero permitidos en la rehabilitación de estructuras (Secretaría de Educación Pública/INIFED, 2021).

1.2.2.3. Muros diafragma

Los muros diafragma, conformados típicamente por mampostería o concreto reforzado dentro de un marco (ver Figura 1.9), es un método de rehabilitación que disminuye efectivamente los desplazamientos laterales. El muro y las columnas deben reforzarse adecuadamente para garantizar una ductilidad adecuada.

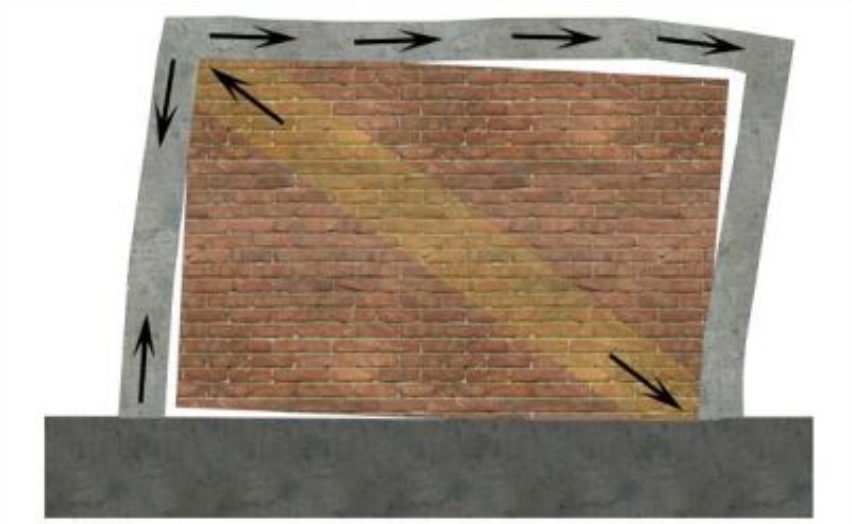


Figura 1.9: Interacción entre un marco de concreto reforzado y un muro diafragma (Secretaría de Educación Pública/INIFED, 2021).

1.3. Normativa

Existen diversas normas, reglamentos, manuales y guías técnicas que proveen pautas y recomendaciones a seguir para el diseño y detallado de elementos estructurales. Algunos de estos documentos tienen un carácter legal y poseen información técnica que deben seguirse obligatoriamente con el fin de garantizar un adecuado comportamiento sin fallas que puedan poner en riesgo la vida humana y el patrimonio de la sociedad, dentro de un marco de aplicación referente a la localización del proyecto.

A continuación, se explorarán algunos documentos que contienen pautas referentes al diseño de métodos de rehabilitación, con énfasis en los encamisados metálicos en elementos estructurales, comenzando con lo aplicable a la Ciudad de México y abordando también algunos documentos en materia de rehabilitación de estructuras, los cuales podrían servir de referencia al diseñar un encamisado de acero similar al que se analizará en esta tesina.

1.3.1. FEMA 547: Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

En este documento realizado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos de América (FEMA por sus siglas en inglés), es un compendio de diversas técnicas de rehabilitación determinadas como prácticas y eficientes para diversos tipos de edificaciones (FEMA, 2006). También provee recomendaciones para la aplicación de diversos métodos.

En la sección 12.4.5 se detalla el encamisado como método de rehabilitación de marcos resistentes a momento de concreto reforzado. Se describe el método de encamisado con elementos metálicos con las deficiencias que puede corregir, así como consideraciones en el diseño, construcción y detallado. No se incluyen recomendaciones explícitas sobre el diseño del encamisado de acero, mas que una figura que detalla un encamisado metálico típico (ver Figura 1.10).

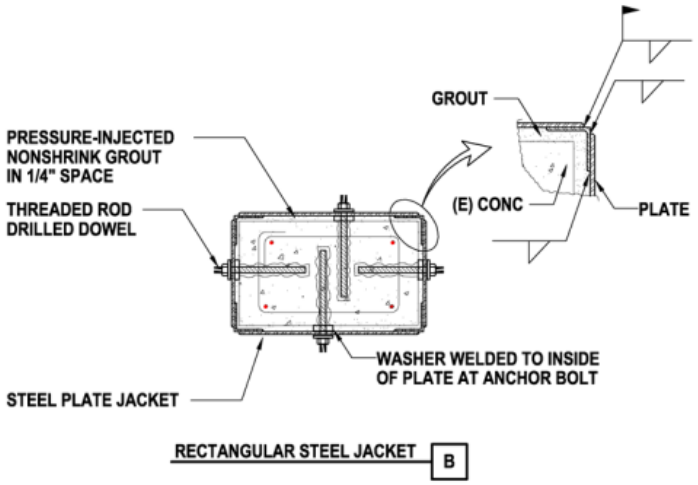


Figura 1.10: Detalle de un encamisado de acero con placas rectangulares (FEMA, 2006).

1.3.2. Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de Septiembre de 2017 (N-Rehab)

En esta norma, publicada el 4 de diciembre de 2017 en el Diario Oficial de la Ciudad de México en respuesta a los daños ocasionados en las estructuras por el sismo del 19 de septiembre de 2017, y se describen los requisitos mínimos para la evaluación y rehabilitación de edificios de concreto dañados por el sismo mencionado (Gobierno de la Ciudad de México, 2017a).

En este documento, se menciona en la sección 3.5.2 los encamisados como método de rehabilitación, y cómo se pueden utilizar elementos de acero como ángulos y soleras en rehabilitación de columnas y vigas, mencionando que se debe tomar en cuenta los cambios en el comportamiento de la estructura y sus efectos en la cimentación, sin profundizar en el diseño de los elementos.

1.3.3. Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México. Guía Técnica

Desarrollada por la Secretaría de Educación Pública, a través del Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa, con el propósito de proveer reglas técnicamente sólidas y aceptadas para rehabilitar edificios escolares ante sismos (Secretaría de Educación Pública/INIFED, 2021). Se incluyen requisitos mínimos para analizar, diseñar, construir y asegurar la calidad de los métodos de rehabilitación en estructuras o elementos estructurales.

En la sección 6.7 se describe el encamisado con elementos de acero de elementos estructurales como método de rehabilitación. Se describen las deficiencias que éste método puede corregir, así como una descripción de éste. Se incluyen separación, espesores y anchos mínimos para el encamisado de columnas mediante un entramado de ángulos y soleras, detallando que se puede considerar que la resistencia a cortante es la suma de la contribución del concreto y el acero, considerando el concreto de acuerdo con su nivel de daño y reparación, así como el no considerar el aporte de resistencia a flexocompresión del encamisado. No se describe explícitamente una manera de obtener el cortante que aporta el encamisado de acero.

1.3.4. Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retroft of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1-22) and Commentary

Esta publicación especial del Instituto Americano del Concreto (ACI por sus siglas en inglés) denominada ACI369.1R-22 establece requerimientos para la evaluación y rehabilitación de estructuras de concreto (ACI, 2022). En el Capítulo 4 se describen los métodos de análisis y las pautas para la selección de rehabilitación para marcos resistentes a momento de concreto reforzado, sin describir a profundidad los métodos detalladamente.

1.4. Experiencias derivadas de la aplicación de métodos de rehabilitación en la Ciudad de México tras eventos sísmicos

La Ciudad de México ha sido impactada con sismos de mediana a gran magnitud en repetidas ocasiones a lo largo de su historia, dado que México es un país altamente sísmico y la probabilidad que otro evento sísmico de gran magnitud impacte de nuevo a la ciudad es considerable dados los antecedentes.

Entonces, es importante analizar algunos de los eventos más importantes en la historia reciente y su impacto en las edificaciones de concreto reforzado, como aprendizaje de las técnicas y costumbres en el diseño y construcción de edificios que presentan un comportamiento inadecuado, con el fin de conocer las características y comportamiento de cada método empleado, buscando mejorar los procedimientos y normativa relativas a las construcciones, así como conocer las ventajas y limitaciones para la aplicación de cada método, para así conducir a la sociedad mexicana a una mayor resiliencia sísmica.

A continuación, se analizan los daños y experiencias de los sismos del 19 de septiembre de 1985 y del 19 de septiembre de 2017. El primero causó miles de muertes (Murcia-Delso et al., 2020) y una gran devastación a una gran distancia de la fuente, motivando un gran número de investigaciones en los efectos locales en el movimiento del suelo, comportamiento de sistemas estructurales y un cambio de paradigmas en las pautas de la normativa para diseño y construcción de edificaciones (Aguilar, 1995). El sismo del 2017, causante de 369 muertes y un colapso registrado de 38 edificios (Cruz, 2022), fue la primera gran prueba de la efectividad de la rehabilitación de edificios dañados y los cambios en la normativa por los sismos de 1985, pudiendo evaluar los métodos utilizados.

1.4.1. Sismos del 19 de septiembre de 1985

En 1985, la Ciudad de México fue afectada por dos eventos sísmicos diferentes, con el segundo ocurriendo 26 segundos después del primero, por lo que las coordenadas focales exactas del epicentro fueron difíciles de determinar (Rosenblueth y Meli, 1986). Se determinó que el evento sísmico se generó en la zona de subducción de la placa de Cocos y la placa Norteamericana, en la costa del Pacífico cercana al estado de Guerrero, con una magnitud M_s=8.1. En la Ciudad de México, a pesar de estar a aproximadamente 400 km del epicentro, se presentó una gran cantidad de daño en las edificaciones, principalmente en aquellas ubicadas en la zona caracterizada como zona de lago, con depósitos lacustres de arcillas de alta compresibilidad en el subsuelo.

1.4.1.1. Daño observado

La mayoría de edificios con daño tras los sismos de 1985 se ubicaba en la zona del lago de la Ciudad de México, con un periodo fundamental de vibración de entre 1 y 2 segundos, asociado a estructuras de entre 7 y 15 niveles donde la respuesta sísmica



Figura 1.11: Daño en columnas de concreto reforzado tras los sismos de 1985 en la Ciudad de México (Rosenblueth y Meli, 1986).

de dichas estructuras de altura media fueron amplificados debido a que su periodo fundamental de vibración eran cercanos al periodo natural del suelo (Murcia-Delso et al., 2020).

De acuerdo con la información recopilada tras los sismos de 1985 por Aguilar, 1995, un total de 379 estructuras presentaron un colapso parcial o total, de las cuales el 51 % presentaban un sistema estructural basado en marcos de concreto reforzado. Los principales modos de falla observados en estructuras de concreto fueron: fallas por tensión diagonal en columnas y vigas, falla por aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo longitudinal en columnas (ver Figura 1.11) y el punzonamiento en losas planas y reticulares (Fundación ICA, 1988).

De acuerdo con los datos proporcionados por el gobierno de la Ciudad de México, un total de 1433 edificios fueron rehabilitados por daños producto de los sismos de 1985, mientras que 225 fueron demolidos (Gobierno del Distrito Federal, 1988).

1.4.1.2. Consecuencias y respuesta tras los sismos del 19 de septiembre de 1985

Un mes después el evento sísmico, el 18 de octubre de 1985, fueron promulgadas en el Diario Oficial de la Federación las Normas de Emergencia en materia de construcción para el Distrito Federal (Gobierno del Distrito Federal, 1985), las cuales modificaban los lineamientos del reglamento vigente en ese momento, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1976 (Gobierno del Distrito Federal, 1976), donde se asignaba el peligro sísmico de acuerdo con el tipo de edificio, asignado según su ocupación, y la zonificación asignada con la profundidad de la capa dura de suelo en el sitio, donde la Zona I (Zona de lomas) se asignaba a zonas con profundidad menor a 3 metros, Zona II (Zona de transición) en zonas con profundidad entre 3 y 10 metros, y Zona III (Zona de lago) en zonas con profundidad mayor a 10 metros.

Las Normas de Emergencia de 1985 incrementaron los coeficientes sísmicos alcanzados por los espectros de diseño sísmico de las Zonas II y III hasta un 66 % en edificios habitacionales, con el fin de ser utilizados en el diseño y ejecución de proyectos de rehabilitación de la infraestructura dañada (Aguilar, 1995).

En Julio de 1987 se publicó una nueva versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (en adelante, RCDF) (Gobierno del Distrito Federal, 1987), donde se mantenían muchos de los cambios presentes en las Normas de Emergencia, aunque se incluyeron cambios significativos como nuevos límites para desplazamientos laterales y distorsiones en pisos de las estructuras, así como un incremento en los coeficientes sísmicos en la Zona II (Zona de transición) (Alcocer y Castaño, 2008).

1.4.1.3. Técnicas de rehabilitación

Tras los sismos de 1985, se adoptaron diversas medidas para rehabilitar y reparar el daño causado, buscando recuperar lo más rápido posible el bienestar y la capacidad de continuar con sus actividades a los habitantes de la Ciudad de México. De igual manera, diversos edificios de alta importancia o de uso especial fueron reforzados de manera voluntario por propietarios y encargados, para así disminuir su vulnerabilidad. Se adoptaron esquemas de prioridad para la evaluación de estructuras tras un evento sísmico, dándole mayor prioridad a aquellas edificaciones con más de 5 pisos y uso de alta densidad (Aguilar, 1995) (ver Figura 1.12).

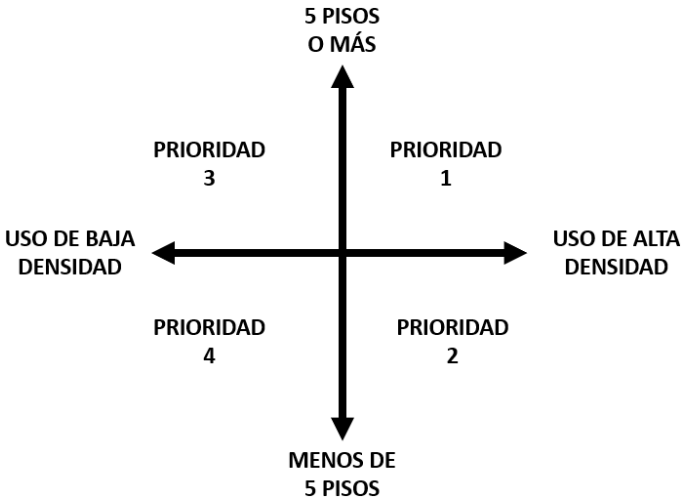


Figura 1.12: Importancia de edificios de acuerdo con su altura y uso (Aguilar, 1995).

Los métodos de rehabilitación empleados consistieron tanto de modificaciones globales como locales (tal y como se describió anteriormente en este capítulo). En estructuras de concreto reforzado las técnicas de reparación consistieron comúnmente de inyección de grietas, encamisado de concreto en columnas y vigas con el fin de aumentar la ductilidad, rigidez y resistencia de los elementos al aumentar sus sección, encamisado con elementos metálicos, ya sea con entramado de ángulos y soleras o con placas, y en algunos casos la adición de elementos postensados. La modificación del sistema resistente ante cargas laterales, como la adición de elementos, muros o contraventeos, fue utilizado tanto para incrementar la capacidad de la estructura, como para modificar la rigidez de manera significativa y con ello evitar la amplificación de la respuesta al contar con periodos de vibrar cercanos al periodo natural del suelo de la zona.

1.4.1.4. Encamisado con elementos de acero

El encamisado con elementos de acero fue utilizado para recuperar o aumentar la capacidad de los elementos (Aguilar, 1995). El contacto adecuado entre el encamisado y la columna es esencial, por lo que se requería el uso de concreto o mortero fluido (*"grout"*) para una adecuada distribución de esfuerzos y proteger el acero de incendios y corrosión. Antes de colocar el reforzamiento, se garantizó que los elementos fueran reparados de fallas y agrietamientos previos. En columnas, se colocaron elementos de acero para incrementar su capacidad ante cortante, incrementar la ductilidad del elemento y retrasar el aplastamiento del concreto (Aguilar, 1995). Por lo general, se emplearon encamisados con ángulos de acero en las esquinas, enlazados con soleras de acero, las cuales se colocaban de manera horizontal o diagonalmente formando armaduras (ver Figura 1.13).

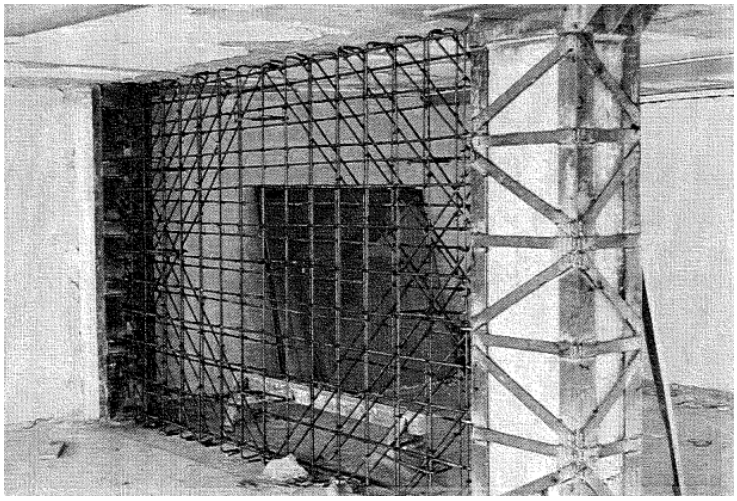


Figura 1.13: Reforzamiento de estructura después de los sismos de 1985, con adición de muro de concreto y encamisado con entramado de elementos de acero (Aguilar, 1995).

Adicionalmente, se empleó el encamisado con elementos de acero en vigas y losas de concreto, para incrementar la capacidad a flexión y cortante de los elementos. La adición de placas en la zona inferior de los elementos tenía el fin de incrementar su capacidad a flexión, mientras que para incrementar su capacidad ante cortante, se colocaron las placas en las caras laterales de los elementos.

1.4.2. Sismo del 19 de septiembre de 2017 M7.1

El 19 de septiembre de 2017 un sismo, con una magnitud M_w 7.1, afectó a la Ciudad de México. Con epicentro en el límite entre los estados de Puebla y Morelos, se atribuye el sismo a la subducción de la placa de Cocos bajo la de Norteamérica y los daños asociados a dicho evento provocaron la muerte de 369 personas (Bautista, 2019). El evento sísmico ocurrió en el 32 aniversario del sismo de 19 de septiembre de 1985.

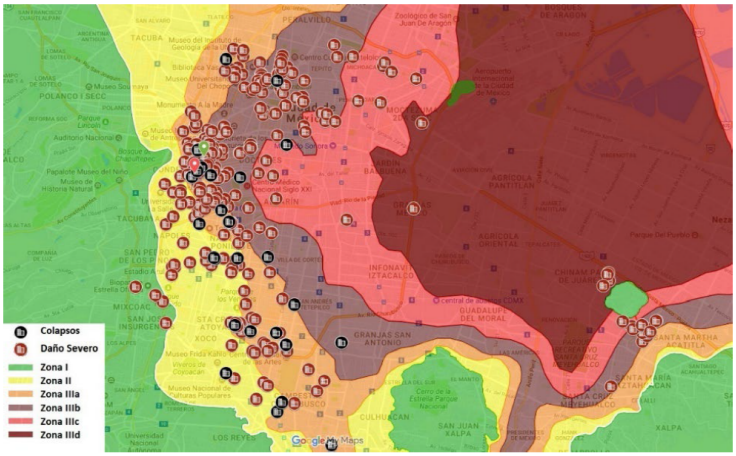


Figura 1.14: Localización de edificios con daño severo o colapso en relación a la ZGCM (Pujol y Rodríguez, 2019).

Históricamente, los sismos de profundidad focal media, ocasionados por la subducción de la placa de Cocos en los estados de Puebla, Morelos y Veracruz, han ocasionado daños significativos en la infraestructura de las ciudades en el centro del país (Singh et al., 1999). Por los daños ocasionados en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) asociados a las demandas generadas por el sismo, fue posible observar el daño presentado en la infraestructura, y así comparar la magnitud y características de los daños con los generados por los sismos de 1985.

1.4.2.1. Daños observados

De acuerdo con un análisis de los espectros de aceleraciones de estaciones dentro de la Ciudad de México, se observó una mayor excitación en estratos aluviales con un periodo cercano a 1 s, consistente con el daño y colapsos observados en edificios de cuatro a siete niveles ubicados en la ribera de la Zona III de la ZGCM (Bautista, 2019). En la Figura 1.14 se observa la localización de edificios colapsados y con daño severo en relación a la ZGCM, tras el sismo del 2017.

Tras el sismo, se registraron 38 colapsos en edificaciones con usos diversos, donde 23 de éstos eran de entre cuatro y siete niveles, y las principales deficiencias encontradas en los edificios fueron una estructuración con piso suave (en 18 edificios) y una deficiencia en la resistencia lateral asociados al detallado de acero de refuerzo transversal (en 12 edificios). Sólo un edificio colapsado fue diseñado y edificado posteriormente a 1985 (Bautista, 2019). Adicionalmente, se estima que 5,765 edificios en la Ciudad de México presentaron daños.(Cruz, 2022)

En un trabajo colaborativo entre el Instituto de Ingeniería de la UNAM, la Universidad de Texas en Austin, ConTex y el Instituto para la Seguridad de las Construcciones en la Ciudad de México (ISC), se realizó un inventario de proyectos de rehabilitación para edificios dañados por el sismo de 2017 (Alcocer et al., 2020), con información de 208 edificios proporcionada por el ISC o capturada a través de visitas de campo. Esto proporciona una muestra sensiblemente representativa del daño

presentado en edificios de la Ciudad de México y algunos de los vicios presentes en la infraestructura tanto actual, como aquella producida en años previos.

De la base de datos de los edificios con proyecto de rehabilitación, 68 % fue construido antes de 1985, con 30 % de los edificios con daño ubicados en la Zona II y 62 % en la Zona III de la ZGCM. El daño fue más común en edificios con sistemas estructurales basados en losas planas (39 %) y marcos de concreto (38 %) (ver Figura 1.15). Finalmente, 78 % de los edificios contaba con cuatro a nueve niveles (Cruz, 2022), congruente con los datos de los edificios colapsados y asociado a la naturaleza de la excitación generada por el evento sísmico.



Figura 1.15: Daño observado en una columna de concreto tras los sismos del 2017 (Secretaría de Educación Pública/INIFED, 2021).

1.4.2.2. Consecuencias y respuesta tras el sismo del 19 de septiembre de 2017

Tras el sismo de 2017 y con la necesidad de poder evaluar adecuadamente el daño en las edificaciones y, de ser viable, rehabilitar la infraestructura de manera que se garantice un adecuado comportamiento en caso de un evento sísmico en el futuro. El Comité Asesor en Seguridad Estructura de la Ciudad de México (CASE) desarrolló las Normas de Rehabilitación Sísmica de Edificios Dañados por el Sismo de 2017 (referidas de ahora en adelante como N-Rehabilitación) (Gobierno de la Ciudad de México, 2017b), donde se establecen pautas para evaluar y rehabilitar los edificios dañados. En dicha norma, se establecen métodos para estimar las características de los materiales, se propone una categorización de los niveles de daño en las estructuras y presenta técnicas de rehabilitación en función de los siguientes objetivos de desempeño:

- Seguridad ante daño, tal que la estructura debe sufrir daños controlados y reparables durante un sismo de diseño, sin que se produzca la pérdida de funcionalidad del edificio o la necesidad de evacuación de sus ocupantes.

- Seguridad ante colapso, donde la estructura debe ser capaz de soportar las fuerzas sísmicas de diseño sin que se produzcan daños que comprometan la estabilidad global del edificio.

- Ocupación inmediata, en la que la estructura debe sufrir daños mínimos durante un sismo de diseño, de tal manera que pueda seguir funcionando sin interrupciones y sin necesidad de reparaciones que afecten su uso normal.

1.4.2.3. Métodos de rehabilitación

De igual manera, se realizaron trabajos de rehabilitación en edificios con daño causado por el sismo del 2017. De los 208 edificios mencionados en el punto 1.4.2.1, se tiene que, entre los métodos de rehabilitación local de las estructuras, las más comunes fueron el encamisado de muros de mampostería con malla electrosoldada y el encamisado de columnas con concreto, con el uso de dichas técnicas presente en 49 % y 35 %, respectivamente (ver Figura 1.16). Mientras que el método de rehabilitación con modificación global al sistema de resistencia ante cargas laterales más utilizado fue la adición de muros de concreto, presente en 46 % de los proyectos (Cruz, 2022).



(a) Encamisado de muro de mampostería, tras daño sísmico en 2017 (Murcia-Delso et al., 2020).



(b) Encamisado de columna con concreto reforzado (Cruz, 2022).

Figura 1.16: Principales métodos empleados tras el sismo del 19 de septiembre del 2017 en la Ciudad de México.

Además del daño sísmico ocasionado por las deficiencias en la estructuración de un gran número de edificaciones, se observó un factor común en la mayoría de los edificios con daño: muchos presentaban una mayor vulnerabilidad debido a un mal mantenimiento o carencia de éste (Murcia-Delso et al., 2020). Se puede argumentar que el agrietamiento y la exposición del acero de refuerzo en las estructuras tienen un impacto en su comportamiento, posiblemente reduciendo su resistencia.

1.4.2.4. Encamisado con elementos de acero

El encamisado de columnas con entramado de ángulos y soleras de acero estuvo presente en 20 % de los proyectos, mientras que el encamisado de vigas con dicha técnica fue en 4 % (ver Figura 1.17). Cabe destacar que estas técnicas, así como las mencionadas en la sección anterior, se emplearon en combinación con otras en la mayoría de los casos.



Figura 1.17: Encamisado de acero en proyecto de rehabilitación del sismo del 2017.

1.5. Investigación

En esta sección se realizará una recapitulación de la investigación que se ha realizado sobre el comportamiento de columnas de concretos reforzadas con encamisados de acero, específicamente con entramado de ángulos y soleras de acero.

1.5.1. O. González Cuevas, et al.

Se realizaron pruebas experimentales en columnas de concreto reforzado rectangulares reforzadas con encamisado de acero conformado por ángulos y soleras. Los objetivos de la investigación eran determinar si el comportamiento de las columnas reforzadas con camisas de acero es adecuado para resistir fuerzas cortantes y si la resistencia a fuerza cortante se puede calcular con los procedimientos usuales para columnas confinadas con estribos o espirales.

Las columnas contaban con dimensiones de 20 cm por 25 cm, con 150 cm de altura. El acero de refuerzo longitudinal consistía de 4 barras del no. 6, mientras que el acero transversal consistía de barras del no. 3 a cada 75 cm. Se utilizó concreto con resistencia a la compresión f_c'=200 kg/cm^2 y el acero de las barras de refuerzo con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=4200 kg/cm^2. El reforzamiento consistió de ángulos de acero con 3.2 cm de ancho y 0.3175 cm de espesor, así como otros especímenes con ángulos de 6.4 cm de ancho y 0.635 cm de espesor. Mientras tanto las soleras utilizadas fueron de 2.54 cm de ancho por 0.318 cm de espesor y de 2.54 cm de ancho y 0.635 cm de espesor, respectivamente para cada tipo de ángulo. El acero empleado en el acero estructural contaba con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=2530 kg/cm^2. En la Figura 1.18 se muestran las características de los especímenes.

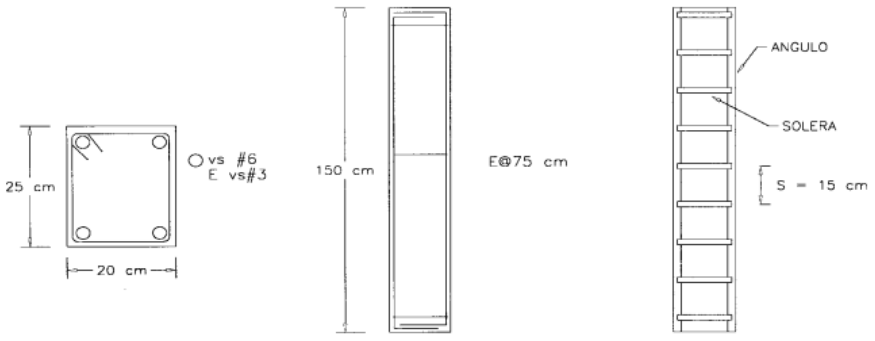


Figura 1.18: Características del espécimen tipo ensayado (Cuevas et al., 2007).

La aplicación de cargas consistió de una carga axial constante de 15 t, correspondiente al 15 % de la capacidad máxima de la columna a compresión pura, durante toda la prueba, a la vez que se aplicaron cargas laterales cíclicas en una dirección. Se utilizaron gatos hidráulicos en la base de la columna como medio de empotramiento del elemento. En la Figura 1.19 se muestra el esquema de carga.

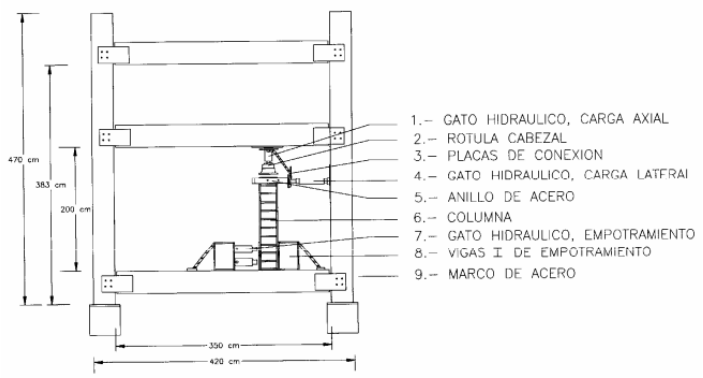


Figura 1.19: Esquema general del ensaye (Cuevas et al., 2007).

Las variables analizadas fueron los métodos constructivos para la colocación del reforzamiento de acero, variando la colocación de resina epóxica y presión en la colocación, así como la temperatura del acero durante el proceso de colocación de soldadura y el tamaño del reforzamiento. En algunos especímenes, la capacidad de la columna ante cargas laterales excedió la carga máxima capaz de ser suministrada por el sistema carga lateral, el cual consistía de un solo gato hidráulico (ver Figura 1.20).



Figura 1.20: Vista de un espécimen durante una prueba (Cuevas et al., 2007).

Se concluyó que las columnas reforzadas con camisas de acero presentan un buen comportamiento ante fuerzas cortantes, con una alta ductilidad y una capacidad de disipación de energía comparable a la de las columnas confinadas con estribos o espirales y que la resistencia a fuerza cortante se puede estimar con los procedimientos usuales para columnas confinadas, mientras se aplique un factor de reducción al esfuerzo de fluencia del acero (Cuevas et al., 2007).

1.5.2. J. Ascensio

Esta tesis de licenciatura, elaborada por Ascencio (2005), tuvo como objetivo evaluar el comportamiento y la resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto

reforzado con ángulos y soleras de acero, como una técnica de rehabilitación estructural ante daños causados por sismos u otras acciones. Para ello, se realizaron pruebas experimentales en columnas rectangulares de concreto reforzado con daño previo.

Las columnas tenían dimensiones de 50 cm por 50 cm, y 200 cm de altura. El acero de refuerzo longitudinal consistía de 12 barras del no. 8 en paquetes de tres en las esquinas, mientras que el acero transversal consistía de barras del no. 3 a cada 20 cm. Se utilizó concreto con resistencia a la compresión f_c'=250 kg/cm^2 y el acero de las barras de refuerzo con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=4200 kg/cm^2. El reforzamiento consistió de ángulos de acero con 5.08 cm (2 in) de ancho y 0.635 cm (1/4 in) de espesor, mientras tanto las soleras utilizadas fueron de 5.08 cm (2 in) de ancho por 0.635 cm (1/4 in) de espesor. El acero empleado en el acero estructural contaba con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=2530 kg/cm^2. En la Figura 1.21 se muestran las características de los especímenes.

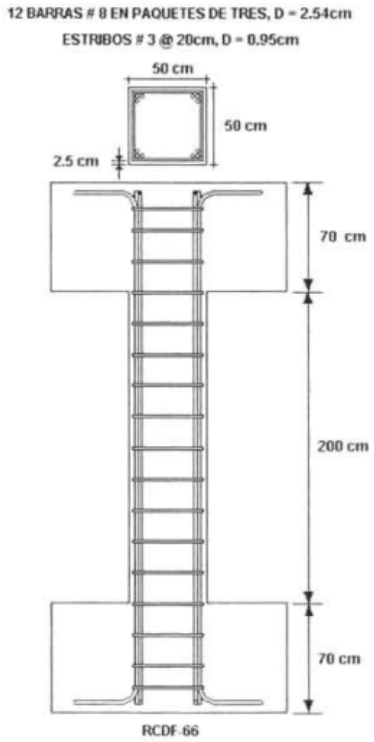


Figura 1.21: Características del espécimen tipo ensayado (Ascencio, 2005).

El programa experimental consistió en someter las columnas a una carga axial constante equivalente al 20 % de la resistencia nominal del concreto y a una carga lateral cíclica creciente aplicada mediante un actuador hidráulico en ambas direcciones principales. La carga lateral se incrementó en pasos de 0.5 toneladas hasta alcanzar la falla o el desplazamiento máximo permitido por el equipo. En la Figura 1.22 se muestra el esquema del marco de carga de los ensayes. En total, se ensayaron cuatro columnas, cuyas características se basaron en un edificio rehabilitado tras sufrir daños estructurales en los sismos de 1985. Se ensayaron dos columnas de control, diseñadas de acuerdo con el reglamento vigente durante la construcción del edificio (RCDF

66) y el vigente durante la redacción de la tesis (RCDF 99), respectivamente. Las dos columnas restantes fueron diseñadas con el RCDF 66 y reforzadas con ángulos y soleras, con una presentando daño previo.

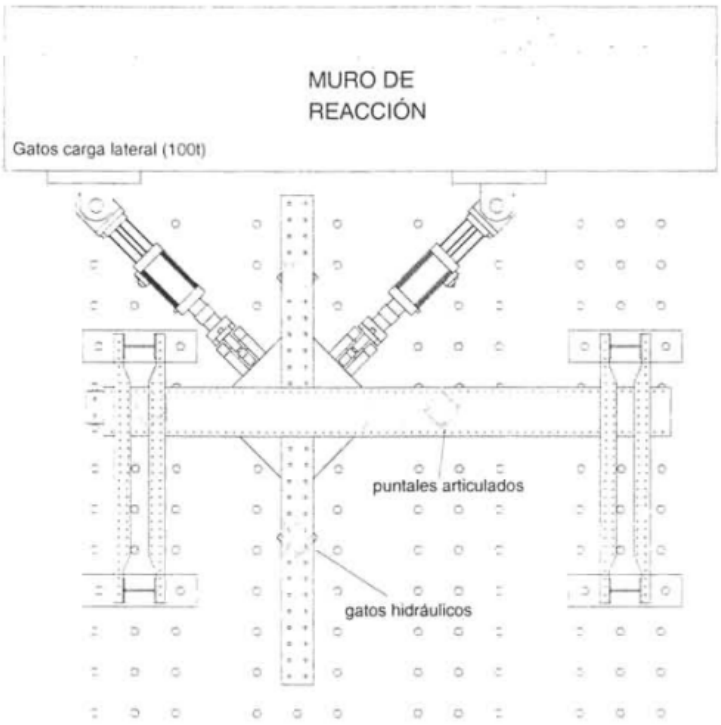


Figura 1.22: Esquema del marco de carga utilizado en los ensayes (Ascencio, 2005).

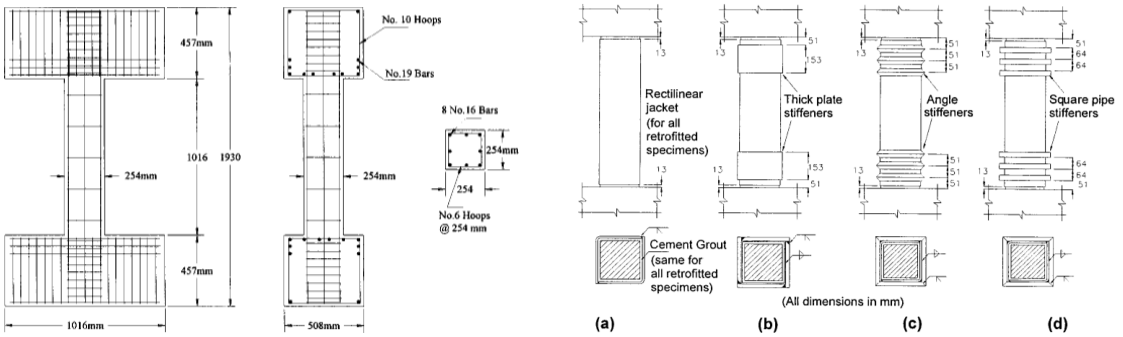
En la tesis se concluye que el refuerzo de columnas de concreto reforzado con ángulos y soleras de acero es una técnica efectiva para mejorar el comportamiento y la resistencia a fuerza cortante de las columnas, dado que se observó que el confinamiento lateral proporcionado por los ángulos mejora la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de las columnas, evitando la falla frágil por aplastamiento del concreto y permitiendo el desarrollo de la resistencia del acero (Ascencio, 2005).

1.5.3. Y. Xiao, et al.

El artículo presenta un método mejorado de encamisado de acero para rehabilitar columnas de concreto reforzado con sección cuadrada o rectangular, con el fin de aumentar su resistencia y mejorar su ductilidad. El método consiste en usar láminas de acero semicirculares que se sueldan para formar el encamisado circular, y que se refuerzan parcialmente con soleras de acero en las zonas críticas.

El programa experimental consistió en ensayar 12 columnas de concreto reforzado con sección cuadrada de 25.4 cm por 25.4 cm y una altura de 120 cm. El refuerzo longitudinal consistió en cuatro barras del no. 5 y el refuerzo transversal fue de estribos de alambre recocido no. 2 cada 25.4 cm. El concreto utilizado fue de resistencia nominal a la compresión de f_c'=300 kg/cm^2 y el acero con un esfuerzo especificado de

fluencia de f_c'=4200 kg/cm^2 (ver Figura 1.23a). Las columnas se dividieron en cuatro grupos: uno con refuerzo de placa completo (grupo A), uno con refuerzo de placas adicionales en los extremos (grupo B), y dos con refuerzo parcial (grupos C y D) (ver Figura 1.23b). El refuerzo parcial consistió en colocar soleras de acero en las zonas donde se esperaba mayor demanda de cortante o confinamiento, adicional al refuerzo de placas de acero completo en toda la altura. Las columnas se sometieron a una carga axial constante equivalente al 20 % de la resistencia nominal ante carga axial del elemento y a una carga lateral cíclica creciente aplicada mediante un actuador hidráulico, en una sola dirección.



(a) Armado y dimensiones de los especímenes (b) Categorización de los especímenes analizados

Figura 1.23: Características generales de los especímenes ensayados (Xiao y Wu, 2003).

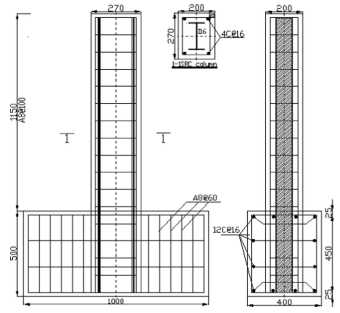
Los autores concluyeron que el encamisado de acero parcialmente reforzado es una técnica efectiva para mejorar el comportamiento y la resistencia a fuerza cortante y flexión de las columnas, especialmente cuando se utiliza un confinamiento adecuado en las zonas críticas, ya que mejora la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de las columnas al evitar la falla frágil por aplastamiento del concreto y permitiendo el desarrollo de la resistencia del acero.

Se concluyó que el tipo de refuerzo que dio mejores resultados fue el grupo D (refuerzo parcial con soleras en las cuatro esquinas), seguido por el grupo B (refuerzo completo y adicional en los extremos) y el grupo C (refuerzo parcial con soleras en dos esquinas opuestas) (Xiao y Wu, 2003).

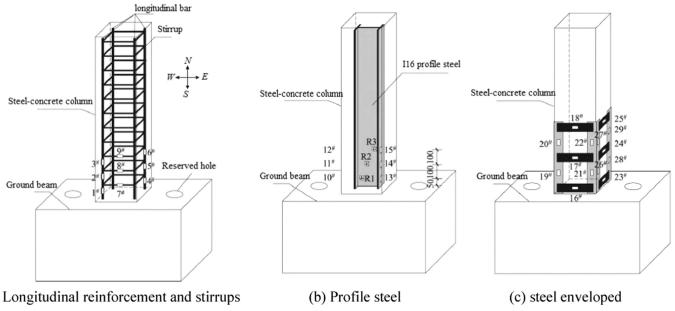
1.5.4. C. Xu, et al.

El objetivo de este estudio fue investigar el comportamiento de columnas compuestas con daño de moderado a grave en comparación a columnas sin daño o con daño leve, por lo que se realizaron 12 ensayes de columnas compuestas de acero y concreto con sección transversal rectangular, las cuales se dividieron en cuatro grupos según el nivel de daño inicial: sin daño, daño leve, daño moderado y daño severo. Se aplicó una carga axial constante y una carga cíclica lateral baja a los modelos para simular el efecto del terremoto, para después comparar los resultados entre las columnas sin refuerzo y las columnas reforzadas con una camisa de acero envolvente.

Los especímenes consistieron en 12 modelos a escala 1/3 de columnas compuestas de acero y concreto con sección transversal rectangular de 27 cm por 20 cm y una altura de 115 cm. El espesor del acero laminado en caliente fue 6 mm. El espesor del acero galvanizado para la camisa fue 2 mm. La altura del refuerzo fue 90 cm para todos los especímenes. Se colocaron 4 barras del no. 5 como refuerzo longitudinal y un perfil de acero estructural con sección IR embebido en la columna. Se utilizó concreto con resistencia a la compresión f_c'=300 kg/cm^2 y el acero de las barras de refuerzo con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=3450 kg/cm^2. El acero empleado en el acero estructural contaba con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=2350 kg/cm^2. En la Figura 1.24a se observan las características de los especímenes, mientras que en la Figura 1.24b se muestra la composición interna de los especímenes ensayados.



(a) Armado y dimensiones de los especímenes



(b) Composición interna de los especímenes

Figura 1.24: Características de los especímenes (Xu et al., 2018).

En cuanto al protocolo de carga de la prueba, se aplicó una carga axial constante y una carga cíclica lateral baja a los modelos para simular el efecto del terremoto (ver Figura 1.25). Se midieron y registraron los parámetros de respuesta sísmica, tales como la curva histérica, la capacidad portante, la rigidez, la ductilidad y la disipación de energía.

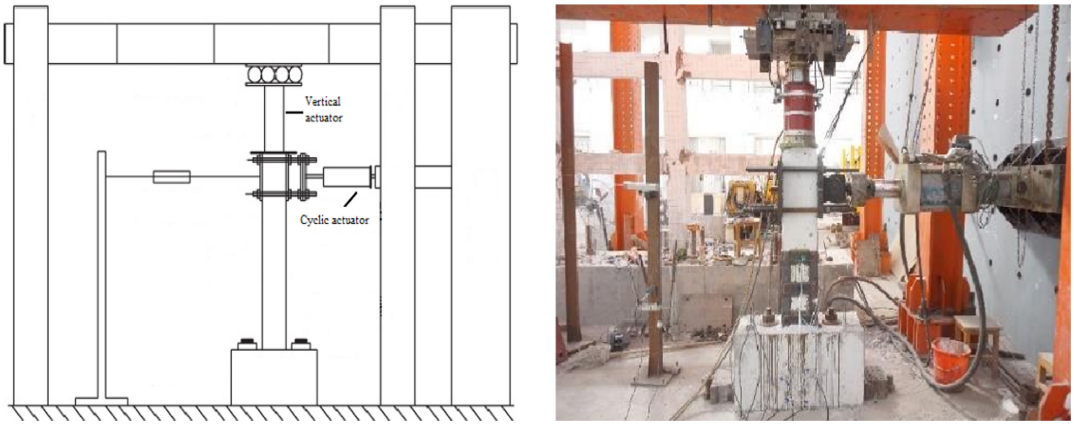


Figura 1.25: Esquema del marco de carga utilizado en los ensayes (Xu et al., 2018).

Se compararon los resultados entre las columnas sin refuerzo y las columnas reforzadas con una camisa de acero envolvente. Además, se desarrolló un modelo numérico basado en el método de elementos finitos para verificar los resultados experimentales y para analizar la influencia de la altura del refuerzo y la relación de compresión axial en el comportamiento sísmico de las columnas reforzadas.

Se observó que el nivel de daño inicial tiene un efecto negativo en la resistencia y la ductilidad de las columnas reforzadas, pero no afecta significativamente la rigidez y la disipación de energía, mientras que la altura del refuerzo tiene un efecto positivo en la resistencia última y ductilidad de las columnas reforzadas, pero no afecta significativamente la rigidez y la disipación de energía (Xu et al., 2018). Los autores aseguran que el refuerzo con camisa de acero es una técnica efectiva para mejorar el comportamiento sísmico de columnas compuestas de concreto y acero, dañadas por un sismo.

1.5.5. M. Priestley, et al.

En el artículo *"Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength-Part 2: Test Results and Comparison with Theory"* se presentan los resultados de dos programas de prueba que se llevaron a cabo para evaluar y mejorar la resistencia al corte de columnas de puentes de concreto reforzado. El artículo es la segunda parte de un estudio en dos partes, y se centra en los resultados experimentales.

Se ensayaron 8 columnas circulares y 6 rectangulares, con relaciones de aspecto entre 1.5 y 2. Las columnas se reforzaron con encamisado formado por placas de acero completas. Se aplicó carga axial constante y cargas laterales incrementales en una dirección. Las variables incluyeron el nivel de carga axial y la resistencia del refuerzo longitudinal (ver Figura 1.26).

Test unit	M/VD	$P/f_c'A_g$ [b]	V_y [c]	K_y [d]	V_{if} [e]	V_{exp} [f]	μ_{max} [g]	$\frac{V_{exp}}{V_{if}}$	$\frac{V_{exp}}{A_{ce}\sqrt{f_c'}}$ [h]	θ [i]	Drift ratio [j]
Circular columns											
C1A	2	0.06	85	262	119	129	2.5	1.08	5.3	26	0.011
C2R	2	0.06	90	321	127	165	10	1.30	6.5	—	0.044
C3A	2	0.18	120	324	151	165	3	1.09	6.5	24	0.009
C4R	2	0.18	124	418	165	215	10	1.30	8.3	—	0.041
C5A[a]	2	0.06	120	234	171	138	1	0.81	5.3	25	0.007
C6R[a]	2	0.06	120	331	175	230	10	1.31	8.3	—	0.055
C7A[a]	1.5	0.06	165	398	222	178	1	0.80	7.4	20	0.008
C8R[a]	1.5	0.06	167	500	226	276	8	1.22	11.3	—	0.052
Rectangular columns											
R1A	2	0.06	90	271	118	127.2	3	1.08	5.6	32	0.014
R2R	2	0.06	90	388	122.5	149.2	11	1.22	6.5	—	0.036
R3A[a]	2	0.06	120	231	159.5	141	1.4	0.88	6.5	29	0.010
R4R[a]	2	0.06	120	375	169	221.2	8	1.31	9.9	—	0.038
R5A[a]	1.5	0.06	166	318	213	168	0.8	0.79	7.8	25	0.007
R6R[a]	1.5	0.06	166	595	226	294	7	1.36	13.9	—	0.037

Note: 1 kip = 4.45 kN.
[a] Grade 60 longitudinal reinforcing bar (f_y = 414 MPa nominal).
[b] Nominal, based on f_c' = 5000 psi (34.8 MPa).
[c] Shear at first yield of longitudinal reinforcement.
[d] Measured lateral stiffness at first yield.
[e] Shear at theoretical flexural strength based on measured material properties and ε_{cu} = 0.005.
[f] Maximum measured shear force.
[g] Displacement ductility at maximum shear force or failure.
[h] Effective shear stress ratio at maximum shear force (psi units).
[i] Measured angle of cracking to column axis at maximum shear force.
[j] Drift ratio at maximum shear force or failure.

Figura 1.26: Resumen del programa de pruebas y sus resultados (Priestley et al., 1994).

Se observó que las columnas sin refuerzo fallaron en corte de manera frágil o a niveles bajos de ductilidad flexural, mientras que las columnas mejoradas con chaquetas tuvieron un rendimiento extremadamente bueno, con bucles de histéresis estables que se lograron hasta niveles de ductilidad de desplazamiento altos.

1.5.6. R. Aboutaha

Se llevó a cabo una investigación experimental como parte de la tesis doctoral de Riyad Aboutaha, donde se abordó el refuerzo sísmico de columnas de concreto no dúctiles con encamisado de acero conformado por placas rectangulares. El objetivo era evaluar el comportamiento de columnas que no cumplen con los requisitos de diseño actuales, al haber sido diseñadas previo a la actualización de las normativas, tras ser reforzadas con esta técnica de rehabilitación. Se ensayaron columnas para evaluar la efectividad del uso de encamisado de acero con placas en elementos que no cumplan con la capacidad de resistencia ante cortante suficiente o con una configuración inadecuada en el doblez del refuerzo transversal.

Se ensayaron 28 columnas en dos fases, en la primera se ensayaron 17 denominadas "Columnas a flexión", para después ensayar 11 columnas denominadas "Columnas a cortante". La sección transversal de los especímenes fue la misma, variando la altura y configuración de la aplicación de carga según la fase correspondiente.

La sección transversal de las "columnas a cortante" consistía de una sección rectangular de 45.72 cm (18 in) por 91.44 cm (36 in), con refuerzo longitudinal conformado por barras del no. 8 y estribos del no. 3 a cada 40.64 cm (16 in). Se utilizaron diversas resistencias a la compresión en el concreto según el ensayo variando entre los valores f_c'=315, 293, 223 y 197 kg/cm^2 y el acero de las barras de refuerzo longitudinal con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=4200 kg/cm^2. En las barras de acero

transversal se utilizó acero con esfuerzo especificado de fluencia de f_y=2800 kg/cm^2, al ser más representativo del utilizado en edificios construidos antes de 1970 en Estados Unidos de América. En la Figura 1.27 se muestra de manera esquemática las características de las "columnas a cortante".

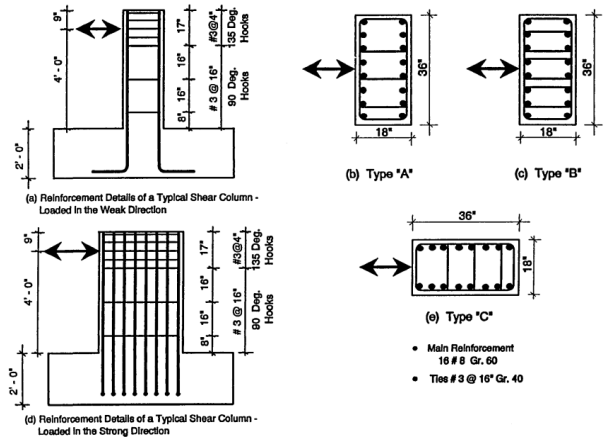


Figura 1.27: Esquema de las "columnas a cortante" y su modo de carga (Aboutaha, 1994).

El reforzamiento con encamisado de acero se colocó variando su método de conexión, utilizando pernos conectores y *grout*. En los experimentos relacionados con las columnas de corte, las variables primordiales bajo investigación incluyeron: la orientación de la carga (tanto en una dirección de menor resistencia como en una de mayor resistencia), diversas proporciones entre el espacio de corte y la altura, variados modelos de placas de acero y placas de acero parcial. La configuración de los ensayes consistió en un actuador que suministró únicamente cargas laterales cíclicas al espécimen (ver Figura 1.28).

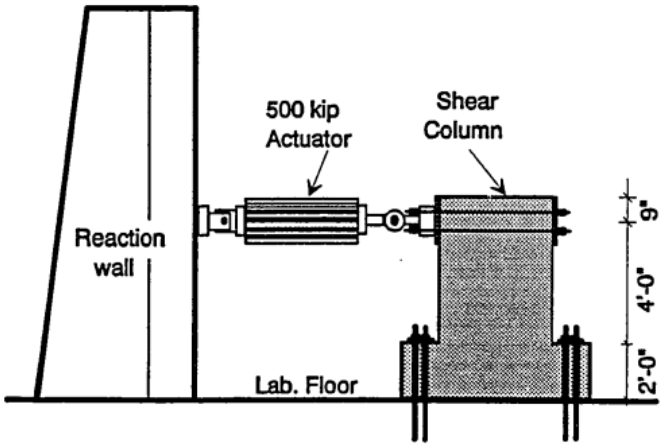


Figura 1.28: Esquema de la disposición de los ensayes (Aboutaha, 1994).

Sobre los ensayes en "columnas a cortante" el autor concluye que las placas de acero rectangulares de espesor reducido demostraron una efectividad destacada en el

refuerzo de columnas de concreto reforzado que presentaban insuficiente resistencia a la fuerza cortante por su cuantía de acero transversal. Además, las columnas reforzadas mediante recubrimientos completos de acero en forma rectangular exhibieron una capacidad mayor en cuanto a flexión, ductilidad y capacidad para disipar energía en comparación con las columnas de base que no contaban con refuerzo.

El autor también recomienda la colocación de estos sistemas al menos una pulgada lejos de los apoyos para evitar daños por hincamiento de las placas en el concreto al producirse grandes deformaciones y destaca que, aunque las placas de acero se mostraron sumamente eficaces para elevar la resistencia y ductilidad de columnas con limitaciones en la resistencia al corte, su eficacia empieza a manifestarse cuando la columna de concreto ha desarrollado un agrietamiento significativo, principalmente grietas diagonales asociadas a cortante.

1.6. Perspectivas finales

Tras analizar los antecedentes del peligro sísmico en la Ciudad de México, queda clara la necesidad de conocer el comportamiento sísmico de los métodos de rehabilitación típicamente utilizados en la Ciudad de México, los cuales suelen ser favorecidos dadas la condiciones socioeconómicas de la entidad, para conocer las ventajas y limitaciones de cada método, permitiendo elegir la opción adecuada para cada caso de aplicación y que su diseño sea satisfactorio para cumplir con el desempeño esperado de éstos.

La investigación relacionada con el comportamiento de encamisados metálicos ante cargas laterales ha sido principalmente enfocada en encamisado con placas completas, mientras que la investigación sobre encamisados con un entramado de elementos de acero ante cargas laterales no ha analizado la influencia de pernos de acero como medio de adhesión y transferencia de esfuerzos, y, en general, los resultados sobre su aportación a la resistencia ante fuerza cortante no han sido conclusos.

La presente tesina permitirá ampliar la información relacionada al refuerzo con encamisados formados por un entramado de elementos de acero, y obtener resultados concluyentes sobre el uso de este método de rehabilitación para modificar el mecanismo de falla en columnas controladas por corte.

2 Programa experimental

El programa experimental consistió en ensayar columnas de concreto reforzado rectangulares, con deficiencias características en edificios construidos previo a 1985, como son una resistencia baja en el concreto, cuantía insuficiente de acero de refuerzo transversal y ganchos en los estribos a 90 grados, entre otros, las cuales fueron reforzadas con encamisado de acero conformado por ángulos y soleras. Se analizó la influencia del número de pernos como medio de conexión y distribución de esfuerzos entre la columna y el encamisado de acero. De igual manera, se ensayó una columna sin refuerzo, para poder así comparar los especímenes ensayados y determinar la aportación de este método sobre una columna sin reforzar.

Los especímenes se ensayaron ante cargas laterales reversibles en una dirección. La comparación entre los especímenes reforzados y el espécimen de control permitirá determinar el impacto del encamisado condformado por el entramado de elementos de acero en elementos estructurales. También se llevará a cabo un análisis de la practicidad y supervisión del proceso constructivo asociado a estas modificaciones.

2.1. Descripción del programa de ensaye

El programa experimental desarrollado en las pruebas presentadas en esta tesina, estuvieron basados en el programa empleado por Aboutaha (1994), al igual que las demás pruebas realizadas en la investigación completa conducida por el Instituto de Ingeniería, buscando fundamentar que el uso de entramado ofrece beneficios económicos y prácticos en su aplicación.

El encamisado de acero se encuentra desligado de la base de la columna, de esta manera asegurando que ésta sólo aporte a resistencia a cortante, sin incrementar la resistencia a flexión del elemento.

Se aplicaron cargas laterales cíclicas a los especímenes de manera normal al eje principal de flexión, para así determinar la contribución ante cargas laterales del encamisado. Se emplearon dos gatos hidráulicos *MTS* con capacidad de 100 t, los cuales se referirán posteriormente como actuadores.

A continuación, se presenta a detalle el programa de ensaye.

2.1.1. Marco de carga

El esquema de aplicación de carga se adaptó a las condiciones del Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

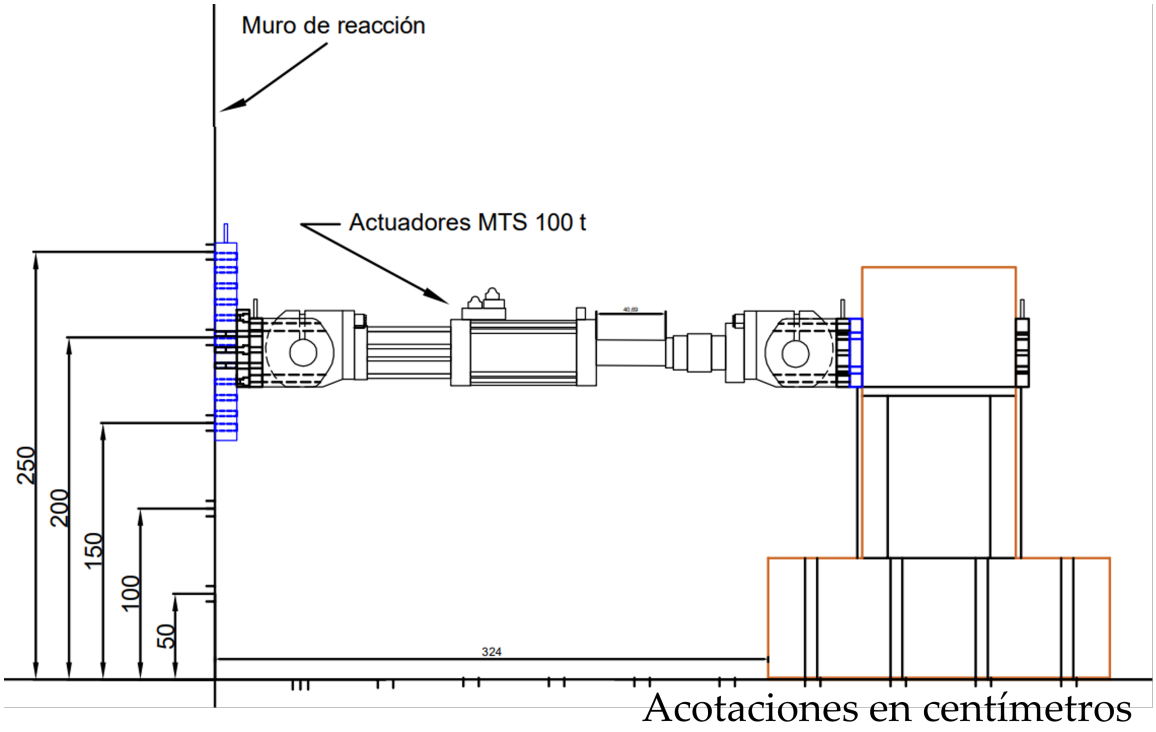


Figura 2.1: Esquema general del marco de carga de los ensayes. Vista lateral.

En éste se cuenta con una losa y un muro de reacción, con orificios cuya función es sujetar elementos mediante tuercas y barras de alta resistencia con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=7380 kg/cm^2, postensadas con un gato hidráulico portátil a 25 t.

Las columnas se sujetaron a la losa de reacción mediante 10 barras de alta resistencia colocadas en orificios en la zapata. Se colocaron dos actuadores MTS orientados horizontalmente en el muro de reacción colocados sobre una placa de acero. Para transmitir uniformemente la carga en la columna y poder aplicar cargas reversibles, se colocó un arreglo de placas sobre el extremo superior de la columna. El arreglo consistía de dos placas que abrazaban la columna y se sujetaban entre ellos por seis barras de acero de alta resistencia, los cuales fueron postensados tras ser colocadas. En la Figura 2.1 se muestra el esquema general del marco de carga.

De igual manera, en la Figura 2.2 en planta se observa la designación de las caras de la columna como Norte, Sur, Este y Oeste, para referirse a cada una de ellas al describir el daño posteriormente. Para garantizar el contacto uniforme, se colocó una capa de 1 cm de espesor de yeso autonivelante de alta resistencia *"Hydrostone"* entre las placas y las columna, así como entre la base de la columna y la losa, garantizado de esta manera que ésta se encuentre nivelada.

Como se mencionó previamente, las cargas se aplicaron de manera ortogonal al eje principal de flexión a una altura de 120 cm medidos desde la base de la columna, para garantizar una mayor resistencia ante el momento flexionante en el elemento y provocar una falla por corte, tal y como se realizó en el programa experimental de R.

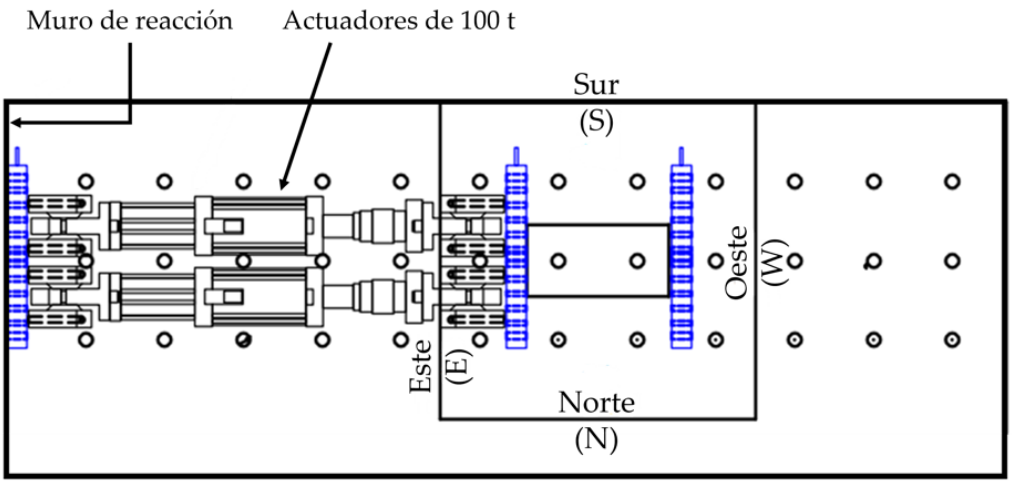


Figura 2.2: Esquema general del marco de carga de los ensayes. Vista en planta.

Aboutaha (1994). En la Figura 2.3 se muestra el esquema de la aplicación de la carga, aplicada en la cara de menor dimensión para así generar flexión en el eje con mayor inercia. El diagrama de elementos mecánicos es similar al que tendría una columna en un edificio con un sistema estructural basado en marcos resistentes al aplicarle una acción sísmica, con lo que se justifica la altura, siendo representación de la mitad de una columna de entrepiso típica.

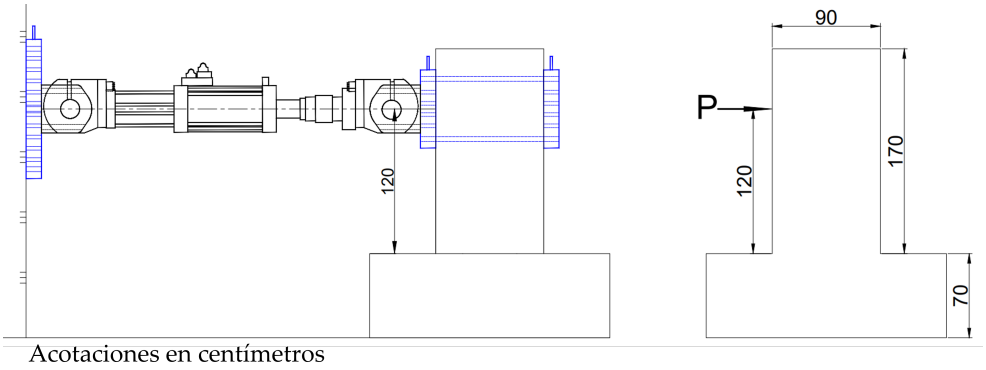


Figura 2.3: Esquema general de la aplicación de carga en los ensayes (Alcocer et al., 2023).

2.1.2. Historia de carga

Para el criterio de aplicación de cargas, se siguieron los lineamientos del descritos por el comité técnico ACI 374, donde se describe la metodología que se debe implementar al establecer una historia de carga en pruebas experimentales con cargas sísmicas de baja velocidad en elementos de concreto (ACI, 2013). Los especímenes se sometieron a cargas cíclicas laterales alternadas, mediante dos etapas de carga: la primera controlada por carga, para después ser sometida a una historia controlada por deformaciones. Además de seguir las recomendaciones del ACI 374, se consideró

la historia de carga seguida en el estudio de Aboutaha (1994), para poder realizar una comparación directa entre los resultados.

Para poder caracterizar el desarrollo de la prueba, se adoptó la siguiente convención para la aplicación de la carga. Se llamará ciclo a la aplicación de carga en ambos sentidos, siendo un semiciclo positivo cuando el émbolo del actuado se extendía empujando a la columna hacia la cara Oeste, mientras que sería un semiciclo negativo cuando el émbolo se retraía jalando la columna hacia la cara Este.

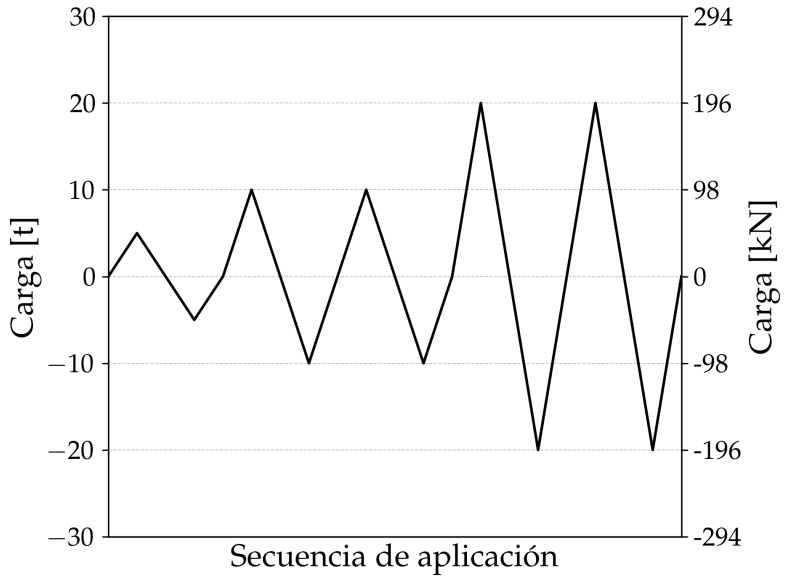
Para el control por carga, se aplicaron cargas de 5 t junto con la carga reversible asociada, para después aplicar dos cargas de 10 t con sus respectivas cargas reversibles, continuando de la misma manera para dos cargas de 20 t, dando fin al control por carga. Posteriormente, se modificó la historia a un control por desplazamiento, aplicando dos ciclos de desplazamiento asociados a 0.5 % de distorsión, para después realizar incrementos de 0.5 % en la distorsión hasta llegar a la falla, tal que la resistencia medida fuera al menos menor a 50 % de la capacidad máxima medida. En la Tabla 2.1 se detalla la historia de carga y el semiciclo asociado a cada momento, mientras que en las Figuras 2.4a y 2.4b se presenta dicha información mediante gráficas.

La historia de carga presentada fue programada en el sistema de aplicación de carga MTS, y no necesariamente fue aplicada en su totalidad para todos los especímenes ya que se presentó la falla antes de la culminación de los semiciclos presentados.

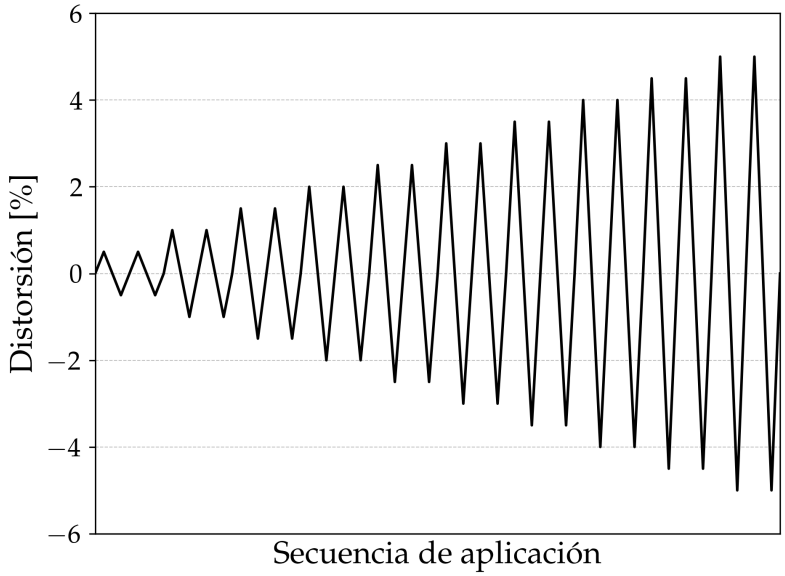
Al alcanzar los hitos señalados en la Tabla 2.1, se pausó momentáneamente la prueba con la carga resistente para marcar las grietas formadas durante el desarrollo del semiciclo. Se utilizó el color negro para marcar las grietas generadas en semiciclos positivos, asociados a la extensión del émbolo de los actuadores, y color rojo para las grietas formadas en semiciclos negativos asociados a la retracción del émbolo de los actuadores.

Tabla 2.1: Historia de carga y asignación de etapas.

Historia de carga	Magnitud asociada	Semiciclo asignado
Control por carga	$-5t$	1
	$5t$	-1
	$-10t$	2
	$10t$	-2
	$-10t$	3
	$10t$	-3
	$-20t$	4
	$20t$	-4
	$-20t$	5
	$20t$	-5
Control por desplazamiento	$-0.5\,\%$	6
	$0.5\,\%$	-6
	$-0.5\,\%$	7
	$0.5\,\%$	-7
	$-1\,\%$	8
	$1\,\%$	-8
	$-1\,\%$	9
	$1\,\%$	-9
	$-1.5\,\%$	10
	$1.5\,\%$	-10
	$-1.5\,\%$	11
	$1.5\,\%$	-11
	$-2\,\%$	12
	$2\,\%$	-12
	$-2\,\%$	13
	$2\,\%$	-13
	$-2.5\,\%$	14
	$2.5\,\%$	-14
	$-2.5\,\%$	15
	$2.5\,\%$	-15
	$-3\,\%$	16
	$3\,\%$	-16
	$-3\,\%$	17
	$3\,\%$	-17
	$-3.5\,\%$	18
	$3.5\,\%$	-18
	$-3.5\,\%$	19
	$3.5\,\%$	-19
	$-4\,\%$	20
	$4\,\%$	-20
	$-4\,\%$	21
	$4\,\%$	-21
	$-4.5\,\%$	22
	$4.5\,\%$	-22
	$-4.5\,\%$	23
	$4.5\,\%$	-23
	$-5\,\%$	24
	$5\,\%$	-24
	$-5\,\%$	25
	$5\,\%$	-25



(a) Historia de la aplicación del control por carga



(b) Historia de la aplicación del control por desplazamiento

Figura 2.4: Historia de carga empleado en las pruebas

2.2. Descripción de los especímenes

Se establecieron las dimensiones y características del encamisado de acero en congruencia con lo señalado en la Guía Técnica para la Rehabilitación de la Infraestructura Educativa (Secretaría de Educación Pública/INIFED, 2021). Para los tres especímenes presentados en este documento, se emplearon las mismas características en las dimensiones generales y disposición de acero de refuerzo en las columnas, las cuales se eligieron para ser congruentes con los ensayes llevados a cabo por Aboutaha (1994). A continuación se describirán las dimensiones y características generales de los especímenes.

Los especímenes constan de una zapata de concreto con resistencia a la compresión f_c'=400 kg/cm^2, de 200 cm por 200 cm y 70 cm de altura, y la columna de 45 cm por 90 cm y 170 cm de altura, de concreto con resistencia a la compresión f_c'=200 kg/cm^2. En ambos casos, se empleó agregado basáltico en la mezcla de concreto. En la Figura 2.5 se observa la geometría general de los especímenes.

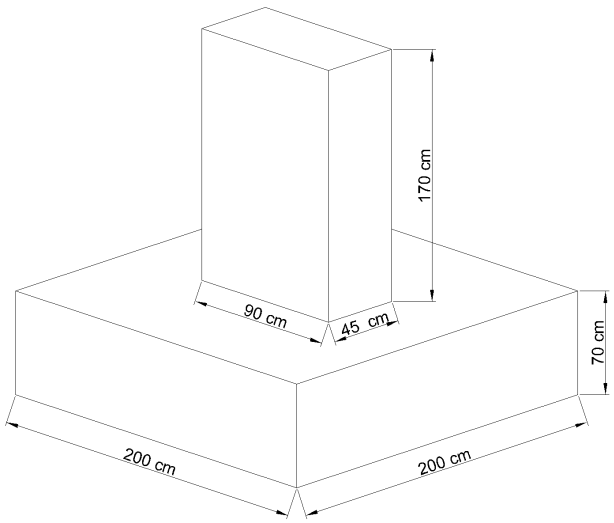


Figura 2.5: Vista isométrica de las dimensiones de la columna (Alcocer et al., 2023).

Para el armado de acero, como se mencionó anteriormente, se empleó la cuantía utilizada por los ensayos conducidos por Aboutaha (1994). El refuerzo longitudinal consistió de 16 barras de acero corrugado del no. 8 y refuerzo transversal constituido de estribos de barras de acero corrugado del no. 3 con dobleces a 90 grados, separados a 40 cm por 120 cm a partir de la base para después estar separado a 10 cm en la zona donde se colocaría el arreglo de placas para sujetar la columna, con el fin de evitar fallas locales por concentración de esfuerzos en la zona de aplicación de la carga. Se colocaron tres grapas con las mismas características en la dirección corta de la columna, para sujetar las barras longitudinales.

De esta manera, se buscaba provocar una falla por cortante en la zona central de la columna. Se empleó acero en las barras de refuerzo con un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=4200 kg/cm^2. En la Figura 2.6 se muestra un esquema con la

disposición del armado de acero de refuerzo en la sección. Aunque las condiciones de diseño del refuerzo transversal empleado no consideran precisamente las características y propiedades de las barras de acero empleadas en edificios construidos previos a 1985, se consideró que el diseño es satisfactorio para conducir a un mecanismo de falla controlada por cortante, característico del daño observado en columnas de concreto reforzado tras los sismos de 1985 y 2017.

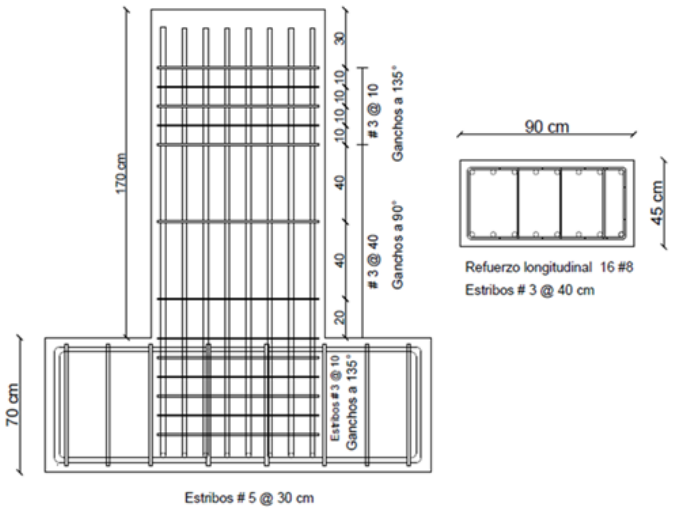


Figura 2.6: Esquema del armado de acero de refuerzo en la columna y zapata (Alcocer et al., 2023).

Para el refuerzo de encamisado de acero, se emplearon ángulos de acero con alas iguales, designada sección LI según el Manual de Construcción en Acero (IMCA, 2014) o sección L en el *Steel Construction Manual* del *American Institute of Steel Construction (AISC)* (AISC, 2017), con alas de 5.08 cm (2 in) y espesor de 0.6 cm (1/4 in). Se complementó el refuerzo con soleras de 5.08 cm de ancho y 0.953 cm (3/8 in) de espesor, colocadas con una separación de la mitad de la mayor dimensión de la columna (h/2) mediante soldadura de filete de 6 mm de acuerdo con las recomendaciones del AISC. El encamisado se colocó a 3 cm sobre la base de la columna y con una altura total de 97 cm. Se empleó la misma configuración en ambas columnas reforzadas, variando el número de pernos colocados en las soleras como medio de fijación a la columna. Los pernos colocados corresponden al modelo HAS-E-55 del fabricante *Hilti*, con un diámetro de 1.27 cm (1/2 in) y una longitud de 15.24 cm (6 in), colocados con anclaje químico RE 500 V3 del mismo fabricante.

En la Tabla 2.2 se muestran las variables empleadas en cada una de las tres columnas que se presentan en este documento. Se mantuvieron los nombres asociados a los especímenes asignados en el programa general del proyecto donde se desarrollaron los ensayes en los que se basa este trabajo, para ser congruente con las etiquetas que se podrán ver en la documentación de la prueba.

El nombre designado para identificar cada espécimen fue planteado según las características del modelo. La columna O^* corresponde al espécimen de control original,

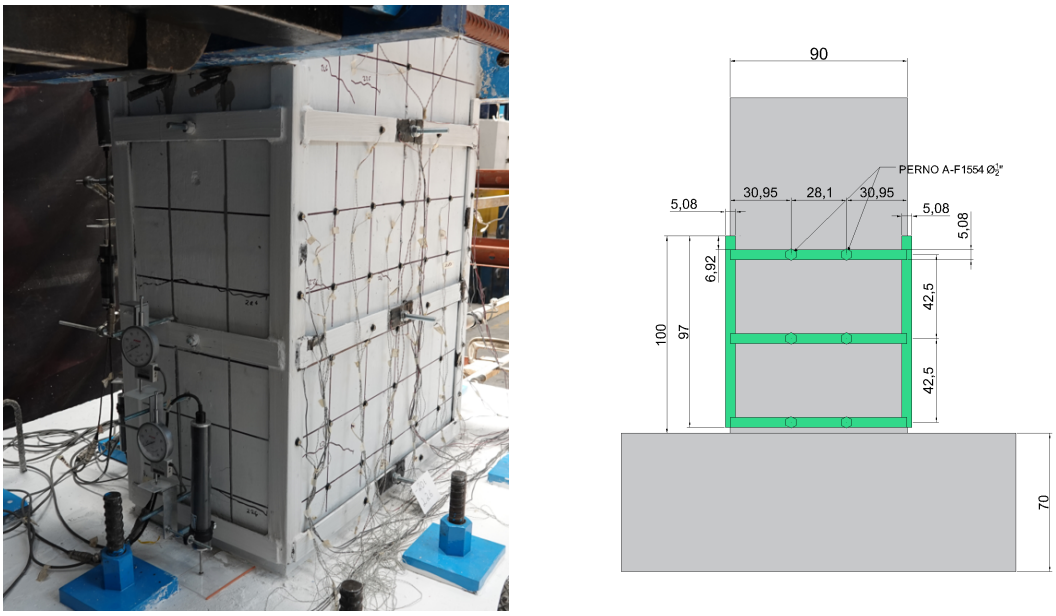
el cual servirá de referencia contra los especímenes reforzados. La designación de los especímenes reforzados se definió de la siguiente manera:

- Los primeros cuatro valores corresponden a las características de las soleras ("S"), señalando, en orden, su ancho ("2") y espesor ("1/4") en pulgadas, y su espaciamiento ("$h/2$") en términos del peralte de la columna,
- Los siguientes dos valores corresponden a las características de los ángulos ubicados en las esquinas ("A"), señalando su ancho de ala ("2"), y
- Finalmente, los últimos dos valores corresponden al medio de transferencia de esfuerzos entre la columna y el encamisado de acero, en este caso por conectores de cortante ("C") seguido del número de pernos empleados en el lado con mayor dimensión de la columna ("n_{pernos}")

Tabla 2.2: Asignación de variables en los especímenes.

Espécimen	Nombre	Refuerzo	Ancho de ala de ángulo $[cm](in)$	Espesor del ángulo $[cm](in)$	Ancho de solera $[cm](in)$	Espesor de solera $[cm](in)$	Número de pernos
1	O*no	No	-	-	-	-	-
2	$S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$	Sí	5.08 (2)	0.953 (3/8)	5.08 (2)	0.6 (1/4)	1
3	$S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$	Sí	5.08 (2)	0.953 (3/8)	5.08 (2)	0.6 (1/4)	2

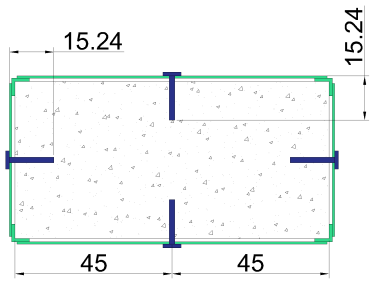
En la Figura 2.7 se muestra el esquema general del refuerzo empleado en las columnas ensayadas. Posteriormente, en la Figura 2.8 se muestra la disposición de los pernos en una vista transversal de la columna.



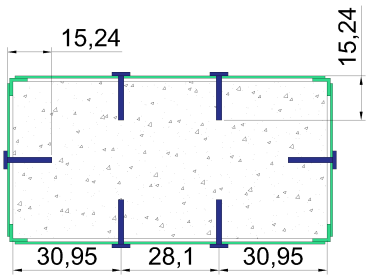
(a) Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

(b) Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

Figura 2.7: Esquema del refuerzo de los especímenes, acotaciones en cm.



(a) Espécimen
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$



(b) Espécimen
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

Figura 2.8: Esquema de la disposición de los pernos en los especímenes, acotaciones en *cm*.

2.2.1. Materiales

Los materiales considerados en el diseño y edificación de los especímenes fueron ensayados mediante pruebas consistentes con las indicaciones de las normas mexicanas correspondientes, las cuales se detallarán más adelante, para evaluar los valores reales en el desempeño de los especímenes durante los ensayes. A continuación, se presentan los ensayes realizados a los materiales empleados. En el Apéndice A se presenta a detalle los resultados de las pruebas en los materiales.

2.2.1.1. Concreto

Se llevaron a cabo pruebas a compresión en cilindros de concreto, tomados el día en que se llevó a cabo el colado, a partir de la misma olla de concreto que la empleada en las columnas. Para el procedimiento de la construcción de los cilindros y su ensaye se siguió la Norma Mexicana NMX-C-083-ONNCCE-2014: "Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes" (Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, 2015).

El concreto, proporcionado por la empresa *CEMEX*, fue diseñado para contar con una resistencia a la compresión igual a f_c'=200 kg/cm^2. En la siguiente tabla (Tabla 2.3) se presenta un resumen de los ensayos realizados a 4 cilindros de concreto. Dado que el material empleado provino de la misma olla de concreto en todos los especímenes, se realizó una serie de ensayos para las propiedades de todas las columnas.

Tabla 2.3: Resistencia a la compresión en el concreto empleado en las columnas.

Espécimen	Cilindro 1	Cilindro 2	Cilindro 3	Cilindro 4	Promedio
Resistencia a la compresión f_c' [kg/cm^2]	262.6	261.9	226.2	259.2	252.5

Se observa que el valor medido mediante los ensayes de cilindros de concreto arrojan valores para la resistencia a la compresión del concreto mayores que los especificados en el diseño. Posteriormente, se analiza el cambio en la resistencia por una

mayor resistencia a compresión, comprobándose que no afecte en el comportamiento esperado.

2.2.1.2. Acero en barras corrugadas

Para conocer las propiedades del acero utilizado en las barras corrugadas de acero, se ensayaron probetas obtenidas de las barras corrugadas de acero que fue habilitado para el refuerzo interno de las columnas. Se presentan dos ensayes en barras del no. 8, utilizado en el refuerzo longitudinal, y barras del no. 3 utilizado en el refuerzo transversal. Las características de las probetas y el protocolo de ensaye se determinó en congruencia con la Norma Mexicana NMX-B-506-CANACERO-2011: "Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba" (Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero, 2011).

El acero, proporcionado por la empresa *SICARTSA*, especificaba un esfuerzo especificado de fluencia igual a f_y=4200 kg/cm^2. En la Tabla 2.4 se muestran los resultados de los ensayes en las barras del no. 8, mientras que en la Tabla 2.5 se muestran los resultados de las barras del no. 3.

Tabla 2.4: Resultados de los ensayes realizados en barras del No. 8.

Espécimen	Probeta 1	Probeta 2	Promedio
Esfuerzo especificado de fluencia f_y [kg/cm^2]	4449.3	4386.2	4417.7
Esfuerzo último a la ruptura f_u [kg/cm^2]	7021.0	6828.2	6927.6

Tabla 2.5: Resultados de los ensayes realizados en barras del No. 3.

Espécimen	Probeta 1	Probeta 2	Promedio
Esfuerzo especificado de fluencia f_y [kg/cm^2]	5006.31	4968.68	4987.50
Esfuerzo último a la ruptura f_u [kg/cm^2]	6206.83	7112.70	6659.77

2.2.1.3. Acero estructural

Se realizaron ensayes a tensión en probetas de acero obtenido del material utilizado en los ángulos y soleras que componían el encamisado con el que se reforzaron los

especímenes. Se enviaron a un taller para proporcionarle las dimensiones y características requeridas por la Norma Mexicana NMX-B-172-CANACERO-2018: "Métodos de prueba mecánicos para productos de acero y hierro" (Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero, 2018), con una forma comúnmente conocida como "hueso de perro".

El acero, proporcionado por las empresas *Gerdau Corsa* y *Ternium*, fue del tipo A36, de acuerdo con la clasificación de la *American Society for Testing and Materials* (ASTM), la cual especifica un esfuerzo especificado de fluencia igual a $f_y = 2530$ kg/cm^2 (ASTM, 2023). Sin embargo, en la ficha de especificaciones mencionan un esfuerzo de fluencia igual a $f_y = 3470$ kg/cm^2 (ver Apéndice A).

Se ensayaron tres especímenes obtenidos de las soleras y tres obtenidos de los ángulos de acero. En la Tabla 2.6 se muestran las características del acero empleado en soleras, y en la Tabla 2.7 del acero empleado en los ángulos.

Tabla 2.6: Resultados de los ensayes realizados en el acero de las soleras.

Espécimen	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	Promedio
Esfuerzo especificado de fluencia f_y [kg/cm^2]	3302.4	3241.3	3260.6	3268.1
Esfuerzo último a la ruptura f_u [kg/cm^2]	4969.3	4827.2	4822.4	4873.0

Tabla 2.7: Resultados de los ensayes realizados en el acero de los ángulos.

Espécimen	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	Promedio
Esfuerzo especificado de fluencia f_y [kg/cm^2]	3568.5	3526.5	3525.8	3540.3
Esfuerzo último a la ruptura f_u [kg/cm^2]	4935.0	5266.3	5257.0	5152.8

Los valores obtenidos por medio de los ensayes resultaron mayores al especificado para el tipo de acero empleado, pero congruente con lo señalado por el fabricante en las fichas técnicas que proporcionaron (ver Apéndice A).

2.2.2. Diseño de los especímenes

El armado de los elementos se realizó en congruencia con el utilizado en los ensayes de R. Aboutaha (1994), para así poder realizar una comparación directa entre los resultados. En esta sección se presentan los valores nominales de resistencia ante

elementos mecánicos del elemento, considerando las hipótesis de diversos reglamentos. Se presenta el diseño considerando los valores teóricos de las características de los materiales, así como el valor obtenido con las características medidas en los ensayes mencionados en el inciso anterior. No se consideraron factores de resistencia en el cálculo, para así obtener valores cercanos a la resistencia esperada.

2.2.2.1. Diseño a flexión

Se obtuvo la resistencia a la flexión pura de la columna, a partir de las hipótesis de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Estructuras de Concreto (en adelante, NTC-Concreto 2017) (Gobierno de la Ciudad de México, 2017c). En la Ecuación 2.1 se muestra el planteamiento matemático de la resistencia, considerando un bloque equivalente de esfuerzos en el concreto y un comportamiento elastoplástico en el acero de refuerzo longitudinal.

$$M_n = 0.85 \cdot \mathrm{f_c}' \cdot a \cdot b \cdot (h/2 - a/2) + \sum_{i=1}^{n} A_{s_i} \cdot f_{s_i} \cdot (h/2 - d_i) \tag{2.1}$$

Se obtiene el valor de la altura del bloque equivalente de esfuerzos en el concreto tal que se satisfaga la Ecuación 2.2 (utilizando la misma nomenclatura que en la Ecuación 2.1).

$$P_n = 0.85 \cdot \mathrm{f_c}' \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^{n} A_{s_i} \cdot f_{s_i} = 0 \tag{2.2}$$

Resolviendo las ecuaciones, obtenemos la resistencia a flexión de la columna para las características teóricas y medidas de los materiales, lo cual se resume en la Tabla 2.8. Se obtiene la carga lateral ejercida por el marco de carga asociada a dicho momento, suponiendo que ésta se encuentra empotrada en la unión con la zapata, tal y como se muestra en la Ecuación 2.3.

$$V_{\text{flexión}} = \frac{M_n}{h_{\text{carga}}} \tag{2.3}$$

Donde:

h_{carga} : Altura de aplicación de la carga lateral, igual a 120 cm

Se consideró una deformación unitaria asociada a la fluencia de ϵ_y=0.0021 en las propiedades planteadas en los materiales, mientras que en las propiedades medidas se obtuvo la deformación unitaria asociada al esfuerzo de fluencia.

Tabla 2.8: Resistencia a la flexión y cortante asociado a dicho momento para la columna.

Caso	Momento resistente [t·m]	Cortante asociado al momento [t]
Propiedades planteadas en los materiales	112.2	93.5
Propiedades medidas en los materiales	122.2	101.8

2.2.2.2. Diseño a cortante

Se emplearon tres metodologías para obtener la carga resistente ante cortante de la columna, analizándola en la dirección de la aplicación de la carga, cuyos resultados se muestran a continuación.

NTC-Concreto 2017 (Gobierno de la Ciudad de México, 2017d)

En la sección 5.3 de las NTC-Concreto 2017, se establecen los criterios para obtener la resistencia ante fuerzas cortantes. Esta se define por el aporte del concreto de la sección, y el aporte del acero de refuerzo transversal. En las ecuaciones 2.4 y 2.5 se muestra la resistencia ante cortante que aporta el concreto en la sección, de acuerdo con la cuantía de acero longitudinal a tensión.

Si $\rho < 0.015$:

$$V_{\text{cr}} = (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{\text{f}_\text{c}'} \cdot b \cdot d \tag{2.4}$$

Si $\rho \geq 0.015$:

$$V_{\text{cr}} = 0.5 \cdot \sqrt{\text{f}_\text{c}'} \cdot b \cdot d \tag{2.5}$$

Obtenemos el valor de la cuantía de acero a tensión para determinar la ecuación por utilizar. Para ello, se considera el acero en los lechos a más de dos tercios de la sección medido desde la fibra más comprimida, en congruencia con las recomendaciones del ACI (2019). Dicho esto, se consideran entonces tres lechos de acero longitudinal, equivalentes a un total de seis barras de acero del no. 8.

$$\rho = \frac{6 \cdot A_{vNo8}}{b \cdot d} = 0.0075 \tag{2.6}$$

Es aplicable entonces la Ecuación 2.4. La Ecuación 2.7 permite calcular la resistencia que aporta el acero de refuerzo transversal, considerando que los estribos se colocaron de manera ortogonal a las caras del elemento, sin ningún ángulo de inclinación, tal que se tienen dos ramas de barras del no. 3 (A_{vs}=1.43 cm^2).

$$V_{\text{sr}} = A_{\text{vs}} \cdot f_{\text{yt}} \cdot \frac{d}{s} \tag{2.7}$$

En la Tabla 2.9 se resumen los resultados de resistencia ante fuerza cortante considerando las características en los materiales propuestas y medidas.

Tabla 2.9: Resistencia a fuerza cortante en la columna, según las NTC-Concreto 2017.

Caso	Resistencia aportada por el concreto [t]	Resistencia aportada por el refuerzo transversal [t]	Resistencia total [t]
Propiedades planteadas en los materiales	16.0	12.7	28.8
Propiedades medidas en los materiales	18.0	15.1	33.1

ACI 318-19 (ACI, 2019)

En la sección 22.5 de la versión más reciente, al momento de redactar este documento, del Código de Requisitos para Diseño de Concreto Estructural (ACI 318-19), elaborado por el comité del ACI (2019), describe la metodología para calcular la resistencia ante fuerzas cortantes de una sección. De igual manera a las NTC-Concreto 2017 (Gobierno de la Ciudad de México, 2017c), la resistencia ante una fuerza cortante se compone del aporte del concreto reforzado y el acero de refuerzo transversal. La ecuación de la resistencia que aporta el concreto se determina según el área de acero transversal en relación al área de refuerzo transversal mínimo ($A_{\text{vs min}}$).

El acero mínimo será el mayor de las Ecuaciones 2.8 y 2.9, cuyo valor se obtiene para una separación de 40 cm y con los valores planteados de los materiales, en MPa y mm.

$$A_{\text{vs min}} = 0.062 \cdot \sqrt{\text{f}_\text{c}'} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{\text{yt}}} = 1.19 \text{ cm}^2 \tag{2.8}$$

$$A_{\text{vs min}} = 0.35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_{\text{yt}}} = 1.5 cm^2 \tag{2.9}$$

Entonces el valor del acero de refuerzo transversal mínimo es $A_{\text{vs min}} = 1.5 \text{ cm}^2$, mientras que el refuerzo transversal en la dirección de aplicación de la carga es $A_{\text{vs}} = 1.43 \text{ cm}^2$, por lo que la aportación del concreto de la sección a fuerzas cortantes, será igual a la Ecuación 2.10, con valores en MPa y mm.

$$V_{\text{cr}} = \left(0.66 \cdot \lambda \cdot (\rho)^{1/3} \cdot \sqrt{\text{f}_\text{c}'} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b \cdot d \tag{2.10}$$

Donde:

$$\lambda = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot d}} \leq 1 \tag{2.11}$$

La cuantía de acero longitudinal se considera el acero en los lechos a más de dos tercios de la sección medido desde la fibra más comprimida, según las recomendaciones del ACI 318-19. El aporte del acero de refuerzo transversal a la resistencia ante fuerza cortante se obtiene con la misma ecuación que la empleada en las NTC-Concreto 2017 (ver Ecuación 2.7), por lo que se emplean los resultados obtenidos en dicha sección.

En la Tabla 2.10 se resumen los resultados de resistencia ante fuerza cortante considerando las características en los materiales propuestas y medidas.

Tabla 2.10: Resistencia a fuerza cortante en la columna, con la normativa ACI 318-19.

Caso	Resistencia aportada por el concreto [t]	Resistencia aportada por el refuerzo transversal [t]	Resistencia total [t]
Propiedades planteadas en los materiales	15.2	12.7	27.9
Propiedades medidas en los materiales	16.9	15.1	32.0

ACI 369-22 (ACI, 2022)

En la publicación Requisitos para le Evaluación y Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto (ACI 369-22) por el comité del ACI (2022), se proporcionan criterios para el reforzamiento y rehabilitación sísmica de edificios de concreto. En la sección 4.2.3.1 se detalla la manera de obtener la resistencia a cortante de columnas de concreto en marcos de concreto, la cual se muestra en la Ecuación 2.12.

$$V_{\text{col}} = k_{nl} \cdot \left(\alpha \cdot \left(\frac{A_{vs} \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \right) + \lambda_c \cdot \left(\frac{6 \cdot \sqrt{\text{f}_\text{c}'}}{M_u/(V_u \cdot d)} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_U}{6 \cdot A_g \cdot \sqrt{\text{f}_\text{c}'}}} \cdot 0.8 \cdot A_g \right) \right) \tag{2.12}$$

Donde λ_c es 1 para concreto regular y 0.75 para concreto ligero, α es 1 para $s/d \leq 0.75$ y 0 para $s/d \geq 1$, variando linealmente para valores de s/d intermedios y k_{nl} es 1 para demandas de ductilidad menores a 2, valor considerado para la columna dado que el refuerzo transversal es insuficiente. Se observa que la resistencia total se compone de una aportación del acero de refuerzo transversal y la aportación del concreto de la sección, de manera similar a las normativas mencionadas anteriormente.

La relación de aspecto $M_u/(V_u \cdot d)$ se determina a partir de la distribución de elementos mecánicos, estando M_u relacionado directamente con el cortante aplicado V_u, por lo que se reduce a la siguiente ecuación.

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = \frac{V_u \cdot 120 \text{ cm}}{V_u \cdot d} = \frac{120 \text{ cm}}{d} \tag{2.13}$$

En la Tabla 2.11 se resumen los resultados de resistencia ante fuerza cortante considerando las características en los materiales propuestas y medidas.

Tabla 2.11: Resistencia a fuerza cortante en la columna, con la normativa ACI 369-22.

Caso	Resistencia aportada por el concreto [t]	Resistencia aportada por el refuerzo transversal [t]	Resistencia total [t]
Propiedades planteadas en los materiales	51.6	12.7	64.4
Propiedades medidas en los materiales	58.0	15.1	73.1

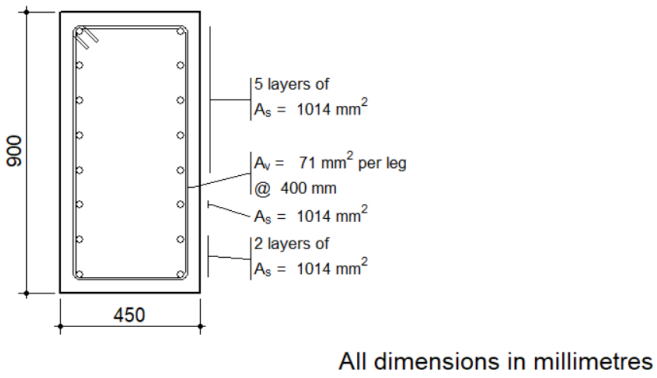
2.2.2.3. Diagrama momento curvatura

Se obtiene el diagrama momento-curvatura a partir del software *Response-2000*© desarrollado por la Universidad de Toronto (E. Bentz y M. Collins). En la Figura 2.9 se observa la definición de la sección con los valores planteados en los materiales, mientras que en la Figura 2.10 se presenta el diagrama momento-curvatura de la sección, suponiendo el modelo de comportamiento en el concreto de Popovics-Thorenfeldt-Collins (Vecchio y Collins, 1986) y considerando el endurecimiento por deformación en el acero.

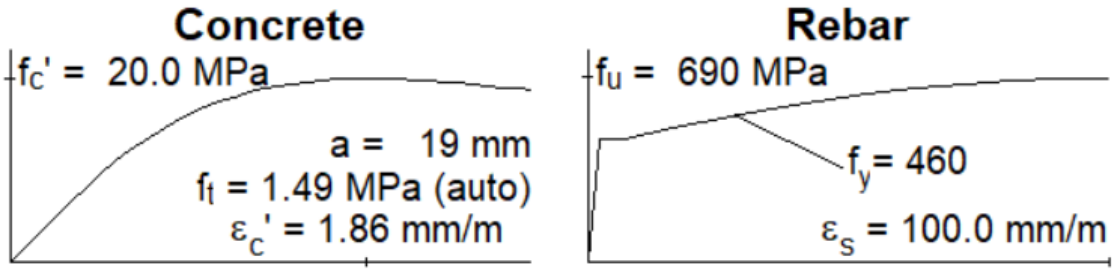
Se empleó este software dada su facilidad para ejecutarse de manera rápida sin grandes solicitaciones de hardware, y con una interfaz que permitía declarar y modificar las características de la sección transversal de manera simple y rápida, con resultados precisos. El modelo de comportamiento empleado cumplía con ser aplicable a las características de los especímenes y se encontraba calibrado correctamente en el software.

A partir del momento máximo a flexión pura de la sección obtenido del diagrama momento-curvatura, se obtiene el cortante asociado a dicho momento, considerando las condiciones de la aplicación de la carga en los especímenes. En la Ecuación 2.14 se presenta el valor del cortante asociado al momento obtenido con el diagrama momento-curvatura obtenido de *Response-2000*.

$$V_{MC} = \frac{M_{MCMax}}{120 \text{ cm}} = \frac{127.8 \text{ t} \cdot \text{m}}{120 \text{ cm}} = 106.5 \text{ t} \cdot \text{m} \tag{2.14}$$



(a) Definición de la sección



(b) Modelo de comportamiento de los materiales

Figura 2.9: Definición del modelo en el software *Response-2000*

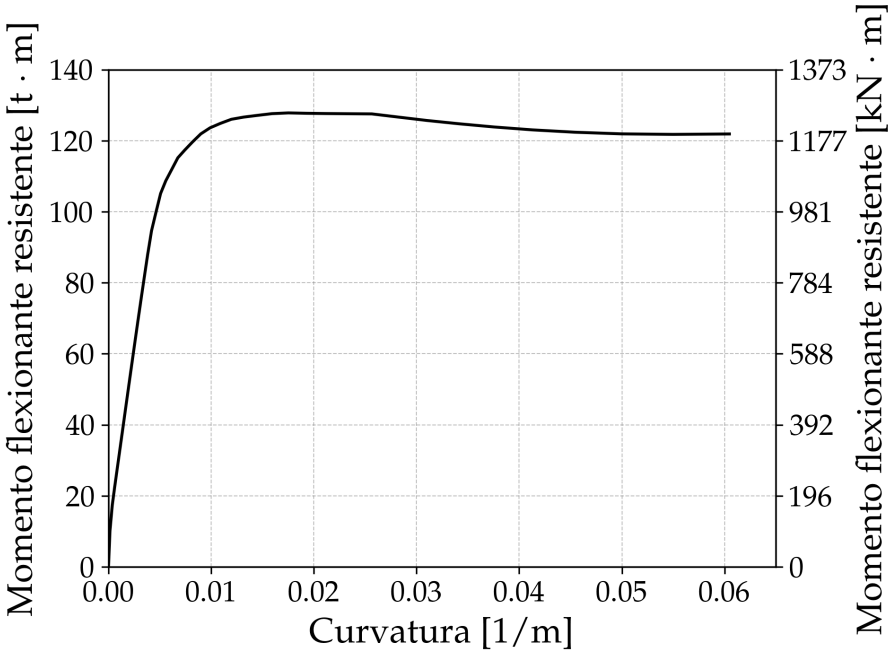


Figura 2.10: Diagrama momento-curvatura de la sección, obtenido con el software *Response-2000*.

2.2.2.4. Resumen de la resistencia a cortante esperada en la columna

En la Tabla 2.12 se resumen la resistencia total ante fuerza cortante, considerando el aporte del concreto y el acero de refuerzo transversal, con las metodologías mencionadas en los incisos anteriores, tanto con las propiedades planteadas en los materiales como las medidas en los ensayes realizados en éstos, mientras que en la Tabla 2.13 se presenta el cortante asociado a la flexión, siendo ésta obtenida con las metodologías mencionadas en los incisos anteriores.

Tabla 2.12: Resumen de la resistencia total a cortante esperada en las columnas con diversas metodologías.

Metodología empleada	Resistencia considerando propiedades planteadas en los materiales [t]	Resistencia considerando propiedades medidas en los materiales [t]
NTC-Concreto 2017	28.8	33.1
ACI 318-19	27.9	32.0
ACI 369-22	64.4	73.1

Tabla 2.13: Resumen del cortante asociado a la flexión, obtenida con diversas metodologías.

Metodología empleada	Cortante asociado a la flexión considerando propiedades planteadas en los materiales [t]	Cortante asociado a la flexión considerando propiedades medidas en los materiales [t]
NTC-Concreto 2017	93.5	101.8
Diagrama momento curvatura	98.1	106.5

Analizando los datos, se nota que las ecuaciones incluidas en las NTC-Concreto 2017 y el ACI 318-19 pronostican una resistencia similar en el concreto, mientras que la ecuación proporcionada por el ACI 369-22 espera una resistencia más de dos veces mayor que la incluida en las normas anteriores. Sin embargo, se observa que la resistencia a cortante esperada por cualquiera de las normas analizadas es significativamente menor al asociado con la falla a flexión, cuyo valor es similar ya sea calculado por las hipótesis de las NTC-Concreto 2017 o de un análisis más detallado con el diagrama momento curvatura. Finalmente, el emplear las propiedades medidas de los materiales incrementa la resistencia esperada entre 4.1 t (para las ecuaciones del ACI 318-19) hasta 8.7 t (para las ecuaciones del ACI 369-22).

2.2.3. Construcción de los especímenes

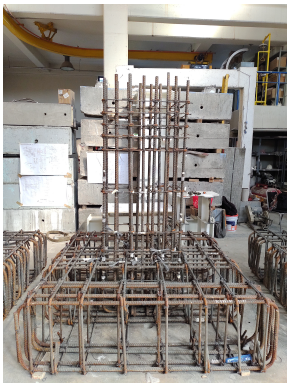
El proceso constructivo se llevó a cabo en su totalidad dentro del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, dado que el peso de cada espécimen dificultaba su transporte y colocación, y se empleó la grua viajera en el interior del recinto para desplazar los especímenes con mayor facilidad. A continuación, se detalla el proceso constructivo de los especímenes.

2.2.3.1. Armado de acero de refuerzo

Se realizó el habilitado del acero de refuerzo, compuesto por barras de acero longitudinales y transversales, siguiendo el armado descrito anteriormente. Se comenzó con el armado de la zapata de acuerdo con las indicaciones, para después continuar con el armado de las columnas. Se emplearon barras de acero elaboradas por el mismo fabricante, aseguradas con alambrón durante el armado. Se colocaron tubos de PVC para permitir el paso de las barras de acero de alta resistencia que atravesarían la losa de reacción y fijarían los especímenes. En la Figura 2.11 se muestra parte del procedimiento del armado del acero de refuerzo.



(a) Proceso de armado del espécimen.



(b) Espécimen tras concluir el habilitado del acero.

Figura 2.11: Armado del acero de refuerzo de los especímenes.

Dado que algunas barras contaban con instrumentación, se realizó el habilitado de manera cuidadosa para evitar dañar los medios de captura de datos. De igual manera, se realizaron mediciones de la posición final de las barras de acero.

2.2.3.2. Colocación de la cimbra

Posteriormente al armado del acero de refuerzo interior, se procedió a elaborar la cimbra de madera, compuesta por bastidores formados por hojas de madera contrachapada (*triplay*) con espesor de 3/4 in, barrotes de 3 x 1 1/2 in y polines de 3 in, los cuales componían las caras de las zapatas y columnas. Se colocó una hoja de madera contrachapada en la base, para desligar del suelo, con agujeros circulares

en los cuales se atravesaron los tubos de PVC mencionados anteriormente. Se colocó aceite desmoldante en la superficie de la cimbra, lo cual se observa en la Figura 2.12.



Figura 2.12: Colocación de aceite desmoldante en la cimbra (Alcocer et al., 2023).

Posteriormente, se emplearon barrotes, puntales y alambrón como medio de sujeción para estabilizar la cimbra en la columna, utilizando el mismo diseño que en el resto de los especímenes del proyecto sobre el cual se basó el presente documento. En la Figura 2.13 se muestra el resultado final de la construcción de la cimbra de los especímenes.



Figura 2.13: Cimbra de los especímenes (Alcocer et al., 2023).

2.2.3.3. Colocación del concreto en los especímenes

Una vez que se completó el armado de acero transversal y la colocación de la cimbra en los especímenes, se procedió a la colocación del concreto en los especímenes. La colocación se realizó en dos etapas, dado que el concreto empleado en las zapatas tenía diferentes características que el empleado en las columnas. Se emplearon ollas de concreto solicitadas a la empresa *CEMEX*, las cuales llegaron al Laboratorio de



(a) Colocación del concreto en las zapatas.



(b) Colocación del concreto en las columnas.

Figura 2.14: Colocación del concreto en los especímenes.



(a) Prueba de revenimiento en el concreto.



(b) Elaboración de cilindros para los ensayes.

Figura 2.15: Acciones adicionales en la colocación del concreto.

Estructuras Grandes del CENAPRED para su colocación directamente en la posición donde se construyeron.

El proceso de colocación del concreto se llevó a cabo en dos días. En el primer día se vertió el concreto de las zapatas, mediante dos ollas de concreto. Se colocó el concreto en dos capas, realizando la compactación del concreto mediante un vibrador eléctrico asegurando que no se penetrara más de 5 cm de la capa inferior inmediata. El día siguiente, se realizó la colocación del concreto de las columnas, asegurando el vibrado de igual manera que con las zapatas. Se empleó una bacha de 1 m^3 de capacidad, para facilitar la colocación en la altura de la columna (ver Figura 2.14).

En ambos vertidos de concreto se realizaron pruebas de revenimiento (ver Figura 2.15a) y se elaboraron cilindros de concreto para ensayes posteriores, con el fin de obtener las propiedades reales del concreto (ver Figura 2.15b).

Tras la colocación total de concreto en los especímenes, se realizó el curado del concreto de los especímenes y los cilindros para ensaye, hasta alcanzar 28 días desde

su colocación, cubriendo los especímenes con bolsas de plástico y adicionando regularmente una capa de agua sobre las caras de concreto, para evitar la pérdida de humedad.

2.2.3.4. Colocación del refuerzo de encamisado de acero

Las columnas $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ y $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ se reforzaron con encamisados de acero compuestos de un entramado de ángulos y soleras. Se emplearon ángulos de 5.08 cm (2 in) y espesor de 0.6 cm (3/4 in), los cuales se cortaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes en el CENAPRED, al igual que las soleras con ancho de 5.08 cm (2 in) y espesor de 0.6 cm (1/4 in). En las soleras se realizaron perforaciones en un taller, con un agujero en la cara larga para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ y dos para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

Los ángulos se colocaron en las esquinas de la columna sin presión adicional y en contacto directo con las caras espécimen, mientras que las soleras se colocaron directamente sobre la columna mediante soldadura de filete con un espesor de 6 mm que cumple con las especificaciones de calidad correspondientes al grado 70, empleando un electrodo 7018.

Se realizaron las perforaciones en el concreto mediante un rotomartillo de la marca *Hilti*, en la posición donde se colocarían los pernos conectores, asegurando que se alineara correctamente con la posición de los agujeros en las soleras de acero del encamisado de acero. Tras realizar la perforación, se limpió el excedente de polvo y residuos de material producto de la perforación, con un cepillo y una bomba de aire proporcionados por la marca mencionada. Tras la limpieza, se colocó el anclaje químico RE 500 V3 fabricado por *Hilti*, a través de un aplicador portátil HDE 500-A12, con el cual se realizó la mezcla de los componentes del anclaje químico. Finalmente, se colocaron las barras roscadas de anclaje HAS-E-55, con un diámetro de 1.27 cm (1/2 in) y una longitud de 15.24 cm (6 in), los cuales se ajustaron al encamisado mediante tuercas y roldanas que aseguraron una fijación adecuada. Los pernos se apretaron con una y media vuelta tras entrar en contacto con la solera y obtener una firmeza adecuada, según las recomendaciones del fabricante.

En la Figura 2.16 se observa el proceso de construcción del reforzamiento mediante encamisado metálico, así como el estado final tras completar el procedimiento.



(a) Colocación del reforzamiento.



(b) Espécimen tras concluir su reforzamiento.

Figura 2.16: Reforzamiento de los especímenes con encamisado de acero.

2.3. Instrumentación y captura de datos

Con el propósito de evaluar el comportamiento de los especímenes y obtener información específica sobre su desempeño durante la realización de las pruebas, se instalaron instrumentos de medición en ubicaciones estratégicas de las columnas con el objetivo de recopilar datos relativos a su comportamiento tanto a nivel local como global.La instrumentación se dividió según su ubicación, denominando interna a los dispositivos colocados dentro de los especímenes, mientras que la externa se ubica en la superficie de éstos. En la instrumentación externa se utilizaron transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos ("*strain gauge*"), mientras que en la instrumentación interna se emplearon exclusivamente deformímetros eléctricos, los cuales se ubicaron en las barras de acero de refuerzo.

A continuación, se describen las características de la instrumentación, según la clasificación .

2.3.1. Instrumentación interna

Se colocaron los deformímetros eléctricos en puntos específicos de las barras de acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, para medir la deformación unitaria en éstos elementos durante el desarrollo de la prueba. Para su colocación, se siguió un proceso para garantizar la veracidad de las mediciones. El proceso consistió de preparar las barras de acero, marcando la posición determinada para la medición y limando el acero en los puntos mencionados, hasta que la superficie se encuentre lisa y sin discontinuidades. Se limpió la superficie con líquidos especiales para la colocación del deformímetro eléctrico, para después ser fijado mediante un adhesivo específico para dicho uso, y se protegió la zona con cinta aislante y gasas cubiertas con resina. Con este proceso, se protegió el instrumento durante el proceso de colocación del concreto en los especímenes. En la Figura 2.17 se presenta el deformímetro interno en diferentes etapas de su colocación en las barras de acero.



Figura 2.17: Etapas de la colocación de los deformímetros eléctricos (Alcocer et al., 2023).

En la Figura 2.18 se muestra la posición de la instrumentación y la nomenclatura utilizada. La primera letra indica el tipo de instrumento ('S' por *Strain gauge*), la segunda letra indica la característica del refuerzo ('L' para el longitudinal y 'T' para el transversal), la tercera letra indica la cara del espécimen donde se encuentra el

deformímetro eléctrico, el cuarto caracter indica el número del lecho empezando por la cara oeste y el quinto caracter indica la altura de la colocación del instrumento en las barras longitudinales, empezando en cero.

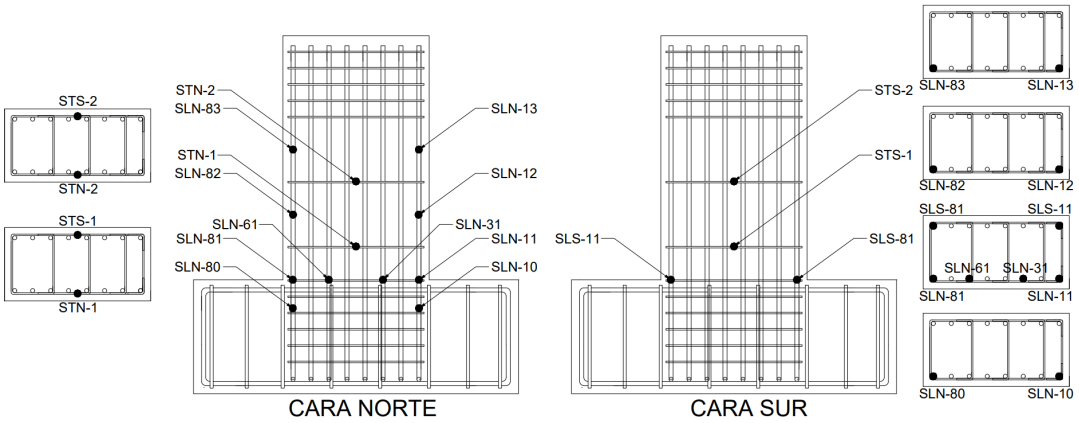


Figura 2.18: Instrumentación interna: nomenclatura y posición.

2.3.2. Instrumentación externa

Adicionalmente a la instrumentación interna, se colocaron instrumentos de medición en la superficie de los especímenes. Como se mencionó anteriormente, se colocaron transductores de desplazamiento con diversas capacidades de medición según su posición, así como deformímetros eléctricos en el encamisado de acero, si el espécimen contaba con reforzamiento. A continuación, se resumen las características de cada tipo de instrumentación.

2.3.2.1. Transductores de desplazamiento

Se colocaron transductores para medir desplazamientos en determinadas zonas, posiciones y direcciones de los especímenes. En la cara Sur de las columnas, se colocaron transductores de émbolo con diversos rangos de medición, en tres "regiones", determinadas por su altura (ver Figura 2.21), con el fin de medir deformaciones horizontales, verticales y diagonales en el espécimen, mientras que en las caras Este y Oeste se colocaron transductores de carátula para medir el desplazamiento vertical de las regiones. De igual manera, se colocaron en la cara Oeste transductores en posición horizontal para medir el desplazamiento lateral de la columna. Finalmente, se colocaron transductores en la zapata, con el fin de comprobar que éste fuera mínimo y poder considerar la base como rígida. En la Figura 2.19 se muestra la disposición de los transductores de desplazamiento en los especímenes.

En la nomenclatura para nombrar los transductores, se emplearon códigos con tres caracteres, siendo en todos el primer caracter la letra "*D*". En los transductores de carátula, la segunda posición fue nombrados según la posición relativa a las caras de la columna ("*E*" y "*O*") y la tercera posición indica la región en la cual se encontraban (1, 2 o 3).

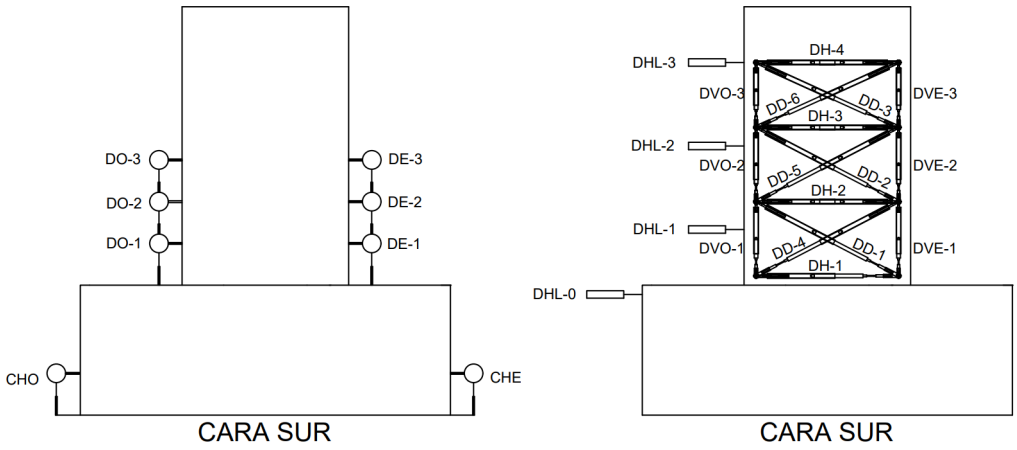


Figura 2.19: Instrumentación externa: Transductores de desplazamiento, nomenclatura y posición.

En los transductores con émbolos, la segunda letra se nombró según la posición en la cual registraban las mediciones, "V" para aquellos colocados en posición vertical, "H" en posición horizontal y "D" si estaban inclinados (en diagonal). Finalmente, la tercera posición indica un número según su posición en la columna, siendo 1 la posición más cercana a la zapata. Se contó con cuatro transductores de émbolo especiales: DHL-3, DHL-2, DHL-1 y DHL-0, los cuales se encontraban apoyados fuera del espécimen y median sus desplazamientos laterales relativos ("L").

Para colocar los 27 transductores que componían la instrumentación externa, se preparó el espécimen de diferentes maneras con el fin de realizar adecuadamente las mediciones. Para los transductores ubicados directamente sobre las caras del espécimen, se realizaron perforaciones someras en el concreto, sin superar el recubrimiento, para colocar barras roscadas mediante una resina epóxica, en las que se colocarían bastones de acero con libertad de desplazamiento, asegurados a barras mediante tuercas, sobre los cuales se colocarían los instrumentos. Los bastones permitirían el movimiento relativo entre los puntos de conexión, y la instrumentación se colocó de tal manera que los transductores y la base sobre la cual se apoyaba el émbolo de medición se encontraban en puntos diferentes del movimiento de los bastones, permitiendo así medir su deformación axial. Para los transductores ubicados horizontalmente para medir desplazamientos laterales, se colocaron sobre una columna de acero empotrada en la losa de reacción del laboratorio mediante barras de acero de alta resistencia que se postensaron en la posición adecuada, con el fin de medir el desplazamiento relativo a su entorno. En la Figura 2.20 se observa la cara Sur de un espécimen tras la colocación de los transductores de desplazamiento.

En la Figura 2.21, se muestran las regiones de análisis en las que se basa la discretización de la columna y la colocación de la instrumentación, según el tipo de análisis realizado. En la Figura 2.21a se muestran las regiones para el análisis de rotación y curvatura con los deformímetros ubicados en las caras laterales, mientras que en la Figura 2.21b se muestran las regiones para el análisis de distorsión por corte con los deformímetros diagonales ubicados en la cara Sur.

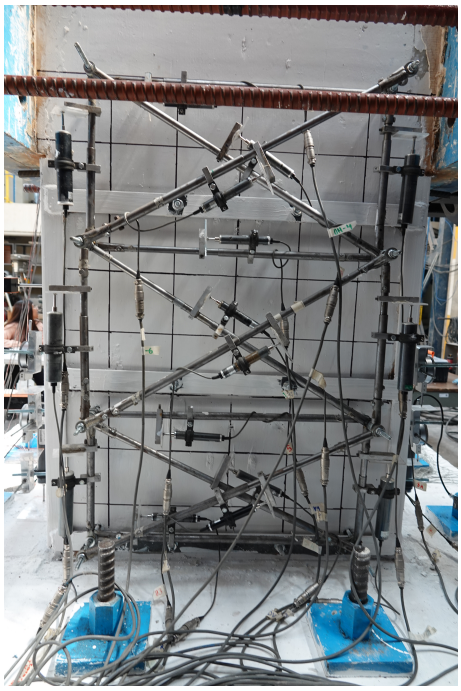
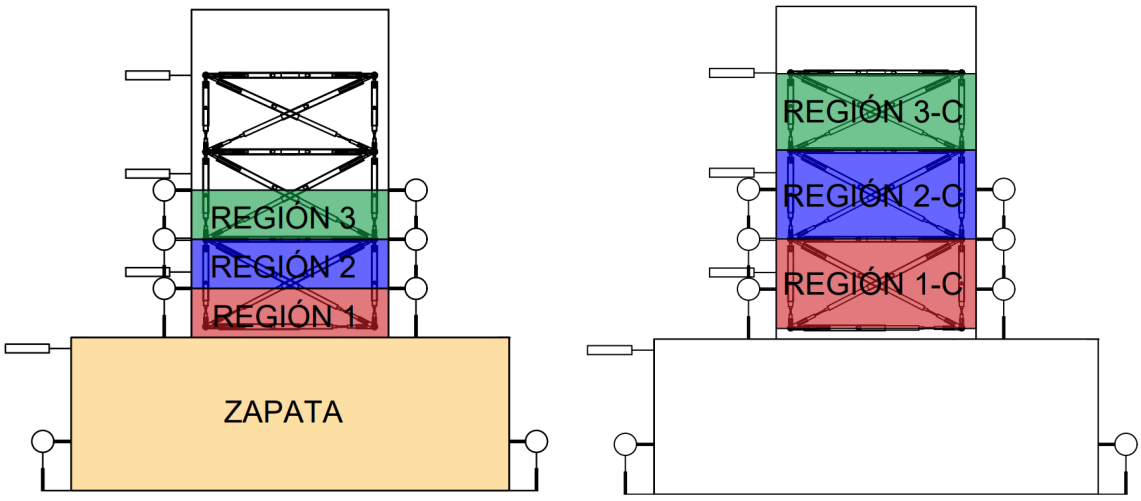


Figura 2.20: Transductores de desplazamiento tras ser colocados en un espécimen.



(a) Regiones para el análisis de rotación y curvatura.

(b) Regiones para el análisis de distorsión por corte.

Figura 2.21: Regiones de análisis en los especímenes.

2.3.2.2. Deformímetros eléctricos

En los especímenes que contaban con reforzamiento con encamisado de acero, se colocaron deformímetros eléctricos en diferentes puntos de los elementos, para así capturar las deformaciones unitarias en el acero durante la prueba y asociarlo al comportamiento observado en la columna, pudiendo interpretar su desempeño en la resistencia de la columna. En la Figura 2.22 se muestra la disposición de los deformímetros eléctricos para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$, mientras que en la Figura 2.23 se muestra la disposición para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

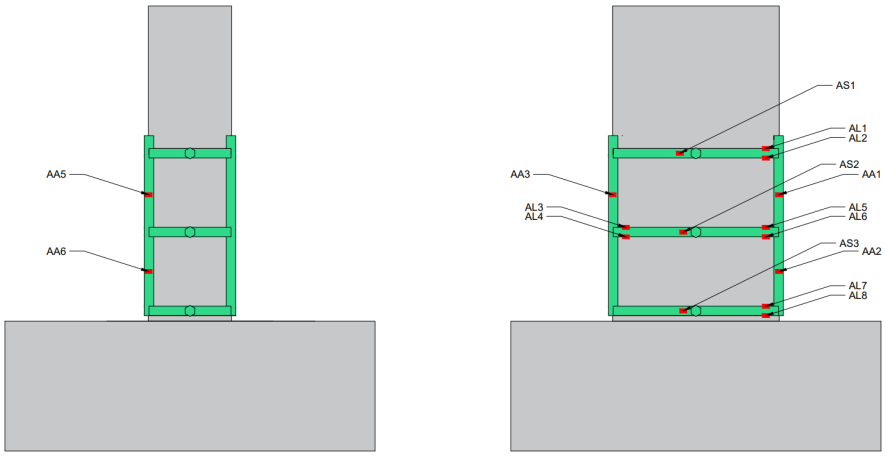


Figura 2.22: Deformímetros eléctricos: disposición y ubicación en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

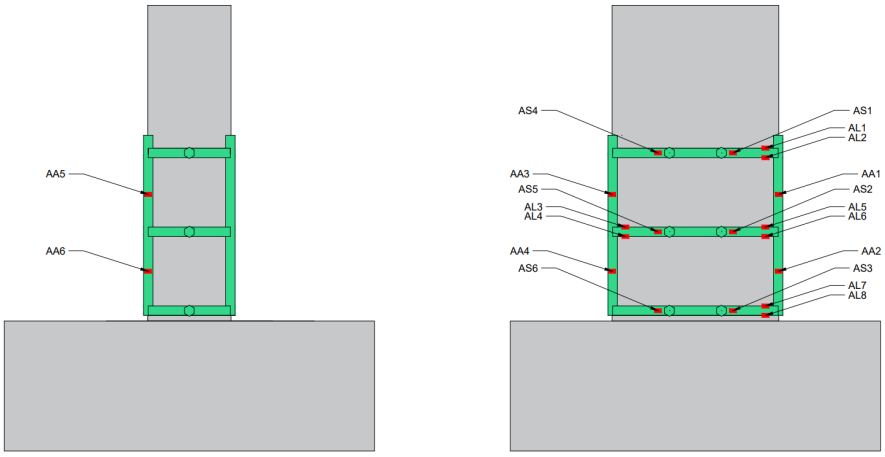


Figura 2.23: Deformímetros eléctricos: disposición y ubicación en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

2.3.3. Captura de datos

Para digitalizar y registrar los datos capturados por la instrumentación, se empleó un digitalizador, cuyo nombre comercial es *DataLogger TDS 540*. Los instrumentos

se conectaron mediante cables a cajas de recepción de información del *DataLogger*, las cuales se conectaban directamente a la consola principal de digitalización del *DataLogger*, la cual genera un archivo tabulado separado por espacios, el cual se puede visualizar en un software especializado al conectarse a un equipo de cómputo.

El dispositivo puede ser personalizado para contar con intervalos de medición específicos, determinados por tiempo o por incrementos específicos en la lectura de los datos. Sin embargo, el instrumento requiere de cierto tiempo para realizar el barrido de registro de datos en todos los instrumentos conectados. Dada la cantidad de instrumentos, el intervalo de medición estuvo determinado por el tiempo requerido para realizar el barrido de registro completo, siendo aproximadamente cada tres segundos. En la Figura 2.24 se muestra el *DataLogger* tras conectarse a los instrumentos.

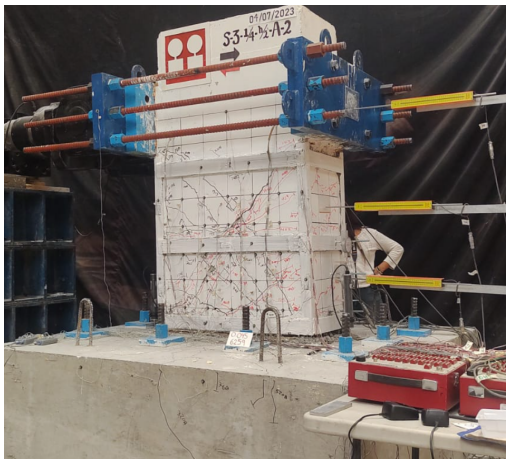


Figura 2.24: Uso del *DataLogger* durante un ensaye.

Al realizar la recopilación de datos, se mantuvo el registro durante las pausas realizadas para la identificación y señalamiento de grietas, con el fin de realizar un adecuado registro de los ensayes, lo que ocasionó periodos de registro sin cambios. Estos periodos con "mesetas" en las mediciones fueron eliminadas empleando un programa escrito por el autor en el lenguaje de programación *Python* (Python Software Foundation, 2023), cuyos detalles de su implementación y una copia del código empleado se encuentran en el Apéndice B.

3 Resultados del programa de ensayes

Se presentan los resultados de los ensayes realizados en los especímenes analizados. A continuación, se presenta una descripción del desarrollo de cada ensaye, resaltando los eventos más importantes, para después presentar gráficas obtenidas con los instrumentos mencionados anteriormente. De esta manera, se describe el desempeño general y detallado de los especímenes.

3.1. Desarrollo de las pruebas experimentales

En esta sección se presenta la secuencia del daño en los especímenes durante el desarrollo de la prueba, además de destacar hitos significativos que proporcionen una visión general del comportamiento observado. El procedimiento llevado a cabo se describe en la Sección 2.1, donde se describen los criterios empleados para la aplicación de la carga y la identificación de grietas. Se referirá a los hitos de aplicación de carga máxima de acuerdo con la designación de semiciclos, cuyo equivalente en carga o distorsión se puede observar en la Subsección 2.1.2.

Los elementos del reforzamiento de acero, en caso de contar con ellos, fueron cubiertos con una pintura a base de cal, con el fin de poder detectar deformaciones en los elementos de acero.

3.1.1. Espécimen O^*

Se presenta el desarrollo de la prueba en el espécimen O^*, el cual se toma como el espécimen de control y será referencia para comparar su comportamiento con los especímenes con reforzamiento.

Comenzó la prueba en control por carga. En el semiciclo 4 (con distorsión de 0.06 %) se presentaron las primeras grietas horizontales asociadas a flexión, en la cara Oeste (ver Figura 3.1). Para el siguiente ciclo, se observó la formación de más grietas en ambas caras laterales. Para el semiciclo 6 (con distorsión de 0.5 %), se presentaron las primeras grietas inclinadas asociadas a cortante, atravesando desde la esquina del arreglo de aplicación de carga hasta la esquina inferior, lo cual se puede observar en la Figura 3.2. Para el siguiente semiciclo, con la misma magnitud de distorsión en el sentido inverso, se presentaron grietas inclinadas en la dirección opuesta.

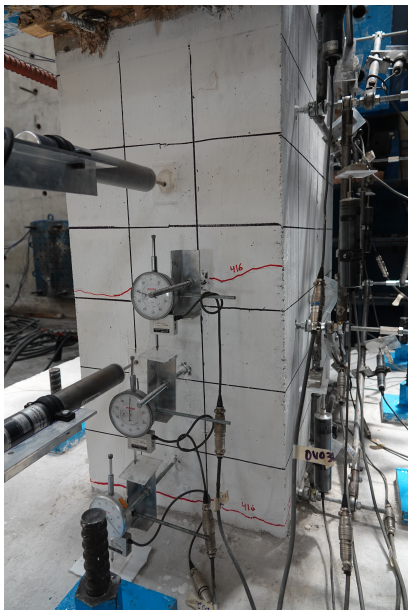


Figura 3.1: Grietas por flexión en la cara Oeste, en el semiciclo 4 (0.06 % de distorsión).

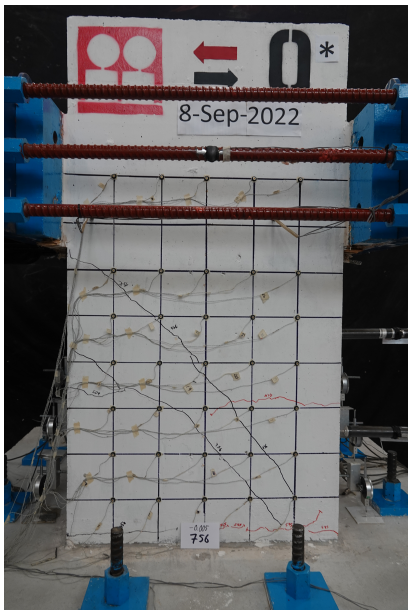
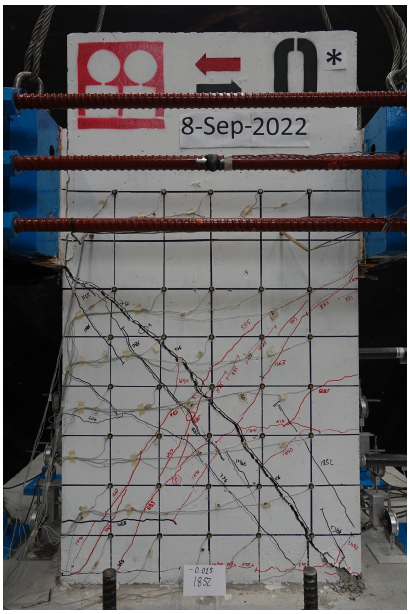
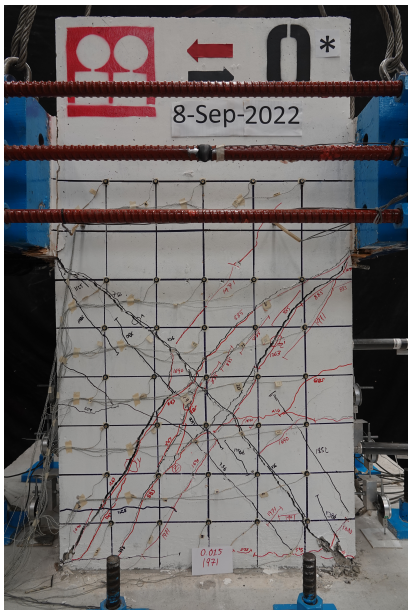


Figura 3.2: Grietas por cortante en la cara Norte, en el semiciclo 6 (0.5 % de distorsión).

Para el semiciclo 8, con distorsión de 1 %, se presentó la carga lateral máxima, de 71.4 t (699.9 kN). En este ciclo se observó la aparición de una mayor cantidad de grietas inclinadas. Para los ciclos posteriores, se observó el aumento del número de grietas inclinadas y un mayor espesor en éstas, con un espesor de hasta 8 mm en el semiciclo 10 con una distorsión de 1.5 % (ver Figura 3.3a), disminuyendo a 0.1 mm al reducir la carga a cero. En el semiciclo inmediato posterior con la misma magnitud de distorsión (semiciclo -10) se presentó el mismo comportamiento en el sentido opuesto.



(a) Grietas inclinadas en el semiciclo 10.



(b) Grietas inclinadas en el semiciclo -10.

Figura 3.3: Estado de la cara Norte de la columna en el ciclo 10 (1.5 % de distorsión).

En el semiciclo -12 (asociado a 2 % de distorsión) se escuchó un fuerte ruido seco, acompañado del movimiento súbito de la columna junto con la caída de pequeños pedazos de escombro y una disminución en la resistencia ante carga lateral, lo cual se asoció a un agrietamiento generalizado ocasionado por la fuerza cortante. Se incrementó el espesor de las grietas en la cara norte hasta 10 mm junto con el desprendimiento del concreto en el núcleo (ver Figura 3.4), mientras que en la cara Este se presentó un desprendimiento importante del concreto, asociado a la apertura de un estribo, siendo visible el acero de refuerzo, lo cual se puede observar en la Figura 3.5.

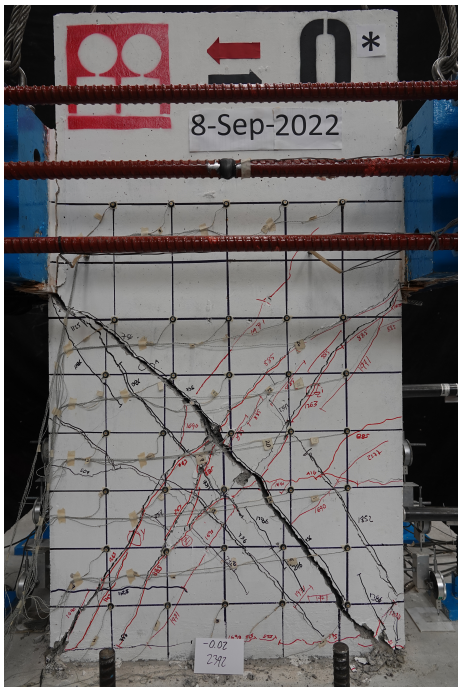


Figura 3.4: Estado del espécimen en el semiciclo -12 (2 % de distorsión), cara Norte.

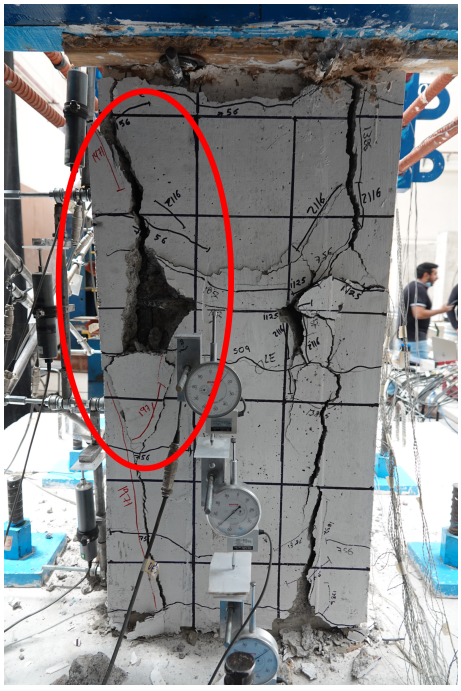
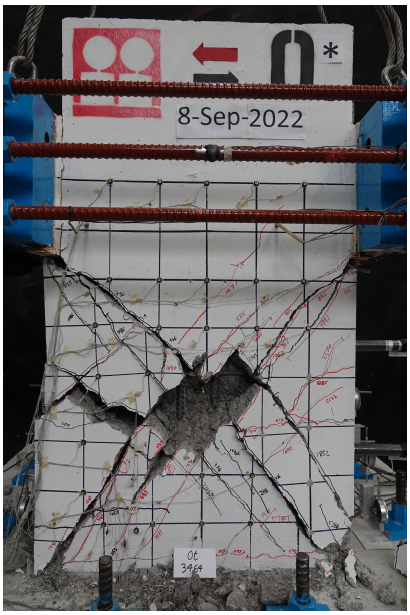


Figura 3.5: Acero de refuerzo interno visible en el semiciclo -12 (2 % de distorsión).

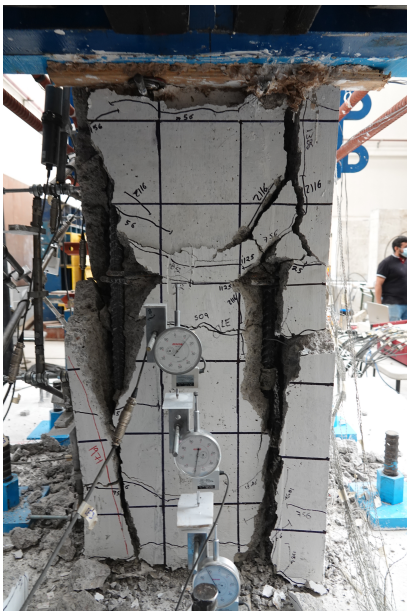
La prueba continuó hasta el semiciclo 15 (con 2.5 % de distorsión), donde el alto nivel de daño hizo imposible continuar con la identificación de grietas. El acero de refuerzo transversal era visible a través del agrietamiento en las caras de la columna, particularmente de la cara Norte y Este. Para éste semiciclo, se alcanzó una carga lateral de 29.3 t, equivalentes a 18.8 % de la carga máxima registrada. Se dió por concluido el ensaye al descargar la columna tras aplicar el semiciclo 15. En la Figura 3.6 se observa el estado final del daño en la columna, tras finalizar la prueba, mientras que en la Figura 3.7 se muestran hitos significativos en la prueba.



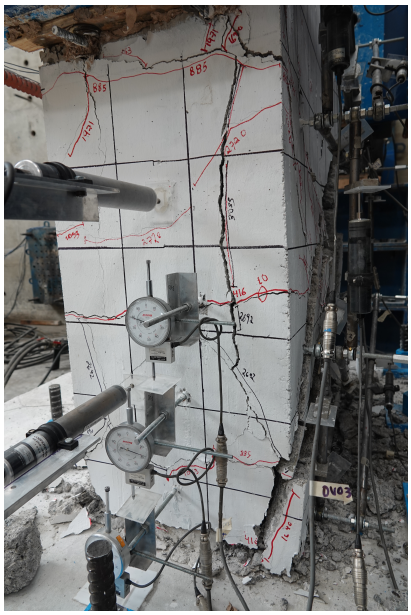
(a) Estado final del espécimen O^*, cara Norte.



(b) Estado final del espécimen O^*, cara Sur.



(c) Estado final del espécimen O^*, cara Este.



(d) Estado final del espécimen O^*, cara Oeste.

Figura 3.6: Estado final del espécimen O^*.

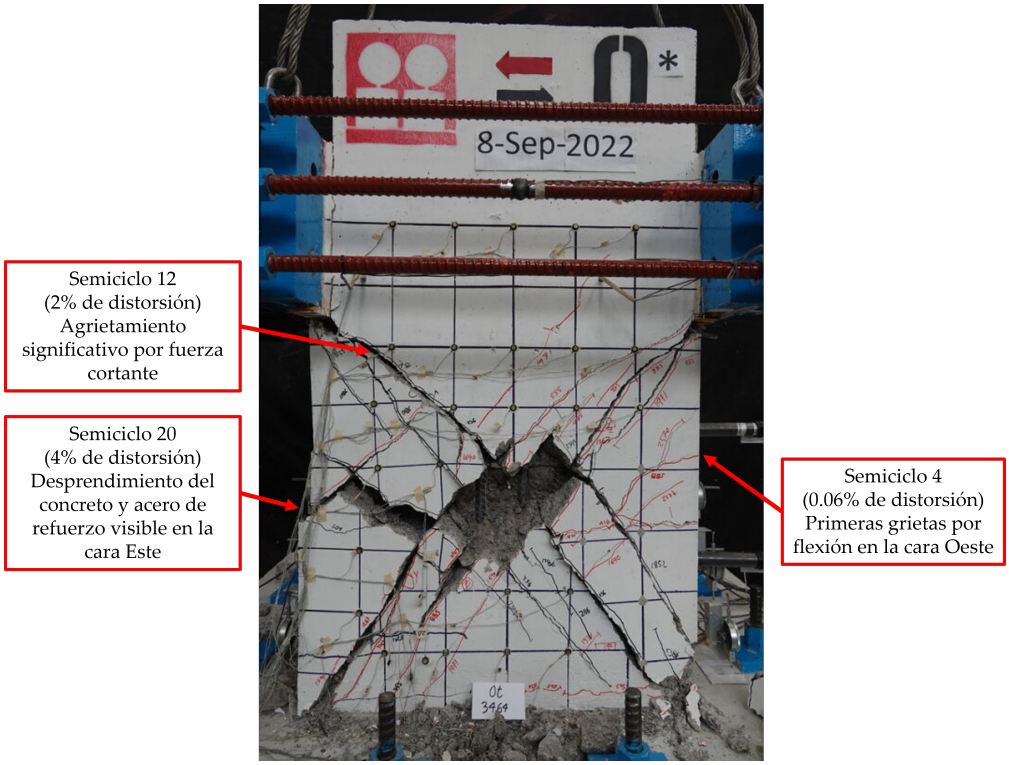


Figura 3.7: Hitos significativos señalados en el estado final del espécimen.

3.1.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

Se presenta el desarrollo de la prueba en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$, el cual se caracteriza por sólo contar con un perno en cada fila de soleras. El espécimen se ensayó sin daño y con el reforzamiento indicado en la Sección 2.1. A continuación, se describe la secuencia del daño.

Se observó la primera grieta horizontal asociada a flexión en la cara Este con un espesor de 0.2 mm durante el semiciclo 4 (asociado a 0.06 % de distorsión), como se observa en la Figura 3.8. Posteriormente, durante el semiciclo 6, con 0.5 % de distorsión, se observó el desarrollo de grietas inclinadas asociadas a cortante, con un espesor de 0.5 mm, en la cara norte (ver Figura 3.9).

Para el semiciclo inmediato posterior (semiciclo -6 con el mismo nivel de distorsión) se presentaron grietas inclinadas en el sentido opuesto a las observadas, al igual que grietas horizontales en la cara Oeste. De igual manera, se observó agrietamiento inclinado en la cara Sur.

En el semiciclo 8, asociado a 1 % de distorsión, se observó agrietamiento en la base de la columna, en la unión entre ésta y la zapata (ver Figura 3.10). Tanto en este semiciclo como en el inmediato posterior (semiciclo -8) se escuchó un fuerte ruido metálico proveniente de los pernos conectores en las caras Norte y Sur, similar al producido por la fricción entre elementos metálicos. Tras analizar el espécimen y notar la formación de grietas alrededor de la conexión del perno con el concreto en ciclos posteriores, se concluyó que el ruido se debió a esfuerzos inducidos en el perno y la solera que sujetaba.

Durante el semiciclo 10 con 1.5 % de distorsión, se observó el desprendimiento del recubrimiento de cal en la conexión entre el ángulo y la solera intermedia de la cara Norte, asociado a la deformación en el acero, como se observa en la Figura 3.11.

Al conducir el semiciclo -12 asociado a 2 % de distorsión, se observó la separación de la conexión entre la base de la columna y la zapata, con un daño similar al desconchamiento del concreto (ver Figura 3.12). Durante dicho semiciclo se alcanzó la resistencia máxima ante carga lateral registrada, igual a -89.7 t. Posteriormente, en el semiciclo 14, con 2.5 % de distorsión, se escuchó un fuerte ruido seco, similar al producido por materiales rocosos, seguido por un súbito movimiento de la columna y caída de pequeños elementos de concreto provenientes del agrietamiento en la columna. Este evento se asoció a un agrietamiento extensivo del concreto por fuerza cortante.

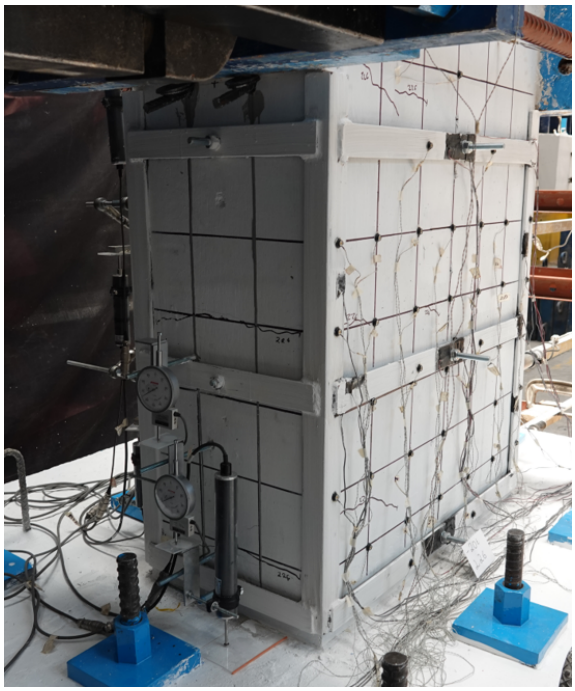


Figura 3.8: Grietas por flexión en la cara Este, durante el semiciclo 4 (0.06 % de distorsión).

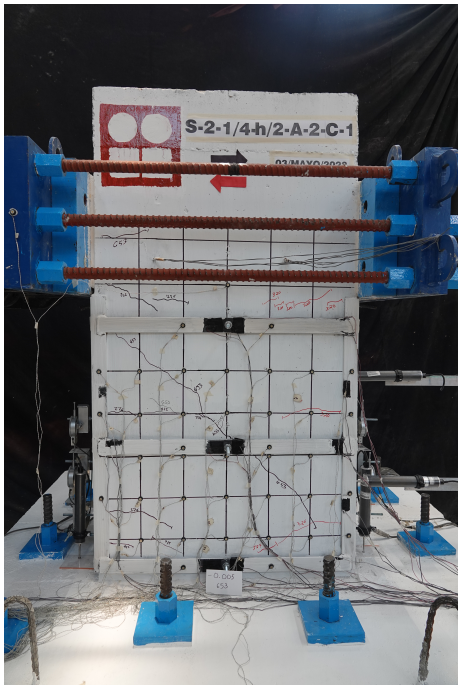


Figura 3.9: Grietas inclinadas en la cara Norte, durante el semiciclo 6 (0.5 % de distorsión).

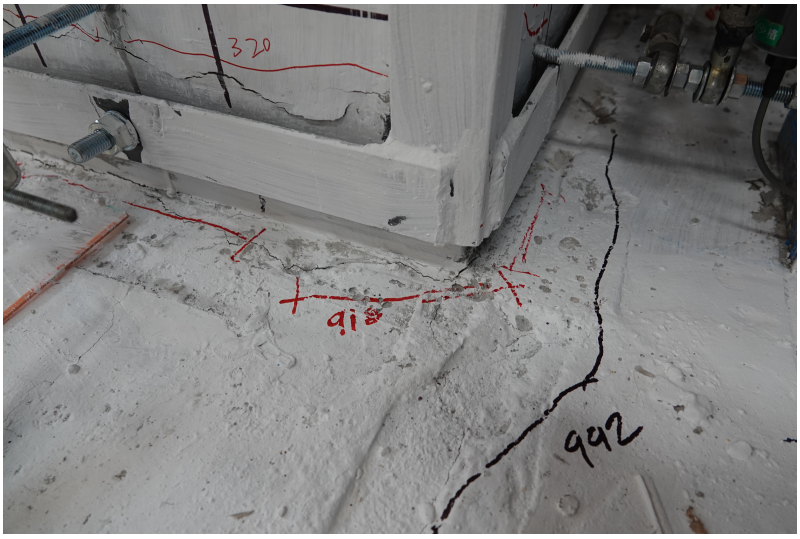


Figura 3.10: Agrietamiento en la base de la columna, en el semiciclo 8 (1 % de distorsión).

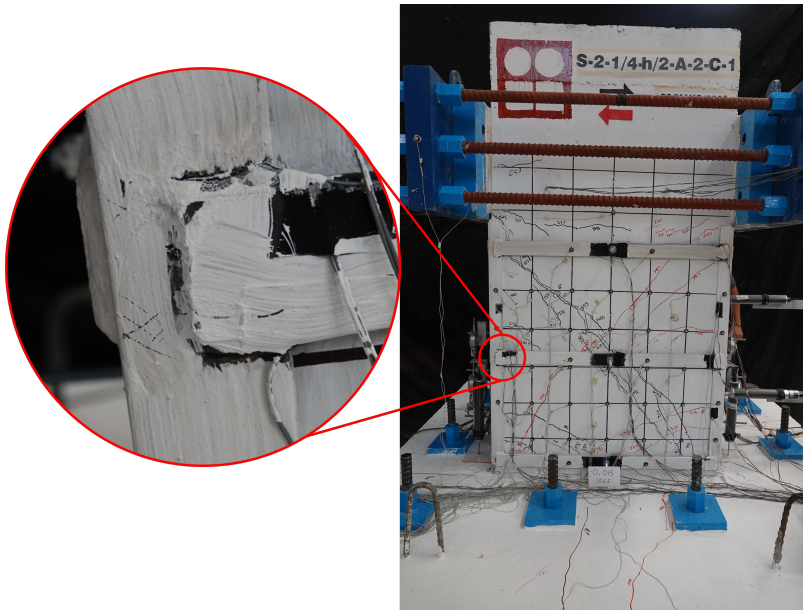


Figura 3.11: Desprendimiento de cal en la conexión ángulo-solera, en el semiciclo 10 (1.5 % de distorsión).



Figura 3.12: Desprendimiento de concreto en la conexión zapata-columna.

En el semiciclo 17, asociado a 3 % de distorsión, era notable el desprendimiento de cal en los extremos de las soleras intermedia y superior de la cara Norte (ver Figura 3.13). Se alcanzaron espesores en las grietas inclinadas de la cara Norte de hasta 6.5 mm. Luego, en el semiciclo 19 (3.5 % de distorsión) se presentó una falla en la soldadura del extremo izquierdo de la solera inferior en la cara Norte, como se observa en la Figura 3.14, ocasionando una pérdida en la resistencia ante cargas laterales de la columna.

Durante el semiciclo 20, a 4 % de distorsión, se apreció un gran desprendimiento en el recubrimiento de cal en las soleras intermedia y superior de la cara Norte, así como el adelgazamiento de la solera intermedia alrededor del perno, como se observa en la Figura 3.15. Se alcanzó un espesor en la grieta inclinada principal de 18 mm. El nivel de daño fue significativo, siendo visible el acero de refuerzo a través del agrietamiento en las esquinas de la columna (ver Figura 3.16).

En el semiciclo -20, con el nivel de distorsión de 4 %, se registró el desprendimiento del recubrimiento de cal en el ala del ángulo en la esquina Noroeste, entre las soleras inferior e intermedia, asociado a la expansión del concreto (ver Figura 3.17). Para el semiciclo -21 de repetición del mismo nivel de distorsión, se escuchó un fuerte sonido ocasionado por la falla en la soldadura del extremo derecho de la solera intermedia en la cara Norte (ver Figura 3.18). Con esto, se incrementó la distorsión en el reforzamiento de acero. Las fallas registradas en la soldadura se asociaron a un trabajo deficiente en su ejecución, por lo que se revisó dicho aspecto en el espécimen siguiente.

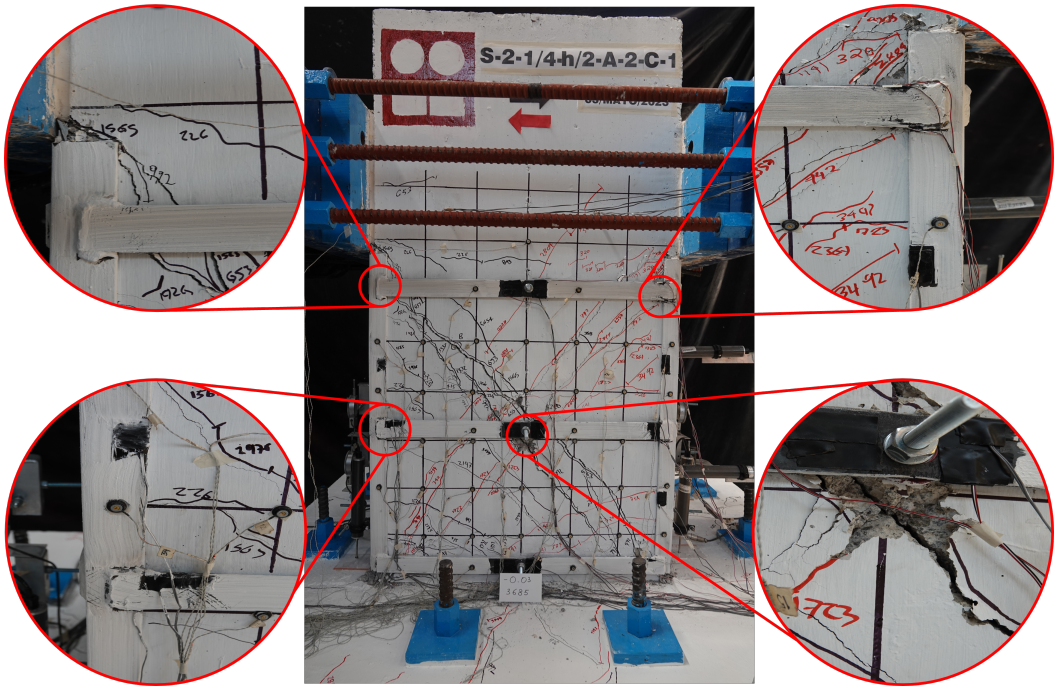


Figura 3.13: Desprendimiento de cal en los extremos de las soleras, durante el semiciclo 17 (3 % de distorsión).

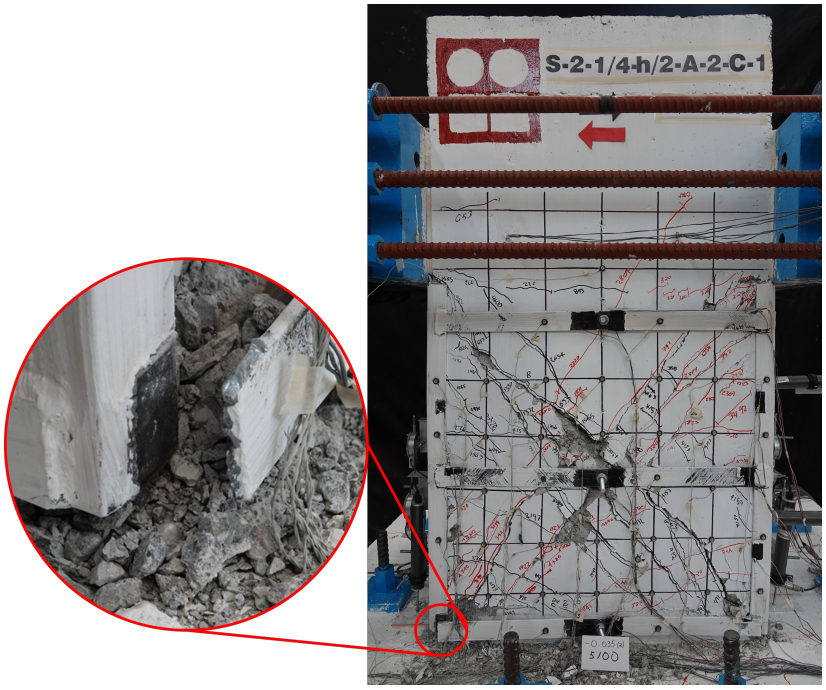


Figura 3.14: Falla de la soldadura de la solera inferior, durante el semiciclo 19 (3.5 % de distorsión).

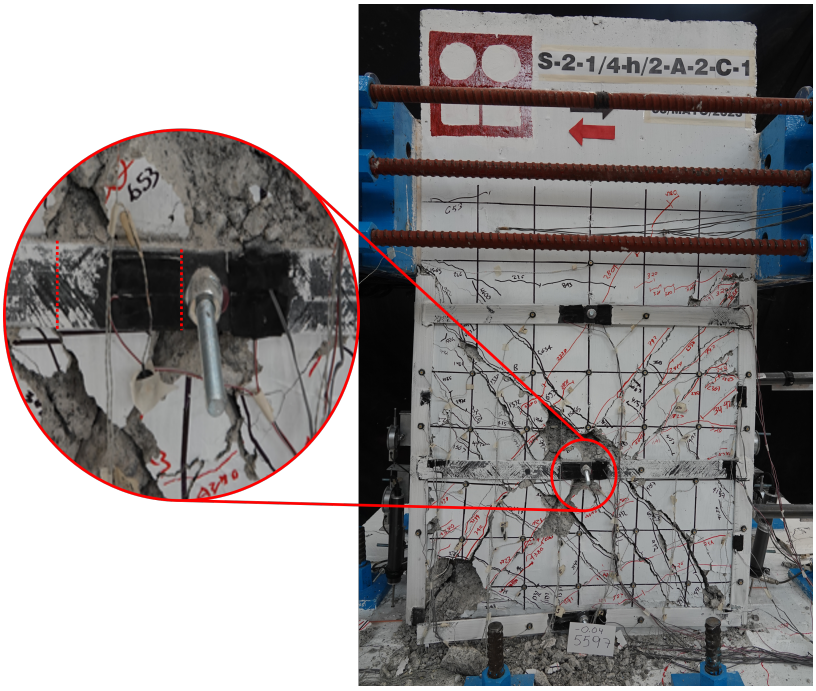


Figura 3.15: Adelgazamiento de la sección de la solera intermedia alrededor del perno, durante el semiciclo 20 (4 % de distorsión).

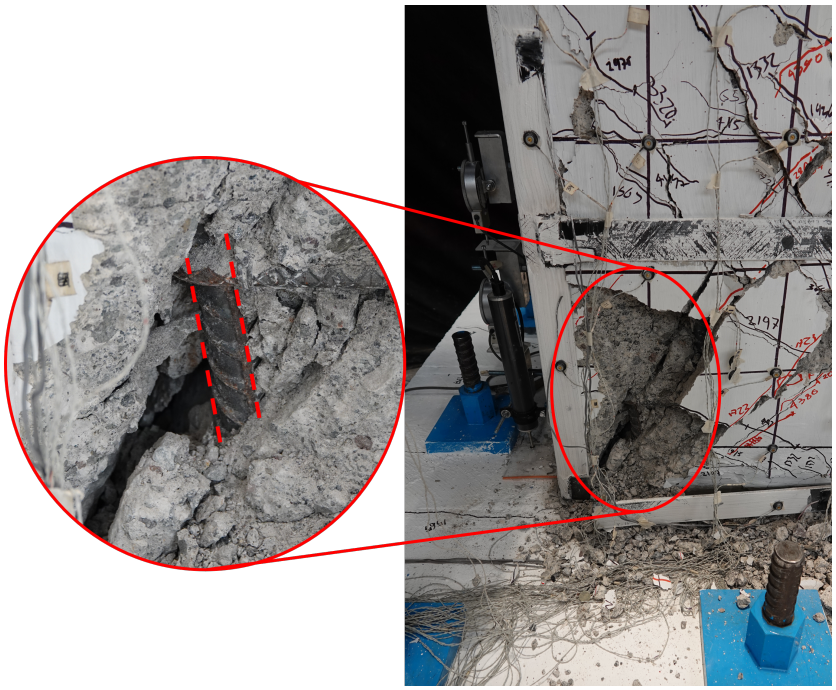


Figura 3.16: Refuerzo interior expuesto, durante el semiciclo 20 (4 % de distorsión).

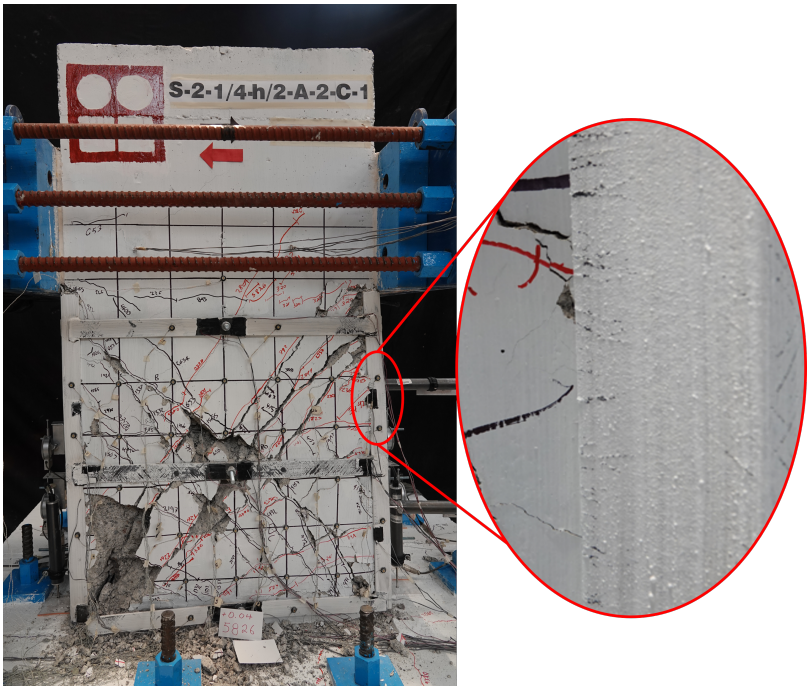


Figura 3.17: Desprendimiento de cal en la zona intermedia del ángulo, durante el semiciclo -20 (4 % de distorsión).

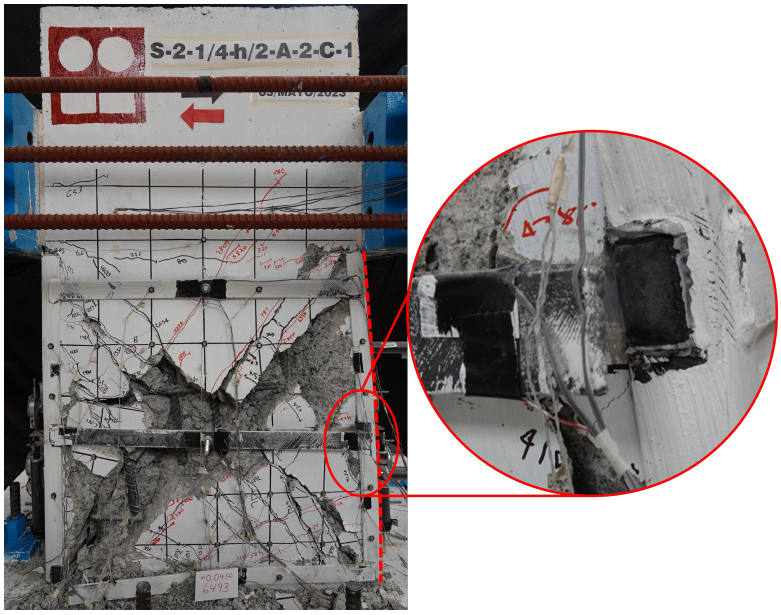
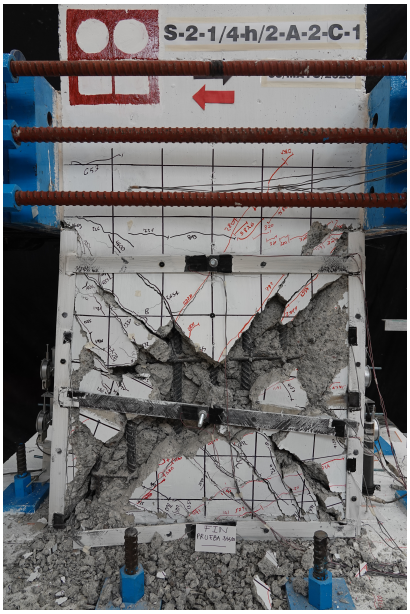


Figura 3.18: Falla de la soldadura de la solera intermedia, durante el semiciclo -21 (4 % de distorsión).

Por último, se aplicó el semiciclo 22 asociado a 4.5 % de distorsión, alcanzando una carga de 31.8 t, lo cual representa 35.4 % de la carga lateral máxima registrada. Se finalizó la prueba tras descargar la columna, con un gran nivel de agrietamiento en el concreto y de deformaciones en el encamisado de acero. Durante el desarrollo

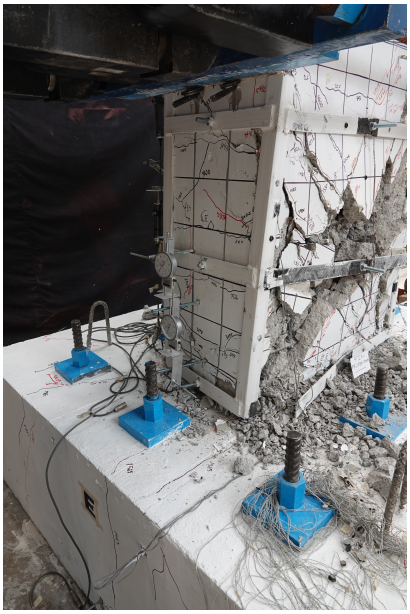
de la prueba, aconteció un error en el sistema digitalizador de la información de los instrumentos *DataLogger*, lo que derivó en que no se almacenaran los datos obtenidos por los instrumentos hasta finalizar el semiciclo 10 (1 % de distorsión), donde se realizó la corrección correspondiente. No se presentaron anomalías adicionales en el registro de información durante el resto de la prueba. En la Figura 3.19 se muestra el estado final del espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ y en la Figura 3.20 algunos hitos importantes de la prueba en el espécimen.



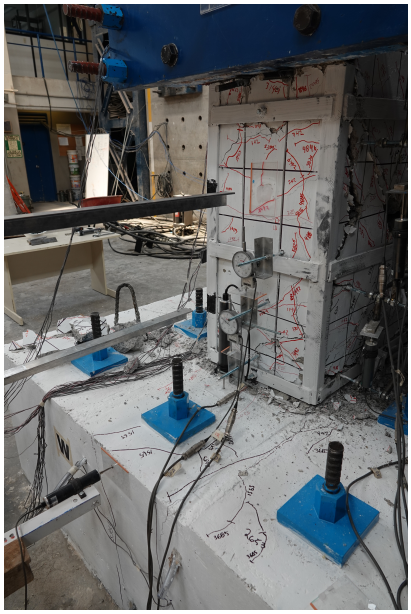
(a) Estado final del espécimen, cara Norte.



(b) Estado final del espécimen, cara Sur.



(c) Estado final del espécimen, cara Este.



(d) Estado final del espécimen, cara Oeste.

Figura 3.19: Estado final del espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

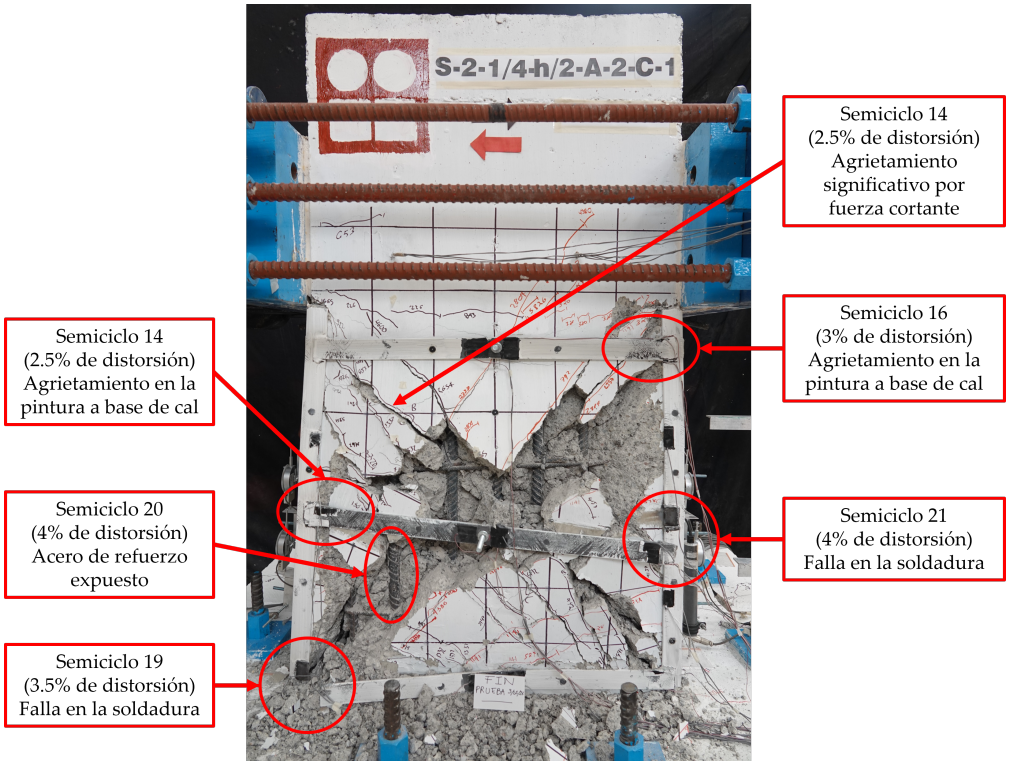


Figura 3.20: Hitos significativos señalados en el estado final del espécimen.

3.1.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

Se presenta el desarrollo de la prueba en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$, el cual se caracterizó por sólo contar con un perno en la dimensión mayor. El espécimen se ensayó sin daño y con el reforzamiento indicado en la Sección 2.1. A continuación, se describe la secuencia del daño.

Se observó la primera grieta horizontal asociada a flexión en la cara Oeste con un espesor de 0.1 mm durante el semiciclo -3 con 0.05 % de distorsión, como se observa en la Figura 3.21. Luego, durante el semiciclo 6, a 0.5 % de distorsión en control por desplazamiento, se formaron grietas inclinadas asociadas a cortante, con un espesor de 0.3 mm, en la cara norte (ver Figura 3.22).

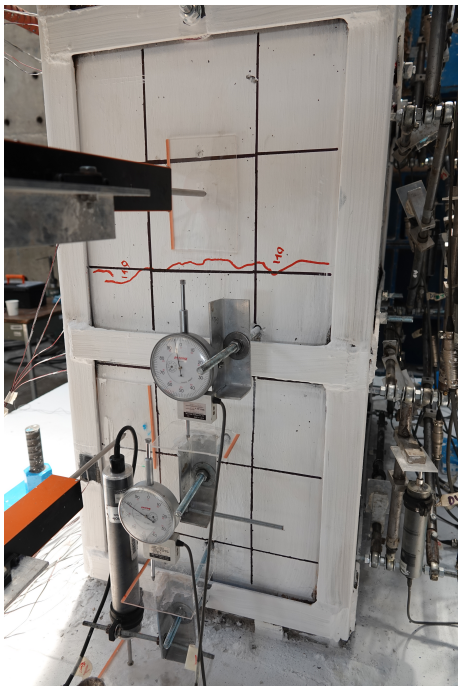


Figura 3.21: Grietas por flexión en la cara Oeste, durante el semiciclo -3 (0.05 % de distorsión).

Durante el desarrollo del semiciclo 8 con 1 % de distorsión, se presentaron grietas en la base de la columna, en la conexión con la zapata (Figura 3.23). Se escuchó un fuerte ruido metálico de fricción originado en los pernos, similar al registrado en la prueba anterior, con la misma conclusión de su origen asociado a deslizamientos del perno y la solera debido a los esfuerzos inducidos. Las grietas inclinadas alzcanzaron 1 mm de espesor. Después, en el semiciclo 10 asociado a 1.5 % de distorsión, se observó el desprendimiento de cal en el extremo izquierdo de la solera superior de la cara Norte (ver Figura 3.24).

En el semiciclo -12 con 2 % de distorsión se alcanzó el la resistencia máxima registrada en el ensaye, con una carga de -88.7 t según el sentido de la aplicación de la carga y la convención mencionada en la Sección 2.1.

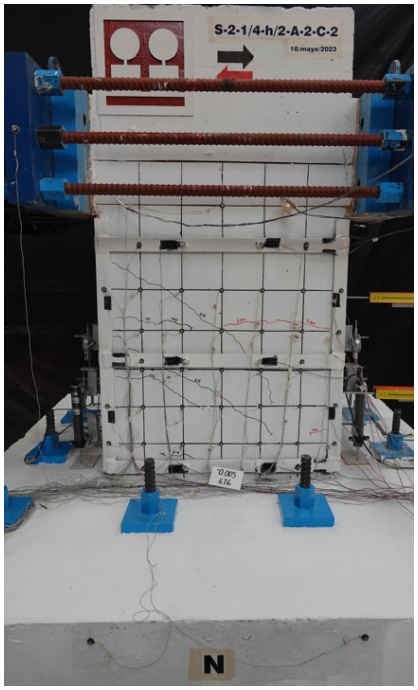


Figura 3.22: Grietas inclinadas en la cara Norte, durante el semiciclo 6 (0.5 % de distorsión).

Durante el semiciclo 14 (a 2.5 % de distorsión) fue notorio el desprendimiento de la pintura a base de cal en los elementos del encamisado, con un gran desprendimiento alrededor de los pernos, principalmente en la solera intermedia, como se observa en la Figura 3.25. Continuando con la prueba, en el semiciclo -14 con el mismo nivel de distorsión, se percibió un sonido proveniente de la columna, el cual, por ser similar al registrado en las pruebas anteriores y al generado por materiales rocosos, se asoció a una falla en el concreto por cortante. Se alcanzaron espesores en la grieta inclinada principal de hasta 5 mm.

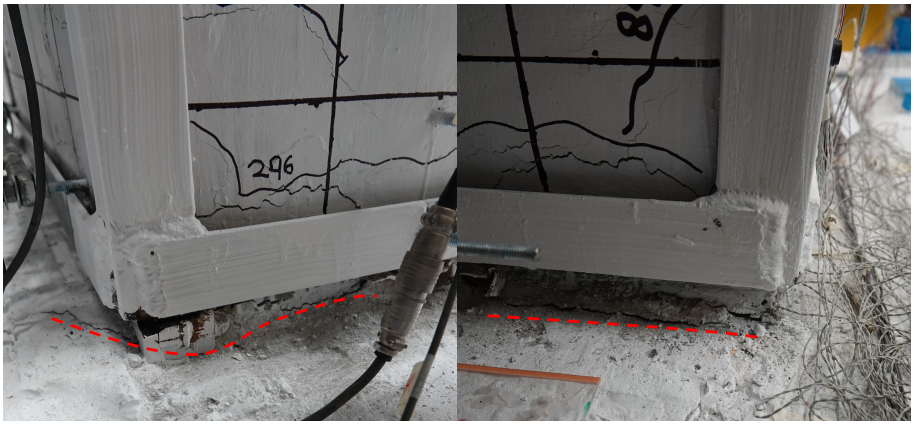


Figura 3.23: Agrietamiento en la conexión zapata-columna, durante el semiciclo 8 (1 % de distorsión).

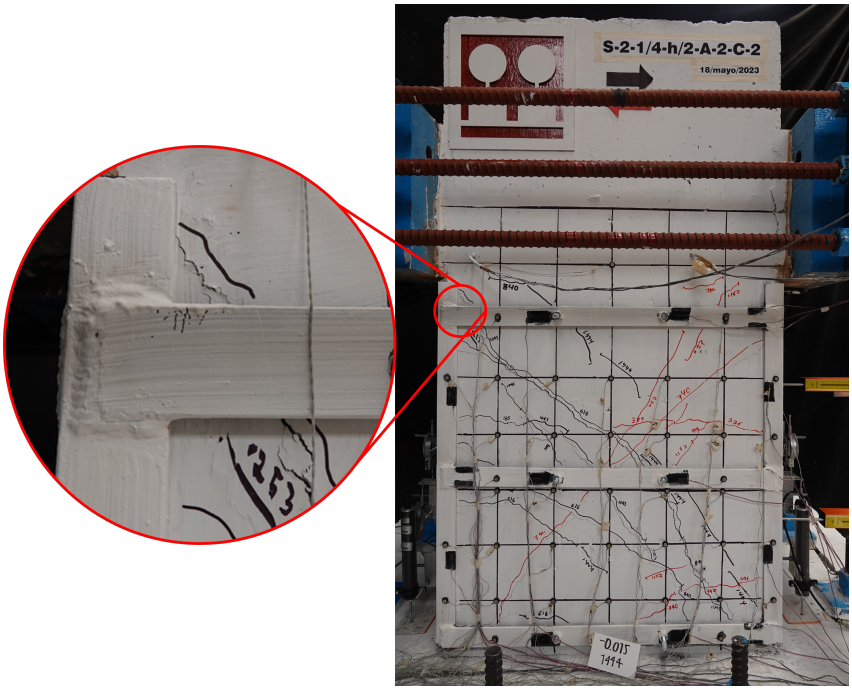


Figura 3.24: Desprendimiento de pintura a base de cal en la solera superior, durante el semiciclo 10 (1.5 % de distorsión).

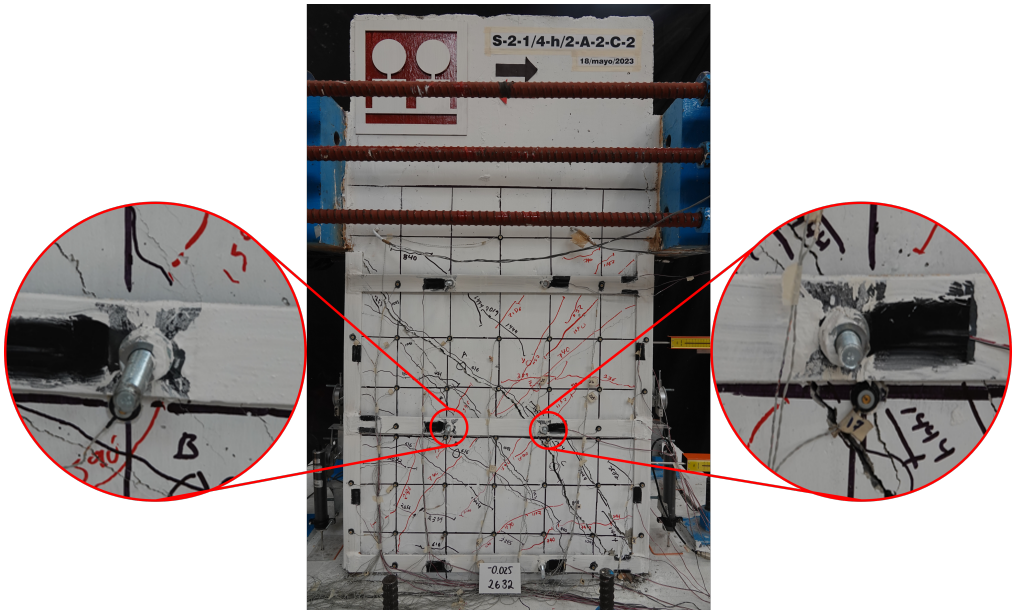


Figura 3.25: Desprendimiento de pintura a base de cal en los pernos de la solera intermedia, durante el semiciclo 14 (2.5 % de distorsión).

Para el semiciclo inmediato posterior con el mismo nivel de distorsión, el semiciclo 15, se escuchó un ruido proveniente de los pernos en la solera central, mientras se formó una grieta a través del perno derecho (ver Figura 3.26). De igual manera, se observó el desprendimiento de cal en la solera inferior y en el ángulo Noreste, entre la solera intermedia e inferior, como se observa en la Figura 3.27.

Después, durante el semiciclo -17, con 3 % de distorsión, el nivel de daño y agrietamiento presente en el espécimen causó que fuera visible el acero de refuerzo longitudinal de la columna, como se observa en la Figura 3.28. Para el semiciclo 20 (4 % de distorsión), se observó el desprendimiento de grandes bloques de concreto en la cara Este de la columna, asociado a la distorsión del espécimen y la apertura del acero de refuerzo transversal (ver Figura 3.29). En el semiciclo 22 (4.5 % de distorsión) se observó la deformación de los ángulos en del encamisado, como se muestra en la Figura 3.30

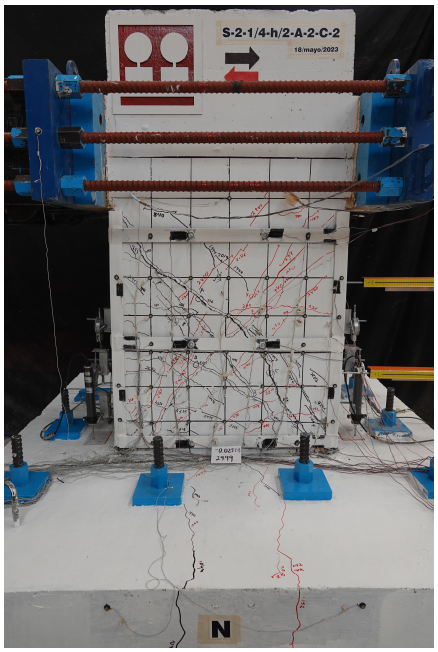


Figura 3.26: Cara Norte del espécimen, durante el semiciclo 15 (2.5 % de distorsión).



(a) Desprendimiento de cal en la solera inferior.



(b) Desprendimiento de cal en el ala del ángulo.

Figura 3.27: Desprendimiento de cal en el reforzamiento de acero en el semiciclo 15 (2.5 % de distorsión).

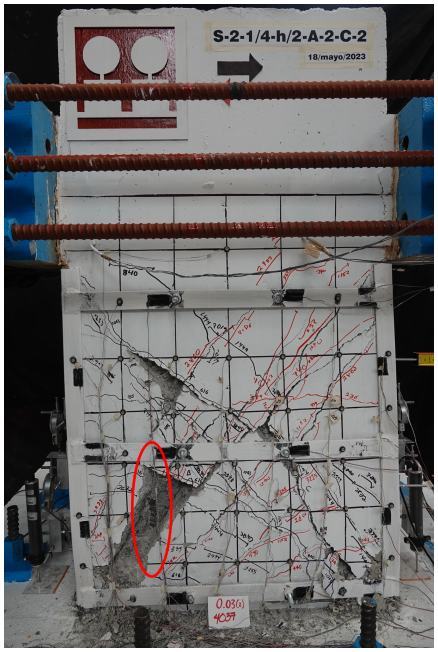


Figura 3.28: Refuerzo interno de acero, visible a través del agrietamiento, en el semiciclo -17 (3 % de distorsión).

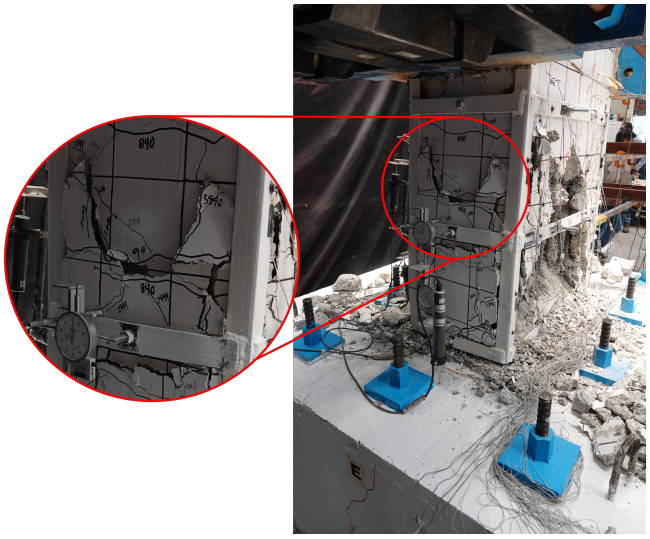


Figura 3.29: Desprendimiento del concreto en la cara Este, durante el semiciclo 20 (4 % de distorsión).

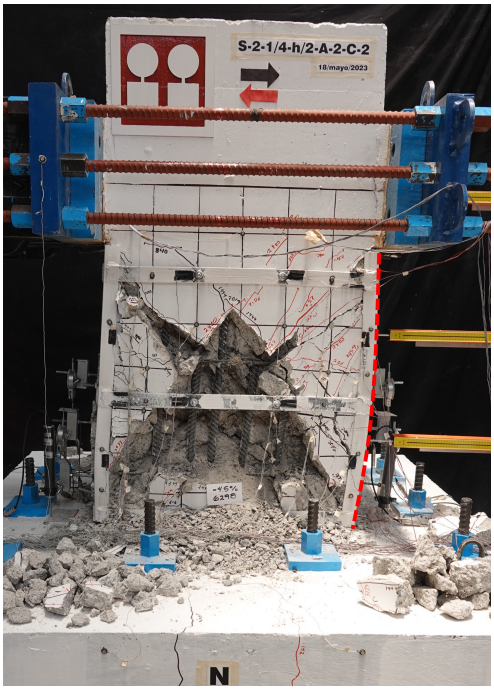
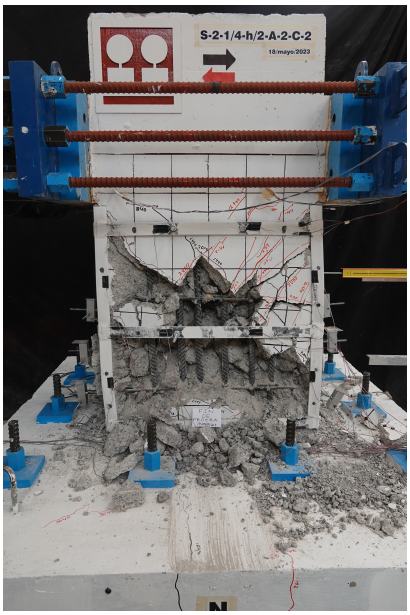


Figura 3.30: Deformación en las soleras de acero, durante el semiciclo 22 (4.5 % de distorsión).

Finalmente, se llevó a cabo el último semiciclo del ensaye, correspondiente al semiciclo -24 asociado a 5 % de distorsión, donde se alcanzó una carga lateral de 22 t, lo cual representa 24.8 % de la carga lateral máxima registrada. El nivel de agrietamiento fue tan grande que no se pudo realizar la medición de grietas en este punto, siendo el espesor máximo registrado de 20 mm. Se finalizó la prueba tras descargar la columna, con un gran nivel de agrietamiento en el núcleo de la columna. En la Figura 3.31 se muestra el estado final de daño en el espécimen y se señalan hitos importantes en el espécimen en la Figura 3.32.



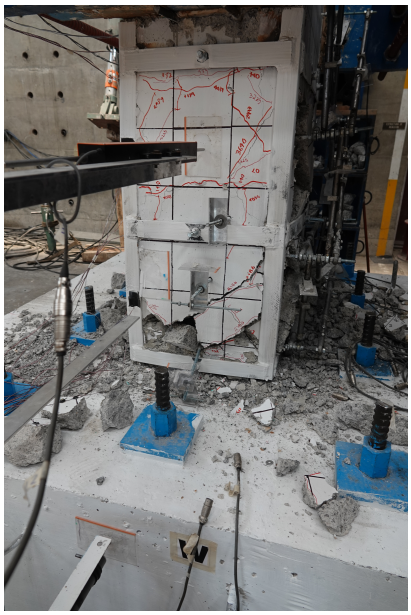
(a) Estado final del espécimen, cara Norte.



(b) Estado final del espécimen, cara Sur.



(c) Estado final del espécimen, cara Este.



(d) Estado final del espécimen, cara Oeste.

Figura 3.31: Estado final del espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

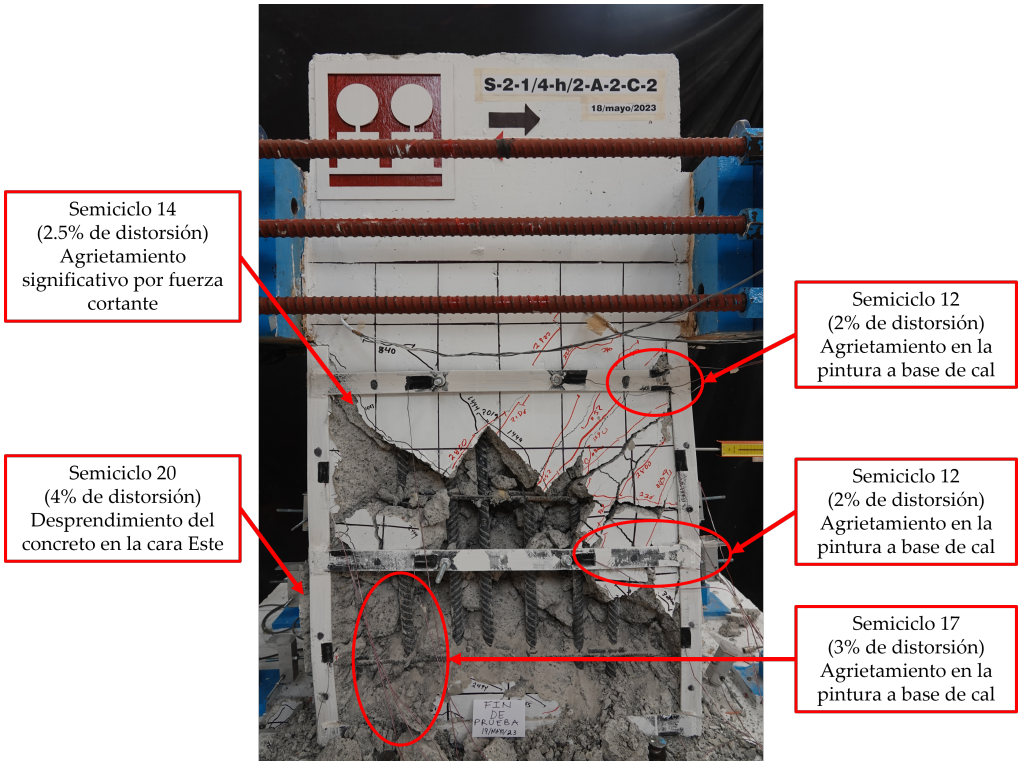


Figura 3.32: Hitos significativos señalados en el estado final del espécimen.

3.2. Comportamiento histerético

En esta sección se resume el comportamiento histerético del espécimen, graficando la carga lateral resistida contra la distorsión alcanzada, medido a través de la celda de carga del dispositivo de aplicación *MTS* y el desplazamiento lateral medido con el transductor *DHL-3* respectivamente, ilustrado en la Sección 2.3.

La distorsión se obtuvo como el cociente entre el desplazamiento lateral y la altura de la aplicación de la carga (120 cm). En la Figura 3.33 se muestran el esquema para la medición de la distorsión a partir del transductor de desplazamiento junto con las componentes de la distorsión obtenida, y en la Ecuación 3.1 se observa la ecuación empleada para obtener la distorsión.

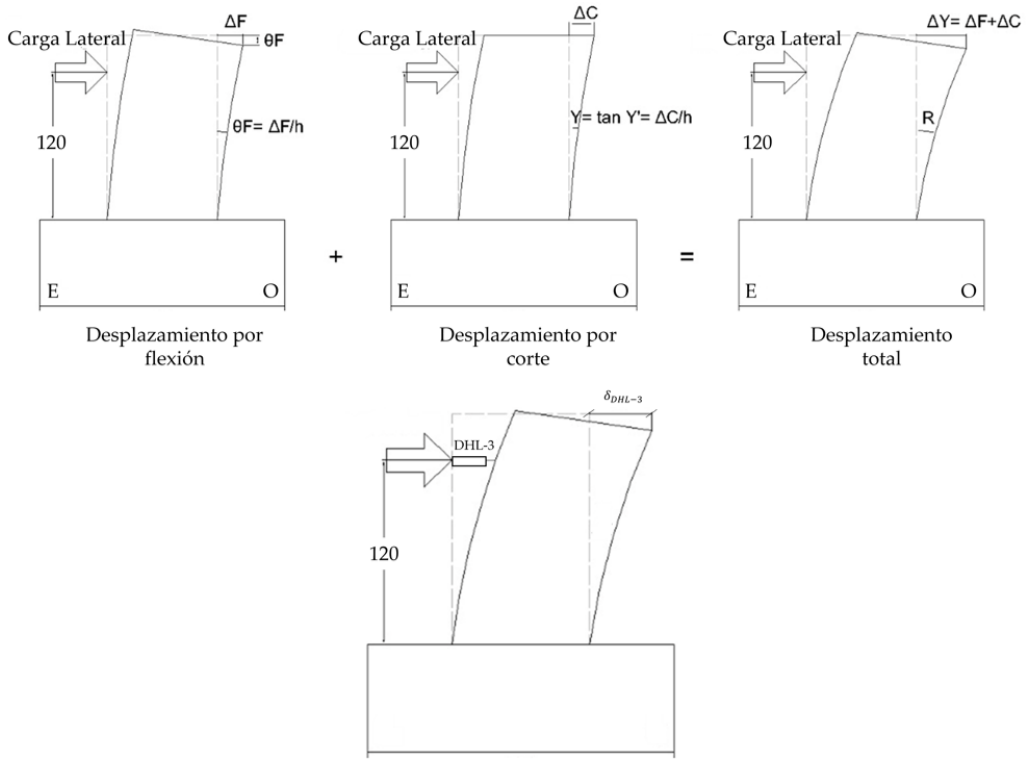


Figura 3.33: Componentes de la distorsión en los especímenes (Alcocer et al., 2023).

$$\Delta = \frac{\delta_{DHL-3}}{120cm} \tag{3.1}$$

En las gráficas presentadas se señalarán hitos importantes que se mencionaron en la sección anterior.

3.2.1. Espécimen *O**

En la Figura 3.34 se muestra la fuerza cortante contra la distorsión. Se observa un comportamiento lineal hasta el ciclo 6, donde se presentaron las primeras grietas inclinadas. Durante el ciclo 8 se presentó la resistencia máxima a cortante, igual a 71.4 t, aplicando una distorsión de 1 %. El momento asociado a un agrietamiento generalizado en el concreto por fuerza cortante, caracterizado en la descripción de la prueba, se presentó en el ciclo 12, asociado a una distorsión de 2 %, aunque se observa una gran degradación de la rigidez en el ciclo 10, asociado a una distorsión de 1.5 %.

Tras alcanzar la resistencia máxima se observa una gran caída en la resistencia, así como en la rigidez, finalizando la prueba en el ciclo 15 asociado a una distorsión de 2.5 % en la fase de repetición. Los lazos son perceptiblemente simétricos, y se finalizó la prueba con una pérdida de resistencia de 81.2 % relativa a la carga máxima.

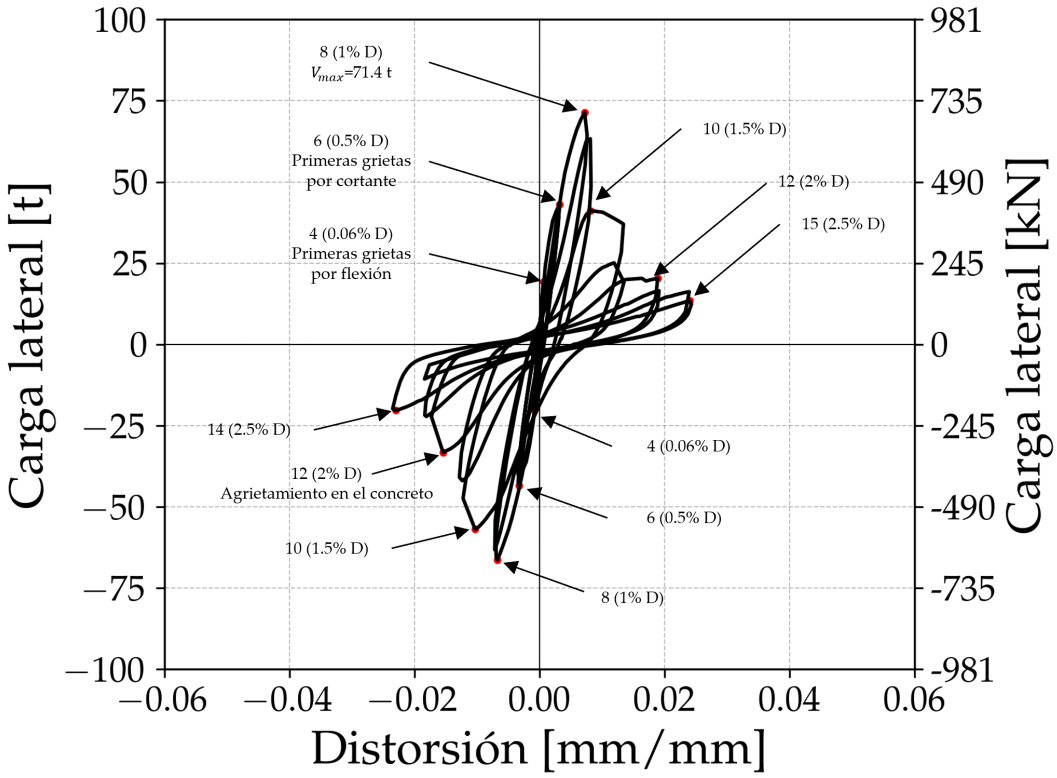


Figura 3.34: Diagrama de carga lateral contra distorsión para el espécimen *O**.

3.2.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

En la Figura 3.35 se muestra la fuerza cortante contra la distorsión. Se observa un comportamiento sensiblemente lineal hasta el ciclo 4, donde se presentaron las primeras grietas de flexión. Durante el ciclo 12, asociado a una distorsión de 2 % se presentó la resistencia máxima, igual a 89.7 t en el sentido negativo. El agrietamiento súbito del concreto se presentó en el ciclo 14, asociado a una distorsión de 2.5 %, donde se observa una significativa degradación de la rigidez, en relación al resto de los registros.

Se observa que los lazos positivos son relativamente menores en capacidad y rigidez que los lazos negativos, lo cual se asoció a un error constructivo, dado que la columna no se encontraba perfectamente en el centroide geométrico de la zapata, estando desplazada hacia la cara Oeste aproximadamente 8 cm.

La pérdida de rigidez tras el ciclo asociado a la falla en el concreto es paulatina, siendo menor la disminución en la capacidad relativa al espécimen de control. En los semiciclos 19 y -21, con 3.5 % y 4 % de distorsión respectivamente, se observan "escalones" de disminución en carga y rigidez, ocasionados por la ruptura de la soldadura en los extremos de las soleras. Se finalizó la prueba con una pérdida de capacidad de 64.6 % relativo a la carga máxima, durante el ciclo 22 asociado a una distorsión de 4.5 %.

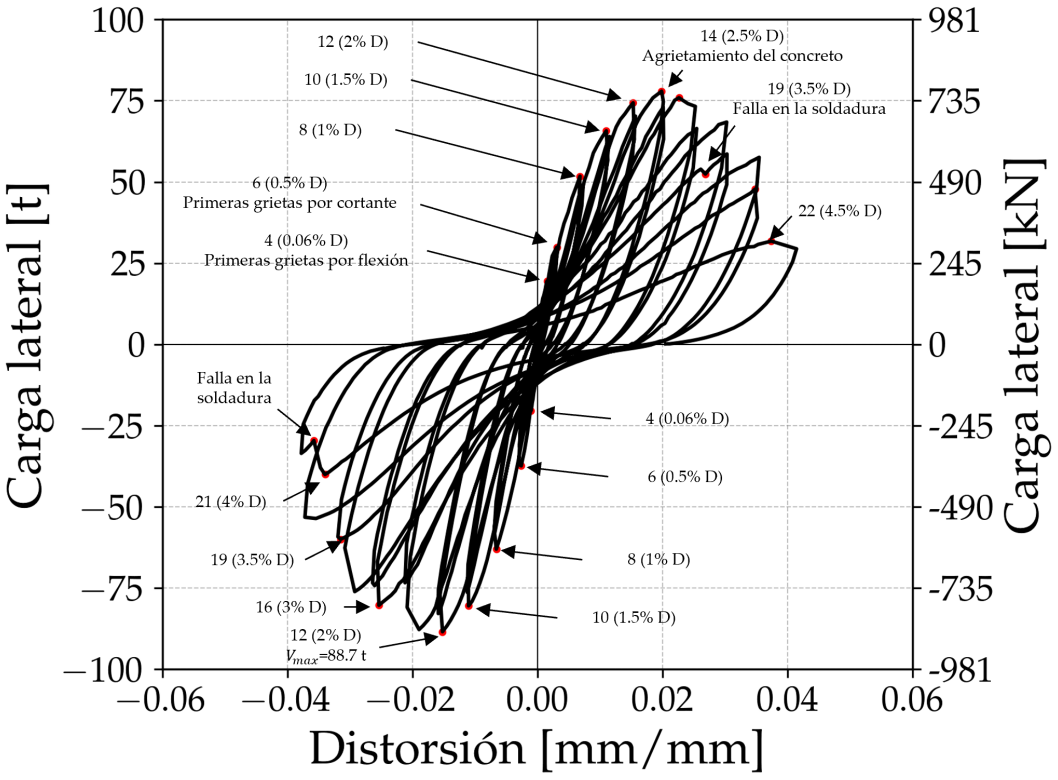


Figura 3.35: Diagrama de carga lateral contra distorsión para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

3.2.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

En la Figura 3.36 se muestra la fuerza cortante contra la distorsión. Los lazos histeréticos muestran un comportamiento lineal hasta el ciclo 6, momento donde se formaron las primeras grietas de cortante. La resistencia a cortante máximo, igual a 88.7 t en la dirección negativa, ocurrió durante el ciclo 12 asociado a una distorsión de 2 %. Se observa la degradación de la rigidez en el ciclo 14, coincidente con el ciclo asociado al agrietamiento súbito en el concreto por fuerza cortante.

Tras el momento asociado a la falla en el concreto, se observa una degradación paulatina de la rigidez y resistencia del modelo en cada ciclo, y se observa que dicha degradación es más pronunciada en comparación con el espécimen de referencia utilizado para la comparación directa (S-2-1/4-h/2-A-2-C-1).

La prueba finalizó con una pérdida de resistencia de 75.2 % relativa a la carga máxima, durante el ciclo 24 asociado a una distorsión de 5 %.

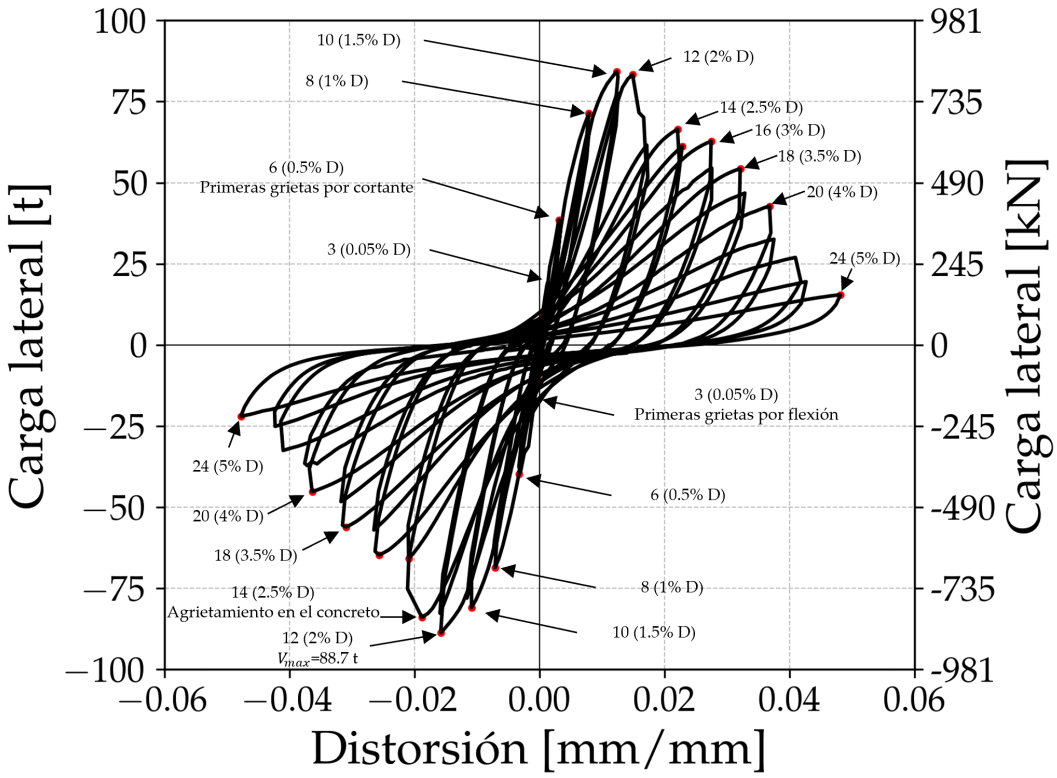


Figura 3.36: Diagrama de carga lateral contra distorsión para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

3.3. Rotación y curvatura

Se procedió a obtener la rotación y curvatura de los especímenes en las regiones señaladas en la Sección 2.1. Para ello, se emplearon los datos obtenidos con los transductores colocados en las caras Este y Oeste, obteniendo la rotación con la Ecuación 3.2 y la curvatura con la Ecuación 3.3. En la Figura 3.37 se muestra de manera gráfica el método de medición de la rotación en un espécimen.

$$\theta = \frac{\delta_O - \delta_E}{L_{O-E}} \tag{3.2}$$

$$\phi = \frac{\theta}{H_{O-E}} \tag{3.3}$$

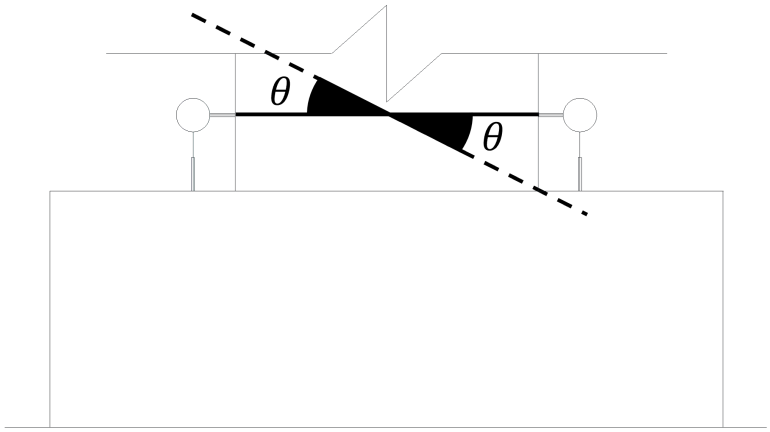


Figura 3.37: Representación gráfica de la obtención de la rotación con la instrumentación.

Las distancias empleadas fueron medidas en los especímenes correspondientes antes de cada ensayo. Se presentan los resultados obtenidos de la instrumentación en la zapata de cada espécimen, para comprobar que el movimiento en ésta fue despreciable.

3.3.1. Espécimen *O**

De la Figura 3.38 a la Figura 3.43, se presentan la rotación y curvatura obtenidos en el ensaye, para cada región. Se observa que tanto la rotación, como la curvatura, se concentra en la Región 1, con un comportamiento similar al observado en el diagrama de carga lateral contra distorsión del espécimen. El desplazamiento máximo registrado en la zapata fue de 0.18 mm y la rotación máxima de 0.06 %, muy pequeña en relación con la columna, por lo que se desprecia.

3.3.1.1. Región 1

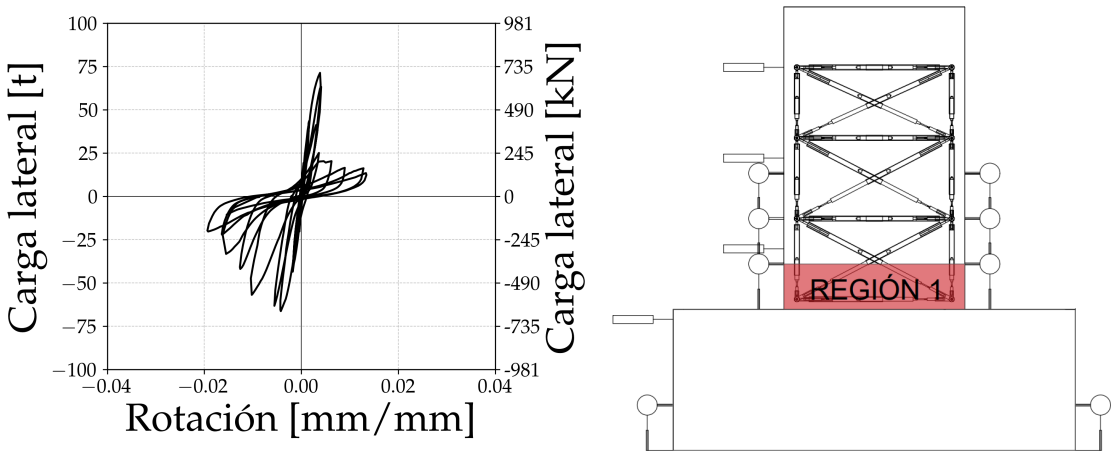


Figura 3.38: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 1 en el espécimen O^*.

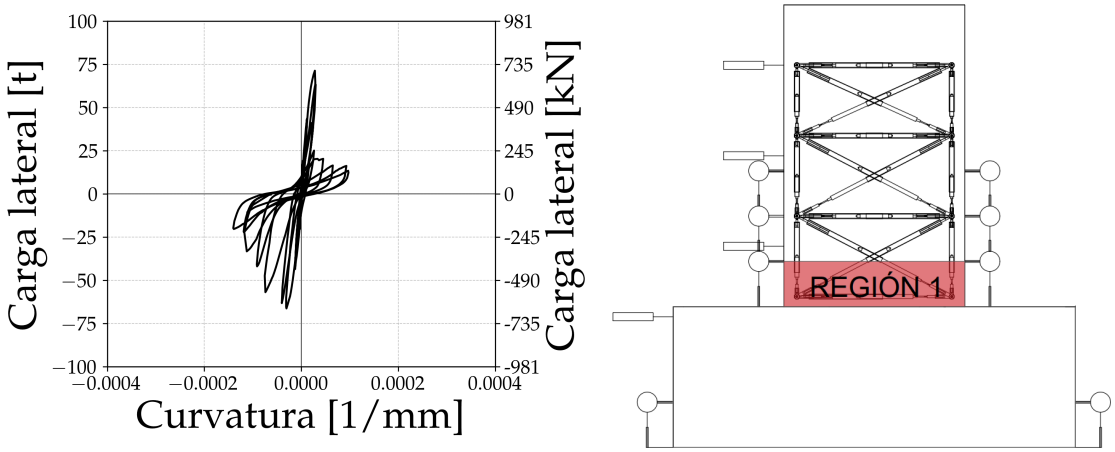


Figura 3.39: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 1 en el espécimen O^*.

3.3.1.2. Región 2

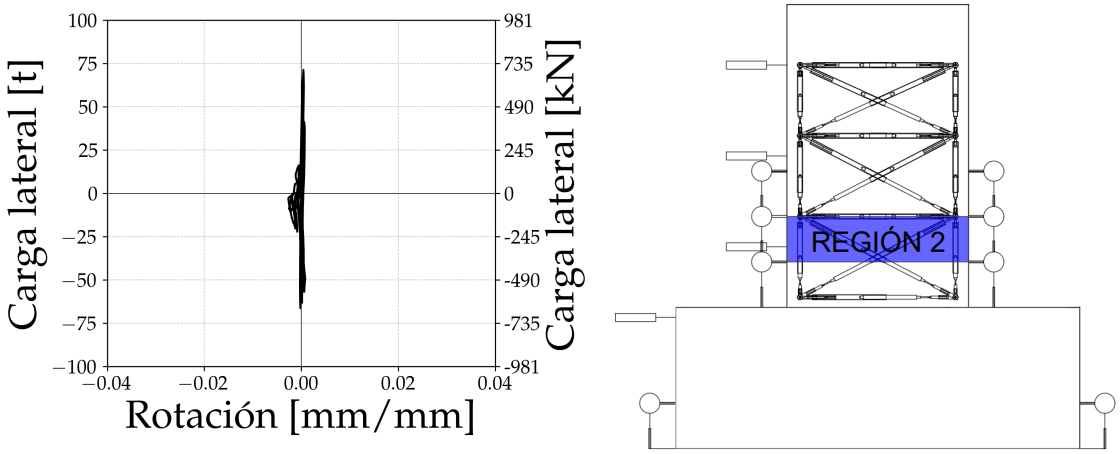


Figura 3.40: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 2 en el espécimen O^*.

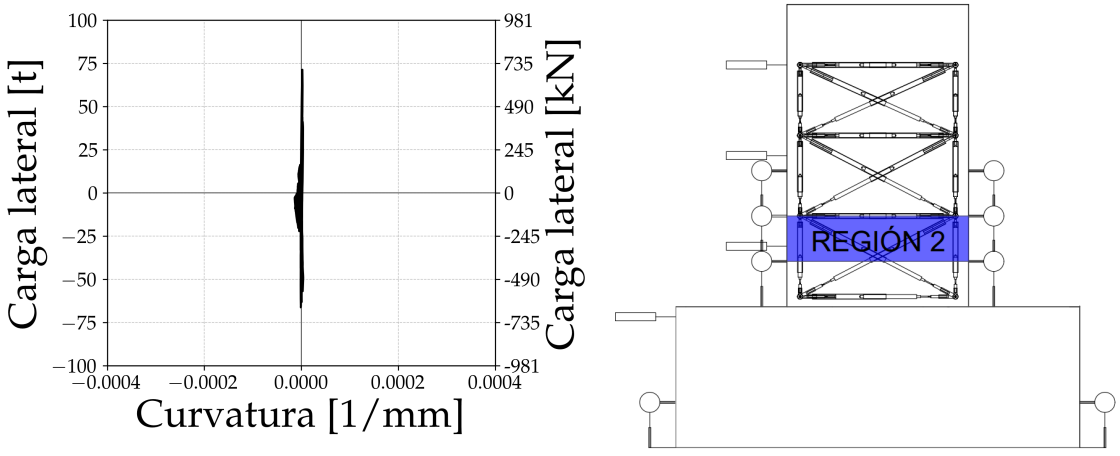


Figura 3.41: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 2 en el espécimen O^*.

3.3.1.3. Región 3

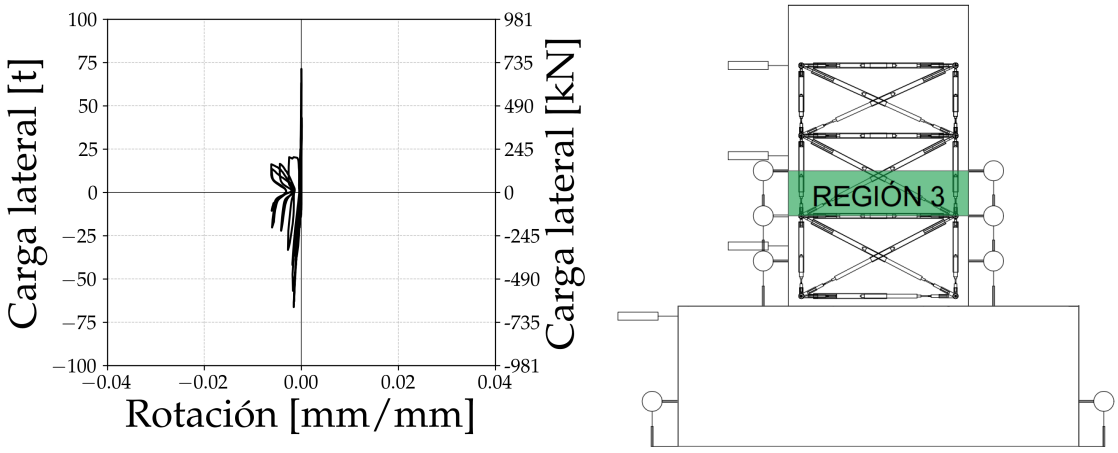


Figura 3.42: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 3 en el espécimen *O**.

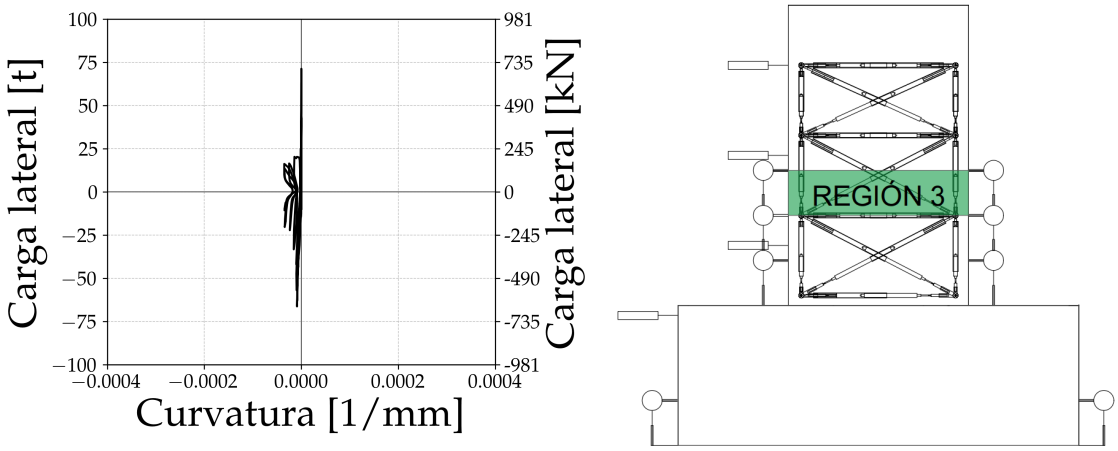


Figura 3.43: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 3 en el espécimen *O**.

Tanto en los resultados de rotación, como de curvatura, presentan una tendencia a concentrar los valores en un sentido, como se observa claramente en la rotación y curvatura de la Region 3 (ver Figuras 3.42 Y 3.43). Esto se asocia a distorsiones y deslizamientos extremos en la columna al alcanzar grandes niveles de agrietamiento en el concreto tras una falla generalizada por corte. Aunque estos valores de medición pueden no representar adecuadamente el comportamiento observado, representan de manera cualitativa el daño observado en el espécimen.

3.3.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

Se presentan, de la Figura 3.44 a la Figura 3.49, los resultados obtenidos durante el ensayo, los cuales incluyen datos correspondientes a cada región del sistema. Es notable que tanto la rotación como la curvatura se concentran principalmente en la Región 1, mostrando un comportamiento simétrico que guarda similitud con las tendencias observadas en el diagrama de carga lateral en función de la distorsión del espécimen. La distorsión registrada en la zapata alcanzó un máximo de 0.04 %, siendo despreciable.

3.3.2.1. Región 1

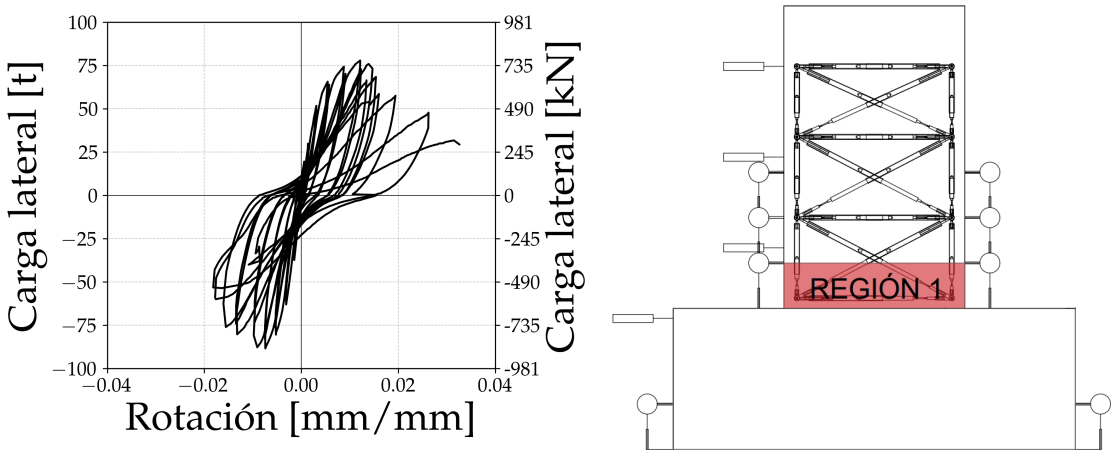


Figura 3.44: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 1 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

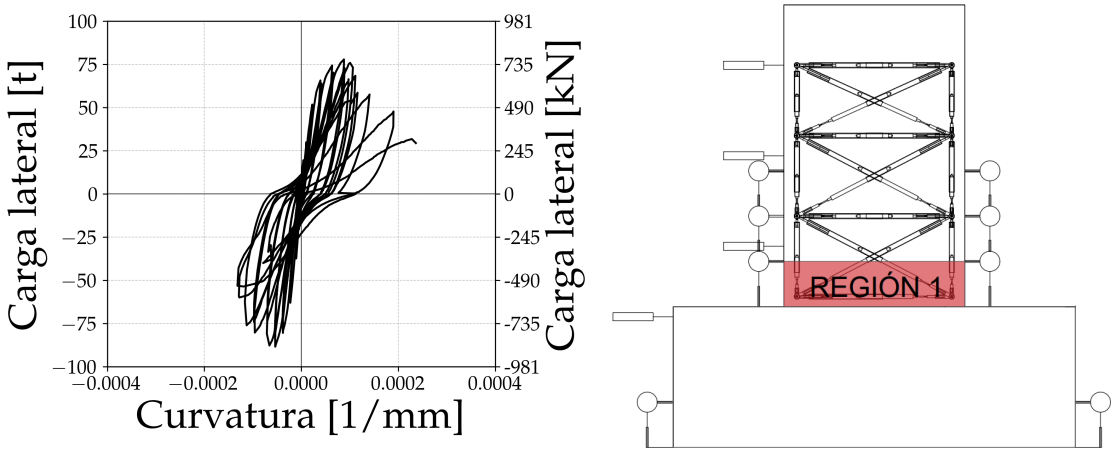


Figura 3.45: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 1 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

3.3.2.2. Región 2

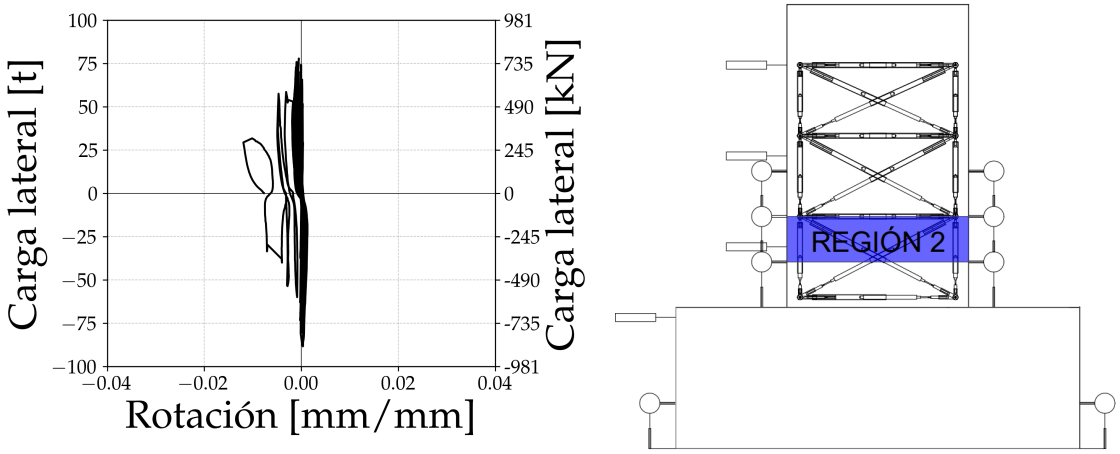


Figura 3.46: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 2 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

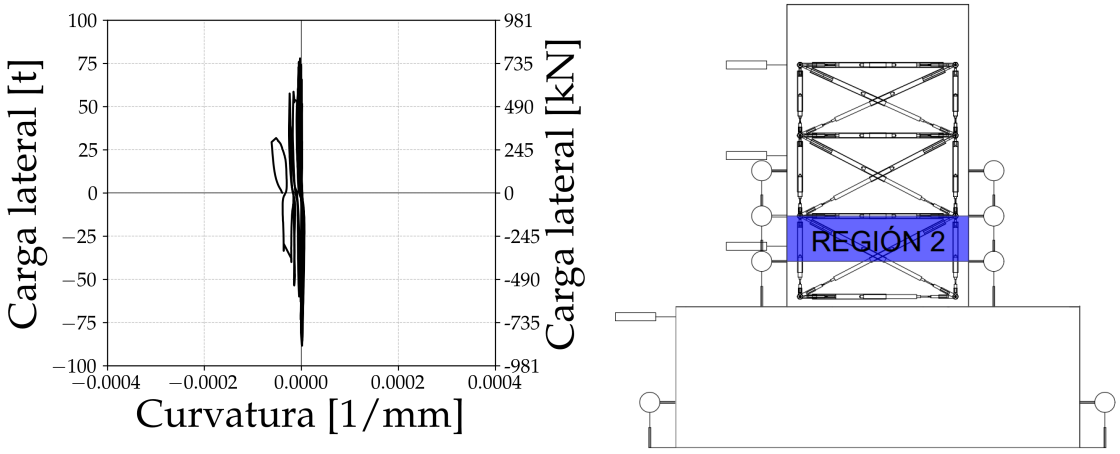


Figura 3.47: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 2 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

3.3.2.3. Región 3

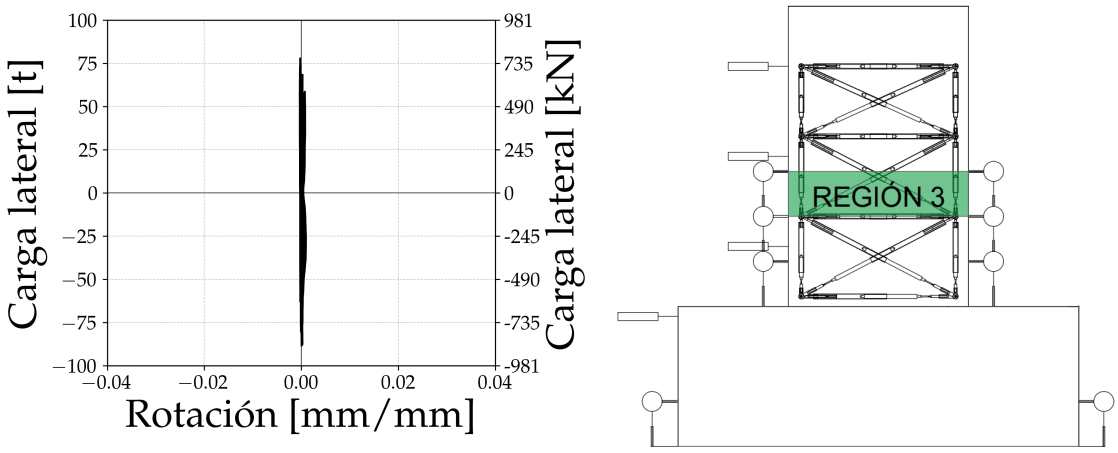


Figura 3.48: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 3 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

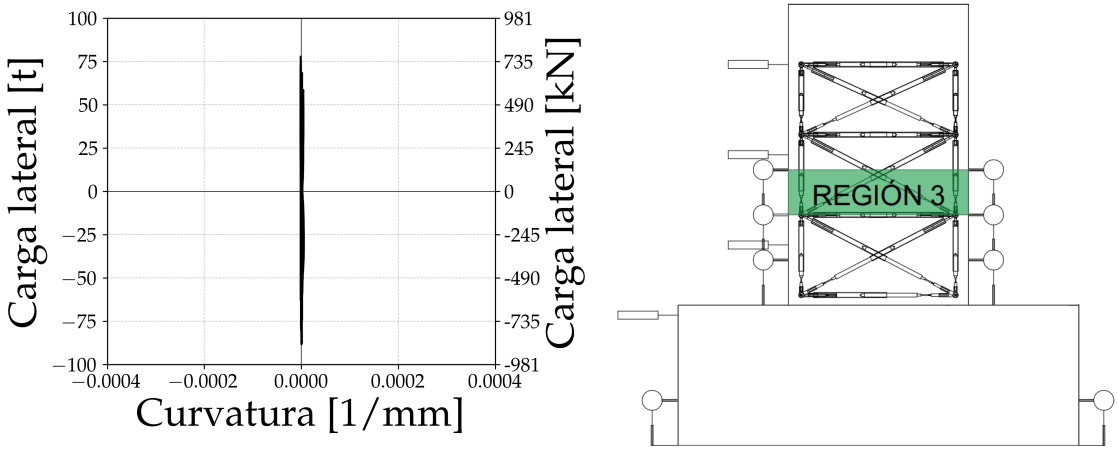


Figura 3.49: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 3 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

De manera similar al espécimen anterior, se observan concentraciones de los valores de rotación y curvatura en el sentido negativo, específicamente en la Región 2 (ver Figura 3.46), lo cual se puede asociar al daño y deslizamiento de bloques donde se empotró la instrumentación, lo cual demuestra el daño concentrado en dicha zona, pues la Región 3 registró datos bastante menores a las demás regiones (ver Figura 3.49).

3.3.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

En este inciso se presentan los resultados obtenidos durante el ensayo, que incluyen datos correspondientes a cada región del sistema, graficados de la Figura 3.50 a la Figura 3.55. Es destacable que tanto la rotación como la curvatura se concentran principalmente en la Región 1, presentando un comportamiento que no es particularmente simétrico y está cargado hacia los ciclos positivos, además de mostrar algo de deslizamiento en la Región 2. Por otro lado, la distorsión en la zapata alcanzó un máximo de 0.05 %, mucho menor a la rotación máxima registrada, mientras que la rotación de igual manera fue despreciable.

3.3.3.1. Región 1

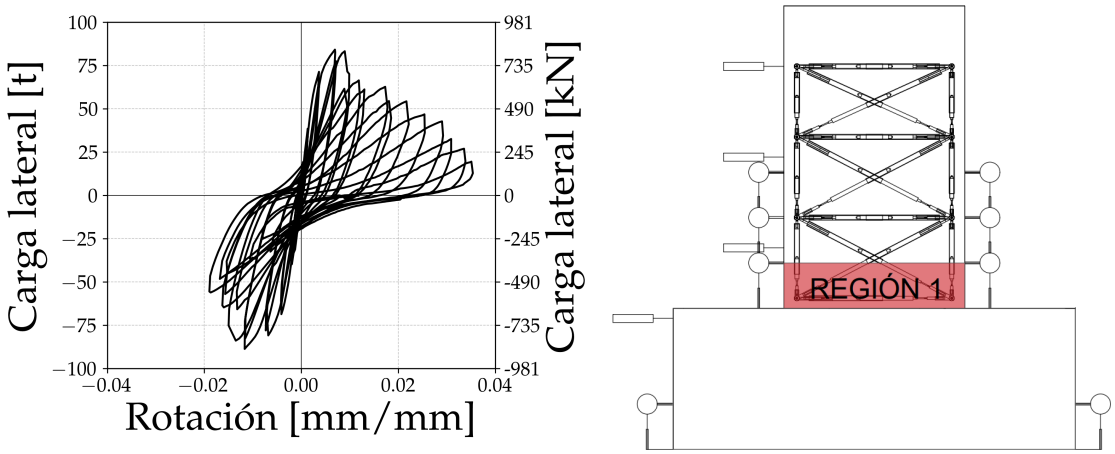


Figura 3.50: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 1 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

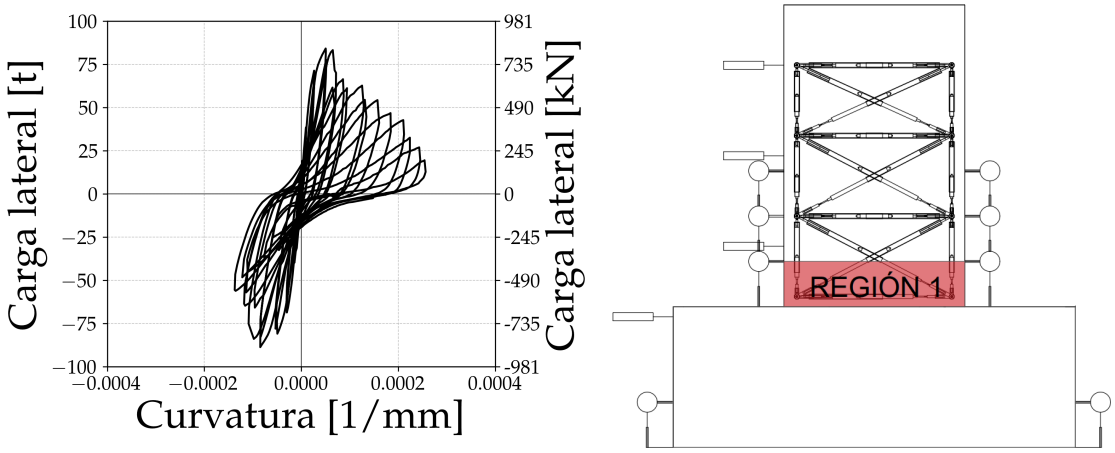


Figura 3.51: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 1 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

3.3.3.2. Región 2

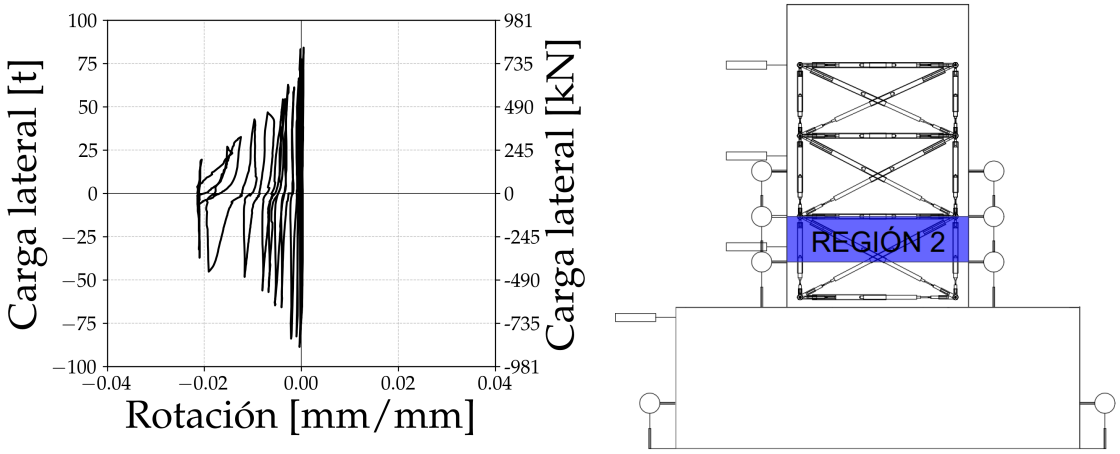


Figura 3.52: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 2 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

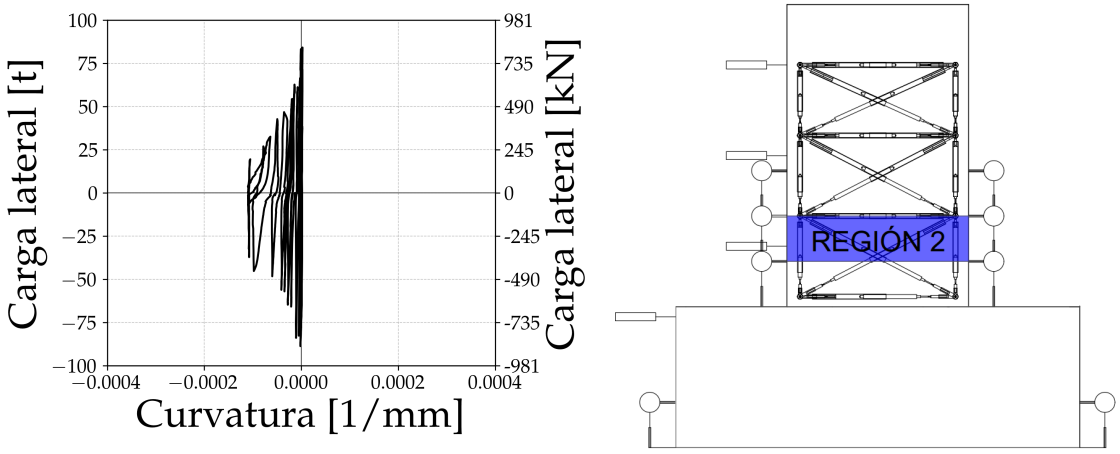


Figura 3.53: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 2 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

3.3.3.3. Región 3

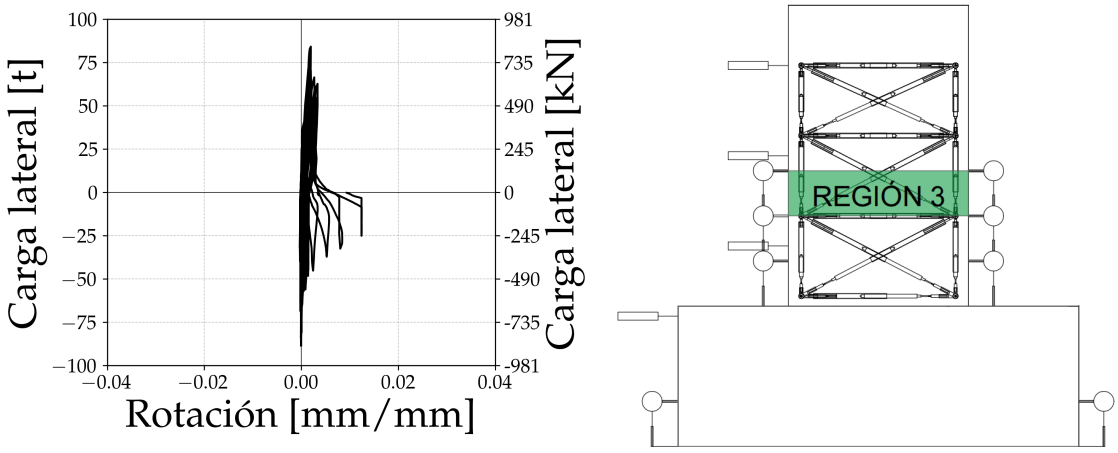


Figura 3.54: Diagrama de rotación contra carga lateral, para la Región 3 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

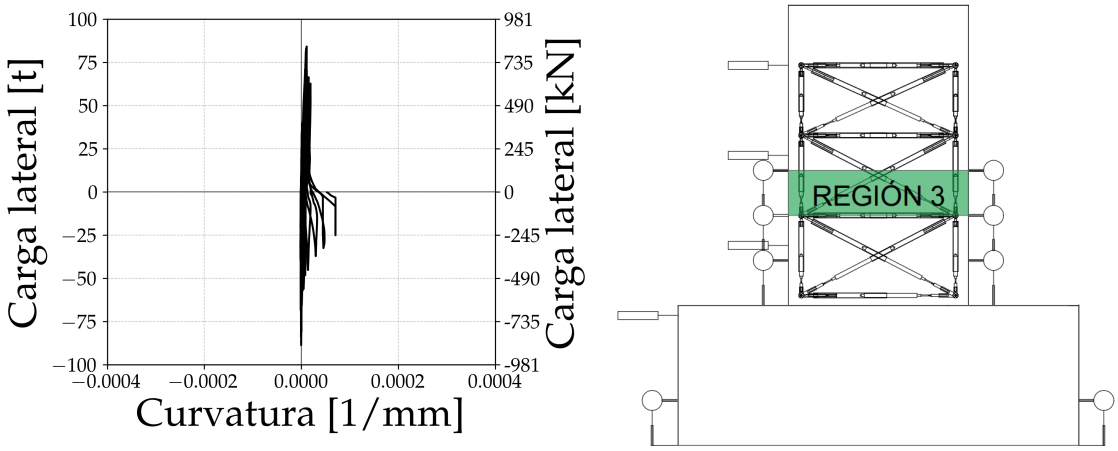


Figura 3.55: Diagrama de curvatura contra carga lateral, para la Región 3 en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

Finalmente, en este espécimen se observa el mismo comportamiento observado en los demás especímenes, con valores concentrados en el sentido negativo en la Región 2 (ver Figura 3.52) y en el positivo para la Región 3 (ver Figura 3.55). Este comportamiento, asociado a la deformación y deslizamiento del concreto en el espécimen, se observó en la Región 3 a menor medida, lo que podría ser indicador de mayor daño en dicha zona. El sentido de la tendencia se asoció únicamente a una diferente conexión de los transductores a la consola del digitalizador.

3.4. Deformación angular

Se obtuvo la deformación angular en las regiones 1-C, 2-C y 3-C, descritos en la Figura 2.21b. La Ecuación 3.4 describe el procedimiento con el cual se obtuvo la deformación angular para cada región "i" con los transductores de desplazamiento diagonales ubicados en la cara Sur de cada espécimen (ver Figura 3.56). Se empleó la distancia medida en cada región para cada espécimen.

$$\Delta = \frac{|\delta_{DDi}| + \left|\delta_{DD(i+3)}\right|}{L_{DD}} \tag{3.4}$$

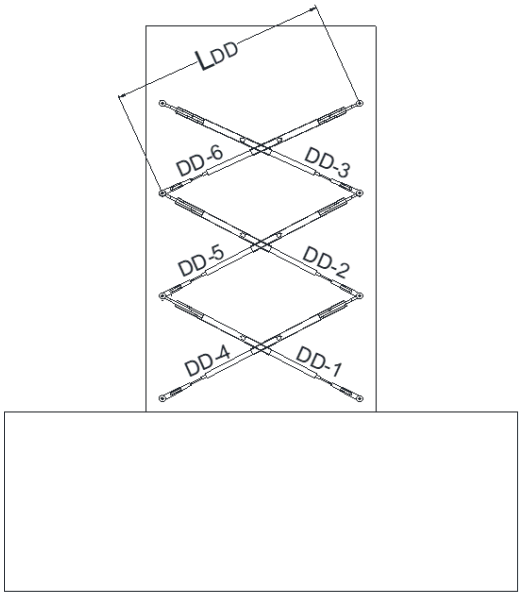


Figura 3.56: Esquema para la obtención de la deformación angular.

3.4.1. Espécimen O*

Se presenta el análisis de deformación angular, mediante gráficas representativas de cada región, de la Figura 3.57 a la Figura 3.59. Se observa que se alcanzan niveles de deformación angular similares entre cada Región, y presentan un incremento significativo con deformación residual para el semiciclo asociado a la degradación de la rigidez, en todas las regiones.

3.4.1.1. Región 1-C

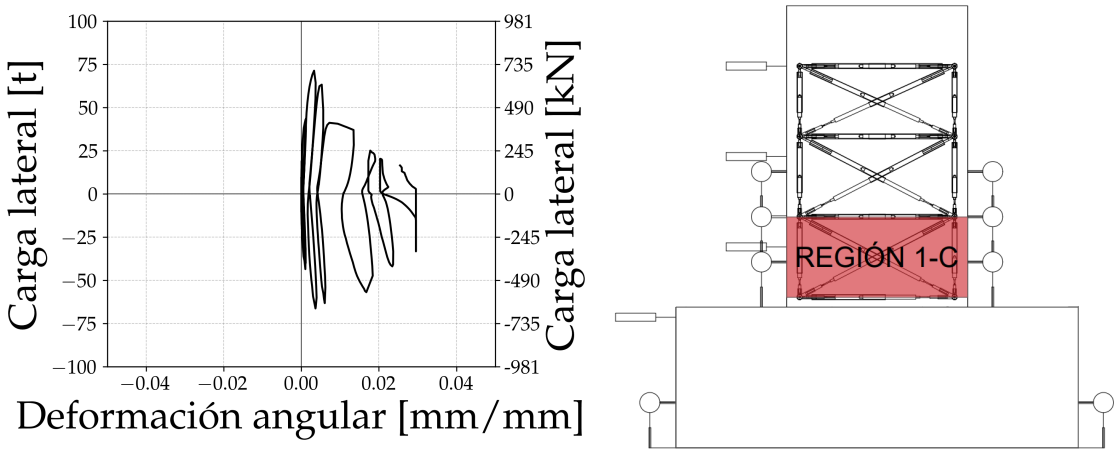


Figura 3.57: Diagrama de deformación angular, para la Región 1-C en el espécimen O*.

3.4.1.2. Región 2-C

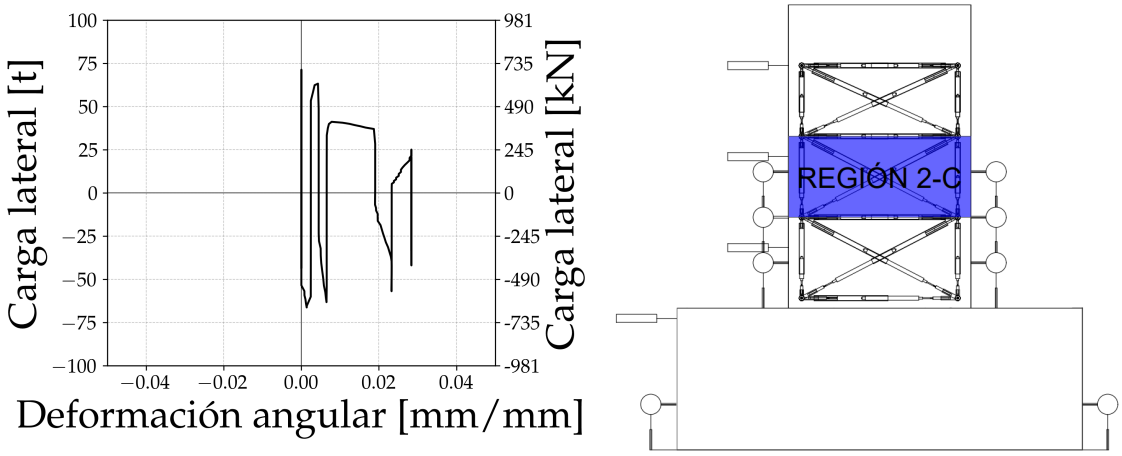


Figura 3.58: Diagrama de deformación angular, para la Región 2-C en el espécimen O*.

3.4.1.3. Región 3-C

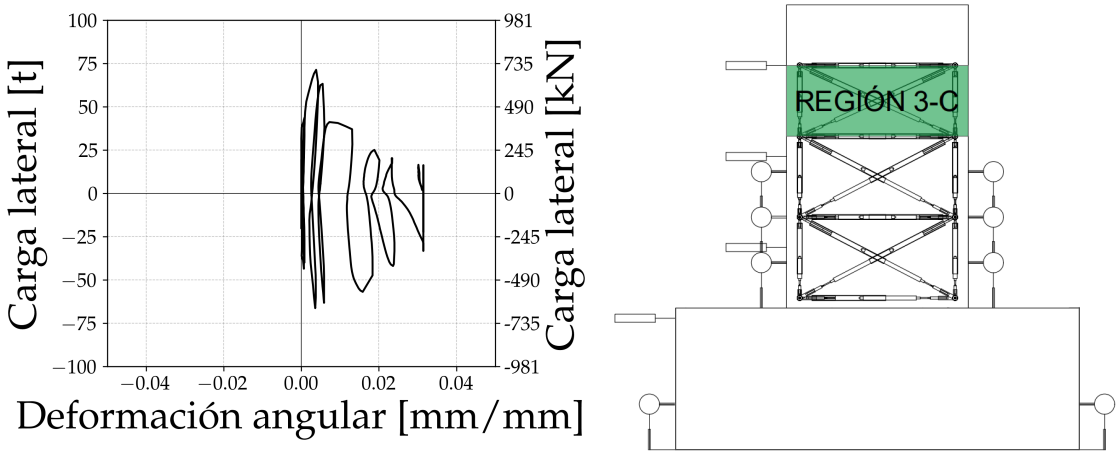


Figura 3.59: Diagrama de deformación angular, para la Región 3-C en el espécimen O^*.

3.4.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

Se presentan, de la Figura 3.60 a la Figura 3.62, gráficas que describen la deformación angular en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ en cada región, donde se aprecia que la deformación crece según la cercanía con la base de la columna, con la Región 1-C presentando la mayor deformación angular registrada. De igual manera, se observa que la distorsión en cada región es relativamente similar, alcanzando valores similares.

3.4.2.1. Región 1-C

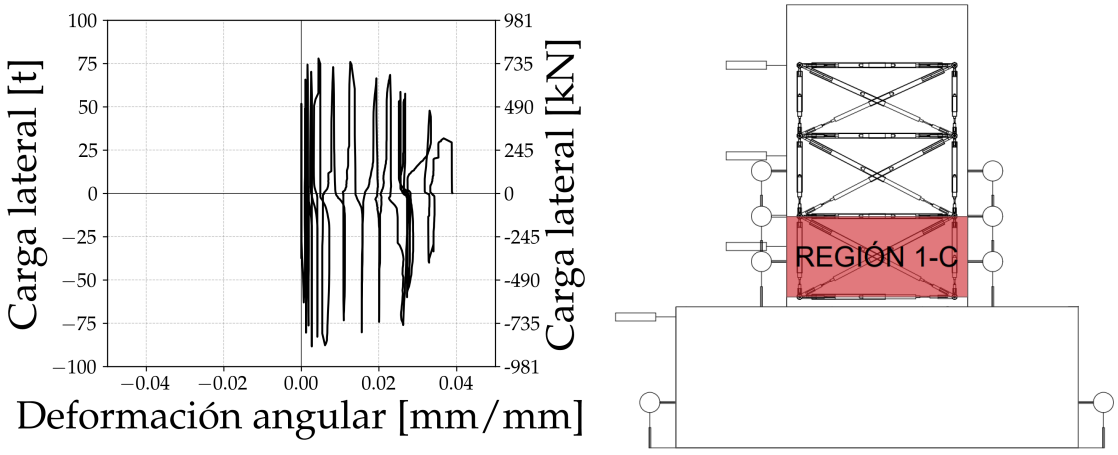


Figura 3.60: Diagrama de deformación angular, para la Región 1-C en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

3.4.2.2. Región 2-C

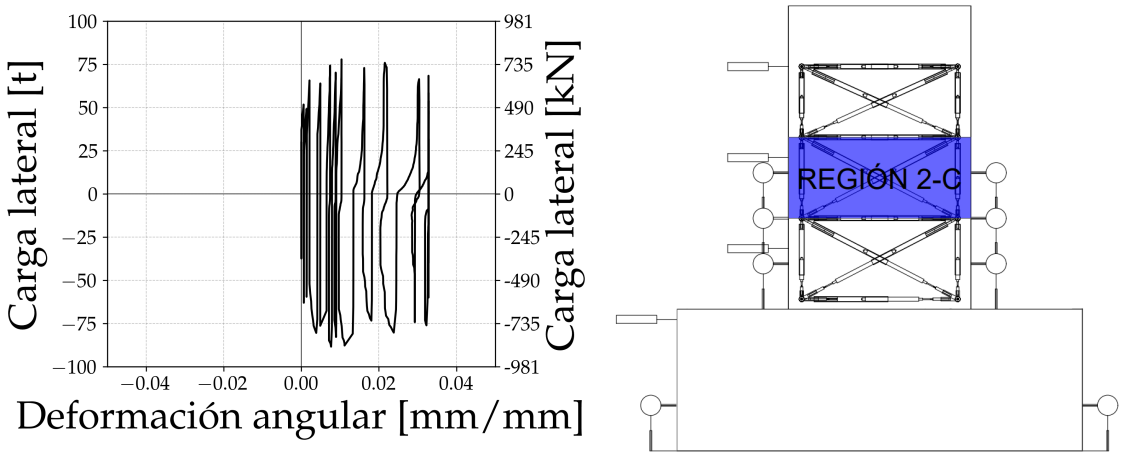


Figura 3.61: Diagrama de deformación angular, para la Región 2-C en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

3.4.2.3. Región 3-C

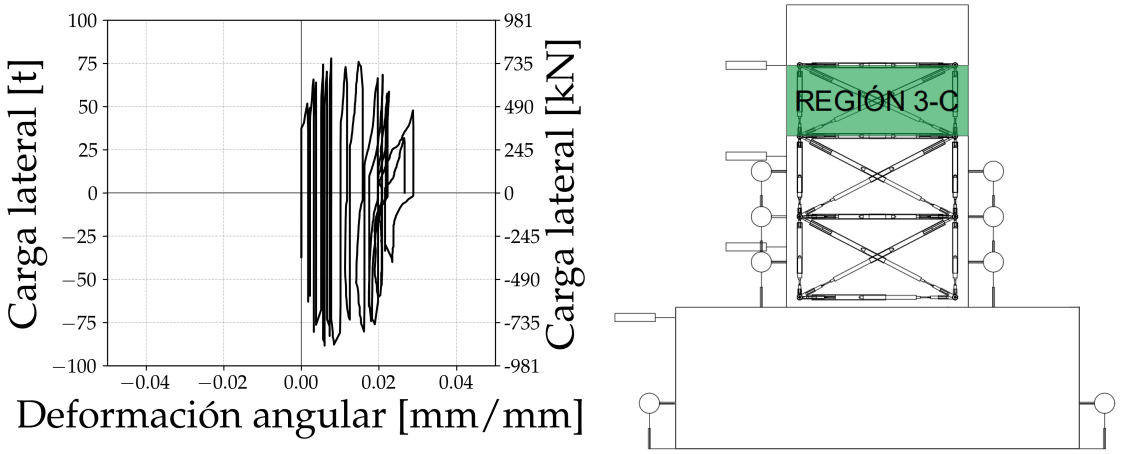


Figura 3.62: Diagrama de deformación angular, para la Región 3-C en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

3.4.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

De la Figura 3.63 a la Figura 3.65, se presentan las gráficas de la deformación angular en cada región. Analizando la deformación angular del espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$, se observa que las Regiones 1-C y 2-C alcanzan niveles de deformación similares, cercanas a 0.03. Sin embargo, la Región 2-C presenta un mayor desplazamiento residual que las Región 1-C. La Región 3-C presenta menores deformaciones, alcanzando valores menores a 0.02, con un desplazamiento mayor para los ciclos positivos.

3.4.3.1. Región 1-C

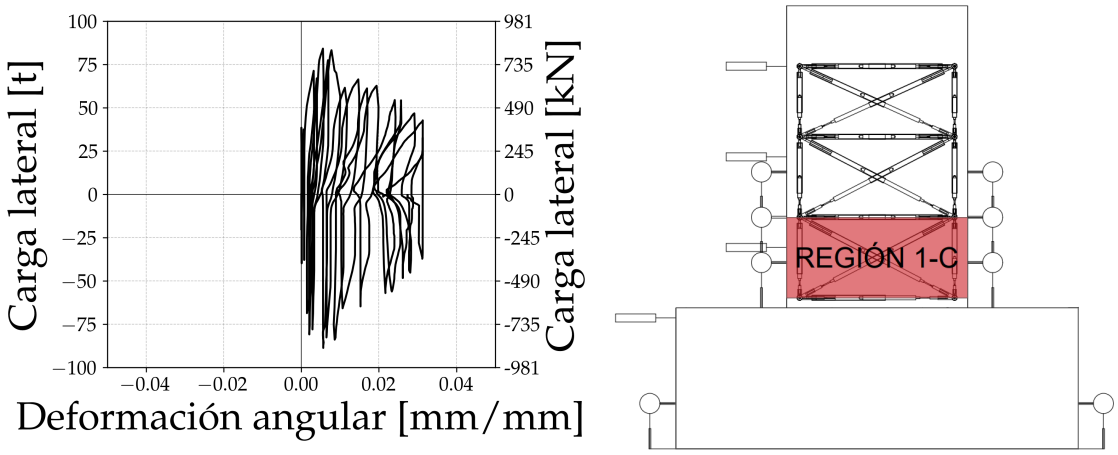


Figura 3.63: Diagrama de deformación angular, para la Región 1-C en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

3.4.3.2. Región 2-C

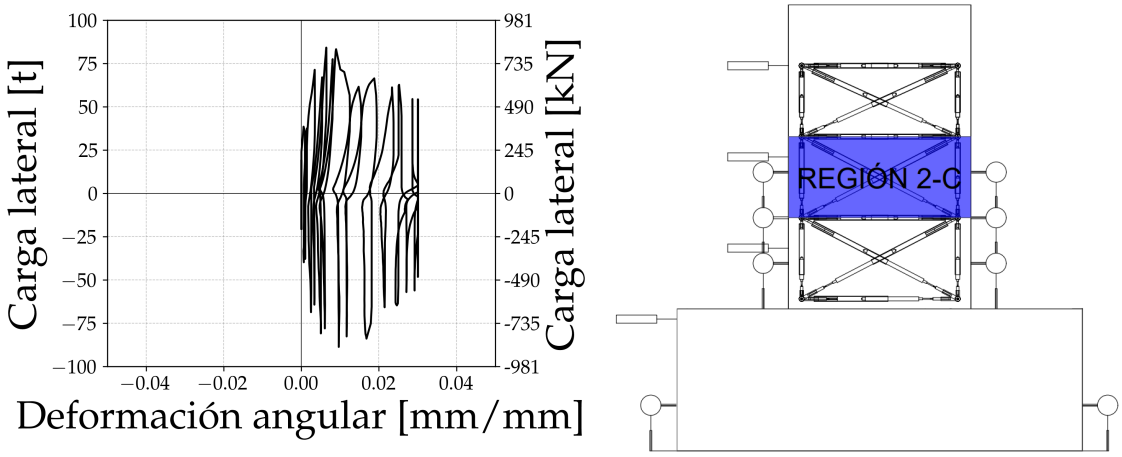


Figura 3.64: Diagrama de deformación angular, para la Región 2-C en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

3.4.3.3. Región 3-C

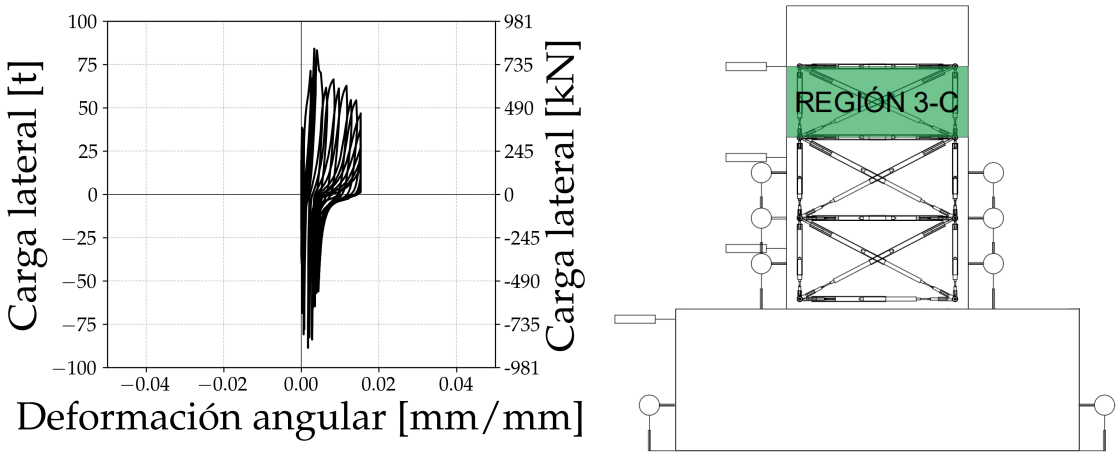


Figura 3.65: Diagrama de deformación angular, para la Región 3-C en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

3.5. Comportamiento detallado de los elementos

En esta sección, que marca el fin de éste capítulo, se presenta el comportamiento de los deformímetros colocados en los especímenes. En los especímenes con encamisado de acero, se agregará una sección que detalle los resultados de la instrumentación externa.

Para ser más ilustrativo el comportamiento medido en los elementos, se comparó la deformación unitaria contra el registro, presentando una historia de deformaciones. Se complementó las gráficas con líneas que muestran la deformación unitaria asociada a la fluencia, de acuerdo con los datos obtenidos de los ensayes, los cuales se pueden ver en el Apéndice A, y marcas de ciertos semiciclos para comparar con hitos del ensaye.

El criterio empleado para determinar que un deformímetro había registrado la fluencia en el elemento sobre el que fue colocado consistió en cumplir con dos condiciones: que se hayan registrado deformaciones unitarias mayores a las de fluencia, obtenida de los ensayes, y que registraran una deformación residual sensiblemente cercana o superior a la de fluencia en el momento que al espécimen no se le aplicara una carga lateral.

Finalmente, se han complementado los diagramas con esquemas que indican la ubicación precisa de los deformímetros. Es importante mencionar que en algunos casos no se cuenta con registros de la instrumentación, posiblemente como resultado de algún daño ocurrido durante la colocación del concreto. En el ensayo del espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$, tal como se previamente mencionó, se suscitó una anomalía en el proceso de registro de ciertos instrumentos en el *DataLogger*. En consecuencia, a pesar de la captura de datos por parte de los instrumentos, estos no se almacenaron de forma permanente hasta que se efectuó la corrección correspondiente durante el semiciclo -10 (a 1 % de distorsión).

3.5.1. Espécimen O*

3.5.1.1. Instrumentación interna

De la Figura 3.66 a la Figura 3.71 se presentan los registros de deformación unitaria en varios puntos del refuerzo longitudinal. En la Figura 3.66 se observa que no se registró el dispositivo SLN-10, y se asume sufrió daño durante la colocación del concreto. Mientras tanto, en la Figura 3.72 y la Figura 3.73 se presenta la deformación unitaria en puntos del acero de refuerzo transversal. En la Figura 3.73 no se registró el deformímetro STS-2, ya que las lecturas indicaban un daño en el instrumento. Como se mencionó anteriormente, se incluyen en las gráficas la deformación de fluencia obtenida de los ensayes.

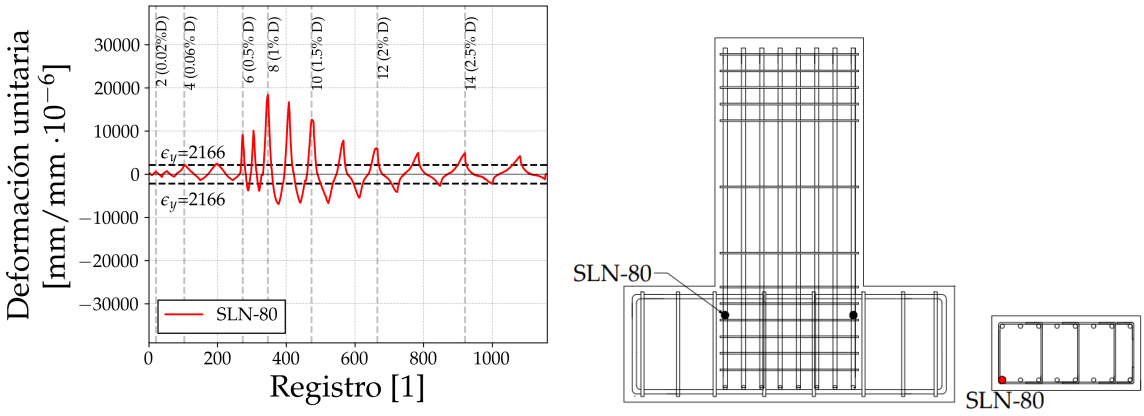


Figura 3.66: Datos obtenidos del deformímetro SLN-80.

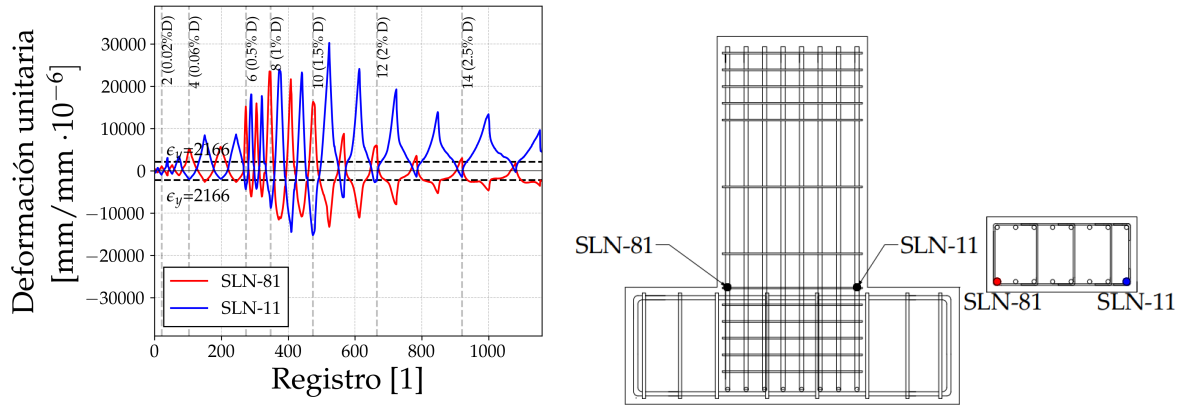


Figura 3.67: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-81 y SLN-11.

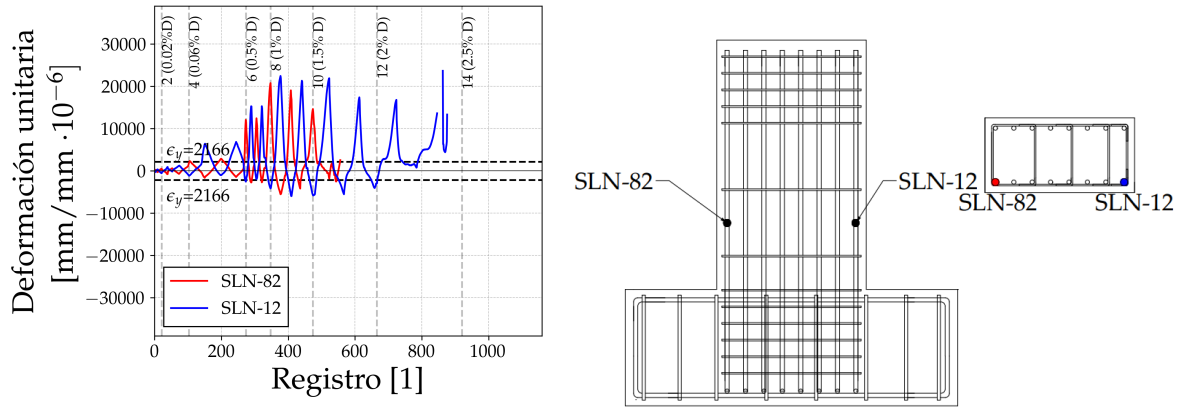


Figura 3.68: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-82 y SLN-12.

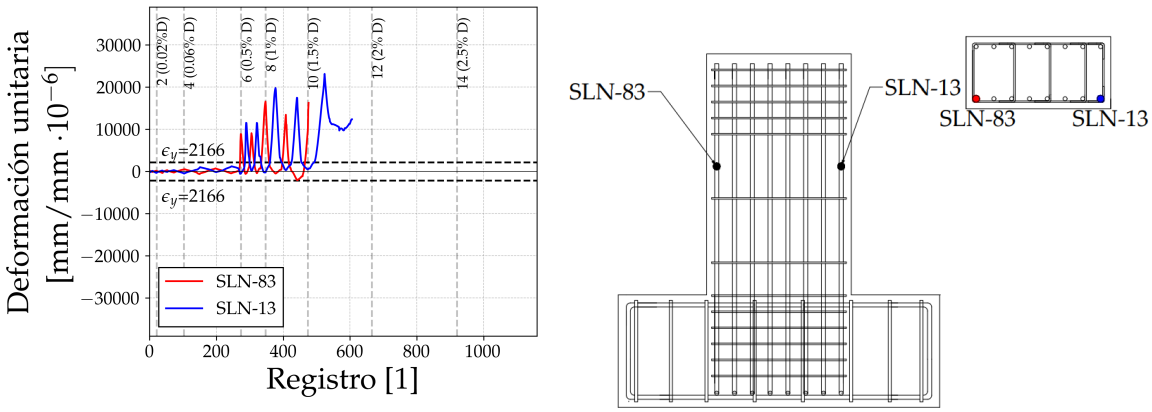


Figura 3.69: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-83 y SLN-13.

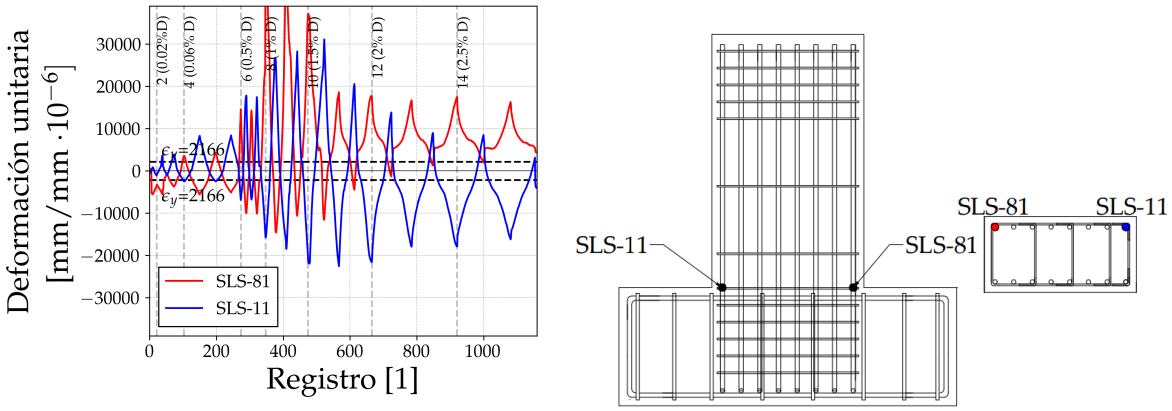


Figura 3.70: Datos obtenidos de los deformímetros SLS-81 y SLS-11.

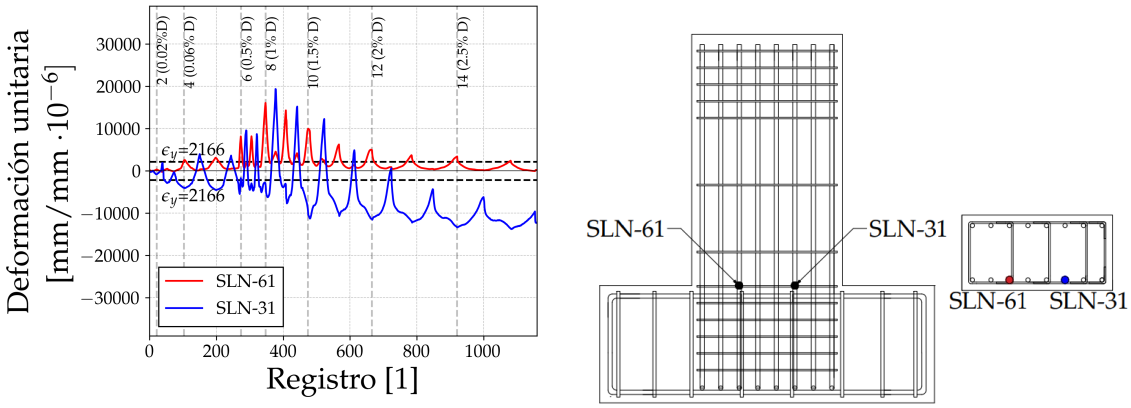


Figura 3.71: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-61 y SLN-31.

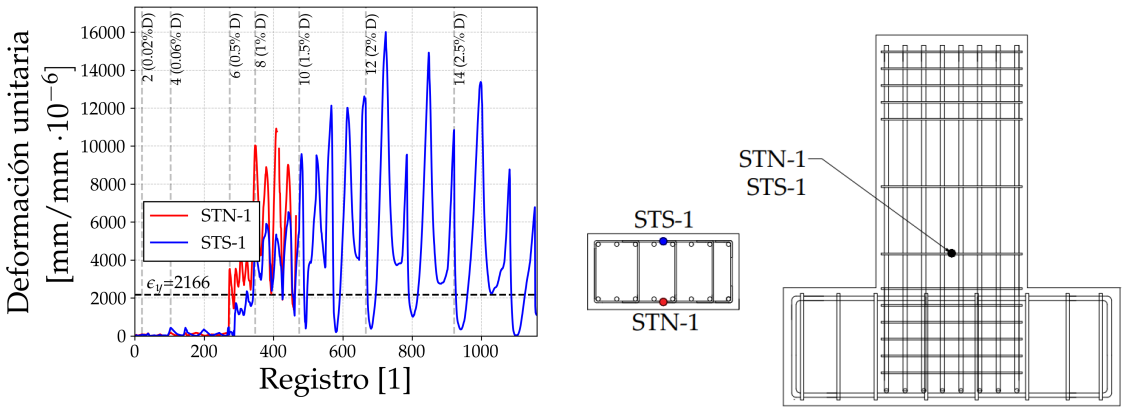


Figura 3.72: Datos obtenidos de los deformímetros STN-1 y STS-1.

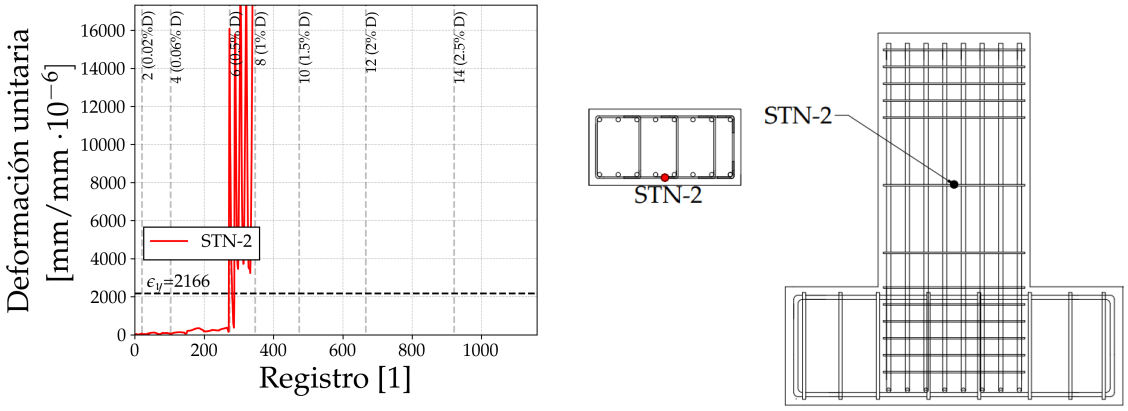


Figura 3.73: Datos obtenidos del deformímetro STN-2.

El deformímetro SLN-80 registró deformaciones mayores a la de fluencia tal y como se observa en la Figura 3.66, pero al no presentar deformaciones residuales tras dichos picos significativamente altos, no fue posible concluir que registraran la fluencia de la barra. En los deformímetros SLN-81 y SLN-11, se observa en la Figura 3.70 que superan en gran medida la deformación de fluencia, y presentan deformaciones residuales al descargar, siendo notorio en el ciclo 13 a 2 % de distorsión, por lo que se concluyó que alcanzan la fluencia en el ciclo 6 a 0.5 % de distorsión.

Esto mismo es observado en los deformímetros SLN-82, SLN-83, SLN-12, SLN-13 y SLS-81, por lo que se infirió que registran la fluencia de la barra en el primer ciclo a 5 % de distorsión. No fue posible concluir que el deformímetro SLS-11 registró la fluencia de la barra de acero, dado que no es apreciable la deformación residual en la Figura 3.70. Los deformímetros STN-1, STS-1 y STN-2, colocados en el refuerzo transversal, registraron la fluencia de la barra de acero en los ciclos a 0.5 % de distorsión, coincidente con la formación de grietas inclinadas.

3.5.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

3.5.2.1. Instrumentación interna

La deformación unitaria en diferentes puntos del refuerzo longitudinal se presenta de la Figura 3.74 a la Figura 3.79. En la Figura 3.79 no se presenta el registro del deformímetro SLN-61, dado que fue dañado al quitar la cimbra del espécimen y no fue posible repararlo. En la Figura 3.80 y la Figura 3.81 se presenta la deformación unitaria medida en el acero de refuerzo transversal.

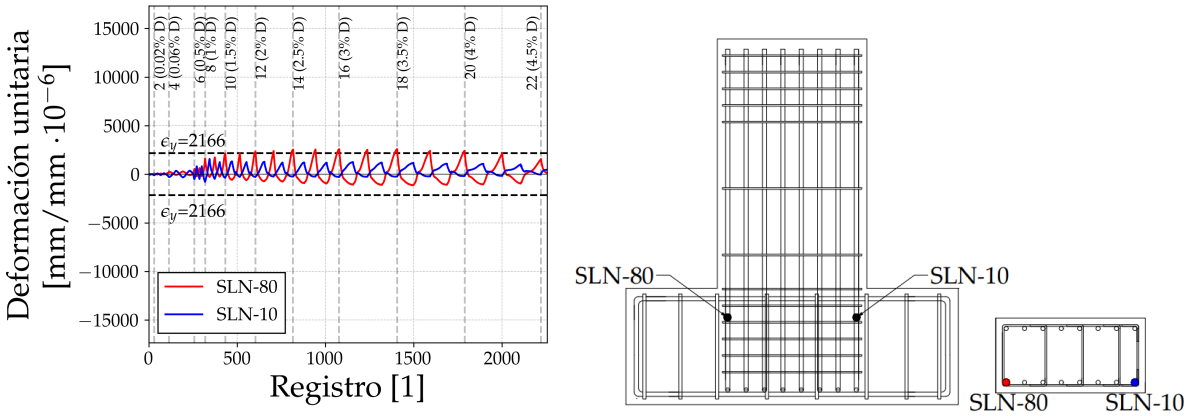


Figura 3.74: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-80 y SLN-10.

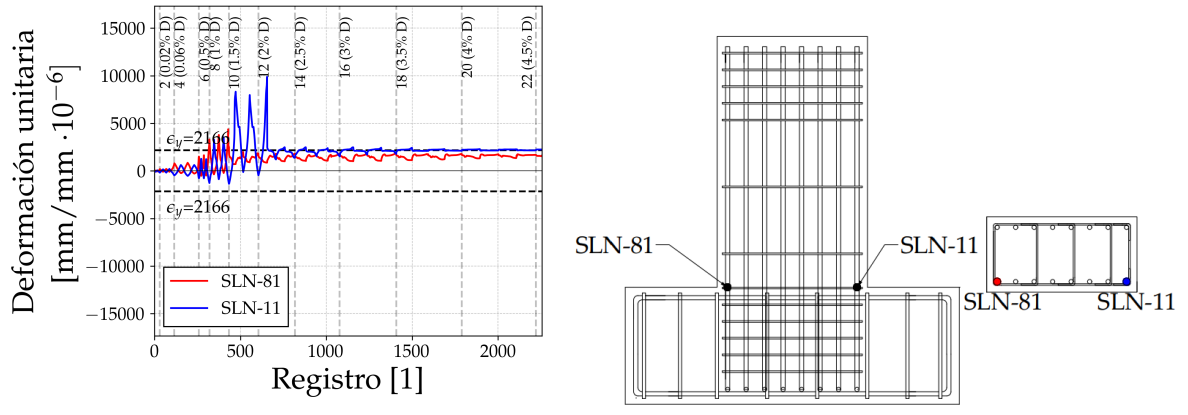


Figura 3.75: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-81 y SLN-11.

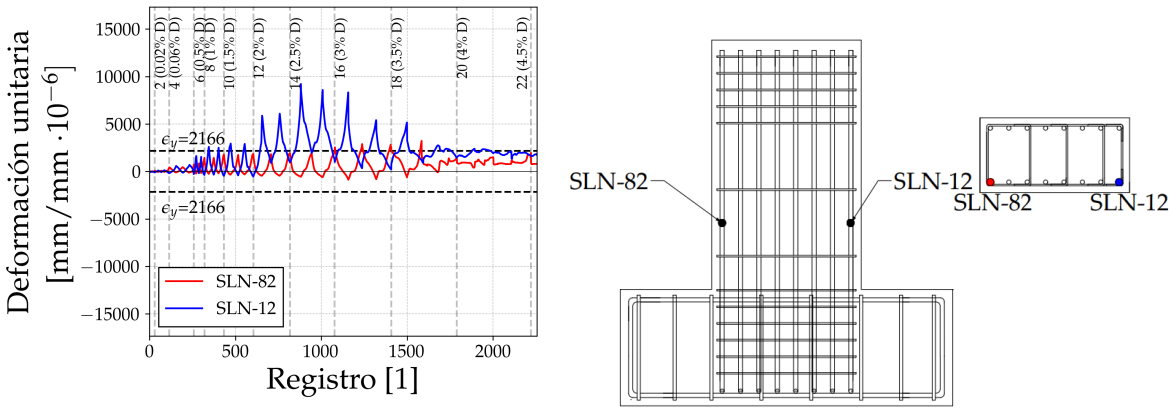


Figura 3.76: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-82 y SLN-12.

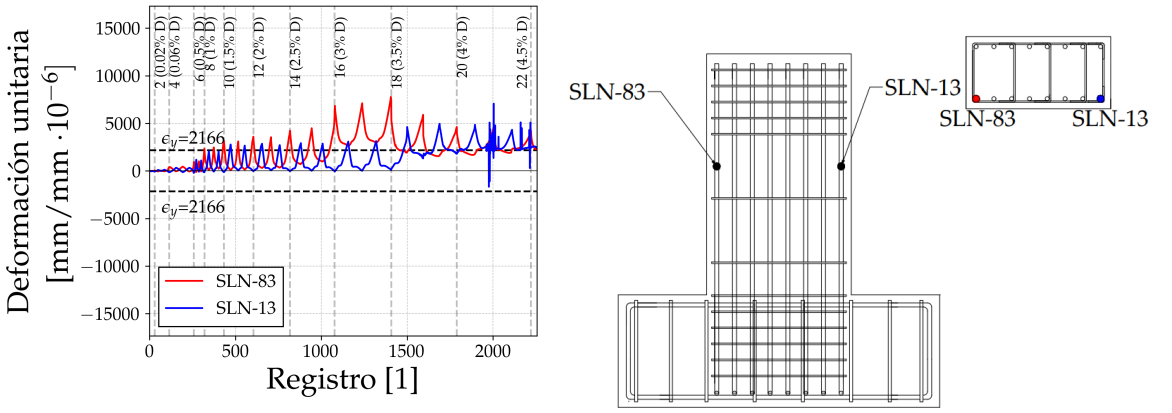


Figura 3.77: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-83 y SLN-13.

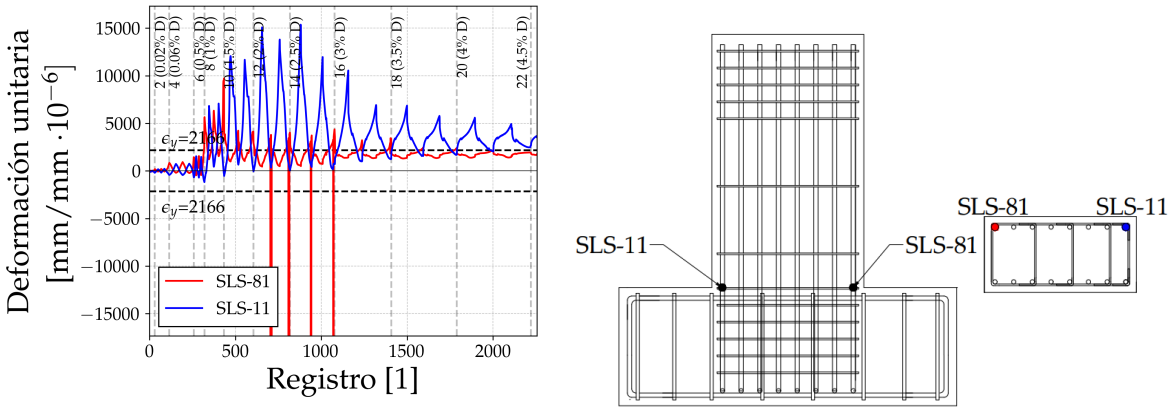


Figura 3.78: Datos obtenidos de los deformímetros SLS-81 y SLS-11.

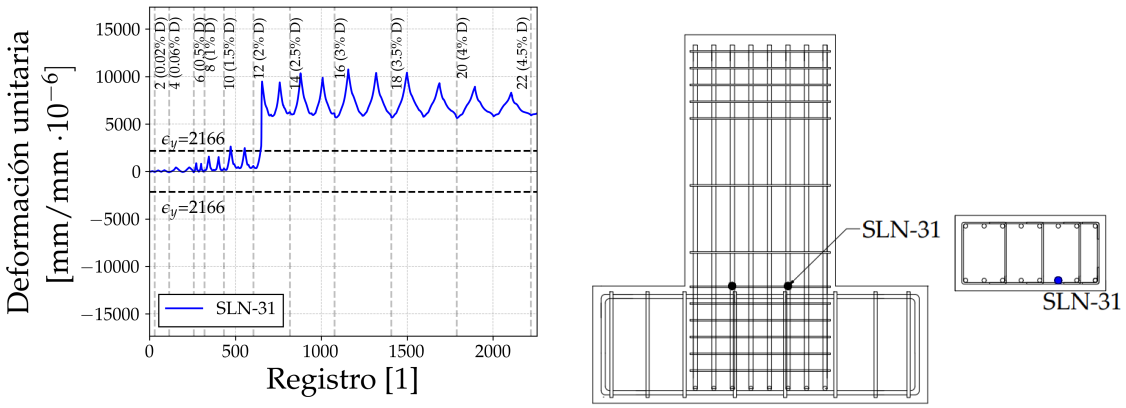


Figura 3.79: Datos obtenidos del deformímetro SLN-31.

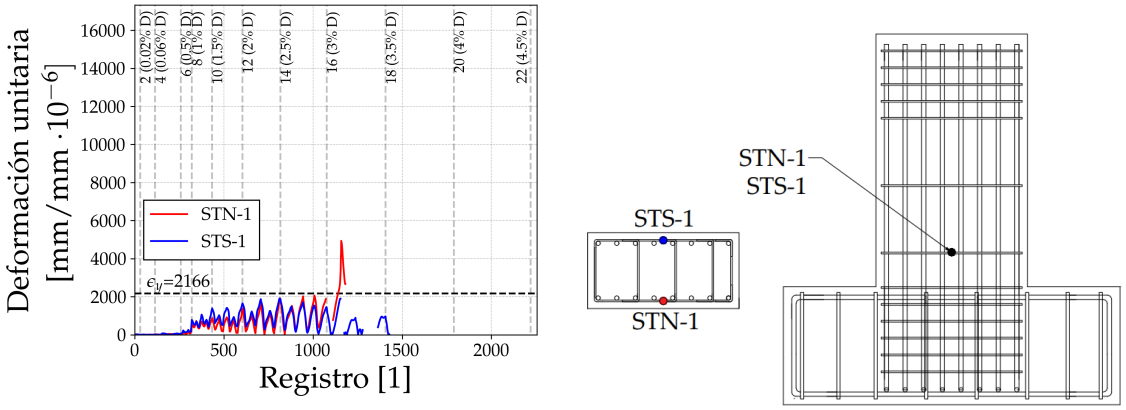


Figura 3.80: Datos obtenidos de los deformímetros STN-1 y STS-1.

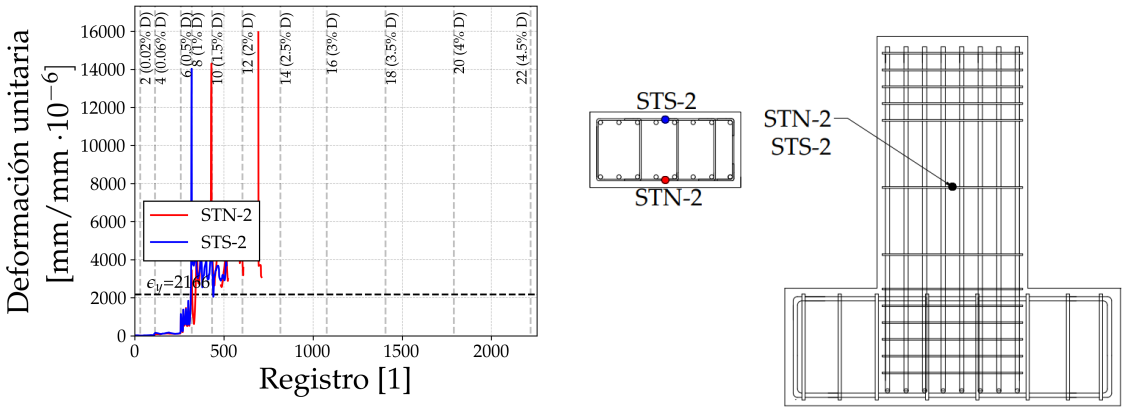


Figura 3.81: Datos obtenidos de los deformímetros STN-2 y STS-2.

El registro de los deformímetros SNL-80 y SNL-10 se observa en la Figura 3.74, donde se aprecian deformaciones estables en cada ciclo y, aunque se supera ligeramente el límite de deformación de fluencia, no se observan deformaciones residuales y

se concluyó que no se registró la fluencia en el elemento. Los deformímetros SLN-81 y SLN-11 alcanzan la fluencia en el ciclo 10 a 1.5 % de deformación con marcadas deformaciones residuales posteriormente, mientras que los deformímetros SLS-81 y SLS-11, ubicado en la cara opuesta, alcanzan la fluencia en el ciclo 8 a 1 % de distorsión. En los deformímetros SLN-82 y SLN-12 se concluyó que se alcanza la fluencia en el ciclo 12 a 2 % de distorsión, mientras que los deformímetros SNL-83 y SLN-13 en el ciclo 16 a 3 % de distorsión.

Finalmente, en la instrumentación en el refuerzo transversal, los deformímetros STN-1 y STS-1 presentan pequeñas y estables deformaciones hasta el ciclo a 3 % de deformación, donde el deformímetro STN-1 alcanza niveles altos de deformación hasta perder la captura de datos. Por otro lado, se determinó que los deformímetros STN-2 y STS-2 alcanzan la fluencia en el ciclo 8 durante la aplicación de 1 % de distorsión.

3.5.2.2. Instrumentación externa

A continuación, se presenta el registro de las deformaciones unitarias en diversos puntos de los elementos de acero que componían el encamisado metálico. De la Figura 3.82 a la Figura 3.85 se presentan las deformaciones registradas en los extremos de las soleras de acero, para registrar la deformación por la compresión y tensión en la parte superior e inferior, efecto de momentos flexionantes en dicha posición. En la Figura 3.86 se presentan las deformaciones unitarias en el centro de la solera a un costado del perno, para registrar las deformaciones por tensión generada por la fuerza cortante. Finalmente, de la Figura 3.87 a la Figura 3.89 se presenta la deformación unitaria en los ángulos de acero.

De igual manera que en las gráficas de la instrumentación interna, en las siguientes gráficas se incluye la deformación de fluencia obtenida mediante los ensayes detallados en el Apéndice A. Tanto en la Figura 3.85 como en la Figura 3.86, se observa que no se registraron las datos hasta el primer ciclo a 1 % de distorsión, causado por un error en el registro de los datos comentado anteriormente. Por último, en las Figuras 3.87, 3.88 y 3.89, no se registraron los deformímetros AA2, AA4 y AA5, respectivamente, dado que fueron dañados al aplicar la pintura a base de cal en los elementos y no se contaba con deformímetros para sustituirlos.

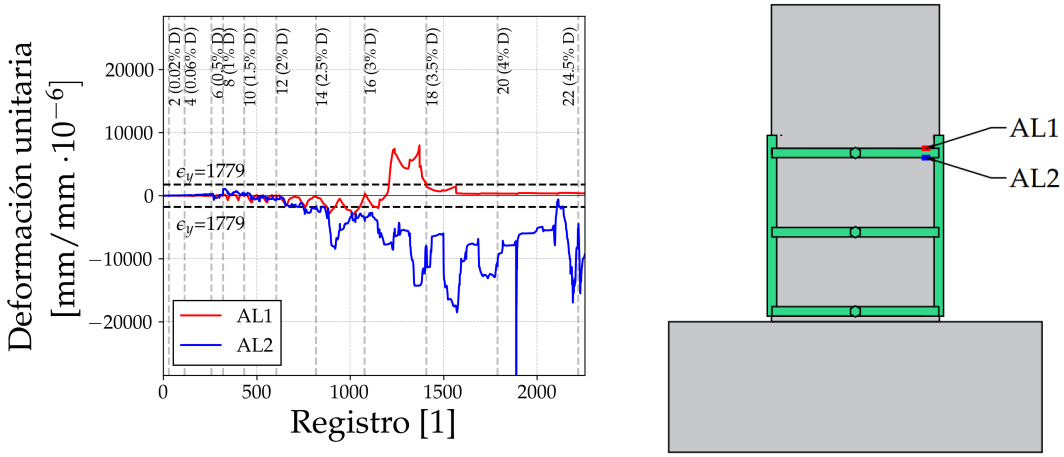


Figura 3.82: Datos obtenidos de los deformímetros AL1 y AL2.

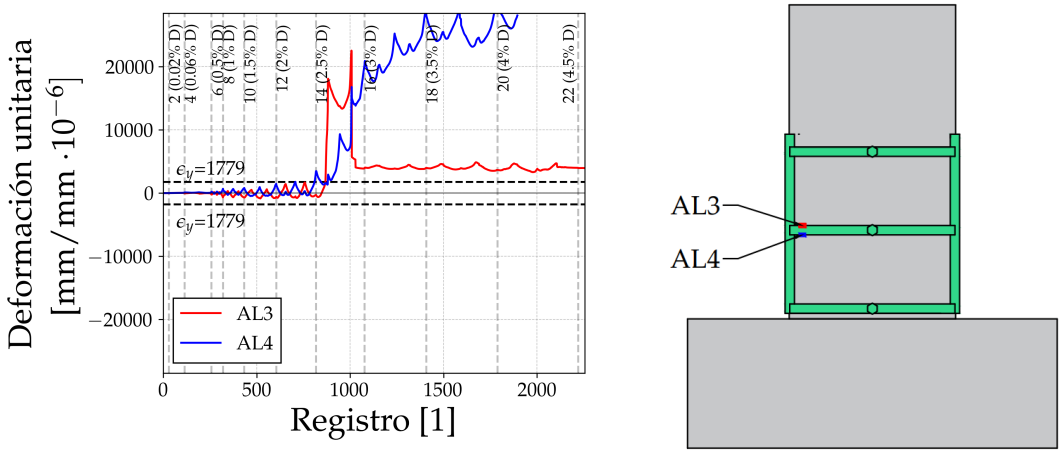


Figura 3.83: Datos obtenidos de los deformímetros AL3 y AL4.

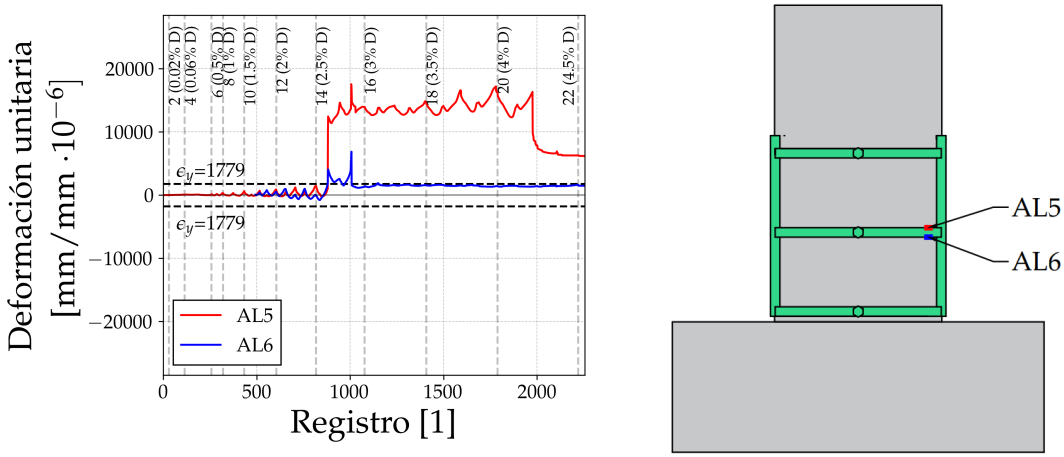


Figura 3.84: Datos obtenidos de los deformímetros AL5 y AL6.

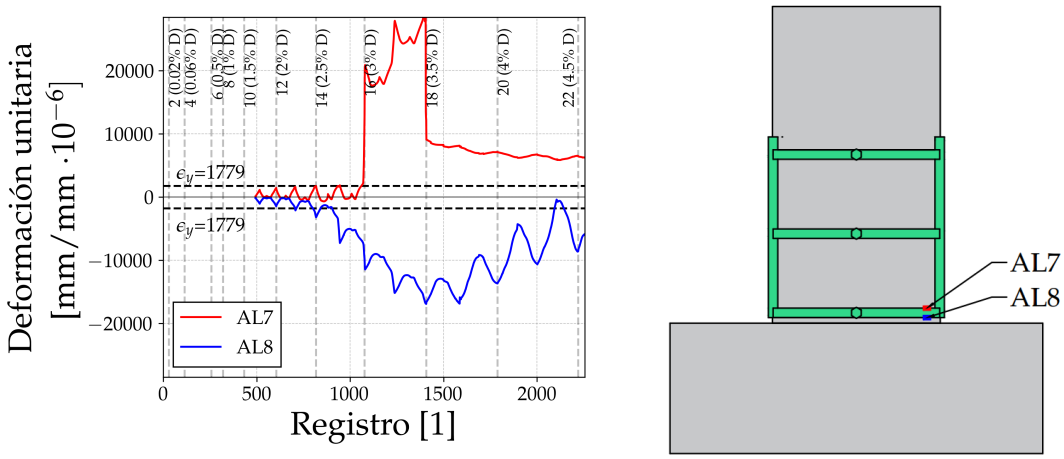


Figura 3.85: Datos obtenidos de los deformímetros AL7 y AL8.

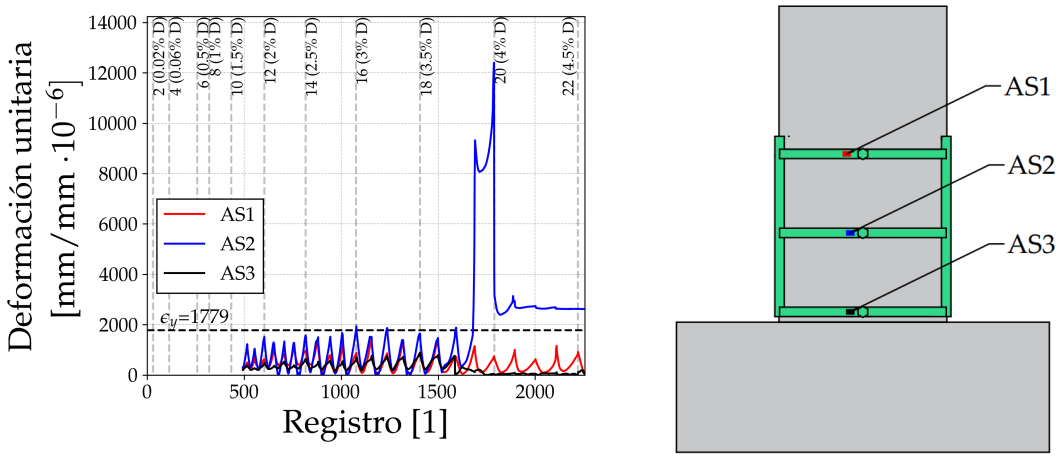


Figura 3.86: Datos obtenidos de los deformímetros AS1, AS2 y AS3.

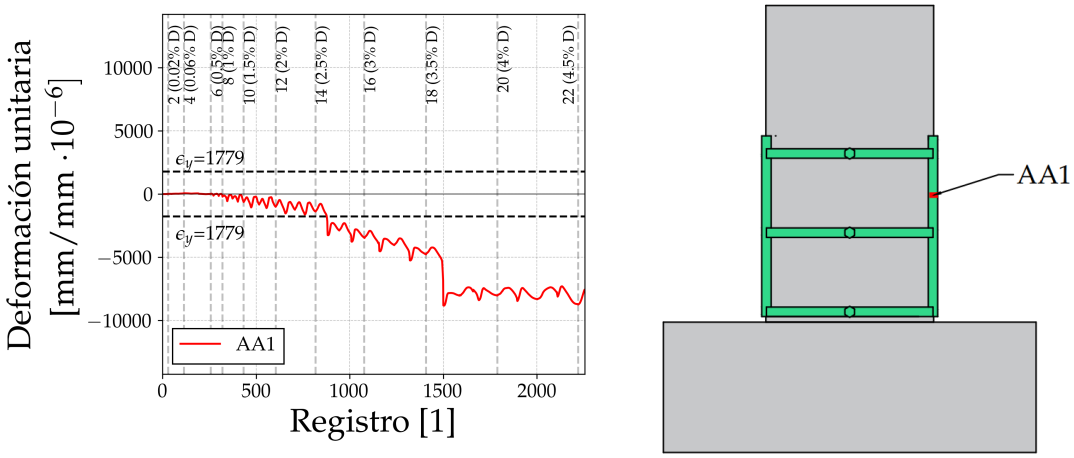


Figura 3.87: Datos obtenidos del deformímetro AA1.

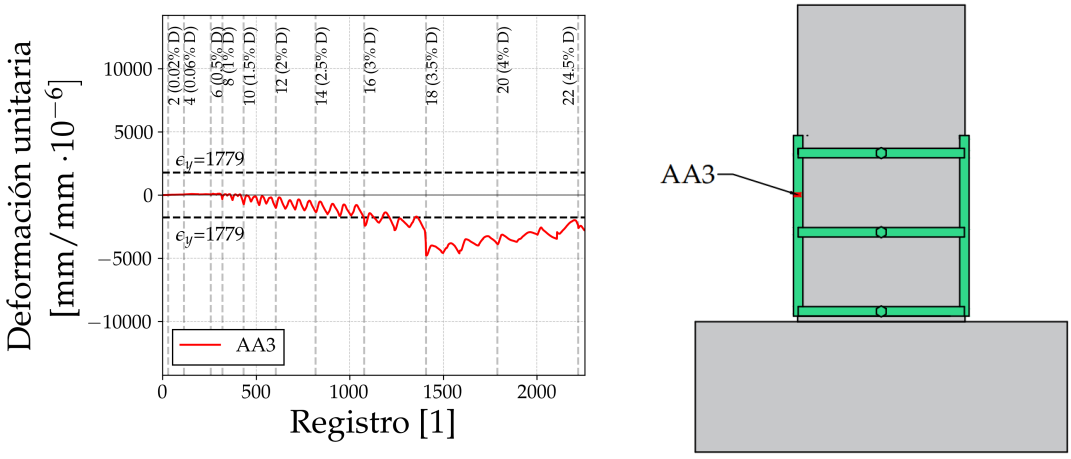


Figura 3.88: Datos obtenidos del deformímetro AA3.

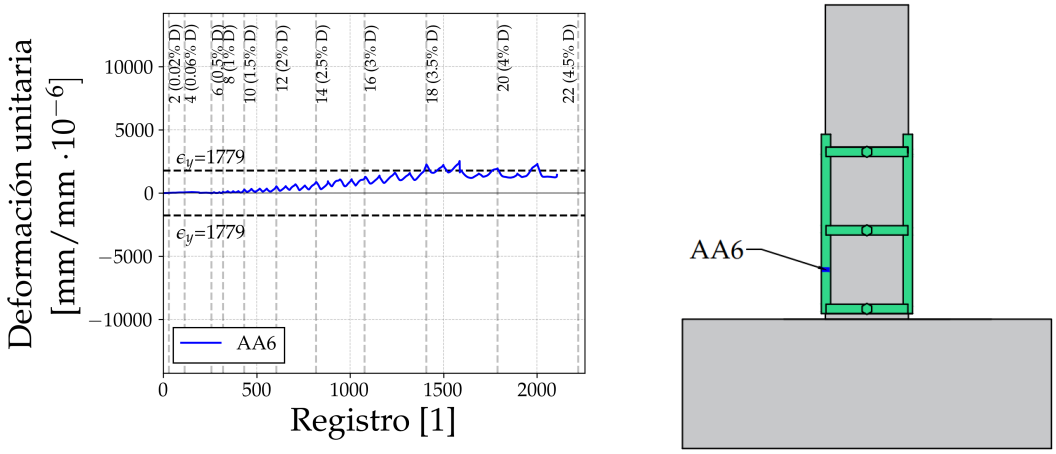


Figura 3.89: Datos obtenidos del deformímetro AA6.

Se determinó que los deformímetros ubicados en los extremos de las soleras, AL1, AL2, AL3 AL4, AL5 y AL6, registran la fluencia en las soleras de acero en el primer ciclo a 2.5 % de distorsión, mientras que los AL7 y AL8 en el primer ciclo a 3 % de distorsión y el segundo ciclo a 2.5 % de distorsión respectivamente (ver Figura 3.85). De igual manera, se concluyó que los deformímetros AA1, AA3 y AA6 alcanzan la fluencia en los primeros ciclos a 2.5 %, 3 % y 3.5 % respectivamente. Sobre los deformímetros ubicados en el centro de las soleras se concluyó que los deformímetros AS1 y AS3, ubicados en la solera superior e inferior respectivamente, no alcanzaron la fluencia, mientras que el deformímetro AS2, ubicado en el centro de la solera intermedia, sí fluye durante el primer ciclo a 3.5 % de distorsión, como se muestra en la Figura 3.86.

3.5.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

3.5.3.1. Instrumentación interna

De la Figura 3.90 a la Figura 3.95, se presenta la deformación unitaria registrada en el acero de refuerzo longitudinal, mientras que en las Figuras 3.96 Y 3.97, se presenta la misma información registrada en el refuerzo transversal. Se incluyen hitos de los ciclos de carga aplicados al espécimen, así como la deformación de fluencia. En las Figuras 3.94, 3.96 Y 3.97 no se cuenta con el registro de los deformímetros SLS-11, STN-1 y STS-2, respectivamente, dado que fueron dañados durante la colocación del concreto o al remover la cimbra.

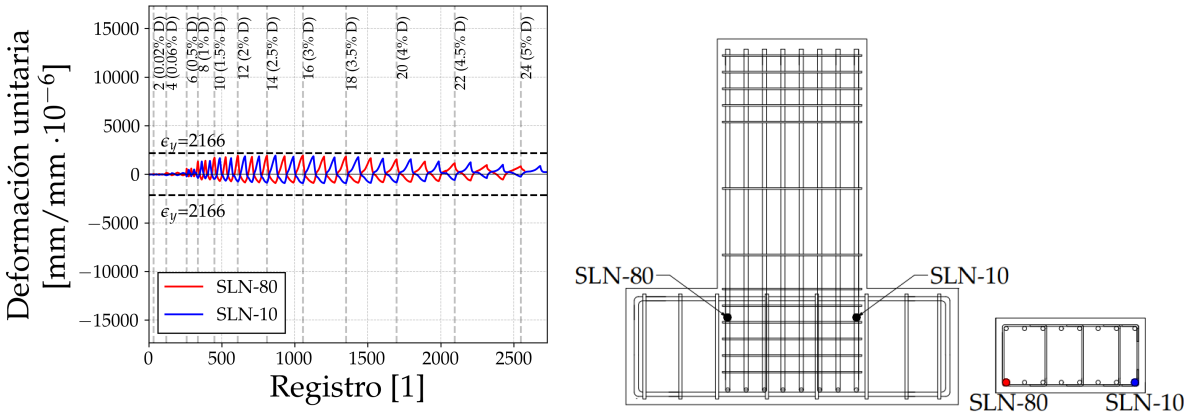


Figura 3.90: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-80 y SLN-10.

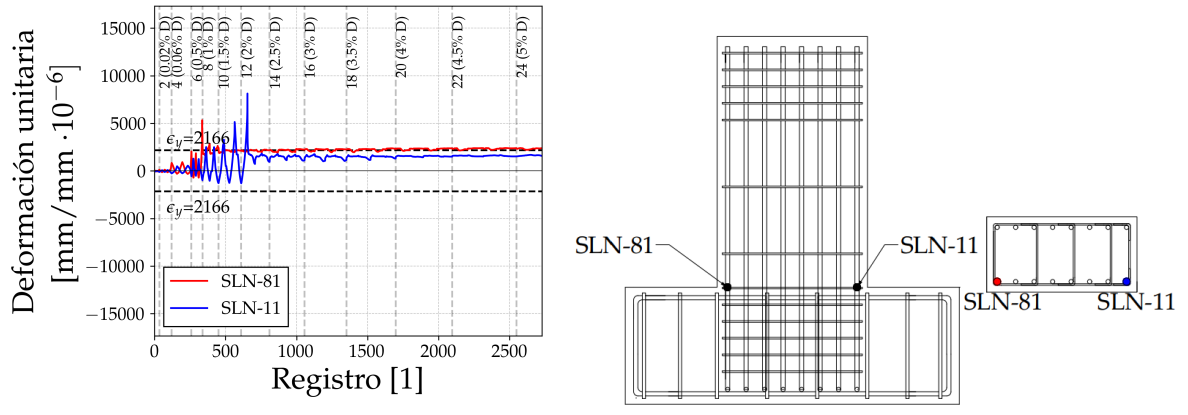


Figura 3.91: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-81 y SLN-11.

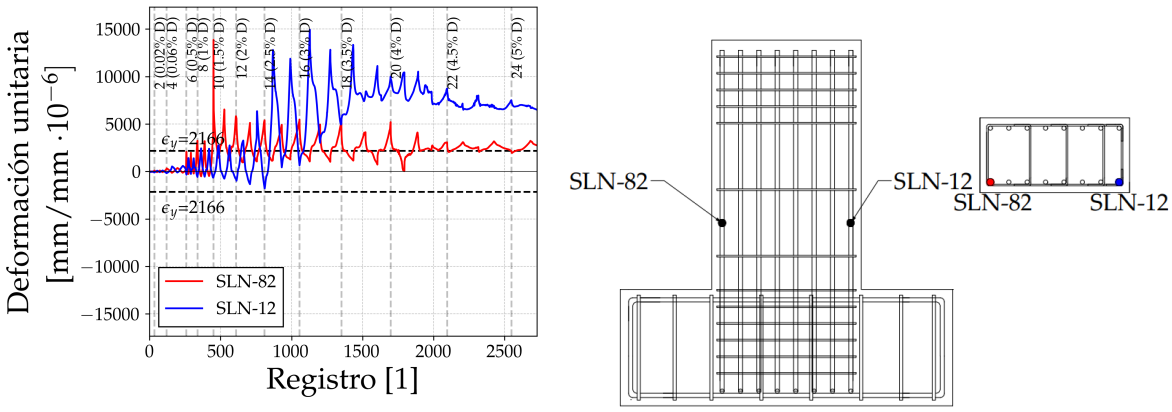


Figura 3.92: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-82 y SLN-12.

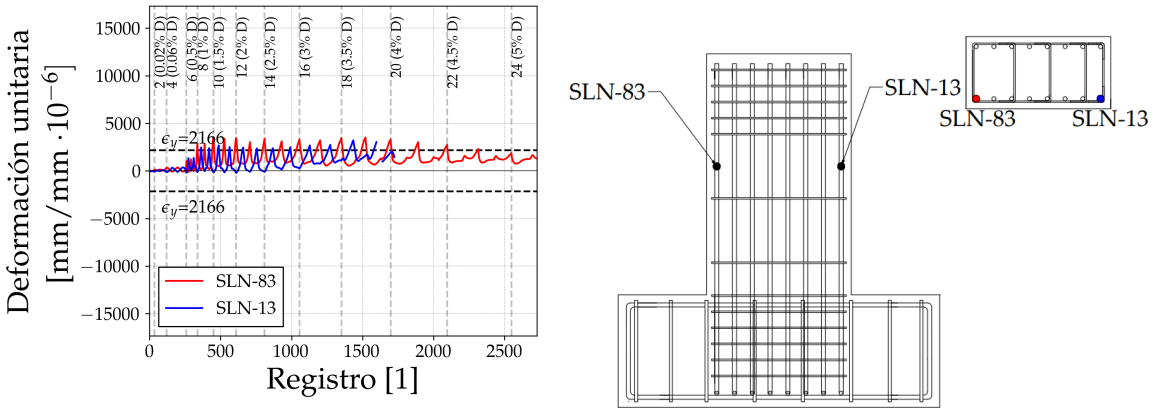


Figura 3.93: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-83 y SLN-13.

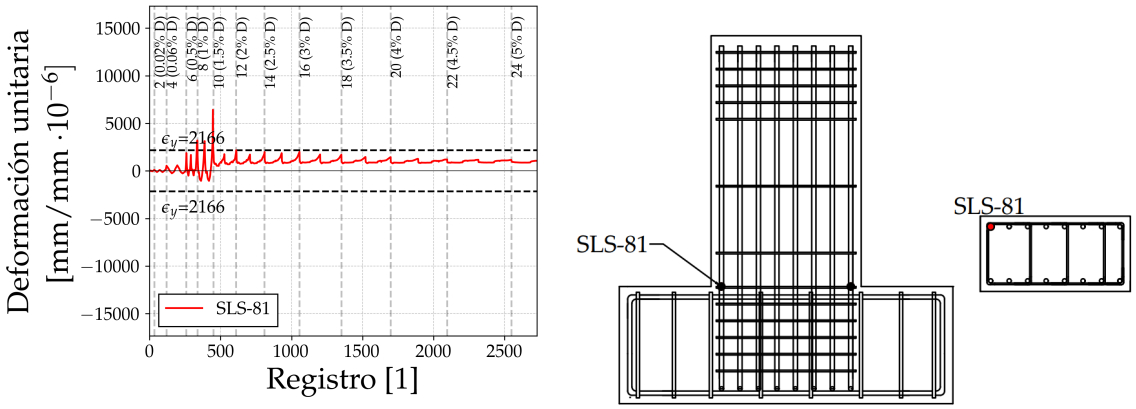


Figura 3.94: Datos obtenidos deL deformímetro SLS-81.

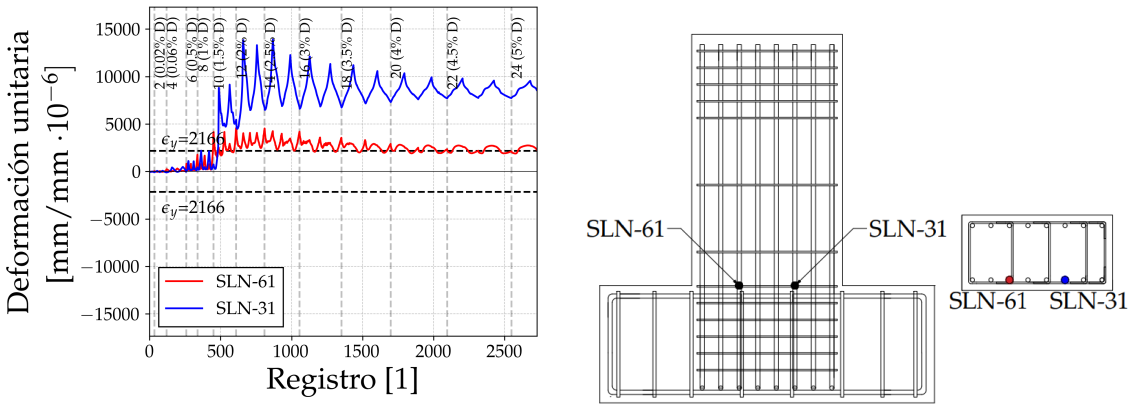


Figura 3.95: Datos obtenidos de los deformímetros SLN-61 y SLN-31.

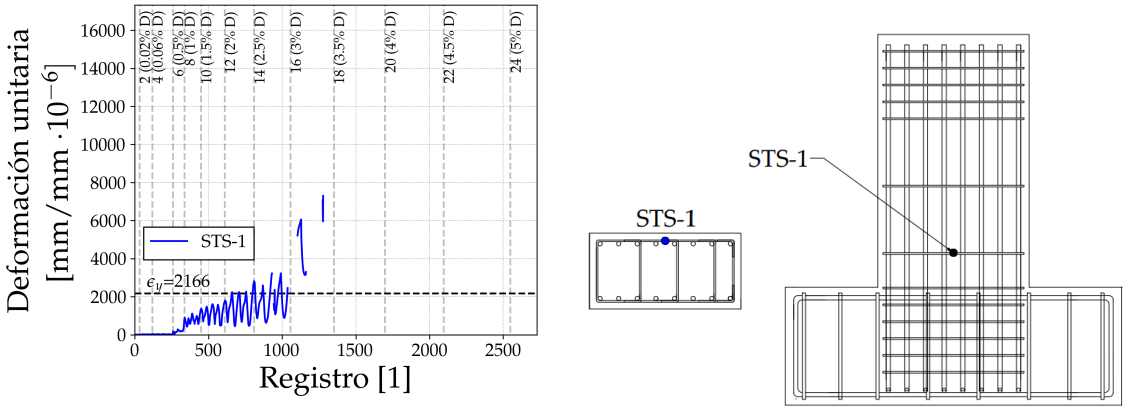


Figura 3.96: Datos obtenidos del deformímetro STS-1.

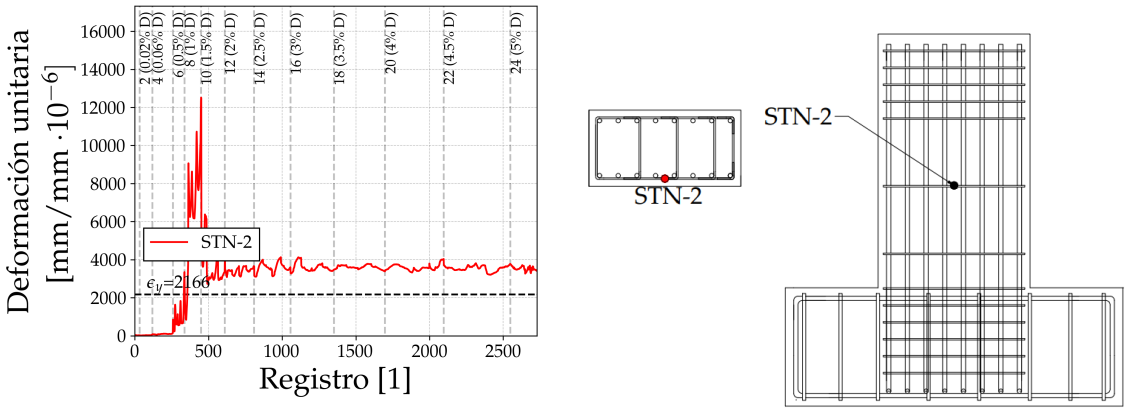


Figura 3.97: Datos obtenidos del deformímetro STN-2.

En la Figura 3.90 se muestra el registro de los deformímetros SNL-80 y SNL-10, los cuales se concluyó que no alcanzan la fluencia al registrar deformaciones estables y menores al límite de fluencia. Los deformímetros SNL-81 y SNL-11 alcanzan la

fluencia en el primer ciclo a 1 % y 2 %, respectivamente, tal y como se observa en la Figura 3.91, mientras que los instrumentos SLN-61, SNL-31 y SLS-81, presentados en la Figura 3.95 y Figura 3.94, alcanzan la fluencia en el primer ciclo a 1.5 % de distorsión de manera clara al alcanzar grandes registros con deformaciones residuales inmediatas.

De igual manera, se determinó que los deformímetros SNL-82 y SNL-12 registran la fluencia sobre el elemento en los ciclos a 1.5 % y 2.5 % de distorsión, respectivamente. El registro de los deformímetros SNL-83 y SNL-13 (ver Figura 3.93) no presenta anomalías con grandes registros de deformación, siendo relativamente estable durante los ciclos de carga, y superando el límite de fluencia junto con deformaciones unitarias importante, por lo que se concluyó que alcanzan la fluencia en el primer ciclo negativo positivo y negativo, respectivamente, a 3 % de distorsión.

Finalmente, los deformímetros en el refuerzo transversal, STS-1 y STN-2, alcanzan la fluencia en el primer ciclo a 2.5 % y el primer ciclo a 1 %, respectivamente, registrando mayores deformaciones el ubicado en la posición superior, aproximadamente a la mitad de la altura de la columna.

3.5.3.2. Instrumentación externa

A continuación, se presentan gráficas que muestran los registros de deformación unitaria obtenidos con la instrumentación externa colocada en el encamisado de acero. De la Figura 3.98 a la Figura 3.101, se presenta la deformación unitaria en los extremos de las soleras de acero, en la zona superior e inferior, generada por los momentos flexionantes inducidos por la carga. En las Figuras 3.102 y 3.103, se presentan la deformación unitaria registrada en el centro de las soleras, a un costado de los pernos, provocada por la tensión asociada a la fuerza cortante. Finalmente, de la Figura 3.104 a la Figura 3.106, se presenta la deformación unitaria en los ángulos de acero, asociado a su deformación por la expansión del núcleo de concreto.

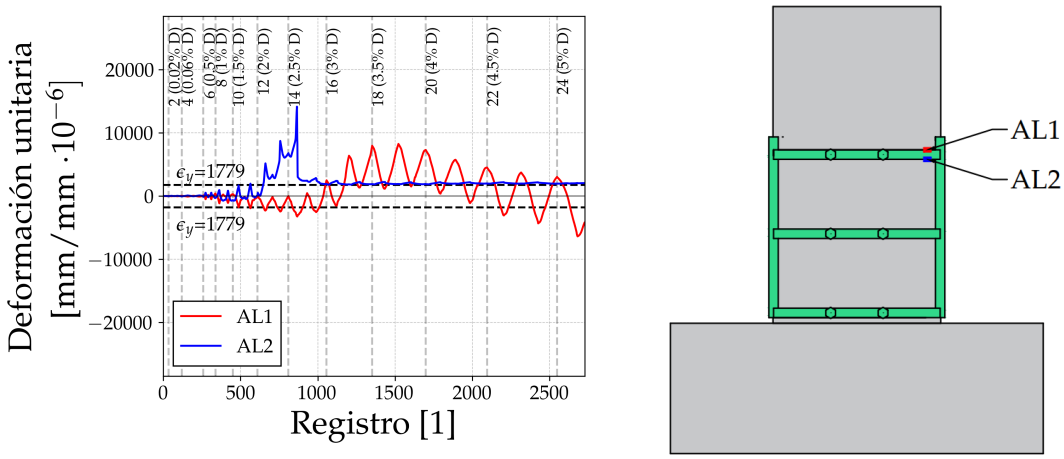


Figura 3.98: Datos obtenidos de los deformímetros AL1 y AL2.

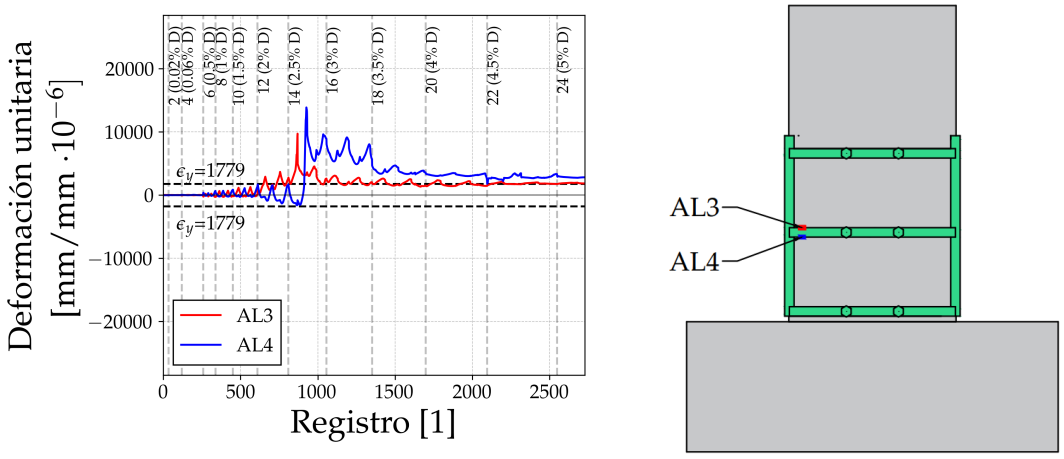


Figura 3.99: Datos obtenidos de los deformímetros AL3 y AL4.

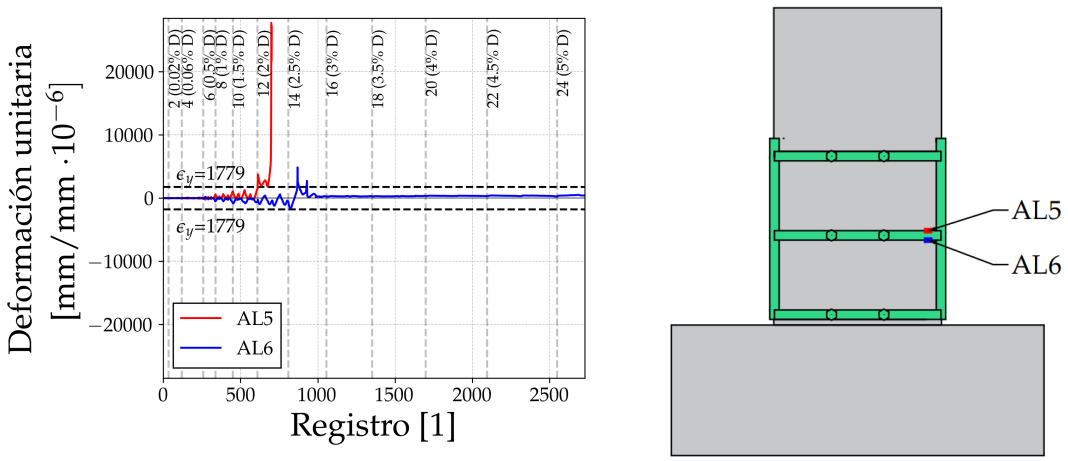


Figura 3.100: Datos obtenidos de los deformímetros AL5 y AL6.

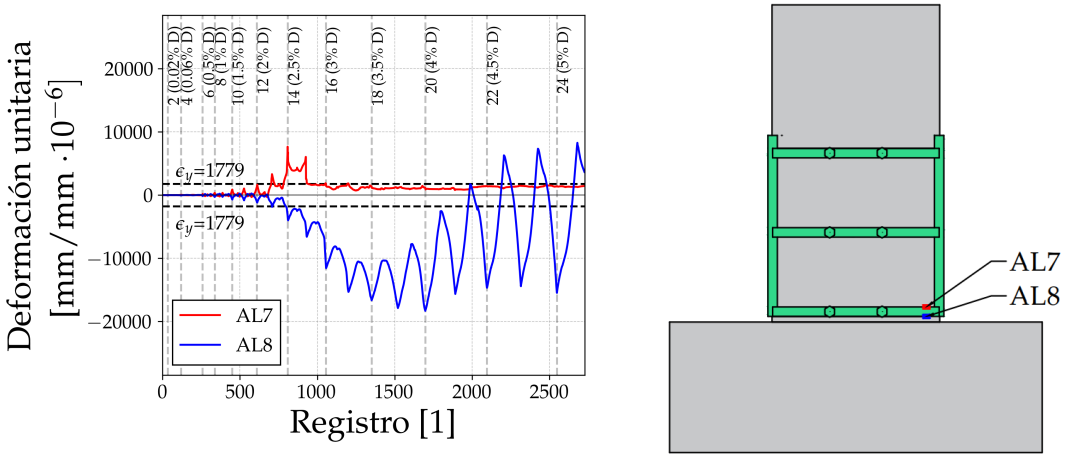


Figura 3.101: Datos obtenidos de los deformímetros AL7 y AL8.

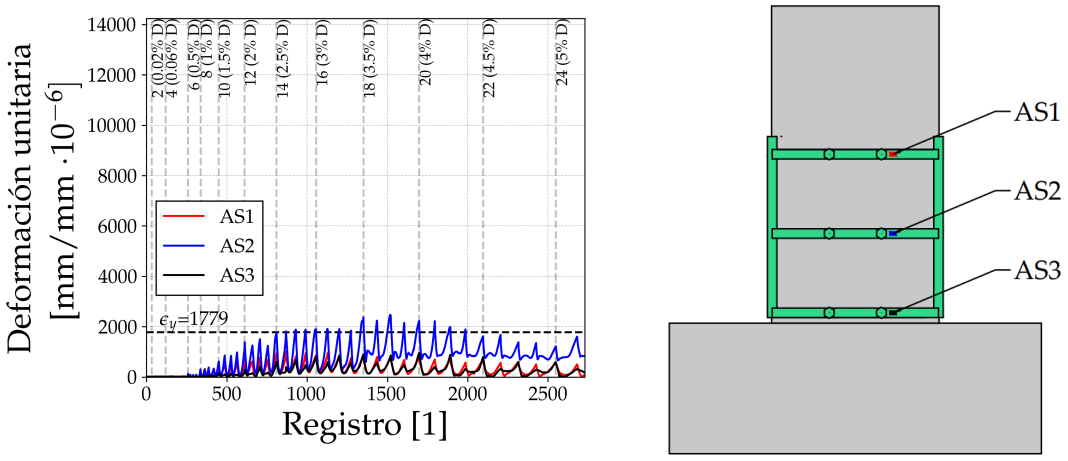


Figura 3.102: Datos obtenidos de los deformímetros AS1, AS2 y AS3.

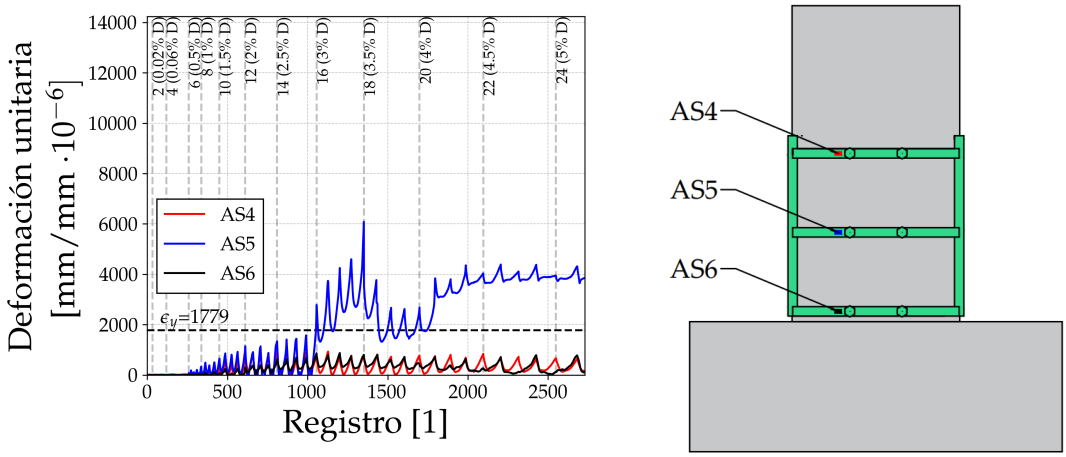


Figura 3.103: Datos obtenidos de los deformímetros AS4, AS5 y AS6.

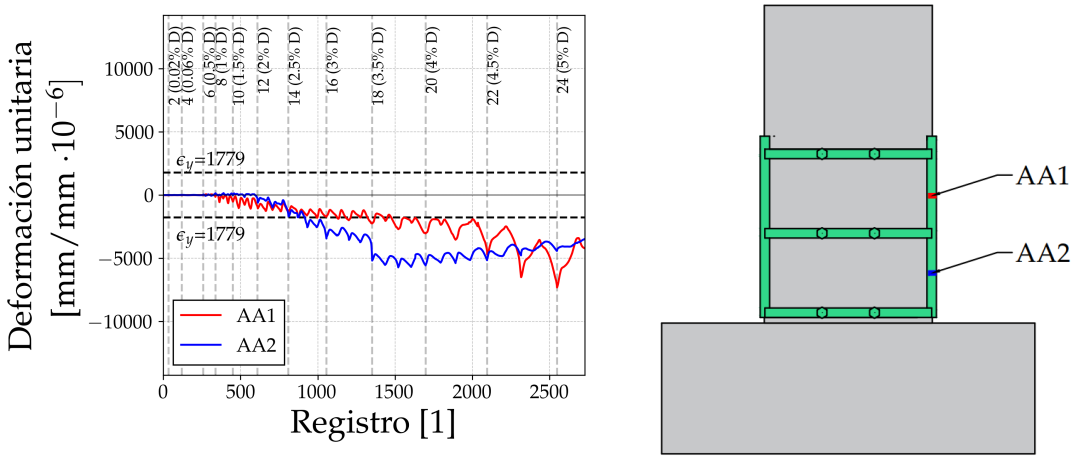


Figura 3.104: Datos obtenidos de los deformímetros AA1 y AA2.

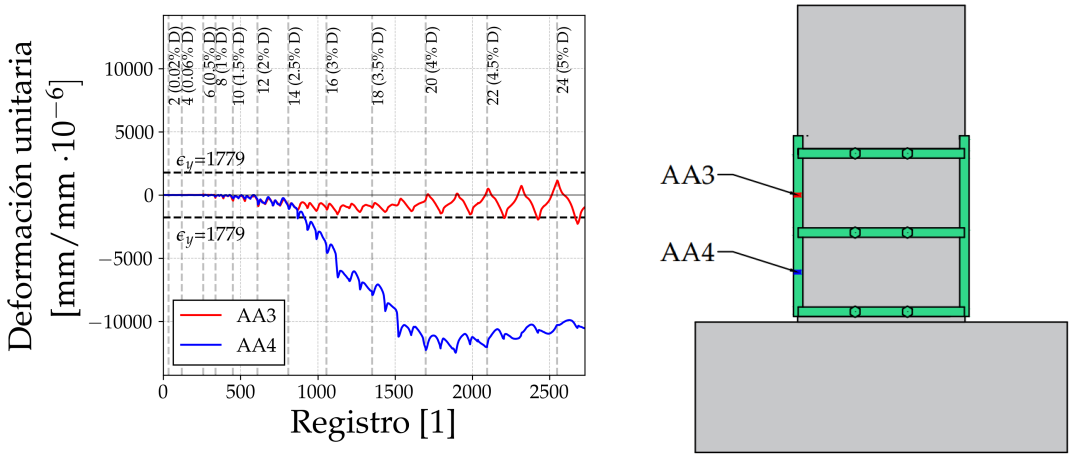


Figura 3.105: Datos obtenidos de los deformímetros AA3 y AA4.

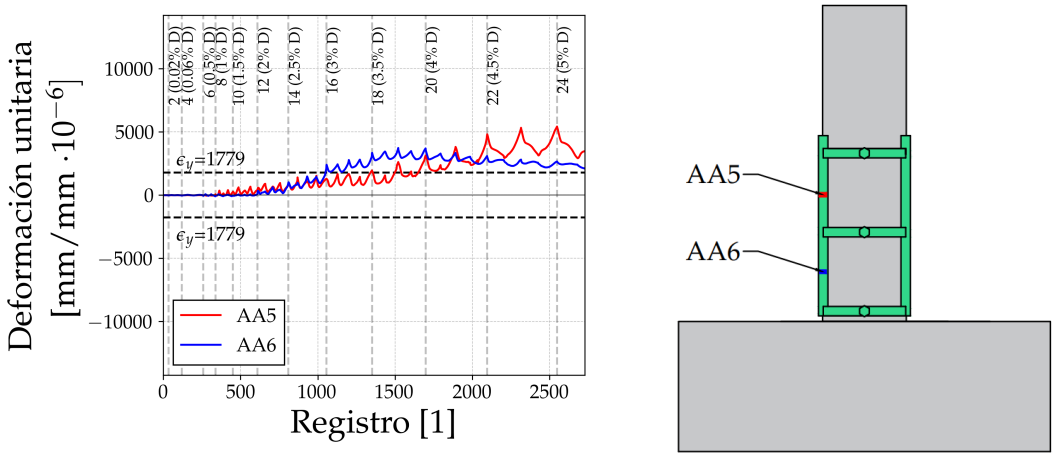


Figura 3.106: Datos obtenidos de los deformímetros AA5 y AA6.

En los datos registrados por los deformímetros ubicados en los extremos de las soleras, se determinó que los denominados AL3, AL4, AL-6, AL7 y AL8 alcanzaron la fluencia en el primer ciclo a 2.5 % de distorsión, mientras que AL2 y AL5 en el primer ciclo a 2 % y el AL1 en el primer ciclo a 3 % de distorsión. Los deformímetros ubicados en el centro de las soleras para medir la deformación longitudinal por tensión, mostrados en la Figura 3.102 y la Figura 3.103, muestran que los registros de deformación en las soleras superior e inferior (medidos por AS1, AS3, AS4 y AS6) no superan el límite de fluencia y se mantienen estables, mientras que de los registros de la solera intermedia, medidos por AS2 y AS5, se concluyó la fluencia del elemento, superando la deformación de fluencia y registrando deformaciones residuales en el primer ciclo a 3.5 % y 3 % respectivamente.

Por último los deformímetros AA1, AA2, AA4 y AA6 ubicados los ángulos registran la fluencia en el primer ciclo a 3 % de distorsión, mientras que el AA3 registra deformaciones debajo del umbral de fluencia y sin anomalías o deformaciones residuales, por lo que se determinó que se mantuvo en el rango elástico. El deformímetro AA5 tuvo registros consistentes con la fluencia del elemento en el segundo ciclo a 3.5 % de distorsión.

4 Análisis de los resultados

Los registros y datos obtenidos de los ensayos proporcionan información crucial sobre el comportamiento de los especímenes. Esta información puede ser interpretada para una mejor comprensión de los mecanismos involucrados en el funcionamiento del encamisado de acero con entramado de ángulos y soleras como medio de refuerzo o rehabilitación. A continuación, se profundiza en los resultados obtenidos, y se llevó a cabo un análisis detallado de la información obtenida, donde se ofrecen hipótesis para explicar el desempeño observado.

4.1. Mecanismo de falla

Para determinar el mecanismo de falla que gobernó el comportamiento de los especímenes, se llevó a cabo un análisis detallado de los registros obtenidos durante los ensayos. Este análisis se centró en el comportamiento observado tanto en el concreto como el acero de refuerzo de la sección, lo que nos permitió realizar una comparación exhaustiva del desempeño de cada espécimen.

Tras analizar las condiciones de los ensayos y los especímenes, se concluyó que la resistencia ante fuerza cortante y la resistencia a flexión determinarían el mecanismo de falla, tal y como se observa en la Figura 4.1. Dado que se empleó la misma distribución en el acero de refuerzo y los encamisados de acero fueron colocados de manera que no aportaran resistencia a la flexión, se propone que los tres especímenes cuentan con la misma resistencia a la flexión.

Con el fin de determinar cuál de estos mecanismos fue el responsable de la falla en cada elemento, se realizó un análisis detallado del comportamiento observado durante la prueba, así como de los registros de instrumentación en el acero de refuerzo interno.

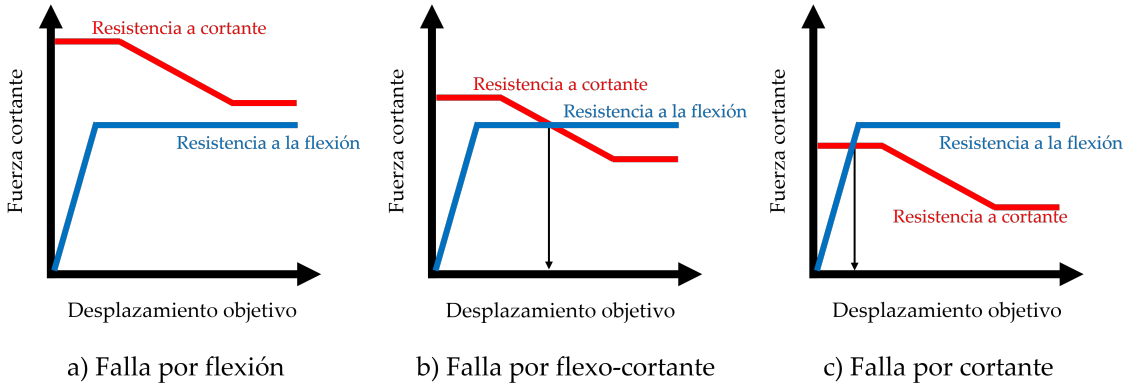


Figura 4.1: Mecanismos de falla posibles en los especímenes, dadas las condiciones de los ensayes.

4.1.1. Espécimen *O**

El cortante máximo registrado por el espécimen fue de 71.4 t durante el primer ciclo a 1 % de distorsión. La pérdida de resistencia tras alcanzar la resistencia máxima fue drástica, disminuyendo más de 20 t para el siguiente incremento en distorsión. El agrietamiento súbito del concreto por cortante se presentó en el primer ciclo a una distorsión de 2 %, aunque en la Figura 3.34 se observa una gran degradación de la rigidez y resistencia durante el primer ciclo a una distorsión de 1.5 %.

El agrietamiento en éste espécimen fue notorio para ciclos prematuros de carga, siendo visible el acero de refuerzo interior para el primer ciclo a 2 % de distorsión, mientras que, en el ciclo a 2.5 % de distorsión, era notorio el desprendimiento de grandes bloques de concreto del núcleo de la columna.

A continuación, se presenta de manera esquemática la secuencia de fluencia de los deformímetros en el refuerzo interior en la Figura 4.2, según lo señalado en el capítulo anterior. En relación al acero de refuerzo transversal, se registró un incremento notable en la deformación durante el primer ciclo a una distorsión de 0.5 %. Este fenómeno ha sido registrado tanto en la instrumentación ubicada en las dos alturas de colocación, tanto en cara Norte como en la Sur. En la Figura 4.3, se presenta la distribución de deformaciones unitarias en los deformímetros ubicados en las barras de acero longitudinal en los extremos de la cara norte (SNL-8i y SNL-1i) para cada ciclo de aplicación de carga.

En las barras de acero longitudinal, el comportamiento fue variado según la ubicación de los deformímetros, lo cual se puede observar en la Figura 4.3, donde se aprecia una mayor concentración de la deformación en los instrumentos ubicados en la base de la columna (SNL-81 y SNL-11).

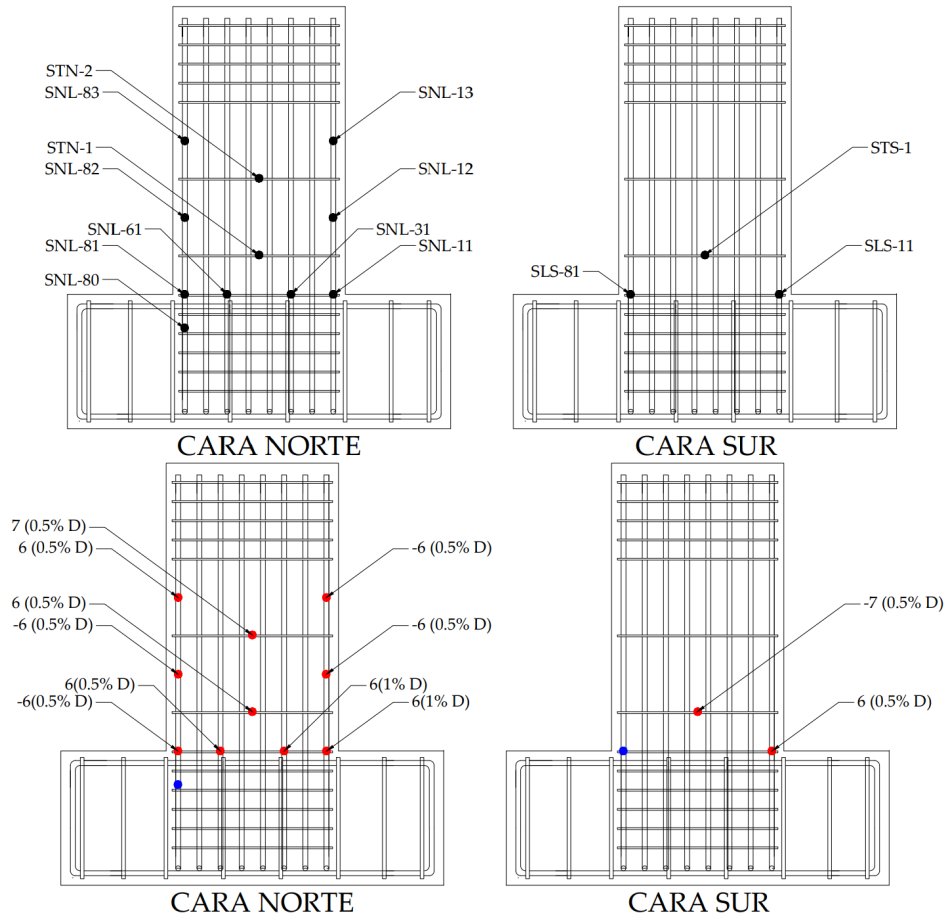
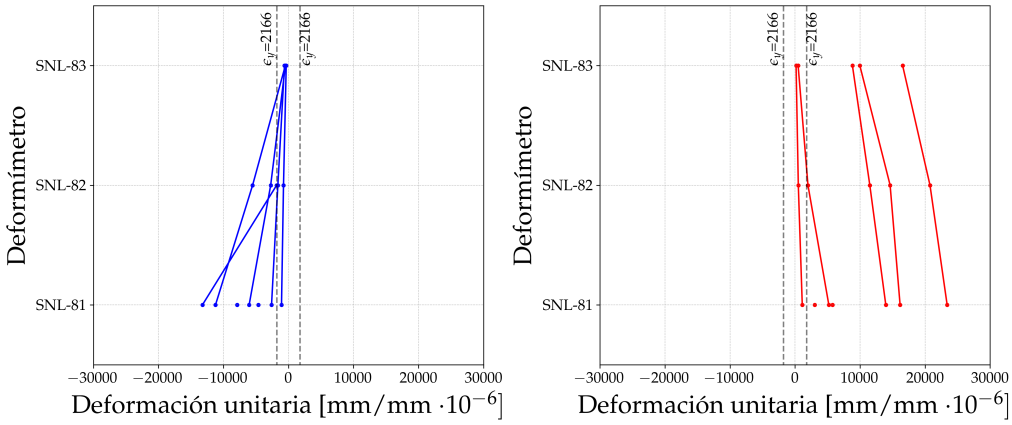
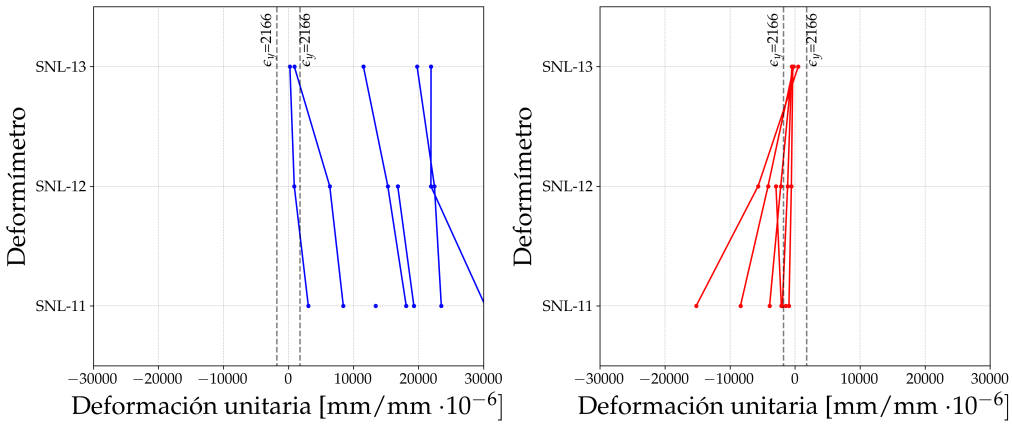


Figura 4.2: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.

Este espécimen, definido como la columna original, alcanzó la resistencia máxima en el primer ciclo positivo a una distorsión de 1 %, mientras se registró una gran degradación de la rigidez y resistencia en el primer ciclo positivo a 1.5 % de distorsión, y un agrietamiento súbito en el primer ciclo negativo a 2 % de distorsión . Por otro lado, la fluencia en el acero de refuerzo longitudinal se determinó que ocurrió en el primer ciclo positivo a una distorsión de 0.5 %. Con esto podemos argumentar que la columna alcanzó la fluencia en una distorsión de 0.5 % antes de alcanzar su resistencia máxima durante una distorsión de 1 %, hasta una súbita pérdida de resistencia en el ciclo asociado a una distorsión de 1.5 %, tras un incremento de 1 % de distorsión tras la fluencia y cuatro ciclos de carga. Se caracteriza entonces una falla por cortante pues, aunque se registró la fluencia de las barras de refuerzo longitudinal, la súbita perdida de resistencia con un inexistente rango de deformación tras registrar la fluencia en las barras extremas.



(a) SLN-81, SLN-82 y SLN-83, con los ciclos positivos en rojo y los negativos en azul



(b) SLN-11, SLN-12 y SLN13, con los ciclos positivos en rojo y los negativos en azul

Figura 4.3: Distribución de las deformaciones unitarias en las barras longitudinales ubicadas en los extremos del espécimen.

4.1.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

El cortante máximo registrado por éste espécimen fue de 88.7 t durante el primer ciclo a una distorsión de 2 %. El momento en el que se registró un agrietamiento súbito en el concreto, caracterizado en la descripción del desarrollo de la prueba, durante el primer ciclo a una distorsión de 2.5 %, no estuvo acompañado de una súbita pérdida en la rigidez o resistencia en los lazos positivos, teniendo una resistencia apreciablemente cercana a la máxima hasta el primer ciclo a 3 % de distorsión, con una carga en los lazos negativos no menor a 8 t de la máxima, aunque se puede señalar que en el ciclo de repetición tras el ciclo a 2.5 % de distorsión, se observa una degradación en los lazos negativos. Fue hasta el primer y segundo ciclo a una distorsión de 3.5 %, que se presentó una notoria pérdida en rigidez, lo cual pudo estar asociado a la ruptura en la soldadura, lo cual afectaría en el confinamiento del encamisado. Es en dicho momento donde se determina la falla del modelo.

El agrietamiento en el núcleo del espécimen y desprendimiento de bloques de concreto sería notable tras la ruptura de la soldadura, para ciclos de 3.5 % como se mencionó previamente.

En la Figura 4.4, se presenta la secuencia de fluencia de los deformímetros de manera esquemática, señalado en rojo los que se determinó alcanzaron la fluencia y en azul los que no. El comportamiento de los estribos fue diferente según el estribo analizado, dado que los instrumentos ubicados en el estribo inferior (STN-1 y STN2) alcanzaron deformaciones superiores a la de fluencia hasta el primer ciclo a 3 % de distorsión, mientras que en los registros del estribo superior (STN-2 y STS-2) superan los límites de fluencia de manera evidente durante la primera aplicación de una distorsión de 1 %. Esta discrepancia se puede deber a una diferencia importante en la deformación angular entre las ubicaciones de cada estribo y el ancho de las grietas registrado directamente sobre su posición, siendo mayor sobre el estribo superior.

Se observa también que los deformímetros dentro de la zapata (SNL-80 y SNL-10) no alcanzaron la fluencia a diferencia del espécimen de control.

En la Figura 4.5 se muestra la distribución de deformaciones en las barras extremas, donde la distribución de deformaciones tiene una pequeña tendencia a mayor deformación en la posición con mayor altura, particularmente en los primeros ciclos, para posteriormente incrementar las deformaciones en las dos posiciones inferiores.

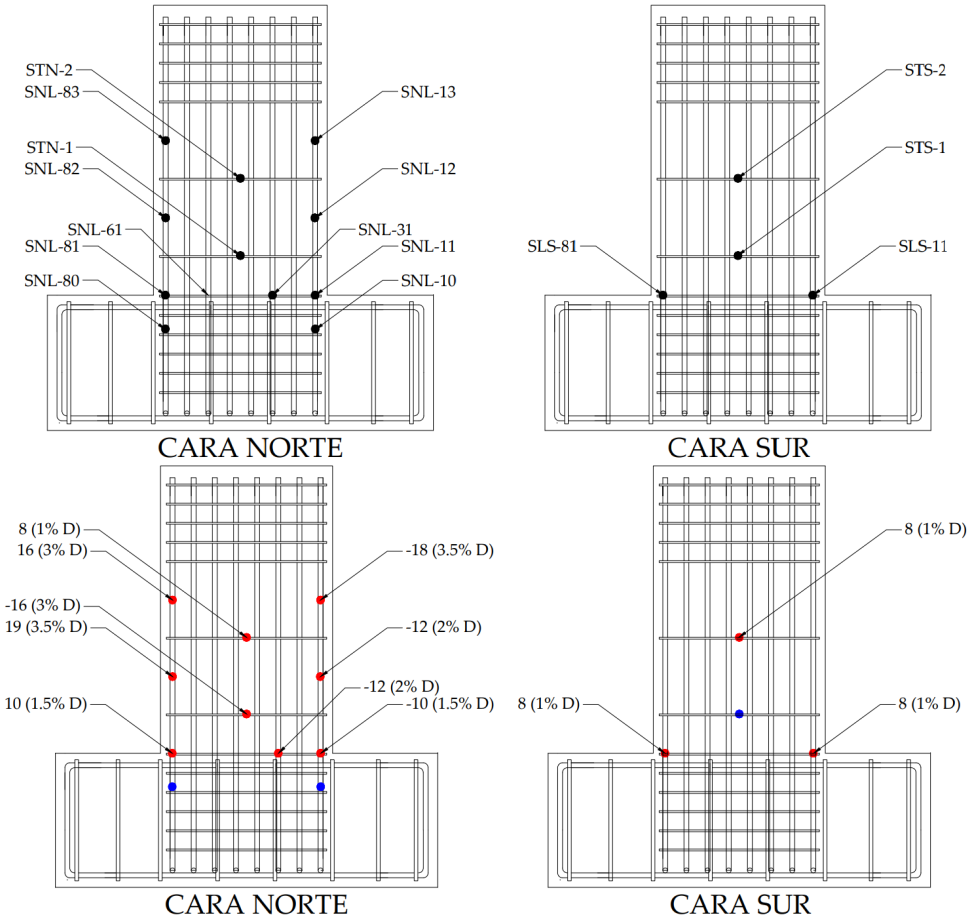
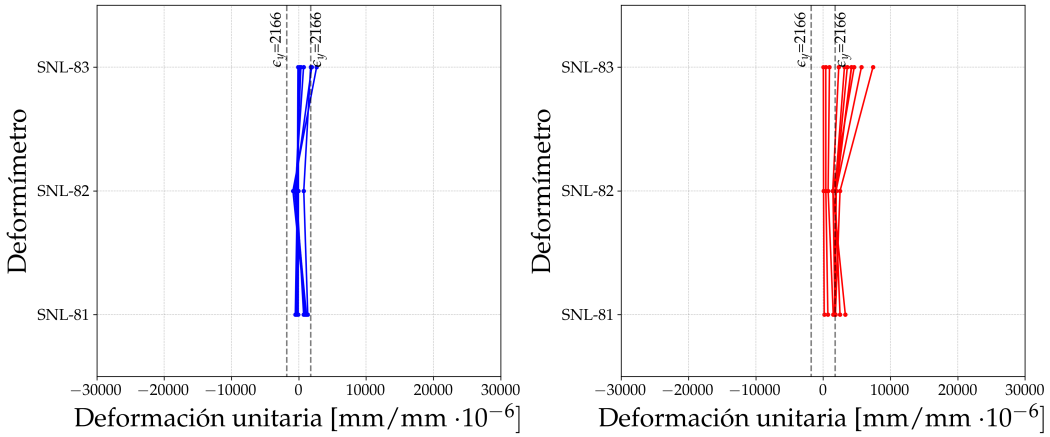
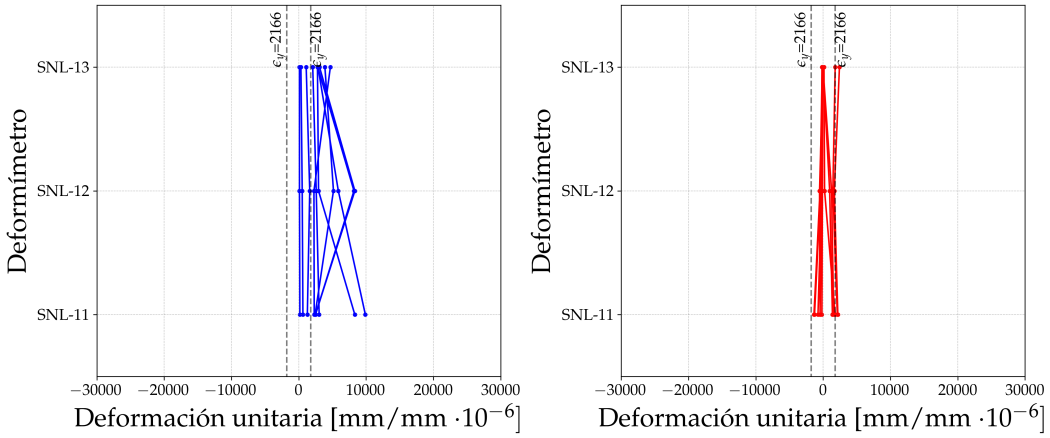


Figura 4.4: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.



(a) SLN-81, SLN-82 y SLN-83, con los ciclos positivos en rojo y los negativos en azul



(b) SLN-11, SLN-12 y SLN13, con los ciclos positivos en rojo y los negativos en azul

Figura 4.5: Distribución de las deformaciones unitarias en las barras longitudinales ubicadas en los extremos.

El espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$, el cual sí presentaba reforzamiento mediante encamisado de acero con 1 perno conector, alcanzó la resistencia máxima en el primer ciclo negativo a una distorsión de 2 %, mientras el concreto se agrietó súbitamente en el primer ciclo positivo a 2.5 % de distorsión, tras la cual se observó una gran degradación de la rigidez y resistencia hasta el primer ciclo positivo a 3.5 %. Por otro lado, la fluencia en las barras de refuerzo longitudinal se identificó que comenzó de manera generalizada durante entre el primer ciclo a 1.5 % de distorsión, tras analizar los deformímetros.

Se concluye entonces que la columna presentó una falla por flexo-cortante, inducida principalmente por la falla de la soldadura en el segundo ciclo positivo a 3.5 % de distorsión, tras caracterizar la fluencia en el refuerzo longitudinal antes del agrietamiento súbito del modelo y la caída en su resistencia. El modelo alcanza la fluencia en el ciclo asociado a una distorsión de 1.5 % y mantiene una resistencia mayor al 80 % de la resistencia máxima hasta el ciclo a 3 % de distorsión.

4.1.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

Para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$, el cortante máximo registrado fue igual a 88.7 t, durante el primer ciclo con 2 % de distorsión aplicada. Tras dicho ciclo, se observa una degradación importante en la rigidez del ciclo de repetición inmediato posterior, particularmente en los lazos positivos, mientras que en los lazos negativos, la degradación en el ciclo de repetición se observa tras el primer ciclo a una distorsión de 2.5 %, donde se registró el agrietamiento súbito en el concreto por fuerza cortante. Posteriormente, la degradación de la rigidez fue paulatina y constante hasta el final de la prueba.

Durante el desarrollo de la prueba, se pudo constatar la formación de grietas inclinadas, específicamente irradiando de los pernos conectores, cuya aparición pareció ser más rápida en comparación con el espécimen anterior. Fue notable la presencia de un agrietamiento significativo y la desprendimiento de bloques de concreto alrededor de los pernos durante el segundo ciclo a una distorsión del 3 %.

En la Figura 4.6 se muestran los datos obtenidos de los deformímetros en el refuerzo interno del espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$, estando en color rojo los deformímetros en los que se pudo definir que el acero alcanzó la fluencia y en azul los que no. En los datos registrados por el deformímetro STS-1, la fluencia del estribo inferior ocurre en el primer ciclo positivo a 2.5 % de distorsión, mientras que en el estribo superior, medido por el deformímetro STN-2, alcanza la fluencia en el primer ciclo a 1 % de distorsión, mientras que el modelo alcanzó su resistencia máxima en el ciclo a 2 % de distorsión. El comportamiento registrado en ambos estribos fue particularmente similar al espécimen anterior, por lo que, de igual manera, se asocia su comportamiento a la diferencia en deformación angular en cada zona y un agrietamiento inclinado concentrado sobre el estribo superior.

En la Figura 4.7 se observa la distribución de deformaciones en las posiciones de las barras de acero longitudinal en los extremos, con una notoria concentración de las deformaciones en la posición intermedia, donde se ubican los deformímetros SLN-82 y SLN-12. Adicionalmente, se identificó la fluencia del refuerzo longitudinal en diversas

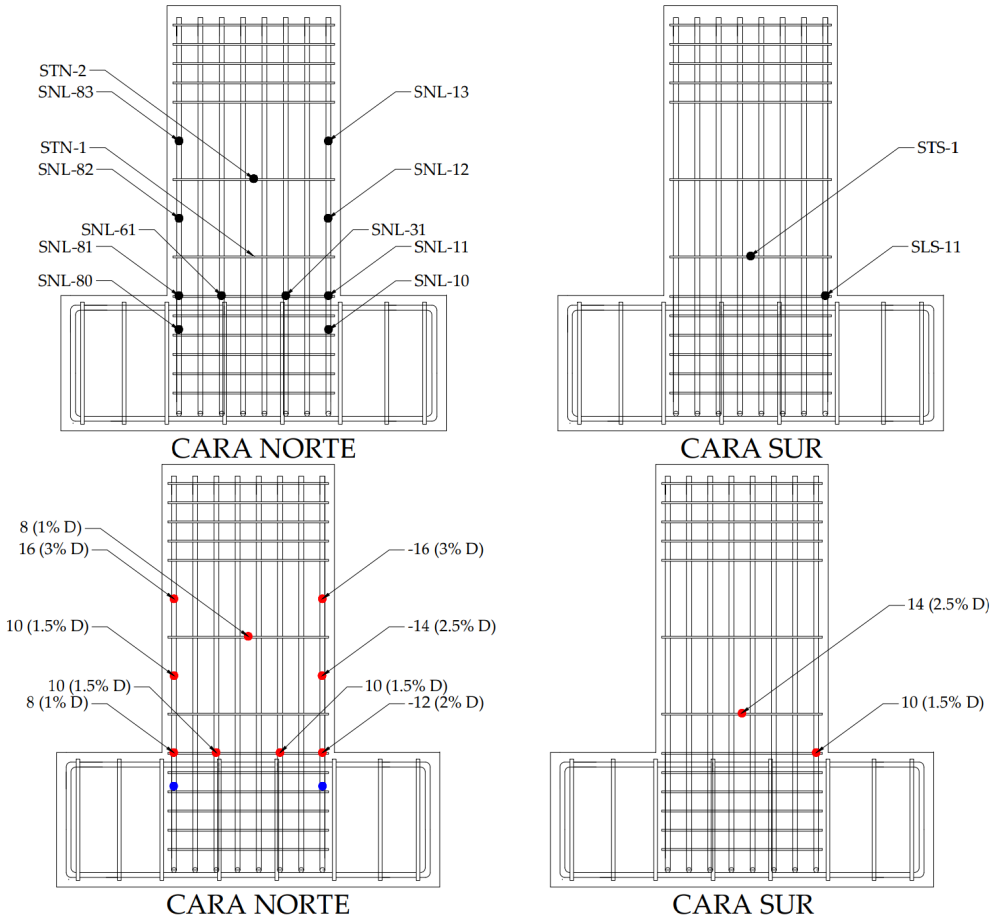
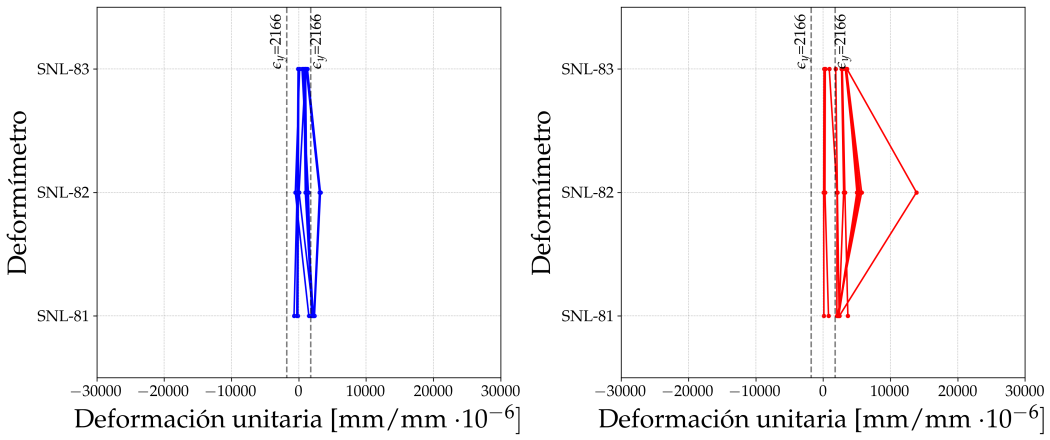
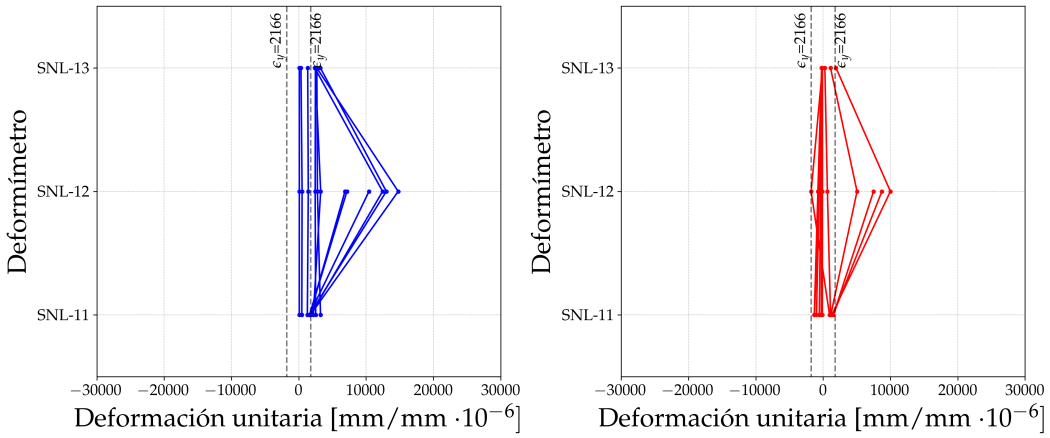


Figura 4.6: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.



(a) SLN-81, SLN-82 y SLN-83, con los ciclos positivos en rojo y los negativos en azul



(b) SLN-11, SLN-12 y SLN13, con los ciclos positivos en rojo y los negativos en azul

Figura 4.7: Distribución de las deformaciones unitarias en las barras longitudinales ubicadas en los extremos.

posiciones en el mismo nivel de distorsión, con los deformímetros SNL-82, SNL-61, SNL-11 y SLS-81 fluyendo en el primer ciclo positivo a 1.5 % de distorsión. Como se observa en la Figura 4.6, los deformímetros dentro de la zapata, SNL-80 y SNL-10, no alcanzaron la fluencia.

El espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$, con reforzamiento mediante encamisado de acero con 2 pernos conectores, alcanzó su máxima resistencia ante carga lateral durante el primer ciclo negativo a 2 % de distorsión, con un agrietamiento súbito durante el ciclo a una distorsión de 2.5 %, momento donde se observó una importante pérdida en la rigidez y resistencia. Se concluyó que la fluencia en las barras de acero se presentó durante el primer ciclo a 1.5 % de distorsión. Se caracteriza entonces el mecanismo de falla observado en el espécimen, siendo una falla por flexo-cortante, pues se alcanzó la fluencia en el refuerzo longitudinal, durante el ciclo a 1.5 % de distorsión, alcanzando la resistencia máxima registrada en el ciclo a 2 % de distorsión y reduciendo su resistencia en menos del 80 % de la máxima después del

ciclo a 2.5 % de distorsión, con un agrietamiento inclinado y pérdida de resistencia continuos.

4.1.4. Comentarios

Tras analizar los mecanismos de falla, se observa que el espécimen O^* presentó la menor resistencia ante cargas laterales y la menor capacidad de deformación, con una pérdida súbita de la resistencia tras alcanzar la resistencia máxima medida, lo cual es consistente con un mecanismo de falla controlado por cortante, y aunque se registró la fluencia en las barras de refuerzo longitudinal en ciclos previos a la perdida de resistencia, se concluye que presentó una falla por cortante.

Los especímenes $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ y $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ presentaron una resistencia ante fuerza cortante superior y similar entre ambos especímenes. Aunque ambos presentaron un mecanismo de falla por flexo-cortante, el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ presentó una degradación de la rigidez y resistencia más abrupta que en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$, tras alcanzar la resistencia máxima. En la Tabla 4.1 se resumen los puntos más importantes del análisis descrito previamente.

Tabla 4.1: Resumen del comportamiento en cada espécimen.

Espécimen	Distorsión durante la fluencia	Distorsión durante la carga máxima registrada	Distorsión degradación mayor a 80 % de la resistencia máxima	Carga máxima registrada [t]
O^*	0.5 %	1 %	1.5 %	71.4
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$	1.5 %	2 %	3.5 %	88.7
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$	1.5 %	2 %	3 %	88.7

4.2. Comportamiento del encamisado de acero

En esta sección se discutirá sobre el comportamiento registrado en el refuerzo de los especímenes $S{-}2{-}1/4{-}h/2{-}A{-}2{-}C{-}1$ y $S{-}2{-}1/4{-}h/2{-}A{-}2{-}C{-}2$, conformado por un encamisado de acero de soleras y ángulos, mediante la instrumentación externa compuesta por deformímetros electrónicos colocados en puntos de interés. Se divide el análisis según el elemento analizado, y se presenta a continuación los resultados obtenidos.

4.2.1. Soleras de acero

Las soleras de acero son los elementos de sección rectangular colocados de manera horizontal y que mantienen unidos los ángulos ubicados en los extremos. Tras analizar el comportamiento que éstas podrían tener en el desarrollo de la prueba, se colocaron deformímetros en los extremos y al centro de las soleras, para medir las deformaciones asociadas a la flexión y a la tensión, respectivamente.

La deformación fue evidente mediante el desprendimiento de la pintura a base de cal, ya que en ambas pruebas se desprendió la pintura en los extremos de la solera central con un patrón de bandas inclinadas, las cuales se extendieron hasta desprenderse en su totalidad, como se observa en las figuras de la descripción de las pruebas. Esto nos indicaría que las deformaciones se concentrarían en un principio en los extremos, para después desarrollarse a lo largo del elemento. A continuación, se analizan los datos obtenidos.

4.2.1.1. Extremos de las soleras

Se observó que el desprendimiento de la pintura a base de cal comenzó en los extremos de las soleras en los primeros ciclos, con un patrón de bandas inclinadas en ambos sentidos, lo cual se asoció a un giro inducido por momentos flexionantes, lo que indica deformación del elemento en doble curvatura, tal y como se ejemplifica en la Figura 4.8 mediante un esquema comparado con una foto real de la prueba del espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

En el análisis de los deformímetros, el cual se muestra a continuación, se observa que la deformación en los extremos indica deformaciones en flexión en los extremos para los primeros ciclos, caracterizado por estar alternado en signos para la posición superior e inferior, similar a la distribución lineal de deformaciones. Para ciclos posteriores, las deformaciones incrementaron sustancialmente y, en muchas ocasiones, los deformímetros ubicados en la parte superior e inferior tendieron al mismo sentido. Esto podría indicar que en los primeros ciclos, los deformímetros registraban compresión y tensión caracterizado por los datos con signos alternados en la parte superior e inferior, hasta que la tensión en la solera provocó el aumento de las deformaciones en un único sentido. El comportamiento registrado fue muy similar en ambos especímenes analizados.

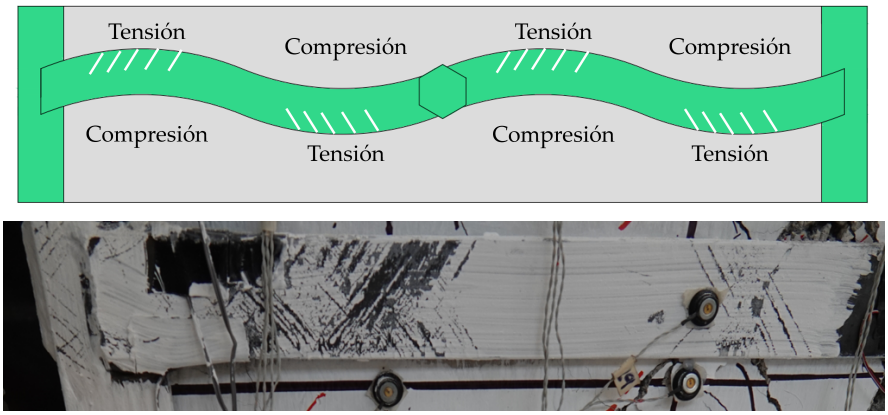


Figura 4.8: Esquema de la flexión en doble curvatura, en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

En la Figura 4.9 se presenta de manera esquemática los registros de los deformímetros en los extremos de las soleras, indicando si se concluyó que registraron la fluencia en la posición donde fueron colocados y el nivel de distorsión en el cual inicia.

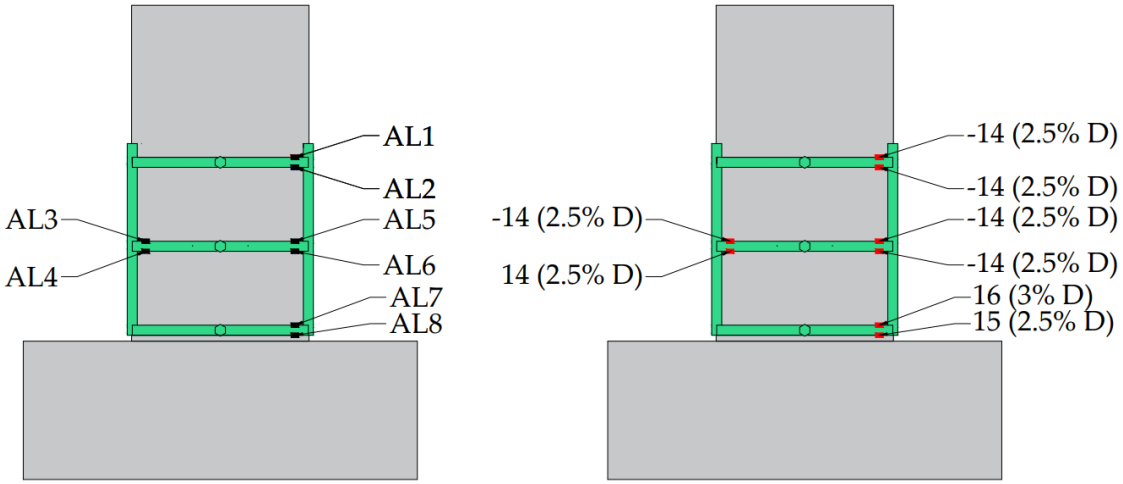


Figura 4.9: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.

Es importante señalar que los deformímetros registraron la fluencia después de alcanzar la resistencia máxima (en 2 % D) y antes de una degradación mayor al 80 % de la carga máxima (en 3.5 % D). La deformación en doble curvatura argumentada por el desprendimiento de la pintura a base de cal indica que los extremos de la solera estarían sometidos a la acción conjunta de esfuerzos por flexión y tensión.

Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

Se presenta de manera esquemática la secuencia de fluencia registrada por los deformímetros en los extremos de las soleras en la Figura 4.10. Se concluyó en la mayor parte de los deformímetros que la fluencia sucede en el primer ciclo a 2.5 % de distorsión. De manera análoga al espécimen anterior, la fluencia en los extremos ocurre después de la resistencia máxima registrada (a 2 % D) y antes de la caída de la resistencia hasta ser menor que el 80 % de la resistencia máxima (a 3 % D).

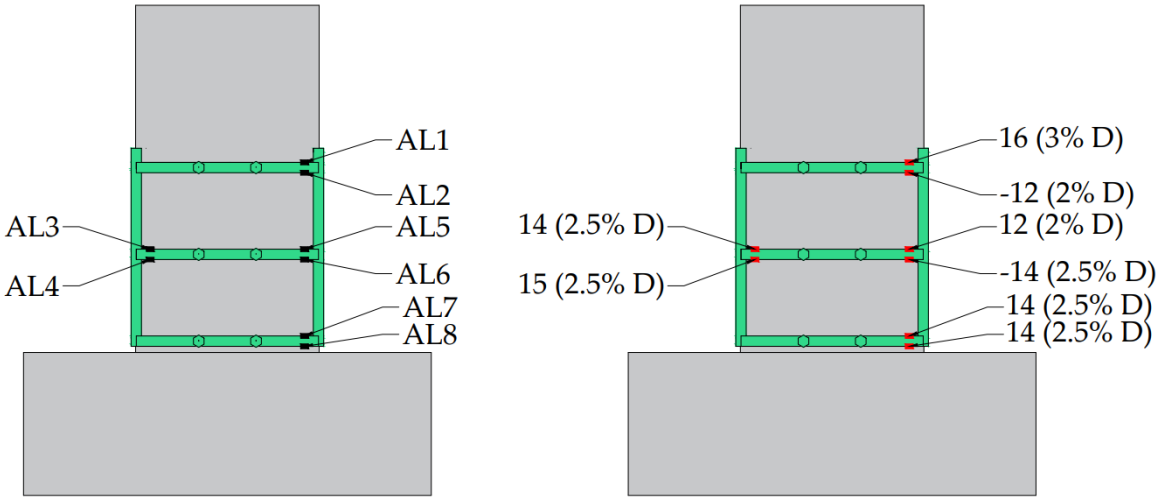


Figura 4.10: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.

4.2.1.2. Centro de las soleras

La instrumentación ubicada en el centro de las soleras, cercanas a la posición de los pernos conectores, tenían el objetivo de registrar la tensión inducida en estos elementos. De esta manera se analizaron los mecanismos que intervinieron en la respuesta de la columna y la resistencia máxima alcanzada. Conociendo el comportamiento de la solera es posible proponer pautas para el diseño de estos elementos. Se presentan los resultados obtenidos en cada espécimen y conclusiones sobre lo observado.

Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

En la Figura 4.11 se presenta, en un esquema con la posición de cada deformímetro, la secuencia de fluencia registrada en cada posición tras su análisis.

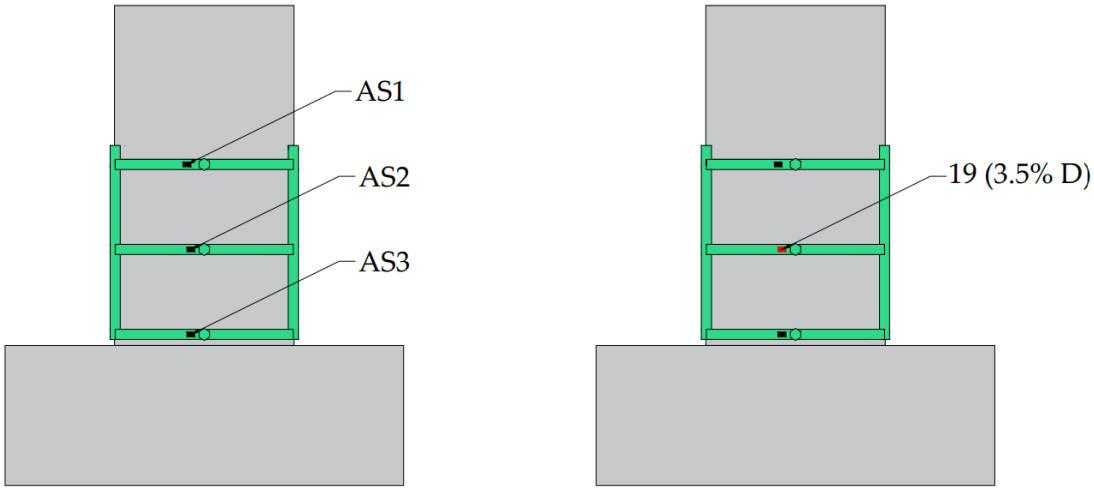


Figura 4.11: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.

Se determinó que la fluencia únicamente ocurre en la solera intermedia, durante el ciclo asociado a 3.5 % de distorsión, lo cual coincide con la caída de más del 80 % de la resistencia máxima.

Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

En la Figura 4.12 se presenta la posición de cada deformímetro y el momento en el que se determinó que se registró la fluencia en el elemento. El comportamiento registrado fue similar al espécimen anterior, con la solera intermedia siendo la única en alcanzar la fluencia, posteriormente a que se registrara la resistencia máxima del espécimen y al momento en que se registra la caída a menos del 80 % de la resistencia máxima.

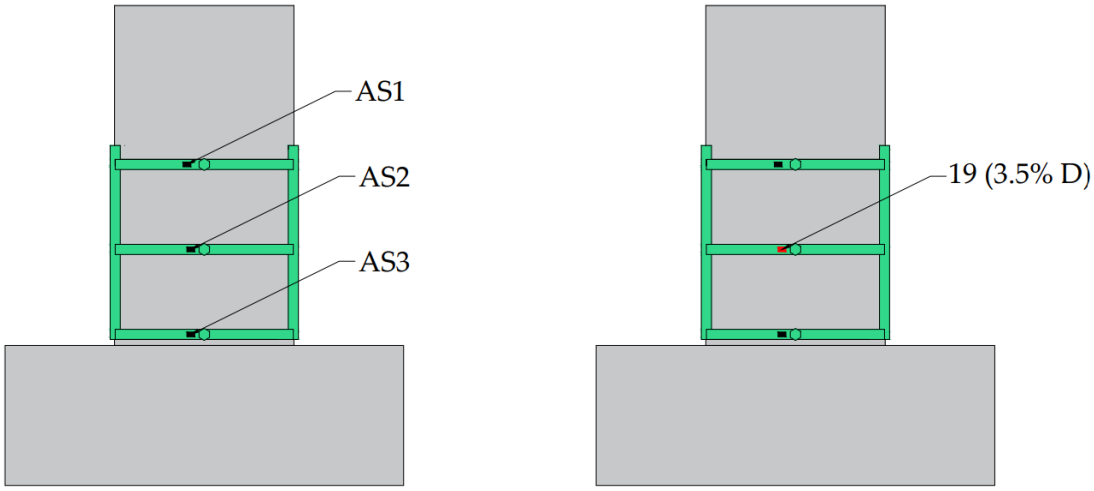


Figura 4.12: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.

Comentarios

En la Tabla 4.2 se resumen las deformaciones registradas en el momento en el que se registró la resistencia máxima de cada espécimen, y se calcula un porcentaje de la deformación promedio contra la deformación de fluencia. Los registros muestran que en ninguno de los especímenes se alcanza la deformación de fluencia en el semiciclo asociado a la carga máxima, y se argumenta que aún se encontraban en el rango elástico al registrar la resistencia máxima. En las Figuras 4.13 y 4.14, se presenta, de manera esquemática, la deformación unitaria registrada en cada posición de las soleras por los deformímetros, durante la resistencia máxima registrada.

La fluencia de la solera intermedia coincide con el adelgazamiento de la sección alrededor de los pernos observado y discutido en el Desarrollo de las pruebas experimentales (Sección 3.1), el cual se registró únicamente en la solera intermedia. El adelgazamiento se asocia a la tensión, registrada en el centro de las soleras por las deformaciones unitarias a lo largo del eje longitudinal y producida por la transmisión de la fuerza cortante al encamisado y el confinamiento del concreto al agrietarse y expandirse, al rededor de los agujeros para los pernos al ser una sección crítica con menor área neta a tensión.

Tabla 4.2: Deformaciones unitarias máximas registradas en el centro de las solera, al alcanzar la resistencia máxima del espécimen.

Espécimen	AS1	AS2	AS3	AS4	AS5	AS6	Deformación unitaria promedio entre ϵ_y[%]
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$	1110	1242	379	–	–	–	51.1 %
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$	630	1279	162	808	925	388	39.3 %

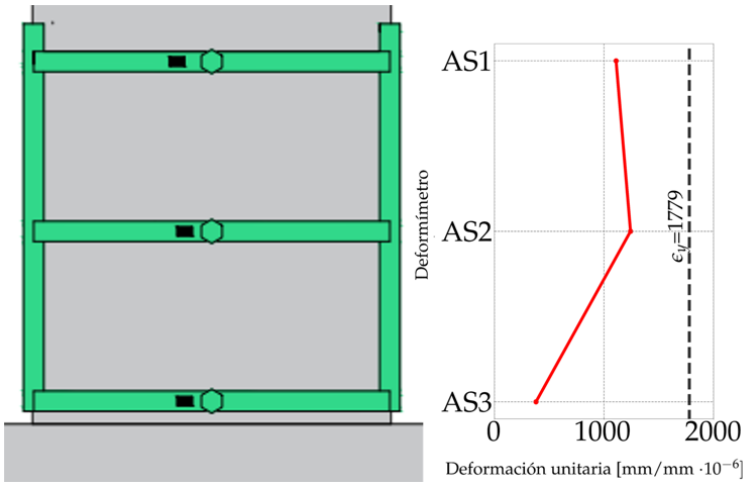


Figura 4.13: Esquema de la deformación unitaria en las posiciones de las soleras, durante la resistencia máxima, en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

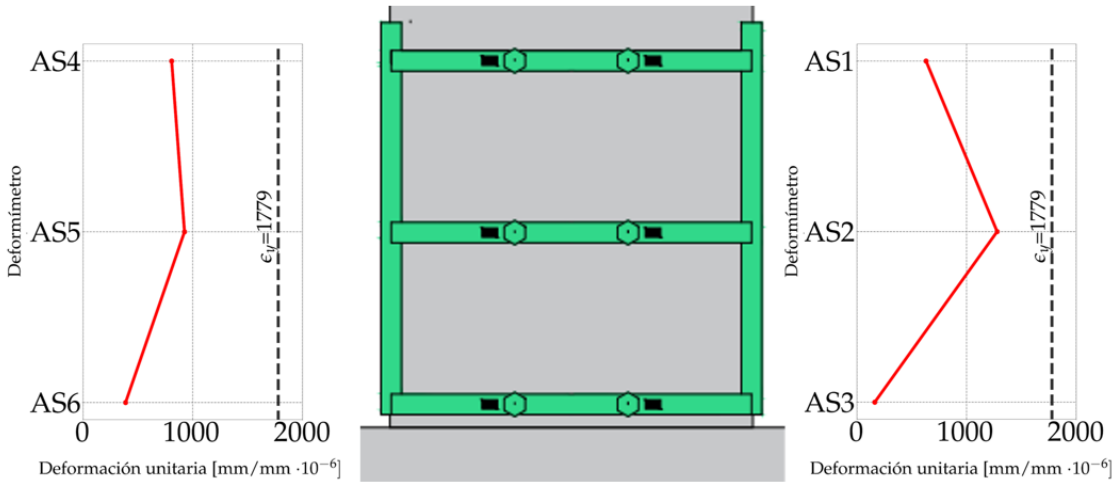
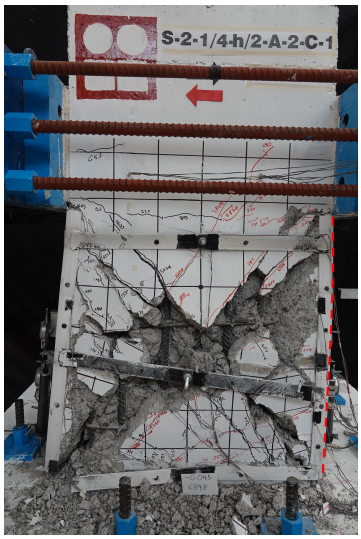


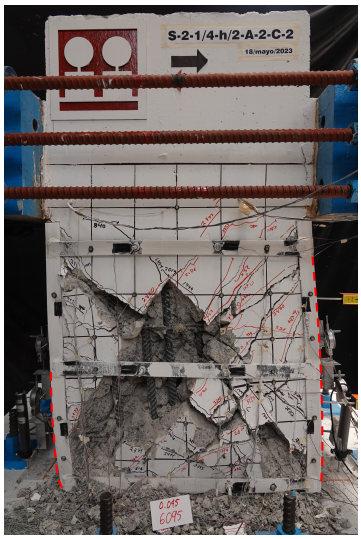
Figura 4.14: Esquema de la deformación unitaria en las posiciones de las soleras, durante la resistencia máxima, en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

4.2.2. Ángulos de acero

Los ángulos de acero se colocaron en las esquinas de las columnas, con el objetivo de confinar el elemento y permitir que el refuerzo trabaje de manera conjunta con la sección de concreto. En ambos especímenes se observó el desprendimiento de la pintura a base de cal en las alas de los ángulos a lo largo de su claro, y se apreció la deformación de éstos fuera del plano de contacto con la columna, como se observa en la Figura 4.15. Esto nos indica que los ángulos confinaban el concreto, y su deformación se pudo deber a la expansión del concreto en las regiones no confinadas por las soleras de acero.



(a) Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$



(b) Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

Figura 4.15: Deformación observada en los ángulos de acero, producto de la expansión del concreto.

Analizando los datos de los deformímetros, se observa que las deformaciones unitarias alcanzaron la fluencia en puntos similares para ambos especímenes. Las mayores deformaciones unitarias se registraron en las posiciones más cercanas a la base de la columna, lo cual coincide con la distribución de deformaciones esperadas dadas las condiciones de aplicación de carga y empotramiento. Aunque se alcanzó la deformación asociada a la fluencia en ciclos similares entre ambos especímenes, se destaca que éste fue cercano a la resistencia máxima para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$, mientras que en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ ocurrió después de alcanzar la resistencia máxima y tras una degradación a una resistencia menor al 80 % de ésta. También se observa en los registros que se alcanzaron niveles de deformación mayores en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$. Esto nos permite afirmar que, en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$, los ángulos de acero lograron un mayor confinamiento de la sección de concreto.

Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

A continuación, en la Figura 4.16 se presenta la secuencia de fluencia de los deformímetros ubicados en los ángulos de acero. L fluencia se registró desde distorsiones de 2.5 % a 3.5 %, lo cual coincide con la distorsión del espécimen al aplicar niveles de distorsión elevados.

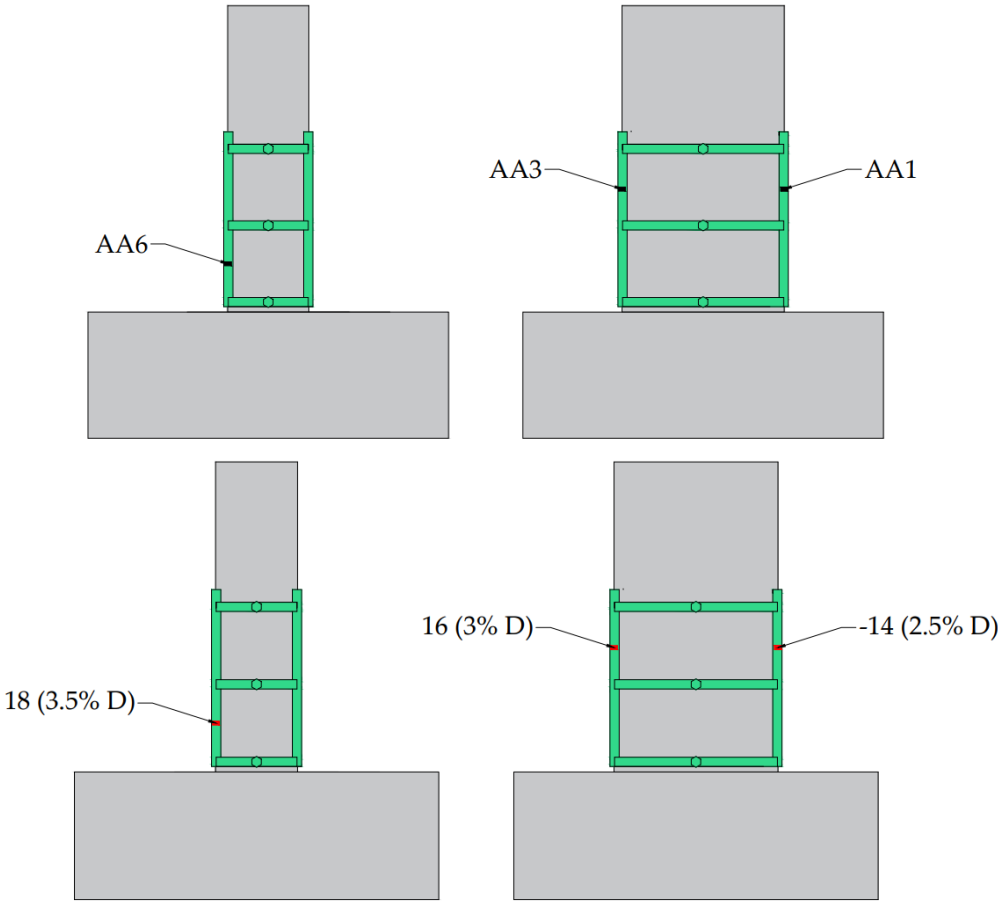


Figura 4.16: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.

Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

A continuación, en la Figura 4.16 se presenta la secuencia de fluencia de los deformímetros ubicados en los ángulos de acero. L fluencia se registró desde distorsiones de 2.5 % a 3.5 %, lo cual coincide con la distorsión del espécimen al aplicar niveles de distorsión elevados.

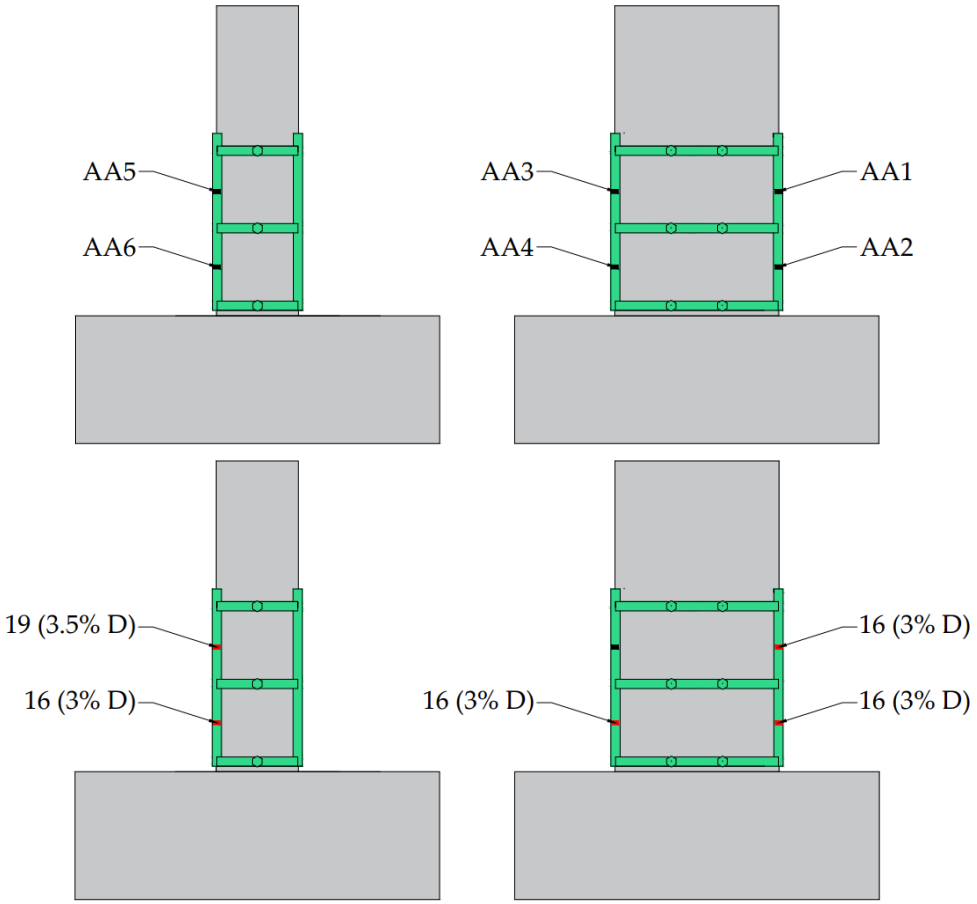


Figura 4.17: Semiciclo y nivel de distorsión en el que se determinó que el deformímetro registró la fluencia en la posición colocada.

4.3. Envolvente de respuesta

Tras analizar los datos de los ensayes de cada espécimen, se procedió a realizar la envolvente de la curva carga lateral contra distorsión. Para ello, se tomaron los datos máximos registrados para cada primer ciclo de carga, con lo cual se elaboró el "esqueleto" del diagrama. No se consideraron los ciclos de repetición de carga con el fin de mantener la claridad en el diagrama elaborado, y tomando en cuenta que la degradación generada en esos picos tras alcanzar un comportamiento no lineal se observarían en el ciclo posterior inmediato.

En la Figura 4.18 se presenta la envolvente generada para cada espécimen, con el fin de comparar el comportamiento registrado.

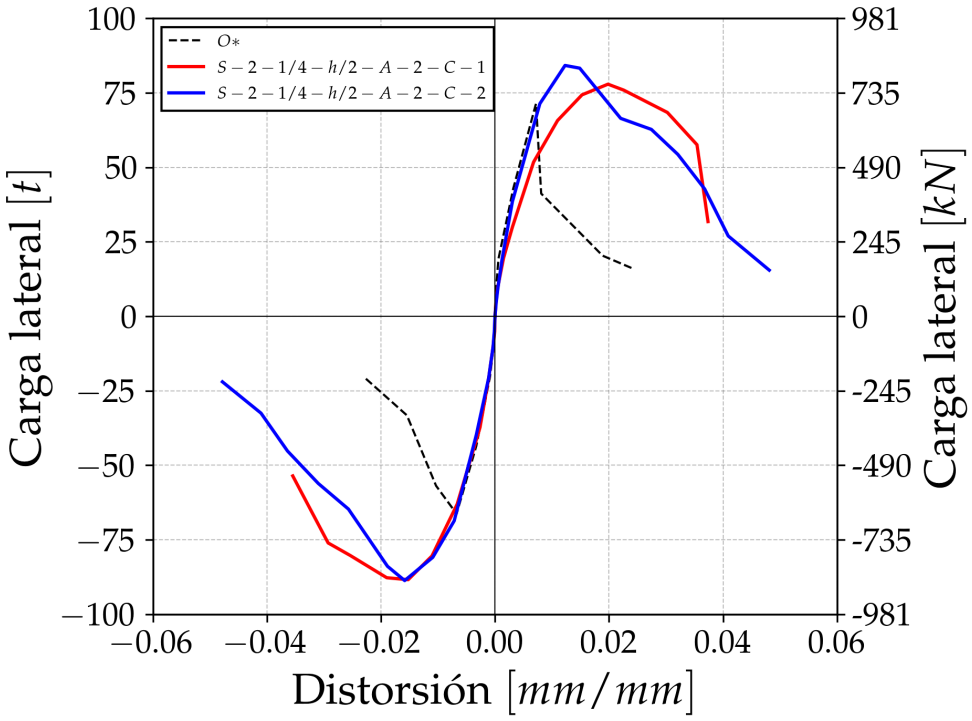


Figura 4.18: Envolvente del diagrama carga lateral contra distorsión de los especímenes.

Se observa que en los ciclos positivos, el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ muestra una menor rigidez que los demás especímenes, lo cual no se aprecia en los ciclos negativos, donde la rigidez es muy similar entre los tres especímenes. Esto se asocia al error constructivo mencionado en la descripción de la prueba, donde el centroide de la columna no estaba alineada con el centroide de la zapata, lo cual pudo modificar la eficiencia del marco de carga para transmitir a la columna las fuerzas en la dirección en la que se midieron los desplazamientos, induciendo también mecanismos de torsión. Adicionalmente, dicho error constructivo desplazó el acero de refuerzo longitudinal de su posición original dentro de la zapata, lo cual también pudo influir en su rigidez, al ahora disminuir el brazo de palanca en un sentido.

De igual manera, se aprecia la diferencia en el comportamiento entre el espécimen no reforzado con los especímenes con encamisado de acero, los cuales presentan una mayor capacidad de deformación y de resistencia ante carga lateral, mientras que el espécimen O^* muestra una caída súbita de la resistencia. Los especímenes reforzados alcanzaron una resistencia máxima similar, siendo aproximadamente 24.3 % mayor que la alcanzada por el espécimen de control. Sin embargo se aprecia que el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ presentó una capacidad de deformación sensiblemente mayor en relación al espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

Finalmente, se concluye que el refuerzo con encamisado metálico con entramado de elementos de acero fue capaz de cambiar el mecanismo de falla de la columna original, incrementando su resistencia y capacidad de deformación.

4.4. Degradación de la rigidez

A partir de la envolvente de respuesta de los especímenes, se generó un diagrama que muestra la evolución de la rigidez promedio en cada ciclo. Este diagrama permite apreciar la degradación de la rigidez, que es resultado del agrietamiento y las fallas en los componentes del elemento. Para obtener la rigidez de cada ciclo, se empleó la Ecuación 4.1, la cual obtiene una rigidez promedio a partir de los valores registrados en cada ciclo en ambos sentidos de aplicación de la carga.

$$K = \frac{P^+ + |P^-|}{\delta^+_{DHL-3} + \left|\delta^-_{DHL-3}\right|} \tag{4.1}$$

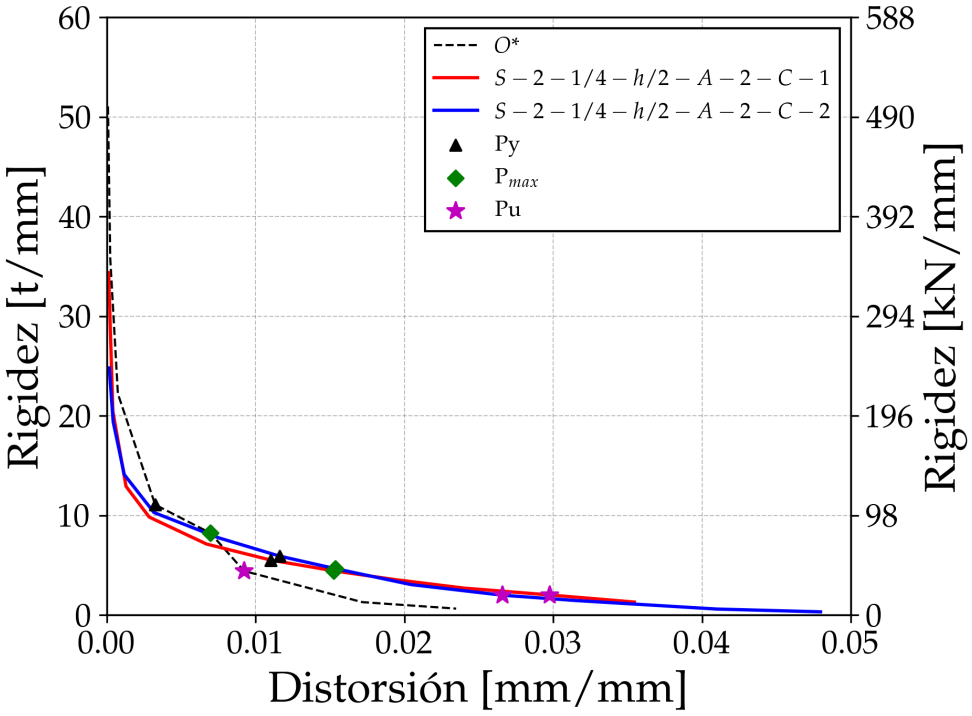


Figura 4.19: Degradación de la rigidez contra distorsión en cada ciclo, en los especímenes ensayados.

En la Figura 4.19 se observa la degradación de la rigidez de los especímenes. Se observa que la rigidez inicial varía mucho entre los tres especímenes ensayados, y que los especímenes reforzados presentan una mayor degradación para una distorsión menor a 0.5 %. Este comportamiento puede estar relacionado a que, para los ciclos de Control por Carga, el desplazamiento registrado fue tal que la resolución de la instrumentación permitía mucha variación en los resultados obtenidos, además de que la colocación de los instrumentos pudo influenciar en la medición, al contar con imperceptibles diferencias en el ángulo y posición del instrumento en cada prueba.

Por ello, en la Figura 4.20 se presenta un diagrama de la degradación de la rigidez en escala logarítmica y partiendo a partir de los ciclos en Control por Desplazamientos, donde se puede apreciar la súbita caída en rigidez del espécimen O^* entre distorsiones de 0.5 % y 1 %. El espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ presenta una menor rigidez que el espécimen reforzado de comparación, lo cual se puede asociar a la menor rigidez observada en los ciclos positivos, ya que aproximadamente a partir de la distorsión del 2 %, la rigidez del espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ es menor.

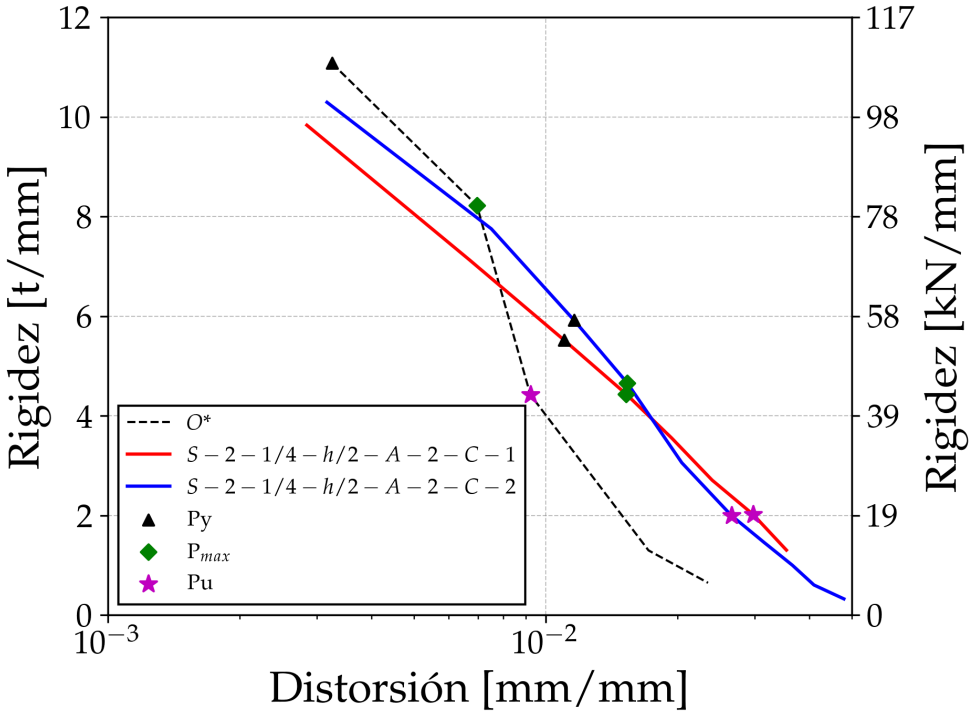
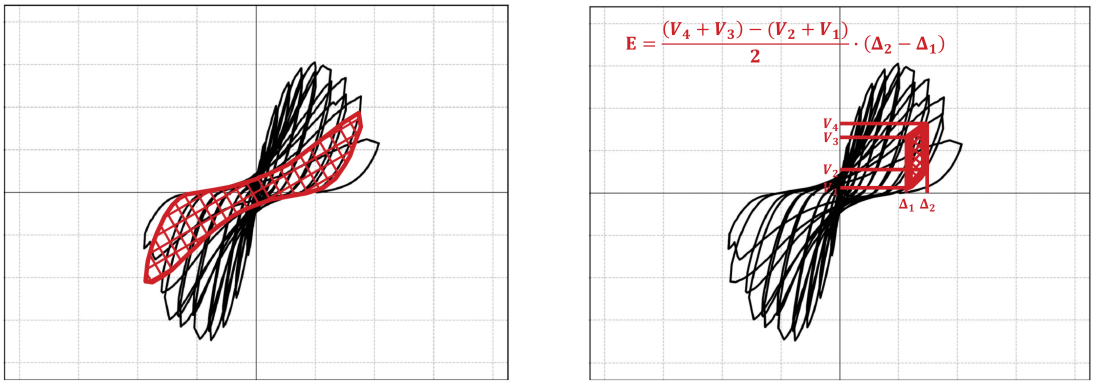


Figura 4.20: Degradación de la rigidez contra distorsión en cada ciclo para Control por Desplazamiento, en escala logarítmica, en los especímenes ensayados.

4.5. Disipación de la energía

La energía disipada por cada espécimen se obtuvo a partir de la curva histerética, definida como el área definida por los lazos de cada ciclo de carga. Esto se basa en la interpretación gráfica de la energía de deformación (Aguilar, 1997). Esta disipación se asocia al agrietamiento en el concreto y deformación del acero de refuerzo, ya que la fricción generada por la fibras de los elementos o entre las grietas generadas, así como el desplazamiento de los componentes, disipan la energía en cada ciclo registrado. En la Figura 4.21a se muestra la interpretación de la energía disipada en cada ciclo, a partir de la curva histerética. Entonces, se obtuvo la energía disipada en cada ciclo con la Ecuación 4.2, cuya justificación se presenta gráficamente en la Figura 4.21b.

$$E = \frac{(V_4 + V_3) - (V_2 + V_1)}{2} \cdot (\Delta_1 - \Delta_2) \tag{4.2}$$



(a) Disipación de la energía en una curva histerética

(b) Cálculo de la energía disipada en cada ciclo de carga

Figura 4.21: Disipación de la energía en un ciclo histerético y su obtención con base en los datos registrados.

Se realizó la sumatoria de la energía disipada en cada ciclo para obtener la evolución de la disipación según el ciclo de aplicación de carga, así como obtener la energía total disipada por los especímenes. El resultado se presenta en la Figura 4.22.

Se observa que los especímenes con refuerzo disiparon mayor energía en total, dado que presentaron una mayor capacidad de deformación. Para el ciclo a 1 % de distorsión, se observa que el espécimen de control O^* disipa más energía, lo que se asocia a que para dicho ciclo se registró un agrietamiento importante en la columna de dicho espécimen. El espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ disipa más energía en el segundo ciclo a 2.5 %, cercano al ciclo 14 correspondiente a la primera aplicación de 2.5 % de distorsión, donde se registró un agrietamiento importante durante la prueba de dicho espécimen. Finalmente, la energía disipada por el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ es superior al espécimen con 2 pernos cerca del primer ciclo a 4 % de distorsión, y se señala que, entre los ciclos 18 y 19 con una distorsión de 3.5 %, el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ presentó un agrietamiento importante, según

lo observado en el desarrollo de la prueba. Se concluye que los especímenes con refuerzo disiparon más energía total que el espécimen de control, y que los incrementos en disipación concuerdan con el ciclo en el cual se presentó un agrietamiento generalizado en cada espécimen. Se nota también que el modelo $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ disipó energía sin presentar un agrietamiento equiparable a los otros dos especímenes, hasta el ciclo 19 a 3.5 % de distorsión, momento en el cual se presenta la primera falla en la soldadura, lo que conllevó a un agrietamiento significativo en la columna. Esto se observa en el gráfico, incrementando la disipación hasta superar la presentada por el otro espécimen reforzado para el mismo nivel de distorsión.

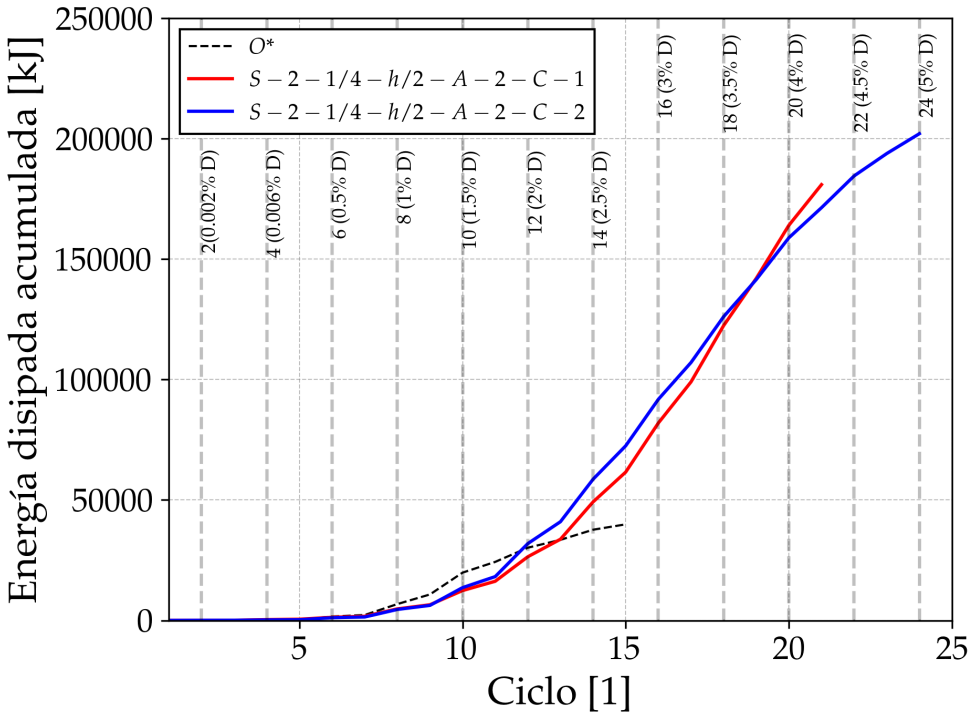


Figura 4.22: Energía disipada acumulada para cada ciclo, en los especímenes ensayados.

4.6. Resistencia ante fuerza cortante analítica

En esta sección se compararán la resistencia de cada espécimen obtenida de manera experimental, contra la resistencia que indica la normativa analizada en la Sección 2.1. Posteriormente, se presentarán propuestas para obtener la resistencia de manera analítica con ecuaciones que tomen en cuenta la configuración del refuerzo y en congruencia con el comportamiento registrado. El error entre la resistencia esperada y la máxima medida para todas las ecuaciones presentadas a continuación se obtuvo con la Ecuación 4.3.

$$\epsilon_{\%} = \frac{|V_{medido} - V_{esperado}|}{V_{medido}} \cdot 100\,\% \tag{4.3}$$

Se emplean los valores de resistencia máxima obtenidos de las pruebas (V_{medido}) y los valores de resistencia esperados obtenidos de las ecuaciones presentes en las normas ($V_{esperado}$). Con dicha ecuación se evalúa la sustracción entre los valores medidos y esperados en función del valor medido, siendo éste el valor al cual los modelos planteados en las normas deben representar.

4.6.1. Normativa actual

Se presentan las envolventes de los especímenes, junto con la resistencia esperada obtenida mediante las normas vigentes al momento de redactar el presente documento, NTC-Concreto 2017, ACI 318-19 y ACI 369-22. Al conocerse los valores nominales de las propiedades de los materiales mediante pruebas experimentales, no se emplearon factores de reducción. La resistencia se obtuvo en la Sección 2.1, y se presentan los resultados de las ecuaciones proporcionadas por cada norma, los cuales se espera sean cercanos al comportamiento real de los especímenes. En la Figura 4.23 se observa que, con la ecuación proporcionada por el ACI 369-22, se obtienen valores cercanos a la resistencia real ante cargas laterales del espécimen sin refuerzo (Espécimen O^*).

Posteriormente, en la Tabla 4.3 se presenta una comparación entre la resistencia obtenida con la normativa y la resistencia máxima registrada para cada uno de los especímenes, obteniendo el error porcentual con respecto al valor obtenido de las pruebas.

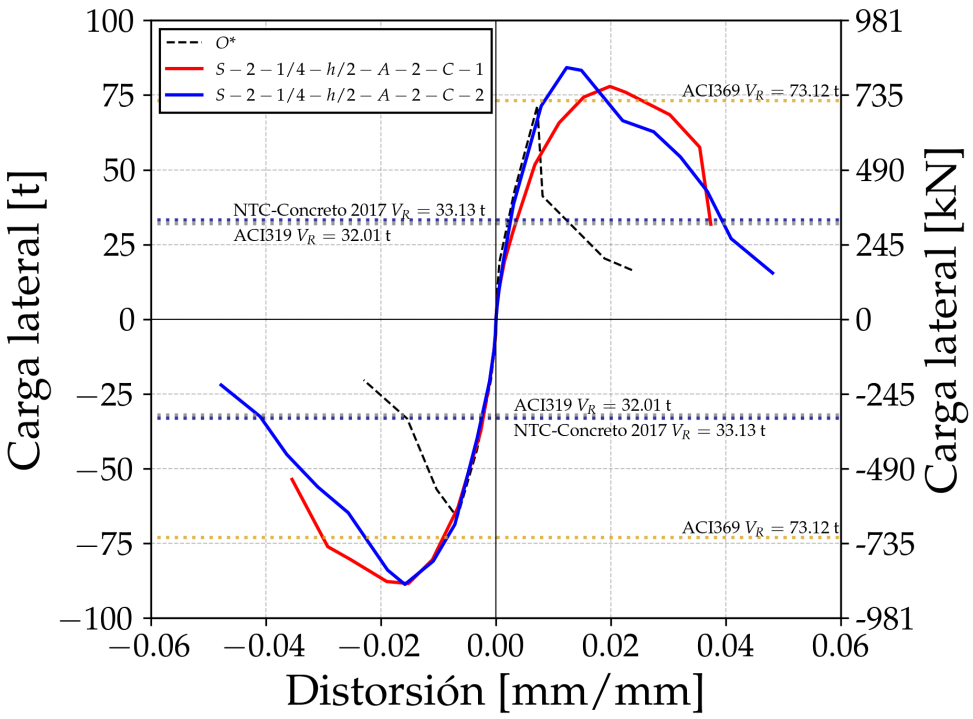


Figura 4.23: Resistencia a cortante obtenida analíticamente con la normativa contra las envolventes de respuesta de los especímenes.

Tabla 4.3: Comparación entre los valores obtenidos analíticamente y los máximos registrados.

Espécimen	Resistencia máxima medida [t]	Error porcentual NTC-Concreto 2017 [%]	Error porcentual ACI 318-19 [%]	Error porcentual ACI 369-22 [%]
O^*	71.35	53.6	55.1	2.5
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$	88.69	62.6	63.9	17.6
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$	88.73	62.7	63.9	17.6

4.6.2. Ecuación propuesta 1: Aportación de las soleras de acero

Para obtener la resistencia ante carga lateral de una columna con reforzamiento de encamisado metálico compuesto por ángulos y soleras de acero, se propone una ecuación que considere el efecto del confinamiento de las soleras de acero como estribos. Para ello, se empleó la ecuación del ACI 369-22 para la resistencia a fuerza cortante de columnas controladas por corte ((ACI, 2022)), la cual representa de mejor manera el comportamiento de la columna sin refuerzo, y se añadió la aportación de las soleras, empleando una ecuación similar a la empleada para obtener la aportación de los estribos de acero de refuerzo transversal a la resistencia a fuerza cortante, la cual se presenta en la Ecuación 4.4.

$$V_{\text{col}} = \alpha \cdot \left(\frac{A_{vs} \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \right) + \lambda_c \cdot \left(\frac{6 \cdot \sqrt{f'c}}{M_u/(V_u \cdot d)} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_U}{6 \cdot A_g \cdot \sqrt{f'c}}} \cdot 0.8 \cdot A_g \right) + \frac{A_{vSolera} \cdot 0.4 \cdot f_{ytSolera} \cdot d}{s_{Solera}} \quad (4.4)$$

Se propuso emplear un factor de reducción aplicado al esfuerzo de fluencia, para representar el comportamiento registrado en las soleras, donde la deformación fue, en promedio, aproximadamente 40 % de la deformación de fluencia al momento de alcanzar la resistencia máxima. Asumiendo que el acero presenta un comportamiento elástico lineal, se toma el valor de 40 % como factor del esfuerzo de fluencia, con el cual además se obtienen valores cercanos a los obtenidos experimentalmente. En la Figura 4.24 se presentan las envolventes junto con las ecuaciones mencionadas previamente, así como la resistencia esperada obtenida mediante la ecuación propuesta. Se observa que la resistencia obtenida analíticamente con la ecuación propuesta alcanza valores cercanos a los registrados.

En la Tabla 4.4 se presenta una comparación entre la resistencia obtenida con la Ecuación propuesta 1 y la resistencia máxima registrada para cada uno de los especímenes, obteniendo el error porcentual con respecto al valor obtenido de las pruebas.

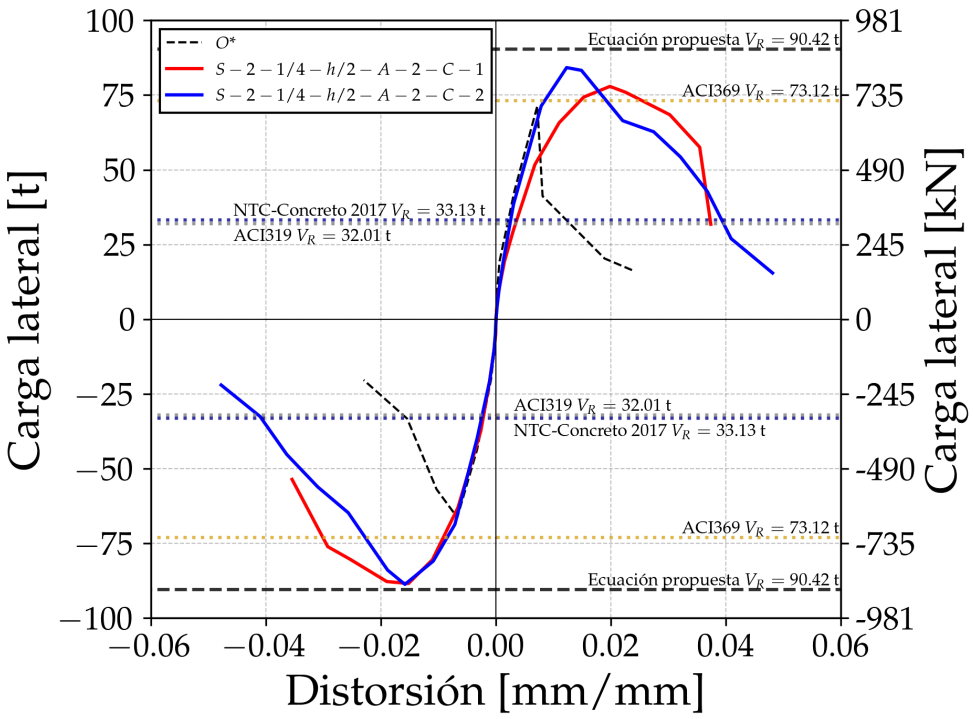


Figura 4.24: Resistencia a cortante obtenida analíticamente con la propuesta de aportación de las soleras de acero contra las envolventes de respuesta de los especímenes.

Tabla 4.4: Comparación entre los valores obtenidos con la Ecuación propuesta 1 y los máximos registrados.

Espécimen	Resistencia máxima medida [t]	Resistencia esperada empleando la Ecuación propuesta 1 [t]	Error porcentual Ecuación propuesta 1 [%]
O^*	71.35	73.12	2.5
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$	88.69	90.42	2.0
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$	88.73	90.42	1.9

4.6.3. Ecuación propuesta 2: Aportación de los ángulos de acero al confinamiento

Alternativamente a la ecuación propuesta en la sección anterior, se propone una ecuación que tome en cuenta el aporte de los ángulos al confinamiento de la sección de concreto. Se argumenta el uso de este planteamiento con el comportamiento observado en los elementos de acero que componían el encamisado, los cuales presentan deformaciones asociadas a la expansión del concreto tanto en los ángulos como en las soleras. Se considera de igual manera la ecuación propuesta por el ACI 369-22, la cual se presenta en la Ecuación 2.12, y se considera un factor en el concreto en función de la relación entre el tamaño del ángulo que confina a la sección y la dimensión más grande de la sección transversal.

El factor, que incrementa únicamente la aportación del concreto, se obtuvo aproximando linealmente la resistencia de todos los especímenes del programa experimental del cual se tomaron los especímenes analizados en este documento. Se observó proporcionalidad entre la resistencia alcanzada y el tamaño de los ángulos de acero en el encamisado, obteniendo un factor igual a $\frac{10}{3}$ con el cual se aproxima de manera conservadora la resistencia ante cortante. En la Figura 4.25 se muestra la aproximación considerada con todos los especímenes ensayados en el programa experimental completo.

$$V_{\text{col}} = \alpha \cdot \left(\frac{A_{vs} \cdot f_{yt} \cdot d}{s}\right) + \lambda_c \cdot \left(1 + \frac{10}{3} \cdot \frac{a_{ang}}{h}\right) \left(\frac{6 \cdot \sqrt{f'c}}{M_u/(V_u \cdot d)} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_U}{6 \cdot A_g \cdot \sqrt{f'c}}} \cdot 0.8 \cdot A_g\right) \tag{4.5}$$

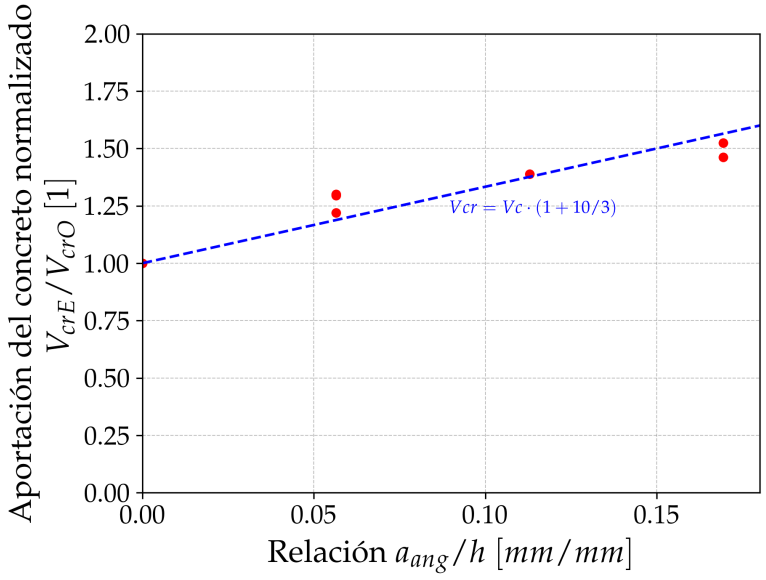


Figura 4.25: Relación entre la carga máxima y la relación del tamaño del ángulo y la mayor dimensión de la columna para todos los resultados del programa experimental total (Alcocer et al., 2023).

En la Ecuación 4.5, se propone un aumento en la capacidad de la sección de concreto debido al confinamiento que proporciona el ángulo de acero. En la Figura 4.26 se presentan las envolventes junto con las resistencias esperados obtenidas con las ecuaciones mencionadas previamente, así como la ecuación propuesta.

Finalmente, en la Tabla 4.5 se presenta una comparación entre la resistencia obtenida con la Ecuación propuesta 2 y la resistencia máxima registrada para cada uno de los especímenes, obteniendo el error porcentual con respecto al valor obtenido de las pruebas.

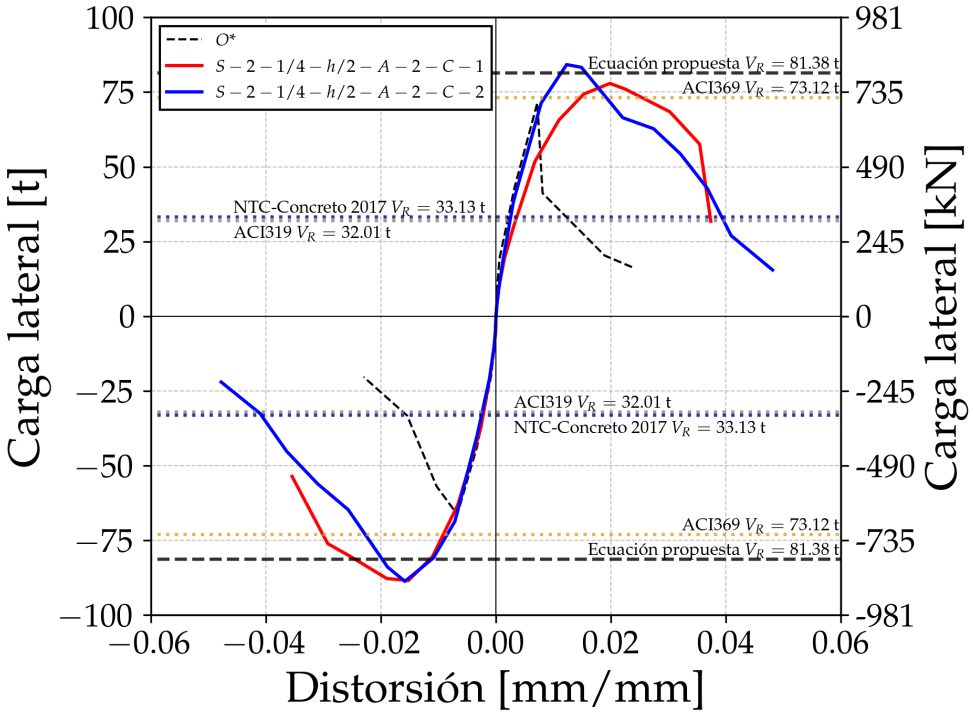


Figura 4.26: Resistencia a cortante obtenida analíticamente con la propuesta de aportación de los ángulos al confinamiento contra las envolventes de respuesta de los especímenes.

Tabla 4.5: Comparación entre los valores obtenidos con la Ecuación propuesta 2 y los máximos registrados.

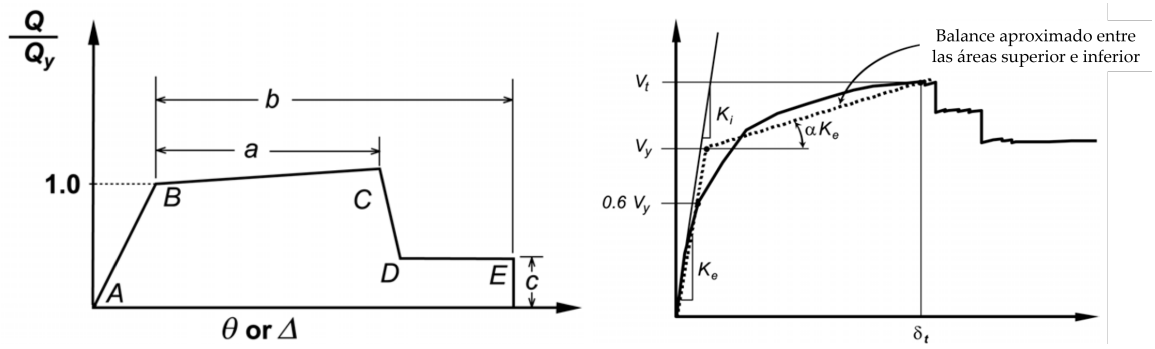
Espécimen	Resistencia máxima medida [t]	Error porcentual Ecuación propuesta 2 [%]	Error porcentual Ecuación propuesta 2 [%]
O^*	71.35	73.12	2.5
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$	88.69	81.38	8.2
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$	88.73	81.38	8.3

4.7. Curva idealizada de carga-deformación

Los códigos ASCE 41-17 y ACI 369-22 presentan curvas idealizadas que representan el comportamiento idealizado de elementos locales o *"backbone"* para poder representar el comportamiento no lineal de éstos al realizar modelos analíticos. Los códigos proporcionan parámetros para obtener los puntos que la definen a partir de las características del elemento como su resistencia y cuantía de acero transversal, y fueron calibrados de acuerdo con las características de elementos diseñados con el código vigente aplicable, ACI 318-19.

De igual manera, ambos códigos permiten la elaboración de estas curvas a partir de pruebas experimentales, dando pautas para la elaboración de la curva idealizada a partir de la envolvente obtenida del programa experimental.

En la Figura 4.27a se presenta un esquema de los puntos con los que los códigos definen la curva idealizada y de los cuales proporcionan métodos para su obtención para diversos elementos de concreto y otros materiales, mientras que en la Figura 4.27b se presenta el esquema proporcionado por el ASCE 41-17 para definir la curva idealizada a partir de una envolvente obtenida con datos experimentales (ASCE/SEI, 2017).



(a) Curva idealizada generalizada (b) Formación de *"backbone"* con la envolvente

Figura 4.27: Definición para la formación de curvas idealizadas según el ASCE 41-17 (ASCE/SEI, 2017).

4.7.1. Procedimiento para obtener las curvas idealizadas

A continuación, se detallará el procedimiento llevado a cabo para la obtención de las curvas idealizadas, siguiendo los parámetros descritos por el ASCE 41-17 y el ACI 369-22.

4.7.1.1. Obtención de los parámetros de modelación generalizados

Se emplearon los parámetros descritos en el ACI 369-22, en la tabla proporcionada para vigas de concreto reforzado (ACI, 2022). Se empleó dicha tabla ya que al evaluar con los parámetros para columnas de concreto reforzado con carga axial nula, se sobrestimaba la deformación del elemento, y la ecuación, resuelta con carga axial cero, difería de su equivalente para vigas de concreto. Los valores obtenidos considerando

los parámetros para vigas fueron significativamente más representativos a nuestros resultados, que los obtenidos con los parámetros para columnas.

Para la obtención de los parámetros, se empleó la Ecuación propuesta 2 (Ecuación 4.5) para obtener la resistencia a fuerza cortante de las columnas. La cuantía de refuerzo transversal empleado en el espécimen de control fue obtenido directamente con la cuantía de estribos con la que fue construida, mientras que en los modelos reforzados se adicionó a la cuantía de acero transversal, la cuantía de acero en las soleras, obtenido con la Ecuación 4.6.

$$\rho_{Solera} = \frac{2 \cdot A_{vSolera}}{b \cdot s_{Solera}} \tag{4.6}$$

De esta manera, se emplea el área transversal de las soleras y, dividido entre la dimensión ortogonal a la fuerza transversal y la separación entre soleras, obteniendo la cuantía adicional proporcionada por las soleras. Con los resultados de evaluó si esta metodología proporcionaba resultados equiparables a un elemento elaborado con los lineamientos de la normativa actual del ACI (ACI, 2019).

4.7.1.2. Obtención de la curva trilineal con la envolvente experimental

Para la elaboración de la curva trilineal equivalente, se siguieron las pautas recomendadas por el ASCE 41-17 (ASCE/SEI, 2017). Esta curva se compone de tres segmentos de recta cuya área bajo la curva sea equivalente al área bajo la curva de la envolvente experimental. Se describe el procedimiento a continuación.

- El primer segmento parte del origen y termina en el punto donde inicia la fluencia, con una pendiente tal que intersecta con la envolvente experimental en el 60 % de la carga máxima registrada,
- El siguiente segmento de recta parte del punto de fluencia y termina en el punto de resistencia máxima registrada en la envolvente experimental,
- El tercer segmento parte de la resistencia máxima y termina en el punto de la envolvente experimental tal que se haya reducido la resistencia a un 80 % de la resistencia máxima, interpolando el valor entre dos puntos de la envolvente de ser necesario, y
- Finalmente, se itera el valor de la fuerza en la que inicia la fluencia, de tal manera que se mantenga la pendiente del primer segmento y lograr una aproximación en la igualdad del área bajo las curvas

Se empleó un código en el lenguaje de programación *Python* para iterar las curvas de cada espécimen, con una precisión en el error porcentual de tres cifras decimales.

4.7.2. Resultados obtenidos

A continuación, se presentan las curvas obtenidas para cada uno de los especímenes.

4.7.2.1. Espécimen *O**

En la Figura 4.28 se presenta la curva idealizada formada por los parámetros descritos en el ACI 369-22, la curva trilineal elaborada con los datos experimentales y la envolvente de los resultados experimentales. Se observa que la curva obtenida con el código describe a un elemento cuya falla esta controlada por corte, ya que no define una carga de fluencia. La deformación en la que se presenta la carga máxima es relativamente cercana a la real obtenida en las pruebas.

Por otro lado, la curva trilineal experimental propone un punto en el que se presenta la fluencia, resultado de la metodología para su obtención. La deformación obtenida para dicho valor es comparable con la registrada al momento de determinar la fluencia de las barras de acero longitudinal en los extremos, para una distorsión de 0.5 %.

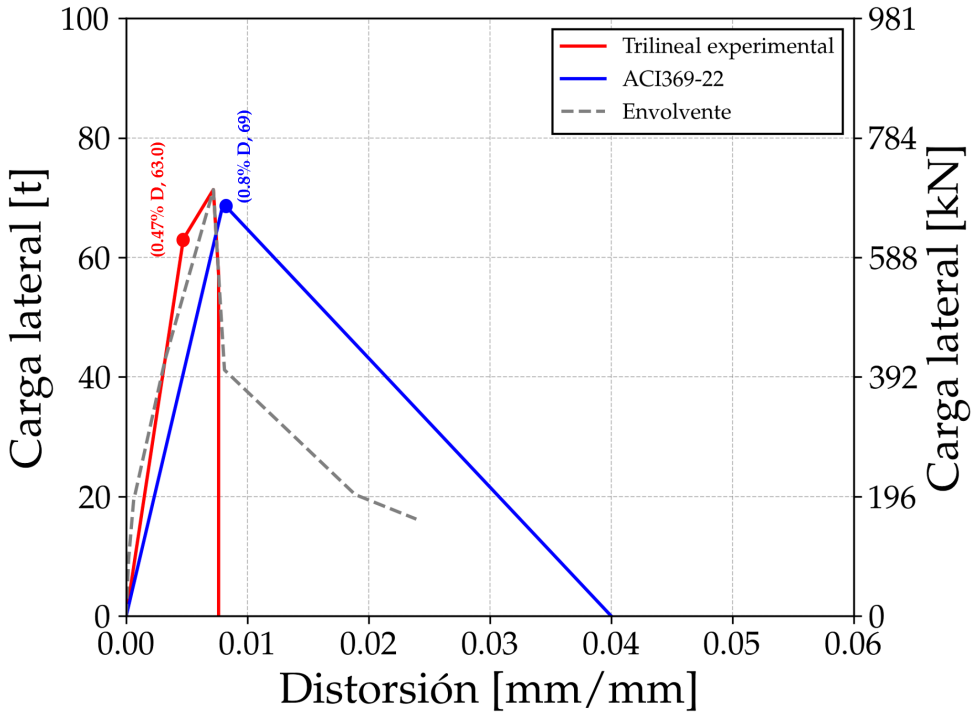


Figura 4.28: Curvas idealizadas carga contra distorsión para el espécimen *O**.

4.7.2.2. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$

Se presentan las curvas idealizadas en la Figura 4.29. En la curva idealizada obtenida con el ACI 369-22 se obtienen valores para la deformación a la fluencia de 0.8 % de distorsión y de a la resistencia máxima de 2.16 %, lo cual es sensiblemente cercano a lo determinado anteriormente del registro de la prueba, con 1.5 % y 2 % para la distorsión durante la fluencia y la resistencia máxima, respectivamente (ver Tabla 4.1).

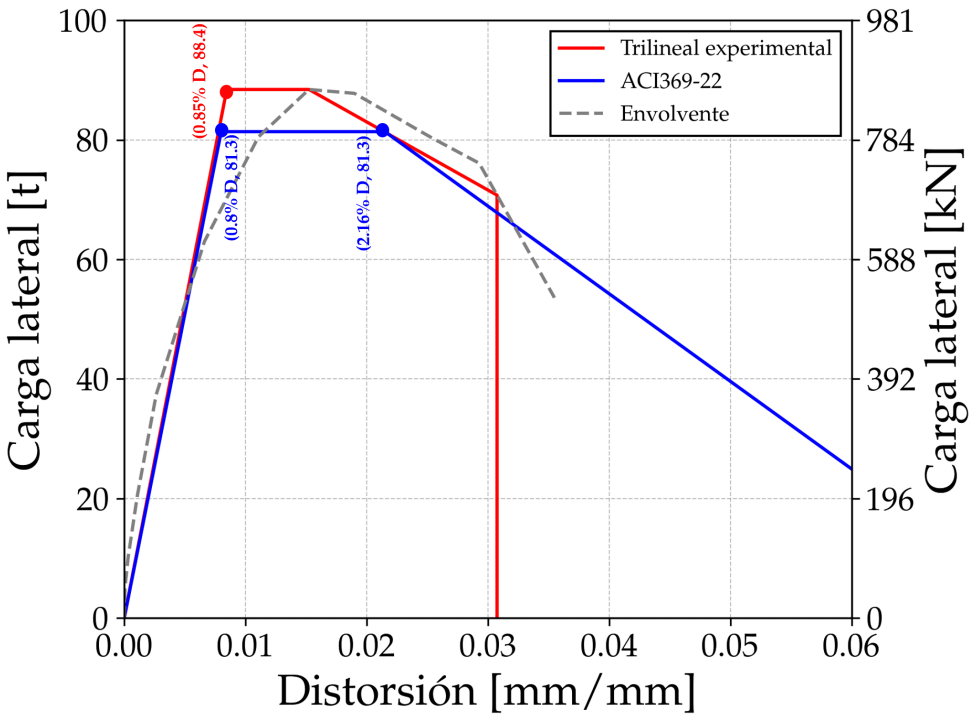


Figura 4.29: Curvas idealizadas carga contra distorsión para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$.

4.7.2.3. Espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$

En la Figura 4.30, se presentan las curvas idealizadas obtenidas. La curva obtenida a partir del ACI 369-22 es igual a la presentada en el espécimen anterior, ya que la metodología empleada únicamente toma en cuenta las dimensiones de los elementos del encamisado de acero, las cuales comparten ambos especímenes. Por ende, los valores obtenidos para la distorsión en el punto de fluencia y la carga máxima (0.8 % y 2.16 %, respectivamente), también encajan con lo presentado en la Tabla 4.1, donde los valores reales registrados corresponden a 1.5 % para el punto de fluencia y 2 % para la carga máxima.

También se observa que la curva trilineal cuenta con valores sensiblemente similares en el punto de fluencia a la obtenida con los parámetros del ACI 369-22.

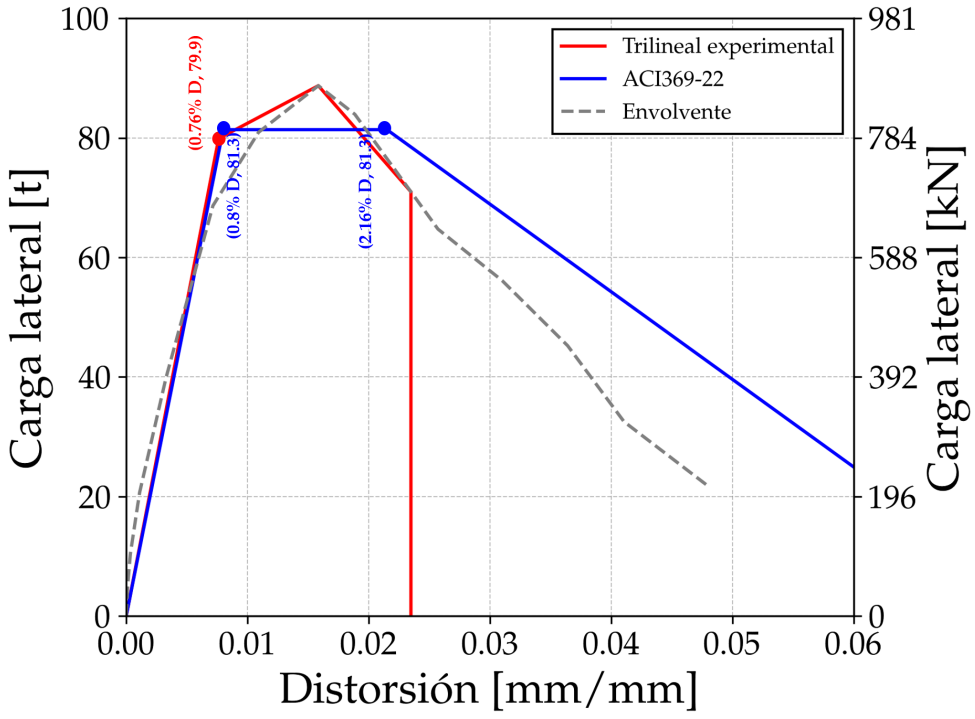


Figura 4.30: Curvas idealizadas carga contra distorsión para el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$.

4.7.3. Perspectivas finales

Las curvas obtenidas con los parámetros del ACI 369-22 se definen con puntos que concuerdan con los datos experimentales registrados, exhibiendo una cercanía en los hitos del inicio de fluencia y al alcanzar la resistencia máxima, y, de manera cualitativa, se asemejan sensiblemente a las envolventes experimentales, como se observa en las Figuras 4.28, 4.29 y 4.30.

El análisis de esta curva tiene los siguientes objetivos: nos permite comparar el comportamiento observado en los especímenes con encamisado metálico al de columnas de concreto reforzado diseñadas con el reglamento más reciente por el ACI (ACI, 2019), y que cumplen con los requisitos de cuantía de refuerzo transversal para permitir un mecanismo de falla dúctil, exhibiendo la importancia del aporte del encamisado metálico al comportamiento metálico. Y, por otro lado, estas curvas marcan un precedente para el uso de los parámetros de modelación del ACI 369-22 para columnas reforzadas con encamisado metálico, siguiendo la metodología descrita en esta tesina.

Por su parte, las curvas trilineales, elaboradas con las envolventes experimentales, nos permiten obtener, mediante una metodología diferente, el punto donde inicia la fluencia en cada espécimen. Esto nos permite comprarlo con los el obtenido mediante el análisis de los deformímetros en las barras longitudinales, y evaluar la aproximación del método propuesto en el ASCE 41-17 (ASCE/SEI, 2017) y el ACI 369-22 (ACI, 2022). En la Tabla 4.6 se presenta una comparación entre estos puntos obtenidos en cada espécimen, presentando el error obtenido con la Ecuación 4.3. Los valores reales medidos en las pruebas presentados en la tabla discrepan ligeramente del nivel de distorsión por discrepancias entre los sensores de medición de los dispositivos de carga y la instrumentación colocada para registrar desplazamientos.

Tabla 4.6: Comparación entre la distorsión al alcanzar el punto de fluencia obtenido con la curva trilineal y el análisis de los deformímetros.

Espécimen	Distorsión registrada durante la fluencia por deformímetros	Distorsión durante la fluencia obtenido de la curva trilineal	Error porcentual
O^*	0.42 %	0.47 %	12 %
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$	1.10 %	0.85 %	23 %
$S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$	1.16 %	0.76 %	34 %

5 Conclusiones

Tras analizar los datos recopilados de la instrumentación colocada en los especímenes y el comportamiento observado durante el desarrollo de las pruebas, se concluye lo siguiente:

- Los datos obtenidos en cada ensaye muestran congruencia entre todos los especímenes, permitiendo que se generen los mecanismos deseados en las columnas, por lo que se concluye que la disposición del marco de carga y la instrumentación fue adecuada.

- Analizando la rigidez registrada en las columnas de cada espécimen, se concluye que el refuerzo con encamisado de acero mediante entramado de ángulos y soleras no incrementa la rigidez de manera significativa, tomando en cuenta que el refuerzo fue diseñado para no aportar resistencia a la flexión, y provoca que una degradación significativa de ésta ocurra en niveles de distorsión mayores.

- El espécimen de control O^* presentó un mecanismo de falla asociada a cortante, debido a la presencia de agrietamiento y la pérdida súbita de la resistencia tras alcanzar la resistencia máxima, confirmando que la cuantía y detallado del refuerzo con barras de acero interno propuesto, representativo de métodos constructivos y diseño estructural deficientes en edificios construidos antes de la década de 1980, se asocia a la de un elemento cuya falla esta controlada por cortante.

- Los especímenes reforzados, $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ y $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$, presentaron una mayor resistencia ante fuerza cortante y una mayor capacidad de deformación que el espécimen sin reforzamiento, asociado a la aportación del encamisado de acero. La resistencia máxima de estos especímenes fue muy similar, apoyando la explicación del aporte del encamisado, considerando que ambos especímenes contaban con las mismas dimensiones en los ángulos y soleras de acero del encamisado.

- El espécimen O^* alcanzó la fluencia en el acero de refuerzo longitudinal en el ciclo asociado a una distorsión de 0.5 % y la carga máxima de 71.4 t en el ciclo de 1 %. El espécimen reforzado $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ alcanzó la fluencia en una distorsión de 1.5 % y una carga máxima de 88.7 t en una distorsión de 2 %, mientras que el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ alcanzó la fluencia en una distorsión de 1.5 %, mientras que la carga máxima de

88.7 t en una distorsión de 2 %. Se concluye que el refuerzo con encamisado de acero, además de incrementar la resistencia ante cortante en 24.3 % en relación al espécimen sin reforzar, incrementó la capacidad de deformación y ductilidad de la columna.

- El espécimen reforzado con un perno conector $S-2-1/4-h/2-A-2-C-1$ alcanzó una resistencia similar al reforzado con dos pernos conectores $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$, y fue apreciable que el espécimen con un perno presentó una degradación en la resistencia para niveles de distorsión superiores que el espécimen con dos pernos, además de observarse un mayor nivel de daño y agrietamiento por corte en el espécimen $S-2-1/4-h/2-A-2-C-2$ para una distorsión menor. Se concluye que el uso de un mayor número de pernos conectores no garantiza un mejor comportamiento y resistencia en un elemento reforzado. Se argumenta que esto pudo deberse a que se generan más zonas de agrietamiento por incrementar los esfuerzos en el concreto con un mayor número de conectores y perforaciones, a un mayor agrietamiento que impida la expansión y confinamiento del concreto o una combinación de ambos, lo cual se puede justificar con el comportamiento observado en los ensayes, con la formación de grietas inclinadas a través de los pernos conectores y una menor deformación en los ángulos de acero para el espécimen con dos pernos.

- Las ecuaciones descritas por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC Concreto-2017) y el ACI 318-19 para obtener la resistencia ante fuerza cortante subestimaron la resistencia real de los especímenes de manera significativa. Por otro lado, con la ecuación descrita por el ACI 369-17 se obtuvieron valores cercanos a la resistencia real registrada en la columna de control O^*. Se puede argumentar que esto se debió a que los ensayes de los que derivaron dichas ecuaciones presentaron un esquema similar al empleado en la realización de la descrita en el presente documento.

- El aumento en la resistencia ante fuerza cortante de los especímenes reforzados podría influir en la resistencia de otras secciones de un elemento real, como la resistencia de la conexión entre la columna y la zapata, dado que se observó la formación de grietas en esta zona en niveles de distorsión cercanos a la resistencia máxima. Esto podría presentar un problema significativo en losas con peraltes reducidos.

- El uso de pernos de cortante como medio de transferencia de esfuerzos entre la sección de concreto y el encamisado de acero genera una demanda importante de esfuerzos en los elementos de acero del encamisado, lo cual se apreció en el adelgazamiento de la sección en las soleras, derivado también de la reducción del área neta en los agujeros de los elementos de acero.

- Las soleras de acero que conformaban el refuerzo alcanzaron deformaciones unitarias menores que la deformación unitaria de fluencia al momento de alcanzar

la resistencia máxima en ambos especímenes reforzados. De igual manera, se observó la formación de articulaciones en los extremos, añadido a la tensión registrada, generando un mecanismo de flexotensión en dichos puntos.

- En los ángulos de acero que conformaban el encamisado, se observaron deformaciones fuera de su plano por la expansión del núcleo, lo que indica su contribución en el confinamiento del concreto, y alcanzaron deformaciones asociadas a la fluencia cerca del momento en que se alcanzó la resistencia máxima de los especímenes. Dado que se emplearon ángulos con un ancho de ala pequeño relativo a las dimensiones de la sección transversal de la columna, se argumenta que usar ángulos con mayor tamaño. y por ende mayor rigidez, proporcionarían un mayor confinamiento a la sección.

- El uso del encamisado de acero con entramado de ángulos y soleras fabricados con dimensiones menores a las recomendadas por la Guía Técnica de Rehabilitación Sísmica de la Infraestructura Física Educativa en México (Secretaría de Educación Pública/INIFED, 2021), incrementa la resistencia y capacidad de deformación en columnas no dúctiles.

5.1. Recomendaciones y comentarios adicionales

El uso de encamisado de acero conformado por entramado de ángulos y soleras es capaz de mejorar el comportamiento y resistencia de una columna no dúctil, empleando un menor volumen de acero que encamisados de acero con placas completas. También, se pueden disminuir el peso en el refuerzo comparado con métodos como encamisados de concreto, lo cual podría implicar el evitar modificaciones en el sistema de cimentación. Su uso deberá tomar en cuenta limitaciones arquitectónicas, económicas y de diseño, particulares de cada proyecto.

El uso de elementos acero implica considerar los procedimientos específicos para garantizar su durabilidad, lo cual se debe tomar en cuenta al diseñar el método de rehabilitación y su proceso constructivo. Se recomienda seguir los lineamientos de la Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes (Gobierno de la Ciudad de México, 2023).

Finalmente, las ecuaciones propuestas en este documento se limitan a las dimensiones de los elementos de acero empleados en los especímenes, así como a la proporción entre éstos y la sección de concreto, y no pretenden ser utilizados en el diseño de elementos estructurales en proyectos de rehabilitación.

5.1.1. Direcciones para investigación futura

Se recomienda la realización de un programa de ensayes que consideren la aplicación de carga axial, modificación en las dimensiones de los elementos de acero, modificación en la sección de concreto y cuantía de refuerzo de acero transversal y longitudinal, para evaluar su influencia en la resistencia ante fuerza cortante de los especímenes.

De igual manera, se recomienda la realización de un programa de ensayes en los que se implementen diferentes configuraciones en el número y posición de los pernos conectores en el encamisado de acero, con el fin de evaluar su influencia en la degradación de la rigidez en los especímenes.

A Resultados de los ensayes en los materiales

Se realizaron ensayes en muestras de concreto y acero empleado para el refuerzo interno, en las barras de acero de refuerzo transversal y longitudinal, y externo, en las soleras y ángulos de acero. En esta sección, se describe el procedimiento seguido en cada material y se presentan los resultados de las pruebas realizadas.

A.1. Concreto

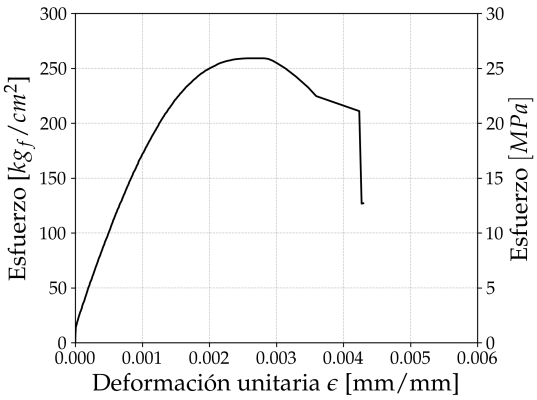
Se ensayó el concreto empleado en las columnas de concreto, procedente de la compañía *CEMEX*. Se empleó la Norma Mexicana NMX-C-083-ONNCCE-2014 para la fabricación de los especímenes y la realización de la prueba (Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, 2015). Se fabricaron cilindros a partir de la olla que vertió concreto en las columnas, los cuales tenían una altura de 30 cm y un diámetro de 15 cm. Se vertió el concreto en los cilindros en 3 capas, las cuales se compactaron con una barra lisa y un martillo de goma, siguiendo el procedimiento de la normativa. Los cilindros se ensayaron el día de la prueba, tras alcanzar una edad mayor que 28 días. Se empleó un sistema de carga *MTS* para aplicar una carga de compresión en el cilindro, y se registraron los datos mediante el sistema *DataLogger*. En la Figura A.1 se muestran imágenes de un ensaye realizado en los cilindros de concreto, los cuales se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED.



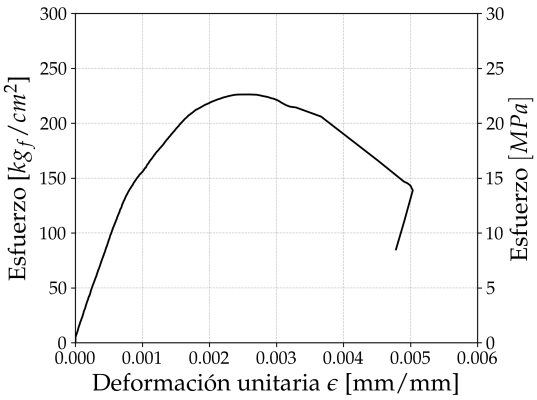
Figura A.1: Ensaye en cilindro de concreto, mediante el sistema de carga *MTS*.

Posteriormente, se obtuvieron las gráficas esfuerzo contra deformación unitaria de cuatro cilindros fabricados con el concreto de las columnas, a partir de la medición de

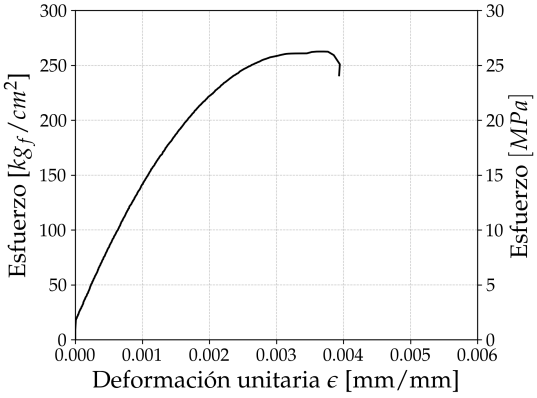
la carga y desplazamiento obtenido del sistema *MTS*, lo cual se observa en la Figura A.2. A partir de estos diagramas y registros, se obtienen los valores de resistencia a compresión en el concreto de cada espécimen, los cuales se presentan en la Sección 2.1.



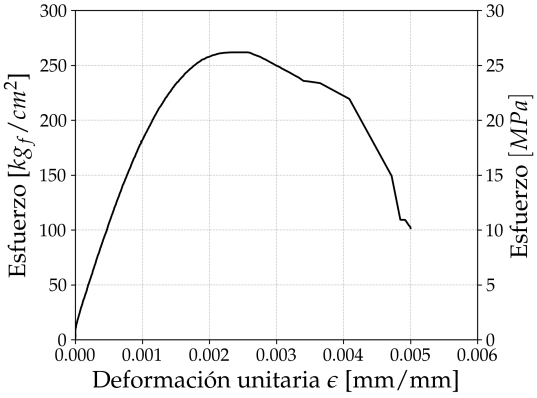
(a) Cilindro 1



(b) Cilindro 2



(c) Cilindro 3



(d) Cilindro 4

Figura A.2: Gráficas de esfuerzo contra deformación unitaria, para cada cilindro ensayado.

A.2. Acero

A continuación, se presentan el procedimiento y los ensayes realizados en el acero de refuerzo en los especímenes. Se empleó la normativa aplicada a cada tipo de elemento.

A.2.1. Acero en barras corrugadas

Se ensayaron las barras de acero de refuerzo transversal y longitudinal, del No. 3 y 8 respectivamente. Se empleó la Norma Mexicana NMX-B-506-CANACERO-2011 para ensayes en barras de acero corrugado (Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero, 2011). Se elaboraron especímenes con la longitud especificada en la normativa, y se ensayaron en un sistema de carga *MTS*, fijando los extremos del

espécimen al sistema y aplicando una carga de tensión hasta la falla, registrando los datos directamente en la consola del sistema. Esta serie de pruebas se realizaron en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En la Figura A.3 se muestran imágenes de las pruebas realizadas en las barras de acero de refuerzo.



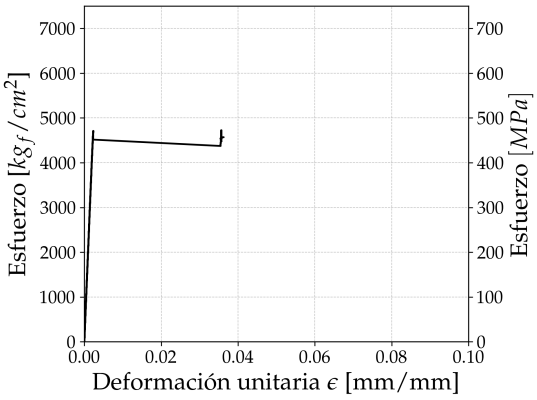
(a) Barra del No. 3



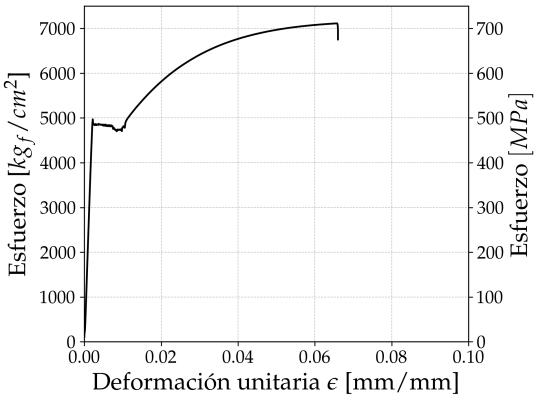
(b) Barra del No. 8

Figura A.3: Barras de acero de refuerzo interno durante el ensaye de especímenes.

A continuación, se presentan resultados en dos especímenes, para cada tamaño de barra de refuerzo. En la Figura A.4 se presentan los resultados para las barras del No. 3, mientras que en la Figura A.5 se presentan los resultados para las barras del No. 8.

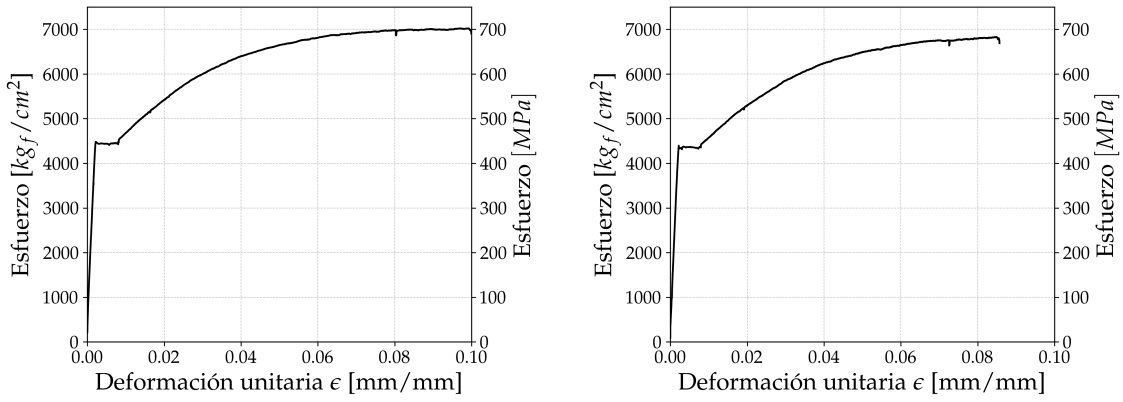


(a) Barra del No. 3, espécimen 1



(b) Barra del No. 3, espécimen 2

Figura A.4: Gráfica de esfuerzo contra deformación unitaria, para las barras de acero del No. 3.



(a) Barra del No. 8, espécimen 1 (b) Barra del No. 8, espécimen 2

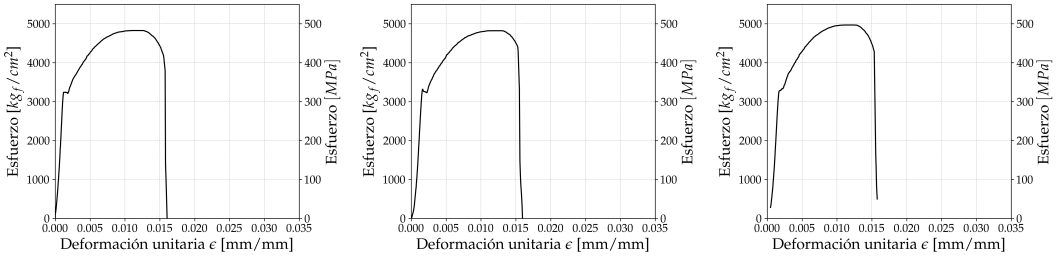
Figura A.5: Gráfica de esfuerzo contra deformación unitaria, para las barras de acero del No. 8.

A.2.2. Acero estructural

Se realizaron ensayes en los elementos de acero estructural que componían el encamisado de acero, a partir del material con el que se elaboró el refuerzo. Siguiendo la Norma Mexicana NMX-B-172-CANACERO-2018 (Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero, 2018), se fabricaron especímenes con las dimensiones especificadas por la norma. Dado que se contaba con diferentes características en los elementos, se realizaron especímenes para las soleras y los ángulos, los cuales se ensayaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, mediante el mismo sistema *MTS* empleado en los ensayes de cilindros de concreto, modificando el marco de carga para aplicarles cargas de tensión a los especímenes.

A.2.2.1. Soleras de acero

En la Figura A.6 se presentan los resultados de los ensayes en las probetas elaboradas con las soleras de acero.

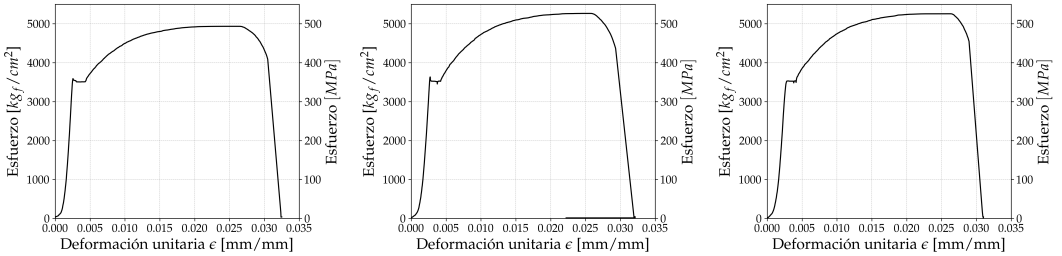


(a) Probeta 1 (b) Probeta 2 (c) Probeta 3

Figura A.6: Gráficas de esfuerzo contra deformación unitaria en las probetas elaboradas a partir de las soleras de acero.

A.2.2.2. Ángulos de acero

En la Figura A.7 se presentan los resultados de los ensayes en las probetas elaboradas con los ángulos de acero.



(a) Probeta 1 (b) Probeta 2 (c) Probeta 3

Figura A.7: Gráficas de esfuerzo contra deformación unitaria en las probetas elaboradas a partir de los ángulos de acero.

B Código en Python

Se presenta el código en lenguaje *Python* con el que se realizó la limpieza de los datos de la instrumentación registrados en el digitalizador. El código presentado remueve las "mesetas" generadas en la obtención de datos al mantener la carga durante la inspección de los especímenes y al identificar el agrietamiento. Además, elimina anomalías eléctricas con base en los momentos estadísticos de los datos en cada instrumento, identifica los picos de cada ciclo de carga y efectúa los cálculos presentados, señalando siempre los cambios efectuados y generando archivos corregidos y diagramas para evaluar la limpieza de los datos.

Este código es útil en pruebas experimentales cuasiestáticas unidireccionales reversibles en sistemas de digitalización como el *Data Logger TDS*, y puede editarse para su uso en contextos similares.

```
ruta = r'C:\Users\josen\Documents\Miscelaneo\Especialidad\
   ENSAYES\DATOS CRUDOS'
path = '/Users/josen/Documents/Miscelaneo/Especialidad/
   ENSAYES/Datos Limpios/MC-FIG/'
path2 = '/Users/josen/Documents/Miscelaneo/Especialidad/
   ENSAYES/Datos Limpios/FR/'
path3 = '/Users/josen/Documents/Miscelaneo/Especialidad/
   ENSAYES/Datos Limpios/FIGURAS/'
conten = os.listdir(ruta)
bb = len(conten)
MPALL=[0,0,0,0,0,0,0,0,0]
MNALL=[0,0,0,0,0,0,0,0,0]
CPALL=[0,0,0,0,0,0,0,0,0]
CNALL=[0,0,0,0,0,0,0,0,0]
j=0
for j in range(bb):
    df=pd.read_excel (ruta+'/'+conten[j])
    df2=pd.read_excel (ruta+'/'+conten[j])
    df.index = np.arange(1, len(df)+1)
    df2.index = np.arange(1, len(df2)+1)
    EQP=list(df.columns.values)
    #Se eliminan los nombres no necesarios (paso, fecha,
       etc.)
    EQP.pop(len(EQP)-1)
```

```
20      EQP.pop(len(EQP)-1)
21      EQP.pop(0)
22      EQP.pop(0)
23      EQP.pop(0)
24
25      df['DIFF FUERZA']=''
26      PasoExtra=[]
27      for i in range(2,len(df)+1):
28          df.at[i,'DIFF FUERZA']=(df.at[i,'Fuerza tf']-df.at
               [i-1,'Fuerza tf'])/(df.at[i,'Fuerza tf'
               ]+0.000001)*100
29      i=0
30      print(conten[j])
31
32      for i in range(2,len(df)+1):
33          if abs(df.at[i,'DIFF FUERZA'])<1:
34              PasoExtra.append(df.at[i,'Paso'])
35      i=0
36
37      df['DIFF DHL3 mm']=''
38      PasoExtra2=[]
39      for i in range(2,len(df)+1):
40          df.at[i,'DIFF DHL3 mm']=(df.at[i,'DHL3 mm']-df.at[
               i-1,'DHL3 mm'])/(df.at[i,'DHL3 mm']+0.000001)
               *100
41      i=0
42
43      for i in range(2,len(df)+1):
44          if abs(df.at[i,'DIFF DHL3 mm'])<1:
45              PasoExtra2.append(df.at[i,'Paso'])
46      i=0
47
48      Str = conten[j]
49      folder_name = Str[:len(Str)-5]
50
51      df.to_excel(r'C:\Users\josen\Documents\Miscelaneo\
           Especialidad\ENSAYES\DatosRevisadosColumnas'+"\
           DatosRevisados {0}.xlsx".format(folder_name))
52
53      PasoExtraTotal=list(set(PasoExtra) | set(PasoExtra2))
54      for i in range (len(PasoExtraTotal)):
55          df=df.drop(PasoExtraTotal[i])
56      df.index = np.arange(1, len(df)+1)
57
58      a1 = 1155.1
```

```
    a2 = 1112.2
    a3 = 1096.6
    b1 = 138
    b2 = 195
    b3 = 176
    c = 1202
    LN1=762.1
    LN2=776.1
    LN3=759.2
    DH=663.5
    df['ROTACION R1']=(df['DO1 mm']-df['DE1 mm'])/a1*-1
    df['CURVATURA R1']=(df['ROTACION R1'])/b1
    df['ROTACION R2']=(df['DO2 mm']-df['DE2 mm'])/a2*-1
    df['CURVATURA R2']=(df['ROTACION R2'])/b2
    df['ROTACION R3']=(df['DO3 mm']-df['DE3 mm'])/a3*-1
    df['CURVATURA R3']=(df['ROTACION R3'])/b3
    df['DISTORSION']=(df['DHL3 mm']-df['DHL-O mm'])/c*-1
    df['CARGA']=(df['Fuerza tf'])*-1
    df['DA DIAGONAL R1']=(df['DD1 mm']-df['DD4 mm'])/LN1
    df['DA DIAGONAL R2']=(df['DD2 mm']-df['DD5 mm'])/LN2
    df['DA DIAGONAL R3']=(df['DD3 mm']-df['DD6 mm'])/LN3
    df['DA VERTICAL R1']=(df['DVE1 mm']-df['DVO1 mm'])/DH
    df['DA VERTICAL R2']=(df['DVE2 mm']-df['DVO2 mm'])/DH
    df['DA VERTICAL R3']=(df['DVE3 mm']-df['DVO3 mm'])/DH

    df['PICO']=''
    df['ABS TDS']=abs(df['Fuerza tf'])
    df['CICLO']=np.nan

    m=1
    n=1
    o=0
    i=0
    for i in range(5,len(df)-1):
        if df.at[i-1,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS TDS'] and df.
           at[i+1,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS TDS']:
            if df.at[i-1,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS TDS'] and
                df.at[i+1,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS TDS']
               and df.at[i-2,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS TDS']
                and df.at[i+2,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS TDS'
               ] and df.at[i-3,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS TDS
               '] and df.at[i+3,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS
               TDS'] and df.at[i-4,'ABS TDS']<df.at[i,'ABS
                TDS'] and df.at[i+4,'ABS TDS']<df.at[i,'
               ABS TDS']:
```

```
95                  df.at[i,'PICO']='PICO ABSOLUTO'+str(m)
96                  df.at[i,'CICLO']=-5
97                  m=m+1
98                  o=o+1
99              else:
100                 df.at[i,'PICO']='MEDIO PICO'
101         elif ((df.at[i,'Fuerza tf']+0.00001)/(df.at[i-1,'
               Fuerza tf']+0.00001))<0:
102             df.at[i,'PICO']='VALLE'+str(n)
103             df.at[i,'CICLO']=-1
104             n=n+1
105             o=o+1
106         else:
107             df.at[i,'CICLO']=o
108
109     df['index']=range(len(df))
110     h=1.2
111     MP = np.zeros(1)
112     CP = np.zeros(1)
113     MN = np.zeros(1)
114     CN = np.zeros(1)
115     i=0
116     for i in range(1,len(df)):
117         if df.at[i,'CICLO']==-5:
118             if df.at[i,'Fuerza tf']<0:
119                 MP = np.append(MP,df.at[i,'Fuerza tf']*h
                       *-1)
120                 CP = np.append(CP,df.at[i,'CURVATURA R1'
                       ]*-1)
121             else:
122                 MN = np.append(MN,df.at[i,'Fuerza tf']*h
                       *-1)
123                 CN = np.append(CN,df.at[i,'CURVATURA R1'
                       ]*-1)
124
125     MPALL[j]=MP
126     MNALL[j]=MN
127     CPALL[j]=CP
128     CNALL[j]=CN
129
130     Str = conten[j]
131     folder_name = Str[:len(Str)-5]
132     folder = os.path.join(path+folder_name)
133     carpeta = '{}.txt'.format(folder_name)
134     file = os.path.join(folder, carpeta)
```

```
135     os.makedirs(folder)
136
137     MCP=pd.DataFrame(np.hstack((CP[:,None], MP[:,None])))
138     MCN=pd.DataFrame(np.hstack((CN[:,None], MN[:,None])))
139     MCP.to_excel(path+'/'+folder_name+'/'+"\DatosMCP {0}.
          xlsx".format(folder_name))
140     MCN.to_excel(path+'/'+folder_name+'/'+"\DatosMCN {0}.
          xlsx".format(folder_name))
141
142     plt.figure(i+1)
143     plt.plot(CP, MP, label='Momento-curvatura positivo')
144     plt.plot(CN, MN, label='Momento-curvatura negativo')
145     plt.axis('tight')
146     plt.legend(loc='upper left')
147     plt.savefig(path+'/'+folder_name+'/'+"MomentoCurvatura
          {0}.png".format(folder_name),dpi=300)
148     plt.close()
149
150     Str = conten[j]
151     folder_name = Str[:len(Str)-5]
152     folder = os.path.join(path2+folder_name)
153     carpeta = '{}.txt'.format(folder_name)
154     file = os.path.join(folder, carpeta)
155     os.makedirs(folder)
156
157     df['index']=range(1,len(df)+1)
158     df2['index']=range(1,len(df2)+1)
159
160     plt.figure(j+1)
161     ax = df.plot(y="DHL3 mm", x='index', color='r', label=
          'sin mesetas');
162     df2.plot(y="DHL3 mm", x='index', color='b', label='con
          mesetas', ax=ax);
163     plt.xlabel("Load [t]")
164     plt.ylabel("Displacement [mm]")
165     plt.title("Comparacion meseta vs sin mesetas")
166     plt.legend()
167     DHL3=df[['DHL3 mm']].to_numpy()
168     PASO=df[['index']].to_numpy()
169     plt.scatter(PASO, DHL3, s=0.01)
170     plt.savefig(path2+'/'+folder_name+'/'+"figure{0}.png".
          format(folder_name))
171     plt.close()
172
173     plt.figure(j+2)
```

```
174     DHL3=df[['DHL3 mm']].to_numpy()
175     PASO=df[['index']].to_numpy()
176     plt.scatter(PASO, DHL3, s=0.01)
177     plt.savefig(path2+'/'+folder_name+'/'+"figure2{0}.png"
           .format(folder_name))
178     plt.close()
179
180     Str = conten[j]
181     folder_name = Str[:len(Str)-5]
182     folder = os.path.join(path3+folder_name)
183     carpeta = '{}.txt'.format(folder_name)
184     file = os.path.join(folder, carpeta)
185     os.makedirs(folder)
186
187     fig, axes = plt.subplots(nrows=3, ncols=1, figsize
           =(12, 36))
188     fig.suptitle('Curvatura')
189     df.plot(x='CURVATURA R1', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.0005,0.0005], figsize
           =[12,36], title='Region 1', ax=axes[0])
190     df.plot(x='CURVATURA R2', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.0005,0.0005], figsize
           =[12,36], title='Region 2', ax=axes[1])
191     df.plot(x='CURVATURA R3', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.0005,0.0005], figsize
           =[12,36], title='Region 3', ax=axes[2])
192     plt.xlabel('Curvatura [rad/mm]')
193     plt.ylabel('Carga [t]')
194     plt.savefig(path3+'/'+folder_name+'/'+"CURVATURA {0}.
           png".format(folder_name),dpi=300)
195     plt.close()
196
197     fig, axes = plt.subplots(nrows=3, ncols=1, figsize
           =(12, 36))
198     fig.suptitle('Deformacion Angular Transductores
           Diagonales')
199     df.plot(x='DA DIAGONAL R1', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.015,0.015], figsize
           =[12,36], title='Region 1', ax=axes[0])
200     df.plot(x='DA DIAGONAL R2', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.015,0.015], figsize
           =[12,36], title='Region 2', ax=axes[1])
201     df.plot(x='DA DIAGONAL R3', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.015,0.015], figsize
           =[12,36], title='Region 3', ax=axes[2])
```

```
202     plt.xlabel('Deformacion angular [rad]')
203     plt.ylabel('Carga [t]')
204     plt.savefig(path3+'/'+folder_name+'/'+"DA DIAGONAL
           {0}.png".format(folder_name),dpi=300)
205     plt.close()
206
207     fig, axes = plt.subplots(nrows=3, ncols=1, figsize
           =(12, 36))
208     fig.suptitle('Deformacion Angular Transductores
           Verticales')
209     df.plot(x='DA VERTICAL R1', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.015,0.015], figsize
           =[12,36], title='Region 1', ax=axes[0])
210     df.plot(x='DA VERTICAL R2', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.015,0.015], figsize
           =[12,36], title='Region 2', ax=axes[1])
211     df.plot(x='DA VERTICAL R3', y='CARGA', legend=False,
           ylim=[-120,120], xlim=[-0.015,0.015], figsize
           =[12,36], title='Region 3', ax=axes[2])
212     plt.xlabel('Deformacion angular [rad]')
213     plt.ylabel('Carga [t]')
214     plt.savefig(path3+'/'+folder_name+'/'+"DA VERTICAL
           {0}.png".format(folder_name),dpi=300)
215     plt.close()
216
217     plt.figure(j+3)
218     df.plot(y='CARGA', x='DISTORSION', ylim=[-120,120],
           xlim=[-0.1,0.1], figsize=[12,12], title='Distorsion
           ')
219     plt.savefig(path3+'/'+folder_name+'/'+"DISTORSIoN {0}.
           png".format(folder_name),dpi=300)
220     plt.close()
221
222     df.to_excel(r'C:\Users\josen\Documents\Miscelaneo\
           Especialidad\ENSAYES\Datos Limpios'+"\DatosLimpios
           {0}.xlsx".format(folder_name))
```

Listing B.1: Código en lenguaje Python empleado para la limpieza y análisis de datos

Referencias

Aboutaha, R. (1994). *Seismic retrofit of non-ductile reinforced concrete columns using rectangular steel jackets.* Tesis doctoral. The University of Texas at Austin.

Aguilar, G. (1997). *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mamposteria confinada ante cargas laterales.* Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México.

Aguilar, *J.* (1995). *Case studies of rehabilitation techniques of existing reinforced concrete buildings in Mexico City.* Tesis de Maestría. The University of Texas at Austin.

AISC. (2017). *Steel construction manual* (15th ed.). Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.

Alcocer, S., y Castaño, V. (2008). *Evolution of codes for structural design in mexico* (Vol. 26). doi: 10.1108/02630800810857417

Alcocer, S., y Jirsa, J. (1993). *Strength of reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing* (Vol. 90) (n.º 3). doi: https://doi.org/10.14359/4185

Alcocer, S., Murià, D., Martínez, Y., Bautista, R., Valencia, G., Cruz, V., ... Berrón, R. (2020, Abril). *Proyecto colaborativo contex: Evaluación de edificios de concreto rehabilitados sísmicamente tras el sismo de 2017 en la ciudad de méxico.* Elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM y University of Texas at Austin. En proceso de impresión.

Alcocer, S., Murià, D., Palma, S., Andrade, J., y Alcaraz, J. (2023). *Estudio experimental de columnas de concreto encamisadas con elementos metálicos.* Instituto de Ingeniería, UNAM. En proceso de impresión.

Ascencio, J. (2005). *Rehabilitacion de columnas de concreto reforzado con angulos y soleras de acero.* Tesis de LIcenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México.

ASTM. (2023). *Standard specification for carbon steel plate, sheet, and strip, general requirements.* ASTM International.

ATC. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings volume 1 ATC-40* (Vol. 1).

Bautista, R. (2019). *Análisis del comportamiento de escuelas de concreto en los sismos de septiembre de 2017.* Tesis de LIcenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México.

Cruz, V. (2022). *Modelos de cálculo de resistencia a momento flexionante y fuerza cortante de columnas rehabilitadas con encamisado de concreto reforzado.* Tesis de LIcenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México.

Cruz, V., Singh, S. K., y Ordaz, M. (2017). *¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?* Descargado 2023-02-28, de `https://ciencia.unam.mx/leer/652/-que-ocurrio-el-19-de-septiembre-de-2017-en-mexico-Farooq`

Cuevas, O. G., Guerrero, J., Gómez, B., y Flores, F. (2007). *Resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto reforzadas con camisas de acero.* doi: 10 .18867/ris.77.95

ACI. (2013). *Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads (ACI 374.2R-13).*

ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318 - 19).*

ACI. (2022). *Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retroft of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1-22) and Commentary.*

ASCE/SEI. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17).*

Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero. (2011). *Norma Mexicana NMX-B-506-CANACERO-2011: Industria siderúrgica - Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba.* Diario Oficial de la Federación.

Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero. (2018). *Norma Mexicana NMX-B-172-CANACERO-2018: Industria Siderúrgica-Métodos de prueba mecánicos para productos de acero y hierro (cancela a la NMX-B-172-CANACERO-2013).* Diario Oficial de la Federación.

Fundación ICA. (1988). *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985: México.*

Gobierno de la Ciudad de México. (2017a). *Normas para la rehabilitación sísmica de edificios de concreto dañados por el sismo del 19 de septiembre, 2017.* Diario Oficial de la Ciudad de México.

Gobierno de la Ciudad de México. (2017b). *Normas para la rehabilitación sísmica de edificios de concreto dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017.* Diario de la Ciudad de México.

Gobierno de la Ciudad de México. (2017c). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.* Diario Oficial del Distrito Federal.

Gobierno de la Ciudad de México. (2017d). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.* Diario Oficial de la Ciudad de México.

Gobierno de la Ciudad de México. (2023). *Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.* Diario Oficial de la Ciudad de México.

Gobierno del Distrito Federal. (1976). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.* Diario Oficial del Distrito Federal.

Gobierno del Distrito Federal. (1985). *Normas de emergencia en materia de construcciones para el distrito federal 1985.* Diario Oficial del Distrito Federal.

Gobierno del Distrito Federal. (1987). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.* Diario Oficial del Distrito Federal.

Gobierno del Distrito Federal. (1988). *Los sismos de 1985. Control de edificaciones.*

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación. (2015). *Norma Mexicana NMX-C-083-ONNCCE-2014: Declaratoria de vigencia de la norma mexicana NMX-C-083-ONNCCE-2014, 'Industria de la construcción - Concreto - Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes - Método de ensayo (Cancela a la NMX-C-083-ONNCCE-2002).* Diario Oficial de la Federación.

Python Software Foundation. (2023). *Python programming language.* Descargado de `https://www.python.org/`

Secretaría de Educación Pública/INIFED. (2021). *Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México.* Secretaría de Educación Pública.

FEMA. (2006). *Fema 547: Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings.*

Fukuyama, K., Higashibata, Y., y Miyauchi, Y. (2000). *Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns* (Vol. 22) (n.º 1). doi: https://doi.org/10.1016/S0958-9465(99)00044-X

Gkournelos, P., Bournas, D., y Triantafillou, T. (2019). *Combined seismic and energy upgrading of existing buildings using advanced materials: Case studies on Reinforced Concrete Buildings in South Europe.* doi: https://doi.org/10.2760/17376

IMCA. (2014). *Manual de Construcción en Acero* (5th ed.). LIMUSA.

Moehle, J. (2000). *State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the us.*

Murcia-Delso, J., Alcocer, S., Arnau, O., Martínez, Y., y Vila, D. (2020). *Seismic rehabilitation of concrete buildings after the 1985 and 2017 earthquakes in Mexico City* (Vol. 36). doi: 10.1177/8755293020957372

Priestley, M., Seible, F., Xiao, Y., y Verma, R. (1994). *Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength. Part 2: Test results and comparison with theory* (Vol. 91). doi: 10.14359/4168

Pujol, S., y Rodríguez, M. (2019). *Evaluating the behavior of nonstructural walls in Mexico-City buildings in the september 19, 2017 earthquake* (n.º 101).

Rosenblueth, E., y Meli, R. (1986). *The 1985 earthquake : Causes and effects in Mexico City* (Vol. 8).

Singh, S., Ordaz, M., Pacheco, J., Quaas, R., Alcántara, L., Alcocer, S., ... Ovando, E. (1999). *A preliminary report on the Tehuacan, Mexico earthquake of June 15, 1999 (Mw= 7.0)* (Vol. 70) (n.º 5). Citeseer.

Teran, A. (1988). *Review of Repair Techniques for Earthquake Damaged Reinforced Concrete Buildings.* Tesis de Maestría. The University of Texas at Austin.

Vecchio, F., y Collins, M. (1986). *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear.* (Vol. 83) (n.º 2).

Xiao, Y., y Wu, H. (2003). *Retrofit of reinforced concrete columns using partially stiffened steel jackets* (Vol. 129) (n.º 6). doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:6(725)

Xu, C.-X., Peng, S., Deng, J., y Wan, C. (2018). *Study on seismic behavior of encased steel jacket-strengthened earthquake-damaged composite steel-concrete columns* (Vol. 17). doi: https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.02.010